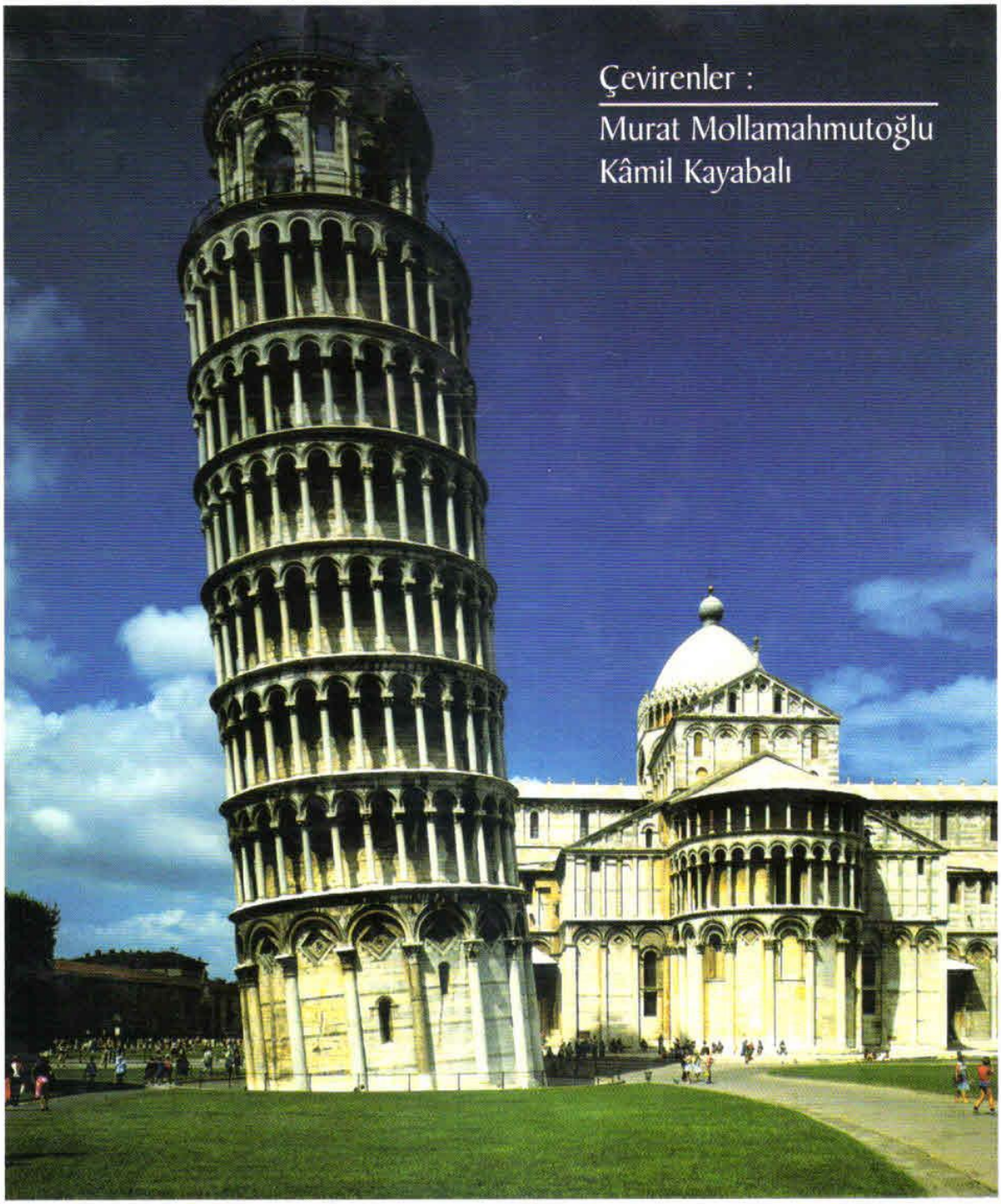
İKİNCİ BASKI

TEMEL TASARIMI

İlkeler ve Uygulamalar

DONALD P. CODUTO



Çevirenler :

Murat Mollamahmutoğlu
Kâmil Kayabalı

Gazi
kitabevi

Temel Tasarımı

İlkeler ve Uygulamalar

İkinci Baskı

© Bu kitabın Türkiye'deki her türlü yayın hakkı Gazi Kitabevi Tic. Ltd. Şti'ye aittir, tüm hakları saklıdır. Kitabın tamamı veya bir kısmı 5846 sayılı yasanın hükümlerine göre, kitabı yayınlayan firmanın ve yazarlarının önceden izni olmadan elektronik, mekanik, fotokopi ya da herhangi bir kayıt sistemiyle çoğaltılamaz, yayınlanamaz, depolanamaz.

Kapak Tasarımı
Yusuf Özalp

Düzenleme
Gazi Kitabevi

Baskı
Hermes Ofset
K. Karabekir Cd. Murat Çarşısı
No: 39/16 İskitler/ANKARA
0.312 384 34 32

Baskı Yılı
Kasım 2011

ISBN
975 - 8895 - 68 - 0



Gazi Kitabevi Tic. Ltd. Şti.
Dögol Caddesi No: 49/B Beşevler, ANKARA
Tel: (0 312) 223 77 73 – 213 32 82 • Faks: (0 312) 215 14 50
info@gazikitabevi.com.tr

www.gazikitabevi.com.tr

Temel Tasarımı

İlkeler ve Uygulamalar

İkinci Baskı

Prof. Dr. Donald P. Coduto

California State Polytechnic University, Pomona
İnşaat Mühendisliği Profesörü

Çevirenler:

Prof. Dr. Murat Mollamahmutoğlu
Gazi Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi

Prof. Dr. Kâmil Kayabalı
Ankara Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi

Kongre Kütüphanesi Yayınlanmış Eserlerin Kataloglanması

Coduto, Donald P.
Temel tasarımı: ilkeler ve uygulamalar / Donald. P. Coduto, 2. Baskı
p. cm.
ISBN 0-13-589706-8
1. Temeller. 2. Başlık.

TA775.C63 2001
624.1'5-dc21 00-38553

Başkan yardımcısı ve yayın müdürü : *Marcia Horton*
Derleme editörü : *Laura Curless*
Kıdemli pazarlama müdürü : *Denny Hoyt*
Üretim editörü : *Pine Tree Composition*
Yetkili idare editörü : *Vince O'Brien*
İdare editörü : *David A. George*
Sanat müdürü : *Jayne Conte*
Kapak tasarımcısı : *Bruce Kenselaar*
Üretim müdürü : *Trduy Pisciotti*
İmalat satınalım : *Dawn Murrin*
Başkan yardımcısı ve üretim müdürü : *David W. Riccardi*



© 2001, Prentice-Hall, Inc.
Upper Saddle River, NJ 07458

Tüm hakları saklıdır. Bu eserin herhangi bir bölümü yayınevinin yazılı iznini almadan çoğaltılamaz.

Düzeltmeler yapılmış olarak Ocak 2001'de yeniden basılmıştır.

Amerika Birleşik Devletleri'nde basılmıştır.

10 9 8 7 6 5

ISBN 0-13-589706-8

Prentice-Hall International (UK) Limited, *Londra*
Prentice-Hall of Australia Pty. Limited, *Sidney*
Prentice-Hall Canada Inc., *Toronto*
Prentice-Hall Hispanoamericana, A.A., *Meksika*
Prentice-Hall of India Private Limited, *Yeni Delhi*
Prentice-Hall of Japan, Inc., *Tokyo*
Pearson Education Asia Pte. Ltd. *Singapur*
Editora Prentice-Hall do Brasil, Ltda., *Rio de Janeiro*

İçindekiler

Önsöz, xiii
Notasyon ve Ölçüm Birimleri, xvii

1. İnşaat Mühendisliğinin Temelleri, 1
1.1 Çağdaş Temel Mühendisliğinin Ortaya Çıkışı, 1
1.2 Temel Mühendisi, 3
1.3 Belirsizlikler, 4
1.4 Yapı Yönetmelikleri, 6
Renkli Fotoğraflar İçin Açıklamalar, 8

2. Performans Şartları, 11
2.1 Tasarım Yükleri, 12
2.2 Dayanım Şartları, 19
Sorular ve Uygulama Problemleri 2.1–2.4, 20
2.3 Hizmet Verebilirlik Şartları, 20
Sorular ve Uygulama Problemleri 2.5–2.8, 34
2.4 İnşa Edilebilirlik Şartları, 34
2.5 Ekonomik Şartlar, 35
Özet, 37
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 2.9–2.14, 38

3. Zemin Mekaniği, 39
3.1 Zemin Bileşimi, 39
3.2 Zemin Sınıflaması, 45
Sorular ve Uygulama Problemleri 3.1–3.4, 46
3.3 Yeraltı Suyu, 47
3.4 Gerilme, 49
Sorular ve Uygulama Problemleri 3.5–3.6, 51
3.5 Sıkışabilirlik ve Oturma, 52
Sorular ve Uygulama Problemleri 3.7, 67
3.6 Dayanım, 68
Sorular ve Uygulama Problemleri 3.8–3.10, 82
Özet, 83
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 3.11–3.16, 84

4. Arazi İncelemesi ve Karakterizasyonu, 87
4.1 Saha İncelemesi, 88
4.2 Laboratuvar Deneyleri, 97
Sorular ve Uygulama Problemleri 4.1–4.4, 98
4.3 Arazi Deneyleri, 98
Sorular ve Uygulama Problemleri 4.5–4.7, 120
4.4 Arazi ve Laboratuvar Deney Verilerinin Sentezi, 120

4.5 Ekonomi, 120
Özet, 122
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 4.8–4.11, 122

5. Yüzeysel Temeller, 125
5.1 Tekil Temeller, 125
5.2 Radye Temeller, 130
5.3 Temas Basıncı, 133
Özet, 145
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 5.1–5.9, 146

6. Yüzeysel Temeller – Taşıma Kapasitesi, 149
6.1 Taşıma Gücü Yenilmeleri, 149
6.2 Zeminde Taşıma Gücü Analizleri - Genel Kayma Durumu, 152
Sorular ve Uygulama Problemleri 6.1–6.3, 164
6.3 Yeraltı Suyu Etkileri, 164
6.4 İzin Verilebilir Taşıma Gücü, 167
6.5 Zemin Dayanım Parametrelerinin Seçimi, 170
Sorular ve Uygulama Problemleri 6.4–6.10, 173
6.6 Zeminlerde Taşıma Gücü Analizi - Yerel ve Zımbalayıcı Kesme Durumları, 174
6.7 Tabakalı Zeminlerde Taşıma Gücü, 175
6.8 Taşıma Gücü Analizlerinin Doğruluğu, 177
6.9 Taşıma Hesap Tablosu, 179
Sorular ve Uygulama Problemleri – Hesap Tablosu Analizleri 6.11–6.13, 179
Özet, 180
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 6.14–6.17, 181

7. Yüzeysel Temeller – Oturma, 183
7.1 Tasarım Şartları, 183
7.2 Oturma Analiz Yöntemlerinin Özeti, 184
7.3 Yüzeysel Temellerin Altında Oluşan Gerilmeler, 185
Sorular ve Uygulama Problemleri 7.1–7.4, 192
7.4 Laboratuvar Deneylerine Dayalı Oturma Analizleri, 192
Sorular ve Uygulama Problemleri 7.5–7.8, 204
7.5 Oturma Hesap Tablosu, 204
Sorular ve Uygulama Problemleri – Hesap Tablosu Analizleri 7.9–7.13, 205
7.6 Arazi Deneylerine Dayalı Oturma Analizleri, 206
Sorular ve Uygulama Problemleri 7.14–7.16, 215
7.7 Schmertmann Hesap Tablosu Programı, 216
Sorular ve Uygulama Problemleri – Hesap Tablosu Analizleri 7.17–7.21, 216
7.8 Tabakalı Zeminlerde Yüzeysel Temellerin Oturması, 217
7.9 Farklı Oturma, 217
Sorular ve Uygulama Problemleri 7.22–7.23, 223
7.10 Oturma Hızı, 223
7.11 Oturma Hesaplamalarının Doğruluk Derecesi, 224
Özet, 228

Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 7.24–7.27, 230

8. Yüzeysel Temeller – Geoteknik Tasarım, 233
8.1 Eksenel Aşağı Doğru Yükler İçin Tasarım, 233
Sorular ve Uygulama Problemleri 8.1–8.9, 243
8.2 Eksantrik veya Moment Yükleri İçin Tasarım, 245
8.3 Kesme Yükleri İçin Tasarım, 248
Sorular ve Uygulama Problemleri 8.10–8.12, 250
8.4 Rüzgar Yükleri veya Sismik Yükler İçin Tasarım, 251
8.5 Hafif Yüklü Temeller, 253
Sorular ve Uygulama Problemleri 8.13–8.14, 255
8.6 Şevlerin Üzerindeki veya Yakınındaki Temeller, 256
8.7 Donmuş Zeminlerdeki Temeller, 258
8.8 Oyulmaya Meyilli Zeminler Üzerindeki Temeller, 265
8.9 Kaya Üzerindeki Temeller, 266
Sorular ve Uygulama Problemleri 8.15–8.20, 267
Özet, 268
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 8.21–8.24, 269

9. Yüzeysel Temeller – Yapısal Tasarım, 271
9.1 Malzemelerin Seçimi, 272
9.2 Tasarım Yöntemlerinin Dayanağı, 273
9.3 Tasarım Yükleri, 275
9.4 Minimum Kaplama Şartları ve Standart Boyutlar, 275
9.5 Kare Temeller, 276
Sorular ve Uygulama Problemleri 9.1–9.8, 292
9.6 Sürekli Temeller, 294
Sorular ve Uygulama Problemleri 9.9–9.10, 298
9.7 Dikdörtgen Temeller, 299
9.8 Birleşik Temeller, 299
9.9 Hafif Yüklü Temeller, 299
9.10 Üst Yapı İle Bağlantılar, 302
Sorular ve Uygulama Problemleri 9.11–9.15, 316
Özet, 316
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 9.16–9.17, 317

10. Radye Temeller, 319
10.1 Rijit Yöntemler, 320
10.2 Rijit Olmayan Yöntemler, 323
10.3 Temel Zemini Reaksiyon Katsayısının Belirlenmesi, 328
10.4 Yapısal Tasarım, 331
10.5 Toplam Oturma, 332
10.6 Taşıma Gücü, 332
Özet, 333
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 10.1–10.5, 334

11. Derin Temeller, 335
11.1 Derin Temel Tipleri ve Tanımları, 336
11.2 Yük Aktarımı, 337
11.3 Kazıklar, 339
Sorular ve Uygulama Problemleri 11.1–11.8, 360
11.4 Delgili Şaftlar, 361
Sorular ve Uygulama Problemleri 11.9–11.11, 377
11.5 Kesonlar, 377
11.6 Beton İle Doldurulmuş Mandrel Çakmalı İnce Kabuklar, 380
11.7 Burgu İle Dökme Kazıklar, 382
11.8 Basınç İle Enjekte Edilmiş Temeller, 384
11.9 Kazık Destekli ve Kazık İle GüçlendirilmişTemeller, 387
11.10 Ankrajlar, 388
Sorular ve Uygulama Problemleri 11.12–11.14, 389
Özet, 390
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 11.15–11.17, 391

12. Derin Temeller – Yapısal Bütünlük, 393
12.1 Tasarım Felsefesi, 393
12.2 Yükler ve Gerilmeler, 395
12.3 Kazıklar, 399
Sorular ve Uygulama Problemleri 12.1–12.5, 410
12.4 Delgili Şaftlar, 411
Sorular ve Uygulama Problemleri 12.6–12.7, 417
12.5 Başlıklar, 417
12.6 Bağ Kirişleri, 419
Özet, 419
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 12.8–12.17, 420

13. Derin Temeller – Statik Yükleme Deneylerine Dayalı Eksenel Yük Kapasitesi, 423
13.1 Yük Aktarımı, 424
Sorular ve Uygulama Problemleri 13.1–13.3, 433
13.2 Geleneksel Statik Yük Deneyleri, 433
13.3 Deney Sonuçlarının Yorumu, 437
Sorular ve Uygulama Problemleri 13.4–13.6, 439
13.4 Zemin Direncinin Harekete Geçirilmesi, 440
13.5 Aletli Statik Yük Deneyleri, 442
13.6 Osterberg Yük Deneyleri, 444
13.7 Tam Ölçekli Statik Yük Deneylerinin Kullanıldığı Durumlar, 446
Özet, 447
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 13.7–13.9, 448

14. Derin Temeller – Analitik Yöntemlere Dayalı Eksenel Yük Kapasitesi, 451
14.1 İnşaat Sırasında Zeminde Meydana Gelen Değişimler, 452
Sorular ve Uygulama Problemleri 14.1–14.3, 456
14.2 Uç Teması, 456

14.3 Kenar Sürtünmesi, 468
14.4 Yukarı Doğru Yük Kapasitesi, 481
Sorular ve Uygulama Problemleri 14.4–14.11, 485
14.5 CPT Sonuçlarına Dayalı Analizler, 486
Sorular ve Uygulama Problemleri 14.12, 491
14.6 Grup Etkileri, 492
14.7 Oturma, 497
Sorular ve Uygulama Problemleri 14.13–14.19, 505
Özet, 506
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 14.20–14.27, 507

15. Derin Temeller – Dinamik Yöntemlere Dayalı Eksenel Yük Kapasitesi, 511
15.1 Kazık Çakma Formülleri, 511
15.2 Dalga Denklem Analizleri, 514
15.3 Yüksek Deformasyonlu Dinamik Deneyler, 520
15.4 Düşük Deformasyonlu Dinamik Deneyler, 528
15.5 Sonuçlar, 528
Özet, 528
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 15.1–15.9, 529

16. Derin Temeller – Yanal Yük Kapasitesi, 531
16.1 Eğik Kazıklar, 531
16.2 Yanal Yüklere Tepki, 534
16.3 Yanal Yük Kapasitesini Değerlendirme Yöntemleri, 538
Sorular ve Uygulama Problemleri 16.1–16.5, 545
16.4 *p–y* Yöntemi, 545
16.5 Evans ve Duncan Grafikleri, 548
Sorular ve Uygulama Problemleri 16.6–16.8, 560
16.6 Grup Etkileri, 560
16.7 Yanal Kapasitenin İyileştirilmesi, 562
Özet, 563
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 16.10–16.14, 565

17. Derin Temeller – Tasarım, 567
17.1 Servis Yükleri ve İzin Verilebilir Deformasyonlar, 567
17.2 Yeraltının Tanımlanması, 568
17.3 Temel Tipi, 568
17.4 Yanal Yük Kapasitesi, 569
17.5 Eksenel Yük Kapasitesi, 572
17.6 Çakılabilirlik, 573
17.7 Yapısal Tasarım, 574
17.8 Sismik Tasarım, 575
17.9 Özel Tasarım Hususları, 577
17.10 İnşaat Sırasında Doğrulama ve Yeniden Tasarım, 578
17.11 Bütünlük Deneyi, 580
Özet, 581

Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 17.1–17.7, 582

18. Zayıf ve Sıkışabilir Zeminer Üzerindeki Temeller, 585
18.1 Derin Temeller, 586
18.2 Yüzeysel Temeller, 590
18.3 Yüzen Temeller, 592
18.4 Zemin İyileştirme, 594
Özet, 598
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 18.1–18.5, 599

19. Şişen Zeminlerdeki Temeller, 601
19.1 Şişen Zeminlerin Doğası, Kökeni ve Oluşumu, 602
19.2 Şişen Zeminlerin Teşhisi, Test Edilesi ve Değerlendirilmesi, 614
19.3 Potansiyel Kabarmanın Hesaplanması, 622
19.4 Tipik Yapısal Bozulma Paternleri, 627
19.5 Önleyici Tasarım ve Yapım Tedbirleri, 628
19.6 Kabarmanın Diğer Kaynakları, 637
Özet, 640
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 19.1–19.9, 641

20. Göçebilir Zeminlerdeki Temeller, 643
20.1 Göçebilir Zeminlerin Kökeni ve Oluşumu, 643
20.2 Teşhis, Numune Alımı ve Deney, 646
20.3 Islanma Süreçleri, 651
20.4 Oturma Hesaplamaları, 653
20.5 Sıkıştırılmış Derin Dolgularda Göçme, 656
20.6 Önleyici ve İyileştirici Tedbirler, 656
Özet, 659
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 20.1–20.10, 660

21. Güvenilirliğe Dayalı Tasarım, 661
21.1 Yöntemler, 662
21.2 Yapısal Dayanım İçin YDFT, 665
21.3 Geoteknik Dayanım İçin YDFT, 666
21.4 Hizmet Verebilirlik Şartları, 669
21.5 Mühendislik Yargısının Rolü, 669
21.6 YDFT'nin Geçişi, 670
Özet, 670
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 21.1–21.4, 671

22. Zemin Tutma Yapıları, 673
22.1 Dışarıdan Stabilize Edilen Sistemler, 674
22.2 İçeriden Stabilize Edilen Sistemler, 679
Özet, 683

23. Yanal Zemin Basınçları, 685

23.1 Zemindeki Yatay Gerilmeler, 686
23.2 Klasik Yanal Zemin Basınç Teorileri, 693
Sorular ve Uygulama Problemleri 23.1–23.7, 701
23.3 $c \geq 0$ ve $\phi \geq 0$ Olan Zeminlerdeki Yanal Zemin Basınçları, 702
23.4 Eşdeğer Sıvı Yöntemi, 705
23.5 Varsayımsal Yanal Zemin Basınçları, 707
Sorular ve Uygulama Problemleri 23.8–23.13, 708
23.6 Sürşarj Yüklerinden Gelen Yanal Zemin Basınçları, 711
23.7 Yeraltı Suyu Etkileri, 713
Sorular ve Uygulama Problemleri 23.14–23.16, 716
23.8 Pratik Uygulama, 716
Özet, 717
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 23.17–23.18, 718

24. Konsol İstinat Duvarları, 719
24.1 Dış Stabilite 719
Sorular ve Uygulama Problemleri 24.1–24.3, 733
24.2 Retwall Hesap Tablosu Programı, 733
Sorular ve Uygulama Problemleri – Hesap Tablosu Analizleri 24.4–24.6, 734
24.3 İç Stabilite (Yapsıal Tasarım), 734
Sorular ve Uygulama Problemleri 24.7–24.9, 746
24.4 Drenaj ve Su Yalıtımı, 746
24.5 Don Kabarması Problemlerinden Kaçınma, 750
Özet, 751
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 24.10–24.17, 752

25. Palplanş Duvarlar, 757
25.1 Malzemeler, 758
25.2 İnşaat Yöntemleri ve Ekipman, 760
25.3 Konsol Palplanş Duvarlar, 761
25.4 Destekli veya Ankrajlı Palplanş Duvarlar, 764
Özet, 771
Kapsamlı Sorular ve Uygulama Problemleri 25.1–25.7, 772

Ek A – Birim Dönüştürme Faktörleri, 775
Ek B – Bilgisayar Yazılımı, 778
Kaynaklar, 779
İndeks, 809

Önsöz

Temel Tasarımı: İlkeler ve Uygulamalar kitabının başlıca lisans ve lisansüstü düzeydeki temel mühendisliği dersleri için bir ders kitabı olarak kullanılması amaçlanmıştır. Kitap, ayrıca profesyonel hizmet veren mühendisler için de bir referans niteliğindedir. Başlığın da ima ettiği gibi, kitapta hem "ilkeler" (temel mühendisliğinin esasları) hem de "uygulamalar" (bu ilkelerin pratik mühendislik problemlerine uygulanması) ele alınmıştır. Okuyucuların en azından zemin mekaniği ve yapı mühendisliğine giriş derslerini almış olmaları gerekir.

Bu ikinci baskıda birinci baskıyı okuyanlardan gelen yorum ve tavsiyelere, California State Polytechnic University Pomonada'da kendi deneyimlerime ve konu ile ilgili son zamanlarda meydana gelen ilerlemelere dayalı olmak üzere çok sayıda yeniliklere yer verilmiştir. Derin temeller ile ilgili bölümler tamamıyla yeniden organize edilmiş ve yeniden yazılmış olup, güvenilirliğe dayalı tasarım ve palplanş duvarlar olmak üzere yeni bölümler eklenmiştir. Çok gerekli olmadığı düşünülen bazı hususlar metinden çıkarılırken, bazı analiz yöntemleri sadeleştirilmiş ve daha iyi anlaşılır şekle sokulmuştur. Metnin baskıya verilmeden önceki kısmı okulda kapsamlı bir şekilde elden geçrilmiştir. Okulda yapılan bu işlemin; metni, örnek problemleri, ödev problemleri ve yazılımı değerlendirilmeme ve rafine etmeme büyük katkısı olmuştur.

Kitabın belli başlı özelliklerini şu şekilde sıralamak mümkündür:

- Tutarlı bir notasyon, terminoloji, analiz yöntemleri ve konuların koordineli gelişimi konusunda *Geoteknik Mühendisliği*: *İlkeler ve Uygulamalar* (Coduto, 1999) ile entegrasyon. Ancak, geoteknik mühendisliği konusunu bir başka kaynaktan temin etmiş olan okuyucuların bu kitaba geçişi, Bölüm 3 ve 4'deki konuların gözden geçirilmesi suretiyle kolaylıkla mümkün olabilecektir.
- Her bir displinin rolü ve bular arasındaki etkileşimlere yapıla vurgular da dahil olmak üzere tarasım sürecinin geoteknik, yapısal ve yapım mühendisliği açılarından ele alınması.
- Belirsizliklerin kaynağı ve yaklaşık büyüklüğü ile birlikte önceden hesaplanan davranış ve gerçek davranış arasındaki karşılaştırma konusunda sıkça yapılan açıklamalar.
- Gerek Kuzey Amerika ve gerekse dünyanın diğer yerlerindeki mühendislerin sistemler arasında dönüşüm yapma gerekliliği dikkate alınarak İngiliz ve SI birimlerinin ikisinin de kullanılması.
- Temel analizi ve tasarımı konusunda yeni geliştirilen Excel uygulamaları ile entegrasyon. Bu hesap tablosu dosyaları Prentice Hall'ın internet sitesinden (www.prenhall.com/ coduto) indirilebilir. Bu programların kullanımı, okuyucunun analizleri önce elle hesaplama yapmayı öğrenmesinden sonra mümkün olacaktır.
- Çoğu bu baskıda yeni konmuş olan örnek problemlerin kapsamlı bir şekilde ele alınması.

- Her bölümün sonunda kapsamlı problemler verilmek suretiyle, dikkatli bir şekilde geliştirilmiş olan ödev problemlerin tüm bölümlere dağıtılmış olarak metne dahil edilmesi.
- Statnamik deneyi, yük ve direnç faktörü tasarımı (YDFT) ve konik penetrasyon deneyi (CPT) uygulamaları da dahil olmak üzere temel mühendisliğindeki son gelişmelerle ilgili açıklamalar.
- Öğretim üyeleri için bir kılavuz hazırlanmıştır. Prentice Hall'ın bölge temsilcisinden temin edilebilir.

KATKI BELİRTME

Bu kitabın ortaya çıkmasında pekçok arkadaşımın, meslekdaşımın ve diğer meslek erbabı kimselerin katkıları olmuştur. Kitabın çoğu kesimi bahsedilen bu kimselerin teşvikleri, yapıcı eleştirileri ve desteklerinin bir ürünüdür. Özellikle Utah Eyalet Üniversitesi'nden Profesör Joseph Caliendo'nun büyük yardımları olmuştur. Stanley Vitton (Michigan Teknoloji Üniversitesi), Samuel Clemence (Syracuse Üniversitesi), Richard Handy (Iowa Eyalet Üniversitesi), Raymond Moore (Nebraska Üniversitesi), John Horwath (Manhattan Koleji), José Pires (California Üniversitesi, Irvine), Paul Chan (New Jersey Teknoloji Enstitüsü), William ve Sandra Houston (Arizona Eyalet Üniversitesi) ve diğer birçok kimse birinci ve ikinci baskılar için metnin bir kısmını veya tamamını gözden geçirmişler ve yararlı pekçok öneri ve yorumlarda bulunmuşlardır. Iraj Noorany (San Diego Eyalet Üniversitesi), Michael O'Neill (Houston Üniversitesi), Binbaşı William Kitch (A.B.D. Hava Kuvvetleri Akademisi), James Olson (Vermont Üniversitesi), Samuel Paikowsky (Massachusetts Üniversitesi, Lowell), Richard W. Stephenson (Missouri Üniversitesi, Rolla), William Kovacs (Rhode Island Üniversitesi), Dan Burgess, Rick Drake (Fluor Daniel), Bengt Fellenius (Urkkada Teknoloji), Mohamad Hussein (Goble, Rausche, Likins) ve diğer birçok kimse de faydalı önerilerde bulunmuşlardır.

California Politeknik Üniversitesi'nde bu kitabın taslak metnini ders notu olarak okuyan temel mühendisliği öğrencilerine ayrıca teşekkür etmek isterim. Bu öğrencilerin yapıcı yorumları ve önerileri kitabı çok daha faydalı hale getirmiş ve metni gözden geçirmek suretiyle hataların giderilmesini sağlamışlardır.

Kitabı okuyan herkesin yapıcı yorumları ve önerilerini memnuniyetle almak isterim. Bu konuda bana Civil Engineering Department, California Polytechnic University, Pomona, CA 91768 adresinden ulaşabilirsiniz.

Donald P. Coduto

ÇEVİRENLERİN ÖNSÖZÜ

Temeller, üst yapı yüklerini zemine aktaran, Terzaghi'nin deyimiyle ''görkemsiz'' en son yapı elemanlarıdır. Bunu yaparlarken, yapısal bütünlüklerini koruma yanında, üzerinde bulundukları zeminleri de aşırı gerilmelere zorlamamalıdırlar. Çünkü, aşırı gerilmeler zeminde kayma yenilmesine ve/veya aşırı oturmalara neden olabilir. Bu nedenle, temel tasarımları hem geoteknik ve hem de yapısal gereksinimleri ekonomik olarak karşılamak zorundadır. Geoteknik gereksinimler, temellerin üzerine oturtulacağı zemin ve/veya kayanın izin verilebilir taşıma gücü tayinine yöneliktir. Dolayısıyla, temel altındaki zemin ve/veya kaya katmanlarının geoteknik özelliklerinin sağlıklı bir biçimde tespit edilmesi gerekir. Bu da, iyi bir geoteknik etüdün yapılması ve yorumlanması anlamına gelir.

Öte yandan, temeller üst yapı yüklerini yapısal göçme olmadan üzerinde bulundukları zemin ve/veya kayaya aktarabilmelidir. Temellerin yapısal tasarımı hiç şüphesiz uygun dayanımlı bir beton ve donatı çeliği seçimini, gerekli temel kalınlığı ve donatı çubuklarının boyutu, sayısı ve aralığının belirlenmesini ve üst yapı ve temel arasındaki bağlantının tasarlanmasını içerir. Ayrıca, temeller inşa edilebilir olmalıdır. Bu yüzden, ekonomik olarak inşa edilebilir bir tasarım geliştirebilmek için, tasarım mühendisinin yapım metodları ve ekipmanı hakkında da iyi bir bilgiye sahip olması önemlidir.

Optimum bir temel tasarımı, yapı ve geoteknik mühendisliği disiplinlerinin aktivite çemberleri arakesitinde yer alır. Bu arakesit, söz konusu disiplinlerin uzun yıllar birbirinden kopuk olan ve temel tasarımlarının arada bir yerde sahipsiz gibi görünen çok önemli bir bilim dalını, *Temel Mühendisliğini*, vurgular. Bu bağlamda, bu kitapta, ilgili mühendislik dalları arasındaki sentezin, çağdaş temel tasarımlarının ve uygulamalarının nasıl olması gerektiği çarpıcı örneklerle sunulmaktadır.

Konuların sade ve anlaşılır bir biçimde sunulması ve örneklenmesi kitaba ayrı bir özellik kazandırmakta ve ilgi uyandırmaktadır. Bu açıdan, bu eser yalnızca lisans, yüksek lisans ögrencileri için değil, profesyonel mühendisler içinde iyi bir kaynak niteliğindedir. Kitabın çevirisi titizlikle yürütülmüş, mümkün olduğu kadar sade ve anlaşılır bir dil kullanılmıştır. Hatta, kitabın orjinalinde yer alan hatalar için yazarı ile temasa geçilmiş ve gerekli düzeltmeler için katkıda bulunulmuştur. Özellikle, ülkemizde, alanında, önemli bir boşluğu dolduracağına ve pratikte disiplinler arası olması gereken sinerjiyi tetikleyeceğine inanmaktayız.

Çeviri bile olsa böyle bir eserin ortaya çıkmasında destek alınması kaçınılmazdır. İnşaat Yüksek Mühendisi Yüksel Yılmaz metni gözden geçirerek; olası formül, şekil, tablo vb. bileşenlerdeki yazım/çizim hatalarının giderilmesine katkıda bulunmuştur. Grafik tasarımcıları Fırat Mutlu ve Yusuf Özalp metin içi şekillerin ve kapağın hazırlanmasında destek olmuşlardır. Basım işlemi ise Gazi Kitabevi aracılığı ile gerçekleştirilmiştir. Yukarıda saydığımız kişi ve kuruluşlar yanında bu çeviride emeği geçen herkese şükranlarımızı sunarız.

"Hiç bir yapı temellerinden daha sağlam değildir."

Prof. Dr. Murat Mollamahmutoğlu *Prof. Dr. Kâmil Kayabalı*

Mays 2005, Ankara

Notasyon ve Ölçüm Birimleri

Temel mühendisliğinde evrensel olarak kabul edilmiş bir notasyon bulunmamaktadır. Ancak, aşağıdaki tabloda da tanımlandığı gibi, bu kitapta kullanılan notasyon popüler olarak kullanılan notasyon ile genellikle uyum içerisindedir.

		Tipik Birimler		Tanımlandığı
Sembol	Tanım	İngiliz	SI	Sayfa
A	Enine kesit alanı	ft^2	m^2	395
A	Temelin taban alanı	ft^2	m^2	135
A_0	Başlangıçtaki enine kesit alanı	in^2	mm^2	79
A_1	Kolonun enine kesit alanı	in^2	mm^2	304
A_2	Tepesi kesik piramit şekilli ayağın taban alanı	in^2	mm^2	304
A_b	Genişletilmiş tabanın taban alanı	ft^2	m^2	482
A_f	Yenilme durumunda en kesit alanı	ft^2	m^2	79
A_s	Çeliğin alanı	in^2	mm^2	291
a_θ	N_q eşitliğindeki faktör	Birimsiz	Birimsiz	156
B	Temel genişliği	ft-in	m	126
B'	Efektif temel genişliği	ft-in	m	247
B_b	Temelin tabanının çapı	ft	m	501
B_s	Şaftın yarıçapı	ft	m	500
b	Birim uzunluk	ft	m	136
b_c, b_q, b_y	Taban eğim faktörleri	Birimsiz	Birimsiz	163
b_0	Kritik kayma yüzeyinin uzunluğu	in	mm	279
C_1	Derinlik faktörü	Birimsiz	Birimsiz	210
C_2	İkincil krip faktörü	Birimsiz	Birimsiz	210
C_3	Şekil faktörü	Birimsiz	Birimsiz	210
C_A	Yaş faktörü	Birimsiz	Birimsiz	104
C_B	SPT kuyu çapı düzeltmesi	Birimsiz	Birimsiz	102
C_C	Sıkışma indisi	Birimsiz	Birimsiz	55
C_{OCR}	Aşırı konsolidasyon düzeltme faktörü	Birimsiz	Birimsiz	104
C_P	Tane boyu düzeltme faktörü	Birimsiz	Birimsiz	104
$C_{p\phi}$	Pasif basınç faktörü	Birimsiz	Birimsiz	550
C_R	SPT tij uzunluğu düzeltmesi	Birimsiz	Birimsiz	102
C_r	Yeniden sıkışma indisi	Birimsiz	Birimsiz	56
C_s	SPT numune alıcı düzeltmesi	Birimsiz	Birimsiz	102
C_s	Çeper sürtünme katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	489
C_t	Topuk katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	488
C_w	Hidrokonsolidasyon katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	650
c	Kazıktaki dalga hızı	ft/s	m/s	522
c	Kolon veya duvar genişliği	in	mm	272
c'	Efektif kohezyon	lb/ft^2	kPa	71

c'_{ayar}	Ayarlanmış efektif kohezyon	lb/ft²	kPa	174
c_T	Toplam kohezyon	lb/ft²	kPa	72
D	Temel derinliği	ft-in	mm veya m	126
D_{50}	%50 inceye karşılık gelen tane boyu	Birimsiz	mm	96
D_{min}	Gerekli minimum gömülme derinliği	Ft	m	541
D_r	Relatif yoğunluk	Yüzde	Yüzde	42
D_w	Zemin yüzeyinden su tablasına derinlik	ft	m	165
d	Efektif derinlik	in	mm	276
d	Bulon çapı	in	mm	311
d	Kanatlı kesici çapı	in	mm	113
d_b	Donatı çubuk çapı	in	mm	276
d_c, d_q, d_γ	Derinlik faktörleri	Birimsiz	Birimsiz	162
E	Merkezî kısımdaki çelik oranı	Birimsiz	Birimsiz	299
E	Elastisite modülü	lb/in²	MPa	206
E_m	SPT şahmerdan etkinliği	Birimsiz	Birimsiz	102
E_s	Eşdeğer elastisite modülü	lb/in²	kPa	206
E_u	Drenajsız elastisite modülü	lb/in²	kPa	201
EI	Şişme indisi	Birimsiz	Birimsiz	618
e	Eksantiriklik	ft	m	138
e	Boşluk oranı	Birimsiz	Birimsiz	40
e	Doğal logaritma tabanı	2,7183	2,7183	XXX
e_0	Başlangıçtaki boşluk oranı	Birimsiz	Birimsiz	55
e_B	*B* yönündeki eksantiriklik	ft	m	142
e_L	*L* yönündeki eksantiriklik	ft	m	142
e_{max}	Maksimum boşluk oranı	Birimsiz	Birimsiz	42
e_{min}	Minimum boşluk oranı	Birimsiz	Birimsiz	42
F	Emniyet faktörü	Birimsiz	Birimsiz	167
F_a	İzin verilebilir eksenel gerilme	lb/in²	MPa	396
F_b	İzin verilebilir eğilme gerilmesi	lb/in²	MPa	396
F_v	İzin verilebilir kesme gerilmesi	lb/in²	MPa	396
f_a	Eksenel yükten dolayı ortalama normal gerilme	lb/in²	MPa	395
f_b	Eğilme yükünden dolayı uç lifteki normal gerilme	lb/in²	MPa	395
f'_c	28 günlük kür sonunda betonun basınç dayanımı	lb/in²	MPa	272
f_{pc}	Brüt kesitte efektif öngerilme	lb/in²	MPa	405
f_s	Birim çeper sürtünme direnci	lb/in²	kPa	468
$(f_s)_m$	Çeper sürtünme direncinin mobilize olan kısmı	lb/in²	kPa	498
f_{sc}	CPT konisi çeper sürtünmesi	T/ft²	MPa	107
f_v	Kesme gerilmesi	lb/in²	MPa	396
f_y	Çeliğin yenilme direnci	lb/in²	MPa	272
G_h	Yatay eşdeğer akışkan yoğunluğu	lb/in³	kN/m³	705
G_s	Katıların spesifik gravitesi	Birimsiz	Birimsiz	40
G_v	Düşey eşdeğer akışkan yoğunluğu	lb/in³	kN/m³	706

g_c, g_q, g_γ	Yer eğim faktörleri	Birimsiz	Birimsiz	163
H	Zemin katmanının kalınlığı	ft	m	49
H	Duvar yüksekliği	ft	m	695
H_c	Kritik yükseklik	ft	m	702
H_{dolgu}	Dolgu kalınlığı	ft	m	53
I_1, I_2	Etki faktörleri	Birimsiz	Birimsiz	201
I_ε	Birim deformasyon etki faktörü	Birimsiz	Birimsiz	209
I_p	Plastisite indisi	Birimsiz	Birimsiz	46
I_r	Rijitlik indisi	Birimsiz	Birimsiz	457
i_c, i_q, i_γ	Yük eğim faktörleri	Birimsiz	Birimsiz	163
I_σ	Gerilme etki faktörü	Birimsiz	Birimsiz	186
K	Yatay zemin basınç katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	50
K_a	Aktif zemin basınç katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	696
K_p	Pasif zemin basınç katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	698
k	Derinlik faktörlerini hesaplamada kullanılan katsayı	Birimsiz	Birimsiz	162
k_s	Temel zemini reaksiyon katsayısı	lb/in^3	kN/m^3	323
L	Temelin uzunluğu	ft-in	mm	126
L'	Efektif temel uzunluğu	ft-in	m	247
LL	Likit limit (bkz. w_L)	Birimsiz	Birimsiz	44
l	Konsol mesafesi	in	mm	290
l_d	Gelişme uzunluğu	in	mm	286
l_{dh}	Kanca için gelişme uzunluğu	in	mm	304
M	Moment yükü	ft-k	kN-m	11
M_c	Karakteristik moment yükü	ft-lb	kN-m	549
M_D	Kaydırıcı moment	ft-lb	kN-m	727
M_g	Kazık grubuna uygulanan moment	ft-lb	kN-m	563
M_{max}	Maksimum moment	ft-lb	kN-m	551
M_n	Nominal moment yük kapasitesi	ft-k	kN-m	17
M_R	Tutucu moment	ft-lb	kN-m	727
N	Bir gruptaki kazık sayısı	Birimsiz	Birimsiz	592
N	Arazide kaydedilen SPT darbe sayısı	Darbe sayısı/ft	Darbe sayısı/mm	99
$(N_1)_{60}$	Arazi prosedürleri ve örtü gerilmesine göre düzeltilmiş SPT darbe sayısı	Darbe sayısı/ft	Darbe sayısı/mm	103
N_σ	Taşıma kapasitesi faktörü	Birimsiz	Birimsiz	458
N_{60}	Arazi prosedürlerine göre düzeltilmiş SPT darbe sayısı	Darbe sayısı/ft	Darbe sayısı/mm	102
N_c, N_q, N_γ	Taşıma kapasitesi faktörleri	Birimsiz	Birimsiz	156
N_c^*, N_q^*, N_γ^*	Taşıma kapasitesi faktörleri	Birimsiz	Birimsiz	457
N_u	Kaldırmalı taşıma kapasitesi faktörü	Birimsiz	Birimsiz	481
OCR	Aşırı konsolidasyon oranı	Birimsiz	Birimsiz	57
P	Normal yük	k	kN	12
P_a	İzin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesi	k	kN	425

P_a	Aktif şartlarda bir duvar üzerine etkiyen normal kuvvet	lb	kN	695
P_{ag}	Kazık grubu için izin verilebilir yük kapasitesi	k	kN	492
P_{yuk}	Yukarı doğru etkiyen yük	k	kN	427
$(P_a)_{yuk}$	İzin verilebilir yukarı doğru yük kapasitesi	k	kN	427
P_D	Kaydırıcı kuvvet	lb	kN	722
P_f	Yenilme durumunda eksenel yük	lb	N	79
PI	Plastisite indisi (bkz. I_p)	Birimsiz	Birimsiz	44
P_0	Sükûnet şartlarında bir duvar üzerine etkiyen normal kuvvet	lb	kN	687
PL	Plastik limit (bkz. w_P)	Birimsiz	Birimsiz	44
P_n	Nominal normal yük kapasitesi	k	kN	17
P_{nb}	Nominal taşıma kapasitesi	k	kN	303
P_p	Pasif şartlarda bir duvar üzerine etkiyen normal kuvvet	lb	kN	695
P_R	Tutucu kuvvet	lb	kN	722
P_s	Çeper sürtünme direnci	k	kN	424
P_t	Uç taşıma direnci	k	kN	424
P_t'	Net uç taşıma direnci			365
P_u	Faktörlü normal yük	k	kN	17
P_{nih}	Nihai aşağı doğru yük kapasitesi	k	kN	438
p	Temelin birim uzunluğu için yanal zemin direnci	k	kN	537
Q_c	Sıkışabilirlik faktörü	Birimsiz	Birimsiz	111
q	Temas basıncı	lb/ft²	kPa	134
q'	Net temas basıncı	lb/ft²	kPa	137
q	Quake	in	Mm	517
q_a	İzin verilebilir taşıma gücü	lb/ft²	kPa	167
q_A	İzin verilebilir temas basıncı	lb/ft²	kPa	236
q_c	CPT konik uç direnci	T/ft²	MPa	107
q_E	Efektif konik uç direnci	T/ft²	MPa	487
q_{EG}	Eslami ve Fellenius yöntemindeki faktör	T/ft²	MPa	488
$q_{eşd}$	Eşdeğer temas basıncı	lb/ft²	kPa	247
q_{max}	Maksimum temas basıncı	lb/ft²	kPa	141
q_{min}	Minimum temas basıncı	lb/ft²	kPa	141
q_t'	Net birim uç temas direnci	lb/ft²	kPa	456
$(q_t)_m$	Mobilize birim uç temas direnci	lb/ft²	kPa	498
q_{tr}'	İndirgenmiş net birim uç temas direnci	lb/ft²	kPa	462
q_u	Serbest basınç dayanımı	lb/ft²	kPa	466
q_{nih}	Nihai taşıma kapasitesi	lb/ft²	kPa	155
r	Başlığın merkezinden uzaklık	in	mm	562
r	Rijitlik faktörü	Birimsiz	Birimsiz	194
R_f	Sürtünme oranı	Birimsiz	Birimsiz	107
R_I	Atalet momenti oranı	Birimsiz	Birimsiz	549
RQD	Kaya kalite göstergesi	Birimsiz	Birimsiz	467

R_u	Nihai direnç	k	kN	517
S	Temelin eğimi	radyan	Radyan	537
S	Elastik kesit modülü	in^3	mm^3	395
S	Kat adedi	Birimsiz	Birimsiz	93
S	Doygunluk derecesi	yüzde	yüzde	40
S	Kolonlar arası mesafe	ft	m	27
S_0	Islanmadan önceki doygunluk derecesi	yüzde	yüzde	621
S_1, S_3	İzin verilebilir yanal zemin basıncı	lb/ft^2	kPa	541
s	Kayma dayanımı	lb/ft^2	kPa	71
s	Kazıklarda merkezden merkeze uzaklık	in	mm	494
s	Kazık grubu	in	mm	512
s_c, s_q, s_γ	Şekil faktörleri	Birimsiz	Birimsiz	162
s_u	Drenajsız kayma dayanımı	lb/ft^2	kPa	76
T	Burulma yükü	k-ft	m-kN	12
T	Temelin kalınlığı	ft-in	Mm	126
T_f	Yenilmedeki tork	in-lb	N-m	113
TMI	Thornthwaite nem indisi	Birimsiz	Birimsiz	611
t	Zaman	yıl	yıl	210
t	Zeminin yaşı (çökelmeden itibaren)	yıl	yıl	104
u	Kazığın yerdeğiştirmesi	in	mm	515
u	Boşluk suyu basıncı	lb/ft^2	kPa	49
u_2	Koni noktası arkasındaki boşluk suyu basıncı	lb/ft^2	kPa	487
u_D	Temelin tabaındaki boşluk suyu basıncı	lb/ft^2	kPa	135
u_e	Aşırı boşluk suyu basıncı	lb/ft^2	kPa	49
u_h	Hidrostatik boşluk suyu basıncı	lb/ft^2	kPa	48
V	Kesme yükü	k	kN	12
V_a	Aktif şartlardaki kesme kuvveti	k	kN	695
V_c	Betonun nominal kesme kapasitesi	lb	kN	278
V_c	Karakteristik kesme yükü	lb	kN	549
V_{fa}	Sömel için izin verilebilir kesme yükü kapasitesi	k	kN	248
V_n	Nominal kesme yükü kapasitesi	k	kN	17
V_{nc}	Kritik yüzeyde nominal kesme kapasitesi	lb	kN	278
V_p	Pasif şartlardaki kesme kuvveti	k	kN	138
V_s	Donatı çeliğinin nominal kesme kapasitesi	lb	kN	278
V_u	Faktörlü kesme yükü	k	kN	17
V_{uc}	Kritik yüzeyde faktörlü kesme yükü	lb	kN	278
W_f	Temelin ağırlığı	lb	kN	134
W_r	Şahmerdan ağırlığı	lb	kN	512
W	Nem içeriği	Yüzde	Yüzde	40
w_L	Likit limit	Birimsiz	Birimsiz	45
w_P	Plastik limit	Birimsiz	Birimsiz	45
w_s	Büzülme limiti	Birimsiz	Birimsiz	45
y	Yanal sapma	in	mm	546
z	Zemin yüzeyinden derinlik	ft	m	515
z_c	Zemin direncinin ağırlık merkezine olan derinlik	ft	m	498
z_f	Temelin tabanından itibaren derinlik	ft	m	186

z_I	Hayalî sömele olan derinlik	ft	m	504
z_w	Su tablasından itibaren derinlik	ft	m	48
α	Islanma katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	621
α	Adezyon faktörü	Birimsiz	Birimsiz	477
α	Sömel tabanının eğimi	derece	derece	161
α	Duvarın düşeye göre eğimi	derece	derece	699
β	β yönteminde çeper sürtünme faktörü	Birimsiz	Birimsiz	470
β	Zemin yüzeyinin eğimi	derece	derece	695
β	Güvenilirlk indisi	Birimsiz	Birimsiz	663
β_0, β_1	Korelasyon katsayıları	Birimsiz	Birimsiz	208
γ	Çelik kafes çapının şaft çapına oranı	Birimsiz	Birimsiz	412
γ	Birim ağırlık	lb/ft^3	kN/m^3	40
γ	Yük faktörü	Birimsiz	Birimsiz	17
γ_b	Batık birim ağırlık	lb/ft^3	kN/m^3	40
γ_d	Kuru birim ağırlık	lb/ft^3	kN/m^3	40
γ_{dolgu}	Dolgunun birim ağırlığı	lb/ft^3	kN/m^3	53
γ_w	Suyun birim ağırlığı	lb/ft^3	kN/m^3	40
γ'	Efektif birim ağrlık	lb/ft^3	kN/m^3	165
$\Delta\sigma_z$	Düşey gerilmedeki değişim	lb/ft^2	kPa	53
δ	Toplam oturma	in	mm	23
δ_a	İzin verilebilir toplam oturma	in	mm	23
δ_c	Konsolidasyon katsayısı	in	mm	60
δ_D	Farklı oturma	in	mm	25
δ_{Da}	İzin verilebilir farklı oturma	in	mm	25
δ_d	Distorsiyon oturması	in	mm	199
δ_e	Elastik sıkışmadan dolayı oturma	in	mm	498
δ_u	Nihai direnci mobilize etmek için gerekli oturma	in	mm	498
δ_w	Islanmadan dolayı kabarma veya oturma	in	mm	623
ε_{50}	Zemin dayanımının %50'sinin mobilize edildiği durumdaki eksenel birim deformasyon	Birimsiz	Birimsiz	551
ε_f	Yenilme durumundaki birim deformasyon	Birimsiz	Birimsiz	79
ε_w	Islanmadan ileri gelen birim deformasyon	Birimsiz	Birimsiz	620
η	Shields grafiğindeki faktör	Birimsiz	Birimsiz	257
η	Grup etkinlik faktörü	Birimsiz	Birimsiz	492
θ	Converse-Labarre formülündeki faktör	Birimsiz	Birimsiz	493
θ_a	İzin verilebilir açısal distorsiyon	Birimsiz	Birimsiz	27
λ	Hafif beton faktörü	Birimsiz	Birimsiz	287
λ	Shields grafiğindeki faktör	Birimsiz	Birimsiz	257
λ	Kanatlı kesici düzeltme faktörü	Birimsiz	Birimsiz	113
λ	Eşdeğer pasif akışkan yoğunluğu	lb/ft^3	kN/m^3	248
λ	Evans ve Duncan grafiklerindeki faktör	Birimsiz	Birimsiz	550
λ_a	İzin verilebilir eşdeğer pasif akışkan yoğunluğu	lb/ft^3	kN/m^3	248
μ	Sürtünme katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	248
μ_a	İzin verilebilir sürtünme katsayısı	Birimsiz	Birimsiz	248

μ_C	Ortalama nihai kapasite	k	kN	663
μ_L	Ortalama yük	k	kN	663
ν	Poisson oranı	Birimsiz	Birimsiz	458
ρ	Kütle yoğunluğu	lb_m/ft^3	kg/m^3	515
ρ	Çelik oranı	Birimsiz	Birimsiz	286
ρ_s	Etriye donatı hacminin toplam karot hacmine oranı	Birimsiz	Birimsiz	415
σ	Toplam gerilme	lb/ft^2	kPa	49
σ	Zeminin duvar üzerine uyguladığı normal basınç	lb/ft^2	kPa	696
σ'	Efektif gerilme	lb/ft^2	kPa	49
σ_C	Nihai kapasitenin standart sapması	k	kN	663
σ'_C	Önkonsolidasyon gerilmesi	lb/ft^2	kPa	56
σ_{hs}	Yatay şişme basıncı	lb/ft^2	kPa	633
σ_L	Yükün standart sapması	k	kN	666
σ'_m	Önkonsolidasyon marjini	lb/ft^2	kPa	57
σ_p	Temsilci pasif basınç	lb/ft^2	kPa	550
σ_t	Eşik çökme gerilmesi	lb/ft^2	kPa	649
σ_x	Yatay toplam gerilme	lb/ft^2	kPa	50
σ'_x	Yatay efektif gerilme	lb/ft^2	kPa	50
σ_z	Düşey toplam gerilme	lb/ft^2	kPa	49
σ'_z	Düşey efektif gerilme	lb/ft^2	kPa	49
σ'_{z0}	Başlangıçtaki düşey efektif gerilme	lb/ft^2	kPa	53
σ'_{zD}	Zemin yüzeyinden *D* derinliğindeki efektif gerilme	lb/ft^2	kPa	156
σ_{zD}	Zemin yüzeyinden *D* derinliğindeki toplam gerilme	lb/ft^2	kPa	154
σ'_{zf}	Nihai efektif gerilme	lb/ft^2	kPa	53
σ'_{zp}	Pik birim deformasyon etki faktörü derinliğindeki başlangıç düşey efektif gerilmesi	lb/ft^2	kPa	209
τ	Zeminin duvar üzerine uyguladığı kayma gerilmesi	lb/ft^2	kPa	696
ϕ	Direnç faktörü	Birimsiz	Birimsiz	17
ϕ'	Efektif sürtünme açısı	derece	derece	69
ϕ'_{ayar}	Ayarlanmış efektif sürtünme açısı	derece	derece	174
ϕ_T	Toplam sürtünme açısı	derece	derece	72
ϕ_w	Duvar-zemin arayüzeyindeki sürtünme açısı	derece	derece	698
ψ	Üç boyutlu ayarlama faktörü	Birimsiz	Birimsiz	200
ψ	Shields grafiğindeki faktör	Birimsiz	Birimsiz	256

1

İnşaat Mühendisliğinde Temeller

AKILLI VE APTAL İNŞAATÇILARIN ÖYKÜSÜ

Size; bana gelen, sözlerimi işiten ve onları uygulamaya koyanın nasıl biri olduğunu açıklayacağım. O, derin temel kazısı yapan ve temeli kaya üzerine yerleştirmiş bir ev inşa eden adam gibidir. Taşkın geldiğinde, sel o eve çarpmış fakat onu sarsamamıştır. Çünkü, o iyi inşa edilmişti. Fakat, sözlerimi işiten ve uygulamaya koymayan biri, yere temelsiz bir ev inşa eden adam gibidir. O eve sel çarptığı an çökmüş ve yıkımı tamamlanmıştı.

Luke 6:47-49 NIV (M.S. 60 civarı)

Bir zamanlar deneyimli bir mühendis ‘’bir yapı, bağlantılarından daha güçlü değildir’’ demişti. Bu ifade çoğunlukla münferit yapı elemanları arasındaki bağlantıların izlenimini çağrıştırsa da, bir yapı ve onu destekleyen yer arasındaki elemanlar ile de ilgilidir. Bu bağlantılar yapının *temelleri* olarak bilinir. Çok eski inşaatçılar bile, çok dikkatli tasarlanmış yapıların, uygun temeller ile desteklenmez ise göçebileceğini biliyordu. İtalya’daki Pisa kulesi (belki de dünyanın en önemli temel ‘yenilmesi’) bize bu gerçeği hatırlatmaktadır.

İnşaatçıların sağlam temellerin öneminin farkına varmasının üstünden sayısız nesiller geçmesine ve temel yapımı geçmişinin binlerce yıldan fazla olmasına rağmen, *temel mühendisliğinin* bugün bildiğimiz şeklinin gelişimi ondokuzuncu yüzyılın sonlarına doğru olmuştur.

1.1 ÇAĞDAŞ TEMEL MÜHENDİSLİĞİNİN ORTAYA ÇIKIŞI

Eski temel tasarımları sadece geçmişteki örneklere, önsezi ve yaygın kanıya dayandırılmaktaydı. Yapıcılar, temellerin boyutlandırılması ve inşası için deneme ve yanılma yoluyla kuralllar geliştirmiştir. Örneğin, ondokuzuncu yüzyılda New York şehrinde sıkı çakıllar üzerine inşa edilen yük taşıyıcı taş duvarlar, duvar genişliğinin 1,5 katı genişliğe sahip yüzeysel temeller üzerine dayandırılmıştı. Kum ve sert kil üzerine inşa edilenler, duvar genişliğinin üç katı idi (Powell, 1884).

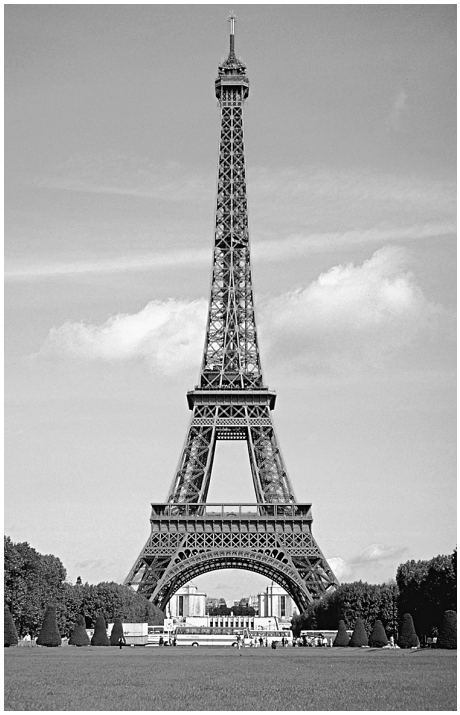
Bu ampirik kurallar, geçmişte karşılaşılan zemin koşulları ve yapılara uygulandığında genellikle kabul edilebilir sonuçlar ortaya koymuştur. Bununla birlikte, inşaatçılar kuralları yeni koşullara uyguladığında, sonuçlar genellikle yıkıcı olmuştur. Bu problem özellikle ondokuzuncu yüzyılın sonlarında yeni bina inşaat yöntemlerinin ortaya çıkmaya başladığı zaman sıkıntı verici olmuştur. Çelik ve betonarmenin devreye girmesi; rijit kâgir yapılardan uzaklaşarak, daha esnek çerçeveli yapılara bir geçişe yol açtı. Bu yeni materyaller, binaların öncekilerden daha uzun ve ağır olmasına da izin vermiştir. Ayrıca, daha iyi sahalar yerleşime açıldıkça, inşaatcılar kötü zemin koşullu sahaları göz önünde bulundurmaya

zorlanmış ve bu sahaların temel tasarımı ve inşası daha çok güçleşmiştir. Böylece, temel tasarımı için eski kurallar daha fazla uygulanmamıştır.

Eiffel Kulesi

Paris'teki Eiffel kulesi, temeller için eski kuralların artık uygulanmadığı yeni tip bir yapının mükemmel bir örneğidir. Başlangıçta 1889 Paris Evrensel Sergisi için inşa edilmişti ve dünyadaki en yüksek yapı idi. Tasarımcı ve inşaatcı Alexandre Gustave Eiffel, uygun temeller gereksiniminin bilincinde idi ve açıkça bir başka yana yatan Pisa kulesine neden olmak istemiyordu (Kerisel, 1987).

Eiffel kulesi Seine nehrine çok yakın olup; temeli, sıkıştırılmamış dolgu ve yumuşak alüvyonlu zeminler içeren kötü zemin koşullarından oluşmaktadır. Alüvyon içine inşa edilen yakındaki Alma köprüsü ayaklarında o zaman itibariyle yaklaşık olarak 1 metre oturma meydana gelmişti. Kule o kadar fazla oturmalara tahammül edemeyebilirdi.



Şekil 1.1 Paris'teki Eiffel Kulesi'nin iki ayağı yumuşak zemin üzerine oturmaktadır ve bu yüzden diğer iki ayaktan daha fazla oturmuş olabilir. Neyse ki, Eiffel zemini dikkatle incelemiş, problemi teşhis etmiş ve yapı temelini zemin şartlarına göre tasarlamıştır. Eiffel'in ileri görüşlülüğü ve titizliği sayesinde fazla oturmayan, iyi tasarlanmış bir temel sistemi ortaya çıkmıştır.

Eiffel, zamanın hantal delme ekipmanını kullanarak, yeraltı koşullarını araştırmaya başlamış, fakat sonuçlardan tatmin olmamıştı. "Daha çok sulanmış şekilde ve kepçe ile kazılarak yüzeye getirilen bir kaç desimetreküp zemin incelemesine dayalı olarak hangi

sonuçlar mantıklı bir biçimde elde edilebilir ki?" (Kerisel, 1987). Bu nedenle, basınçlı hava ile doldurulmuş 200 mm çaplı bir borunun çakılmasından oluşan, zeminleri araştırmanın yeni bir yöntemini planlamıştır. Hava, yeraltı suyunun boruya girmesini engellemiş ve böylece daha yüksek nitelikli numunelerin çıkarılmasına izin vermiştir.

Eiffel'in çalışmaları, kulenin Seine'e en yakın iki ayak temelinin, derin ve çok yumuşak alüvyondan oluştuğunu ve yumuşak silt ile dolmuş eski nehir kanalına çok yakın olduğunu ortaya çıkarmıştır. Temel tasarımı bu zemin koşullarına yer vermeli idi ya da çok yumuşak zeminler üzerinde olan iki ayak, kulenin nehre doğru eğilmesine neden olarak, diğer iki ayaktan daha fazla oturacaktı.

Eiffel, zemin koşulları çalışmasına dayanarak, iki ayak temelini nehirden uzakta yüzeysel fakat sıkı alüvyal zeminler üzerine yerleştirmişti. Bu temellerin tabanı yeraltı su seviyesi üzerinde idi. Bu yüzden temellerin yapımı kolayca ilerlemişti. Bununla birlikte, diğer iki ayak için temelleri daha derin yapmış; böylece, onlar da sağlam zeminlere inşa edilmişti. Bu durum, zemin yüzeyinden yaklaşık 12 m derinde (yeraltı su seviyesinden 6 m aşağıda) bir kazıyı gerektirmişti. Eiffel'in gayreti sonucu, temeller kuleyi bir yüz yılın üzerinde desteklemiş ve henüz aşırı farklı oturmalar geçirmemiştir.

Sonraki Gelişmeler

Yapılar giderek daha geniş ve daha ağır olarak inşa edilirken, mühendislerin temel tasarımı ve yapımı hakkındaki bilgileri de gelişmiştir. Mühendisler, çok basit olarak yeni gözlemsel kurallar geliştirme yerine, temellerin davranışını araştırmaya ve daha rasyonel tasarım metodları geliştirmeye başlamışlar ve böylece de temel mühendisliği dalı doğmuştur.

Bu sahadaki önemli bir gelişme, Chicago'da mimar olan Frederick Baumann'ın 1873 yılında *Chicago'da Uygulandığı Şekliyle Özellikle "Tekil Yerinde Dökme Kazıklar Yöntemi" ile Temel Hazırlama Sanatı* adlı kitapçığı yayınlamasıyla olmuştur (Baumann, 1873). Baumann, bir temelin taban alanının uygulanan yük ile orantılı olması gerektiğini ve yüklerin temel üzerine eksenel etkimesi gerektiğini öneren ilk kişi olarak görünmektedir. Baumann, Chicago zeminleri için izin verilebilir taşıma güçleri de vermiş ve toplam ve farklı oturmalar için izin verilebilir sınırları açıkça belirtmişti.

Geoteknik mühendisliğinin gelişmesi, kararlı bir biçimde 1920'li yıllarda başlamış ve temel mühendisliği için iyi bir teorik taban sağlamıştır. Zemin ve kaya için geliştirilmiş araştırma ve kontrol etme yöntemleri de sağlamıştır. Bu gelişmeler yirminci yüzyıl boyunca devam etmiştir. Daha önce inşaatın imkansız olduğu veya uygulanamaz olduğu sahalarda, temel inşasını olanaklı hale getiren birçok yeni temel inşası yöntemleri de geliştirilmiştir.

Temel tasarımı ve inşası hakkında bugün sahip olduğumuz bilgi, bir asır öncekinden çok daha ileridir. Günümüzde tüm yapı türleri için güvenilir, ekonomik, yüksek kapasiteli temeller inşa etmek olanaklıdır.

1.2 TEMEL MÜHENDİSİ

Temel mühendisliği, geleneksel inşaat mühendisliğinin alt bilim dallarından herhangi birine tam olarak uyum sağlamaz. Onun yerine, temel mühendisi çok disiplinli olmalı ve aşağıdaki alanların her birinde çalışma bilgisine sahip olmalıdır:

- *Yapı mühendisliği:* Bir temel, uygulanan yükleri iletme yeteneğinde olması gereken yapısal bir elemandır. Bu nedenle, yapı mühendisliğinin ilkeleri yanında uygulamalarını da öğrenmek durumundayız. Temel ayrıca bir yapıyı destekler. Bu yüzden, yapısal yüklerin kaynakları ve özelliği ile birlikte yapının izin verilen temel hareketlerini de anlamak gerekir.
- *Geoteknik mühendisliği:* Bütün temeller yer ile etkileşim içindedir. Bu nedenle, tasarım; bitişik zemin ve kayanın mühendislik özelliklerini ve davranışını yansıtmalıdır. Böylece, temel mühendisi geoteknik mühendisliğini de anlamalıdır. Temel mühendislerinin çoğu kendilerini geoteknik mühendisleri olarak da dikkate alırlar.
- *İnşaat mühendisliği:* Son olarak, temeller 'inşa edilir'. İnşaat aslında müteahhitler ve yapı mühendisleri tarafından yapılsa da, ekonomik olarak inşa edilebilen bir tasarım geliştirmek amacıyla, tasarım mühendisi için baştan sona inşaat yöntemleri ve ekipmanı anlayışına sahip olmak önemlidir. İnşaat mühendisliği bilgisi, inşaat esnasında gelişen problemler ile ilgilenildiğinde de gereklidir.

Bu kitap, herşeyden önce temellerin tasarımına odaklanmış olup, temelleri geoteknik ve yapı mühendisliği açısından ele almaktadır. İnşaat yöntemleri ve ekipmanının tartışması genellikle tasarım mühendislerine çok önemli olan yönleri ile sınırlıdır. İş programı, detaylı ekipman seçim yöntemi, inşaat güvenliği ve maliyet hesabı gibi öncelikle müteahhitlerin ilgisi olan diğer yönler, bu kitabın kapsamı dışındadır.

1.3 BELİRSİZLİKLER

Pek tanınmamış bir yapı mühendisi, yapı mühendisliği için aşağıdaki tanımı önermiştir:

> Yapı mühendisliği; doğru olarak hesaplayamadığımız kuvvetlere karşı koyacak ve aslında tam olarak anlayamadığımz malzemeleri, cehaletimizin boyutu hakkında sokaktaki adama bir açıklama yapmadan, kesin olarak analiz edemediğimiz bir kalıba sokma sanatı ve bilimidir.

Aynı tanımı, daha da vurgulu bir şekilde temel mühendisliğine uygulamak mümkündür. Temel mühendisliği teorisindeki birçok gelişmeye rağmen, anlayışımızda halen birtakım boşluklar vardır. En büyük belirsizlikler genelde zemin koşulları hakkındaki sınırlı bilgimizden ileri gelir. Temel mühendisleri, önerilen bir temel alanının altındaki zemin koşullarını tanımlama girişiminde çeşitli araştırma ve deney teknikleri kullansa da, en titiz araştırma programı bile zeminlerin sadece küçük bir parçasını ele alır ve daha çok interpolasyon ile ekstrapolasyona dayanır. Bir temel ve zemin arasındaki etkileşimi anlamadaki sınırlamalardan dolayı belirsizlikler ortaya çıkar. Örneğin, bir kazığın yüzeyi boyunca kenar sürtünme direnci nasıl gelişir? Bir kazığın yerleştirilmesi bitişik zeminlerin mühendislik özelliklerini nasıl etkiler? Bunlar ve diğer sorular, devam eden araştırma konularıdır.

Bir temele etkiyecek olan gerçek servis yüklerinin, özellikle de hareketli olanların tahmin edilmesi zordur. Yapı yönetmeliklerinde verilenlere benzer tasarım değerleri çoğunlukla muhafazakârdır.

Tecrübeli mühendis bu ve diğer belirsizliklerden dolayı deney sonuçlarına veya analizlere körü körüne bağlı kalmaz. Bu deneyler ve analizler; emsal, sağduyu ve mühendislik yargısı ile değişkenmelidir. Temel mühendisliği halen bir sanat ve bilimdir.

Temel mühendisliğini veya herhangi bir mühendislik dalını tasarım için birkaç 'reçete' kullanarak basitçe izlenecek bir formüller ve abaklar kolleksiyonu olarak görmek tehlikelidir. Bu nedenle, temellerin davranışını ve analiz yöntemlerinin temelini ve sınırlamalarını anlamak gereklidir.

Akılcılık ve Deneycilik

Temellerin davranışını tam olarak anlamadığımız için, analiz ve tasarım yöntemlerinin çoğu bir mantıksal ve deneysel teknikler karışımını içerir. Mantıksal teknikler, fizik ve mühendislik biliminin ilkelerinden geliştirilenler olup, anladığımız ve miktarını ifade edebildiğimiz mekanizmaları tanımlamada yararlı yollardır. Bunun tersine, deneysel teknikler herşeyden önce deneysel verilere dayandırılır ve böylece de özellikle fiziksel mekanizmalar hakkında sınırlı bir anlayışa sahip olduğumuz zaman yararlıdır.

Temel problemlerini analiz etme yöntemleri, genellikle bunları geçerli kılmak için az veya deneysel veri olmadan basit mantıksal modeller veya yalnızca gözlemlenmiş davranışı düzenleyen mekanizmaların en temel anlayışını yansıtan deneysel teknikler olarak başlar. Daha sonra, mühendisler bu yöntemleri kullanırken, biz de gözlemsel verileri anlamak amacıyla mantıksal yöntemleri kullanır ve anlayışımızı düzeltmek için deneysel verileri dikkatlice inceleriz. Bu çabaların amacı, tahminlerin doğruluğunu geliştirmektir.

Başarılı temel mühendisliğinin anahtarlarından biri, bu akılcılık ve gözlemcilik karışımını, herbirinin etkileri ve sınırlarını ve bunların pratik tasarım problemlerine nasıl uygulanacağını anlamaktır.

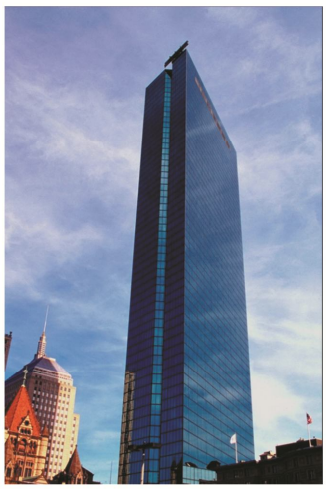
Emniyet Faktörleri

Temel analizindeki ve tasarımındaki birçok belirsizliklere rağmen; halk, mühendislerin tam vaktinde ve etkin biçimde güvenilir ve ekonomik tasarımlar geliştirmesini bekler. Bu nedenle, tasarımlarımızda emniyet faktörleri kullanarak bu belirsizlikleri telafi ederiz. Birkaç standart değerden daha büyük bir emniyet faktörüne sahip tasarımları "güvenli" ve düşük emniyet faktörlüleri "güvensiz" olarak düşünmek cezbedici olsa da, bu iki koşulu farklı güvenilirlik derecelerine veya farklı yenilme olasılıklarına sahip olmak gibi değerlendirmek daha iyidir. Bütün temeller yenilebilir fakat, bazıları diğerlerinden daha büyük olasılıkla yenilir. Tasarım emniyet faktörü, mühendisin maliyet ve güvenilirlik arasında en iyi uzlaşma tahminini tanımlar. Emniyet faktörü, aşağıdakileri de içereren birçok faktöre bağlıdır:

- Gerekli güvenilirlik (yani, kabul edilebilir yenilme olasılığı)
- Yenilmenin sonuçları
- Zemin özelliklerinde ve uygulanan yüklerdeki belirsizlikler
- İnşaat toleransları (yani, tasarım ve inşa edilen boyutlar arasındaki potansiyel farklılıklar)
- Tasarımdaki fazladan muhafazakârlığın maliyet-fayda oranı.

Temellerdeki emniyet faktörleri, aşağıdaki nedenlerden dolayı tipik olarak üst yapıdakilerden daha büyüktür:

- Üst yapıdaki gereğinden fazla ağırlık (muhafazakârlığın diğer bir sonucu) aşağıdaki elemanlar üzerindeki yükleri arttırır. Böylece, maliyet artışı katlanır. Bununla birlikte,



◀ Levha A
Boston'da John Hancock Binası

▼ Levha B
Kablolu bir asma köprü





▲ Levha C
Petrol depolama tankları

▼ Levha D
Kıyıötesi bir petrol sondaj kulesi





◀ Levha E
Aşırı farklı oturmalara maruz kalan bir evin iç duvarlarındaki çatlaklar

▼ Levha F
Temellerinin altındaki oyulmadan dolayı yıkılmış bir köprü





▲ Levha G
Alttaki zeminin sıvılaşmasından dolayı yan yatmış bir bina
(*Earthquake Engineering Research Center Library, University of California Berkeley, Steinbrugee Collection*)

▼ Levha H
İnşaat sırasında bir kazık temelin kırılması
(*Goble Rausche Likins and Associates, Inc.*)





◀ Levha I
Bir temel araştırma sondajı

▼ Levha J
Palm Springs'de (California) bir golf sahası yerleşimi



▼ Levha K
Bir delgili şaft temel inşaatı (*ADSC : The International Association of Foundation Drilling*)





Levha L ▶
Zemine taş kolon yerleştirmede vibroflotun kullanılması



◀ Levha M
İnşaat halinde bir asker kazığı duvarı
ve bir temel sistemi

▼ Levha N
Birbirine çok yakın
yerleştirilmiş delgili şaftlardan
oluşan bir istinat duvarı





▲ Levha P
Bir gabion duvarı

▼ Levha O
Levha kazıklardan yapılmış
bir diyafram duvar



bir yapıda temel en alt elemandır. Bu yüzden, ilave ağırlık diğer elemanları etkilemez. Gerçekte, ilave ağırlık bir kazanç olabilir. Çünkü, temelin kaldırma kapasitesini arttırır.

- Temellerdeki inşaat toleransları üst yapıdakilerden daha geniştir. Bu yüzden, inşa edilen boyutlar genellikle tasarım boyutlarından önemli derecede farklıdır.
- Zemin özelliklerindeki belirsizlikler önemli derecede daha büyük tehlike ortaya çıkarır.
- Temel yenilmeleri, üst yapıdaki yenilmeden daha maliyetli olabilir.

Bu kitabın başından sonuna kadar tipik tasarım değerleri ele alınmıştır. Bu değerler herşeyden önce geçmiş örneklere ve profesyonel yargıya dayandırılmıştır olup, genellikle uygun temel tasarımları sağlamıştır.

Daha fazla araştırma bize temellerin davranışını ve analizlerimizin ve tasarım yöntemlerinin güvenilirliğini daha iyi anlamaya yardım ederken, emniyet faktörü tasarım değerleri muhtemelen buna göre değişkenecektir. Bölümler 2 ve 21'de ele alınan temel tasarımına yük ve direnç faktörü tasarımının (LRFD) takdimi, bu güvenilirlik değerlendirmeleri için bir araç olabilir.

Hesaplamaların Doğruluk Derecesi

Temel mühendisliği alanında yeni olanlar, çoğunlukla çok sayıda önemli rakam (significant figure) kullanarak hesap sonuçlarını ifade etme hatası yapar. Örneğin, bir yüzeysel temelin hesaplanan oturmasının 12,214 mm olduğunu iddia etmek, normal ekstrapolasyon ve deney yöntemleri kullanarak mümkün olanın oldukça ötesinde bir doğruluk gösterebilir. Bu gibi uygulamalar yanlış bir güvenlik duygusu verir.

Genel bir kural olarak, temel hesaplarının çoğunu üç önemli rakama kadar yapınız ve nihai sonuçları ve tasarımları iki önemli rakamla ifade ediniz. Örneğin, doğruluk derecesinin ±%50 mertebesinde olabileceğini hatırda tutarak, biraz önce söz edilen oturma rakamı en iyi 12 mm şeklinde ifade edilir.

1.4 YAPI YÖNETMELİKLERİ

Yapı yönetmelikleri, hemen hemen tüm temellerin tasarımı ve yapımını yönlendirir. Temel mühendisliği inşaat mühendisliğinin diğer bazı alanları gibi düzenlenmiş olmasa da, belirli bir proje için uygulanabilir yönetmelikler ile aşina olmak gerekir.

A.B.D.'ndeki temel inşaatının çoğu, karayolu ve demiryolu köprüleri hariç, üç 'model' yönetmelikten biri ile yönlendirilmektedir:

- *Üniform Yapı Yönetmeliği* (ICBO, 1997): Başlıca Mississippi Nehri'nin batısındaki eyaletlerde kulanılmaktadır.
- *Ulusal Yapı Yönetmeliği* (BOCA, 1996): Başlıca orta-batı ve kuzeydoğu eyaletlerinde kullanılmaktadır.
- *Standart Yapı Yönetmeliği* (SBCCI, 1997): Başlıca güneydoğu eyaletlerinde kullanılmaktadır.

Bazı eyaletler ve şehirler kendi yönetmeliklerini benimsemişler veya kendi gereksinimlerine ve koşullarına yer vermek için bu model yönetmeliklerin değişkenmişlerini kullanmaktadırlar. Örneğin, New Orleans şehri genellikle Standart Yapı Yönetmeliği'ni takip

etmektedir. Fakat, oradaki istisnai zayıf zemin koşullarını yansıtan kendi temel tasarım gereksinimleri de vardır.

Bu üç model yönetmelik, aynı zamanda A.B.D.'ndeki ilk gerçek 'ulusal' bina yönetmeliği olan *Uluslararası Yapı Yönetmeliği veya IBC* (ICC, 2000) şeklinde tek bir yönetmelikte birleştirilmiştir. ICBO, BOCA ve SBCCI yönetmelikleri artık güncelleştirilmemekte ve sonuçta yerel otorite IBC'yi benimsediği için modası geçmektedir.

Model yönetmelikler ve IBC öncelikle binalar, kuleler, tanklar ve benzeri diğer yapılara odaklanmaktadır. Bununla birlikte, karayolu köprülerine hitap etmemektedir. Çünkü, bunlardaki gereklilikler çok farklıdır. A.B.D. ve Kanada'daki karayolu köprülerinin çoğu Amerika Devlet Karayolu ve Ulaşım Yetkilileri Birliği (AASHTO, 1996) tarafından yayınlanan '*Karayolu Köprüleri için Standart Şartnameler'* hükümleri altında tasarlanmaktadır.

Belirli bölgelerde belirli projeler için temellerin tasarımını yönlendiren başka yönetmelikler de vardır:

- *Kanada Ulusal Yapı Yönetmeliği* (CCC, 1995): Kanada'daki binalar ve diğer yapıların tasarımını yönlendirir.
- *Ontario Karayolu Köprü Tasarım Yönetmeliği* (MTO, 1991): Özellikle temeller için LRFD tasarımının kullanımında dikkate değerdir.
- *Denizde Sabit Platformları Planlama, Projelendirme ve Yapım* (API, 1996, 1997): Denizde sondaj platformlarının tasarımını yönlendirir.

Bu yönetmeliklerin neredeyse tamamı diğer özel yönetmeliklere dayanmaktadır. Temel mühendisliği için en önemli iki tanesi şunlardır:

- *İnşaat Betonu için Yapı Yönetmeliği Şartnamesi* (ACI 318-99 ve 318M-99): Amerika Beton Enstitüsü tarafından yayımlanmıştır (ACI, 1999).
- *Çelik Yapı El kitabı*: Amerika Çelik Yapı Enstitüsü (AISC, 1989, 1995).

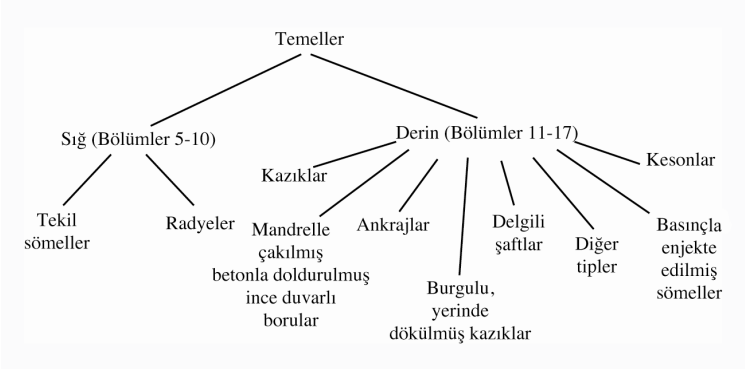
Farklı yönetmelikler arasında bazen tutarsızlık ve çelişki söz konusu olup, yalnızca yönetmelik maddelerine ve yorumlarına dayalı olarak bir kitap yazmak mümkündür. Bu kitap gerekli yerlerde çeşitli yönetmelik şartnamelerinden söz etse bile ayrıntılı bir yorum değildir ve yönetmelik kitapları yerine geçmez. Bu yönetmelik referansları parantezler içinde tanımlanmıştır. Örneğin, [IBC 1801.1] Uluslararası Bina Yönetmeliğinin 1801.1 kısmına işaret eder.

Bina yönetmelikleri, *minimum* tasarım gereksinimlerini temsil eder. Sadece yönetmelik şartnamelerini sağlamak özellikle temel mühendisliğinde olmak üzere, mutlaka tatmin edici bir tasarım üretmez. Bu şartnameler genellikle aşılmalıdır ve bazan da kimi şartnamelerin dışına çıkmak bir çözüm olabilir. Ayrıca yönetmeliklerde, temel mühendisliğinin birçok önemli yönlerine bile değinilmemiştir. Bu nedenle, yönetmelikleri dikte edici hükümler gibi değil de; (elbette ki) mühendislik bilgisi, yargı ve sağduyunun yerini almayacak bir kılavuz olarak düşününüz.

1.5 TEMELLERİN SINIFLANDIRILMASI

Bu bölümün ilk sayfasında belirtildiği gibi, bir yapıyı yere bağlayan yapısal elemanları tanımlamak için *temel* terimini kullanacağız. Bu elemanlar beton, çelik, ahşap veya diğer malzemelerden yapılır. Temelleri Şekil 1.2'de gösterildiği gibi *yüzeysel temeller* ve *derin*

temeller şeklinde iki genel sınıfa ayıracağız. Yüzeysel temeller yapısal yükleri yüzeye yakın zeminlere iletirken, derin temeller yüklerin bir kısmını veya tamamını daha derin zeminlere iletmektedir. Bu iki kategori sırasıyla Bölümler 5'den 10'a ve 11'den 17'ye kadar tartışılmıştır.



Şekil 1.2 Temellerin sınıflandırılması.

Bazı mühendisler, özellikle de barajların tasarımı ve inşasında müdahil olanlar altta bulunan zemin ve kayayı tanımlamada *temel* terimini kullanmaktadır. Ancak, biz bu tanımlamayı kullanmayacağız.

FOTOĞRAFLAR İÇİN AÇIKLAMA

Tüm inşaat mühendisliği yapılarının bir temeli vardır. İşte bazı örnekler:

Birinci Sayfa: İnşaat Mühendisliğinde Temeller

A. Binalar kendi ağırlığını ve rüzgar veya sismik kuvvetler gibi diğer yükleri temellerine iletir. Bu yükler güvenli ve ekonomik olarak yere iletilmelidir. Bunun gibi büyük yapılar, toplam yapı maliyetinin önemli bir kısmını temsil eden kapsamlı temel sistemleri gerektirir.
B. Köprüler de büyük yapısal yükler oluşturur. Ancak, binalardan farklı olarak bu yükleri birkaç mesnette toplar. Örneğin, bu kablo-destekli köprü, yapısal yüklerinin hemen hemen hepsini kule temeller üzerinde toplar. Ayrıca, birçok köprü temellerinin (bir nehrin ortasında olduğu gibi) güç koşullarda inşa edilmesi gerekir ve böylece özel tasarım ve yapım yöntemleri gerekir.
C. Bu petrol depolama tankları, rafineri komplekslerinin bir bölümü olup, tipik ağır endüstriyel yapılardır. Petrol ile doldurulduklarında zaman, eşdeğer yükseklikteki bir binadan çok daha ağırdırlar ve böylece yüksek kapasiteli bir temel sistemi gerektirirler.
D. Denizdeki sondaj platformları binalardaki ve köprülerdekine benzer yapısal yüklere, ayrıca önemli çevresel yüklere tabidir. Örneğin, Mexico körfezindekiler kasırga-düzeyi okyanus akımları ve rüzgarlarından hasar almadan kurtulmalıdır. Bu yüklerin çoğu özellikle temel mühendisi için zordur. Çünkü, yatay olarak etkirler. Su genellikle çok derin olduğundan ve bu platformlar açık denizde yerleştirildiğinden, bu gibi temellerin yapımı da güçtür.

İkinci Sayfa: Temel Yenilmeleri

Temeller ile ilgili problemler çok pahalı olabilir. İşte temel yenilmelerinin ve sonuçlarının bazı örnekleri:

E. Bu tek katlı konut temeli, iç kuru duvarda 15 mm genişliğinde çatlaklar oluşturan aşırı farklı oturma geçirmiştir. Bu gibi problemlerin tamiri çok pahalı olabilir. Fakat, normalde dikkatli tasarım ve yapım uygulamaları ile bu gibi problemlerden kaçınılabilir.
F. Bu karayolu köprüsü, normalde çok az su taşıyan bir nehri geçmekte ve köprünün ortası nehrin ortasında inşa edilmiş temeller üzerine mesnetlenmiş durumdadır. Ne yazık ki, şiddetli yağmur döneminde, nehirdeki akış hızı ani olarak artmış, nehir yatağında zeminlerin bir kısmını kemirmiş (oyulma olarak adlandırılan bir işlem) ve temelleri zayıflatmıştır. Bu durum, fotoğrafta da gösterildiği gibi, köprünün ortasında büyük oturmalara neden olmuştur. Temeli potansiyel oyulma zonu altında bir derinlikte inşa etmek suretiyle bu problemden kaçınılabilirdi.
G. Japonya, Niigata'da bu binanın altındaki zeminler, büyüklüğü 7,5 olan bir deprem ile sıvılaşmıştır. Bina yüzeysel temeller ile desteklendiği için, sıvılaşan zemine batmıştır. Bu göçmeye, önce sıvılaşabilir zeminin varlığının farkına vararak ve sonra da zemini iyileştirerek veya farklı bir temel tipi kullanarak engel olunabilirdi.
H. Temel problemleri inşaat sırasında da gelişebilir. Bu kazık, çakılırken ciddi bir şekilde hasara uğramış olup, inşa edilebilirlik noktalarını gereği gibi dikkate almayan bir temel tasarımının örneğidir. Bu gibi problemlerden, genellikle inşaat öncesi kazık çakılabilirlik analizleri yürüterek ve hem yapısal hem de inşa edilebilirlik gereksinimlerini tatmin eden tasarımlar geliştirmede bu gibi analizlerin sonuçlarını kullanarak sakınılabilir.

Üçüncü Sayfa: Tasarım ve Yapım Yöntemleri

Mühendisler ve müteahhitler hem güvenli hem de ekonomik olan temeller ve toprak istinat yapıları tasarım ve yapım yöntemleri geliştirmiştir. Bu fotoğraflar bu yöntemlerin bazılarını göstermektedir:

I. Temel mühendisleri, bunun gibi sondaj ekipmanını bir inşaat sahasının altındaki zemin ve kaya koşullarını araştırmada ve değerlendirmede ve ayrıca deney için daha sonra bir laboratuvara götürülecek olan numuneleri elde etmede kullanır. Bu çabalardan kazanılan bilgi daha sonra temelleri tasarlamada kullanılır.
J. Bazen bir saha geliştirme işlemi altta bulunan zeminlerde önemli değişiklikler ortaya çıkarır. Palm Springs, California'daki bu golf sahası yerleşimi buna bir örnektir. Burada, sulanması gereken geniş çimenlik alanlar söz konusudur. Bu yeşil saha, fotoğrafın üst kısmında gösterilen doğal çorak koşullarına kıyasla tamamen farklı bir değişim demektir. Bu sulama suyunun bir kısmı altta bulunan zemine sızar ve muhtemelen büyük oturmalara sebep olarak sıkışmasına neden olabilir. Bu gibi sahalarda temellerin tasarımı ve inşası esnasında, bu potansiyel problem göz önünde bulundurulmalıdır.

K. Sondajla açılan şaftlar bir derin temel tipidir. Bu fotoğrafta, sondaj ekipmanı zeminde bir silindirik kuyu oluşturmaktadır. Müteaahit daha sonra içine bir takviye çelik kafes koyacak ve kuyuyu beton ile dolduracaktır.

L. Temeli zayıf zeminlerden oluşan sahalar üzerine inşa edilen yapılar genellikle mevcut şartlara yer veren temeller üzerinde desteklenir. Bununla birlikte, bazen önce zeminleri iyileştirmek, sonra da yapıyı daha sade bir temel sistemine mesnetlemek daha ekonomiktir. Her biri özel zemin koşullarına ve projelere en iyi uyan birçok zemin iyileştirme yöntemi mevcuttur. Bu durumda, vibroflot kullanarak bir dizi taş kolon yerleştirilmektedir. Bu silindirik çakıl kolonlar yeni bir su tankı sahası altındaki zeminin yük taşıma yetisini geliştirmektedir.

Dördüncü Sayfa: Toprak İstinat Yapıları

Birçok inşaat mühendisliği projesinde bitişik zemin yüzeyi arasındaki seviye farkını korumak için toprak istinat yapısına gerek duyulur. Özel bir durumda kullanılacak toprak istinat duvarı çeşidi gerekli yüksekliğe, zemin koşullarına ve birçok diğer faktöre bağlıdır. İşte bazı örnekler:

M. Bu kazık duvar, bir bina inşa sahası için geçici destek sağlamak amacıyla kullanılmaktadır. Yere sokulan bir dizi düşey çelik kirişleri karşıdan karşıya bağlayan yatay ahşap kaplamadan oluşur ve tam yerlerinde bina temellerinin inşasına izin verir. Bu temeller binayı ve daha sonra kalıcı toprak istinat yapısı olarak etkiyecek bodrum duvarlarını destekleyecektir.

N. Bu inşaat sahası tasarımında bir toprak istinat yapısı oluşturmada bir dizi yakın açıklıklı şaft temel kullanmıştır. Şaftlar inşa edilir edilmez inşaat sahasındaki zemin bodrum seviyesine kadar kazılmış ve bina inşaatı başlamıştır. Bu durumda, kuyular kalıcı toprak istinat yapısı olarak da hizmet verecektir.

O. Bu palplanş batardo bir köprünün temelinin inşasına imkan tanımak için bir nehrin ortasında inşa edilmiştir. 9 m su yüksekliğinin neden olduğu yanal kuvvete karşı koymaktadır. Temel inşası fotoğrafın alt kısmında görülebilir.

P. Sepetler, çakıllar ile doldurulmuş tel sepetlerden oluşmaktadır ve bu fotoğrafta gösterildiği gibi bir toprak istinat yapısı oluşturmak için bir araya toplanmıştır. Bu yöntem özel bir ekipman grektirmez ve bazı durumlarda çok ekonomik olabilir.

2

Performans Şartları

Bir inşaatcı bir kimse için bir ev yapar da ve inşaasını sağlam yapmazsa,
ve inşa edilen ev çökerse ve ev sahibinin ölümüne neden olursa, o inşaatcı öldürülür.

Hammurabi Kanunlarından, Babil, M.Ö. yaklaşık 2000

Herhangi bir tasarım işleminde ilk adımlardan biri, performans şartlarını belirlemektir. Nihai ürünün ne gibi işlevler başarmasını bekliyoruz? Uygun tasarım ölçütleri nelerdir? Kabul edilebilir performansı ne oluşturur ve kabul edilemez nedir?

Mühendisler arasında bile 'temellerin ya tamamen rijit ve deforme olmayan şekilde olduğu ya da gerekli yükleri taşıyamayacak kadar zayıf ve feci şekilde yıkılacağı' şeklinde yaygın olan bir yanlış anlama vardır. Bu 'bir şey ya siyah ya da beyazdır' şeklindeki bakış açısını anlamak kolaydır. Fakat, doğru değildir. Temeller de dahil olmak üzere tüm mühendislik ürünlerinde grinin çeşitli tonları olarak düşünebileceğimiz performansın çeşitli *dereceleri* söz konusudur. Mühendis, hangi tonların kabul edilebilir ve hangilerinin edilemez olduğuna karar vermelidir. Leonards (1982) *yenilmeyi* "beklenen ve gözlenen performans arasında kabul edilemez bir farklılık" olarak tanımlamıştır. Örneğin, yüklendiği zaman 1 inç'ten daha fazla oturma yapması beklenmeyen bir temel tasarlayan bir mühendisi göz önüne alınız. Eğer temel gerçekten 1,1 inç otururşa, mühendis onu muhtemelen yenilmiş olarak dikkate almayacaktır. Çünkü, beklenen ve gözlenen performans arasındaki fark küçüktür ve arzu edilen tasarım emniyet faktörü içindedir. Bununla birlikte, 10 inç'lik bir oturma büyük olasılıkla kabul edilebilir olmayacaktır ve bu nedenle bir yenilme olarak sınıflandırılacaktır.

Temel performansı standartları tüm yapılar için veya tüm bölgelerde aynı değildir. Örneğin, duvarlarda 3 mm genişlikte çatlaklara neden olan temel oturmaları pahalı bir evde büyük olasılıkla kabul edilemez olacaktır ve bir dava konusu olabilir. Halbuki, büyük bir endüstri binasındaki aynı oturmalar ve çatlakların büyük olasılıkla farkına bile varılmayacaktır.

Bu bölümde yapı temelleri için performans şartları ele alınmıştır. Bölümde önce tasarım yükleri üzerinde durulmakta; daha sonra aşağıdaki kategorilerin her birinde performans şartlarının ele alınması ile devam etmektedir:

- Dayanım şartları
- Hizmet edebilirlik şartları
- İnşa edilebilirlik şartları
- Ekonomik şartlar

2.1 TASARIM YÜKLERİ

Temel tasarım işlemi, tasarım yükleri tanımlanıncaya kadar başlayamaz. Bunlar, üst yapıdan temele iletilen yüklerdir.

Çeşitleri ve Kökeni

Tasarım yüklerinin dört farklı tipi vardır:

- *Normal yükler*, *P* değişkeni ile belirtilmiştir.
- *Kesme yükleri*, *V* değişkeni ile belirtilmiştir.
- *Moment yükleri*, *M* değişkeni ile belirtilmiştir.
- *Burulma yükleri*, *T* değişkeni ile belirtilmiştir.

Bunların her biri Şekil 2.1'de gösterilmiştir.

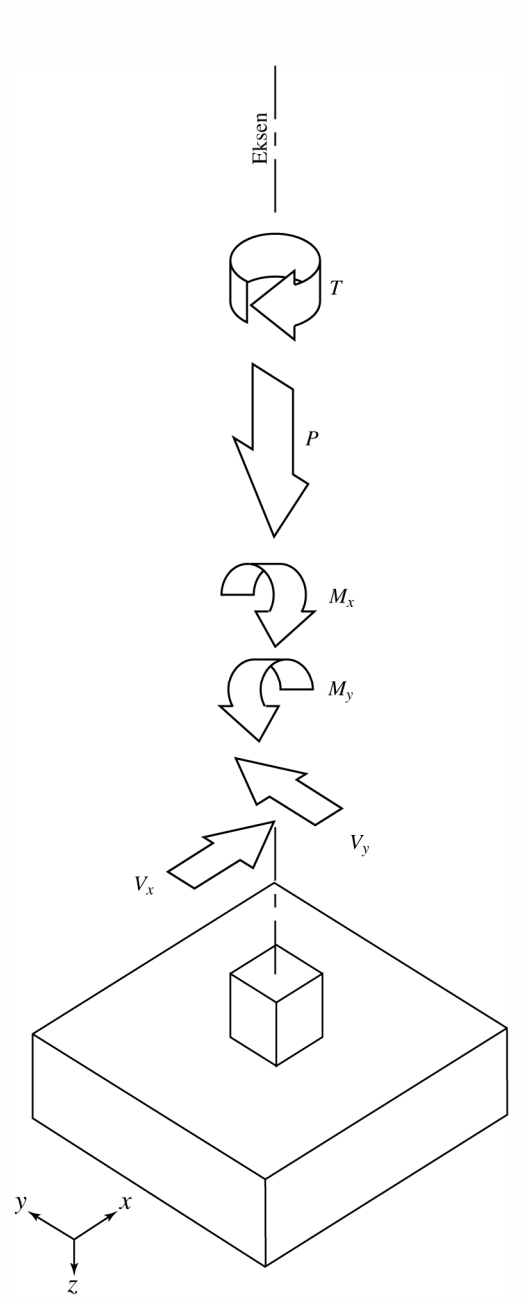
Normal yükler, temelin eksenine paralel olarak etkiyen yüklerdir. Çoğunlukla bu eksen düşeydir. Bu yüzden, normal yük uygulanan yükün düşey bileşenidir. Ya aşağı doğru (bası) ya da yukarı doğru (çekme) şeklinde olabilir.

Kesme kuvvetleri, temel eksenine dik olarak etkir. İki dik bileşen, V_x ve V_y olarak ifade edilebilir. Moment yükleri de iki dik bileşen M_x ve M_y kullanarak tanımlanabilir. Bazen burulma yükleri (*T*) de, konsol karayolu işaret levhalarında olduğu gibi, önemlidir. Ancak, birçok tasarımda burulma yükleri küçük ve ihmal edilebilir düzeydedir.

Temellerin çoğu, özellikle de binaları veya köprüleri destekleyen temeller, öncelikle aşağı doğru olan normal yükleri taşıyacak şekilde tasarlanırlar. O nedenle, bu kitapta en çok üzerinde durulan yükleme çeşidi budur. Ancak, yüklerin diğer tipleri de önemli olabilir ve bazı durumlarda tasarımı kontrol edebilir. Örneğin, elektrik iletim kuleleri için temellerin tasarımı, genellikle kule üzerindeki devrilme momentlerinin neden olduğu yukarı doğru normal kuvvetler tarafından kontrol edilir.

Tasarım yükleri de kaynaklarına göre sınıflandırılır:

- *Ölü yükler* (*D*): Kalıcı olarak yerleştirilmiş teçhizat da dahil olmak üzere, yapı ağırlığıın neden olduğu yüklerdir.
- *Hareketli yükler* (*L*): Tasarlanmış kullanım ve yerleşimin neden olduğu yüklerdir. Bunlar; insanlar, mobilya, demirbaş, bakım aktiviteleri, taşınır bölmeler, taşıtlar ve benzeri diğer kaynaklardan ileri gelen yükleri içerir.
- *Kar yükleri* (*S*) ve *yağmur yükleri* (*R*): Kar veya yağmur birikiminin neden olduğu özel tip hareketli yüklerdir. Bazen göllenmenin (çatıda suyun statik birikiminin) neden olduğu yağmur yükleri ayrı olarak dikkate alınır.
- *Toprak basıncı yükleri* (*H*): Bir istinat duvarı üzerine etkiyen yükler gibi, zemin veya kayadan kaynaklanan ağırlık veya yanal basınçların neden olduğu yüklerdir.
- *Sıvı yükler* (*F*): Bir depolama tankındaki su gibi, iyi tanımlanmış basınçlar ve maksimum yüksekliklerdeki sıvıların neden olduğu yüklerdir.
- *Deprem yükleri* (*E*): Depremlerin yarattığı ivmelerin sonucudur.
- *Rüzgar yükleri* (*W*): Rüzgar tarafından yapıya iletilen yüklerdir.
- *Kendiliğinden şekil değiştirme yükleri* (*T*): Isı değişimleri, rötre, su muhtevası değişimleri, krip, farklı oturma ve benzeri diğer oluşumların neden olduğu yüklerdir.



Şekil 2.1 Bir temel üzerine etkiyen tipik yapısal yükler.

- *Çarpma yükleri* (*I*): Titreşimli, dinamik ve çarpma etkilerinin sonucunda oluşan yüklerdir. Gemilerin neden olduğu çarpma yükleri özellikle bazı köprü ve liman tesisleri açısından önemlidir.
- *Dere akış yükleri* (*SF*) ve *buz yükleri* (*ICE*): Su ve suyun bünyesindeki buzun hareketinin neden olduğu yüklerdir. Özellikle köprülerde, kıyı ötesi sondaj platformlarında ve liman tesisleri için önemlidirler.
- *Merkezkaç* (*CF*) ve *frenleme yükleri* (*BF*): Yapı üzerinde hareket eden araçların hareketiyle ortaya çıkan kuvvetlerdir. Frenleme kuvvetleri, bir araç fren yaptığı zaman yapıya iletilirken; merkezkaç kuvvetleri, kavisli bir köprü üzerinde olduğu gibi, aracın dönmesi sırasında oluşur.

Her bir yük kaynağı, kitapta alt indisler kullanarak tanımlanacaktır. P_D ölü normal yük, M_E depremin neden olduğu moment yükü buna örnektir.

Yapı mühendisleri, ölü ağırlıkları sadece yapısal elemanların ağırlıklarını toplayarak hesaplar. Bu ağırlıklar doğru olarak tahmin edilebilir ve esasen yapının ömrü boyunca sabit kalır. Bu yüzden, tasarım ölü yük değerleri, gerçek ölü yüklerinkine çok yakın olmalıdır. Yanlış tasarlanan ölü yükler genellikle yapı mühendisi ve diğerleri arasındaki yanlış iletişimden ileri gelir. Örneğin, yeniden modelleme işinde yeni duvarlara gerek olabilir veya HVAC (ısıtma, havalandırma ve ısı düzenleme) teçhizatı düşünülenden daha ağır olabilir. İnşa edilen boyutların tasarım çizimlerinde gösterilenlerden önemli derecede farklı olması halinde ölü yükler de farklı olabilir.

Bazı tasarım yükleri mekanik ilkelerinden hesaplanmalıdır. Örneğin, bir tanktaki sıvı yükleri akışkan statiğine dayandırılır. Geri kalan tasarım yükleri genellikle yönetmelikler tarafından belirtilir. Meselâ, BOCA Ulusal Yapı Yönetmeliği'nde (BOCA, 1996) okul sınıflarının tasarımı için döşeme hareketli yükü 40 lb/ft^2 olarak belirtilmiştir (hapishaneler için kullanılan hareketli yükler de bununla aynıdır!). Yönetmeliğe dayalı tasarım yüklerinin çoğu muhafazakârdır. Bunun anlamı, bir temel üzerine etkiyen gerçek servis yüklerinin büyük olasılıkla tasarım yüklerinden az olmasıdır.

İfade Yöntemleri

Tasarım yükleri ile çalışmada ve bunları ifade etmede *izin verilebilir gerilme tasarım* (*ASD*) yöntemi ve *yük ve direnç faktörü tasarım* (*LRFD*) yöntemi olmak üzere iki yöntem kullanılmaktadır. Bu kitapta bunların ikisi de kullanılmıştır.

İzin Verilebilir Gerilme Tasarımı (ASD): *İzin verilebilir gerilme tasarım* (*ASD*) *yöntemini* (*işletme gerilme tasarım yöntemi* olarak da bilinir) kullanırken, tasarım yükleri gerçek servis yüklerinin muhafazakâr tahminini yansıtır. Bölüm 21'dekiler hariç, bu kitaptaki geoteknik analizlerin tümü ASD metodunu kullanmıştır. Yapısal analizlerin bazıları da ASD kullanır.

Tasarım Yükünün Değerlendirilmesi: Tasarım yükü, yönetmeliklerde de tanımlandığı gibi, değişik kökenli yüklerin en kritik bileşimidir. Örneğin, ANSI/ASCE *Binalar ve Diğer Yapılar için Minimum Tasarım Yükleri* (ASCE, 1996a), ASD tasarım yükünü aşağıdaki dört yük bileşiminin en büyüğü olarak tanımlar [ANSI/ASCE 2.4.1]:

$$D \tag{2.1}$$

$$D+L+F+H+T+(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R) \tag{2.2}$$

$$D+L+(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)+(W \text{ veya } E) \quad (2.3)$$

$$D+(W \text{ veya } E) \quad (2.4)$$

Diğer yönetmelikler ASD tasarım yükünü hesaplamada farklı denklemler kullanmaktadır. Bu nedenle, her bir proje için uygulanabilir yönetmeliği kontrol etmek önemlidir.

(2.1)'den (2.4)'e kadar olan eşitlikler, her çeşit (normal, kesme ve moment) yüke uygulanır. Örneğin, normal yükü değerlendirirken, (2.4) eşitliği $P=P_D+P_W$ veya $P=P_D+P_E$'den hangisi büyükse, onu verir. Bu yükleri toplarken yüklerin yönlerini dikkate alınız. Örneğin, normal yükün değerlendirilmesinde bazıları çekmeye neden olurken, bazı bileşenler de basıya neden olabilir.

Yüklerin bazıları ancak zıt yönlerde etkidiği zaman (2.1) eşitliği devreye girer. Örneğin, bir kolonun 500 kN ölü bası yükü ve 100 kN hareketli çekme yüküne maruz kalması durumunda, (2.1) eşitliğinde tasarım yükü 500 kN olacaktır.

Rüzgar ve Sismik Yükleri Değerlendirmenin Alternatif Yöntemi: Bazı yönetmelikler (Örneğin, IBC 1605.3.2 ve Tablo 1804.2; UBC 1612.3.2 ve Tablo 18-I-A; BOCA 1805.2) rüzgar veya sismik bileşenleri içeren yük kombinasyonları dikkate alındığı zaman, yapısal malzemede ve zeminde daha büyük izin verilebilir yük kapasitelerine açık kapı bırakır. Bu artan kapasite genellikle statik yük kapasitesinden üçte bir oranda daha büyüktür. Örneğin, statik yüklere maruz kalan bir temelin [(2.1) ve (2.2) eşitlikleri] izin verilebilir taşıma kapasitesi 600 kN ise, rüzgar veya sismik yükler altında [(2.3) ve (2.4) eşitlikleri] izin verilebilir yük kapasitesi 600x1,33=800 kN olacaktır. Bu artışa, geçerli olan yönetmelikte kesin olarak izin verilmese bile, temel mühendisleri normalde bunu temel tasarımında kullanma yetkisine sahiptir. Altbölüm 8.4'de bu konu daha ayrıntılı şekilde ele alınmıştır.

Bu ölçütü yerine getirmenin bir yolu; birincisi (2.1) ve (2.2) eşitliklerindeki tasarım yükünü statik izin verilebilir yük kapasitesi ile birlikte kullanmak ve ikincisi de (2.3) ve (2.4) eşitliklerindeki tasarım yükünü rüzgar/sismik yük kapasitesi ile birlikte kullanmak; daha sonra da iki tasarımın büyük olanını almak suretiyle temeli iki kez boyutlandırmaktır. Ancak, bu yöntem zor ve zaman alıcıdır. Alternatif bir yaklaşım, (2.3) ve (2.4) eşitliklerinde hesaplanan yüklerin kapasitesini 1,33 faktörü ile arttırma yerine, 1,33'e bölmektir (veya bunları 1/1,33=0,75 ile çarpmaktır). Daha sonra da, dört denklemden bulunacak yükler, aynı izin verilebilir kapasite ile karşılaştırılabilir ve temelin yalnızca bir kez boyutlandırılması gerekir. Böylece, temellerin ASD tasarımı için, (2.3) ve (2.4) eşitlikleri aşağıdaki gibi yeniden yazılır:

$$0{,}75\,[D+L+(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)+(W \text{ veya } E)\,] \quad (2.3a)$$

$$0{,}75\,[D+(W \text{ veya } E) \quad (2.4a)$$

Bu nedenle, temellerin ASD kullanarak tasarlanması halinde, normalde tasarım yükü (2.1), (2.2), (2.3a) veya (2.4a) eşitliklerinden bulunanın en büyüğü olarak hesaplanır. Sonra da, temelin boyutlandırılması, yüzde 33 artış içermeyen izin verilebilir temas basıncı kullanarak yapılır.

Örnek 2.1

Bir kolon üzerine gelen düşey bası yükleri; P_D : 2100 kN aşağı doğru, P_L=1400 kN aşağı doğru ve P_W=600 kN yukarı doğru şeklindedir. ASD yük kombinasyonlarını kullanarak, temel tasarımı için gerekli tasarım normal yükünü hesaplayınız.

Çözüm

(2.1), (2.2), (2.3a) ve (2.4a) denklemlerini kullanarak:

$$P=P_D=2100 \text{ kN}$$

$$P=P_D+P_L+P_F+P_H+P_T+(P_{Lr} \text{ veya } P_S \text{ veya } P_R)$$

$$=2100 \text{ kN}+1400 \text{ kN}+0+0+0$$

$$=3500 \text{ kN} \quad \Leftarrow \textbf{belirleyici yük}$$

$$P=0{,}75[P_D+P_L+(P_{Lr} \text{ veya } P_S \text{ veya } P_R)+(P_W \text{ veya } P_E)$$

$$=0{,}75[2100 \text{ kN}+1400 \text{ kN}+0 - 600 \text{ kN}]$$

$$=2175 \text{ kN}$$

$$P=0{,}75[P_D+(P_W \text{ veya } P_E)]=0{,}75\ [2100 \text{ kN}–600 \text{ kN}] =1125 \text{ kN}$$

Bu nedenle, tasarım normal yükü **aşağı doğru 3500 kN**'dur. $\Leftarrow$ **Cevap**

Yorum

Bu çözümde aşağı doğru yüklerin (bası) pozitif ve yukarı doğru olanların (çekme) negatif alındığına dikkat ediniz. Geoteknik mühendisliğinde kullanılan işaret tercihi bu şekildedir. Ancak, yapı mühendisleri bunun tersi (basının negatif, çekmenin pozitif olduğu) bir işaret sistemi kullanmaktadır. Bu farklılık bir karmaşaya yol açabilir. O nedenle, hangi işaret yönteminin kullanıldığı konusunda dikkatli olunmalıdır.

ASD tasarım işlemi daha sonra, tasarım yükünü (bu yük, bir emniyet faktörü ile bölünen nihai kapasitedir) izin verilebilir yük ile karşılaştırır. Meselâ, Örnek 2.1'de tanımlanan kolonu destekleyen temelin aşağı doğru nihai taşıma kapasitesi 9000 kN ve emniyet faktörü de 2 alınacaksa, izin verilebilir aşağı doğru kapasite 9000/2=4500 kN olacaktır. Bu büyüklük, tasarım yükü olan 3500 kN'dan büyük olduğundan, tasarım güvenlidir; veya belki de biraz muhafazakâr şekilde tasarlanmıştır.

Örnek 2.2

Örnek 2.1'de tanımlanan kolon, çelikten yapılma H tipi dört adet kazık temel gurubu tarafından desteklenecektir. Geniş kiriş başlıklarına benzeyen bu H kazıkları zemine düşey olarak çakılırlar. Kazıklar A36 çeliğinden (F_y=248 MPa) yapılma olup, izin verilebilir bası gerilmesi F_a=0,5F_y dir. Sadece çelikteki gerilmeleri dikkate alarak, her bir kazık için gerekli enine kesit alanını belirleyiniz.

Çözüm

$$\text{P/kazık} = \frac{3500\,kN}{4} = 875\ kN$$

$$F_a = 0{,}50F_y = (0{,}50)(248\text{MPa}) = 124 \text{ MPa} = 124000 \text{ kPa}$$

$$A = \frac{P}{F_a} = \left(\frac{875 \text{ kN}}{124000\text{kPa}}\right)\left(\frac{1000\text{mm}}{\text{m}}\right)^2 = 7056 \text{ mm}^2 \quad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Yorum

Tasarım işleminde bir sonraki adım, enine kesit alanı en az 7056 mm^2 olan standart bir H kazığı seçmek olacaktır. Bu aşama Bölüm 17'de ele alınacaktır.

Bu analizde sadece çelikteki gerilme göz önünde bulundurulmuştur. Daha sonra da tartışıldığı gibi, eksiksiz bir tasarımda kazık ve zemin arasındaki yük transferinin de dikkate alınması gerekecektir.

Yük ve Direnç Faktörü Tasarımı (LRFD): *Yük ve direnç faktörü tasarım* (*LRFD*) yöntemi (*nihai mukavemet tasarım metodu* olarak da bilinir) farklı bir yaklaşım kullanır. *Faktörlü yükü* (*U*) elde etmek için, nominal yüklere çoğunluğu birden büyük olan *yük faktörleri* (γ) uygular. Normal yükler durumunda, faktörlü yük (P_u) aşağıdaki gibidir:

$$P_u=\gamma_1 P_D+\gamma_2 P_L+\ldots \quad (2.5)$$

Tasarım yönetmelikleri, (2.5) eşitliği şeklinde herbiri farklı yük bileşiminde olan bir dizi denklem sunar ve faktörlü yükü, bu denklemlerden hesaplanan en büyük yük olarak tanımlar. LRFD metodu mukavemet limit analizinden elde edilen nihai kapasiteye de bir *direnç faktörü*, ϕ (*mukavemet azaltma faktörü* olarak da bilinir) uygular. Hemen hemen tüm direnç faktörleri birden küçüktür. Tasarım, sonuç itibariyle aşağıdaki ölçütleri karşılamalıdır:

$$P_u \leq \phi P_n \quad (2.6)$$

Burada :

P_u=faktörlü normal yük

γ = yük faktörü

P_D=normal ölü yük

P_L=normal hareketli yük

ϕ=direnç faktörü

P_n=nominal normal yük kapasitesidir.

Benzer denklemler kesme ve moment yükleri için de kullanılır. LRFD Bölüm 21'de daha ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

Amerika Beton Enstitüsü (*ACI*) *Yönetmeliği*: Kuzey Amerika'da betonarme tasarım için ilk kez geniş çapta kabul gören LRFD yönetmeliği, Amerika Beton Enstitüsü tarafından geliştirilmiştir. Bu yönetmeliğin güncel sürümüne göre (ACI, 1999) faktörlü yük, aşağıdaki denklemlerden (ACI, 9.2) hesaplananların en büyüğü olarak tanımlanmaktadır:

$$U=1{,}4D+1{,}7L \quad 2.7)$$

$$U=0{,}75(1{,}4D+1{,}4T+1{,}7L) \quad (2.8)$$

$$U=0{,}9D+1{,}4F \quad (2.9)$$

$$U=1{,}4D+1{,}7L+1{,}4F \quad (2.10)$$

$$U=1{,}4D+1{,}7L+1{,}7H \quad (2.11)$$

$$U=0{,}9D+1{,}3W \quad (2.12)$$

$$U=0{,}9D+1{,}43E \quad (2.13)$$

$$U=0{,}75(1{,}4D+1{,}7L+1{,}4W) \quad (2.14)$$

$$U=0{,}75(1{,}4D+1{,}7L+1{,}87E) \quad (2.15)$$

$$U=0{,}9D+1{,}7H \quad (2.16)$$

$$U=1{,}4(D+T) \quad (2.17)$$

Tekrar etmek gerekirse, bu yük kombinasyonları tüm yük tipleri ile ilgilidir ve böylece P_U, M_U ve benzeri şekilde ifade edilir. ASD altında tartışıldığı gibi, 0,75 azaltma faktörünün (2.14) ve (2.15) eşitliklerine halihazırda dahil edilmiş olduğuna dikkat ediniz.

ANSI/ASCE ve AISC Yönetmelikleri : Amerika Ulusal Standartlar Enstitüsü (ANSI) ve Amerika İnşaat Mühendisleri Odası (ASCE) faktörlü yükü hesaplamada bir güvenilirlik tabanlı LRFD standardı geliştirmiştir. ANSI/ASCE 7-95 *Binalar ve Diğer Yapılar için Minimum Tasarım Yükleri* olarak yayınlamıştır (ASCE, 1996a). Bu standart, çelik yapıların LRFD tasarımı için temel oluşturur (AISC, 1995) ve beton yapılar için alternatif bir yöntem olarak kabul edilir (ACI, 1999). Büyük olasılıkla da Kuzey Amerika'da köprüler dışındaki yapılar için yaygın bir standart olacaktır.

ANSI/ASCE standardına göre, faktörlü yük aşağıdaki formüllerden hesaplanan en büyük yüktür [ANSI/ASCE 2.3.2]:

$$U=1{,}4D \quad (2.18)$$

$$U=1{,}2(D+F+T)+1{,}6(L+H)+0{,}5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R) \quad (2.19)$$

$$U=1{,}2D+1{,}6(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)+(0{,}5L \text{ veya } 0{,}8W) \quad (2.20)$$

$$U=1{,}2D+1{,}3W+0{,}5L+0{,}5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R) \quad (2.21)$$

$$U=1{,}2D+1{,}0E+0{,}5L+0{,}2S \quad (2.22)$$

$$U=0{,}9D+(1{,}3W \text{ veya } 1{,}0E) \quad (2.23)$$

Bazı özel durumlarda bu formüller biraz değişkenmektedir (bkz. ASCE, 1996). Uluslararası Bina Yönetmeliği (ICC, 2000) bu formüllerin değişkenmiş bir uyarlamasını kullanmaktadır [IBC 1605].

AASHTO Yönetmeliği: Amerika Devlet Karayolu ve Ulaşım Yetkilileri Birliği (AASHTO) faktörlü yükü hesaplamak için ayrı bir standart geliştirmiştir (Nowak, 1995; AASHTO, 1996). Köprüler için kullanılan bu standart, binalar ve diğer yapılardakilerden önemli biçimde farklı yüklemelere dayandırılır. Ayrıca, bu yüklerin olasılıklı değerlendirmeleri binalar için olanlardan farklıdır. Bu nedenle, AASHTO standardı ACI ve ANSI/ASCE standartlarının ikisinden de farklı faktörlü yükler ortaya koyar.

Örnek 2.3

ANSI/ASCE yük faktörleri ile LRFD ve 0,70 direnç faktörünü kullanarak, Örnek 2.1 ve 2.2'yi çözünüz.

Çözüm

Faktörlü yük (2.19) eşitliğinden bulunur:

$$P_U = 1{,}2(D + F + T) + 1{,}6(L + H) + 0{,}5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$$

$$=1{,}2\ (2100)+1{,}6(1400)+0+0$$

$$=4760 \text{ kN}$$

P_u/kazık=4760 kN/4=1190 kN

$$P_n = F_a A = (248000)A$$

$$P_u \leq \phi P_n$$

1190 kN ≤ (0,709)(248.000 kPa) A

$A \geq$ **6855 mm²** ⇐ ***Cevap***

Yorum

Bu durumda hesaplanan alan, ASD analizinden elde edilenden biraz daha küçüktür.

2.2 DAYANIM ŞARTLARI

Tasarım yükleri tanımlandıktan sonra, birkaç performans şartını sağlayan temel tasarımlarının geliştirilmesi gerekir. İlk kategori, ani göçmeleri önleme eğiliminde olan *dayanım gereksinimleridir*. Bunun, geoteknik dayanım şartları ve yapısal dayanım şartları şeklinde iki çeşidi vardır.

Geoteknik Dayanım Şartları

Geoteknik dayanım şartları temel tarafından iletilen yükleri, zemin veya kayanın göçmeden kabul etme yeteneğine hitap eden şartlardır. Zeminin mukavemeti, kayma gerilmelerini taşıyacak olan zeminin kapasitesi tarafından kontrol edilir. Böylece; kayma gerilmeleri kayma dayanımları ile karşılaştırılarak ve ona göre tasarım yaparak, geoteknik dayanım şartları sağlanmış olur.

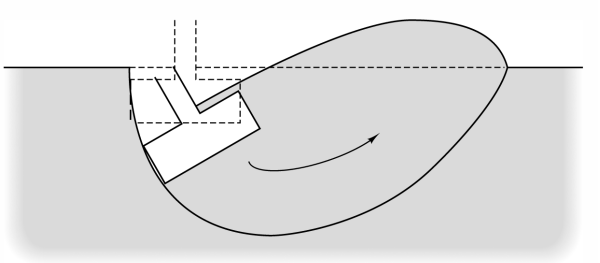
Yüzeysel temeller durumunda, geoteknik mukavemet zeminin *taşıma kapasitesi* olarak ifade edilir. Zeminin yük taşıma kapasitesi aşıldığında gelişen kayma yenilmesi Şekil 2.2'de gösterildiği gibi *taşıma kapasitesi yenilmesi* olarak adlandırılır. Bu gibi yenilmeler daha sonra ayrıntılı olarak incelenecek ve bu tür yenilmelere karşı yeterli bir emniyet faktörüne sahip temellerin nasıl tasarlanması gerektiği üzerinde durulacaktır.

Geoteknik dayanım analizi hemen hemen her zaman izin verilebilir gerilme tasarım (ASD) yöntemleri kullanılarak yapılır. Bununla birlikte, LRFD tabanlı tasarım Bölüm 21'de ele alındığı gibi, ortaya çıkmaya başlamaktadır.

Yapısal Dayanım Şartları

Yapısal dayanım şartları temelin yapısal bütünlüğüne ve uygulanan yükleri güvenli olarak taşıma yeteneğine hitap eder. Örneğin, A36 çeliğinden yapılan kazık temeller normal olarak 12600 lb/in^2'lik bir maksimum izin verilebilir bası gerilmesi için tasarlanır. Böylece; çeliğin kalınlığı, tasarım yüklerinin oluşturduğu gerilmelerin bu izin verilebilir değeri

aşmayacağı şekilde seçilmelidir. Yapısal kapasitelerinin ötesinde yüklenen temeller (ilke olarak) aniden göçer.



Şekil 2.2 Bir tekil sömel altında meydana gelen taşıma gücü yenilmesi. Zeminde meydana gelen kesme yenilmesi temelin göçmesine neden olmuştur.

Yapısal dayanım analizleri temel tipine, yapı malzemelerine ve hakim yönetmeliğe bağlı olarak ya ASD ya da LRFD yöntemleri kullanarak yapılır.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

Aksi ifade edilmediği sürece ASD tasarım yüklerinin tümü (2.1), (2.2), (2.3a) ve (2.4a) eşitlikleri ile hesaplanmalıdır.

2.1 Bir kolon üzerine aşağıdaki tasarım yüklerinin uygulanması planlanmaktadır:

Eksenel yük: P_D=200 k, P_L=170 k, P_E=50 k, P_w=60 k (hepsi de bası)

Kesme yükü: V_D=0, V_L=0, V_E=40 k, V_w=48 k

ASD'yi kullanarak tasarım eksenel yükü ile kesme yükünü hesaplayınız.

2.2 LFRD ile birlikte ACI faktörlerini kullanarak Problem 2.1'i tekrar çözünüz.

2.3 Bir temele aşağı doğru 2200 kN'luk yük uygulandığında taşıma kapasitesi yenilmesi olacağı beklenmektedir. ASD ile birlikte emniyet katsayısını 3 alarak, geoteknik dayanım şartlarını sağlayan maksimum izin verilebilir yükü bulunuz.

2.4 Enine kesit alanı 15,5 in^2 ve F_y=50 k/in^2 olan bir çelik kazık temele sırayla 300 ve 200 k olmak üzere ölü ve hareketli eksenel bası yükleri uygulanacaktır. LFRD ile birlikte ANSI/ASCE yük faktörlerini ve 0,75'lik bir direnç faktörünü kullanarak, verilen kazığın eksenel bası için yapısal dayanım şartlarını taşıyıp taşımadığını bulunuz.

2.3 HİZMET VEREBİLİRLİK ŞARTLARI

Dayanım şartlarını karşılayan temeller çökmez fakat, performansları yine de yeterli olmayabilir. Örneğin, aşırı oturma gösterebilirler. Bu nedenle, *hizmet verebilirlik şartları* olarak bilinen performans şartlarının ikinci kategorisi söz konusudur. Bunlar ile, servis yüklerine maruz kaldığı zaman rolünü iyi yerine getiren temeller planlanmaktadır. Bu şartlar aşağıdakileri kapsamaktadır:

- *Oturma*: Temellerin çoğu uygulanan yükler sonucu biraz aşağı doğru hareket geçirirler. Bu hareket *oturma* olarak adlandırılır. Oturmaları izin verilen sınırlar içinde tutmak, genellikle en önemli temel hizmet verebilirlik şartıdır.

- *Kabarma*: Bazen temeller aşağı doğru yerine yukarı doğru hareket eder. Yukarı doğru olan bu harekete *kabarma* denir. Kabarmanın en yaygın kaynağı genişleyen killerin şişmesidir.
- *Yana yatma*: Yapının sadece bir kenarında oturma veya kabarma meydana gelirse, yapı yana yatmaya başlayabilir. Eğik Pisa Kulesi yana yatmanın en uç örneğidir.
- *Yanal hareket*: Yanal yüklere (kesme veya moment) maruz kalan temeller yatay olarak deforme olur. Bu *yanal hareket* de yapısal tehlikeden sakınmak amacıyla, kabul edilebilir sınırlar içinde kalmalıdır.
- *Titreşim*: Ağır makinelerin belirli çeşitlerini destekleyen bazı temeller güçlü titreşimlere maruz kalır. Bu gibi temellerin, bu titreşimleri rezonans veya diğer problemleri tecrübe edinmeden karşılaması gereklidir.
- *Dayanıklılık*: Temeller kötüleşmeye neden olan çeşitli fiziksel, kimyasal ve biyolojik süreçlere dirençli olmalıdır. Bu durum, özellikle gemi havuzları ve rıhtımlar gibi su kıyısı yapılarında önemlidir.

Bu şartları karşılamada başarısızlık, genellikle artan bakım masrafları, estetik problemler, yapının azalan yararlılığı ve benzeri diğer etkiler ile sonuçlanır.

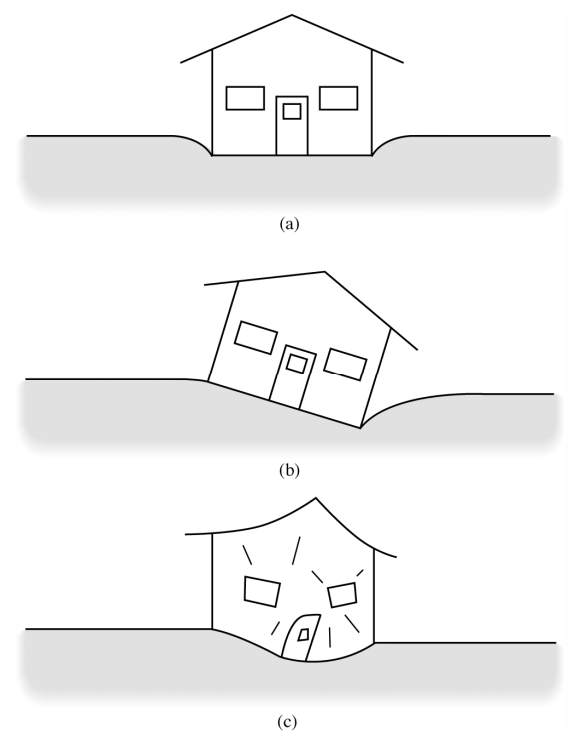
Oturma

Düşey aşağı doğru yük, genellikle temellere etkiyen en büyük yüktür ve bunun soncu oluşan düşey aşağı doğru hareket çoğunlukla en büyük ve en önemli harekettir. Düşey aşağı doğru bu harekete *oturma* denir. Oturma bazan bir dolgunun yerleştirilmesi nedeniyle konsolidasyon gibi temelin varlığı ile ilgili olmayan diğer nedenlerin bir sonucu olarak da meydana gelir.

Sıfır oturmalı temeller ideal olmasına rağmen, bu hedefe ulaşmak zordur. Gerilme ve deformasyon daima birbirine eşlik eder. Bu yüzden, yüklerin temel ile altta bulunan zemine aktarılması her zaman oturmaya neden olur. Bu nedenle, temel mühendisinin karşı karşıya geldiği soru, temelin oturup oturmaması değil; daha çok izin verilebilecek oturma *miktarını* tanımlamak ve bu şartı sağlayacak temeli planlamaktır. Bu tasarım işlemi, kirişlerde sehimin bazı maksimum izin verilebilir değeri aşmaması gerekene benzemektedir.

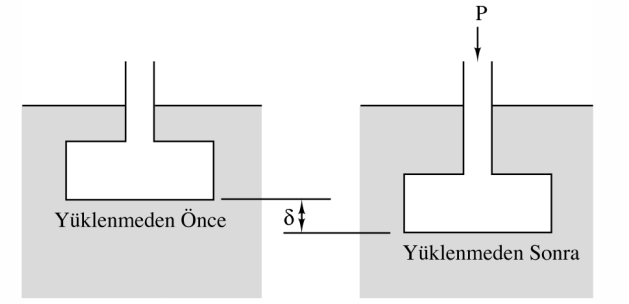
Oturmaya Yapısal Tepki: Şekil 2.3a'da gösterildiği gibi, yapılar birçok farklı şekillerde oturabilir. Bazen oturma tekdüzedir. Bu durumda tüm yapı bir bütün olarak aşağı hareket eder. Bu durumda, yapının kendisinde hasar yoktur. Fakat, bitişik zemin veya diğer yapılar ile ara yüzeyinde problemler olabilir. Diğer ihtimal, Şekil 2.3b'de gösterildiği gibi, yapının bir yanından diğer yanına doğrusal olarak değişen oturmadır. Bu durum yapının yana yatmasına neden olur. Son olarak, Şekil 2.3c'de düzensiz oturmalara maruz kalan bir yapı görülmektedir. Bu tarz, yapının biçimini bozar ve tipik olarak problemlerin en büyük kaynağıdır.

Yapıların temel oturmasına tepkisi oldukça karmaşık olup, tam bir analiz birçok faktörün göz önünde tutulmasını gerektirir. Bu gibi analizler çok zaman alıcıdır. Böylece, yapıların büyük çoğunluğu için pratik değildir. Bu nedenle, oturma; toplam oturma ve farklı oturma (Skempton ve MacDonald, 1956; Polshin ve Tokar, 1957; Burland ve Worth, 1974; Grant, vd., 1974; Wahls, 1981; Wahls, 1994; Frank, 1994) şeklinde iki parametre ile tanımlanarak basitleştirilebilir.



Şekil 2.3 Oturma biçimleri; (a) tekdüze, (b) distorsiyonsuz eğilme, (c) distorsiyon.

Toplam Oturma: Şekil 2.4'de gösterilen toplam oturma (δ), temel seviyesindeki orjinal yüklenmemiş konumundan, nihai yüklenmiş konumuna değişmedir.



Şekil 2.4 Bir tekil sömeldeki toplam oturma.

Aşırı toplam oturmalar geçiren yapılarda aşağıdaki problemlerin bazıları gelişebilir:

- *Mevcut yapılar ile bağlantılar*: Bazen mevcut yapıların binalar ile birleşmesi gerekir. Bu gibi durumlarda, yeni binadaki döşemeler, mevcut binadakiler gibi aynı düzeyde olmalıdır. Bununla birlikte, eğer yeni bina çok fazla otururs a, ciddi anlamda hizmet edebilirlik problemlerine neden olarak döşemeler artık denkleşmez.

- *Hatlar*: Binalar, tanklar ve birçok diğer yapı çeşitleri, çoğunluğu yeraltına yerleştirilen çeşitli hatlara bağlıdır. Eğer yapı çok fazla otururşa, hat bağlantıları kesilebilir veya bükülebilir. Bu özellikle lâğımlar gibi cazibeli akım hatlarında sorun çıkarmaktadır.
- *Yüzey drenajı*: Binaların zemin kat döşemesi, civardaki zeminden biraz yüksek seviyede olmalıdır. Böylece, yağmur suyu girmez. Ancak, oturma drenaj seyrini bozabilir ve yağmur suyunun yapıya girmesine neden olur.
- *Ulaşım*: Araçların ve yayaların yapıya ulaşması gerekebilir ve aşırı oturma bunları engelleyebilir.
- *Estetik*: Aşırı oturma, yapının bütünlüğüne veya hizmet edebilirliğine herhangi bir tehdit gelmeden uzun zaman önce, estetik problemlere neden olabilir.

Bazı yapılar şaşırtıcı biçimde büyük toplam oturmalar geçirmiş olmasına rağmen hizmet vermektedirler. Örneğin, birçok bina 250 mm (10 inç) kadar oturmadan sonra bu anlamda sıfır veya çok az sorun yaşanmıştır. Diğerleri biraz tehlike geçirmiş fakat daha büyük oturmaların ardından kullanılmaya devam etmektedir. En heyecan verici örneklerin bazıları, binaların 2 m (7 ft)'den daha fazla oturma yaptığı ve hala kullanımda olan, Mexico City'de yer almaktadır. Bazı köprüler, depolar ve diğer yapılarda çok büyük oturmalara müsaade edebilir. Bunlar yine de uç örneklerdir. Normalde, mühendislerin performans şartları daha sıkıdır.

Tablo 2.1'de izin verilebilir toplam oturma (δ_a) için tipik tasarım değerleri verilmiştir. Bu değerler bir emniyet faktörü içerir ve böylece tahmin edilen oturma ile doğrudan karşılaştırılabilir. Aşağıdaki koşulların karşılanması durumunda, tasarım toplam oturma şartları sağlanır:

$$\delta \leq \delta_a \tag{2.24}$$

Burada:

δ=temelin toplam oturması

δ_a=izin verilebilir toplam oturma

δ'yı hesaplama yöntemleri daha sonra ele alınmıştır.

Tablo 2.1 Temel tasarımı için tipik izin verilebilir toplam oturmalar.

	Tipik izin verilebilir toplam oturma, δ_a	
Yapı çeşidi	(inç)	(mm)
Ofis binaları	0,5 – 2,0 (en yaygın değer: 1,0 inç)	12 – 50 (en yaygın değer: 25 mm)
Ağır sanayi binaları	1,0 – 3,0	25 – 75
Köprüler	2,0	50

Tablo 2.1'i kullanırken, aşağıdaki koşulları akılda tutunuz:

1. Bu hususta alışılmış mühendislik uygulaması, bölgeler arasında önemli bir ölçüde değişmektedir. Bu durum, bu tablodaki değerlerin geniş bir aralıkta olmasının nedeninin bir kısmıdır. Örneğin, bir eyaletteki resmî bir bina 12 mm (0,5 inç) toplam oturma için tasarlanması gerekebilir iken, bir başka eyaletteki aynı bina 25 mm (1 inç) kullanarak tasarlanabilir. Bölgesel uygulamaların farkında olmak önemlidir.

Çünkü, normalde mühendislerin bunlara uyması beklenir. Bununla birlikte, bazı alanlarda lokal uygulamaların oldukça muhafazakâr olduğu ve gerekli olandan daha pahalı temellere neden olduğunun farkına varmak da önemlidir.

2. Büyük oturmalı temeller de büyük farklı oturmalara sahip olma eğilimindedir. Bu nedenle, izin verilebilir farklı oturma üzerindeki sınırlamalar toplam oturma üzerine genellikle dolaylı olarak Tablo 2.1'de listelenenlerden daha sıkı sınırlamalar koyar. Bölüm 7'de bu durum daha ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

Tahmin edilen oturmanın (δ), δ_a'dan büyük olması durumunda aşağıdaki önlemlerin herhangi biri veya hepsi dikkate alınabilir:

- *Temel tasarımını ayarlamak*: Temel tasarımındaki düzenlemeler genellikle aşırı oturma problemlerini çözecektir. Örneğin, yüzeysel temellerin oturması bu temellerin genişliklerini arttırmak suretiyle azaltılabilir.
- *Daha ayrıntılı bir temel kullanmak*: Örneğin, yüzeysel temeller yerine kazıklar kullanabilir ve böylece oturma azaltılır.
- *Zeminin özelliklerini iyileştirmek*: Bunu yapmak için birçok teknik mevcuttur; bunların bazıları Bölüm 18'de ele alınmıştır.
- *Yapıyı, oturmalara daha toleranslı olacak şekilde yeniden tasarlamak*: Örneğin, Şekil 2.5'de gösterildiği gibi borular üzerine esnek birleşimler yerleştirilebilir.



Şekil 2.5 Bu esnek, uzatılabilir borunun iki ucunda küresel eklemler mevcut olup, orta kısmı teleskobiktir. Tesisatın binaya giriş yerlerine bu borulardan yerleştirmek suretiyle farklı oturma, yanal hareket, uzama ve sıkışma gibi sorunların önüne geçilebilir. Sözgelimi, 203 mm'lik bir esnek bağlayıcı 380 mm'ye kadar olan farklı oturmalara tolerans gösterebilir.

Farklı Oturma: Mühendisler normalde bir yapı için temelleri, tümü aynı hesaplanmış toplam oturmaya sahip olacak şekilde tasarlar. Böylece, teoride yapı uniform olarak oturacaktır. Ne yazık ki, temellerin gerçek performansı, bazıları beklenenden daha çok ve diğerleri daha az oturma yaparak, genellikle tahmin edildiği gibi tam olmayacaktır. Tahmin edilen davranış ve

gerçek davranış arasındaki bu uyumsuzluğun aşağıdakiler de dahil olmak üzere birçok nedeni vardır:

- *Zemin profili sahanın bir yanından diğer yanına uniform olmayabilir*: Bu, sahanın ne kadar üniform görünebildiği önemli olmadan, hemen hemen her zaman doğrudur.
- *Gerçek yük ve tasarım yükü arasındaki oran her kolon için farklı olabilir*: Böylece, düşük oranlı kolon, yüksek oranlı kolondan daha az oturacaktır.
- *Ölü yükün hareketli yüke oranı her kolon için farklı olabilir*: Oturma hesapları genellikle ölü- artı-hareketli yüke dayandırılır ve temeller ona göre boyutlandırılır. Bununla birlikte, birçok yapıda, hareketli yük genelde nadiren olur. Böylece, tasarım hareketli yükün, tasarım ölü yüke oranı büyük olan temeller, hakim ölü yükler taşıyanlardan büyük olasılıkla daha az oturacaktır.
- *İnşa edilen temel boyutları plan boyutlardan farklı olabilir*: Bu gerçek oturmaların benzer biçimde farklı olmasına neden olacaktır.

Farklı oturma, δ_D, iki temel arasındaki toplam oturmadaki veya münferit bir temel üzerindeki iki nokta arasındaki farktır. Farklı oturmalar genellikle toplam oturmalardan daha sorunludur. Çünkü bunlar, Şekil 2.3c'de gösterildiği gibi yapının biçimini bozar. Duvarlarda ve diğer elemanlarda çatlağa, kapılarda ve pencerelerde sıkışmaya, kötü estetiğe ve diğer problemlere neden olur. Eğer son safhaya kadar ilerlemesine izin verilirse, farklı oturmalar yapının bütünlüğünü tehdit edebilir. Şekil 2.6 ve 2.7'de aşırı farklı oturma geçirmiş yapıların örnekleri görülmektedir.



Şekil 2.6 Düzensiz şekilde yerleştirilmiş bir dolgu üzerine inşa edilen bu ahşap çerçeveli ev, ileri düzeyde farklı oturmaya maruz kalmıştır. Sonuçta gelişen distorsiyon, fotoğrafta görüldüğü gibi alçıpan duvarlarda genişliği 15 mm'ye kadar çıkan çatlakların oluşmasına ve döşeme plağının dış duvarlarında çatlamalara neden olmuştur.

Bu nedenle, maksimum *izin verilebilir farklı oturma* (δ_D) tanımlanır ve temeller buna göre tasarlanır:



Şekil 2.7 Dış duvarlardaki verev çatlakların da işaret ettiği gibi, bu eski yığma yapı ileri düzeyde oturmaya maruz kalmıştır.

$$\delta_D \leq \delta_{Da} \tag{2.25}$$

Binalarda, δ_{Da} kapılar ve pencerelerin sıkışma potansiyeline, duvarlarda ve diğer yapısal elemanlarda aşırı çatlamaya, estetik sorunlara ve diğer benzer konulara bağlıdır. Bu hizmet edebilirlik problemlerine neden olan fiiziksel süreçler çok karmaşıktır ve yapının tipi ve boyutu, bina malzemelerinin ve yeraltı zeminlerinin özellikleri ve oturma hızı ve üniformluğu dahil birçok faktöre bağlıdır (Wahls, 1994). Bu süreçler, rasyonal yapısal analizler kullanarak modellenemeyecek kadar çok karmaşıktır. Bu yüzden, mühendisler ampirik yöntemleri kullanır. Bu yöntemler, gerçek binalardaki gerçek farklı oturmaların ölçümlerine ve performanslarının değerlendirmelerine dayanır.

Binalardaki farklı oturmalara dair ayrıntılı çalışmalardan bazıları Skempton ve MacDonald (1956), Polshin ve Tokar (1957) ve Grant vd. (1974) şeklinde verilebilir. Skempton ve MacDonald'ın çalışması, kırkı aşırı oturmalar nedeniyle hasar görmüş olan çeşitli tiplerdeki doksansekiz binanın gözlenmiş performansına dayalıdır. Polshin ve Tokar, Sovyetler Birliği'nde yapıların performansının 25 yıllık gözleme sonuçlarını rapor etmiş ve Sovyet bina yönetmeliklerini dile getirmiştir. Grant vd. tarafından yapılan çalışma, ellialtısı hasarlı doksanbeş bina verisini içerir.

Tablo 2.2'de izin verilebilir açısal sapma (θ_a) bakımından ifade edilen bu çalışmaların sentezi verilmiştir. Bu değerler halihazırda en az 1,5'luk emniyet faktörü içerir. Bu nedenle "izin verilebilir" diye adlandırılır. δ_{Da}'yı hesaplamada bunlardan aşağıdaki gibi yararlanılır:

$$\delta_{Da}=\theta_a S \quad (2.26)$$

Burada :

δ_{Da}=izin verilebilir farklı oturma,
θ_a = izin verilebilir açısal sapma (Tablo 2.2'den),
S = kolon açıklığıdır (kolonlar arasındaki yatay mesafe).

Tablo 2.2 İzin verilebilir açısal sapma, θ_a (Wahls, 1994; AASHT, 1996 ve diğer kaynaklardan derlenmiştir).

Yapının Türü	θ_a
Çelik tanklar	1/25
Basit destekli tabliyelerden oluşan köprüler	1/125
Sürekli tabliyelerden oluşan köprüler	1/250
Dış yüzeyi oluklu çelik kaplamalı ve iç tarafında hassas kaplamaları bulunmayan sanayi binaları gibi farklı oturmalara karşı toleranslı yapılar	1/250
Tipik işyeri ve mesken yapıları	1/500
Tavana asmalı raylı vinçler	1/500
Hassas duvar veya döşeme kaplaması olmayan yapılar gibi farklı oturmaya karşı özellikle toleranssız yapılar	1/1000
Makinalar*	1/1500
Donatısız-yığma yük taşıma duvarlı yapılar	
Uzunluk/yükseklik ≤ 3	1/2500
Uzunluk/yükseklik ≥ 5	1/2500

* Türbünler veya büyük delgi makinaları gibi büyük makinaların bunları barındıran yapıdan farklı olarak çoğu zaman kendi temelleri bulunur. Farklı oturma konuları makina imalatçısı ile genellikle müzakere edilir.

Ampirik veriler ayrıca binaların θ=1/300'de mimari hasara ve θ=1/150'de yapısal hasara sahip olduklarını göstermektedir (Stephenson, 1995). Bununla birlikte, bu değerler ve Tablo 2.2'dekilerin ikisi de özellikle dış kaplamanın tipine bağlıdır. Çünkü, kaplamadaki çatlaklar suyun yapının içine girmesine izin verebilir ve iç kısma zarar verebilir. Örneğin, oluklu saç yüz, duvar sıvadan çok daha fazla farklı oturmaya izin verir. Ayrıca, toplam yükün büyük bir kısmını temsil eden ve yapı tamamlandıktan sonraya kadar oluşmayan hareketli yükün olduğu ambarlar, tanklar ve diğer yapılar için daha düşük δ_a ve δ_{Da} değerleri kullanmak akıllıca olabilir.

δ_{Da} tasarım değerlerini geliştirirken, yerel uygulamayı ve geçmiş örneği dikkate almayı hatırdan çıkarmayınız. Bazı bölgelerdeki mühendisler geleneksel olarak yapıları nispeten büyük oturmalara yer verecek şekilde tasarlar ve sınırlandırılmış yapım maliyeti yerine biraz uzun vadeli bakım maliyetlerini kabul etme isteğinde olabilirler (yani, önemsiz çatlak tamir etmek, giriş yollarını yeniden yapmak, ve benzeri). Bununla birlikte, diğer alanlarda, küçük oturmalar bile davalara neden olabilir. Bu yüzden, temeller daha katı standartları karşılamak amacıyla tasarlanır.

δ_D'yi hesaplama yöntemleri daha sonraki bölümlerde göz önünde bulundurulan temel tipi ile ilgili altbölümler içinde ele alınmıştır.

Tasarım yükü: Hizmet edebilirlik şartları, gerçek servis yükleri altında yapının performansı tarafından belirlenir. Bu, aşırı yükleme olayları altında göçmeden sakınma ile ilgili dayanım şartlarından oldukça farklıdır. Bu nedenle, oturma analizleri faktörsüz statik proje yüklerine dayandırılır [yani, (2.1)'den (2.4)'e eşitliklerin en büyüğü]. Bu, dayanım şartlarını karşılamak amacıyla ASD veya LRFD metdlarının kullanılıp kullanılmadığını dikkate almaksızın doğrudur.

Bazan mühendisler oturma analizlerini sadece statik yükleri [yani, (2.1)'den (2.4)'e eşitliklerin en büyüğünü] kullanarak yapmaktadır. Bunun nedeni, rüzgar veya sismik yüklerin uç olayları temsil etmesidir. Ayrıca, bu yükler genellikle çok kısa sürelidir (yani, pik ani rüzgar baskınları ve pik deprem ivmeleri çok kısadır). Bu yüzden, zemin; uzun vadeli yüklere verdiği tepkide olduğu gibi kısa süreli yüklemelere tepki vermek için yeteri kadar süreye sahip olmayabilir. İlave oturmalar olmamasına rağmen, biraz yapısal olmayan çatlak büyük olasılıkla üst yapıdaki sallanmanın sonucu olarak herhangi bir esnada oluşacaktır. Çok az bina sahibi bir tasarım düzeyli deprem ve kasırgadan sonra birkaç çatlağın yamanmasına itiraz edecektir.

Örnek 2.4

Çelik çerçeveli bir kamu binasında kolon açıklığı 20 ft'dir. Yapı, killi zemine inşa edilen yüzeysel temeller ile desteklenecektir. İzin verilebilir toplam ve farklı oturmalar nelerdir?

Çözüm

Tablo 2.1'den δ_a**=1,0** inç kullanınız. ⇐ **Cevap**
Tablo 2.2'den θ_a=1/500

$$\delta_{Da}=\theta_a S$$

$$=(1/500)(20)$$

=0,04 ft = **0,5 inç** ⇐ **Cevap**

Oturma Hızı: Oturma hızının ve bunun inşaat yapım hızına kıyasla durumunun da göz önüne alınması gerekir. Kum üzerindeki temellerin oturma hızı yaklaşık olarak yüklerin uygulanma hızına eşittir. Halbuki, suya doygun killer üzerine oturan temeller çok daha yavaş hareket eder.

Bazı yapılarda, yükün çoğu oturmaya duyarlı elemanlar yerleştirilmeden önce temele uygulanır. Örneğin, tabliye inşa edilmeden önce yerleştirilen köprü ayaklarındaki oturma, sonradan inşa edilen tabliyelerden ileri gelen oturmaya göre çok daha az önemlidir. Yapılar; hassas nihai işler, kapılar ve diğer mimari parçalar yerine oturana kadar farklı oturmalara duyarlı olmayabilir. Bununla birlikte, temelin kumda olması durumunda oturmanın çoğu inşaat süresi içinde zaten tamamlanmış olur.

Ancak, diğer yapılardaki yüklerin büyük bir kısmı yapı tamamlandıktan sonra oluşur. Örneğin, bir su depolama tankındaki en büyük yük, içindeki sudan ileri gelir.

Kabarma

Temeller bazan aşağı doğru hareket etme yerine yukarı doğru hareket ederler. Bu çeşit harekete *kabarma* denir. Kabarma, yukarı doğru uygulanan yüklerden ileri gelebilir. Ancak,

özellikle şişebilen zeminlerden kaynaklanan kuvvetlerin etkisi şeklinde daha çok dış etmenlerin bir sonucudur. Kabarma için tasarım ölçütleri, oturma için geçerli olanların aynısıdır. Bununla birlikte, bazı temeller otururken diğerleri kabarıyorsa, o zaman fark, bu ikisinin toplamıdır.

Yan Yatma

Aşırı yan yatma genellikle bacalar, silolar ve su kuleleri gibi uzun rijit yapılarda bir sorundur. Estetiği sürdürmek amacıyla, düşeyden yana yatma (ω) 1/500'den daha çok olmamalıdır. Özellikle yüksek yapılardaki ve başka yapılara komşu olanlardaki büyük yan yatmalar dikkat çekecektir. Bazı durumlarda, özellikle de çok yüksek yapılar için yana yatmalar hakkında daha sıkı sınırlandırmalar uygun olacaktır. Bir karşılaştırma yapmak açısından, Pisa Kulesi'ndeki eğiklik yaklaşık 1/10 civarındadır.

Yanal Hareket

Yanal yüklere maruz kalan temellerde yanal hareketler gelişir. Bu hareketler için de izin verilebilir sınırlar söz konusudur. Köprü temeller için maksimum yanal hareketleri Bozozuk (1978) 25 mm (1 inç) olarak önermiştir.

Titreşim

Büyük makineleri destekleyen temeller bazan önemli titreşim yüklerine maruz kalır. Bu gibi temeller, rezonans gibi problemler ortaya çıkarmadan titreşimli yükleri karşılayacak şekilde tasarlanmalıdır.

Kararlılık

Zemin şartları mühendislik malzemelerini yerleştirmek için çok elverişsiz bir ortam olabilir. İster betondan, çelikten; ister ahşaptan yapılmış olsun, yapı temelleri bütünlüklerini olumsuz etkileyebilen kimyasal ve/veya biyolojik tesirlere maruz kalabilir.

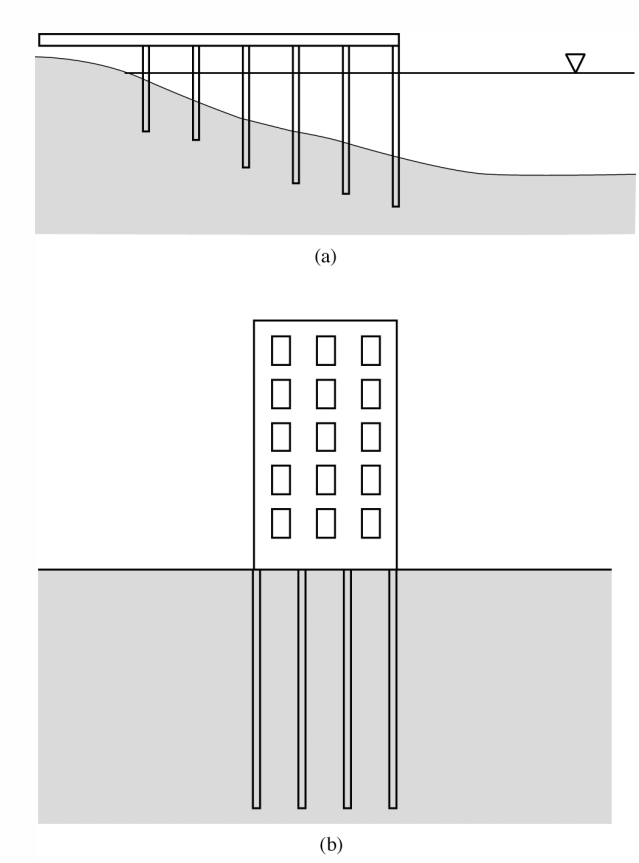
Çeliğin Korozyonu: Çelik, belirli koşullar altında kapsamlı bir korozyona maruz kalabilir. Çelik yüzeyde olduğu zaman korozyon kolayca izlenebilir ve boyama gibi alışılagelen bakım genellikle korozyonu kontrol altında tutar. Bununla birlikte, yeraltında çeliği görsel olarak denetlemek imkansızdır. Bu yüzden, çeliğin korozyon potansiyeli ve uzun vadeli bütünlüğü, üzerinde durulmaya değer konulardır.

Yeraltı çelik boruların sahipleri korozyon problemlerinin özellikle farkındadır. Bunlar sık sık kapsamlı korozyon araştırmaları ile meşguldür ve tasarımlarında uygun önlemler bulunur. Bu prosedürler iyi tesis edilmiş ve etkili uygulamalardır. Ancak, H kazıkları veya çelik boru kazıklar gibi çelik temeller için de kullanılmalı mıdırlar?

Çelik temeller, korozyonu değerlendirmede deniz ortamlarında olanlar ve kara ortamlarında olanlar olmak üzere iki sınıfa ayrılabilir. Bunların ikisi de Şekil 2.8'de gösterilmiştir.

Deniz ortamlarındaki çelik temellerin, özellikle de tuzlu suyla temas halinde olanların korozyon potansiyeli büyüktür. Kıyı yapıları üzerindeki araştırmalar çeliğin 0,075 ile 0,175 mm/yıl hızda kaybedildiğini ortaya çıkarmıştır (Whitakar, 1976). Bu korozyon gelgit ve dalga çarpma zonlarında daha hızlı bir şekilde meydana gelir (Dismuke vd., 1981) ve deniz

tabanının hemen üzerinde çok büyük olabilir. Deniz tabanı altında yaklaşık 0,5 m'den daha derinlerde önemsiz olmaktadır. Bu gibi yapılar hareket eden kumlardan, gemilerden, yüzen molozdan ve diğer kaynaklardan dolayı aşınmaya da yatkın olabilir. Bu gibi temelleri en azından su ve dalga çarpma zonları boyunca kaplamalar ve mahfazalar ile korumak yaygın bir uygulamadır.



Şekil 2.8 (a) Denizel ortamlar temelin bir kısmının su ile temasta olduğu ayak, rıhtım, sondaj platformu ve benzeri diğer yapıları içerir. (b) Kara ortamları doğrudan zeminin üzerine inşa edildiği ve temelin tamamının gömüldüğü binaları ve diğer yapıları kapsar.

Ancak, kara ortamlarındaki durum oldukça farklıdır. Romanoff (1962, 1970) kapsamlı çalışmalar sonunda, kara ortamlarındaki yapısal hasarların çelik kazıkların korozyonundan dolayı olmadığını gözlemlemiştir. Bu çok iyi performans için olası bir neden, kazıkların (boru hatlarından farklı olarak) ara sıra kazığa nüfuz edebilen büyük korozyonlara bile katlanabilmeleri ve kullanımda kalabilmeleridir.

Romanoff ayrıca, zeminin potansiyel olarak korozyona yol açtığı bilindiği halde bile, (dolguların aksine) doğal zeminler içine inşa edilmiş kazıkların çok az veya sıfır korozyona

uğradıklarını gözlemlemiştir. Bu davranışın açıklaması, korozyon oluşumu için gerekli bir bileşen olan oksijenin doğal zeminlerde serbest halde çok az bulunması olabilir.

Ancak, dolgular yeteri kadar serbest oksijen içerir ve belirli koşullar altında, çok korozyonlu ortamlar olabilir. Bu nedenle, kara ortamlardaki çelik kazıklar üzerindeki endişe, normalde kazığın dolgu içine girdiği sahalar ile sınırlandırılabilir. Bazı dolguların korozyon potansiyeli çok az iken, diğerleri çeliği 0,08 mm/yıl'a kadar hızlarda çürütebilir (Tomlinson, 1987). Bu, tipik bir H kazık kesitinin yaklaşık 50 yıl içinde kalınlığının yarısını kaybedebileceği anlamına gelmektedir.

Schiff (1982) korozyonun en büyük olasılıkla aşağıdaki zemin koşullarında olacağını belirtmiştir:

- Yüksek su içeriği
- Havalandırması kötü ortam
- İnce tane
- Siyah veya grî renk
- Düşük elektriksel direnç
- Organik maddenin varlığı
- Yüksek kimyasal içerik
- Yüksek asitlik derecesi
- Sülfidlerin varlığı
- Anaerobik mikroorganizmaların varlığı

Gelgit zonları gibi yeraltı su seviyesinin alçalıp yükseldiği yerlerdeki koşullar özellikle güçtür. Çünkü, bu senaryo kazığa su ve oksijenin ikisini de sürekli olarak getirir. Düzenli atık depolama alanları ve eski lağım çıkış yerlerine yakın sahil hatları gibi kirlenmiş zeminler de çok büyük olasılıkla problemlidir.

Kara kazıkları üzerindeki korozyon için en büyük olasılıklı yerlerden biri, bir beton kazık başlığının hemen aşağısıdır. Malzemedeki değişim nedeniyle, betonun katot ve zeminin anot olarak etkimesi ile yerel elektriksel akımlar gelişebilir. Ne var ki, bu da kazığın en kritik parçasıdır. Çünkü, gerilmelerin en büyük olduğu kesim burasıdır.

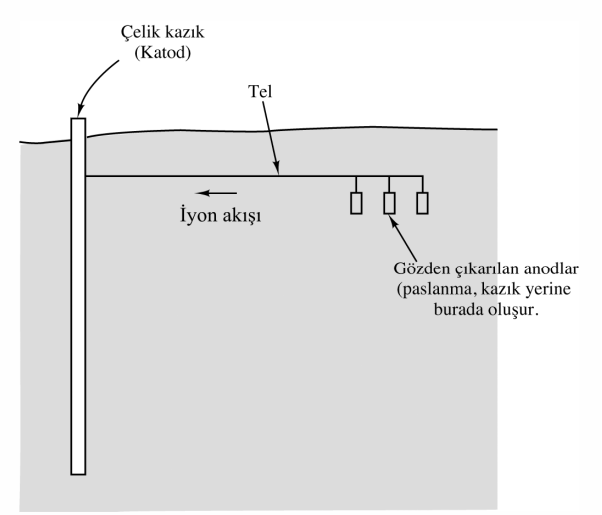
Temel mühendisi korozyonun bir problem olabileceğinden şüpheleniyorsa, bir korozyon mühendisinin desteğini almak uygundur. Korozyonun ayrıntılı değerlendirmeleri ve önleyici tasarımlarının geliştirmesi temel mühendislerinin çoğunun uzmanlığı dışındadır.

Korozyon mühendisi, zeminin korozyon potansiyelini ölçmek için tipik olarak çeşitli deneyler yapar ve herhangi bir önlem almanın gerekli olup olmadığını belirlemede temelin tasarım ömrünü göz önünde bulundurur. Bu tür önlemler aşağıdakileri kapsayabilir:

- Farklı bir inşaat malzemesi kullanımı (yani; beton, ahşap)
- Çelik kesitlerin kalınlığınının beklenen bozulmaya eşit miktarda arttırılması
- Çeliği zeminden korumak için, koruyucu (kömür katranı epoksisi gibi) bir tabaka ile kaplanması. Çoğunlukla yeraltı tankları ve borularında kullanılan bu yöntem, kazık temellerde de başarılı bir şekilde kullanılmaktadır. Ancak, özellikle kumlu ve çakıllı zemine kazık çakılırken, kaplamanın bir kısmının aşınma ile sıyrılabileceği olasılığını dikkate alınız. Kaplamalar, daha önce de tartışıldığı gibi, kazık başlıklarına yakın korozyon ile mücadele etmenin etkin bir yolu olabilir. Bu durumda, beton içinde

örtülecek çelik kısmına kaplama uygulanır. Böylece, korozyon oluşumunu önemli bir biçimde yavaşlatmak veya durdurmak için gerekli elektriksel yalıtım sağlanmış olur.

- *Katodik bir koruma sisteminin* sağlanması. Bu gibi sistemler, temel (katod) ve bir feda edilen metal (anod) arasında uygulanan DC elektriksel potansiyelden oluşur. Bu sistem korozyonun anodda toplanmasına neden olur ve katodu korur (bkz. Şekil 2.9). Sürekli bir güç kaynağına bağlanmış düzelticiler elektrik sağlar. Bu sistemler yalnızca çok düşük miktarlarda elektrik tüketir. Bazı durumlarda, kendi akımını üreten bağımsız bir enerji verici sistem yerleştirmek olasıdır.



Şekil 2.9 Çelik temellerin paslanmasını önlemede kullanılan katodik koruma sistemi.

Betonda Sülfat Atağı: Gömülü beton çoğunlukla korozyona çok dirençlidir ve yıllarca bozulmadan kalır. Ancak, yüksek sülfat konsantrasyonları (SO_4) içeren yeraltı suyuna veya zeminlere maruz kalan betonda ciddi bozulmalar olabilir. Bu sülfatlar, kalsiyum sülfoalüminat (etringit) kristalleri oluşturmak için çimento ile reaksiyona girebilir. Bu kristaller büyürken ve genişlerken, beton çatlar ve parçalanır. Bazı durumlarda, inşaatın bitiminden itibaren 5-30 yıllık süre içinde ciddi bozulma meydana gelmiştir. Bu oluşum henüz tam olarak anlaşılmamış olsa da (Mehta, 1983), mühendisler bu problemlerden kaçınma yöntemleri geliştirmiştir.

Bir zeminin sülfat atağı potansiyeli, zeminde ve/veya yeraltı suyunda sülfat yoğunluğunun ölçülmesi ve sülfat ataklı problemlere sahip zeminler ile karşılaştırılması ile değerlendirilebilir. Aşağıdaki özelliklerin birkaçını veya tümünü taşıyan zeminlerin sülfat içerikleri büyük olasılıkla yüksektir:

- Islak
- İnce taneli
- Siyah veya grî renk
- Yüksek organik içerik
- Yüksek derecede asitlik veya yüksek derecede alkalinlik

Bazı gübreler, eskiden tarımsal amaçlar için kullanılan alanlarda inşa edilen yapılarda problemlere neden olabilecek seviyede yüksek sülfat konsantrasyonu içerebilir. Aynı durum bazı endüstriyel atıklar için de geçerlidir. Bu gibi durumlarda, korozyon uzmanları ile görüşmek akıllıcadır. Deniz suyu da yüksek bir konsantrasyona sahiptir (yaklaşık 2300 ppm).

Laboratuvar deneylerinin zeminin veya yeraltı suyunun yüksek bir sülfat içeriğine sahip olduğunu göstermesi durumunda, atağa karşı koymak için aşağıdaki yöntemlerin birini veya daha çoğunu kullanarak zemine gömülü betonu tasarlayınız:

- Su-çimento oranını azalt: Bu uygulama betonun permeabilitesini azaltır. Böylece, kimyasal reaksiyonları yavaşlatır. Bu tercih, sülfat atağına direnmenin en etkili yöntemlerinden biridir. Önerilen maksimum oranlar Tablo 2.3'de sunulmuştur.
- Çimento içeriğini arttır: Bu da permeabiliteyi azaltır. Bu nedenle, problemli zeminler ile temasta olacak beton en az 335 kg/m^3 çimento içeriğine sahip olmalıdır.
- Sülfata dirençli çimento kullan: Tip II düşük-alkali ve tip V portland çimentoları anılan sıraya göre özel olarak orta ve şiddetli sülfat koşullarında kullanmak için formüle edilmiştir. Tip V'e katılan pozolan maddeleri de işe yarar. Tip II kolayca elde edilir fakat, tip V bazı bölgelerde kolayca elde edilemeyebilir. Tablo 2.3'de belirli kılavuz bilgiler verilmektedir.
- Betonu asfalt emülsiyon ile kapla: Bu uygulama şekli, istinat duvarları veya zemine gömülü beton borular için cazip bir seçenektir. Fakat, temeller için değildir.

Tablo 2.3 Betonu sülfat etkisinden korumada sülfata dirençli çimentoların ve düşük su:çimento oranlarının kullanımı (Kosmatka ve Panarese, 1988 ile PCA, 1991'den uyarlanmıştır).

Zeminde bulunan ve suda çözünebilen sülfatlar (ağırlıkça yüzde)	Sudaki sülfat (%)	Sülfat etki tehlikesi	Çimento türü	Maksimum su:çimento oranı
0,00 – 0,10	0 – 150	İhmal edilebilir	-	-
0,10 – 0,20	150 – 1500	Orta	II	0,50
0,20 – 2,00	1500 – 10000	Ciddî	V	0,45
>2,0	>10000	Çok ciddî	V + puzzolan	0,45

Ahşabın Çürümesi: Temellerde ağacın en yaygın kullanımı ahşap kazıklardır. Bu kazıkların ömrü çevrelerine bağlı olarak değişir. Sürekli olarak yeraltı suyu altında kalmak şartıyla, işlenmemiş ahşap kazıklar bile uzun ömürlü olabilir. Bu durum, Venedik'te 1902'de bir çan kulesi düştüğü zaman ortaya konmuştu. Miladi 900'de çakılan batık ahşap kazıklar iyi durumda bulunmuş ve yeni yapıyı desteklemede kullanılmıştı (Chellis, 1962). Ancak, yeraltı su seviyesi üzerinde yerleştirildiği zaman ahşabın, aşağıdakiler de dahil olmak üzere birkaç sebepten dolayı kötüleşmesi söz konusudur (Chellis, 1961):

- Mantarların büyümesiyle oluşan *çürüme*. Bu süreç için nem, oksijen ve elverişli sıcaklıklar gereklidir. Bu koşullar çoğunlukla zeminin en üst 2 m'sinde yaygındır. Ahşabın sürekli olarak çok kuru kalması halinde, çürüme nem eksikliği nedeniyle sınırlı kalacaktır.

- *Böcek saldırısı***.** Beyaz karıncalar**,** iri kara böcekler, ahşap kurtları.
- *Yangın.* Özellikle deniz yapılarında.

En kötü senaryo, kazıkların defalarca ıslanma ve kuruma döngüsüne maruz kalmasıdır. Bu gibi koşullar büyük olasılıkla yeraltı su seviyesi yakınında bulunur. Çünkü, yeraltı su seviyesi genellikle mevsimler ile alçalır ve yükselir. Deniz uygulamalarında su yüzeyi yakınındaki dalga çarpması ve gelgitler de periyodik ıslanma ve kurumaya neden olur.

Çürüme, böcek saldırısı ve mantar büyüme problemlerini azaltmak için, ahşap kazıklar yerleştirilmeden önce genellikle işlenir. En yaygın işlem, kazıkları kreozot veya bazı diğer koruyucu kimyasal ile doldurulmuş basınçlı bir tank içine yerleştirmekten oluşur. Bu *basınç işlemi*, telefon direklerinin hemen hemen çoğuna özdeş bir ürün bırakarak, kreozotun bir kısmını ahşabın içine zorlar ve dış tarafında kalın bir kaplama oluşturur. Kazıklar zemin içine tamamen gömüldüğü zaman, kreozot ile muamele edilmiş kazıkların normalde en az yapının tasarım ömrü kadar uzun bir ömrü olur.

Ahşap kazıkların uzun süreli yüksek sıcaklıklara maruz kalması durumunda da mukavemetin bir kısmı kaybolur. Bu nedenle, yüksek fırınlar gibi sıcak yapılar altında kullanılmamalıdırlar.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

2.5 Yedi katlı ve çelik çerçeveli bir işyeri binası, kolonları merkezden merkeze 7 m aralıklı olacak şekilde ve tipik iç ve dış nihai tasarımlarla tamamlanmış şekilde planlanmaktadır. Bu yapı için toplam ve farklı oturmayı hesaplayınız.

2.6 Olağan dışı mimari tasarımlar kullanarak, donatılı betondan oluşan iki katlı bir sanat müzesi inşa edilecektir. Yapıda çok sayıda boyanmış seramik ve diğer hassas duvar kaplamaları kullanılacaktır. Kolon açıklığı 5 ile 8 m arasında değişecektir. Bu yapı için izin verilebilir toplam ve farklı oturmaları hesaplayınız.

2.7 40 ft x 40 ft boyutlarında tek katlı bir tarımsal depolama yapısında oluklu çelikten oluşan bir dış kaplama kullanılacak ve ayrıca iç kaplama veya kolon kullanılmayacaktır. Ancak, yapıda iki adet sürgülü kapı bulunacaktır. Bu yapı için izin verilebilir toplam ve farklı oturmaları hesaplayınız.

2.8 Bir kumlu zemin %0,03 oranında sülfat içermektedir. Bu zeminle temas halindeki betonun sülfat atak potansiyelini değerlendirerek, gerekli olması halinde koruyucu önlemlerin neler olacağını öneriniz.

2.4 İNŞA EDİLEBİLİRLİK ŞARTLARI

Performans şartlarının üçüncü kategorisi *inşa edilebilirliktir*. Temel, bir müteahhitin olağan dışı yöntem veya ekipman kullanmasına gerek kalmayacak şekilde tasarlanmalıdır. Tasarım bakış açısından oldukça tatminkar olabilen fakat inşası güç veya imkansız birçok potansiyel tasarım vardır.

Örneğin, kitabın 11'inci bölümünde derin temellerin farklı tipleri tartışılmaktadır. Bunların biri olan *kazık temel*, kazık çakıcı olarak adlandırılan değişkenmiş bir vinç kullanarak yere çakılan prefabrike bir kazıktan oluşur. Kazık çakıcı kazığı havaya kaldırır ve sonra da, Şekil 2.10'da gösterildiği gibi, onu yere çakar. Bu nedenle, kazıklar yalnızca yeterli yüksekliğe sahip yerlerde yerleştirilebilir. Neyse ki, inşaat sahalarının büyük çoğunluğu bol miktarda yüksekliğe sahiptir.

Yine de, bu inşaat yöntemine alışık olmayan bir tasarım mühendisi, en az boşluk payına sahip bir yerde kazıkların yerleştirilmesini isteyebilir. Örneğin, Şekil 2.11'de gösterilen kazık tasarımı inşa edilemez. Çünkü, bunun gibi küçük bir alana gerekli yerleştirme ekipmanını uydurmak olanaksızdır.



Şekil 2.10 Kazık temeller bu resimde görülene benzer kazık çakma makinaları ile yerleştirilmektedir. Kazık, kulenin orta kısmına kadar kaldırılır ve sonra da şahmerdan ile zemine çakılır. Bu nedenle, kazık çakma makinasının boyu kazığın kendisinden biraz daha uzun olmalıdır.

Karl Terzaghi,

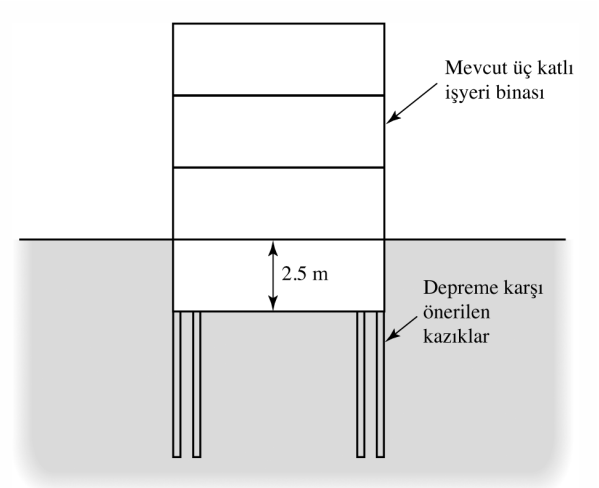
'Zeminde arzu ettiğin şeyi kağıt üzerinde tasarlama'

demek suretiyle, bu düşünceyi çok kısa ve öz olarak ifade etmiştir. Bu nedenle, tasarım mühendislerinin en azından basit bir inşa anlayışına sahip olmaları önemlidir.

2.5 EKONOMİK ŞARTLAR

Temel mühendisleri, genellikle üst yapıdakilerden daha muhafazakârdır. Bu yaklaşım aşağıdaki nedenlerden dolayı haklı gösterilmiştir:

- Temel tasarımları, zemin ve kaya koşullarının değerlendirmelerine dayanır. Bu değerlendirmeler daima büyük belirsizlik içerir.
- Temeller üst yapı gibi aynı derecede doğrulukla inşa edilmez. Örneğin, yüzeysel temeller tipik olarak bir terskepçe ile kazılır ve kontrplak veya diğer malzemeler ile dikkatlice oluşturulan üst yapıdaki beton elemanlara kıyasla, kazının kenarları beton için 'kalıp yapısı' olur.



Şekil 2.11 Mevcut bir bina için sismik güçlendirme projesinin bir parçası olarak, tasarım mühendisi bodrumun altına 45 cm çapında ve 9 m uzunluğunda kazık temel yerleştirilmesini öne sürmüştür. Bu iş için gerekli kazık çakma ekipmanı bodrum kata sığmayacağı için ve kazığı düşey konuma getirmek için yeterli yükseklik bulunmadığından, bu kazık temel tasarımının inşa edilmesi mümkün değildir.

- Yapısal malzemeler yerleştirilirken hasara uğrayabilir. Örneğin, sert çakma esnasında ahşap bir kazıkta çatlaklar ve yarılmalar gelişebilir.
- Temeller ve yer arasında yük aktarımının özelliği ve dağıtımında biraz belirsizlik vardır. Bu nedenle, bir temelde herhangi bir noktadaki gerilmeler, her zaman üst yapının çoğunda olabilen durum kadar tam kesinlikle bilinmez.
- Bir ani göçmenin sonuçları çok büyüktür.
- Muhafazakâr yaklaşımın neden olduğu ilave ağırlık önemli değildir. Çünkü, temel en alttaki yapısal elemandır ve bu nedenle diğer eleman üzerindeki ölü yükü etkilemez. Temeldeki ilave yük gerçekten yararlıdır. Çünkü, temelin kaldırma direncini arttırır.

Ancak, aşırı muhafazakârlık haklı gösterilmez. Aşırı muhafazakâr tasarım ile özellikle temelin toplam proje maliyetinin çok büyük bir kısmını oluşturan büyük yapılarda inşaat yapmak çok pahalı olabilir. Bu da, ekonomik tasarım üretmede başarısızlık anlamında bir çeşit "yenilme"dir.

Ondokuzuncu yüzyıl mühendisi Arthur Wellington bir defasında bir mühendisin işi "aceminin iki dolara yaptığını bir dolara iyi yapmaktır" demiştir. Çabalar hem güvenli ve hem de ekonomik tasarımlar üretmek üzere olmalıdır. Güvenilirlik (emniyet) ve maliyet arasında optimum bir denge elde etmek iyi mühendisliğin bir parçasıdır.

İnşaat malzemelerinin gerekli miktarını en aza indiren tasarımlar maliyeti her zaman azaltmaz. Bazı durumlarda, daha çok malzeme kullanan tasarımları inşa etmek daha kolay olabilir ve böylece toplam maliyet daha düşük olur. Örneğin, tekil temeller genellikle düşük mukavemetli betondan yapılır ve kalınlıkları da oldukça fazladır. Bu durumda, malzemedeki ve denetim maliyetlerindeki tasarruflar, daha fazla beton alma maliyetinden daha büyüktür.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Temel mühendisi, bir temeli tasarlamadan önce gerekli performans şartlarını belirlemelidir.
2. Temeller, yapısal yüklerin değişik tiplerini desteklemelidir. Bunlar; normal, kesme, moment ve/veya burulma yüklerini içerebilir. Bu yüklerin büyüklüğü ve yönü yapının ömrü süresince değişebilir.
3. Yükler de kökenlerine göre sınıflandırılır. Bunlar; ölü yükler, hareketli yükler, rüzgar yükleri, deprem yükleri ve diğer birkaçını içerir.
4. Tasarım yükleri, ya izin verilebilir gerilme tasarımı (ASD) ya da yük ve direnç faktörü tasarımı (LRFD) metodu kullanarak ifade edilebilir. Hangi metodun kullanıldığını bilmek önemlidir. Çünkü, tasarım hesapları ona göre yapılmalıdır.
5. Mukavemet şartları, feci göçmelerden kaçınma niyetinde olanlardır. İki çeşidi vardır: geoteknik dayanım şartları ve yapısal dayanım şartları.
6. Hizmet verebilirlik şartları, servis yüklerine tabi olduğu zaman görevini iyi yapan temelleri üretme niyetinde olanlardır. Bu şartlar oturma, kabarma, devrilme, yanal hareket, titreşim, ve dayanıklılığı içerir.
7. Oturma genellikle en önemli hizmet verebilirlik şartıdır. Yapıların oturmalara tepkisi karmaşıktır. Bu yüzden, problem iki oturma tipi dikkate alarak basitleştirilir: toplam oturma ve farklı oturma. Her biri için maksimum izin verilebilir değerler belirlenir. Sonra da, bu şartları karşılayacak temeller tasarlanır.
8. Dayanıklılık bir başka önemli hizmet verebilirlik şartıdır. Temeller, zemin ve sudaki çeşitli paslandırıcı ve bozucu etkenlere direnebilmelidir.
9. Temeller inşa edilebilir olmalıdır. Bu nedenle, tasarım mühendislerinin en azından yapım yöntemleri ve ekipmanının basit bir anlayışına sahip olması gerekir.
10. Temel tasarımları ekonomik olmalıdır. Muhafazakârlık uygun olmasına rağmen, aşırı muhafazakâr tasarımlar inşa edilemeyecek kadar gereksiz olabilir.

Sözlük

Burulma yükü
Çarpma yükü
Dayanım şartı
Deprem yükü
Direnç faktörü
Ekonomik şart
Farklı oturma
Frenleme yükü
Geoteknik dayanım şartı
Hareketli yük
Hizmet edebilirlik şartı
İnşa edilebilirlik şartı
İzin verilebilir açısal sapma
İzin verilebilir farklı oturma
İzin verilebilir gerilme tasarımı
İzin verilebilir toplam oturma
Kabarma
Kararlılık
Kar yükü
Katodik koruma
Kendiliğinden şekil değiştirme yükü
Kesme yükü
Kolon açıklığı
Merkezkaç yükü
Moment yükü
Nehir akım yükleri
Normal yük
Oturma
Ölü yük
Performans şartı
Rüzgar yükü
Sıvı yükü
Sülfat atağı
Tasarım yükü
Titreşim
Toplam oturma
Yanal hareket
Yana yatma
Yapısal dayanım şartı
Yenilme
Yük faktörü
Yük ve direnç faktörü tasarımı
Zemin basınç yükü

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

2.9 Killi bir zemindeki sülfat içeriği %0,3'dür. Bu zemine oturacak beton temelde bir problem beklenir mi? Önlem almaya gerek var mıdır? Açıklayınız.

2.10 50 ft uzunluğunda bir dizi çelik kazık, doğal bir kumlu zemine çakılacaktır. Su tablasının yüzeyden derinliği 35 ft'dir. Kazıklarda korozyon problemi olur mu? Daha kapsamlı bir açıklama için hangi bilgilere gereksinim duyulur?

2.11 Tek katlı bir atölye binasının yapı çeliğinden inşa edilmesi planlanmaktadır. Çatı, yapının 70 ft'lik genişliğini kateden ve dış duvarlara bitişik kolonların üzerine oturan kirişlerle desteklenecektir. Kirişler arasındaki mesafe merkezden merkeze 24 ft olacaktır. Yapı içinde kolon bulunmayacaktır. Duvarlar, oluklu çelikten yapılacak; tekerlekli kapı bulunmayacaktır. İzin verilebilir ve toplam oturmaları hesaplayınız.

2.12 Bir beyzbol stadyumunun kapalı tribünleri yapı çeliğinden inşa edilecektir. Yapı mühendisi en iyi seyir şartları sağlamak amacıyla geniş kolon aralıkları (25 m) bırakmayı planlamaktadır. İzin verilebilir ve toplam oturmaları hesaplayınız.

2.13 100 katlı bir binanın sahibi, ipi çok uzun bir çekül satın almış ve rüzgarsız bir günde bu çekülü çatı katındaki evinin penceresinden aşağıya sarkıtmıştır. Çekül kaldırıma kadar eriştiğinde duvardan 1,0 m uzakta yer almıştır. Bu binada bir aşırı yan yatma var mıdır? Açıklayınız.

2.14 Şekil 2.12'dekine benzer bir mağaza inşa edilecektir. Yapının dış duvarları donatılı yığma şeklinde olacaktır. Giriş katı düz ayak olacaktır. Donatılı betondan oluşan üst kat ve çatı, merkezden merkeze uzaklığı 50 ft olan çelik çerçeveli kolonlarla desteklenecektir. Bu yapı için izin verilebilir ve toplam oturmaları hesaplayınız.



Şekil 2.12 Problem 2.14 için önerilen mağaza.

3

Zemin Mekaniği

Mikrometre ile ölç,
tebeşir ile işaretle,
balta ile kes.

Bir projenin analiz, tasarım ve inşaat aşamalarının tamamında tutarlı bir hassasiyet derecesini muhafaza etme ile ilgili bir öğüt.

Mühendisler doğal malzemeleri *kaya* ve *zemin* olarak iki geniş kategoriye ayırmaktadır. Temel mühendisliğinde bunların ikisi de önemli bir rol oynasa da, çoğu temeller zemin üzerine oturmaktadır. Ayrıca, kaya üzerine oturtulan temeller kayanın dayanımının daha yüksek olmasından dolayı çoğu zaman daha tutucu olarak tasarlanırken, zemin üzerine gelen temellerde ekonomik koşullar bu denli tutucu olmayı engellemektedir.

Bu kitabın okuyucularının halihazırda zemin mekaniği ilkelerine dair temel bilgilere sahip olduğu düşünülmektedir. Kitabın bu bölümünde bu temel bilgiler ele alınmış ve temel analizi ve tasarımında en önemli olanlarına vurgu yapılmıştır. Kaya mekaniğinin ilgili prensipleri daha sonraki bölümlerde özel uygulamalar çerçevesinde ele alınmıştır. Bu konular, bu kitabın tamamlayıcısı olan *Geoteknik Mühendisliği: İlkeler ve Uygulamalar* (Coduto, 1999)'da ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

3.1 ZEMİN BİLEŞİMİ

Zemin ile diğer mühendislik malzemeleri arasındaki önemli farklardan biri, zeminin *ayrık malzeme topluluğu* olmasıdır. Bunun anlamı, *sürekli* bir malzeme (continuum) olmak yerine, münferit partiküllerin oluşturduğu bir topluluk olması demektir. Zeminin dayanım ve sıkışabilirlik gibi mühendislik özellikleri, bu partiküllerin içsel özelliklerinden ziyade, başlıca bu partiküllerin dizilimi ve bunlar arasındaki etkileşim tarafından kontrol edilmektedir. Zemini diğer çoğu malzemelerden ayıran bir diğer özellik de maddenin üç halini de (katı, sıvı, gaz) aynı anda içerebilmesidir. Zeminin katı kısmı (yani partiküller) aşağıdaki malzemelerden bir veya birkaçını içerir:

- Kaya kırıntıları (granit, kireçtaşı, bazalt vb.)
- Kaya yapıcı mineraller (kuvars, feldispat, mika, jips vb.)
- Kil mineralleri (kaolinit, smektit, illit vb.)
- Organik madde (çürümüş bitki maddesi vb.)
- Bağlayıcı (çimentolayıcı) unsurlar (kalsiyum karbonat vb.)
- Diğer malzemeler (yapay molozlar vb.)

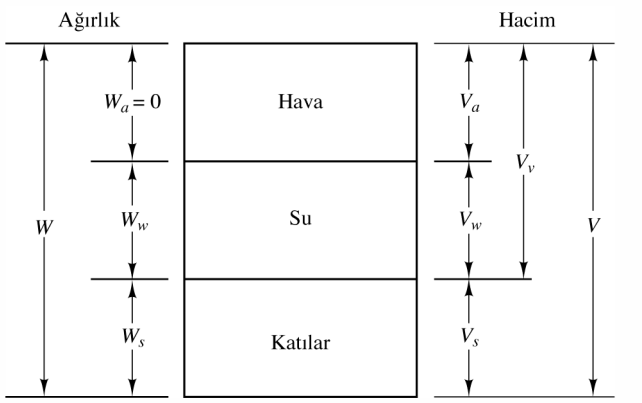
Zemin partikülleri arasındaki boşluklar sıvı ve/veya gazlar tarafından doldurulur. Sıvı bileşen genellikle sudur fakat, çözelti halide değişik kimyasal maddeler de içerebilir. Bu

kimyasal maddeler sözgelimi kireçtaşından çözünme ile oluşan kalsiyum karbonat şeklinde doğal kaynaklardan gelebileceği gibi, sızdıran boru veya tanklardan çıkan benzin şeklinde yapay kaynaklardan da gelebilir. Buna benzer şekilde, gaz bileşeni çoğu zaman havadır fakat, metan gibi diğer maddeler de olabilir. Sadelik açısından bu maddeleri "su" ve "hava" olarak adlandıracağız.

Bu üç fazlı yapının özel bir istisnası, suyun donma noktası altındaki bir sıcaklıkta bulunan doygun zemin durumudur. Bu donmuş zeminler aslında tamamıyla katı malzemeler olup, özel analiz ve tasarım tekniklerini gerektirir.

Ağırlık-Hacim İlişkileri

Belirli bir zemindeki katılar, su ve havanın göreceli oranlarına dair veriler, o zeminin mühendislik davranışı hakkında önemli bilgiler sunabilir. Bu oranlar, Şekil 3.1'deki gibi bir faz diyagramında tanımlanır.



Şekil 3.1 Faz diyagramı bir zemindeki katıların, suyun ve havanın göreceli oranlarını tanımlar. Havanın ağırlığı (W_a) ihmal edilebilir.

Geoteknik mühendisleri bu oranların tanımlanmasında birkaç standart parametre geliştirmiş olup, zemin mekaniğinin temel terminolojisinin önemli bir kısmı bu parametrelerden oluşur. Temel mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan ağırlık-hacim parametrelerinin tanımları Tablo 3.1'de tipik değerleri ile birlikte verilmiştir. Bu değerler mutlak sınırlar olmayıp, olağan dışı zeminlere ait değerler bu aralıkların dışında olabilir.

Bu ağırlık-hacim parametreleri birbiriyle ilişkili olup, bu ilişkilerin açıklanması ile ilgili olarak çok sayıda formül vardır. Bu tür formüllerin çok kullanışlı olanlarından bazıları aşağıda verilmiştir:

$$e = \frac{wG_s}{S} \tag{3.1}$$

$$e = \frac{G_s\gamma_w}{\gamma_d} - 1 \tag{3.2}$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} \tag{3.3}$$

$$w = S\left(\frac{\gamma_w}{\gamma_d} - \frac{1}{G_s}\right) \tag{3.4}$$

Tablo 3.1 Zeminlerde yaygın olarak kullanılan ağırlık-hacim parametrelerinin tanımları ve tipik değerleri.

			Tipik değer aralığı	
Parametre	Sembol	Tanım	İngiliz	SI
Birim ağırlık	γ	W/V	90 – 130 lb/ft³	14 – 20 kN/m³
Kuru birim ağırlık	γ_d	W_s/V	60 – 125 lb/ft³	9 – 19 kN/m³
Suyun birim ağırlığı	γ_w	W_w/V_w	62,4 lb/ft³	9,8 kN/m³
Batık birim ağırlık	γ_b	$\gamma_{sat} - \gamma_w$	28 – 68 lb/ft³	4 – 10 kN/m³
Doygunluk derecesi	S	$(V_w/V_v)100$	%2–100	%2–100
Su içeriği	w	$(W_w/W_s)100$	%3–70	%3–70
Boşluk oranı	e	(V_v/V_s)	0,1 – 1,5	0,1 – 1,5
Porozite	n	$(V_v/V)100$	%9–60	%9–60
Katıların spesifik gravitesi	G_s	$W_s/(V_s\gamma_w)$	2,6 – 2,8	2,6 – 2,8

S=%100 olduğu zaman γ_{sat} birim ağırlık (γ) olur.

Yüzde ile ifade edilen herhangi bir parametreyi bu formüllerde kullanmadan önce ondalık şekline dönüştürünüz.

Geoteknik mühendisleri değişken γ için "birim ağırlık" yerine çoğu zaman "yoğunluk" terimini tercih etmektedir. Yoğunluğun teknik olarak tanımı kütle/hacim olsa da (ağırlık/hacim değil), bu terimleri geoteknik mühendisliğinde kullanırken eş anlamlı olarak göz önüne alınız. Ancak, bu kitapta daha doğru olduğu düşünülen "birim ağırlık" kullanılmıştır. Tablo 3.2'de değişik zeminlere ait tipik birim ağırlık değerleri verilmiştir.

Tablo 3.2 Birim ağırlıkların tipik değerleri.

Zemin türü ve birleşik zemin sınıflaması (bkz. Şekil 3.3)	Tipik birim ağırlık, γ			
	Yeraltı su seviyesinin üstünde		Yeraltı su seviyesinin altında	
	(lb/ft³)	(kN/m³)	(lb/ft³)	(kN/m³)
GP–kötü derecelenmiş çakıl	110 – 130	17,5 – 20,5	125 – 140	19,5 – 22,0
GW–iyi derecelenmiş çakıl	110 – 140	17,5 – 22,0	125 – 150	19,5 – 23,5
GM–siltli çakıl	100 – 130	16,0 – 20,5	125 – 140	19,5 – 22,0
GC–killi çakıl	100 – 130	16,0 – 20,5	125 – 140	19,5 – 22,0
SP–kötü derecelenmiş kum	95 – 125	15,0 – 19,5	120 – 135	19,0 – 21,0
SW–iyi derecelenmiş kum	95 – 135	15,0 – 21,0	120 – 145	19,0 – 23,0
SM–siltli kum	80 – 135	12,5 – 21,0	110 – 140	17,5 – 22,0
SC–killi kum	85 – 130	13,5 – 20,5	110 – 135	17,5 – 21,0
ML–düşük plastisiteli silt	75 – 110	11,5 – 17,5	80 – 130	12,5 – 20,5
MH–yüksek plastisiteli silt	75 – 110	11,5 – 17,5	75 – 130	11,5 – 20,5
CL–düşük plastisiteli kil	80 – 110	12,5 – 17,5	75 – 130	11,5 – 20,5
CH–yüksek plastisiteli kil	80 – 110	12,5 – 17,5	70 – 125	11,0 – 19,5

Ağırlık-hacim parametrelerinin çoğu zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden doğrudan veya dolaylı olarak tanımlanmalıdır. Ancak, genellikle katıların spesifik gravitesini (G_s) ölçmeye gerek yoktur. Çoğu projelerde G_s killer için 2,65 ve kumlar için 2,70 olarak alınabilir.

Örnek 3.1

Hacmi 0,320 ft^3 olan zemin numunesinin ağırlığı 38,9 lb, su içeriği %19,2 ve zemindeki katıların spesifik gravitesi 2,67'dir. Zeminin boşluk oranını ve doygunluk derecesini bulunuz.

Çözüm:

$$\gamma = \frac{W}{V} = \frac{38{,}9\,\text{lb}}{0{,}320\,\text{ft}^3} = 121{,}6\,\text{lb/ft}^3$$

$$\gamma_d = \frac{\gamma}{1+w} = \frac{121{,}6\,\text{lb/ft}^3}{1+0{,}192} = 102{,}0\,\text{lb/ft}^3$$

$$e = \frac{G_s\gamma_w}{\gamma_d} - 1 = \frac{(2{,}67)(62{,}4\,\text{lb/ft}^3)}{102{,}0\,\text{lb/ft}^3} - 1 = \mathbf{0{,}633} \qquad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

$$e = \frac{wG_s}{S} \rightarrow S = \frac{wG_s}{e} = \frac{(0{,}192)(2{,}67)}{0{,}633} = \mathbf{\%81{,}0} \qquad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Relatif Sıkılık

Kumların ve çakılların boşluk oranını ifade etmede elverişli bir yöntem relatif sıkılık (D_r)'dır. Zeminin boşluk oranına (e), minimum indeks boşluk oranına (e_{min}) ve maximum indeks boşluk oranına (e_{max}) dayalı olarak hesaplanır:

$$D_r = \frac{e_{max} - e}{e_{max} - e_{min}} \text{ x } \%100 \tag{3.5}$$

e_{min} ve e_{max} değerleri standart laborauvar deneyleri (ASTM D4254) yaparak tanımlanır. Arazideki e değeri (3.2) eşitliğini kullanarak zeminin birim ağırlığından hesaplanabilir fakat, kumlar ve çakıllar için birim ağırlığın doğru bir şekilde ölçümü zordur. Bu nedenle, mühendisler D_r değerlerini 4. Bölümde tanımlandığı gibi genellikle arazi deneylerine dayalı korelasyonlardan elde ederler.

Bir zeminin relatif sıkılığının %0 olması demek, muhtemelen o zeminin mümkün olabilecek en gevşek halinde olması; relatif sıkılığının %100 olması demek ise o zeminin mümkün olabilecek en sıkı halde bulunması demektir. Doğal zeminlerin relatif sıkılıklarının bu aralığın dışında olabilmesi mümkün ise de, bu duruma çok ender durumlarda rastlanır. Kumların ve çakılların kıvamı ile relatif sıkılık arasındaki bir ilişki Tablo 3.3'de verilmiştir.

Relatif sıkılığı relatif kompaksiyon ile karıştırmayınız. Relatif kompaksiyon Proctor kompaksiyon deneyinden (ASTM D1557) bulunur ve tipik olarak da sıkıştırılmış dolguları değerlendirmede kullanılır. Bu parametrelerin ikisinin de benzer zemin özelliklerini ölçmesine ve ikisinin biriminin de yüzde olarak ifade edilmesine rağmen, sayısal olarak eşit değildirler.

Relatif sıkılık, ince tane yüzdesi 15'den az olan kum ve çakıllara uygulanır. Bu tür zeminlerin mühendislik özelliklerinin mükemmel bir belirteci olduğundan, çoğu analiz yönteminin önemli bir kısmını teşkil etmektedir. Ancak, gerilme tarihçesi, mineralojik bileşim,

tane boyu dağılımı ve doku (partiküllerin dizilimi) gibi diğer faktörler de mühendislik özelliklerini etkilemektedir.

Tablo 3.3 Değişik relatif sıkılıktaki iri taneli zeminlerin kıvamı.

Relatif sıkılık, D_r (%)	Sınıflama
0 – 15	Çok gevşek
15 – 35	Gevşek
35 – 65	Orta sıkı[a]
65 – 85	Sıkı
85 – 100	Çok sıkı

[a] Lambe ve Whitman "orta" terimini kullanmıştır, fakat "orta" genellikle tane boyuna işaret ettiğinden "orta sıkı" teriminin daha uygun olacağı düşünülmüştür.

Tane Boyu

Zeminler ayrık malzeme topluluğu olduğundan, zemini oluşturan partiküllerin boyutunun göz önüne alınması son derece olağan bir işlemdir. Birkaç değişik sınıflama sistemi olsa da, geoteknik mühendisleri arasında en yaygın olarak kullanılanı ASTM (American Society for Testing and Materials) tarafından yayınlanan sınıflamadır. Bu sistemde zemin partikülleri Tablo 3.4'deki gibi sınıflanmaktadır.

Tablo 3.4 ASTM tane boyu sınıflaması (ASTM D2487'den).

Elek çapı		Tane çapı			
Geçen	Kalan	(in)	(mm)	Zemin sınıflaması	
	12 inç	>12	>350	Büyük blok	Kaya
12 inç	3 inç	3 – 12	75,0 – 350	Küçük blok	parçaları
3 inç	3/4 inç	0,75 – 3	19,0 – 75,0	İri çakıl	
3/4 inç	# 4	0,19 – 0,75	4,75 – 19,0	İnce çakıl	
# 4	# 10	0,079 – 0,019	2,00 – 4,75	İri kum	Zemin
# 10	# 40	0,016 – 0,079	0,425 – 2,00	Orta kum	
# 40	# 200	0,0029 – 0,016	0,075 – 0,425	İnce kum	
# 200		<0,0029	<0,075	İnce tane (silt+kil)	

Doğal zeminlerin çoğunun tane boyu çok geniş bir aralıkta olduğundan, bu zeminler tam anlamıyla Tablo 3.4'de verilen kategorilerden herhangi biri içine girmezler. Bu nedenle, belirli bir zemindeki tane boyu dağılımı en kolay şekilde bir *tane boyu dağılım eğrisi* ile ifade edilir. Bu eğri, belirli bir tane çapından daha küçük ağırlıkça kuru zemin yüzdesinin tane çapına karşı çizilen grafiğinden ibarettir.

Killer

Silt, kum ve çakıldan oluşan zeminler başlıca fiziksel ve ılımlı kimyasal bozuşma süreçlerinin bir sonucu olup, türedikleri kayanın kimyasal yapısının çoğunu muhafaza ederler. Ancak, kapsamlı bir kimyasal bozuşma sürecinden geçmiş olmaları ve türedikeri anakayadan oldukça farklı yeni bir materyale dönmüş olmalarından dolayı, bu durum killi zeminler için geçerli değildir.

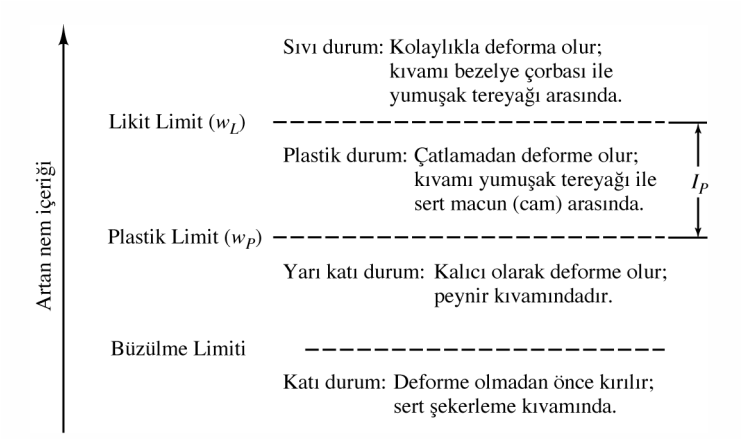
Bu kapsamlı bozuşmanın önemli sonuçlarından biri, münferit kil partiküllerinin son derece küçük (çaplarının 2×10^{-3} mm'den küçük) olmasıdır. Optik mikroskopla görülemezler ve bilimsel çalışmalarda ancak elektron mikroskobu ile ayırt edilebilirler. Partiküller arası iyonik kuvvetlere kıyasla münferit partiküllerin ağırlığı küçük olduğundan, bu küçük boy önemlidir. Böylece, mühendislik davranışı (kayma dayanımı, sıkışabilirlik vs.) daha çok bu partiküller arası kuvvetlere bağlıdır. Bu durum, davranışı başlıca yerçekimi kuvvetlerine bağlı olan iri taneli zeminlerdekinden oldukça farklıdır. Killer ile diğer zeminler arasındaki bir diğer önemli fark da suyun akışına karşı çok daha fazla direnç göstermeleridir. Bu düşük *hidrolik iletkenlik* killi zeminlerin mühendislik özelliklerinin çoğunu etkilemektedir.

Plastisite ve Atterberg Limitleri

Su içeriği (*w*) özellikle kohezyonlu zeminlerde zemin özelliklerinin temel ve faydalı bir belirtecidir. Örnek olarak, su içeriği düşük killer su içeriği yüksek olan killerden daha sağlam ve daha az sıkışabilir özelliktedir.

1911 yılında İsveç toprak bilimcisi Albert Atterberg (1846-1916) su içeriği ve zemin kıvamı arasındaki ilişkiyi değerlendirmek amacıyla bir dizi deney geliştirmiştir. 1930'larda Karl Terzaghi ve Arthur Casagrande bu deneyleri inşaat mühendisliğine uyarlamışlar ve bundan kısa bir süre sonra da bu deneyler geoteknik mühendisliğinin rutin bir kısmını oluşturmuştur. Bu dizi üç ayrı deneyden oluşmaktadır: *likit limit deneyi*, *plastik limit deneyi* ve *büzülme limiti deneyi* (ASTM D427 ve D4318). Bu deneylerin hepsine birden *Atterberg limitleri deneyleri* denmektedir. Şekil 3.2'de su içeriği değişimlerine bağlı olarak ince taneli zeminlerin kıvamındaki değişimlerin nitel tanımlamaları verilmiştir. Kohezyonlu kuru zeminler sert ve gevrek iken, kohezyonu ıslak zeminler yumuşak ve lastiksidir. Kıvamdaki bu değişimler geçişli olsa da, Atterberg limitleri bir alamda keyfî fakat standartlaştırılmış şekilde, değişik aşamalar arasındaki sınırları tanımlamaktadır. Deney sonuçları, yüzde işareti atılmış olarak su içeriği cinsinden ifade edilir:

w_S=büzülme limiti (SL)
w_P=plastik limit (PL)
w_L=likit limit (LL)



Şekil 3.2 Değişik su içeriğindeki ince taneli zeminlerin kıvamı.

Bir zeminin su içeriğini Atterberg limitleri ile kıyaslamak suretiyle bir mühendis o zeminin kıvamı hakkında nitel bir değerlendirme yapabilir. Örnek olarak, bir zeminin likit limiti 55, plastik limiti 20 ve su içeriği de %25 ise, o zeminin kıvamı sert bir macun şeklinde (yani pastik limitten hafifçe ıslak) olacaktır.

Likit limit ve plastik limit deneyleri çoğu laboratuvar deney proğramlarının bir kısmını teşkil eder. Bunlar ucuz deneyler olup, sonuçlar oldukça faydalı olabilir. Bunun aksine, büzülme limitinin önemi mühendisler açısından daha azdır ve ender durumlarda ölçülür.

Bir zeminin su içeriği likit limit ile plastik limit arasında olduğu zaman zeminin *plastik durumda* olduğu söylenir. Böyle bir zemin çatlama veya kırılma olmaksızın kolaylıkla yoğrulabilir. Çocukların oyun hamurunun kıvamı da böyledir. Bu özellik ayrıca zemindeki kilin miktarı ve türü ile de ilişkilidir. *Plastisite indisi* (PI veya I_P) plastik durumu içine alan su içeriği aralığının bir ölçüsüdür:

$$I_P = w_L - w_P \tag{3.6}$$

Kil içeriği yüksek zeminlerin bu plastik durumu su içeriğinin geniş bir aralığında yer alır ve bu nedenle de plastisite indisleri yüksektir. Siltli zeminler için de tersi geçerlidir. Temiz kumlar ve çakıllar plastik değildirler (NP).

Atterberg limitleri mühendise zeminin davranışı hakkında bir fkir verir ve bu limitler ayrıca (bir sonraki altbölümde tanımlanan) Birleşik Zemin Sınıflama Sistemi'nin temelini oluşturur. Mühendisler ayrıca sıkışabilirlik ve kayma dayanımı gibi zemin özellikleri ile Atterberg limitleri arasında ampirik korelasyonlar geliştirmiştir.

3.2 ZEMİN SINIFLAMASI

Zemin sınıflamasının standartlaştırılmış sistemleri çok önemli olup, bu konuda çok sayıda sistem geliştirilmiştir. İyi bir sınıflama, temel mühendisine çok yararlı bilgiler verir.

Birleşik Zemin Sınıflama Sistemi

Temel mühendisliği problemlerinde en çok kullanılan zemin sınıflama sistemi *Birleşik Zemin Sınıflama Sistemi* (USCS)'dir [ASTM D2487]. Bu sistemde zemin için, *grup adı* olarak ifade edilen standartlaştırılmış bir tanımlama ile birlikte iki veya dört harfli bir *grup sembolü* tayin edilir. Her grup sembolü ile ilişkili olarak birkaç değişik potansiyel grup adı bulunmaktadır. Örnek olarak, bir zemin "SC – killi kum" olarak adlandırılabilir. Buradaki SC grup sembolü ve killi kum da grup adıdır.

Grup sembolündeki ilk harf zeminin genel türünü ifade eder:

G=çakıl
S=kum
M=silt
C=kil
O=organik madde

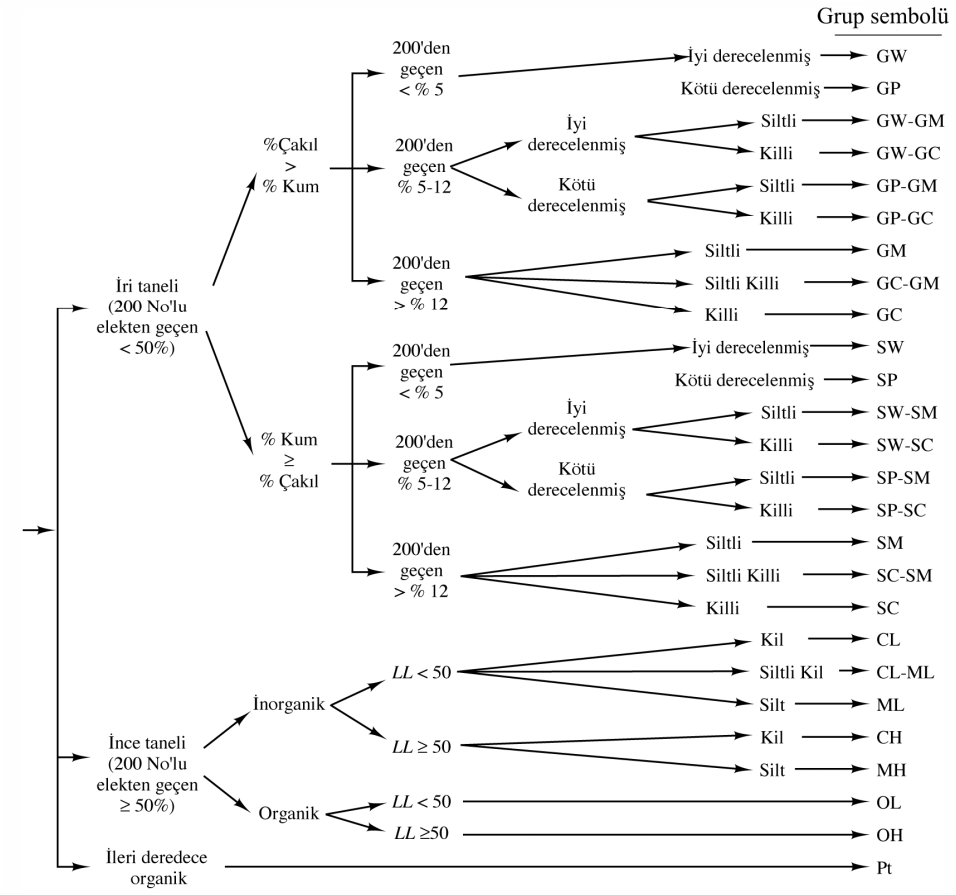
İkinci harf ise tanımlamada kullanılan sıfatı ifade eder:

W=iyi derecelenmiş
P=kötü derecelenmiş
M=siltli

C=killi
L=düşük plastisiteli
H=yüksek plastisiteli

Yapısal temelleri desteklemede genellikle elverişli olmayan ve ileri derecede organik olan turba için özel bir grup sembolü (Pt) kullanılmaktadır.

Şekil 3.3'de USCS grup sembollerinin kısaltılmış bir taslağı görülmektedir. Grup sembolleri ve grup adları konusunda daha fazla bilgi için *Geoteknik Mühendisliği: İlkeler ve Uygulamalar* veya ASTM D2487'ye bakınız.



Şekil 3.3 Birleşik zemin sınıflama sisteminin kısaltılmış taslağı (ASTM D2487'den uyarlanmış ve ASTM'den izin alarak kullanılmıştır).

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

3.1 Su içeriği ile doygunluk derecesi arasındaki farkı açıklayınız.

3.2 Doygun (*S*=%100) bir kumun su içeriği %25,1 ve kumu oluşturan partiküllerin spesifik gravitesi 2,68'dir. Kumun maksimun indeks boşluk oranı 0,84 ve minimum indeks boşluk oranı da 0,33'dür. Kumun relatif sıkılığını hesaplayarak kıvam sınıfını belirleyiniz.

3.3 Keçiayaklı silindir (bir çeşit inşaat ekipmanı) kullanılarak dolgu yapımında kullanılan bir zemini göz önüne alınız. Silindirin sıkıştırma etkisiyle zeminin boşluk oranında değişme olur mu? Açıklayınız.

3.4 Bir zemin numunesinin hacmi 12,74 dm^3 ve kütlesi de 24,2 kg'dır. Numunenin etüvde kurutulduktan sonraki kütlesi 20,5 kg'dır. Partiküllerin spesifik gravitesi 2,70 olduğuna göre, numunenin kurutulmadan önceki su içeriğini ve doygunluk derecesini hesaplayınız.

3.3 YERALTI SUYU

Bir zeminde suyun bulunması o zeminin davranışını önemli ölçüde etlikemektedir. Karl Terzaghi (1939) şöyle demiştir:

> ……. mühendislik uygulamalarında zeminde karşılaşılan güçlükler zeminin kendisinden ziyade zemin boşluklarındaki sudan ileri gelmektedir. Su bulunmayan bir gezegende zemin mekaniğine gerek yoktur.

Temel mühendisliğinde suyun olumsuz etkileri şunlardan oluşmaktadır:

- Kil bağların yumuşaması ve bunun sonucunda dayanımın azalması ve sıkışabilirliğin artması
- Efektif gerilmenin azalması ve dolayısıyla kayma dayanımında düşme
- Kuru zeminler ıslandığında (bazı özel killerde) meydana gelen genişleme veya (gevşek ve kuru zeminlerde) göçme
- Hidrostatik kaldırma basınçları

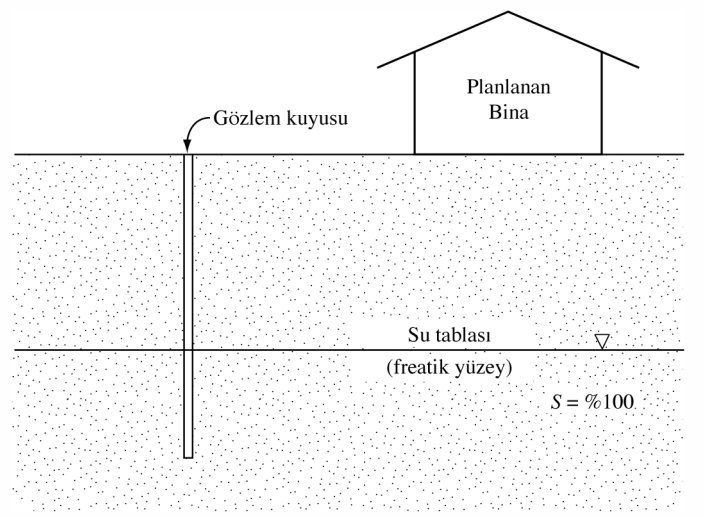
Su Tablası

Yeraltı suyu şartları çoğu zaman karmaşık olup, kapsamlı bir inceleme ve gözlemleme (monitoring) gerektirebilir. Bu karmaşık durumlardan bazıları *artezyen* şartları, *asılı su tablası* ve karmaşık ara katmanlı *akiklüdler* ve *akiferlerdir*. Ancak, bu kitapta sadece (freatik yüzey olarak da adlandırılan) yatay *su tablasının* konumuna göre tanımlanan basit yeraltı suyu şartlarını göz önüne alacağız. Bu terim, Şekil 3.4'de gösterildiği gibi, bir gözlem kuyusunda yeraltı suyunun yükseldiği seviyeyi temsil eder. Bu basit yeraltı suyu profilinde su tablası altındaki zeminin gözeneklerinin tamamı su ile doludur (*S*=%100).

Boşluk Suyu Basıncı

Boşluk suyu basıncı (*u*) zeminin "gözeneklerinde" (boşluklarında) bulunan sudaki basınçtır. Boşluk suyu basıncının iki kaynağı vardır. Birincisi hidrostatik boşluk suyu basıncı ve diğeri de aşırı boşluk suyu basıncıdır.

Hidrostatik Boşluk Suyu Basıncı: Hidrostatik boşluk suyu basıncı (u_h) boşluk suyu üzerine etkiyen yerçekimi kuvvetinden ileri gelir. Yukarıda tanımlanan basit yeraltı suyu şartları için hidrostatik boşluk suyu basıncı aşağıdaki gibi tanımlanır:



Şekil 3.4 Sadece yeraltı su seviyesinin konumuna dayalı olarak tanımlanan basit yeraltı suyu şartları. Sondaj kuyusuna yerleştirilen delikli borudan oluşan gözlem kuyusu ile su tablasının yeri ve zaman içindeki değişimi belirlenmektedir.

$$u_h=\gamma_w z_w \tag{3.7}$$

Burada:

u_h=zeminde bir noktadaki hidrostatik boşluk suyu basıncı

γ_w=suyun birim ağırlığı (=9,8 kN/m^3)

z_w=su tablasından zemindeki bir noktaya olan derinlik.

Sözgelimi, su tablasının kotu 65,5 m ve zemindeki noktanın kotu da 58 m ise, u_h=(9,8 kN/m^3)(65,5 – 58)=73,5 kN/m$^{2'}$dir.

Aşırı Boşluk Suyu Basıncı: Bir zeminin oturma, kabarma veya makaslama sürecine maruz kalması sonucunda ortaya çıkan zemin sıkışması veya genişlemesi *aşırı boşluk suyu basıncı* (u_e) olarak adlandırılan ilave bir basıncın oluşmasına neden olabilir. u_e'nin büyüklüğü, aşağıda verilenler de dahil olmak üzere pekçok faktöre bağlı olabilir:

- Boşluk boyutunun değişimine neden olan normal ve/veya kesme yüklerinin uygulanma hızı
- Boşluk boyutunda değişim
- Boşluklardan dışarı doğru veya boşlukların içine doğru gerçekleşen drenajın hızı.

Oturma durumundaki gibi, boşlukların giderek küçülmesi durumunda aşırı boşluk suyu basıncı pozitif; kabarma durumundaki gibi, boşlukların giderek büyümesi durumunda aşırı boşluk suyu basıncı negatiftir. Kesme birim deformasyonları pozitif ve negatif aşırı boşluk suyu basınçlarının ikisini de oluşturabilir.

Boşluk suyu basıncı (u), hidrostatik ve aşırı boşluk suyu basınçlarının toplamına eşittir:

$$u=u_h+u_e \tag{3.8}$$

Aşırı boşluk suyu basınçları oturma, kabarma veya makaslama sonucunda geliştiğinden, bu süreçlerin tamamlanmasıyla birlikte sönümlenmektedir. Bu nedenle, aşırı boşluk suyu basınçları geçici olarak gerçekleşen olaylardır.

Geoteknik analizlerde aşırı boşluk suyu basınçlarını (oturma hızı analizlerinde olduğu gibi) bazan doğrudan kullanmak mümkün olabilse de, bu kitapta konuyu bu şekilde ele almayacağız. Aşırı boşluk suyu basınçları konusundaki açıklamalarımız daha çok zemin davranışını kontrol eden fiziksel süreçleri anlamamıza yardımcı olacak şekilde daha dar bir aralıkta olacaktır. Bu kitaptaki boşluk suyu basıncı hesaplamalarının hepsinde sadece hidrostatik basıncı göz önüne alacağız. Bu nedenle, kendi amacımıza uygun ilişki aşağıdaki gibi olacaktır:

$$u=\gamma_w z_w \tag{3.9}$$

Aşırı boşluk suyu basınçlarının zemin özellikleri üzerine etkisi, bu bölümün sonuna doğru olduğu gibi, dolaylı olarak ele alınacaktır.

3.4 GERİLME

Temel mühendisliği analizlerinin çoğunda zemindeki gerilmelerle ilgili bilgilere gerek duyulur. Bu gerilmelerin iki çeşit kaynağı vardır:

- *Geostatik grilmeler* zemin kütlesi üzerine doğrudan etkiyen yerçekimi kuvvetinin bir sonucudur.
- *Sonradan oluşan gerilmeler* (induced stresses) temeller gibi dış yüklemelerden ileri gelir.

Zeminde normal gerilme ve kayma gerilmesinin ikisi de bulunabilir. Bu gerilmeler sırayla σ ve τ değişkenleri ile temsil edilmektedir. Normal gerilmelerin yönünü, birbirine dik iki yatay gerilme için (temel mühendisliği tasarımlarında genellikle birbirine eşit kabul edilen) σ_x ve σ_y'deki alt simgelerle ifade edeceğiz.

Zemindeki normal gerilmeler hemen hemen her zaman sıkıştırıcı şekildedir. Bu nedenle, geoteknik mühendislerinin, yapı mühendislerinin kullandığının aksine bir işaret kabulü vardır: bası gerilmeleri pozitif; çekme gerilmeleri negatiftir. Bu şekilde, daima pozitif sayılarla uğraşmış oluyoruz.

İngiliz birimlerini kullanırken gerilmeleri zeminde lb/ft^2 birimi cinsinden; yapı elemalarında lb/in^2 birimi cinsinden kullanınız. SI birimlerini kullanırken gerilmeleri zeminde kPa birimi cinsinden; yapı elemalarında MPa birimi cinsinden kullanınız. SI sistemi kullanmayan bazı metrik ülkeler kgf/cm^2 veya bar (1 bar=100 kPa) birimlerini kullanmaktadır.

Geostatik Gerilmeler

Yerçekiminin doğrudan etkisiyle meydana gelmesinden dolayı, en önemli geostatik gerilme düşey bası gerilmesidir. Geoteknik mühendisleri diğerlerine kıyasla bu gerilmeyi daha çok hesaplamaktadır. Geostatik düşey toplam gerilme (σ_z) şu şekilde hesaplanır:

$$\sigma_z=\Sigma\gamma H \tag{3.10}$$

Burada:

σ_z=geostatik düşey toplam gerilme

γ=zemin katmanının birim ağırlığı
H= zemin katmanının kalınlığıdır.

Bu toplama işlemi, zemin yüzeyinden gerilmenin hesaplanması gereken derinliğe kadar yapılır. Birim ağırlığın derinlikle beraber değişebildiği ilave durumlar hariç, bu toplama işlemi bir su kütlesi içinde basıncın hesaplanması işlemine benzer.

Düşey toplam gerilmenin bir kısmı katı partiküller tarafından karşılanırken, geri kalan kısmı da boşluk suyu tarafından karşılanır. Katı partiküller tarafından karşılanan gerilmenin özel bir anlamı olup, efektif gerilme (σ') olarak adlandırılır. Aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$\sigma' = \sigma - u \tag{3.11}$$

Düşey gerilme durumunda:

$$\sigma_z' = \sigma' - u \tag{3.12}$$

Burada:
σ_z'=düşey efektif gerilme
σ_z=düşey toplam gerilme
u=boşluk suyu basıncıdır.

(3.11) ve (3.12) eşitliklerinin birleştirilmesinden,

$$\sigma_z' = \Sigma\gamma H - u \tag{3.13}$$

elde edilir. Katı partiküller ile su arasındai kuvvet dağılımının bunların enine kesit alanları ile orantılı *olmadığına* dikkat ediniz.

Yatay Gerilme: Birçok mühendislik analizinde geostatik yatay gerilme de önemlidir. Sözgelimi, istinat yapılarının tasarımı, duvarın arkasında tutulan zemindeki yatay gerilmelere bağlıdır. Toplam yatay gerilme (σ_x) veya efektif yatay gerilme (σ_x') şeklinde ifade edilebilir. Yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranına *zemin yanal basınç katsayısı* (*K*) denir:

$$K = \sigma_x' / \sigma_z' \tag{3.14}$$

Örselenmemiş zemin için *K* değerine *sükunetteki zemin yanal basınç katsayısı* (K_0) denir ve K_0'ın değeri 0,2 ile 6 arasında değişebilir. Normal konsolide zemin için tipik değerler 0,35 ile 0,7 aralığında; aşırı konsolide zeminler için ise 0,5 ile 3 aralığındadır[1]. K_0'ı tanımlamanın en sağlıklı yolu, σ_x'i presiyometre, dilatometre veya basamaklı bıçak (stepped blade) gibi arazi yöntemleri ile ölçtükten sonra σ_z ve *u*'nun hesaplanmış değerleri ile birleştirmektir. Ancak, bu yöntemler Kuzey Amerika'da yaygın olarak kullanılmamakta; muhtemelen kritik projelerde kullanılmaktadır. K_0'ı belirlemede daha az güvenilir olan yöntem de laboratuvarda üç eksenli basınç düzeneği veya diğer
ekipmanların kullanılmasıdır. Ne var ki, numune örselenmesi, gerilme tarihçesi ve diğer fatörlerden dolayı laboratuvar yöntemi problemlidir.

[1] "Normal konsolide zeminler" ve "aşırı konsolide zeminler" terimleri bu bölümün sonunda tanımlanmıştır.

K_0'ı değerlendirmede en çok başvurulan yöntem, diğer zemin özellikleri ile ampirik korelasyonların kullanılmasıdır. Bu konuda birkaç korelasyon geliştirilmiştir. Aşağıda verilen ve Mayne ve Kulhawy (1982)'nin kilden çakıla değişen 170 zemin üzerinde yaptığı laboratuvar deneylerine dayalı olan ilişkisi bunlardan biridir:

$$K_0=(1-\sin\phi')\,OCR^{\sin\phi'} \qquad (3.15)$$

Burada:

K_0=sükunetteki zemin yanal basınç katsayısı

ϕ'=efektif sürtünme açısı (tanım için bölüm sonuna bakınız)

OCR=aşırı konsolidasyon oranıdır (tanım için bölüm sonuna bakınız).

Zemin yanal basınçları ile ilgili ayrıntılı bilgiler Bölüm 23'de verilmiştir.

Sonradan Oluşan Gerilmeler: Bunlar, yapısal temeller gibi dış yüklerle oluşan gerilmelerdir. Bu gerilmeler temel mühendisliğinin çok önemli bir kısmı olup, bunlarla ilgili geoteknik analizlerin çoğu zeminin bu gerilmelere olan tepkisine odaklıdır. Bu tepkileri, değişik temelleri ele alırken açıklayacağız.

Örnek 3.2

Bir sahadaki zemin profili 5,0 m kalınlığındaki siltli kum ile onun altında bulunan 13,0 m kalınlığındaki kilden oluşmaktadır. Su tablasının zemin yüzeyinden derinliği 2,8 m'dir. Kumun su tablası üzerindeki birim ağırlığı 19,0 kN/m^3 ve su tablası altındaki birim ağırlığı da 20,0 kN/m^3'dür. Kilin birim ağrlığı 14,7 kN/m^3, efektif sürtünme açısı 35^o ve aşırı konsolidasyon oranı 2'dir. 11,0 m derinlikteki σ_x, σ_x' ve σ_z'yi hesaplayınız.

Çözüm

$\sigma_z=\Sigma\gamma H$

=(19,0 kN/m^3)(2,8 m)+(20,0 kN/m^3)(2,2 m)+(15,7 kN/m^3)(6,0 m)

=**191 kPa** ⇐ **Cevap**

$u=\gamma_w z_w$=(9,8 kN/m^3)(8,2 m)=80 kPa

$\sigma_z'=\sigma_z-u$=191 kPa – 80 kPa=**111 kPa** ⇐ **Cevap**

$K_0=(1-\sin\phi')\,OCR^{\sin\phi}=(1-\sin 35^o)\,2^{\sin 35^o}=0{,}635$

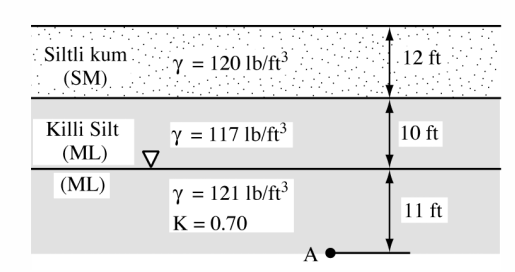
$\sigma_x'=K\sigma_z'$=(0,635)(111 kPa)=**70 kPa** ⇐ **Cevap**

$\sigma_x=\sigma_x'+u$=70 kPa+80 kPa=150 kPa ⇐ **Cevap**

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

3.5 Bir sahayı oluşturan zeminin birim ağırlığı su tablasının üstünde 18,7 kN/m^3, su tablasının altında 19,9 kN/m^3'dür. Su tablasının zemin yüzeyinden derinliği 3,5 m'dir. Zemin yüzeyinden 2,2 m, 4,0 m ve 6,0 m derinliklerdeki toplam düşey gerilmeyi, boşluk suyu basıncını ve efektif düşey gerilmeyi hesaplayınız.

3.6 Bir sahaya ait zemin profili Şekil 3.5'de verilmiştir. A noktasındaki u, σ_x, σ_x' ve σ_z' nü hesaplayınız.



Şekil 3.5 Problem 3.6 için zemin profili.

3.5 SIKIŞABİLİRLİK VE OTURMA

Bölüm 2'de tartışıldığı gibi, temel tasarımı çoğu zaman oturma tarafından kontrol edilmektedir. Bu yüzden, zeminde oturmayı hesaplayan yöntemlere gerek duyulur. Bu altbölümde, oturmayı kontrol eden fiziksel süreçleri ve geniş alanlara yayılan dolguların ağırlığından ileri gelen oturmayı hesaplayan yöntemleri gözden geçireceğiz. Bölüm 7 ve 14'de, temellere uygulanan yüklerden dolayı meydana gelen oturma hesaplarında bu kavramlar kullanılmıştır.

Fiziksel Süreçler

Oturma, aşağıda verilenler de dahil olmak üzere değişik fiziksel süreçlerin sonucu olarak gelişir:

- Konsolidasyon oturması: Zemin üzerine bir dolgu yerleştirildiği zaman, altta kalan zemindeki düşey gerilme artar. Bu artış, katı partiküllerin daha sıkı bir şekilde paketlenmesine neden olur ve sonuçta zeminin oturmasını sağlar. Bu sürece *konsolidasyon*; sonuçta oluşan oturmaya da *konsolidasyon oturması* denir.
- İkincil sıkışma oturması: *İkincil sıkışma* olarak adlandırılan süreç, kil-su sisteminin viskoz davranışı olan kripin, organik maddenin çürümesi ve sıkışmasının ve diğer fiziksel ve kimyasal süreçlerin bir sonucudur. Kumlarda ve aşırı konsolide killerdeki *ikincil sıkışma oturması* çok küçüktür. Bazı normal konsolide killerde önemli miktarda olabilir. Organik zeminlerde genellikle çok önemlidir.
- Distorsiyon oturması: Küçük bir alana büyük yükler uygulandığında zemin yanal yönde şekil değişikliğine uğrayabilir. Benzer yanal deformasyonlar, yükleme yapılmış geniş alanların çevresinde de gelişebilir. Bu deformasyonlar temellerde önemli olabilen distorsiyon oturmasına sebep olur. Bu konu Bölüm 7'de ayrıntılı olarak ele alınmıştır.
- Yeraltı madenleri, obruklar veya tünellerin sıkışması ya da göçmesinden kaynaklanan oturma: Bu oturmalar bazı sahalarda önemli olsa da, konumuzun dışındadır.
- Islanmanın neden olduğu çökme: Bu tür oturma bazı özel zeminlerde ıslanma neticesinde gelişir. Bu tür oturmayı Bölüm 20'de ele alacağız.
- Şişebilen zeminlerin ıslanma veya kurumasıyla oluşan oturma veya kabarma: Belirli killerde meydana gelen bu tür oturmalar Bölüm 19'da ele alınmıştır.

Konsolidasyon

Konsolidasyon genellikle oturmanın en önemli kaynağı olup, bu altbölümde ele alacağımız tek konudur. Konsolidasyon süreci bir yük uygulaması ile birlikte başlar. Bu yük, altta bulunan zemindeki düşey gerilmede artışa neden olur ($\Delta\sigma_z$). Yükün geniş alana yayılan bir dolgunun ağırlığından kaynaklanması halinde:

$$\Delta\sigma_z=\gamma_{dolgu}\,H_{dolgu} \tag{3.16}$$

olur. Burada,

$\Delta\sigma_z$=dolgunun altında bulunan zemindeki düşey gerilmede meydana gelen değişim

γ_{dolgu} =dolgunun birim ağırlığı

H_{dolgu}=dolgunun kalınlığıdır.

Dolgunun uzunluğu ve genişliğinin büyük olması (yani geniş dolgu) durumunda derinliğe bağlı olarak $\Delta\sigma_z$ değişmeyecektir.

$\Delta\sigma_z$ 'nin takdim edilmesiyle birlikte altta bulunan zemindeki toplam gerilmede (σ_z) ani bir artış meydana gelir. Buna ek olarak, bu zeminin doygun olması halinde, $\Delta\sigma_z$ aşırı boşluk suyu basıncında (u_e) aynı miktarda artışa neden olur. Başka bir deyişle, dolgunun yerleştirilmesinden hemen sonra dolgunun ağırlığı tamamen boşluk suyu tarafından karşılanır. Bunun anlamı, yüklemeden hemen sonraki düşey efektif gerilmenin, yükleme önceki değerine kıyasla değişmemesidir.

Bu aşırı boşluk suyu basıçlarının varlığı bir hidrolik eğim oluşumuna neden olur. Bu hidrolik eğim boşluk suyunun bir kısmını zeminden dışarı akmaya zorlar. Su dışarı akarken zemin konsolide olur ve $\Delta\sigma_z$ yavaş bir şekilde sudan katı partiküllere aktarılır. Sonunda aşırı boşluk suyu basıncı sıfıra düşer ve düşey efektif gerilme de nihai değerini (σ'_{zf}) alır:

$$\sigma'_{zf} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z \tag{3.17}$$

Burada,

σ'_{z0} = dolgunun altındaki zeminde herhangi bir noktada başangıçtaki düşey efektif gerilme

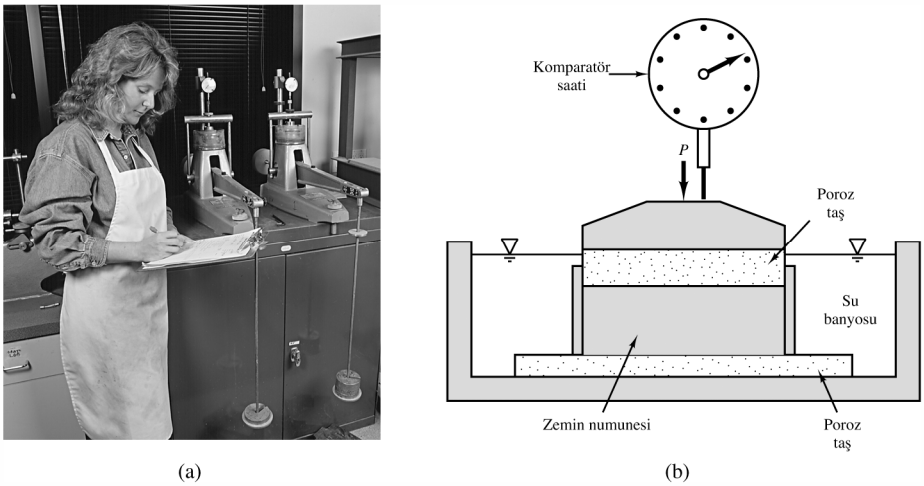
σ'_{zf} = dolgunun altındaki zeminde herhangi bir noktada nihai düşey efektif gerilme

$\Delta\sigma_z$=düşey gerilmedeki değişimdir.

Konsolidasyon oturması (δ_c) düşey efektif gerilmedeki bu artışın bir sonucudur.

Konsolidasyon (Ödometre) Deneyleri

Bir zemindeki δ_c'nin büyüklüğünü bulmak için, o zeminin gerilme-birim deformasyon özelliklerinin bilinmesi gerekir. Bunun için araziden zemin numunelerinin alınması, laoratuvara taşınması, bir dizi deneye tabi tutulması ve meydana gelen oturmaların ölçülmesi gerekir. Bu işlem, laboratuvarda Şekil 3.6'daki gibi bir *konsolidometrede* (veya ödometrede) gerçekleştirilen *konsolidasyon deneyi* (veya ödometre deneyi) ile yapılmaktadır.



Şekil 3.6 (a) Konsolidasyon deneyinin laboratuvarda yapılması. Arka planda görülen iki konsolidometrede, numune üzerine yükleme yapmada ağırlık kullanılmaktadır; (b) bir konsolidometrenin enine kesiti.

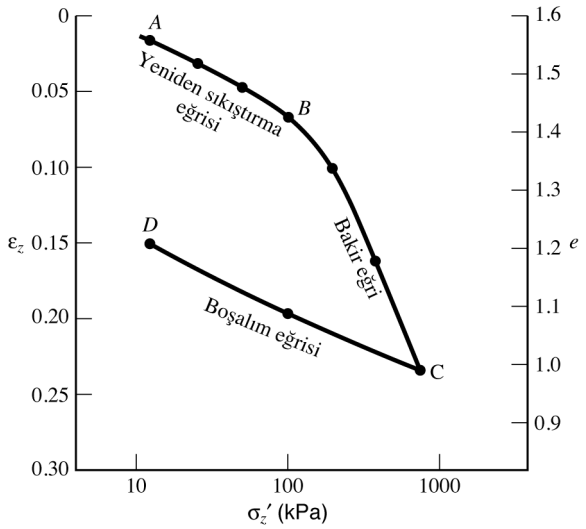
Doğal zeminlerin daha çok arazideki mühendislik özellikleri ile ilgilendiğimizden dolayı, konsolidasyon deneyleri genellikle yüksek kaliteli "örselenmemiş" numuneler üzerinde yapılır. Yumuşak – orta sert killerde bu numuneleri elde etmek son derece kolaydır fakat, temiz kumlarda oldukça zordur. Kuruma durumunda geri dönüşü mümkün olmayan değişimler meydana gelebileceğinden, arazide doygun olan numunelerin depolama ve deney sırasında doygun kalması da önemlidir.

Bazı durumlarda mühendisler sıkıştırılmış bir dolgunun konsolidasyon karakteristiklerini değerlendirmek durumunda kalabilir ve bunun için laboratuvarda yoğrulan ve sıkıştırılan numuneler üzerinde konsolidasyon deneyleri yapar. İyi sıkıştırılmış dolguların sıkışabilirliği genellikle düşük olduğundan, bu deneyler çoğu zaman daha az derecede önemlidir.

Deney Prosedürleri ve Sonuçlar: Deney prosedürü, her bir yükte numuneyi konsolide etme ve buna karşılık gelen oturmayı ölçmek suretiyle numuneye uygulanan bir dizi normal yükten oluşmaktadır. Sonuçlar, Şekil 3.7'de görüldüğü gibi, yarı-logaritmik bir grafikte sunulur. Konsolidasyon bu grafikte hem düşey birim deformasyon (ε_z) hem de boşluk oranındaki (e) değişim cinsiden ifade edilir. Deney sonuçlarının AB eğrisi olarak işaretlenen ilk kısmına *yeniden sıkışma eğrisi* denir. BC eğrisi ile işaretlenen orta kısmına *bakir eğri* denir. C noktasına ulaşıldıktan sonra numune üzerindeki yük aşamalı olarak kaldırılır ve *boşalma eğrisi* (CD) oluşur.

Bakir eğrinin eğimine *sıkışma indisi* (C_c) denir:

$$C_c = -\frac{de}{d\log\sigma'_z} \tag{3.18}$$



Şekil 3.7 Bir laboratuvar konsolidasyon deneyinin sonuçları. Başlangıçtaki boşluk oranı (e_0) 1,60'dır.

Bakir eğri (yarı-logaritmik grafikte) bir düz çizgi olduğundan, bu eğri üzerinde Şekil 3.8'de olduğu gibi *a* ve *b* gibi iki nokta seçerek ve (3.18) eşitliği yeniden yazılmak suretiyle C_c'nin sayısal değeri elde edilebilir:

$$C_c = -\frac{e_a - e_b}{\log(\sigma_z')_b - \log(\sigma_z')_a} \tag{3.19}$$

(3.19) eşitliği, deney sonuçları boşluk oranı ($e - \sigma_z'$) cinsinden grafiğe aktarıldığı zaman kullanılmaktadır. Alternatif olarak, verilerin sadece düşey birim deformasyon ($e_z - \sigma_z'$) cinsinden grafiğe aktarılması durumunda:

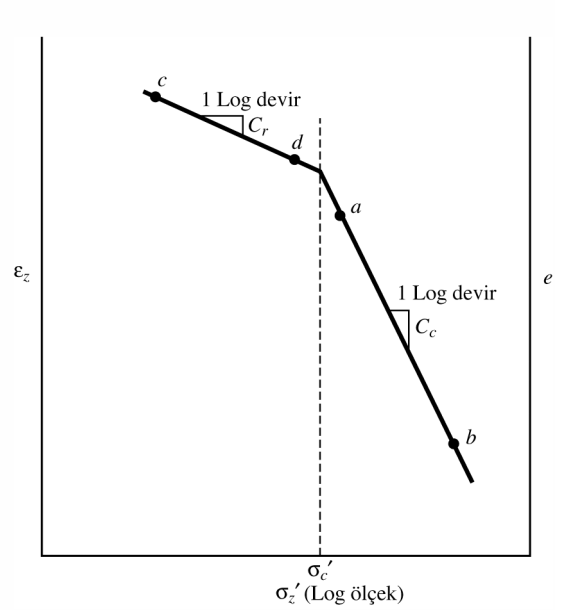
$$\frac{C_c}{1+e_0} = \frac{(\varepsilon_z)_b - (\varepsilon_z)_a}{\log(\sigma_z')_b - \log(\sigma_z')_a} \tag{3.20}$$

Burada,

e_0=başlangıçtaki (yani, deneyin başlangıcındaki) boşluk oranıdır.

(3.19) ve (3.20) eşitliklerini kullanırken *a* ve *b* noktalarını $\log(\sigma_z')_b = 10 \log(\sigma_z')_a$ şeklinde seçmek daha uygundur. Bu işlem, iki eşitliğin de paydasını 1 yapar ve denklemleri sadeleştirir. Bu seçim, efektif gerilmedeki 10 kat artışa (bir logaritmik devir) karşılık boşluk oranındaki azalımdan C_c'nin tanımlanabileceğini de ifade etmektedir.

Teorik olarak yeniden sıkışma ve boşalma eğrilerinin eğimleri yaklaşık aynı fakat, numune örselenmesi etkilerine karşı daha az duyarlı olmasından dolayı boşalma eğrisi daha güvenlidir. *Yeniden sıkışma indisi* (C_r) olarak adlandırılan bu eğim C_c ile aynı şekilde tanımlanır ve boşalım (decompression) eğrisi üzerindeki *c* ve *d* noktaları ile birlikte (3.21) ve (3.22) eşitlikleri kullanılarak bulunabilir.



Şekil 3.8 Yarı logaritmik bir grafik kağıdında *e* ile σ_z' ilişkisi şeklinde gösterilen konsolidasyon eğrilerinin eğimi C_c ve C_r'dir. Eğride kırılmanın gerçekleştiği nokta önkonsolidasyon gerilmesi σ_c' dür.

Boşluk oranı verilerini kullanarak:

$$C_r = -\frac{e_c - e_d}{\log(\sigma_z')_d - \log(\sigma_z')_c} \tag{3.21}$$

Birim deformasyon verilerini kullanarak:

$$\frac{C_r}{1+e_0} = \frac{(\varepsilon_z)_d - (\varepsilon_z)_c}{\log(\sigma_z')_d - \log(\sigma_z')_c} \tag{3.22}$$

Konsolidasyon deney sonuçlarından elde edilen bir diğer önemli parametre de Şekil 3.8'deki eğrinin kırılma noktasına karşılık gelen gerilmedir. Önkonsolidasyon gerilmesi (σ_c') olarak adlandırılan bu gerilme zeminin maruz kaldığı en büyük düşey efektif gerilmeyi temsil eder. Konsolidasyon deneyinden elde edilen σ_c' değeri sadece numunenin alındığı noktadaki koşulları temsil eder. Numunenin farklı bir seviyeden alınmış olması durumunda önkonsolidasyon gerilmesi de değişir.

Arazide Konsolidasyon Durumu

Normal Konsolide, Aşırı Konsolide ve Yetersiz Konsolide Zeminler: Konsolidasyon analizleri yaparken önkonsolidasyon gerilmesinin (σ_c' nün) başlangıçtaki efektif gerilme (σ_{z0}') ile karşılaştırılmasına gerek duyulur. Daha önce tanımlandığı gibi, σ_c' laboratuvar

deneylerinden bulunur. σ'_{z0} ise, orijinal arazi şartları (yani, yeni bir yüklemenin olmadığı şartlar) ve orijinal hidrostatik boşluk basınçları [yani, (3.9) eşitliği] ile birlikte (3.13) eşitliğinden bulunur. Bu değerlerin ikisi de, üzerinde konsolidasyon deneyi yapılan numunenin alındığı derinlik olan, aynı derinlik için tanımlanmalıdır. Bu değerler tanımlandıktan sonra, arazide aşağıdaki üç durumdan hangisinin mevcut olduğunun bulunması gerekir:

1. $\sigma'_{z0} \approx \sigma_c'$ ise, arazideki düşey efektif gerilme hiçbir zaman şimdikinden daha büyük olmamıştır. Bu durum *normal konsolide* (NC) olarak bilinir. Sedimentlerin bir nehir tarafından getirilerek yavaş yavaş biriktiği bir göl tabanı buna örnek verilebilir. Teoride bu iki değer tam olarak birbirine eşit olmalıdır fakat, numune örselenmesi ve diğer faktörlerden dolayı ikisinde de hata olması söz konusudur. Bu nedenle, bu iki değerin ±%20 aralığında olması halinde zemini normal konsolide olarak göz önüne alacağız.
2. $\sigma'_{z0} < \sigma_c'$ ise, arazideki düşey efektif gerilme geçmişte bir zaman için şimdikinden daha fazlaydı demektir. Bu durum *aşırı konsolide* (OC) veya *önkonsolide* olarak bilinir. Aşağıda verilenler de dahil olmak üzere, bir zeminin aşırı konsolide olmasına neden olan çok sayıda süreç vardır:
   * Geçmişteki zemin yüzeyinin şimdiki kotundan daha yüksekte olması örneğindeki gibi aşırı derecede erozyon veya kazı
   * Zeminin bir zaman aralığında buzul altında kalması ve sonra buzulun erimesi
   * Depolama tankı gibi bir yapıdan dolayı ilave yükleme ve sonra tankın kaldırılması
   * Su tablasının yükselmesi sırasında olduğu gibi boşluk suyu basıncındaki artış
   * Kuruma ve bunun sonucunda geriye kalan boşluk suyunda oluşan yüzey çekme kuvveti
   * Zemindeki kimyasal değişimler
3. $\sigma'_{z0} > \sigma_c'$ ise, zeminin *yetersiz konsolide* olduğu ifade edilir. Bunun anlamı, zeminin daha önceden yapılmış olan yükleme altında halen konsolide olmasıdır. Kitapta bu durum üzerinde durulmamıştır.

Tablo 3.5'de normal konsolide zeminnler için $C_c/(1+e_0)$ veya aşırı konsolide zeminler için $C_r/(1+e_0)$ ilişkilerine dayalı olarak zemin sıkışabilirliği sınıflaması verilmiştir.

Tablo 3.5 Zemin sıkışabilirliğinin sınıflandırılması.

$\frac{C_c}{1+e_0}$ veya $\frac{C_r}{1+e_0}$	Sınıflama
0 – 0,05	Çok hafifçe sıkışabilir
0,05 – 0,10	Hafifçe sıkışabilir
0,10 – 0,20	Orta derecede sıkışabilir
0,20 – 0,35	İleri derecede sıkışabilir
>0,35	Çok ileri derecede sıkışabilir

Aşırı Konsolidasyon Marjini ve Aşırı Konsolidasyon Oranı: Laboratuvarda elde edilen σ_c' değerleri numunenin alındığı derinlikteki önkonsolidasyon gerilmesini temsil eder. Aynı katman (yani, jeolojik kökeni aynı olan zemin katmanı) içinde fakat farklı derinliklerdeki σ_c'

değerlerini hesaplamak için, aşağıdaki ilişkiyi kullanarak aşırı konsolidasyon marjinini (σ_m') hesaplayınız:

$$\sigma'_m = \sigma'_c - \sigma'_{z0} \tag{3.23}$$

Jeolojik kökeni ortak olan bir katmanda aşırı konsolidasyon marjini yaklaşık olarak eşit olmalıdır. Bu nedenle, aynı katman içinde farklı derinliklerdeki önkonsolidasyon gerilmesi, (3.23) eşitliği ile birlikte arzu edilen derinlikteki σ'_{z0} değerini kullanarak hesaplanabilir. Normal konsolide zeminlerde σ_m'=0'dır. Tablo 3.6'da σ_m' nün tipik değerleri verilmiştir.

Tablo 3.6 Aşırı konsolidasyon marjininin tipik değer aralıkları.

Aşırı konsolidasyon marjini, σ_m'		
(kPa)	(lb/ft^2)	Sınıflama
0	0	Normal konsolide
0 – 100	0 – 2000	Hafifçe aşırı konsolide
100 – 400	2000 – 8000	Orta derecede aşırı konsolide
>400	>8000	İleri derecede aşırı konsolide

Bir diğer faydalı parametre de *aşırı konsolidasyon* oranıdır (OCR):

$$\text{OCR} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}} \tag{3.24}$$

Aşırı konsolidasyon marjininden farklı olarak, belirli bir katmandaki OCR tüm derinliklerde sabit değildir. Normal konsolide killer için OCR=1'dir.

Örnek 3.3

Profili şekil 3.9'da verilen zemin üzerine bir dolgu inşa edilmesi planlanmaktadır. A noktasından alınan numune üzerinde bir konsolidasyon deneyi yapılmış ve bu noktadaki önkonsolidasyon basıncının 200 kPa olduğu bulunmuştur. Bu siltli kil katmanının konsolidasyon derecesini (normal veya aşırı), aşırı konsolidasyon marjinini ve aşırı konsolidasyon oranını hesaplayınız. Planlanan dolgu henüz inşa edilmemiştir.

Çözüm

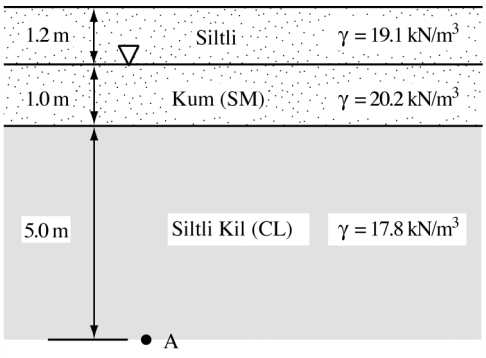
A noktasında:

$$\sigma'_{z0} = \Sigma\gamma H - u$$
$$= (19{,}1\ \text{kN/m}^3)(1{,}2\ \text{m}) + (20{,}2\ \text{kN/m}^3)(1{,}0\ \text{m})$$
$$+ (17{,}8\ \text{kN/m}^3)(5{,}0\ \text{m}) - (9{,}8\ \text{kN/m}^3)(6{,}0\ \text{m})$$
$$= 73\ \text{kPa}$$

$\sigma'_{z0} < \sigma'_c$ %20'den fazla olduğundan zemin **aşırı konsolide**dir. $\Leftarrow$ **Cevap**

$\sigma'_m = \sigma'_c - \sigma'_{z0}$ =200 kPa – 73 kPa=**127 kPa** $\Leftarrow$ **Cevap**

$\text{OCR} = \frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}}$ =200 kPa / 73 kPa=**2,7** $\Leftarrow$ **Cevap**



Şekil 3.9 Örnek 3.3 için zemin profili.

Kumların ve Çakılların Sıkışabilirliği

Konsolidasyon ilkeleri tüm zeminler için geçerlidir fakat, konsolidasyon deneyi başlıca killere ve siltlere uygulanmaktadır. Kumlar numune örselenmesine çok duyarlı olduğu için, çoğu kumlar üzerinde güvenilebilir konsolidasyon deneyi yapmak çok zor olup, numune örselenmesinin deney sonuçları üzerinde önemli etkisi söz konusudur. Özellikle temiz kumlar daha problemlidir. Çakıllarda benzeri örselenme problemlerine ek olarak bunların iri olan tane boyu nedeniyle daha büyük numunelere ve daha geniş konsolidometreye gerek vardır ki, bunların hiçbiri pratik değildir.

Neyse ki, statik yüklere maruz kalan kumlar ve çakılların sıkışabilirliği siltler ve killerden çok daha az olup, laboratuvar deneyleri yerine genellikle C_c ve C_r için tahminî değerler kullanmak yeterlidir. Kumlar için bu tahminler Tablo 3.7'de yorumlandığı gibi, Burmister (1962)'ın derlediği verilere dayandırılabilir. Burmister (1962) değişik relatif sıkılıklarda yeniden hazırlanmış numuneler üzerinde bir dizi konsolidasyon deneyi yapmıştır. Mühendisler Bölüm 4'de tanımlanan yöntemleri kullanarak arazideki relatif sıkılığı hesaplayabilir ve bu tablodan uygun $C_c/(1+e_0)$ değerini seçebilir. Bu değerlerin tamamının Tablo 3.5'de tanımlandığı gibi "çok az sıkışabilir" olduğuna dikkat ediniz.

Doygun aşırı konsolide kumlar için $C_c/(1+e_0)$ tipik olarak Tablo 3.7'de verilen değerlerin üçte biridir ki, bu durum böyle zeminlerin sıkışabilirliğinin neredeyse sıfır olduğu anlamına gelir. Sıkıştırılmış dolgular, buzul tilleri örneğindeki önyüklemenin jeolojik olarak açık bir şekilde kanıtlandığı gibi, aşırı konsolide olarak göz önüne alınabilir. Bu nedenle, oturma analizlerinin çoğunda bu tür zeminlerin sıkışabilirliği sıfır olarak göz önüne alınır. Bir zeminin konsolidasyon derecesinin normal mi yoksa aşırı mı olduğu konusu belirgin değil ise, o zeminin normal konsolide olduğunun varsayılması tutucu bir yaklaşım olacaktır.

Çakıllı zeminlerde çok az sayıda deney yapılmıştır fakat, bu zeminlerin sıkışabilirliği Tablo 3.7'de verildiği gibi muhtemelen kumlarınkine eşit veya daha azdır. Bu nedenle, konsolidasyon hızı çok yüksek olup, tipik olarak da uygulanan yükün hızına yaklaşık olarak eşittir. Bundan dolayıdır ki, yüklemenin dolgudan kaynaklanması halinde bu zeminlerin konsolidasyonu pratikte çok az öneme sahiptir.

Tablo 3.7 Değişik relatif sıkılıktaki doygun normal konsolide kumlu zeminlerin tipik konsolidasyon özellikleri (Burmister, 1962'den uyarlanmıştır).

	$C_c/(1+e_0)$					
Zemin türü	D_r=%0	D_r=%20	D_r=%40	D_r=%60	D_r=%80	D_r=%100
Orta-iri kum, az ince çakıl (SW)	-	-	0,005	-	-	-
Orta-iri kum (SW/SP)	0,010	0,008	0,006	0,005	0,003	0,002
İnce-iri kum (SW)	0,011	0,009	0,007	0,005	0,003	0,002
İnce-orta kum (SW/SP)	0,013	0,010	0,008	0,006	0,004	0,003
İnce kum (SP)	0,015	0,013	0,010	0,008	0,005	0,003
İnce kum, eser miktarda ince-iri silt (SP-SM)	-	-	0,011	-	-	-
İnce kum, az ince-iri silt (SM)	0,017	0,014	0,012	0,009	0,006	0,003
İnce kum, biraz ince-iri silt (SM)	-	-	0,014	-	-	-

Konsolidasyon Oturması Hesaplamaları

Konsolidasyon deneyleri yapmanın amacı, zeminin gerilme-birim deformasyon özelliklerini tanımlamak suretiyle arazideki konsolidasyon oturmalarını önceden kestirebilmektir. Bu hesaplama işlemi, (C_c, C_r, e_0 ve σ_c' parametreleri şeklindeki) laboratuvar deney sonuçlarının arazi şartlarına izdüşürülmesi şeklinde yapılır.

Bu bölümdeki konsolidasyon oturması hesaplamaları ile ilgili açıklamalarda sadelik açısından sadece bir boyutlu konsolidasyon durumu göz önüne alınmıştır ve sadece nihai konsolidasyon oturması hesaplanacaktır. Bir boyutlu konsolidasyon zeminde sadece düşey birim deformasyonların oluşması anlamını taşır (yani, e_x=e_y=0). Dolguların ağırlığından ileri gelen oturmaların hesaplanmasında bu yaklaşım oldukça makuldur fakat, temeller üzerine gelen yüklerin neden olduğu oturmalar açısından durum öyle değildir. Bu konuya Bölüm 7'de tekrar dönülecektir. *Nihai konsolidasyon oturması* değeri konsolidasyon süreci sonundaki δ_c değeridir.

Normal Konsolide Zeminler ($\sigma'_{z0} \approx \sigma_c$'): Tanım itibariyle, $\sigma'_{z0} \approx \sigma_c$' olduğunda zemin normal konsolidedir. Bu nedenle, başlangıç ve bitiş durumları Şekil 3.10'daki gibi olup, sıkışabilirlik (C_c) bakir eğrinin eğimidir.

Nihai konsolidasyon oturmasını hesaplamak için; zemin katmanlara bölünür, her katman için oturma hesaplanır ve aşağıdaki gibi toplanır:

$$\delta_c = \Sigma \frac{C_c}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}}\right) \qquad (3.25)$$

Burada:

δ_c=zemin yüzeyindeki nihai konsolidasyon oturması

C_c=sıkışma indisi

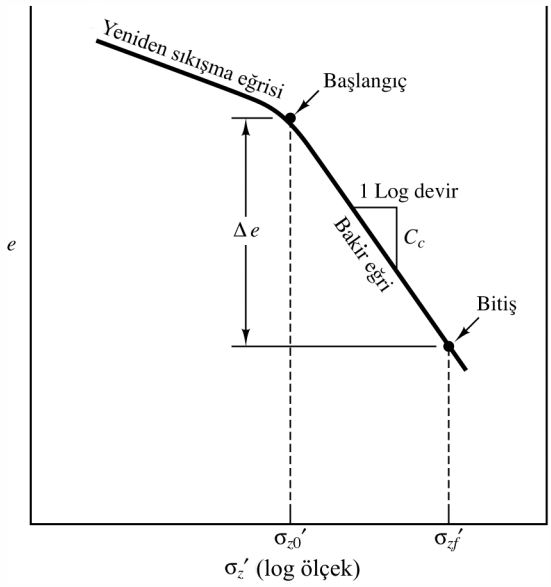
e_0=başlangıçtaki boşluk oranı

H=zemin katmanının kalınlığı

σ'_{z0}=başlangıçtaki düşey efektif gerilme

σ'_{zf} = nihai düşey efektif gerilmedir.

(2.5) eşitliğini kullanırken her katmanın ortasındaki σ'_{z0} ve σ'_{zf} değerlerini hesaplayınız.



Şekil 3.10 Normal konsolide zeminlerin konsolidasyonu.

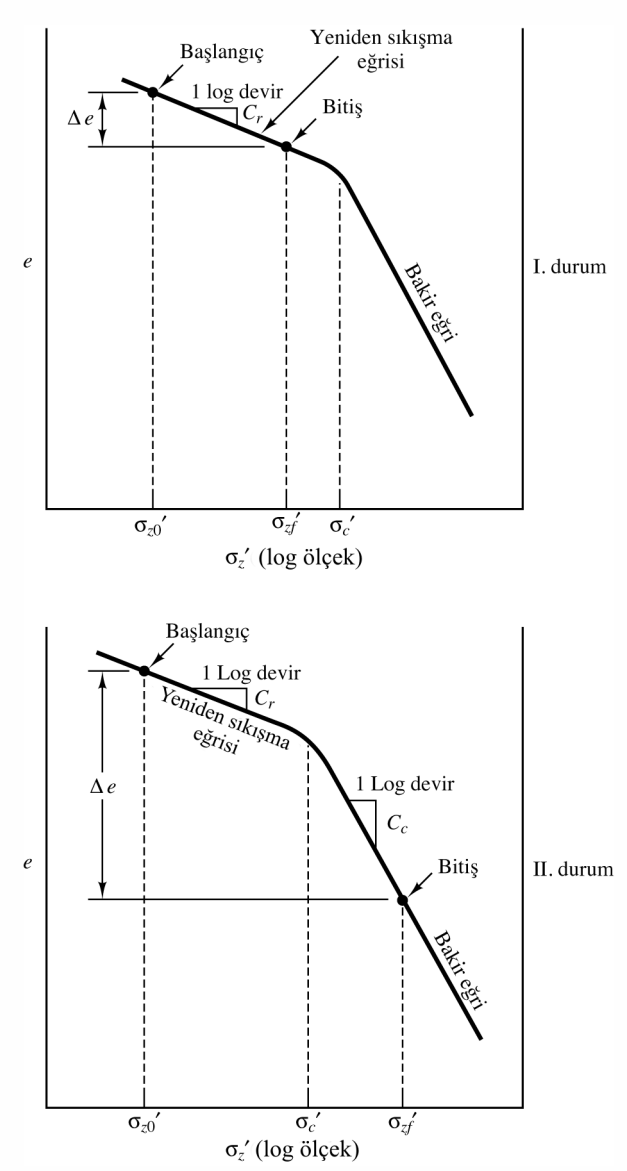
Aşırı Konsolide Zeminler – Durum I ($\sigma'_{z0} < \sigma'_{zf} \leq \sigma_c'$)*:* σ'_{z0} ve σ'_{zf} nün ikisinin de σ_c' nü aşmadığı durumda konsolidasyon sürecinin tamamı Şekil 3.11'de görüldüğü gibi yeniden sıkıma eğrisi üzerinde gerçekleşir. Böylece, sıkışma indisi (C_c) yerine yeniden sıkışma indisinin (C_r'nin) kullanılması durumu hariç, bu analiz normal konsolide zeminlerinki ile özdeştir:

$$\delta_c = \Sigma \frac{C_r}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}}\right) \tag{3.26}$$

Aşırı Konsolide Zeminler – Durum II ($\sigma'_{z0} < \sigma_c' < \sigma'_{zf}$)*:* Şekil 3.11'de olduğu gibi, konsolidasyon sürecinin yeniden sıkışma eğrisi üzerinde başlayıp bakir eğri üzerinde sona erdiği durumda, analizde C_c ve C_r'nin ikisi de kullanılmalıdır:

$$\delta_c = \Sigma \left[\frac{C_r}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}}\right) + \frac{C_c}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_c}\right) \right] \tag{3.27}$$

Jeolojik analize göre normal konsolide gibi görünen çoğu zeminler gerçekte az miktarda aşırı konsolide olduğundan (Mesri, Lo ve Feng, 1994), bu tür bir analiz oldukça yaygındır.



Şekil 3.11 Aşırı konsolide zeminlerin konsolidasyonu.

Nihai Konsolidasyon Oturması Analiz Prosedürü

Geniş alanları kaplayan dolguların ağırlığından kaynaklanan δ_c'yi hesaplamada aşağıdaki prosedürü kullanınız:

1. Zemin yüzeyinden başlayarak, her katman aynı jeolojik kökene sahip tek zemin türünden oluşacak şekilde zemin profilini katmanlara ayırınız. Sözgelimi, bir katman sıkı kumdan oluşurken, diğeri yumuşak-orta sert kil olabilir. Bu işlemi, sıkışabilir katmanların tümünü

geçene kadar (meselâ, temel anakaya veya bir katı zemine erişene kadar) yaparak aşağıya doğru devam ediniz. Her katman için birim ağırlığı (γ) tayin ediniz. Dikkat: Sondaj kayıtlarında genellikle kuru birim ağırlık (γ_d) ve su içeriği (w) verilir fakat, (3.3) eşitliğini kullanarak bu verilerden γ hesaplanabilir. Su tablasının yerini de belirleyiniz.

2. Her kil veya silt katmanı için en azından bir adet konsolidasyon deney sonucu (veya en azından bu sonuçlardan tahmin edilen değerler) olmalıdır. Daha önce tanımlanan teknikleri kullanarak her katmanın konsolidasyon derecesini bulunuz ve sonra $C_c/(1+e_0)$ ve/veya $C_r/(1+e_0)$'a karşılık gelen değerleri elde ediniz. Aşırı konsolide her katman için (3.23) eşitliğini kullanarak σ_m' nü hesaplayınız ve bu değerin katmanın her yerinde aynı olduğunu varsayınız. Normal konsolide zeminler için σ_m'=0 alınız.
3. Her kum veya çakıl katmanı için Tablo 3.7'deki bilgilere dayalı olarak bir $C_c/(1+e_0)$ veya $C_r/(1+e_0)$ değeri elde ediniz.
4. Diğer katmanlara kıyasla pratikte sıkışması mümkün olmayan temel kaya veya buzul tili gibi her katı katman için $C_c=C_r=0$ alınız.
5. Zemin yüzeyinden itibaren (yani, planlanan bir dolguyu göz önüne almaksızın) aşağı doğru ilerlemek suretiyle zemin profilini yatay katmanlara ayırınız. Yeni bir zemin türüne rastlanılan durumlarda yeni bir katmana geçiniz ve kalın olan zemin türünü çoklu katmanlara bölünüz. Hesaplamalar elle yapıldığında katmanların kalınlığı 2 ile 5 m arasında olmalıdır. Yüzeye yakın kesimde birim deformasyonların büyük olmasından dolayı bu kesimde daha ince katmanlar alınabilir. Bilgisayar proğramı ile yapılan hesaplamalarda tüm derinlik için çok daha ince katmanlar kullanılabilir ve biraz daha hassas sonuçlar elde edilebilir.
6. Her katmanın orta noktası için aşağıdaki parametreleri sıralayınız.

   Normal konsolide zemin için:

$$\sigma'_{z0}$$
$$\sigma'_{zf}$$
$$C_c/(1+e_0)$$
$$H$$

   Aşırı konsolide zemin için:

$$\sigma'_{z0}$$
$$\sigma'_{zf}$$
$$\sigma'_c = \sigma'_{z0} + \sigma'_m$$
$$C_c/(1+e_0)$$
$$C_r/(1+e_0)$$
$$H$$

   Sıkışmayan zeminler için bu parametrelerin bulunmasına gerek yoktur.

   σ'_{z0} ve σ'_{zf} nün hesaplanması normalde ciddi anlamda bir sızma kuvvetinin olmadığı durumdaki hidrostatik boşluk suyu basınçları kullanılarak yapılır. Bu kitapta ele alınan durumlar bu kabule göredir. Ancak, önceden mevcut aşırı boşluk suyu basınçları veya

önemli derecede sızma kuvvetlerinin bulunması durumunda bunların değerlendirmeye alınması gerekir. Bu işlem için, arazideki boşluk suyu basıncı ile ilgili olarak sağlıklı bilgi elde etmek amacıyla bazan piyezometre yerleştirmek gerekir.

7. (3.25), (3.26) veya (3.27) eşitliğini kullanarak her katman için konsolidasyon oturmasını hesaplayınız ve bunları toplayarak δ_c'yi elde ediniz. Her katmanda aynı denklemin kullanılmasının gerekli olmadığına dikkat ediniz. σ_c''nün σ_{z0}' den hafifçe büyük (ya da %20'den daha az) olması durumunda veya farkın sadece bu iki değerin değerlendirilmesi sırasındaki belirsizliklerden ileri gelen görünür aşırı konsolidasyondan oluştuğu durumda, zeminin tamamıyla aşırı konsolide olduğu anlaşılmayabilir. Böyle durumlarda (3.25) (normal konsolide) veya (3.27) (aşırı konsolide, durum II) eşitliğinden biri kullanılabilir.

Örnek 3.4

Profili Şekil 3.12'de verilen zemin üzerine 3,0 m kalınlığında bir dolgu yerleştirilecektir. A noktasından alınan zemin numunesi üzerinde yapılan konsolidasyon deneyinden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

C_c=0,40
C_r=0,08
e_0=1,10
σ_c'=70,0 kPa

Dolgunun ağırlığından dolayı zeminde oluşan nihai konsolidasyon oturmasını hesaplayınız.

Çözüm

$$\sigma_{zf}' = \sigma_{z0}' + \Delta\sigma_z$$
$$= \sigma_{z0}' + \gamma_{dolgu}(H_{dolgu})$$
$$= \sigma_{z0}' + (19{,}2\ \text{kN/m}^3)(3{,}0\ \text{m})$$
$$= \sigma_{z0}' + 57{,}6\ \text{kPa}$$

Numunenin alındığı derinlikteki başlangıç düşey gerilmesini hesaplayınız:

$\sigma_{z0}' = \Sigma\gamma H - u$

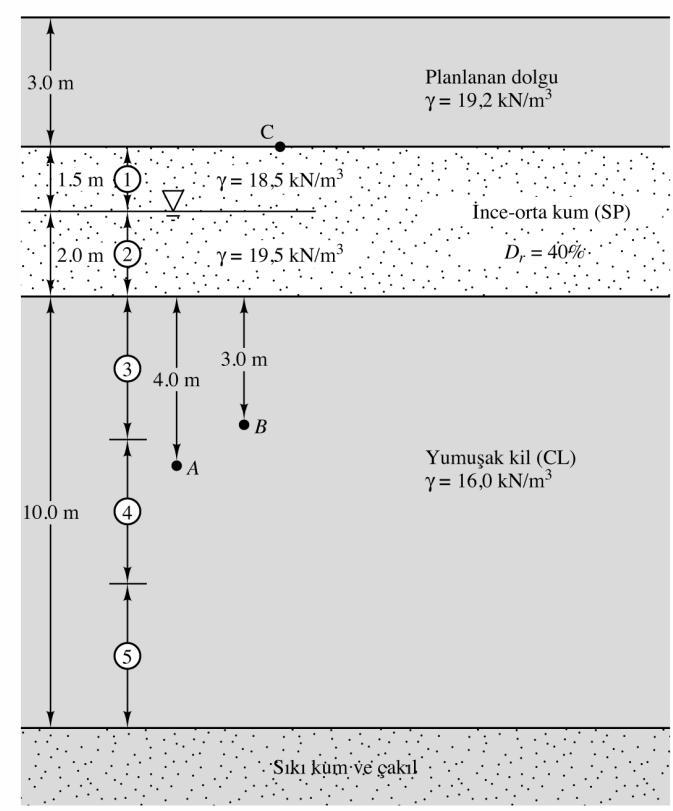
$=(18{,}5\ \text{kN/m}^3)(1{,}5\ \text{m})+(19{,}5\ \text{kN/m}^3)(2{,}0\ \text{m})+(16{,}0\ \text{kN/m}^3)(4{,}0\ \text{m}) - (9{,}8\ \text{kN/m}^3)(6{,}0\ \text{m})$

$=72{,}0$ kPa

$$\frac{C_r}{1+e_0} = \frac{0{,}40}{1+1{,}10} = 0{,}190$$

Numunede $\sigma_c' \approx \sigma_{z0}'$ olduğundan, normal konsolide bir zemindir.

Kum katmanı için Tablo 3.7'den $C_c/(1+e_0)$=0,008 değerini kullanınız.



Şekil 3.12 Örnek 3.4 için zemin profili.

Katman	H (m)	Katmanın orta noktasında σ'_{z0} (3.13) eşitliği	σ'_{zf} (kPa)	$\frac{C_c}{1+e_0}$	Denklem	$(\delta_c)_{nih}$ (mm)
1	1,5	13,9	71,5	0,008	3,25	8
2	2,0	37,4	95,0	0,008	3,25	6
3	3,0	56,4	114,0	0,19	3,25	174
4	3,0	75,0	132,6	0,19	3,25	141
5	4,0	96,7	154,3	0,19	3,25	154
					δ_c=	483

Yuvarlatma:

δ_c=480 mm ⇐ **Cevap**

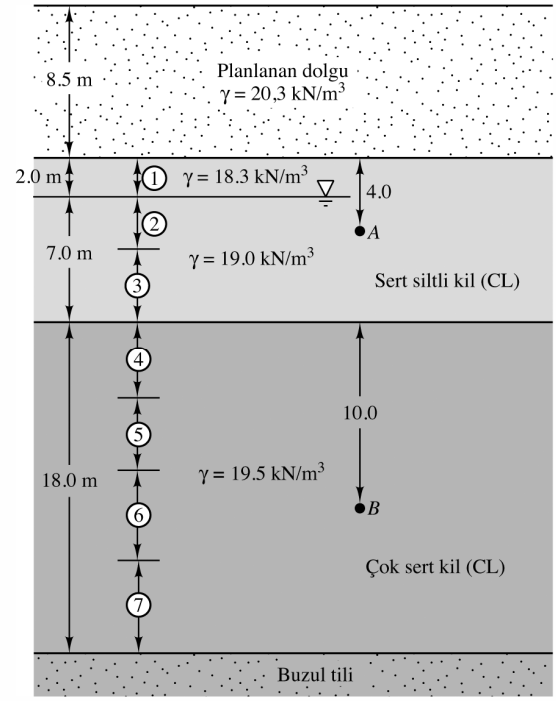
Su tablasının üstündeki ve altındaki zeminler için aynı analizin kullanılmış olduğuna ve ikisinin de doygun $C_c/(1+e_0)$ değerlerine dayalı olduğuna dikkat ediniz. Su tablası üstündeki zeminler muhtemelen daha az sıkışabilir olduğundan, bu yaklaşım tutucudur (en azından bu durumda biraz öyledir).

Örnek 3.5

Profili Şekil 3.13'de verilen zemin üzerine 8,5 m kalınlığında bir dolgu yerleştirilecektir. A ve B noktasından alınan zemin numunesi üzerinde yapılan konsolidasyon deneyinden aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

	A numunesi	B numunesi
C_c	0,25	0,20
C_r	0,08	0,06
e_0	0,66	0,45
σ_c'	101 kPa	510 kPa

Dolgunun ağırlığından dolayı zeminde oluşan nihai konsolidasyon oturmasını hesaplayınız.



Şekil 3.13 Örnek 3.5 için zemin profili.

Çözüm

$$\sigma'_{zf} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z$$
$$= \sigma'_{z0} + \gamma_{dolgu}(H_{dolgu})$$
$$= \sigma'_{z0} + (20{,}3\ \text{kN/m}^3)(8{,}5\ \text{m})$$
$$= \sigma'_{z0} + 172{,}6\ \text{kPa}$$

A numunesinde:

$$\sigma'_{z0} = \Sigma\gamma H - u$$
$$= (18{,}3\ \text{kN/m}^3)(2{,}0\ \text{m}) + (19{,}0\ \text{kN/m}^3)(2{,}0\ \text{m}) - (9{,}8\ \text{kN/m}^3)(2{,}0\ \text{m})$$

=55,0 kPa

$$\sigma'_{zf} = \sigma'_{z0} + \gamma_f H_f$$
=55,0 kPa+172,6 kPa
=227,6 kPa

$\sigma'_{z0} < \sigma_c'$ ve $\sigma'_{zf} > \sigma_c'$ olduğundan, zemin aşırı konsolide (durum II)'dir.

B numunesinde:

$$\sigma'_{z0} = \Sigma\gamma H - u$$
=[(18,3 kN/m³)(2,0 m)+(19,0 kN/m³)(7,0 m)+(19,5 kN/m³)(10,0 m)]
– (9,8 kN/m³)(17,0 m)
=198,0 kPa

$$\sigma'_{zf} = \sigma'_{z0} + \gamma_{dolgu} H_{dolgu}$$
=198,0 kPa+172,6 kPa
=370,6 kPa

$\sigma'_{z0} < \sigma_c'$ ve $\sigma'_{zf} \leq \sigma_c'$ olduğundan, zemin aşırı konsolide (durum I)'dir.

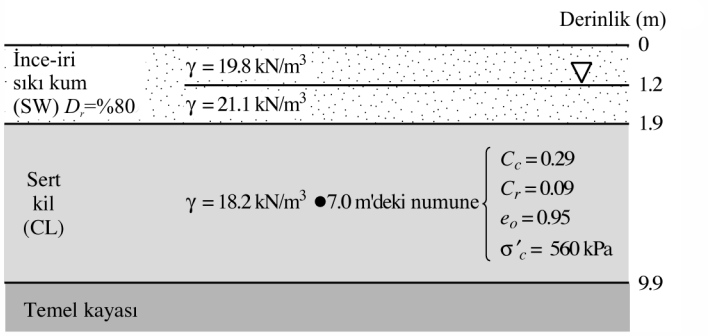
Katman	H (m)	Katmanın orta noktasında σ'_{z0}(kPa) (3.13) eşitliği	σ'_c (kPa) (3.21) eşitliği	σ'_{zf}(kPa)	$\frac{C_r}{1+e_0}$	$\frac{C_c}{1+e_0}$	Denklem	$(\delta_c)_{nih}$ (mm)
1	2,0	18,3	64,3	190,9	0,05	0,15	3,27	196
2	3,0	50,4	96,4	223,0	0,05	0,15	3,27	206
3	4,0	82,6	128,6	255,2	0,05	0,15	3,27	217
4	4,0	120,4	-	293,0	0,04	0,14	3,26	62
5	4,0	159,2	-	331,8	0,04	0,14	3,26	51
6	5,0	202,8	-	375,4	0,04	0,14	3,26	53
7	5,0	251,4	-	424,0	0,04	0,14	3,26	45
							δ_c=	830

δ_c=830 mm ⇐ **Cevap**

Sıkışmanın çoğunun aşırı konsolide durum II olan üst katmanlarda (yani, sıkışmanın bir kısmının bakir eğri boyunca) geliştiğine dikkat ediniz. Alt katmanın kalınlığının üsttekinin yaklaşık iki katı olmasına rağmen, aşırı konsolidasyonun durum I kategorisinde olmasından ve tüm sıkışmanın yeniden sıkışma eğrisi üzerinde olmasından dolayı ve ayrıca $\sigma'_{zf}/\sigma'_{z0}$ daha küçük olduğundan, daha az sıkışma meydana geldiğine dikkat ediniz.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

3.7 Profili Şekil 3.14'de verilen zemin üzerine 2 m kalınlığında bir dolgu yerleştirilecektir. Sıkıştırılmış dolgunun birim ağırlığı 19,5 kN/m³ olacaktır. Dolgunun ağırlığından dolayı zeminde oluşacak nihai konsolidasyon oturmasını hesaplayınız.



Şekil 3.14 Problem 3.7 için zemin profili.

3.6 DAYANIM

Yapısal temellller zeminde önemli derecede kayma gerilmeleri de oluşturmaktadır. Bu gerilmelerin kaya veya zeminin kayma dayanımını aşması halinde yenilme meydana gelir. Bu nedenle, kayma gerilmelerinin kayma dayanımından yeterince küçük olması için, bu kayma gerilmesi ve kayma dayanımının değerlendirilmesi ve temellerin buna göre tasarlanması gerekir.

Zemindeki Kayma Dayanımının Kaynakları

Çelik gibi yaygın olarak bulunan mühendislik malzemelerinin kayma dayanımı bu maddelerin moleküler yapısı tarafından kontrol edilir. Yenilme genellikle materyali bir arada tutan moleküler bağların kırılmasını gerektirir ve bu nedenle de bu bağların dayanımına bağlıdır. Örnek olarak, çeliğin moleküler bağları çok kuvvetli ve bu nedenle de kayma dayanımı yüksek iken, plastiğin bağları daha zayıf ve bu yüzden de kayma dayanımı daha düşüktür.

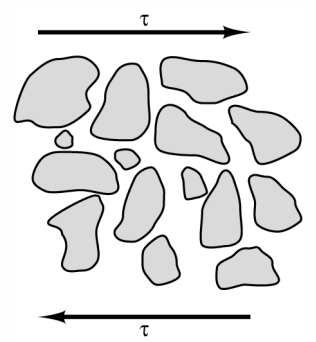
Ancak, zemindeki kayma dayanımını kontrol eden fiziksel mekanizmalar çok farklıdır. Zemin ayrık malzeme topluluğu olup, Şekil 3.15'de görüldüğü gibi, partiküller arasındaki gerilmeler bu partiküllerin birbiri üzerinde kayması veya yuvarlanmasını sağlayacak düzeyde olduğu zaman kesme yenilmesi oluşur. Münferit partiküllerin kırılması gerekli değildir. Bu nedenle, kayma dayanımı partiküllerin iç dayanımına değil de partiküller arasındaki etkileşimlere bağlıdır.

Sürtünme Dayanımı: Temel fizikteki klasik sürtünme problemlerine benzer. Kaymaya karşı koyan kuvvet Şekil 3.16'da görüldüğü gibi normal kuvvet ile sürtünme katsayısının (μ) çarpımına eşittir.

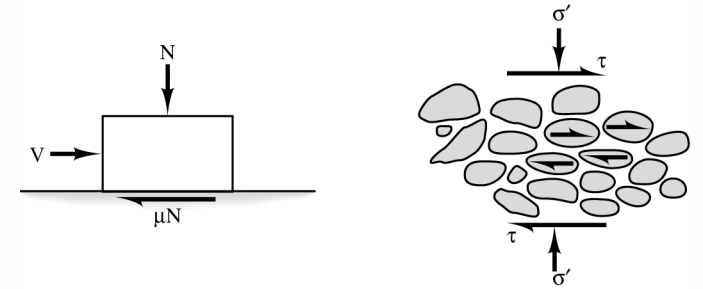
Ancak, geoteknik mühendisleri sürtünme katsayısı (μ) yerine *efektif sürtünme açısını* (ϕ') (veya *efektif içsel sürtünme açısını*) kullanarak sürtünme dayanımını tanımlamayı tercih etmektedir. Bu tanımlamada:

$$\phi' = \tan^{-1} \mu \qquad (3.28)$$

ϕ' nün değeri münferit partiküllerin ve bunlar arasındaki kenetlenmenin sürtünme özelliklerinin ikisine de bağlıdır. Bu özellikler, aşağıda verilenler de dahil olmak üzere pekçok faktörden etkilenir:



Şekil 3.15 Kayma yenilmesi zemindeki kayma gerilmelerinin zemin partiküllerini yuvarlayacak ve birini diğerine göre kaydıracak kadar büyük olduğu zaman gelişir.



Şekil 3.16 Kayan bir bloktaki sürtünme ile bir zemindeki sürtünme dayanımı arasında karşılaştırma.

- Mineraloji: Saf kuvarslardan oluşan kumların efektif sürtünme açısı tipik olarak 30 ile 36 derece arasındadır. Ancak, diğer minerallerin varlığı ϕ' nü değiştirebilir. Örnek olarak, kuvarsdan daha pürüzsüz olan mika minerali içeren kumların ϕ' değeri daha düşüktür. Bunlara *mikalı kum* denmektedir. Kil mineralleri tipik olarak çok daha zayıftır (saf montmorillonitte 4^o kadar küçük ϕ' değerleri ölçülmüştür).
- Şekil: Köşeli partiküllerin sürtünme açısı yuvarlak olanlardan çok daha yüksektir.
- Gradasyon: İyi derecelenmiş zeminlerde partiküller arasındaki kenetlenme daha fazla olup, zayıf derecelenmiş zeminlere kıyasla sürtünme açıları daha yüksektir. Örnek olarak, GW zeminlerin ϕ' değerleri GP zeminlere kıyasla tipik olarak yaklaşık 2^o daha büyüktür.
- Boşluk oranı: Zeminin keçiayaklı gibi bir silindir ile sıkıştırıldığı örnekteki gibi boşluk oranının azalması da kenetlenmeyi arttırmakta ve bu da daha yüksek ϕ' değerinin ortaya çıkmasını sağlamaktadır.
- Organik madde: Organik maddeler sürtünme açısındaki azalım dahil olmak üzere zeminlerde birçok probleme neden olmaktadır.

Suyun sürtünme dayanımı üzerindeki etkisi özellikle önemli olup, kayma yenilmelerinin çoğu yeraltı suyu şartlarındaki değişimlerden ileri gelmektedir. Ancak, çoğu kimse kayma dayanımında sudan kaynaklanan değişimlerin başlıca yağlama etkisinden oluştuğu yanılgısı

içindedir. Her ne kadar bazı kuru zeminlerdeki ıslanma süreci yağlanmaya neden olsa da, sonuçta ϕ' nde meydana gelen azalım çok küçüktür. Bazı durumlarda zemine su girmesi yağlamanın aksi bir etki oluşturmakta (Mitchell, 1993) ve ϕ' nde küçük bir artışa neden olmaktadır. Ne var ki, bu küçük etkilere odaklanma, yeraltı suyunun efektif gerilme (σ') üzerindeki etkisi gibi çok daha önemli süreçleri engelleme eğilimindedir.

Su tablası yükselirken boşluk suyu basıncı (u) artar ve efektif gerilme (σ') azalır. Bu durum, normal kuvvette (N) olduğu gibi sürtünme dayanımında da azalıma neden olur ve Şekil 3.16'daki kayan bloğun tabanında etkiyen sürtünme direncini (μN) azaltır. Bu durum, zeminlerde yeraltı suyunun sürtünme dayanımını etkileyişinin başlıca yoludur.

Kohezyon Dayanımı: Bazı zeminlerde efektif gerilme (σ') sıfır olduğu veya en azından sıfır gibi *göründüğü* zaman bile kayma dayanımı var olabilmektedir. Bu dayanıma *kohezyon dayanımı* denir ve *efektif kohezyon* (c') değişkeni kullanılarak tanımlanır. İki çeşit kohezyon dayanımı vardır: gerçek kohezyon ve görünür kohezyon (Mitchell, 1993).

Gerçek kohezyon tamamıyla zemin partikülleri arasındaki bağın bir sonucu olan kayma dayanımıdır. Bu bağ aşağıdaki faktörleri kapsar:

- *Çimentolanma* kalsiyum karbonat ($CaCO_3$) veya demir oksit (Fe_2O_3) gibi bağlayıcı faktörlerin varlığından ileri gelen kimyasal bir bağdır (Clough vd., 1981). Bu faktörlerin çok küçük miktarları bile önemli derecede kohezyon dayanımı oluşturabilir. Kaliş, ileri derecede çimentolanmış, kohezyon dayanımı büyük olan zemine bir örnektir. Çimentolanma ayrıca Portland çimentosu veya özel kimyasal maddeler kullanılarak yapay olarak da geliştirilebilir.
- *Elektrostatik ve elektromanyetik çekimler* partikülleri bir arada tutar. Ancak, bu kuvvetler çok küçük olup, zeminlerde muhtemelen önemli miktarda kayma dayanımı oluşturmazlar.
- *Birincil değerlik bağı* (*adezyon*) killer aşırı konsolide olduğunda gelişen bir çeşit soğuk kaynaktır.

Görünür kohezyon zemin partikülleri arasındaki bağın neden olduğu kayma dayanımı gibi görünmektedir fakat, gerçekte gizlenmiş olan sürtünme dayanımıdır. Görünür kohezyonun kaynakları aşağıda verilmiştir:

- Gerilme analizinde hesaba katılmayan *negatif boşluk suyu basınçları*. Bu negatif boşluk suyu basınçları su tablası üstündeki zeminlerde bulunur.
- *Genleşmenin neden olduğu negatif boşluk suyu basınçları*. Bazı zeminler makaslamaya maruz kaldığında genleşme veya genişleme eğilimindedir. Doygun zeminlerde bu genleşme, suyu boşluklara çeker. Ancak, bazı durumlarda makaslamanın hızı suyun akma hızından çok yüksektir (yani; boşluklar, suyu çekme hızından daha çabuk genişlemeye çalışmaktadır). Hidrolik iletkenliklerinin çok düşük olması dolayısıyla, bu durumun özellikle doygun killerde ortaya çıkması olasıdır. Bu durum gerçekleştiğinde zeminde büyük miktarlarda negatif aşırı boşluk suyu basınçları gelişebilir.
- *Görünür mekanik kuvvetler* partikül arası kenetlenmeden ileri gelir ve bu kenetlenmenin üstesinden gelmenin çok zor olduğu zeminlerde gelişir.

Geoteknik mühendisleri killeri tanımlarken genellikle "kohezyonlu zemin" terimini kullanmaktadır. Bu terim uygun gibi görünse de yanıltıcıdır (Santamarina, 1997). Killerdeki çoğu kohezyon dayanımı gerçekte negatif olan veya en azından hidrostatik basınçtan daha düşük olan boşluk suyu basıncından kaynaklanan görünür kohezyondur. Böyle zeminlerde "kohezyon dayanımını" fiziksel bir gerçeklik yerine, matematiksel bir idealleştirme olarak düşünmek belki de daha iyidir.

Çimentolanmış zeminlerde kohezyon dayanımı gerçekten de zemin partikülleri arasındaki bağı yansıtmaktadır. Ancak, diğer durumlarda dayanımın bu kaynağını ihmal etmek daha akıllıca olur. Örnek olarak, çimentolayıcı maddenin suda çözünebilir türden bir madde olması halinde, projenin ömrü içerisinde zeminin ıslanması durumunda bu madde kaybolabilir.

Kayma Dayanımı Analiz Yöntemleri

Kayma dayanımı analizleri yapmanın iki ana yöntemi vardır: Efektif gerilme analizi ve toplam gerilme analizi. Temel tasarımında iki analiz yöntemi de kullanılmaktadır.

Efektif Gerilme Analizi: Su ve hava fazlarının kayma dayanımı olmadığından, bir zemindeki kayma dayanımı sadece katı partiküller tarafından geliştirilir. Bu nedenle, katı partiküllerin taşıdığı toplam gerilmenin (σ) bir kısmını oluşturmasından dolayı, dayanım problemlerini değerlendirmede efektif gerilmenin (σ') kullanılması daha makul bir yol gibi görünmektedir. Efektif gerilme analizini kullanırken, kayma dayanımı tanımı *Mohr-Coulomb yenilme kriteri* kullanılarak yapılır:

$$s = c' + \sigma' \tan\phi' \qquad (3.29)$$

Burada,

s=kayma dayanımı
c'=efektif kohezyon
σ'=kayma yüzeyine etkiyen efektif gerilme
ϕ'=efektif sürtünme açısıdır.

Belirli bir zeminin c' ve ϕ' değerleri bu bölümde ele alındığı gibi genellikle özel laboratuvar deneylerinden elde edilir.

Toplam Gerilme Analizi: Efektif gerilmeye dayalı analizler sadece arazide efektif gerilmelerin hesaplanabildiği durumda mümkündür. Sadece hidrostatik boşluk suyu basıncının olduğu durumda bu işlem son derece kolaydır fakat, aşırı boşluk suyu basıncı olduğu zaman çok karmaşık olabilir. Örnek olarak, doygun kil üzerine bir temel inşa edildiğinde uygulanan yük, daha önce açıklandığı gibi zeminde aşırı boşluk suyu basıncı oluşturur. Ayrıca, bazı zeminler makaslamaya uğradığı zaman da aşırı boşluk suyu basıncı gelişmektedir. Bu aşırı boşluk suyu basınçlarının hesaplanması genellikle imkansızdır. Ne yazık ki, boşluk suyu basıncının hesaplanamadığı durumda efektif gerilmenin büyüklüğünün bilinmesi ve dolayısıyla (3.29) eşitliğinin çözülmesi mümkün değildir.

Geoteknik mühendisleri bu güçlüklerden dolayı problemleri bazan efektif gerilme yerine toplam gerilmeye dayalı olarak çözmek durumunda kalmaktadır. Bu yaklaşım, laboratuvar

verilerinin toplam gerilmeye indirgenmesini ve bu verileri c_T ve ϕ_T parametreleri cinsinden ifade etmeyi kapsar. (3.29) eşitliği bu durumda aşağıdaki gibi yeniden yazılabilir:

$$s=c_T+\sigma \tan\phi_T \qquad (3.30)$$

Burada,

s=kayma dayanımı
c_T=toplam kohezyon
σ=toplam gerilme
ϕ_T=toplam sürtünme açısı

Bu yöntemde, laboratuvarda gelişen boşluk suyu basıncının arazide gelişen ile aynı olduğu varsayılır ve dolaylı olarak c_T ve ϕ_T 'ye dahil edilir. Bu varsayım, analizde bazı hatalara neden olur fakat, arazideki aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğünün hesaplanamadığı zaman arzu edilmeyen bir gereklilik haline gelir.

Hacim Değişimleri ve Aşırı Boşluk Suyu Basınçları

Yapısal yüklerdekine benzer yüklerin zemine yerleştirilmesi sonucunda oluşan normal gerilme ve kayma gerilmesi, zemin boşluklarının genişlemesine veya daralmasına neden olur. Zeminin doygun olması durumunda bu genişleme veya daralma, daha önce açıklandığı gibi aşırı boşluk suyu basınçları oluşturur. Ancak, aşırı boşluk suyu basınçlarının bu şekilde birikmesi, suyu gözeneklerden dışarı itmeye zorlayan ve bu basınçların sönümlenmesine neden olan bir hidrolik eğim oluşturur. Böylece, aynı anda etkiyen iki süreç söz konusudur: başlıca yükleme hızına bağlı olan aşırı boşluk suyu basıncının birikmesi ve bu basınçların drenaj hızına bağlı olarak sönümlenmesi.

Geoteknik mühendisleri bu iki süreci genellikle iki drenaj şartını göz önüne alarak hesaplamaktadır: drenajlı şartlar ve drenajsız şartlar.

Drenaj hızının yükleme hızından büyük olması durumunda aşırı boşluk suyu basıncı düşük ve kısa süreli olur. Bu duruma *drenajlı şart* denir. Yükleme hızının çok düşük, drenaj hızının çok yüksek veya her ikisinin mevcut olduğu durumda gelişir. Şekil 3.17a'da drenajlı şartlarda değişik parametrelerin zamana göre değişimi görülmektedir.

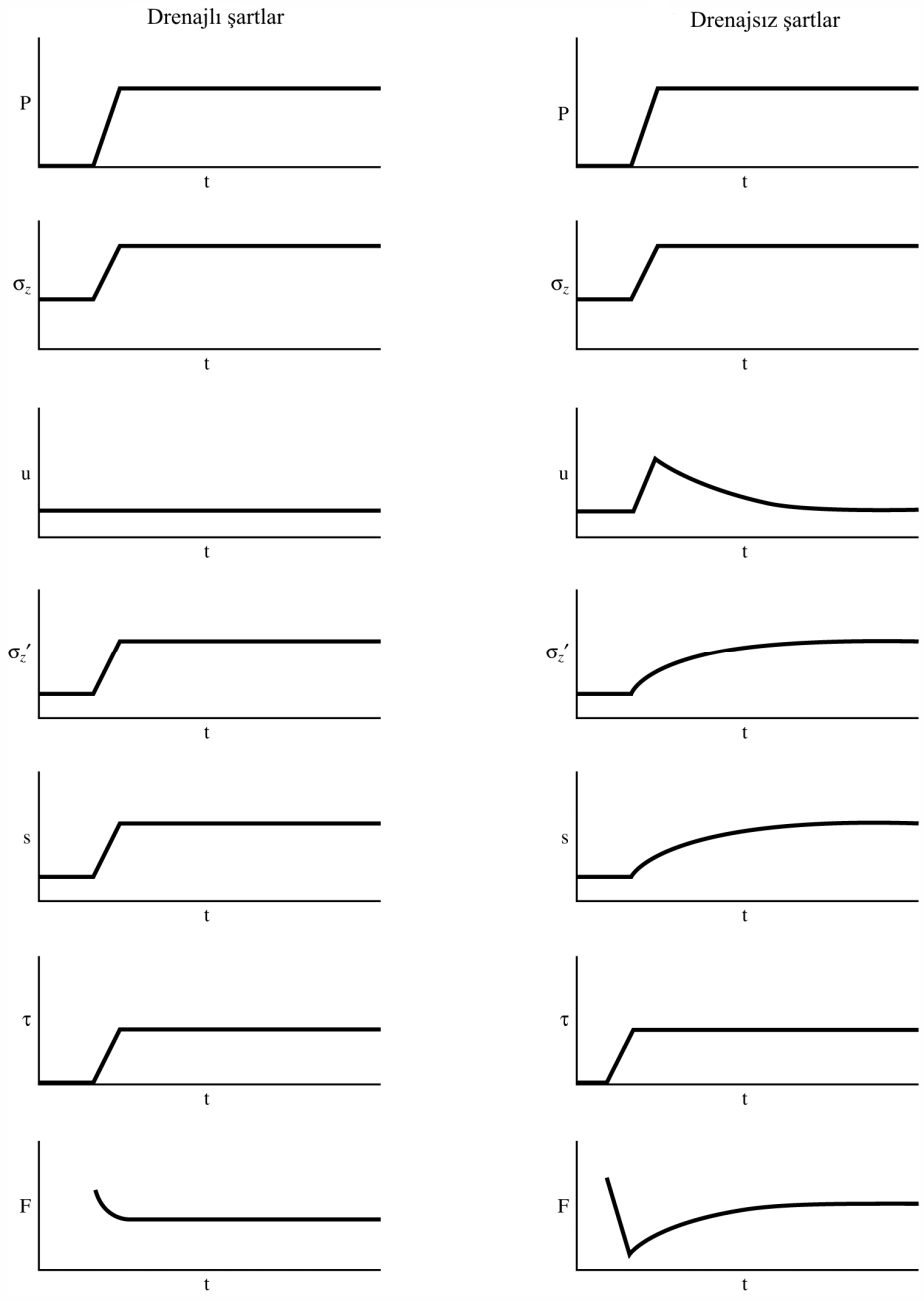
Drenajlı şartların mevcut olduğu durumda boşluk suyu basıncının her zaman hidrostatik boşluk suyu basıncına eşit olduğu varsayılır ve (3.29) eşitliği ile hesaplanabilir. Bu işlem hem çok elverişlidir hem de hesaplamaları sadeleştirmektedir.

Yukarıdaki durumun aksine, drenaj hızının yükleme hızından düşük olması durumunda zeminde önemli derecede aşırı boşluk suyu basıncı gelişir. *Drenajsız şart* denen bu durum Şekil 3.17b'de tanımlanmıştır. Yükün çok çabuk uygulandığı veya zemin drenajının çok yavaş olduğu durumda gelişir.

Aşırı boşluk suyu basınçlarının hesaba katılması gerekliliğinden dolayı drenajsız şartın analizi daha zordur. Daha sonra ele alındığı gibi, bu işlem doğrudan veya dolaylı olarak yapılabilir.

Doygun Kumların ve Çakılların Kayma Dayanımı

Kum ve çakıllarda hidrolik iletkenliğin çok yüksek olmasından dolayı drenaj hızı yüksektir. Başka bir deyişle, bu zeminlerde gelişebilecek herhangi aşırı boşluk suyu basıncı, suyun bu zeminlerde çabuk ve kolay akışı nedeniyle çabucak sönümlenir. Ayrıca, temeller



Şekil 3.17 Doygun bir zeminde *P* yüküne maruz kalan bir noktada normal gerilmede (σ) ve kayma gerilmesinde (τ), kayma dayanımında (*s*) ve emniyet faktöründe zamana bağlı olarak meydana gelen değişimlerin drenajlı ve drenajsız şartlarda karşılaştırılması.

üzerine yüklenen yüklerin çoğu genellikle birkaç gün veya haftalık süre içinde yüklenen ölü ve hareketli yüklerdir. Bu yükleme hızı kum ve çakıllardaki drenaj hızından çok daha yavaştır. Bu nedenle, kumlar ve çakıllar üzerinde temel tasarımı yaparken hemen hemen her durumda drenajlı şartların olduğu varsayılır. Bundan dolayı, (3.27) eşitliğinde tanımlandığı gibi, boşluk suyu basıncı hidrostatik boşluk suyu basıncına eşit olup, (3.13) eşitliğini kullanarak düşey efektif gerilmenin hesaplanması mümkündür.

Efektif kohezyon (c') ve efektif sürtünme açısı (ϕ') (bu bölümün sonlarında açıklandığı gibi) laboratuvar deneylerinden veya (Bölüm 4'de açıklandığı gibi) arazi deeylerinden elde edilir. Temiz veya siltli kumlar ve çakıllar (USCS grup sembolleri SM, SP, SW, GM, GP ve GW) için c'=0 alınması en doğru yoldur. Killi kum ve çakıllarda (grup sembolleri SC ve GC) bir miktar kohezyon mevcut olabilir fakat, arazide mevcut olmayabileceği düşünülerek, dikkatli bir şekilde kullanılmalıdır. Şekil 3.18'de ϕ' nün tipik değerleri verilmiş olup, laboratuvar ve arazi deney sonuçları ile karşılaştırılabilir.

Son olarak, σ', c' ve ϕ' değerleri bulunduktan sonra (3.29) eşitliği kullanılarak kayma dayanımı hesaplanabilir.

Doygun Killerin ve Siltlerin Kayma Dayanımı

Killerin hidrolik iletkenliği kumlarınkinin yaklaşık olarak milyonda biri kadardır. Bu nedenle, bu zeminlerdeki drenaj hızı çok yavaş olup, yükleme hızına kıyasla çok düşüktür. Bu yüzden, bu tür zeminlerde tipik olarak drenajsız şartlar söz konusudur. Bunun anlamı, yükleme sırasında ve hemen sonrasında bu zeminlerde önemli derecede aşırı boşluk suyu basınçları oluşması demektir. Bu aşırı boşluk suyu basınçları Şekil 3.17b'de görüldüğü gibi sonuçta sönümlenmektedir.

Siltlerin hidrolik iletkenliği killerinkinden büyüktür fakat, yine de kumlarınkinden çok küçüktür. Bir kez daha ifade etmek gerekir ki, aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesi için daha kısa süre gerekli ise de, bu zeminlerde de drenajsız şartlar hakimdir.

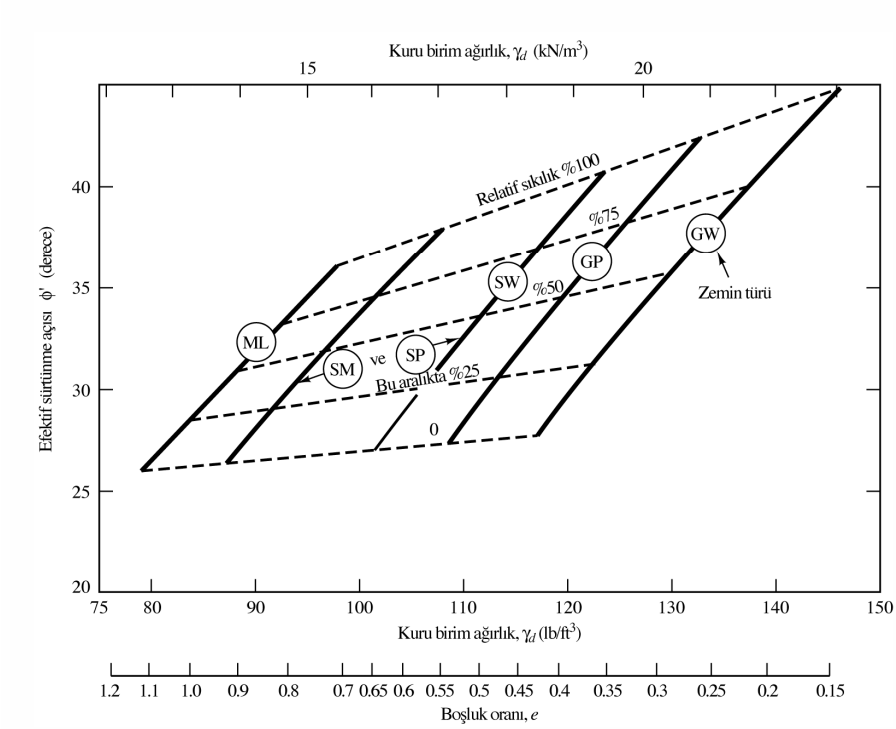
Bu aşırı boşluk suyu basınçlarının etkisini anlamak için, Şekil 3.17'deki ikili grafikleri (3.13) ve (3.29) eşitlikleri ile karşılaştırınız. P yükü uygulanırken iki durumda da düşey toplam gerilme (σ_z) ve kayma gerilmesi (τ_z) artar. Drenajlı şartlarda düşey efektif gerilme (σ_z') ve kayma dayanımının (s) ikisi birlikte σ_z ile aynı anda artar. Böylece, τ ve s yüklemenin sonunda pik değerlerini alır.

Ancak, drenajsız şartlarda aşırı boşluk suyu basıncının geçici varlığı (u grafiğindeki pik) kayma dayanımı artışında bir gecikmeye neden olur. Yükleme sonunda τ'nun pik değerine ulaşmasına rağmen s halen düşük olup, emniyet faktöründe (F) geçici bir düşmeye neden olur. Sonra, aşırı boşluk suyu basıncı sönümlenirken s ve F birlikte yükselmeye başlar.

Yenilme için en muhtemel zaman, inşaattan hemen sonraki (yani, F'nin minimum olduğu) andır. Bu nedenle, temeller normalde bu kritik an için belirli bir minimum emniyet faktörü ile tasarlanır. Bunu başarmak için, aşırı boşluk suyu basıncının ya doğrudan ya da dolaylı olarak göz önüne alınması gerekir.

Prensip olarak, aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğünün tanımlanabilmesi ve inşaattan hemen sonra kayma dayanımını hesaplamak için (3.7), (3.8) (3.13) ve (3.29) eşitliklerinin kullanılabilmesi gerekir. Bu yönteme efektif gerilme analizi denir. Bundan sonra,

elde edilen bu kayma dayanımı, minimum kabul edilebilir emniyet faktörünü veren temel tasarımı için baz olarak alınabilir. Ne yazık ki, özellikle aşırı konsolide zeminlerde u_e'nin büyüklüğünü tanımlamak çok zor olduğundan, bu yöntem çoğu temel projeleri için ekonomik anlamda kullanışlı değildir.



Şekil 3.18 Plastik ince tane içermeyen kum, çakıl ve siltler için tipik ϕ' değerleri (U.S. Navy, 1982a'dan uyarlanmıştır).

Bu problemden dolayı mühendisler normalde toplam gerilme analizine başvurur ve (3.30) eşitliğini kullanarak kayma dayanımını hesaplar. Bu denklem, efektif gerilme yerine toplam gerilme cinsinden yapılan laboratuvar deney verilerinin değerlendirilmesinden tanımlanan c_T ve ϕ_T'ye dayanır. Aşırı boşluk suyu basıncı etkilerinin dolayılı olarak bu değerlere dahil olduğu kabul edilir. Sonra, arazideki aşırı boşluk suyu basıncının laboratuvardaki ile aynı olduğu varsayılır ve aşırı boşluk suyu basıncının büyüklüğünün bilinmesine gerek kalmaksızın (3.30) eşitliği arazi şartlarına uygulanır.

Zeminin tamamıyla doygun ve tamamen drenajsız olduğu durumda yeni uygulanan yüklerin tamamı boşluk suyu tarafından taşındığından ve σ' veya s'yi değiştirmediğinden (ϕ'>0 bile olsa) ϕ_T=0'dır. (3.30) eşitliğindeki ikinci terim düştüğünden ve artık σ'nın hesaplanmasına gerek kalmadığından bu yöntem çok kullanışlıdır. Bu işleme ϕ=0 analizi ve kayma dayanımına da drenajsız kayma (s_u) dayanımı denir (burada s_u=c_T). s_u'nun tipik değerleri Tablo 3.8'de verilmiştir. Bu değerler kesin olmayan analizlerde veya laboratuvar deney sonuçlarının kontrol edilmesinde kullanılabilir.

Tablo 3.8 Kohezyonlu zeminlerin kıvamı ile drenajsız kayma dayanımı arasındaki ilişki (Terzaghi ve Peck, 1967 ile ASTM D2488-90'dan uyarlanmış ve izin alarak kullanılmıştır).

Kıvam	Drenajsız kayma dayanımı, s_u (lb/ft²)	(kPa)	Görsel tanımlama
Çok yumuşak	<250	<12	Başparmak 1 inç (25 mm)'den fazla batabilir
Yumuşak	250 – 500	12 – 25	Başparmak yakaşık 1 inç (25 mm) batabilir
Orta	500 – 1000	25 – 50	Başparmak vasat bir çaba ile batırılabilir
Katı	1000 – 2000	50 – 100	Başparmak zemine yaklaşık ¼ inç (8 mm) batar
Çok katı	2000 – 4000	100 – 200	Başparmak zemine batmaz, fakat tırnakla kolaylıkla çentilebilir
Sert	>4000	>200	Başparmak tırnağı ile güçlükle çentilir veya başparmak tırnağı ile çentilemez

Laboratuvar veya arazi deney sonuçlarına dayalı olarak her drenajsız katman için genellikle uygun bir s_u değeri tayin edilir. Geoteknik analiz yöntemlerinin çoğunda bu s_u değeri doğrudan kullanılmaktadır. Diğer analiz yöntemleri kayma dayanımı tanımının c ve ϕ değerleri kullanılarak yapılmasını gerektirir. Bahsedilen bu son yöntem kullanılırken $c=s_u$ ve $\phi=0$ alınır.

Bir zemin katmanı homojen bile olsa s_u gerçekte o katmanın tamamında muhtemelen sabit değildir. Bir zemin katmanının alt kesimleri üzerine gelen daha büyük yüklerden dolayı konsolide olması ve bu şekilde kayma dayanmının yüksek olması nedeniyle s_u genellikle derinlikle birlikte artmaktadır. Sığ kesimler belirli bir zaman aralığında kurumuş ve kabuk oluşturmuş ise bu katmanların kayma dayanımı da yüksek olabilir. Son olarak, zeminlerde doğal olarak bulunan ve tekdüzeliği bozan unsurlar s_u 'da değişimlere neden olur. Ya bir ortalama değer alınarak veya zemini daha küçük katmanlara ayırarak bu değişiklikler dikkate alınmış olur.

Doygun Ara Zeminlerin Kayma Dayanımı

Buraya kadar anlatılan konularda zeminler belirgin kategorilere ayrılarak ele alnmıştır. Kumlar ve çakıllarda statik yükleme sırasında aşırı boşluk suyu basıncı gelişmez ve bu zeminlerin değerlendirilmesi efektif gerilme analizi ve hidrostatik boşluk suyu basınçları kullanılarak yapılabilir. Bunun aksine, siltler ve killerde aşırı boşluk suyu basıncı gelişir ve bu zeminler için daha dikkatli bir analiz gereklidir. Bu zeminlerde hassasiyet ve akma problemleri de olabilir. "Gerçek" zeminlerin çoğu bu iki kategoriden birine tam olarak uysa bile, diğer bazı zeminler bu iki uç arasında bir yerde davranış sergileyebilir. Bunların davranışı tipik olarak drenajlı ile drenajsız şartlar arasında bir yerdedir (yani, bu zeminlerde bir miktar aşırı boşluk suyu basıncı gelişse de killerdeki kadar değildir).

Aralarında kesin sınırlar olmasa da, bu ara zeminler birleşik sınıflamada tipik olarak SC, GC, SC-SM veya GC-GM ile birlikte bazı SM, GM ve ML türü zeminleri kapsamaktadır. Mühendislik analizlerindeki belirli kayma dayanımı değerlendirmeleri, zemin dayanımı ilkelerinin tamamının anlaşılmasınından hareketle çok daha fazla mühendislik yargısını gerektirir. Şüpheli durumlarda bu zeminleri siltler ve killer için tanımlanan teknikler ile değerlendirmek genellikle tutucu bir yaklaşımdır.

Doygun Olmayan Zeminlerin Kayma Dayanımı

Buraya kadar ele alınan konularda doygun (S=%100) olan zeminler üzerinde durulmuştur. Doygun olmayan (S<%100) zeminlerin dayanımı daha büyük olmakla birlikte değerlendirilmesi daha zordur. Ne var ki, pekçok mühendislik projesinde bu tür zeminler ile karşılaşılmaktadır ve bunları değerlendirmek için geoteknik mühendislerinin bazı yöntemlere ihtiyacı vardır. Bu konu halen devam etmekte olan bir araştırmanın ana temasını oluşturmaktadır (Fredlund ve Rahardjo, 1993) ve bu tür zeminler için doygun zeminlerdeki gibi oturmuş uygulama standartları bulunmamaktadır.

Doygun olmayan zeminlerde ilave dayanımın bir kısmı negatif boşluk suyu basıncından ileri gelmektedir. Bu negatif boşluk suyu basınçları efektif gerilmeyi arttırmakta ve böylece kayma dayanımını yükseltmektedir. Ancak, bu ilave dayanım çok küçük olup, zeminin ısanmasıyla birlikte kolaylıkla kaybolur.

Geoteknik mühendisleri tasarımları genellikle doygun olmayan zeminlerin gelecekte ıslanacağı varsayımına göre yapmaktadır. Bu ıslanma; yükselen bir su tablasından, kötü yüzey drenajından, kırılan boru hatlarından veya diğer nedenlerden kaynaklanabilir. Bu nedenle, laboratuvarda dayanım deneyleri yapılmadan önce zemin numuneleri genellikle doyurulur (veya en azından suda bekletilir). Bunda amaç, görünür kohezyonun ortadan kaldırılması ve böylece "en kötü" arazi şartlarını benzeştirmektir. Bundan sonraki aşamada, mevcut konumuna kıyasla önemli derecede yükselebilen su tablasının muhtemel en yüksek konumu tanımlanır ve buna göre pozitif boşluk suyu basıncı hesaplanır. Son olarak, su tablası üstündeki zeminlerde u=0 olduğu varsayılır.

Laboratuvardaki Kayma Dayanımı Deneyleri

Laboratuvar veya arazi deneylerinden kayma dayanımı parametreleri c' ve ϕ' (ya da c_T ve ϕ_T) tanımlanabilir. Yaygın olarak kullanılan laboratuvar deneylerinden bazıları bu altbölümde; arazi deneyleri de Bölüm 4'de ele alınmıştır.

Zeminlerin kayma dayanımını ölçmede yaygın olarak kullanılan birkaç laboratuvar deneyi vardır. Bunarın herbirinin avantajlı veya dezavantajlı yönleri olup, tüm durumlara uyan tek bir deney yoktur. Bir deney yöntemini seçerken aşağıdakiler de dahil olmak üzere çok sayıda etmen göz önüne alınır:

- Zemin türü
- Başlangıçtaki su içeriği ve (varsa) zemini doyurma gerekliliği
- Gerekli drenaj şartları (drenajlı veya drenajsız)

Doğrudan Kesme Deneyi: Bir zeminin kayma dayanımını ölçen ilk kişi, Fransız mühendis Alexandre Collin olabilir (Head, 1982). Collin'in 1846'da yaptığı deneyler bugünkü doğrudan kesme deneyine benzemektedir. Şimdi bildiğimiz deney (ASTM D3080) yirminci yüzyılın ikinci yarısında birkaç kişi tarafından son şekline sokulmuştur.

Şekil 3.19'da görülen düzenekte tipik olarak 60 ile 75 mm çapındaki silindirik numuneler kullanılmakta ve belirli efektif gerilmelere maruz bırakılmaktadır. Kayma gerilmesi daha sonra yavaşça arttırılmakta ve bu artış, şekilde görülen yüzey boyunca yenilme meydana gelene kadar devam etmektedir. Deney normalde aynı zemine ait yeni numuneler

üzerinde üç takım efektif gerilme ve kayma dayanımı ölçümleri elde edilene kadar tekrarlanır. Bu verilerin grafiğe aktarılmasıyla kohezyon (c) ve sürtünme açısı (ϕ) elde edilir.

Doğrudan ksme deneyinin üstün yönü, basit ve maliyetinin düşük oluşunun yanında kumlarda drenajlı dayanıma gerek duyulduğunda uygun deney yöntemi oluşudur. Killerin drenajlı dayanımını elde etmededе kullanılabilir fakat, drenaj şartlarını kontrol etmede deneyin hızını değiştirmekten başka imkân olmadığından, deneyin verdiği sonuçların güvenilirliği düşüktür. Doğrudan kesme deneyinin bir dezavantajı, yenilme yüzeyinin zeminde en zayıf zonda oluşma yerine belirli bir düzlem üzerinde gelişmeye zorlanması ve numunede üniform olmayan birim deformasyonlara neden olur ki, bu durum birim deformasyon yumuşaması gösteren zeminlerde hatalı sonuçlara yol açar.

Örnek 3.6

Doygun bir zemin üzerinde serî şeklinde üç adet doğrudan kesme deneyi yapılmıştır. Her deney 2,375 inç çapında ve 1,00 inç yüksekliğindeki numune üzerinde yapılmıştır. Deney, drenajlı şartlar oluşacak kadar düşük bir hızda yapılmıştır. Deneyden elde edilen sonuçlar şu şekildedir:

Deney No.	Normal yük (lb)	Yenilmedeki kesme yükü (lb)
1	75	51
2	150	110
3	225	141

Çözüm

$$A = \frac{\pi D^2}{4} = \frac{\pi(2{,}375\,\text{in})^2}{4}\left(\frac{1\,\text{ft}^2}{144\,\text{in}^2}\right) = 0{,}0308\,\text{ft}^2$$

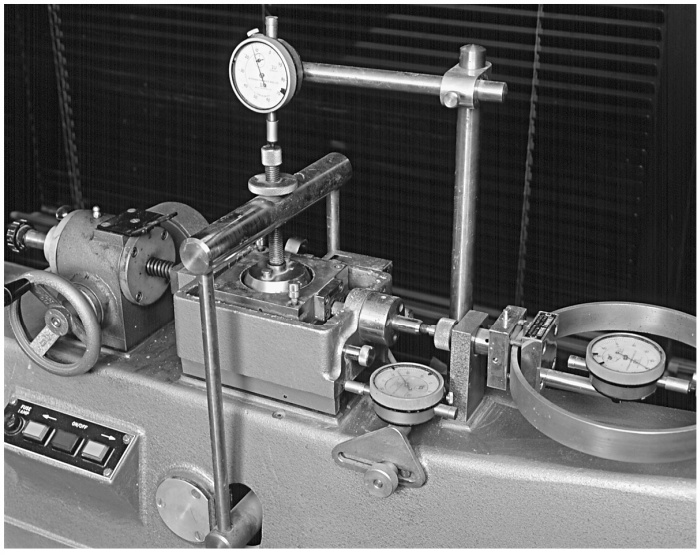
Bu alana ve ölçülen kuvvetlere dayalı olarak:

Deney No.	σ' (lb/ft^2)	τ (lb/ft^2)
1	2435	1656
2	4870	3571
3	7305	4578

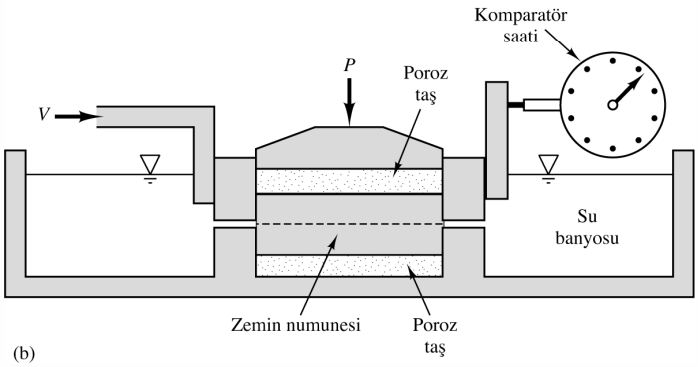
Bu veriler Şekil 3.20'de grafiğe aktarılmıştır. Verilerin mükemmel bir çizgi oluşturmadığı görülmektedir. Bu durum başlıca deney hatalarından, üç örnekteki küçük farklılıklardan, gerçek doğrusal olmayışlıktan (true nonlinearity) ve diğer faktörlerden ileri gelmektedir. Verilere en iyi uyacak doğru çizilerek c'=400 lb/ft^2 ve ϕ'=31^o bulunmuştur. Dikkat: doğrudan kesme deneyi devam ederken makaslama alanı değişir ve daha kapsamlı bir analizde bu değişimin göz önüne alınması gerekir. Ancak, bu değişimin sonuçlar üzerindeki etkisinin küçük olmasından ve bu etkiyi hesaba katmamanın biraz da tutucu bir yaklaşım olmasından dolayı mühendisler genellikle bu değişimi dikkate almamaktadır.

Serbest Basınç Deneyi: Şekil 3.21a'da görülen serbest basınç deneyinde (ASTM D2166) uzun ve silindirik bir kohezyonlu zemin kullanılır ve numuneye eksenel yük uygulanır. Drenajsız şartları muhafaza etmek bakımından bu yük çabukça uygulanır (yani, yenilme işlemi bir-iki dakikada gerçekleşir).

Deneyin başlangıcında bu eksenel yük ve zemindeki gerilmeler sıfırdır. Yük artarken, Şekil 3.22'deki Mohr dairelerinde görüldüğü gibi zemin yenilene kadar zemindeki gerilmeler de artar. Zemin, bası gerilmesi altında yenilir ve deney sonuçları çoğunlukla basınç dayanımı[2] şeklinde ifade edilir. Gerçekte zemin Şekil 3.21'de görüldüğü gibi verev düzlem üzerindeki makaslama şeklinde yenilir. Deney ilerledikçe numunenin kesit alanı büyür ve yenilme anında (A_f) şu şekilde olur:



(a)



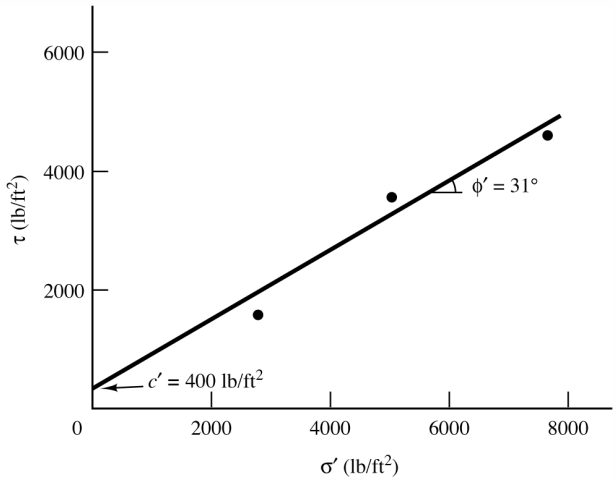
(b)

Şekil 3.19 (a) Doğrudan kesme deney düzeneği. Numune, üstteki komparatör saatinin tam altında ve numune muhafazası içindedir, (b) Zemin numunesini ve kesme eylemini gösteren, numune muhafazasından geçen enine kesit.

$$A_f = \frac{A_0}{1-\varepsilon_f} \tag{3.31}$$

Drenajsız kayma dayanımı, s_u:

$$s_u = \frac{P_f}{2A_f} \tag{3.32}$$



Şekil 3.20 Doğrudan kesme deneyi sonuçları.

Burada,

A_f=Yenilme anındaki kesit alanı

A_0=Başlangıçtaki kesit alanı

ε_f=Yenilme anında eksenel birim deformasyon

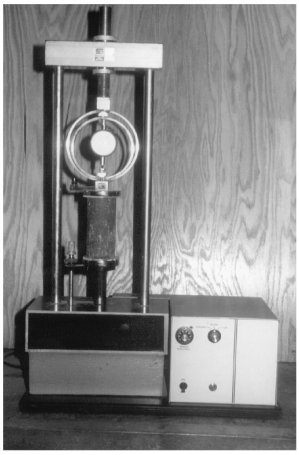
s_u=Drenajsız kayma dayanımı

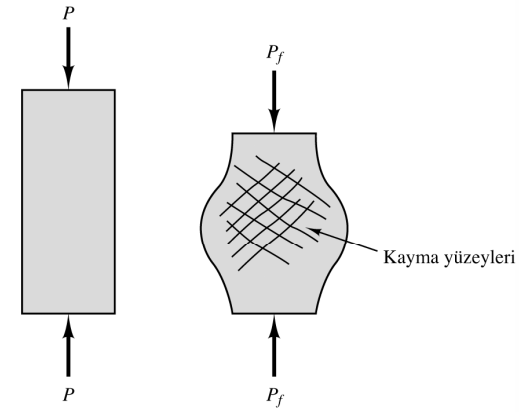
P_f=Yenilme anındaki eksenel yüktür.

Bu deney düşük maliyetli ve kullanımı yaygındır. Yenilmeyi daha önceden belirlenmiş bir düzlem üzerinde oluşmaya zorlamaz ve bundan dolayı da zayıf zonların veya düzlemlerin varlığını işaret eder. Arazidekinden farklı olarak yatay gerilmenin sıfır olmasından ve numune örselenmesinden dolayı genellikle tutucu (düşük) sonuçlar verir. Küçük numunelerdeki fisürler çok ender durumlarda arazideki şartları temsil ettiğinden, büyük numuneler üzerinde yapılmadığı sürece fisürlü killerde yapılan deneyler çoğu zaman yanıltıcıdır.

Üç Eksenli Basınç Deneyi: Üç eksenli basınç deneyi (ASTM D2850) serbest basınç deneyinin genişletilmiş şekli olarak düşünülebilir. Silindirik numune bu deneyde Şekil 3.23'de görüldüğü gibi arzu edilen yanal gerilmenin uygulandığı bir basınç hücresi içine yerleştirilir. Bu deneyi yapmak için gerekli olan düzenek çok daha karmaşık olsa da, esnekliği daha fazladır ve deney üzerinde daha çok kontrol sağlamaktadır. Hemen hemen her çeşit zeminin drenajlı veya drenajsız dayanımını ölçebilir. Ayrıca, doygun olmayan numuneler deneyden hemen önce etkin bir şekilde doyurulabilir.

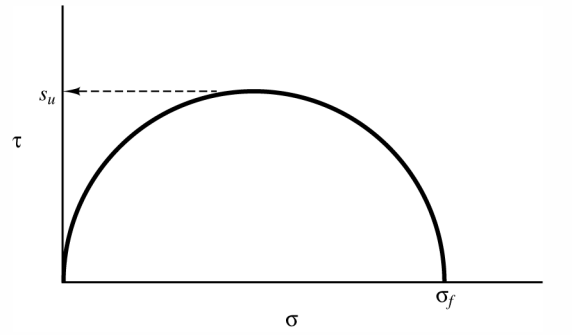
[2] Serbest basınç deneyi sonuçlarını gözden geçirirken "basınç" dayanımı veya kayma dayanımının hangisi cinsinden verildiğinden emin olunuz. Bu deneyde kayma dayanımı basınç dayanımının yarısına eşittir.





(a) (b)

Şekil 3.21 (a) Serbest basınç deney düzeneği; (b) serbest basınç deneyine ait bir kuvvet analizi.

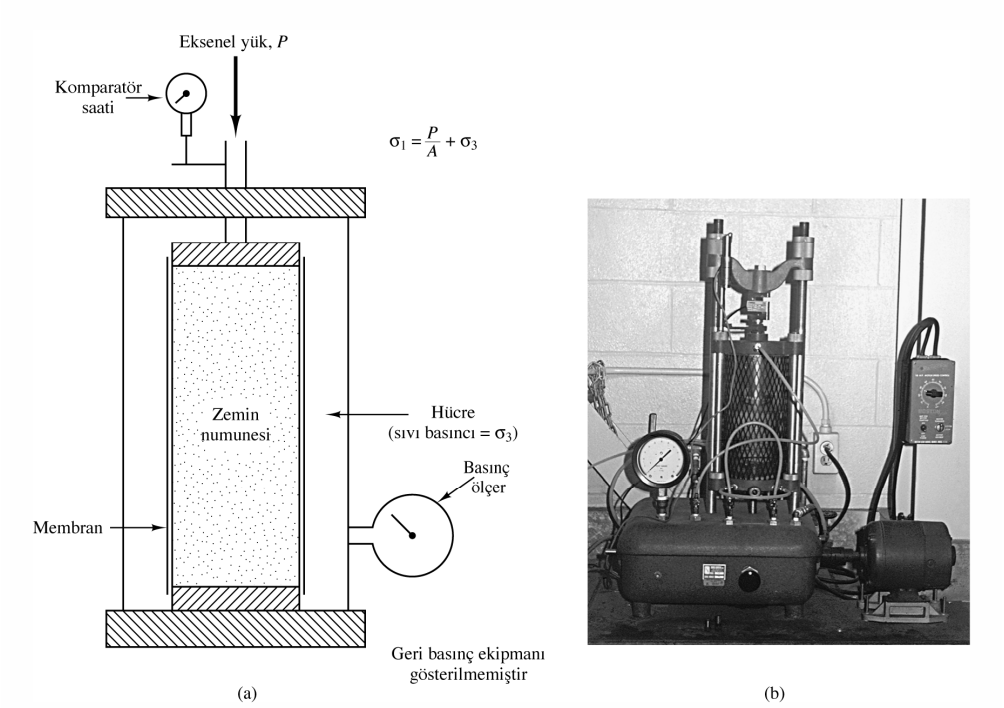


Şekil 3.22 Serbest basınç deneyindeki yenilme durumu için Mohr dairesi.

Üç eksenli basınç deneyinin en yaygın üç çeşidi şunlardır:

- Konsolidasyonsuz-drenajsız (UU) deney (*hızlı* deney veya *Q* deneyi olarak da bilinir): Numuneye genellikle arazide mevcut olan gerilmeye eşit yatay ve düşey gerilmeler uygulanır. Konsolidasyona izin verilmez ve numune drenajsız şartlar altında makaslanır. Sonuç s_u değeri cinsinden ifade edilir.
- Konsolidasyonlu-drenajlı (CD) deney (*yavaş* veya *S* deneyi olarak da bilinir): Numuneye genellikle arazide mevcut olan gerilmeye eşit veya daha büyük yatay ve düşey gerilmeler uygulanır ve zemin konsolide edilir. Sonra, numune drenajlı şartlarda makaslanır. *c* ve ϕ'nin drenajlı değerlerini bulmak için tipik olarak üç değişik hücre basıncında deneyler yapılır.

- Konsolidasyonlu-drenajsız (CD) deney (*çabuk* veya *R* deneyi olarak da bilinir): Numuneyi konsolide etmek için CD deneyindeki gibi başlangıçta gerilmeler uygulanır. Ancak, makaslama drenajsız şartlarda meydana gelir. Sonuçlar s_u değeri olarak ifade edilebilir fakat, deney sırasında boşluk suyu basınçlarını ölçmek ve efektif gerilmeleri hesaplamak suretiyle *c* ve ϕ'nin drenajlı değerlerini bulmak da mümkündür.



Şekil 3.23 Üç eksenli basınç deneyi. Numune esnek bir membran içine konur ve yatay hücre basıncına (σ_3) maruz bırakılır. Bu basınç deney süresince sabit kalır. Sonra, eksenel yük (*P*) zemin yenilene kadar arttırılır. Deney sırasında eksenel birim deformasyonu ölçmede komparatör saati kullanılır. Resimde görülen hücre bir tel örgü ile kuşatılır.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

3.8 Aşağıdaki zeminler için efektif sürtünme açısını tahmin ediniz:

a. Kuru birim ağırlığı 17,3 kN/m^3 olan siltli kum
b. Relatif yoğunluğu %70 olan kötü derecelenmiş çakıl
c. Çok sıkı, çok iyi dereclenmiş kum.

3.9 Drenajlı şart ile drenajsız şart arasındaki farkı açıklayınız.

3.10 Bir zemin için *c*'=5 kPa ve ϕ'=32^o'dir. Zemin içindeki bir noktada efektif gerilme 125 kPa'dır. Bu noktadaki kayma dayanımını hesaplayınız.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Zemin, ayrık bir malzemedir; yani müferit partiküllerin bir araya gelmesinden oluşmuştur. Zeminin mühendislik özellikleri önemli ölçüde bu partiküller arasındaki etkileşimlere bağlıdır.
2. Zeminde potansiyel olarak maddenin üç fazı da (katı, sıvı ve gaz) aynı anda bulunabilir. Bu üç fazın göreceli oranlarını ölçmekte fayda vardır ve bu oranlar standart ağırlık-hacim parametreleri kullanılarak ifade edilirler.
3. Relatif sıkılık kumların ve çakılların boşluk oranlarını tanımlamada sıkça kullanılan özel bir ağırlık-hacim parametresidir.
4. Bir zeminde partikül boyu mikroskopik boyuttaki kilden çakıl ve bloklara kadar, logaritmik olarak birkaç derecelik aralıkta bulunur.
5. Killer, son derece küçük partiküllerden oluşmaları ve bu partiküller ile su arasındaki etkileşimlerden dolayı özel bir zemin türüdür.
6. Plastisite killerde ve siltlerde su içeriği ile kıvam arasındaki ilişkiyi tanımlar.
7. İnşaat mühendisliğinde değişik zemin sınıflama sistemleri kullanılmaktadır. Bunlar arasında en yaygın olanı, grup sembollerinin ve grup adlarının bir standart sistemini kullanan Birleşik Zemin Sınıflama Sistemi'dir.
8. Yeraltı suyunun zemin özellikleri üzerinde çok önemli bir etkisi söz konusudur. Yeraltı suyu şartları çok karmaşık olabilir fakat, bu kitapta su tablasının sadece yatay olduğu basit durum ele alınmıştır.
9. Boşluk suyu basıncı, zemin boşluklarında bulunan sudaki basınçtır. Bunun iki çeşidi vardır: hidrostatik boşluk suyu basıncı sadece boşluk suyu üzerine etkiyen yerçekiminden ileri gelir; aşırı boşluk suyu basıncı ise zemin boşluklarının genişlemesi veya daralmasından ileri gelir. Aşırı boşluk suyu basınçları daima geçicidir.
10. Zeminlerde hem normal gerilme hem de kayma gerilmesi bulunur. Bunların iki kaynağı vardır: Geostatik gerilmeler zemin kütlesi üzerine etkiyen yerçekim kuvveti etkisiyle oluşur; sonradan oluşan gerilmeler ise temeller gibi dışarıdan uygulanan yüklerden ileri gelir.
11. Zeminlerdeki oturma birkaç değişik sürecin sonunda gelişebilir. Bunların en önemlisi konsolidasyon olup, partiküllerin daha sıkı paketlenecek şekilde yeniden düzenlenmesinden ibarettir. Konsolidasyon oturma analizleri, laboratuvarda yapılan konsolidasyon deneyinden elde edilen verilere dayanır.
12. Arazideki zeminler mevcut düşey efektif gerilme ile bu gerilmenin geçmişte aldığı en büyük değer olan önkonsolidasyon gerilmesi arasındaki farka bağlı olarak normal konsolide veya aşırı konsolide olabilir.
13. Aşırı konsolidasyonun derecesi aşırı konsolidasyon marjini veya aşırı konsolidasyon oranı kavramlarını kullanarak ifade edilebilir.
14. Zemindeki kayma dayanımının iki kaynağı vardır: sürtünme dayanımı ve kohezyon dayanımı.
15. Kayma dayanımı analizleri efektif gerilmelere veya toplam gerilmelere dayalı olarak yapılabilir. Efektif gerilme analizleri zemin davranışı için daha doğru modellerdir

fakat, aşırı boşluk suyu basıncının söz konusu olduğu durumlarda yapılmaları zordur.

16. Yükleme hızı drenaj hızına göre düşük olduğunda drenajlı şartlar gerçekleşir. Kumlarda ve çakıllarda durum böyledir. Bunun tersi durumda drenajsız şartlar söz konusudur ve siltler ile killerdeki durum da bu şekildedir.
17. Kayma dayanımını laboratuvarda ölçen değişik deneyler vardır.

Sözlük

Ağırlık-hacim ilişkisi
Aşırı boşluk suyu basıncı
Aşırı konsolidasyon marjini
Aşırı konsolidasyon oranı
Aşırı konsolide
Atterberg limitleri
Ayrık malzeme
Bakir eğri
Boşalma eğrisi
Boşluk oranı
Boşluk suyu basıncı
Birim ağırlık
Birleşik zemin sınıflama sistemi
Büyük blok
Çakıl
Doğrudan kesme deneyi
Doygunluk derecesi
Drenajlı şart
Efektif gerilme
Efektif gerilme analizi
Faz diyagramı
Geostatik gerilme
Gerçek kohezyon
Gerilme
Görünür kohezyon
Grup sembolü
Hidrolik iletkenlik
Hidrostatik boşluk suyu basıncı
İnce tane miktarı
Kil
Kohezyon
Kohezyonlu dayanım
Konsolidasyon
Konsolidasyon deneyi
Kum
Kuru birim ağırlık
Küçük blok
Likit limit
Normal konsolide
Oturma
Plastik limit
Porozite
Relatif sıkılık
Serbest basınç dayanımı
Serbest basınç deneyi
Sıkışma indisi
Silt
Sonradan oluşan gerilme
Su içeriği
Su tablası
Sürtünme açısı
Sürtünme dayanımı
Toplam gerilme
Toplam gerilme analizi
Üç eksenli basınç deneyi
Yatay gerilme
Yeniden sıkışma eğrisi
Yeniden sıkışma indisi
Yeraltı suyu
Zemin yanal basınç katsayısı

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

3.11 Bir kilin s_u değerini bulmada en uygun laboratuvar yöntemi hangisidir?

3.12 Bir kumun ϕ' değerini bulmada en uygun laboratuvar yöntemi hangisidir?

3.13 Aşağıdaki veriler 60 mm çapındaki bir zemin numunesi üzerinde yapılan doğrudan kesme deneyinden elde edilmiştir. c' ve ϕ' değerlerini bulunuz.

Deney No.	Yenilmedeki efektif gerilme (kPa)	Kayma dayanımı (kPa)
1	75,0	51,2
2	150,0	82,7
3	225,0	110,1

3.14 Bir sahadaki zemin profili aşağıdaki gibidir:

Derinlik (m)	γ (kN/m^3)	c (kN/m^2)	ϕ' (^{o})	s_u (kN/m^2)
0 – 4	18,71			50
4 – 6,5	19,81	10	20	
6,5 – 10,5	20,28	0	32	

Su tablası 5 m derinliktedir. Boşluk suyu basıncı, toplam gerilme, efektif gerilme ve kayma dayanımının derinliğe göre grafiğini çiziniz. Parametreler yatay eksende (sağa doğru artan) ve derinlik düşey eksende (aşağı doğru artan) şekilde bu parametrelerin hepsi aynı diyagramda gösterilmelidir.

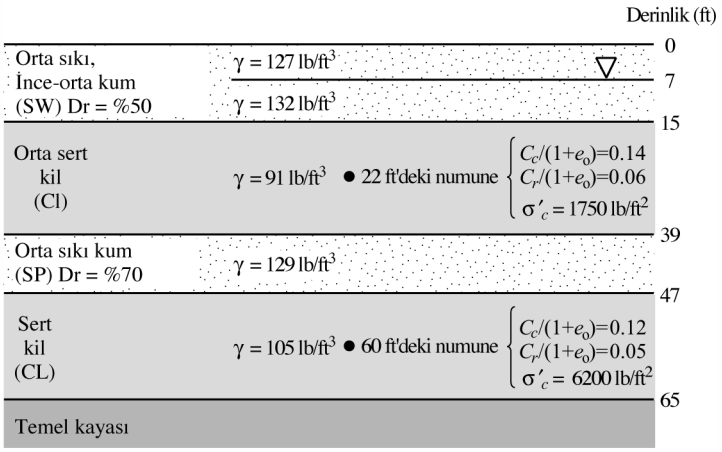
İpucu: Kohezyon ve içsel sürtünme açısı katman sınırlarında aniden değiştiğinden, bu derinliklerde kayma dayanımı da aniden değişebilir.

3.15 Aşağıdaki verileri kullanarak Problem 3.14'ü tekrarlayınız.

Derinlik (m)	γ (kN/m^3)	c (kPa)	ϕ' (^{o})	s_u (kPa)
0 – 5	18,5			50,0
5 – 12	20,0	8,4	21	
12 – 20	20,5	0,0	35	

Su tablası 7 m derinliktedir.

3.16 Profili Şekil 3.24'de verilen zemin üzerine 9 ft kalınlığında bir dolgu inşa edilecektir. Dolgunun birim ağırlığı 122 lb/ft^3'tür. Alttaki kilin konsolidasyonundan ileri gelen nihai oturmayı hesaplayınız.



Şekil 3.24 Problem 3.16 için zemin profili.

4

Arazi İncelemesi ve Karakterizasyonu

Görünürde iyi olan zeminin bir yük altında sıkışabilecek kil, kumlu zemin veya diğer çeşit zemini üzerlemediğinden emin olmak amacıyla değişik katmanları bulmak için çok sayıda deneme kuyusu aç. Deneme kuyularının açılamadığı durumda altı veya sekiz ft uzunluğundaki kereste doğrama ile toprağa vur; eğer ses kuru ve hafif ve zemin direnç gösteriyorsa toprak sağlamdır fakat, ağır ses ve zayıf direnç işe, yaramaz bir temeli ifade eder.

Bir Fransız mühendisi olan Bullet'in 1691 yılında yazdığı pratik tasarım ve inşaat rehberi anlamına gelen L'Architecture Pratique*'den alınmıştır (Heyman, 1972'den; Cambridge University Press'in izniyle basılmıştır).*

Yapı mühendisliği ile geoteknik mühendisliği arasındaki temel farklardan biri, çalıştıkları malzemenin özelliklerini tanımlama şeklidir. Pratik tasarım problemlerinde yapı mühendisleri gerekli malzeme özelliklerini normalde el kitaplarına bakarak bulurlar. Örnek olarak, bir kimse A36 çeliği kullanmak istediğinde, mühendislik özellikleri (dayanımı, elastisite modülü vb.) çok iyi bilinen bu malzeme ile ilgili bilgiler çok sayıda kaynaktan temin edilebilir. Tasarımda A36 çeliğinin kullanıldığı her sefer (her ne kadar daha sonra kalite kontrol fonksiyonu olarak rutin dayanım deneyleri yapılsa da) dayanımını ölçmeye gerek yoktur. Bunun tersine, geoteknik mühendisleri ikisinin özellikleri de bilinmeyen doğal malzemeler olan zemin ve kaya ile çalışmaktadır. Bu nedenle, yeni bir sahada herhangi bir analiz yapmadan önce buradaki malzemeler teşhis edilmeli ve test edilmelidir.

Günümüzdeki saha inceleme ve deney teknikleri Bullet'in ahşap doğrama ile yere vurma yönteminden bugüne çok ileri bir aşamaya gelmiştir. Bu bölümde açıklandığı gibi, çok değişik teknikler vardır ve tek başına bu konu temel mühendisliğindeki belirsizliklerin en büyük kaynağı olmaya devam etmektedir. Analizleri yapmadaki yeteneğimiz bu analizlerde girdi olarak kullanacağımız uygun zemin özelliklerini tanımlama yeteneğimizin çok ilerisindedir. Bu nedenle, mevcut tekniklerle aşina olmak, bunların ne zaman kullanılacağını bilmek ve bunlarla ilgili hassasiyetin (veya hassasiyetin yokluk) derecesini anlamak temel mühendisi için çok önemlidir.

Bu açıklamanın amacı açısından bu teknikler üç kategoriye ayrılmıştır:

- *Saha incelemesi*, zemin profili ve onunla ilişkili diğer veriler ile birikte zemin numunelerinin alınmasıyla ilgili tanımılama yöntemlerini kapsar.
- *Laboratuvar deneyi* ilgili mühendislik özelliklerini tanımlamak amacıyla zemin numunelerinin test edilmesini kapsar.
- *Arazi deneyi* yerindeki zeminleri test etme ile ilgili yöntemleri ve dolayısıyla numune almada karşılaşılan güçlüklerden kaçınmayı içerir.

4.1 SAHA İNCELEMESİ

Saha icelemesi evresinin amacı aşağıdakilerden oluşur:

- Zemin katmanlarının yerlerinin ve kalınlıklarının tanımlanması
- Yeraltı suyuyla ilgili diğer karakteristiklere ek olarak su tablasının yerinin belirlenmesi
- Zemin numunelerinin alınması
- Özel tanım ve ilgilerin tanımlanması.

Literatür Araştırması

Bir proje sahasında yeni bir inceleme yapmadan önce, gerek yapılacak yapı ve gerekse yeraltı şartları ile ilgili tüm bilgiler toplanır. Yapı ile ilgili önemli bilgiler aşağıdakileri kapsar:

- Yeri ve boyutları
- Yapının türü, kolon yükleri, kolon açıklığı ve izin verilebilir oturmalar
- Kullanım amacı
- Yüksekliği
- Bodrum kat (varsa) sayısı ve derinliği
- Düşünülen tesviyenin (varsa) derinliği ve genişliği
- Yerel yapı kodlarının öngördüğü şartlar

Literatür araştırması en azından yeraltı şartları ile ilgili kesin olmayan bilgilerin elde edilmesini de kapsamalıdır. Böyle bilgiler olmadan bir inceleme programı yapmak çok zor olsa gerektir. Neyse ki, yerel zemin koşulları hakkında bir ön fikir sahibi olmak için çoğu zaman birçok yöntem ve kaynak mevcuttur. Bunlar, aşağıdakilerden bir veya daha fazlasını içerebilir:

- Beklenen kaya ve zemin türleri, faylara yakınlık ve diğer jeolojik özellikler de dahil olmak üzere sahanın jeolojik tarihçesinin belirlenmesi
- İnceleme saha veya yakındaki sahalarda daha önceden yapılmış araştırmalara ait sondaj logları ve laboratuvar deneylerinin bir kopyasının elde edilmesi
- Tarımsal amaçlar için geliştirilen toprak haritalarının gözden geçirilmesi
- Eski ve yeni hava fotoğrafları ile topoğrafik haritaların gözden geçirilmesi (sahada daha önceki bir yapılaşmayı veya tesviye çalışmasını ortaya çıkarabilir)
- Su kuyusu loglarının incelenmesi (geçmişteki yeraltı su seviyelerinin nasıl değiştiğini anlamaya yardımcı olur)
- Sahada ve komşu alanlarda yeraltındaki nakil hatları gibi yeraltı çalışmalarının yerlerinin belirlenmesi
- Özellikle planlanan yapıdan etkilenmesi muhtemel olanlar başta olmak üzere, bitişikteki yapıların temellerinin yerlerinin bulunması.

Bazı sahalarda bu tür bilgiler ziyadesiyle bulunabilirken bazılarında çok az olabilir; hatta hiç bulunmayabilir.

Arazide Gözlemsel Çalışma

Temel mühendisi literatürden derlenen bilgilerle beraber sahayı ziyaret etmeli ve bir arazi gözlem çalışması yapmalıdır. Böyle ziyaretler çoğu zaman literatür araştırmasında veya araştırma sondajlarında ortaya çıkmayan bazı konuların aydınlanmasını sağlar.

Arazide gözlemsel çalışma aşağıdaki sorulara cevap bulmayı da içerir:

- Sahada daha önceden yapılaşmaya ait bir belirti var mıdır?
- Sahada daha önceden yapılmış bir tesviye çalışması var mıdır?
- Heyelan veya başka stabilite problemi var mıdır?
- Yakındaki yapıların performansı tatmin edici midir?
- Yüzeysel drenaj şartları nasıldır?
- Yer yüzeyinde ne çeşit zemin veya kaya mostra vermektedir?
- Sahada kullanılması düşünülen temel araştırma tekniklerini kısıtlayacak erişim problemleri var mıdır?
- Planlanan yapılaşma mevcut yapıları etkileyebilir mi? (Örnek olarak, sahaya komşu eski ve narin bir yapı kazık çakma sırasındaki titreşimlerden zarar görebilir).
- Saha dışındaki şartlar planlanan yapılaşmayı etkileyebilir mi? (Örnek olarak, potansiyel su baskını, çamur akmaları, kaya düşmeleri vs.)

Yeraltı Araştırması ve Numune Alımı

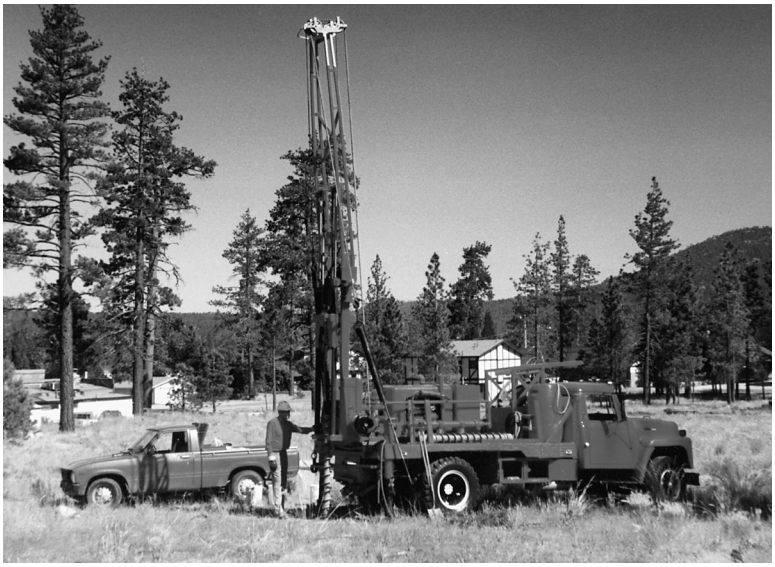
Arazi inceleme aşamasının kalbini yeraltı şartlarının ortaya konması ve zeminlerden numune alınması oluşturmaktadır. Bu tür girişimler, tasarım zemin profili geliştirmek için gerekli temelin önemli bir kısmını oluşturur. Bu hedeflere erişme konusunda çok değişik teknikler bulunmaktadır.

Araştırma Sondajları: Yeraltı şartlarını araştırmada en yaygın olarak kullanılan yöntem sondaj yapmak suretiyle zeminde bir dizi düşey delik açılması işlemidir. *Sondaj* veya *araştırma sondajı* olarak anılan bu işlemde açılan deliklerin çapı tipik olarak 75 ile 600 mm arasında ve derinlikleri de 3 ile 30 m arasındadır. El burgularıyla veya taşınabilir motorlu ekipmanlarla da delinebilirler fakat, en yaygın olarak Şekil 4.1'de görülen ve bir kamyona monte edilmiş sondaj kuleleriyle yapılırlar.

Karşılaşılacak değişik yeraltı şartlarına cevap verebilecek çok değişik delme ekipmanları ve teknikleri vardır. Bir açık delik oluşturmak için bazan Şekil 4.2'deki gibi bir helezonlu burgu veya kovalı burgu kullanmak da mümkündür. Ancak, zeminde *göçme* söz konusu ise (yani, sondaj kuyusunun duvarları içeri doğru yıkılıyorsa) bu durumda sondaj sırasında bir çeşit yanal destek kullanmak gerekebilir. Özellikle su tablası altındaki temiz kumlarda göçme şartlarına rastlamak mümkündür. Yumuşak ve doygun killerde ise sıkışma daha olası bir durumdur.

Göçen veya sıkışan zeminlerin üstesinden gelmede bir yöntem, Şekil 4.3a'daki gibi bir *muhafaza borusu* sisteminin kullanılmasıdır. Bu yöntem, sondaj kuyusunun bir kısmının veya tamamının geçici olarak bir çelik boru ile astarlanmasından ibarettir. Alternatif olarak, Şekil 4.3b'deki gibi *delikli burgu* kullanılması da mümkündür. Sondaj makinası bu burguların herbirini zemine sürerek ortadaki boşluktan numune alıcıyı aşağı sarkıtmak suretiyle zeminden numune alır. Delme işlemi tamamlandığı zaman burgular çekilir. Son olarak, Şekil 4.3c'deki gibi *sulu rotari sondajı* kullanılabilir. Bu sondaj kuyuları, duvarlarda hidrostatik

basınç oluşturmak ve göçmeyi önlemek amacıyla bentonit çamuru (bentonit kili ve su birleşiminden oluşan bir karışım) ile doldurulur.



Şekil 4.1 Kamyona monteli bir sondaj makinası.

Kayada, özellikle de sert kayada delme işlemi farklı yöntem ve ekipmanların kullanılmasını gerektirir. Mühendisler çoğu zaman kayadan bozulmamış silindirik numune almaya yarayan *karotiyer* kullanmaktadır.

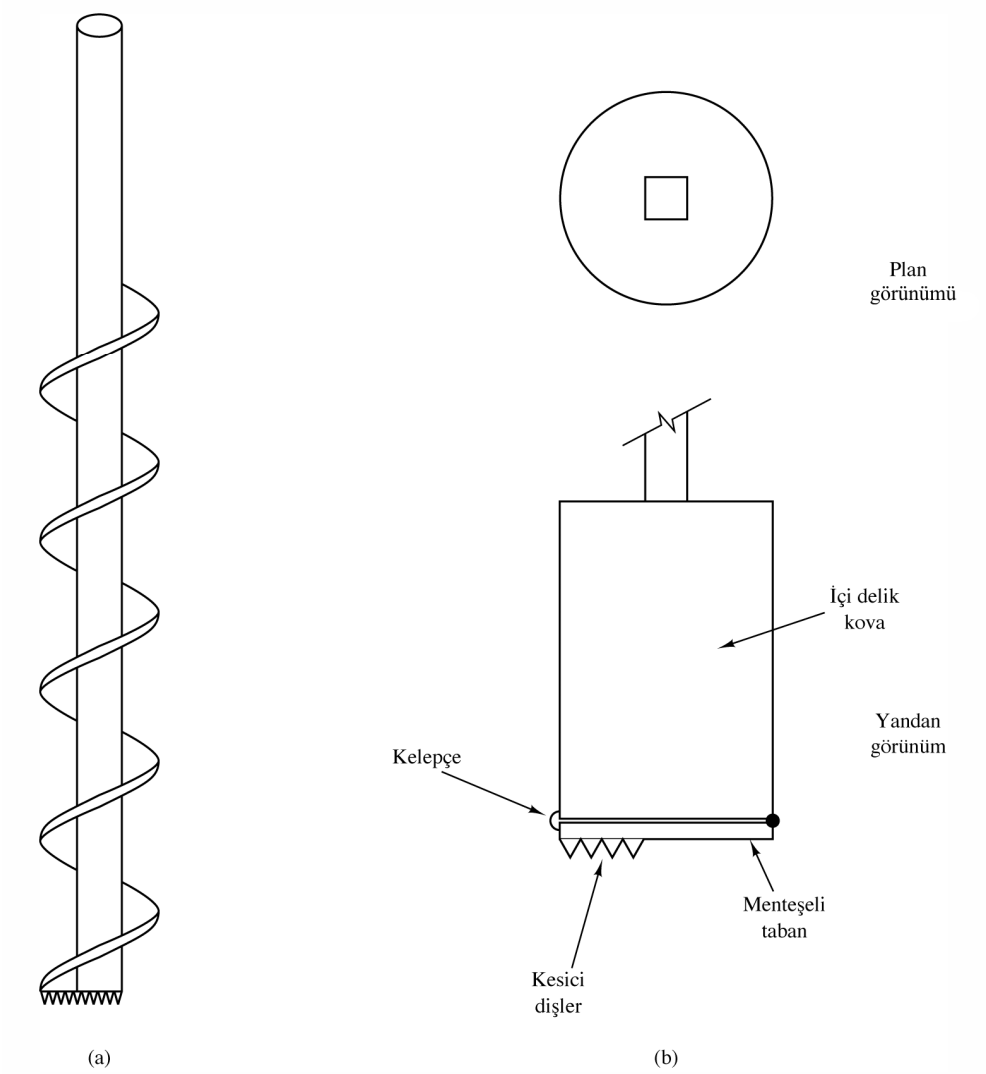
Araştırma sondajlarının sayısını, aralarındaki mesafeyi ve derinliğini belirlemede kesin olarak ortaya konmuş kurallar yoktur. Bu tür kararlar, arazideki gözlem çalışmasından elde edilen bulgularla birlikte mühendislik yargılarına ve pratikteki geleneksel standartlara dayalı olarak alınmaktadır. Bu, sübjektif bir işlem olup, aşağıdakiler de dahil olmak üzere çok sayıda faktörü kapsar:

- Sahanın büyüklüğü ne kadardır?
- Ne çeşit zemin ve kaya ile karşılaşılması beklenmektedir?
- Zemin profili düzensiz mi yoksa sahanın tamamında tekdüze midir?
- Sahada ne inşa edilecektir (küçük bina, büyük bina, köprü vs.)?
- Planalanan yapı ne kadar kritiktir (yani, yıkılması durumunda ne gibi sonuçlar ortaya çıkar)?
- Planlanan yapıların büyüklüğü ve ağırlığı ne kadardır?
- Sondaj ekipmanı sahanın her yerine erişebilir mi?

Saha inceleme programı tamamlanana kadar bu soruların bazılarının nihai cevapları verilemese de, en azından literatür araştırmasına ve arazide gözlem çalışmasına dayalı olarak bir ön fikir sahibi olunabilir.

Üç kat veya 12,2 m'den daha yüksek yapılar için *BOCA National Building Code* (BOCA, 1996) her 230 m^2'lik inşaat alanı için bir sondaj şartı koşmaktadır. Tablo 4.1'de BOCA yönetmeliğine göre araştırma sondajları arasındaki mesafe hakkında kaba kılavuz

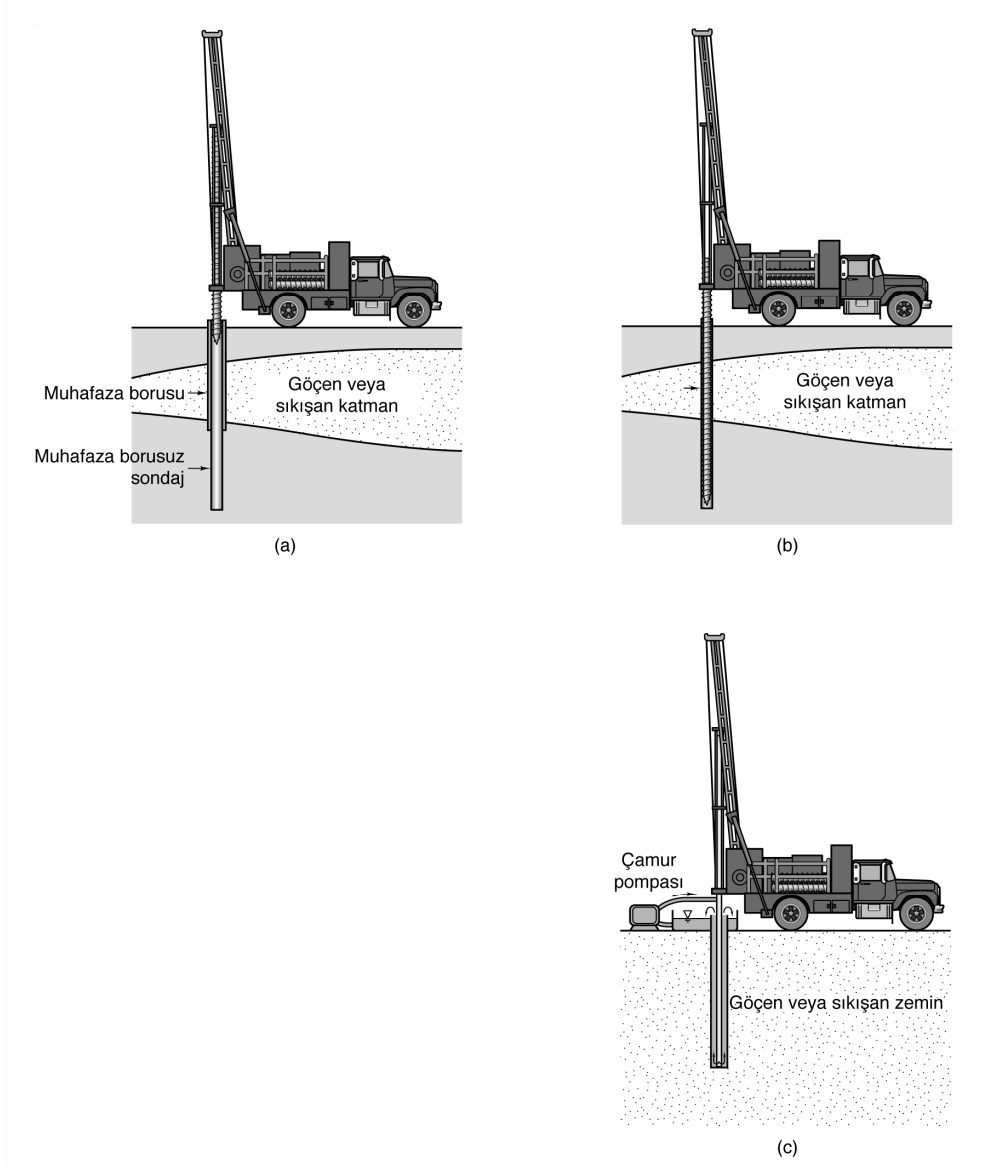
bilgiler verilmiştir. Ancak, gerekli sondaj sayısı ve derinliği hakkında “doğru“ bir tek çözüm olmadığının ve bu kılavuz bilgilerin uygun mühendislik yargısı ile birlikte kullanılmasının bilinmesi oldukça önemlidir.



Şekil 4.2 (a) Helezonlu burgu ve (b) kovalı burgu.

Sondajlar en azından yeni yapıdan kaynaklanan düşey efektif gerilmedeki değişimin başlangıçtaki düşey efektif gerilmeye göre %10’dan daha az olduğu derinliğe kadar inmelidir. Tekil sömeller veya radye temeller üzerine inşa edilen yapılar için bu kriterler Tablo 4.2’deki kılavuz bilgiler ile sağlanmaktadır. Sahada dolgu bulunması halinde sondajlar bu dolguyu geçmeli ve altındaki doğal zeminde ilerlemelidir. Yumuşak zeminlerin olması durumunda sondajlar bu katmanı delerek daha alttaki sağlam katmana kadar inmelidir. Ağır

yapılarda mümkün olduğu durumlarda sondajlardan bazıları temel kayaya kadar inmeli fakat, planalanan kazık temellerin kesinlikle çok altına kadar devam etmelidir.



Şekil 4.3 Göçen veya sıkışan zeminlerde sondaj yöntemleri: (a) muhafaza borusu, (b) delikli burgu ve sulu rotari sistem.

Büyük projelerde sondaj programı iki evreye bölünebilir: genel zemin profilini belirlemek için ön evre ve ön evre sondajlarının sonuçlarına dayalı olarak son evre.

Tablo 4.1 Ağırlıkları orta ile büyük düzeyde olan binalar, tanklar ve benzeri yapıların temel araştırma sondajında kullanılacak kuyu arası mesafeler için kaba kılavuz bilgiler.

Yeraltı şartları	Yapının her bir sondaja karşılık gelen temel alanı (m^2)	(ft^2)
Kötü ve/veya düzensiz şartlar	100 – 300	1000 – 3000
Orta	200 – 400	2000 – 4000
İyi kaliteli ve tekdüze	300 – 1000	3000 – 10000

Tablo 4.2 Sığ temel üzerine inşa edilecek yapıların temel araştırma sondaj derinlikleri için kılavuz bilgiler.

Yeraltı şartları	Sondajlar için minimum derinlik (*S*= kat sayısı, *D*=planlanan temel derinliği) (m)	(ft)
Kötü	$6\ S^{0,7}+D$	$20\ S^{0,7}+D$
Orta	$5\ S^{0,7}+D$	$15\ S^{0,7}+D$
İyi	$3\ S^{0,7}+D$	$10\ S^{0,7}+D$

Araştırma sondajları sırasında karşılaşılan şartlar normalde Şekil 4.4'de görüldüğü gibi *kuyu logları* şeklinde sunulur. Bu loglar ayrıca numune alınan derinlikleri ve bazı laboratuvar deneylerinin sonuçlarını da ihtiva edebilir.

Zemin Numunesi Alma: Araştırma sondajlarının yapılmasındaki amaçlardan biri de temsilci zemin numunelerinin alınmasıdır. Bu numuneler, zemin profilini ortaya koymada ve laboratuvar deneylerini yapmada kullanılmaktadır.

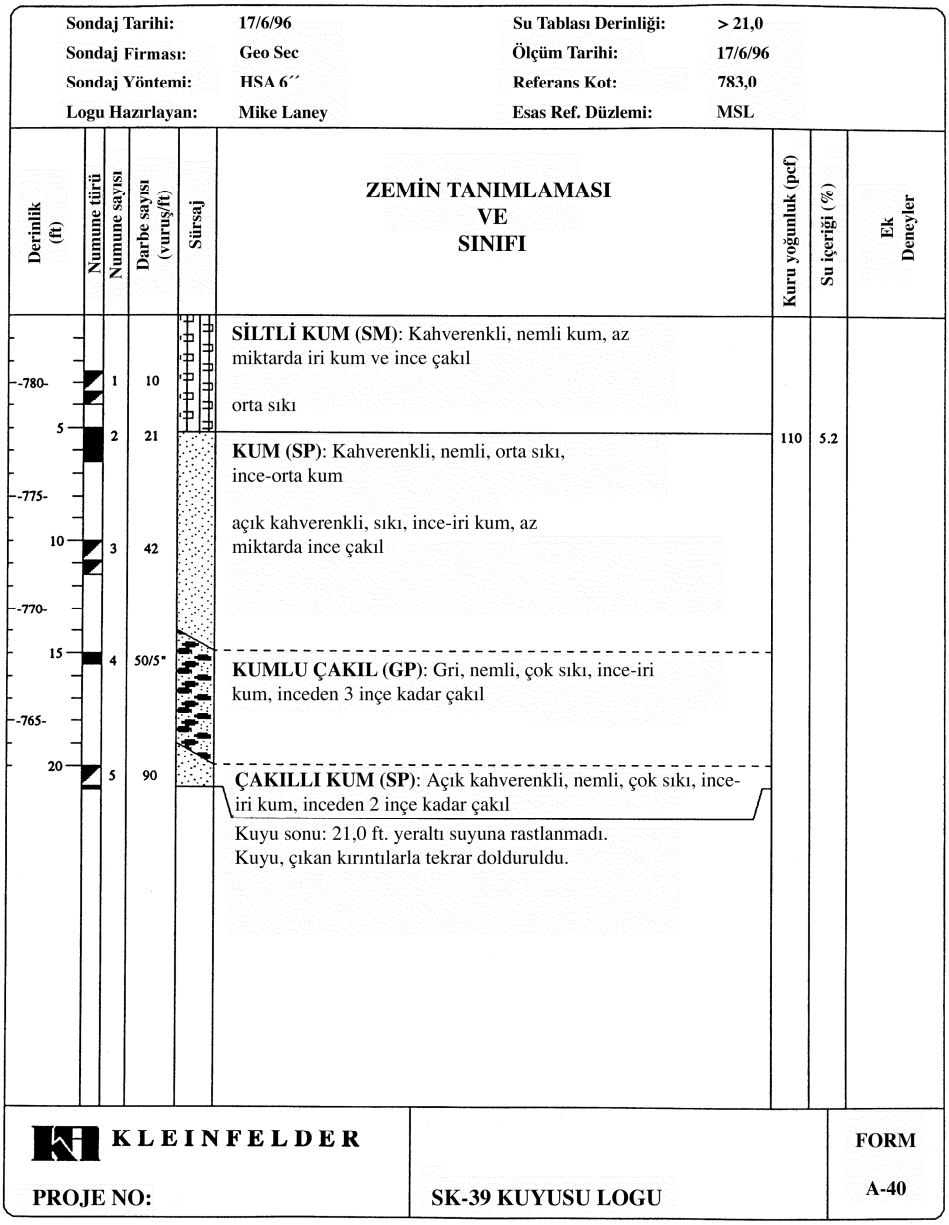
Numuneler örselenmiş ve örselenmemiş olarak iki kategoriye ayrılır. Bir *örselenmiş numune* (bazan yığın örneği olarak da anılır) zeminin arazideki yapısını korumak için herhangi bir çabanın sarfedilmediği numunedir. Sondör bu numuneleri helezonlu burgu vasıtasıyla kuyu tabanından kesilerek yukarı getirilen malzemeden alarak bir torbaya koyabilir. Örselenmiş numuneler sınıflama ve Proctor sıkıştırma deneyleri gibi çok değişik amaçlar için kullanılabilir.

Gerçek bir *örselenmemiş numune* tamamıyla taze halde ve arazideki yapının ve gerilmelerin hiçbir şekilde değiştirilmeden alındığı numunedir. Bu tür numuneler konsolidasyon deneyi veya kayma dayanımı deneyi gibi zeminin yapısına bağlı olan laboratuvar deneyleri için istenir. Ne yazık ki, aşağıdaki sebeplerden dolayı gerçek anlamda örselenmemiş numunelerin alınması neredeyse imkansızlaşmaktadır:

- Numune alıcının zemine sürülmesi sırasında zeminin makaslanması ve sıkıştırılması
- Numunedeki in situ gerilmelerin ortadan kalkması
- Olası kuruma ve büzülme
- Alınması ve taşınması sırasında numunenin titreşmesi

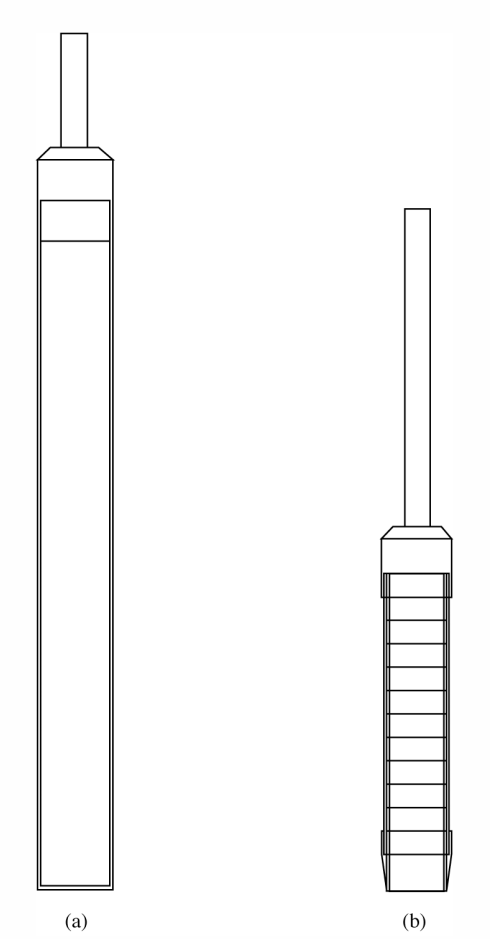
Bazı zeminler örselenmeye karşı diğer zeminlerden daha hassastır. Örnek olarak, orta katı killerden iyi kaliteli numuneler alma konusunda mevcut teknikler vardır fakat, temiz

kumlarda fazla örselenme olmadan numune almak neredeyse imkansızdır. Ancak, en iyi tekniklerle alınan numuneler bile "nispeten örselenmemiş" olarak tanımlanmaktadır.



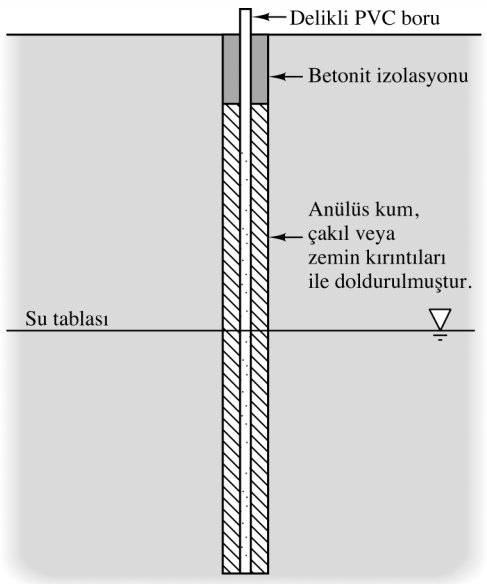
Şekil 4.4 Bir sondaj logu. 2 ve 4 No'lu numuneler et kalınlığı büyük numune alıcılar ile alınmıştır. Bunlara karşılık gelen sayılar, numune alıcıyı çakmak için gerekli şahmerdan darbe sayılarıdır. 1, 3 ve 5 No'lu numuneler standart penetrasyon deneyi ile derlenmiş olup, bunlara karşılık gelen darbe sayıları bu bölümde daha sonra ele alınan N_{60} değerleridir.

Numune alma konusunda değişik gereçler bulunmaktadır. Bunlardan bazıları Şekil 4.5'de görülmektedir. İnce et kalınlığına sahip olanlar en az örselenmeye neden olurlar fakat, sert zeminlere nüfuz edecek sağamlığa sahip olmayabilirler.



Şekil 4.5 Yaygın olarak kullanılan zemin numune alıcıları: (a) Numune örselenmesini azaltmada et kalınlığı ince Shelby tüpü ve (b) Daha zor çakma şartlarında kullanılan, et kalınlığı büyük, halka çizgili karot alıcılar. İki numune alıcının da çapıları tipik olarak 60-100 mm arasındadır.

Yeraltı Suyunun Gözlenmesi: Yeraltı suyunun konumu ve hareketleri temel tasarımında çok önemli faktörlerdir. Bu nedenle, yeraltı araştırmalarında yeraltı suyu şartlarının da değerlendirmeye alınması gerekir. Bu işlem genellikle tamamlanmış sondaj kuyusu içine yeraltı suyu şartlarını takip etmek amacıyla bir *gözlem kuyusu* yerleştirme şeklinde yapılır. Bu kuyular Şekil 4.6'da görüldüğü gibi tipik olarak yarıklı veya delikli PVC borular içerir. Su tablasının duraylı bir konuma gelmesinden sonra gözlem kuyusuna bir prob sarkıtmak suretiyle su tablasının yeri belirlenebilir.

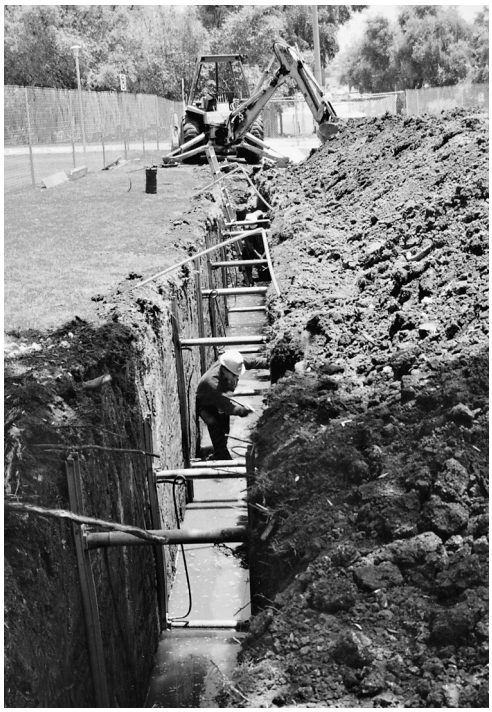


Şekil 4.6 Tipik bir gözlem kuyusu.

Gözlem kuyusu verileri genellikle eski yeraltı suyu kayıtları ile karşılaştırılır veya en azından tasarım yeraltı su seviyesini belirlemek için ölçümün yapıldığı mevsim ile yakın geçmişteki yağış paternleri göz önüne alınır. Bu tasarım seviyesi projenin tasarım ömrü içinde oluşması muhtemel en kötü (yani en sığ) yeraltı suyu seviyesini temsil etmelidir. Bu seviye genellikle gözlem kuyularında tespit edilen seviyeden daha sığdır.

Araştırma Çukurları: Bazı durumlarda zeminin sadece üst 3 m'lik kısmını incelemek gerekir. Zemin şartlarının iyi olduğu ve hafif yapıların inşa edileceği sahalar veya kalitesi şüpheli eski dolguların bulunduğu alanlar böyle yerlerdir. Araştırma sondajları programını tamamlayıcı olması için ilaveten sığ derinlikli araştırmalar gerekebilir. Böyle durumlarda Şekil 4.7'de gösterilen terskepçe ile *araştırma hendeklerinin* (veya *araştırma çukurlarının*) kazılması çok yararlı olabilir. Daha çok zeminin yüzeye çıkmasını sağladıklarından dolayı hatırı sayılır derinlikteki bir sondaj kuyundan daha fazla bilgi sunarlar ve çoğu zaman da daha ucuzdurlar. Örselenmiş numuneler bir kürek yardımıyla kolaylıkla alınabilir ve örselenmemiş numuneler de elle kullanılan numune alıcılar vasıtasıyla alınabilir.

Araştırma hendeklerinin açılmasında iki özel önlemin alınması gerekir. Birincisi, bu hendeklerin duvarlarının güvenliği herhangi bir kimse içine girmeden önce sağlanmış olmalıdır (bkz. OSHA kazı yönetmelikleri). Yazarın eski meslekdaşlarından biri de dahil olmak üzere çok sayıda araştırmacı bu basit önlemi almadıkları için hayatını kaybetmiştir. İkincisi, gelecekte inşa edilecek yapıları etkileyebilecek bir yapay yumuşak zon oluşumuna izin vermemek için bu hendekler uygun bir şekilde doldurulmalıdır.



Şekil 4.7 Bu araştırma hendeği geri planda görülen terskepçe ile kazılmış olup, alüminyum hidrolik destek ile stabilize edilmiştir. Mühendislik jeoloğu hendek duvarındaki zeminin logunu çıkarmaktadır.

4.2 LABORATUVAR DENEYLERİ

Araziden elde edilen zemin numuneleri normalde sınıflama ve deney yapmak üzere bir zemin mekaniği laboratuvarına götürülür. Bu yönteme bazan *arazi dışı deney* de denir. Deney programının amacı aşağıda olduğu gibi zeminin uygun mühendislik özelliklerinin belirlenmesidir:

- Sınıflama, ağırlık-hacim ve indeks deneyleri: Zemin profilinin genel özelliklerini incelemek amacıyla numunelerin çoğunda genellikle birkaç rutin deney yapılır. Bunlar:
  - Su içeriği
  - Birim ağırlık (yoğunluk)
  - Atterberg limitleri (plastik limit, likit limit)
  - Tane boyu dağılımı (elek ve hidrometre analizleri)

  Bu deneyler ucuz olup, büyük miktarda değerli bilgiler sağlar.
- Kayma dayanımı deneyleri: Pratikte temel tasarımlarının tamamı kayma dayanımı hakkında bir değerlendirme yapmayı gerektirir. Yaygın olarak yapılan kayma dayanımı deneyleri Bölüm 3'de tartışılan doğrudan kesme deneyi, serbest basınç deneyi ve üç eksenli basınç deneyidir. Kayma dayanımı deneyleri bu bölümün sonunda açıklandığı gibi, arazi deneylerinden de elde edilebilir.

- Konsolidasyon deneyleri: Temel tasarımları ayrıca oturma analizlerinde gerekli olan verileri sağlayan zemin sıkışabilirliğinin değerlendirilmesini de gerektirir. Killerde ve siltlerde bu veriler Bölüm 3'de açıklandığı gibi çoğu zaman laboratuvarda yapılan konsoldiasyon deneylerinden elde edilmektedir.
- Kompaksiyon deneyleri : Bazı durumlarda bir sahada sıkıştırılmış dolgu inşa etmek ve temelleri bu dolgular üzerine yerleştirmek gerekebilir. Böyle durumlarda zeminin sıkışma karakteristiklerini değerlendirmek için Proctor kompaksiyon deneyleri yapılır.
- Paslanabilirlik deneyleri : Paslanma veya sülfat etkisinin söz konusu olduğu durumlarda Bölüm 2'de açıklandığı gibi rezistivite deneyleri ve sülfat içeriği deneyleri gibi özel deneylerin yapılması gerekir ve daha sonra bu sonuçlar uygun koruyucu önlemlerin tasarımında kullanılır.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

4.1 Çok kapsamlı bir saha incelemesi ve laboratuvar deney programı gerektiren (örnek, çok sayıda sondajın ve pekçok laboratuvar deneyinin ve/veya arazi deneylerinin gerekli olduğu) bir senaryo hazırlayınız.

4.2 Tasarım zemin profilinin hazırlanmasında yeraltı suyunun konumunu nasıl belirlersiniz? Bu işlemin kuyu açılması sırasında karşılaşılan su tablası ile aynı olmadığını hatırlayınız.

4.3 Orta derecede üniform zeminden oluşan bir sahada beş katlı bir işyeri yapılacaktır. Anakayanın derinliği 200 m'den fazladır. Yapının genişliği 50 m, uzunluğu 85 m ve temel derinliği de zemin yüzeyinden itibaren 1 m olacaktır. Araştırma sondajlarının sayısını ve derinliğini belirleyiniz.

4.4 Boş bir parsel üzerine iki katlı bir donatılı beton yapı inşa edilecektir. Yapının genişliği 30 m, uzunluğu 60 m'dir. Bitişikteki parsellerde yapılan sondajlar yüzeyden 1,5 m ile 2,5 m derinlikleri arasındaki zeminin sağlam ve nispeten sıkışmaz türden olduğunu göstermektedir. Ancak, civarda birkaç yerde sıkıştırılmamış dolguların bulunması, üstteki zeminleri şüpheli kılmaktadır. Bu dolgular sadece gevşek olmakla kalmayıp, çoğu zaman odun, kaya ve muhtelif çöp de içermektedir. Ancak, bu kötü malzemelerden hiçbiri söz konusu sahada zemin yüzeyinde gözlenmemiştir.

Bu proje için bir saha inceleme programı geliştiriniz ve planınızı arazi ekibinize verilmek üzere yazılı talimatlar şeklinde hazırlayınız. Bu plan, ne yapılması, nerede yapılması ve diğer özel bilgilendirmeler de dahil olmak üzere özel talimatlar içermelidir. Arazi ekibinin saha inceleme işinde deneyimli olduğunu fakat, bu saha ile hiçbir şekilde aşina olmadıklarını varsayınız.

4.3 ARAZİ DENEYLERİ

''Örselenmemiş'' zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri numunenin kalitesinden daha iyi değildir. Deneyin türüne bağlı olarak numune etkilenmesinin etkileri özellikle kumlarda önemli olabilir. Neyse ki, *yerinde* deney yöntemleri sayesinde bu problemlerin önüne geçilebilmektedir.

Arazi deneyleri numune örselenmesi problemlerini ortadan kaldırmanın yanında aşağıdaki avantajlara sahiptir :

- Genellikle daha ucuz oldukları için daha çok sayıda yapılmaları mümkündür ve böylelikle zemini daha ayrıntılı bir şekilde karakterize ederler.

- Deney sonuçları anında hazırdır.

Ancak, aşağıdakiler de dezavantajlarıdır :

- Çoğu zaman hiçbir numune alınmaz ve bu şekilde zemin sınıflaması yapmak daha zordur.
- Mühendisin çevre basıncı ve drenaj üzerindeki kontrol şansı daha azdır.

Arazi deney sonuçlarını tasarım için gerekli olan uygun mühendislik özelliklerine dönüştürmede çoğu zaman ampirik korelasyonlar ve kalibrasyonlar kullanılmalıdır. Buna benzer çok yöntem yayınlanmış olup, bunların bazılarına bu kitapta yer verilmiştir. Bu korelasyonların çoğu düşük-orta plastisiteli killer veya kuvars kumları için geliştirilmiş olup, çok yumuşak killer, organik zeminler, hassas killer, fisürlü killer, çimentolanmış zeminler, kalkerli kumlar, mikalı kumlar, göçebilen zeminler ve donmuş zeminler gibi özel zeminler için uygun olmayabilir.

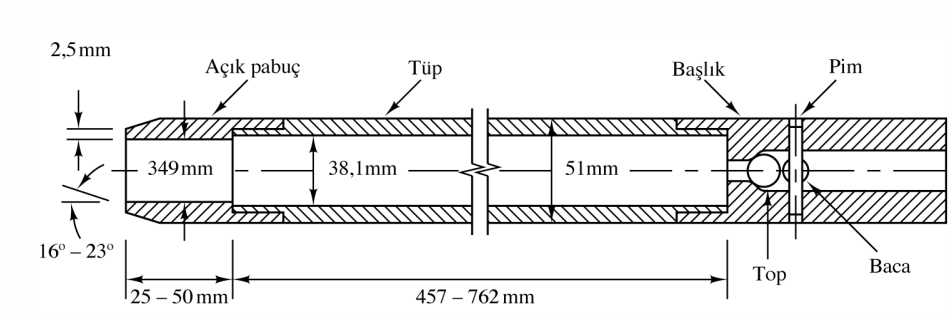
Arazi deneylerinden bazıları birkaç on yıldır kullanılmakla beraber, bazıları oldukça yenidir. Bu deneylerin pekçoğu mühendislik uygulamalarında muhtemelen daha da yaygınlaşmaya devam edecektir.

Standart Penetrasyon Deneyi

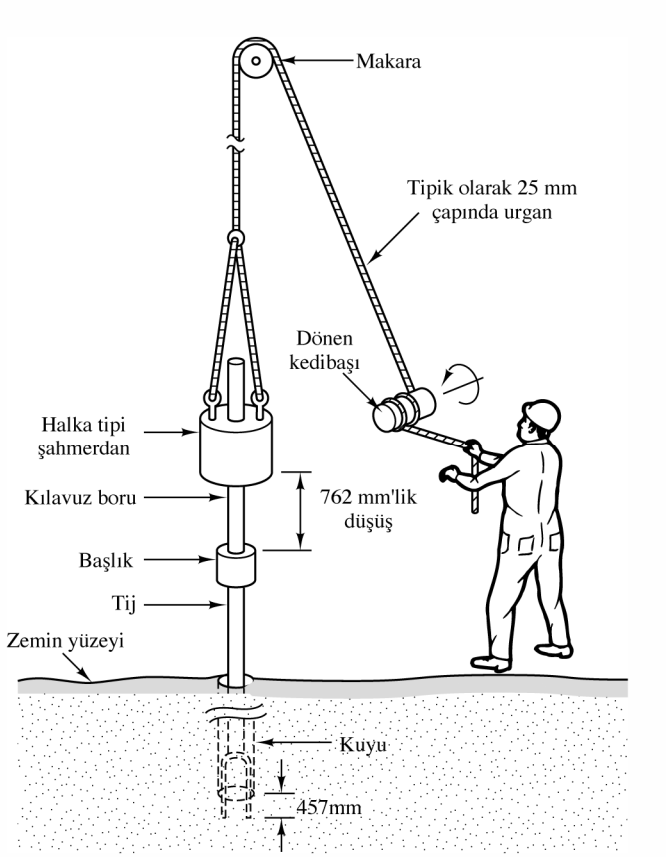
En yaygın arazi deneylerinden biri standart penetrasyon deneyi veya SPT'dir. Bu deney ilk olarak 1920'lerin sonunda geliştirilmiş olup, Kuzey ve Güney Amerika, İngiltere ve Japonya'da çok yaygın bir şekilde kullanılmaktadır. Birikimdeki bu uzun süreden dolayı bu deney mühendislik uygulamasında çok oturmuş bir deneydir. Ne yazık ki, doğruluğunu etkileyen çokça problemi beraberinde getirmesi ve tekrar edilebilirliğinin sıkıntılı oluşundan dolayı özellikle daha büyük ve kritik projelerde bunun yerini başka arazi deneyleri almaya başlamıştır.

Deney Prosedürü : 1958 yılında ASTM standardı D1586 ortaya çıkana kadar deney prosedürü standartlaştırılmamıştır. Aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır[1]:

1. İlk deneyin yapılacağı derinliğe kadar 60 ile 200 mm çapında bir araştırma kuyusu açılır.
2. SPT numune alıcısı (*ayrık kaşık numune alıcısı*) kuyuya yerleştirilir. Bu numune alıcının şekli ve boyutları Şekil 4.8'de verilmiştir. Şekil 4.9'da görüldüğü gibi, çelik tijler vasıtasıyla 63,5 kg'lık şahmerdana bağlanır.
3. Bir halat ve kedibaşı düzeneği ya da otomatik düşürme ekipmanı yardımıyla şahmerdan 76 cm yüksekliğe çıkarılır ve serbest düşmesine izin verilir. Bu işlem, numune alıcıyı zemine 45 cm çakmak için tekrar edilir ve çakılan her 15 cm için darbe sayıları kaydedilir. 15 cm'lik çakmayı sağlamak için darbe sayısının 50'den fazla veya toplamda (45 cm için) 100'den fazla darbe sayısı kaydedildiğinde çakma işlemi durdurulur. Bunlardan herhangi biri *refü* olarak adlandırılır ve sondaj loguna kaydedilir.
4. Son 30 cm'lik penetrasyon için bulunan darbe sayıları toplanarak *N* değeri hesaplanır. İlk 15 cm'lik darbe sayısı referans amacıyla muhafaza edilir fakat, kuyu tabanının sondaj işlemi sırasında örselenmesi ve kuyu tabanının kuyu cidarından dökülen gevşek malzeme ile dolması ihtimalinden dolayı *N*'yi hesaplamada kullanılmaz. *N* değerinin mühendisin İngiliz veya SI birimleri kullanmasından bağımsız olduğuna dikkat ediniz.



Şekil 4.8 SPT numune alıcısı (ASTM D1586'dan uyarlanmıştır; Telif hakkı ASTM'nin olup, izin alarak kullanılmıştır).



Şekil 4.9 SPT numune alıcısının şahmerdan, halat ve kedibaşı ile birlikte arazide kullanılması (Kovacs vd., 1981'den uyarlanmıştır).

5. SPT numune alıcısı kuyudan çıkarılır ve zemin numunesi saklanır.
6. Delme işlemi bir sonraki deney derinliğine kadar devam eder ve gerekli olduğunda 2.-6. basamaklar tekrar edilir.

Bu şekilde, 45 cm'den daha kısa aralıklarla olmamak üzere *N* değerleri elde edilebilir.

Ne yazık ki, arazide kullanılan prosedür kısmen standarttaki değişmelerden fakat, başlıca deney prosedüründeki değişmelerden ve kötü işçilikten dolayı çeşitlilik göstermektedir. Deney sonuçları bu değişimlere duyarlıdır; bu yüzden, *N* değeri arzu edildiğinde tekrar edilememektedir. Belli başlı değişkenler aşağıda verilmiştir:

* Sondaj yöntemi
* Deneyden önce kuyu tabanının ne ölçüde temizlenmiş olduğu
* Sondaj çamurunun kullanılıp kullanılmaması
* Kuyunun çapı
* Şahmerdanın yeri (yüzey tipi veya kuyu-aşağı tipi)
* Şahmerdan tipi; özellikle elle mi yoksa otomatik düşürme ile mi düşürüldüğü.
* Halatın kedibaşı etrafına dolanma sayısı
* Gerçek şahmerdan düşüş yüksekliği (elle düşürülenler çoğu zaman %25'e kadar hatalıdır)
* Şahmerdanın çarptığı yastığın kütlesi
* Halat kılavuzu ve makaralarındaki sürtünme
* Numune alıcının uç kısmındaki pabuçta eskime
* Sondaj tijlerinin düz olup olmayışı
* Numune alıcı içinde astar bulunup bulunmayışı (görünüşte küçük bir ayrıntı olan bu durum deney sonuçlarını %10-30 düzeyinde etkilemektedir)
* Darbelerin uygulanma hızı

Bu değişkenlerin bir sonucu olarak, deney sonuçları arazi ekibine ve deney ekipmanına göre değişecektir. Deneyin diğer yönleri ile birlikte bu değişimler, 1970'li ve 1980'li yıllarda ''standart'' penetrasyon deneyini daha da standartlaştırmaya yönelik çabalarla çok ayrıntılı çalışmalara konu olmuştur (DeMello, 1971; Nixon, 1982). Seed vd. (1985) bu çalışmalara dayalı olarak, standart penetrasyon deneylerin yapılmasında aşağıda verilen ilave kriterlerin uygulanmasını önermiştir:

* Sulu rotari sondaj ile 200-250 mm çapında delik oluşturulur. Sondaj matkabı sondaj çamurunun yukarı çıkmasına izin vermelidir (örnek, trikon matkap gibi).
* Numune alıcının astarlı olması durumunda, astarlı kısmın iç çapı 35 mm olmalıdır.
* 15 m'den sığ derinliklerde A veya AW tijleri; daha büyük derinliklerde N veya NW tijleri kullanılır.
* Etkinliği %60 olan çekiç kullanılır.
* Darbe sayıları dakikada 30 ile 40 arasında olacak şekilde ayarlanır.

Neyse ki, otomatik şahmerdanlar giderek yaygınlaşmaktadır. Bunlar, elle düşürülenlerden daha tutarlı olup, deneyin güvenilirliğini arttırmaktadır.

SPT deneyinin dezavantajları hakkında çok şey söylenmiş olsa da, diğer arazi deneylerine kıyasla üç önemli avantajı vardır. Birincisi, test edilen zeminden numune almasıdır. Bu sayede zeminin doğrudan sınıflaması yapılır. Diğer yöntemlerin çoğunda numune alınması söz konusu değildir. Bu yüzden de zemin sınıflaması komşu sahalardaki

sondajlarda yapılan geleneksel numune alımlarına ve deney sonuçları ile zemin türü arasındaki korelasyona dayanır. İkincisi, her nasılsa açılmış olan sondaj kuyularında yapıldığından, ucuz ve çabuk bir yöntemdir. Son olarak da, temel araştırmalarında kullanılan sondaj ekipmanlarının hemen hemen hepsinde bu deneyi yapmaya yönelik düzenek bulunur. Diğer deneylerde ise her zaman mevcut olmayan özel ekipmanlar gereklidir.

Deney Verilerinin Düzeltilmesi: Belirli düzeltme faktörleri uygulanmak suretiyle ham SPT verilerini iyileştirmek mümkündür. Aşağıda yapıldığı gibi, ölçülmüş N değerlerinin N_{60} değerlerine dönüştürülmesiyle, deney prosedüründeki değişimler en azından kısmen giderilmiş olacaktır (Skempton, 1986):

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_S C_R N}{0{,}60} \tag{4.1}$$

Burada,

N_{60} = arazi prosedürlerine göre düzeltilmiş SPT N değeri
E_m = şahmerdan etkinliği (Tablo 4.3'den)
C_B = kuyu çapı düzeltmesi (Tablo 4.4'den)
C_S = numune alıcı düzeltmesi (Tablo 4.4'den)
C_R = tij uzunluğu düzeltmesi (Tablo 4.4'den)
N = ölçülen SPT değeri

Tablo 4.3 SPT'de şahmerdan etkinlik oranları (Clayton, 1990'dan)

Ülke	Şahmerdan tipi (bkz. Şekil 4.10)	Şahmerdan düşürme mekanizması	Şahmerdan etkinlik oranı, E_m
Arjantin	Halka	Kedibaşı	0,45
Brezilya	Çubuk-ağırlık	Elle düşürmeli	0,72
Çin	Otomatik	Döngülü	0,60
	Halka	Elle düşürmeli	0,55
	Halka	Kedibaşı	0,50
Kolombiya	Halka	Kedibaşı	0,50
Japonya	Halka	Tombi bırakmalı	0,78 – 0,85
	Halka	Kedibaşı, 2 dolamalı+özel bir düşürme şekli	0,65 – 0,67
İngiltere	Otomatik	Döngülü	0,73
A.B.D.	Halka	Kedi başına 2 dolama	0,55 – 0,60
	Güvenli	Kedi başına 2 dolama	0,45
Venezuela	Halka	Kedibaşı	0,43

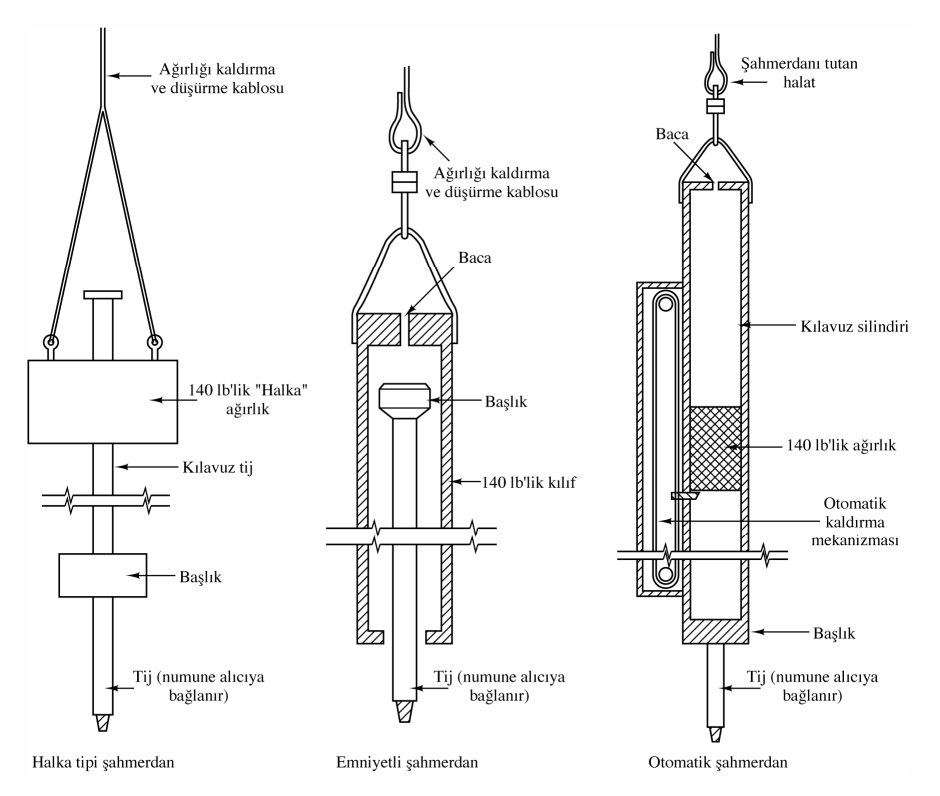
Yaygın olarak kullanılan çok değişik şahmerdan tasarımları mevcut olup, bunlardan hiçbirinde etkinlik %100 değildir. Yaygın şahmerdan tasarımlarından bazıları Şekil 4.10'da verilmiş olup, tipik şahmerdan etkinlikleri Tablo 4.3'de listelenmiştir. SPT'ye dayalı pekçok tasarım korelasyonu, etkinliği %60 olan şahmerdanlar kullanılarak yapılmış olup, (4.2) eşitliği başka şahmerdanlar kullanılarak elde edilen sonuçların %60 etkinlik kullanılarak elde edilen şahmerdanın verdiği

[1] Prosedürün tamamı için bkz. ASTM D1586 standardı.

sonuçlara göre düzeltilmesini sağlamaktadır.

Tablo 4.4 Sondaj kuyusu, numune alıcı ve tij düzeltme faktörleri (Skempton, 1986'dan).

Faktör	Ekipman değişkenleri	Değer
Kuyu çapı faktörü, C_B	65 – 115 mm	1,00
	150 mm	1,05
	200 mm	1,15
Numune alma faktörü, C_S	Standart numune alıcı	1,00
	Astarsız numune alıcı (tavsiye edilmez)	1,20
Tij uzunluğu faktörü, C_R	3 – 4 m	0,75
	4 – 6 m	0,85
	6 – 10 m	0,95
	>10 m	1,00



Şekil 4.10 SPT şahmerdan çeşitleri.

SPT verilerine ayrıca efektif gerilme etkileri için *örtü düzeltmesi* de uygulanabilir. Üniform zeminde daha derinde yapılan deneyler aynı zeminin sığ derinliklerindekine göre daha büyük *N* değerleri verecektir. Bu nedenle, örtü düzeltmesi ile ölçülmüş *N* değerlerinin

100 kPa'lık düşey efektif gerilmeye (σ_z') göre ayarlaması yapılmış olur. Buna göre düzeltilmiş değer [$(N_1)_{60}$] aşağıdaki gibi tanımlanır (Liao ve Whitman, 1985):

$$(N_1)_{60} = N_{60}\sqrt{\frac{100\text{kPa}}{\sigma_z'}} \tag{4.2}$$

Burada,

$(N_1)_{60}$ = Arazi prosedürlerine ve örtü basıncına göre düzeltilmiş SPT *N* değeri

σ_z' = deney yapılan seviyedeki düşey efektif gerilme

N_{60} = Arazi prosedürlerine göre düzeltilmiş SPT *N* değeridir.

Her ne kadar Liao ve Whitman bu düzeltme için herhangi bir sınır koymuş olmasa da, $(N_1)_{60} \leq 2\ N_{60}$ tutmakta yarar vardır. Bu sınırlama, sığ derinlikte karşılaşılacak çok yüksek $(N_1)_{60}$ değerlerini ortadan kaldıracaktır.

Düzeltme faktörlerinin kullanılması çoğu zaman karmaşık bir meseledir. Arazi prosedürü için yapılan düzeltmeler çoğu zaman uygundur fakat, örtü basıncı düzeltmesinin analizi geliştirenlerin göz önüne aldığı hususlar bakımından uygun olup olmadığı konusu belirgin değildir. Bu kitaptaki örtü basıncı düzeltmesi sadece $(N_1)_{60}$ değerinin gerekli olduğu durumlarda uygulanmıştır.

SPT Verilerinin Kullanımı: SPT *N* değeri ve daha birçok diğer deney sonucu sadece *indeks* bir zemin davranışıdır. Zeminin olağan mühendislik özelliklerinden herhangi birini doğrudan ölçmez ve sadece uygun korelasyonların mevcut olduğu durumlarda faydalıdır. Tamamı ampirik olarak elde edilmiş olan böyle çok sayıda korelasyon vardır.

Ne yazık ki, bu korelasyonları çoğu, özellikle de deney prosedürü ve ekipmanlarının şimdikilere göre çok farklı olduğu zamanlarda elde edilen oldukça eski verilere dayalı olanlar kabaca yaklaşık korelasyonlardır. Ayrıca, SPT sonuçlarındaki çok sayıda belirsizliklerden dolayı bu korelasyonlarda geniş bir hata payı bulunmaktadır.

Bu fonksiyonların killer için daha çok hata içermesinden dolayı, SPT sonuçları ile killerin mühendislik özellikleri arasındaki korelasyonları kullanırken özellikle dikkatli olmak gerekir. Genel anlamda SPT sadece kumlu zeminler için kullanılmalıdır.

Relatif Yoğunluğa Göre Düzeltme: Bölüm 3'de açıklandığı gibi, kumların kıvamını tanımlamada relatif sıkılık yararlı bir yöntemdir. Aşağıdaki ampirik korelasyonları kullanmak suretiyle SPT verilerinden bulunabilir (Kulhawy ve Mayne, 1990):

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_P C_A C_{\text{OCR}}}}\text{x}100\ (\%) \tag{4.3}$$

$$C_P = 60 + 25\log D_{50} \tag{4.4}$$

$$C_A = 1{,}2 + 0{,}05\log\left(\frac{t}{100}\right) \tag{4.5}$$

$$C_{\text{OCR}} = \text{OCR}^{0{,}18} \tag{4.6}$$

Burada :

D_r = relatif sıkılık (ondalık olarak)

$(N_1)_{60}$ = Arazi prosedürlerine ve örtü basıncına göre düzeltilmiş SPT N değeri

C_P = tane boyu düzeltme faktörü

C_A = yaş düzeltme faktörü

C_{OCR} = aşırı konsolidasyon düzelme faktörü

D_{50} = zeminin %50'sinin daha ince olduğu tane çapı (mm)

t = zeminin yaşı (çökelmeden sonra geçen zaman)(yıl)

OCR = aşırı konsoldiasyon oranı

Çok ender durumlarda (4.4)'den (4.6)'ya kadar olan eşitliklerdeki tüm parametreleri destekleyecek deney verileri söz konusudur. Bu nedenle, çoğu zaman bunların tahminle bulunması gerekir. Tane boyu dağılım eğrisinin bulunmadığı durumda D_{50} değeri zeminin görsel incelemesine dayalı olarak Tablo 3.4'den tahmin edilebilir. Jeologlar bazan kum çökellerinin yaşını tahmin edebilirler fakat, (4.5) denklemi seçilen değere çok hassas değildir; bu nedenle, ''çok kaba bir tahmin'' muhtemelen yeterli olacaktır. Çoğu analizler için t = 1000 yıl almak amaca uygundur. Kumların aşırı konsolidasyon oranı çok ender durumlarda mevcuttur fakat, (4.6) eşitliğinin kullanılması için gevşek kumlarda (N_{60}<10) 1 ve sıkı kumlarda (N_{60}>50) yaklaşık 4 alınması yeterlidir.

Kayma Dayanımına Göre Düzeltme: DeMello (1971) SPT sonuçları ile çimentolanmamış kumların efektif sürtünme açısı (ϕ') arasında Şekil 4.11'de verilen korelasyonu önermiştir. Bu korelasyon sadece 2 m'den büyük derinliklerde kullanılmalıdır.

Örnek 4.1

İnce kum türü bir zeminde açılan 150 mm çapındaki araştırma sondaj kuyusu 5,7 m derinliğe kadar inmektedir. ABD güvenli şahmerdanı ile birlikte standart numune alıcının kullanıldığı SPT deneyinde bu derinlikteki N değeri 23 olarak kaydedilmiştir. Sondaj daha derine kadar ilerletilmiş ve 10,5 m derinlikte su tablasına rastlanmıştır. Kumun birim ağırlığı bilinmemektedir. Deneyin yapıldığı seviyedeki $(N_1)_{60}$, ϕ' ve D_r değerlerini hesaplayarak, bu değerler yardımıyla kumun kıvamını sınıflayınız.

Çözüm

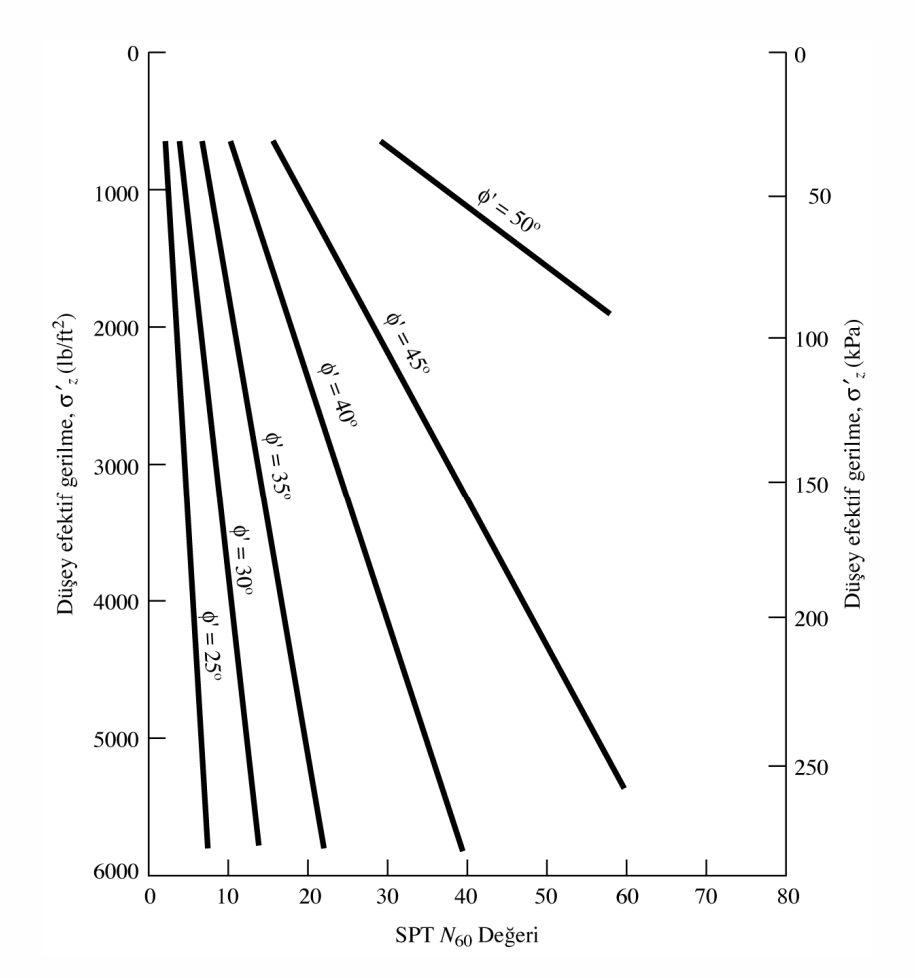
Su tablası üstündeki SP zeminlerin birim ağırlığı Tablo 3.2'den tipik olarak 15 – 19,5 kN/m^3 arasında bulunur. Ölçülen N = 23 değeri kumun orta sıkılıkta olduğunu göstermektedir. Bu durumda γ = 18 kN/m^3 kullanınız. Bu nedenle, numune alınan derinlikte:

$$\sigma_z' = \Sigma\gamma H - u = (18\ \text{kN/m}^3)(5{,}7\ \text{m}) - 0 = 102{,}6\ \text{kN/m}^3$$

$$N_{60} = \frac{E_m C_B C_S C_R N}{0{,}60} = \frac{(0{,}57)(1{,}05)(1{,}00)(0{,}85)(23)}{0{,}60} = 19{,}5$$

$$(N_1)_{60} = N_{60}\sqrt{\frac{100\text{kPa}}{\sigma_z'}} = 19{,}5\sqrt{\frac{100\text{kPa}}{102{,}6\,\text{kN/m}^2}} = 19{,}3 \quad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Şekil 4.11'den: $\boldsymbol{\phi' = 39^o} \Leftarrow$ **Cevap**



Şekil 4.11 Çimentolanmamış kumlar için N_{60} ile ϕ′ arasında ampirik korelasyon.

D_{50} verilmemiştir. Ancak, zemin ince kum olarak sınıflandırılmıştır ve Tablo 3.4'de böyle zeminlerin tane boylarının 0,075 ile 0,425 mm arasında olduğu belirtilmektedir. Bu nedenle, D_{50} = 0,2 mm'dir.

$$C_P = 60 + 25 \log D_{50} = 60 + 25 \log(0{,}2) = 42{,}5$$

t verilmemiştir fakat, t = 1000 yıl alınız.

$$C_A = 1{,}2 + 0{,}05 \log (t / 100) = 1{,}2 + 0{,}05 \log (1000 / 100) = 1{,}25$$

OCR verilmemiştir. O halde OCR = 2,5 alınız.

$$C_{OCR} = OCR^{0{,}18} = 2{,}5^{0{,}18} = 1{,}18.$$

$$D_r = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_P C_A C_{OCR}}} \text{x} 100\,(\%) = \sqrt{\frac{19{,}3}{(42{,}5)(1{,}25)(1{,}18)}} \text{x} 100\,(\%) = \%55 \quad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Tablo 3.3'den zemin **Orta Sıkı** ⇐ **Cevap**

Konik Penetrasyon Deneyi (CPT)

Arazide kullanılan bir başka yaygın deney de *konik penetrasyon deneyi* (ASTM D3441) veya CPT'dir (Schmertmann, 1978; De Ruiter, 1981; Meigh, 1987; Robertson ve Campanella, 1989; Briaud ve Miran, 1991). Bu deney ile ilgili ilk gelişmelerin çoğunluğu 1930'larda ve yine 1950'lerde batı Avrupa'da olmuştur. Çok değişik tarzlar ve konfigürasyonlar kullanılmasına rağmen, mevcut standart Hollanda'da yapılan işlerden çıkmış olup, bu yüzden bazan *Dutch konisi* olarak da adlandırılmaktadır. Uzun yıllardan beri Avrupa'da kullanılan CPT Kuzey Amerika'da ve başka yerlerde de giderek popüler olmaktadır.

Şekil 4.12'de gösteridiği gibi, *mekanik koni* ve *elektrik koni* olmak üzere yaygın olarak kullanılan iki çeşit koni bulunmaktadır. İkisi de 35,7 mm çapında ve 60^o tepe açılı koni şekilli bir uç ve 35,7 mm çaplı 133,7 mm uzunluktaki bir silindirik kol olmak üzere iki kısımdan oluşmaktadır. Bir hidrolik ünite bu probu zemin içine sürer ve bu esnada penetrasyona karşı olan direnç kaydedilir. *Konik uç direnci* (q_c) koni üzerine etkiyen toplam kuvvetin koninin kesit alanına (10 cm^2) bölümü; *çeper sürtünmesi* (f_{sc}) de kol yüzeyine etkiyen toplam sürtünme kuvvetinin çeper alanına (150 cm^2) bölümüdür. Çeper sürütünmesi genellikle sürtünme oranı (R_f) cinsinden ve (f_{sc} / q_c) x 100 olarak ifade edilir.

Bu iki koninin çalışma şekli biraz farklı olup, mekanik koni aşamalı olarak zemine sürülür ve yaklaşık 20 cm aralıklarda f_{sc} ve q_c ölçümleri alınır. Elektrik koni ise, içinde birim deformasyon ölçer komparatörler bulunduğu için derinlikle bağlı olarak f_{sc} ve q_c'yi sürekli ölçebilir. CPT iki durumda da zemin profilini SPT'dekinden çok daha büyük hassasiyet ile tanımlamaktadır.

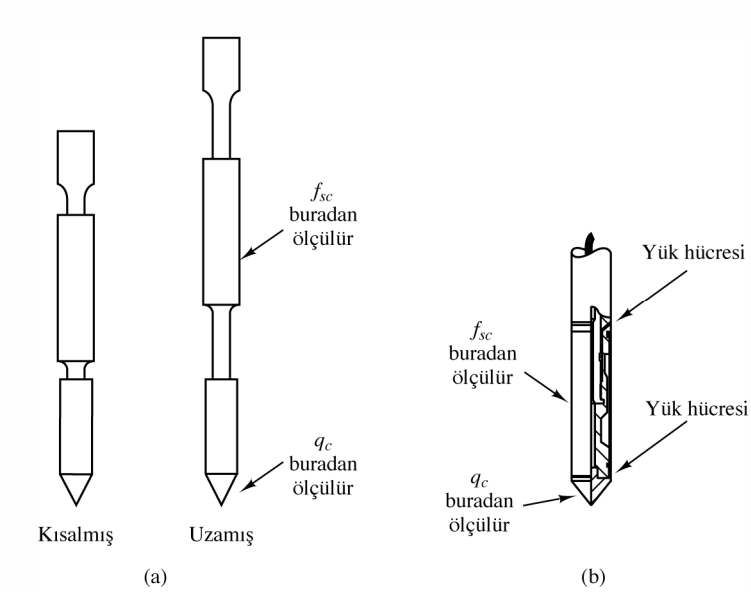
CPT düzenekleri çoğu zaman Şekil 4.13'de görüldüğü gibi çift dingilli kamyona monte edilir. Bu kamyonlarla tipik olarak 10-20 tonluk (100-200 kN) itki sağlamak mümkündür. Daha küçük ve paletli taşıyıcılar üzerine monte edilmiş düzenekler de vardır.

CPT üzerinde çok kapsamlı araştırmalar yapılmış ve buna bağlı olarak da gelişmeler kaydedilmiş olup (Robertson ve Campanella, 1983), bu yüzden de uygulamacı mühendis için giderek daha da faydalı olmaktadır. Günümüzde bu araştırma çabalarının bir kısmı, deney sırasında oluşan aşırı boşluk suyu basıncını ölçmek amacıyla boşluk basıncı ölçen sensörlerle donatılmış konilerle yapılmaktadır. *Piyezokoni* olarak adlandırılan bu koni ile geliştirilen deneye CPTU deneyi denilmektedir. Bu ekipmanlar özellikle doygun killerde daha çok işe yaramaktadır.

CPT sonuçlarının tipik bir çıktısı Şekil 4.14'de verilmiştir.

SPT'ye göre her ne kadar birçok avantajı olsa da, CPT'nin en azından üç önemli dezavantajı vardır:

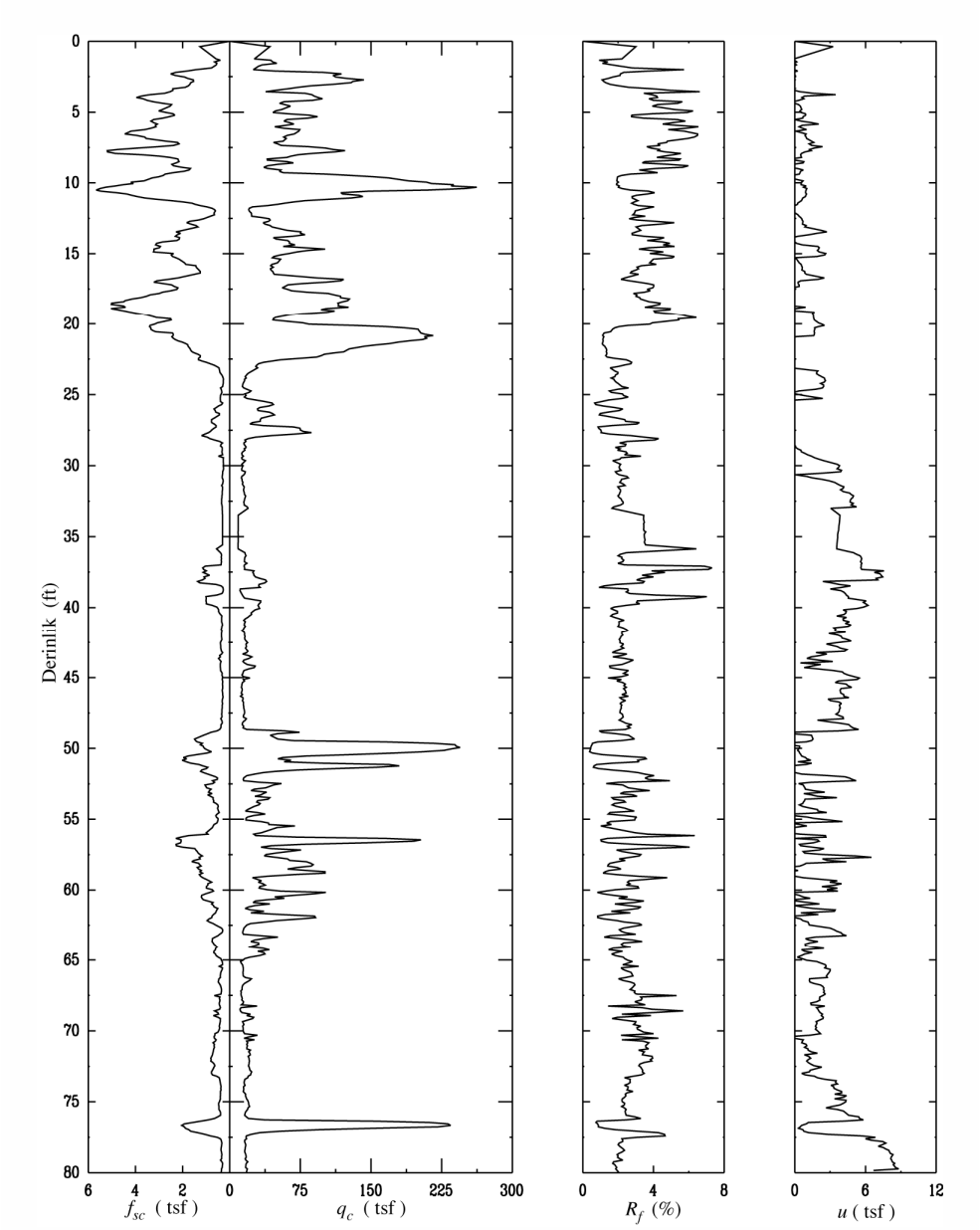
- Zemin numunesi alınamadığından zemini inceleme fırsatı yoktur.
- Önemli miktarda çakıl içeren zeminlerde kullanılamaz veya kullanılsa bile verdiği sonuçlar güvenli değildir.
- Bu deneydeki penetrasyonun maliyeti sondaj kuyusu açmaktan daha az olsa da, CPT deneyini gerçekleştirmek için özel bir sondaj düzeneği oluşturmak gereklidir.



Şekil 4.12 Koni çeşitleri: (a) Mekanik koni (Begemann konisi olarak da bilinir) ve (b) Elektrik konisi (Fugro konisi olarak da bilinir).



Şekil 4.13 Kamyona monteli CPT sondaj düzeneği. Kamyonun içine yerleştirilmiş bir hidrolik kriko, kamyonun ağırlığını tepki olarak kullanmak suretiyle koniyi zemine sürer.



Şekil 4.14 CPT deney sonuçlarına bir örnek. Bu sonuçlar bir piyezokoniden elde edildiği için yanında bir de derinliğe bağlı olarak boşluk suyu basıncı (*u*) grafiği verilmiştir. Gerilme ve basınç birimlerinin türü ft kare başına ton (tsf) olarak ifade edilmiştir. Pratikte 1 tsf=1 kgf/cm^2 alınabilir (Alta Geo Cone Penetrometer Testing Services, Sandy, Utah).

CPT Verilerinin Kullanımı: CPT özellikle zemin profilini değerlendirmede faydalı ve ucuz bir yöntemdir. Derinliğe bağlı olarak verileri (elektrik koni ile) sürekli kaydettiğinden, CPT stratigrafideki küçük değişimleri de tespit edebilir. Bu nedenle, yeraltı araştırmasının ilk aşamasında mühendisler çoğu zaman CPT kullanmakta ve ikinci aşamadaki sondaj ve numune alma işlemlerinden önemli ölçüde tasarruf etmektedirler.

CPT'den ayrıca zeminin mühendislik özelliklerini değerlendirmede ampirik korelasyonlar kullanarak da yararlanılabilir. Kohezyonsuz zeminlerde kullanılması öngörülen korelasyonlar genellikle daha doğru olup, bu nedenle de daha yaygın olarak kullanılmaktadır. Aşırı boşluk suyu basıncının olmasından ve başka nedenlerden dolayı kohezyonlu zeminlerde çoğu zaman doğruluk derecesi daha azdır. Ancak, piyezokoniler ile bu problemin üstesinden gelinebilir.

CPT sonuçları ile temel davranışı arasında doğrudan ilişki kuran korelasyonlar da vardır. Bölüm 14'de açıklandığı gibi, bunlar özellikle derin temellerin tasarımında çok yararlıdır.

Zemin Sınıflaması ile Korelasyon: CPT yönteminde zemin numunesi alınmadığından, bu anlamda geleneksel araştırma sondajlarının yerini tutması mümkün değildir. Ancak, Şekil 4.15'de verilen korelasyonu kullanarak zemin sınıfını yaklaşık olarak bulmak mümkündür.

Relatif Sıkılık ile Korelasyon: CPT sonuçları ile kumların relatif sıkılığı arasında yaklaşık ilişki aşağıda verilmiştir (Kulhawy ve Mayne, 1990'dan uyarlanmıştır):

$$D_r = \sqrt{\left(\frac{q_c}{315 Q_c \mathrm{OCR}^{0,18}}\right)\sqrt{\frac{100\,\mathrm{kPa}}{\sigma'_z}}}\,\mathrm{x}100(\%) \qquad (4.7)$$

Burada,

q_c = konik uç direnci (kgf/cm^2)

Q_c = sıkışabilirlik faktörü

sıkışabilir kumlar için 0,91

orta derecede sıkışabilir kumlar için 1,00

az sıkışabilir kumlar için 1,09

Bu formülü çözerken; çok miktarda ince tane içeren veya mika içeriği yüksek olan kumu ''ileri derecede sıkışabilir'', kuvars kumunu ise ''az sıkışabilir'' olarak alınız.

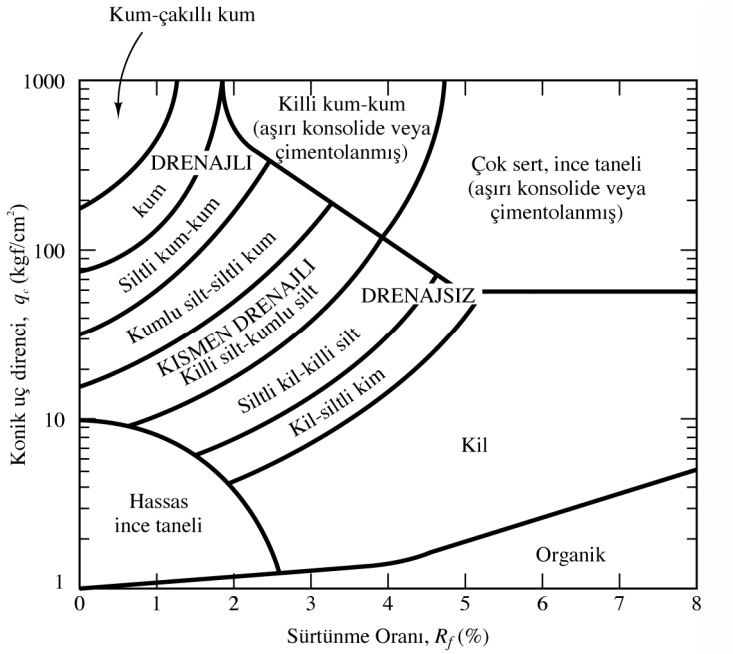
OCR = aşırı konsolidasyon oranı

σ_z' = düşey efektif gerilme (kPa)

Kayma Dayanımı ile Korelasyon: CPT sonuçlarının özellikle kumlarda kayma dayanımı parametreleri ile de korelasyonu vardır. Şekil 4.16'da çimentolanmamış, normal konsolide kumlar için Robertson ve Campanella'nın 1983 korelasyonu verilmiştir. Aşırı konsolide kumlar için, bu şekilden bulunan efektif sürtünme açısını 1 – 2 derece küçük alınız.

SPT-N Değeri ile Korelasyon: SPT ve CPT en yaygın olarak kullanılan arazi deneyleri olduğundan, bunların birinden elde edilen değeri diğerine dönüştürmek genellikle faydalı bir

işlemdir. Ortalama tane boyunun (D_{50}) fonksiyonu olarak q_c / N_{60} oranı Şekil 4.17'de verilmiştir. N_{60}'ın herhangi bir örtü gerilmesi düzeltmesi içermediğine dikkat ediniz.



Şekil 4.15 CPT deney sonuçlarına göre zemin sınıflaması (Robertson ve Campanella, 1983'den).

CPT değerlerini *N* değerine dönüştürdükten sonra SPT'ye dayalı analiz yöntemlerini kullanırken dikkatli olunuz. Bu teknik, iki korelasyon kullanmış olmasından dolayı belirsizlikleri birleştirmiş olmaktadır. Biri, *N*'ye dönüştürme işlemi; diğeri de istenen miktarı hesaplarken yapılan işlemdir.

Örnek 4.2

Şekil 4.14'deki CPT logunu kullanarak 28 ile 48 ft arasındaki zemin katmanını sınıflayınız ve eşdeğer SPT-*N* değerini hesaplayınız.

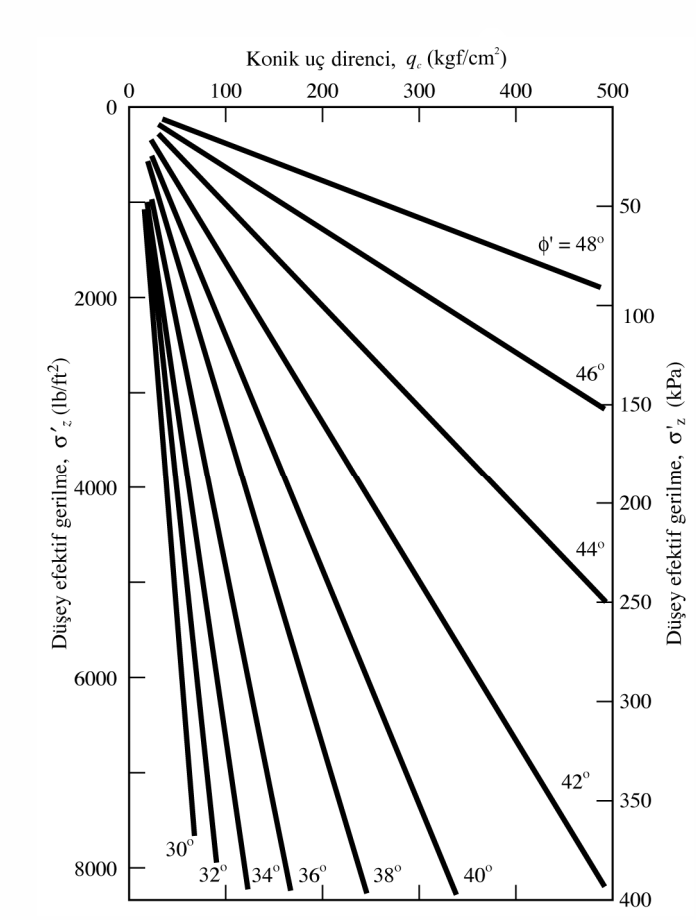
Çözüm

Bu zemin tabakası için q_c=15 tsf ve R_f=%2,0'dir. Şekil 4.15'e göre bu zemin muhtemelen bir **killi silt**tir.

Tane boyu dağılımı ile ilgili olarak bir veri bulunmamaktadır. Ancak, Tablo 3.4'deki sınıflamaya göre ortalama tane çapı (D_{50}) yaklaşık olarak 0,02 mm'dir. Şekil 4.17'ye göre q_c / N_{60} =1'dir. O halde $\boldsymbol{N_{60}=15}$'dir.

Yorum

Zemin kum olduğundan (4.8) ve (4.16) eşitlikleri bu zemine uygulanamaz.



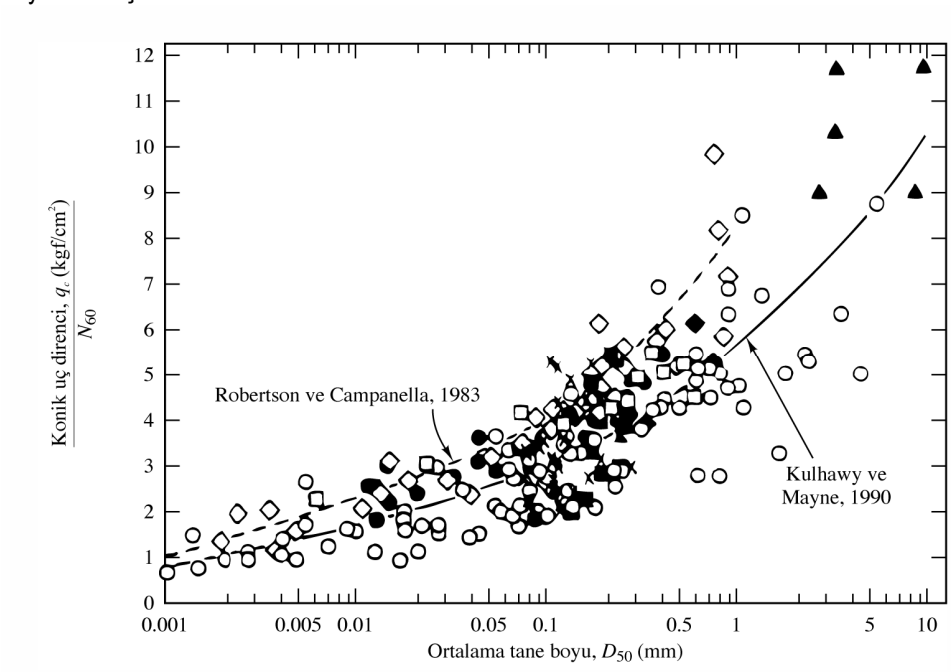
Şekil 4.16 Çimentolanmamış, normal konsolide kuvars kumları için CPT sonuçları, örtü basıncı ve efektif sürtünme açısı arasındaki ilişki (Robertson ve Campanella, 1983'den).

Kanatlı Kesme Deneyi (VST)

Kanatlı kesme deneyi (VST) hassas İskandinav denizel killerini yerinde test etmek için 1920'lerde John Olsson tarafından geliştirilmiştir. Kanatlı kesme deneyinin popülerliği özellikle İkinci Dünya Savaşı'ndan sonra artmış olup, günümüzde dünyanın her yerinde kullanılmaktadır.

Bu deney (ASTM D2573) Şekil 4.18'de görüldüğü gibi kanatlı kesicinin (vane) zemine sürülmesi ve sonra zeminde makaslama yenilmesi meydana gelene kadar döndürülmesi şeklinde yapılır. Drenajsız kayma dayanımı yenilmedeki tork, kanatlı kesicinin boyutları ve diğer faktörler kullanılarak hesaplanabilir. Kanatlı kesici basit bir itme hareketi ile (özellikle yumuşak zeminlerde) büyük derinliklere kadar indirilebilir veya deney bir kuyu tabanında yapılabilir ve sondaj kuyusu derinleştikçe tekrar edilebilir. Ancak, zemin örselenmesini asgariye indirmek için kanatlı kesicinin ince olması gerektiğinden, düzeneğin sağlamlığı

sadece yumuşak-orta sert kohezyonlu zeminlerde kullanılabilecek kadardır. Deney çabukça yapılır (yenilme yaklaşık 1 dakikada gerçekleşir) ve bu nedenle de sadece drenajsız dayanımı ölçer.



Şekil 4.17 q_c /N_{60} ile ortalama tane çapı (D_{50}) arasındaki korelasyon (Kulhawy ve Wayne, 1990'dan). Telif hakkı © 1990 Electric Power Research Institute'den; izin alınarak basılmıştır.

Makaslama yüzeyi silindir şeklinde olup, bu silindirin üst ve alt yüzeyindeki direnç verilerin analizinde ihmal edilir. Kanatlı kesici de yüksekliğin çapa oranı genellikle 2 olup, uygulanan tork ile birleştirildiğinde aşağıdaki teorik formül ortaya çıkar:

$$s_u = \frac{6T_f}{7\pi d^3} \tag{4.8}$$

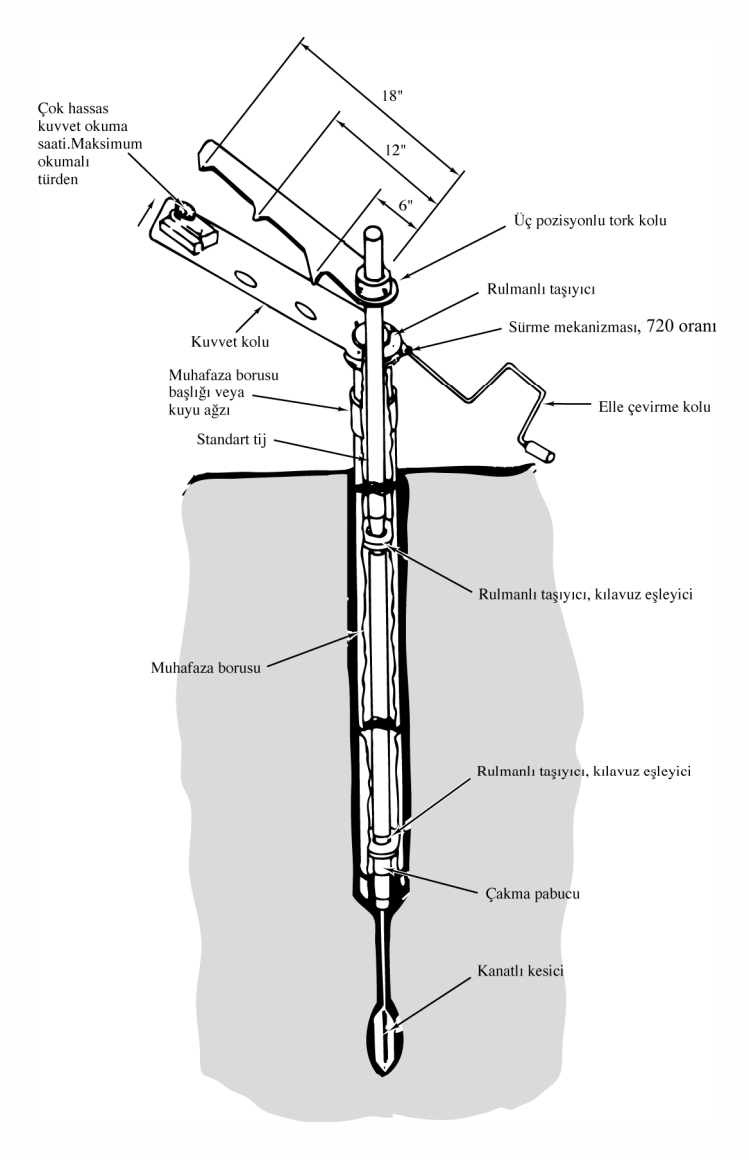
Burada,

s_u = drenajsız kayma dayanımı

T_f = yenilme sırasındaki tork

d = kanatlı kesicinin çapıdır.

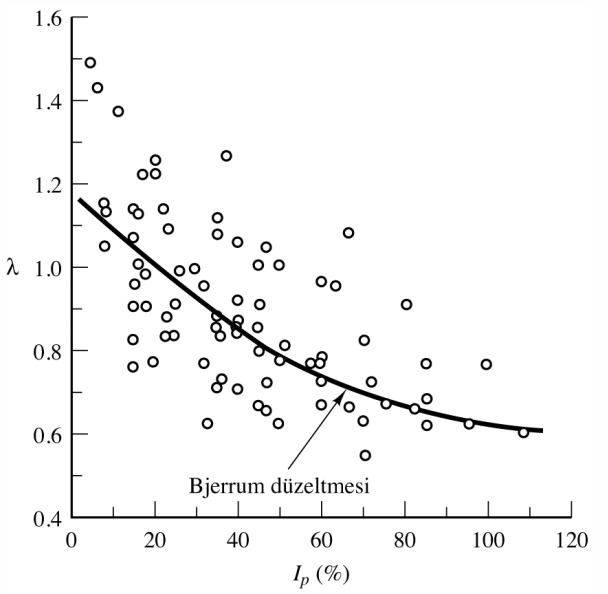
Ancak, kanatlı kesici kullanarak dolgular, sömeller ve kazılardaki yenilmeleri analiz eden bazı araştırmacılar (emniyet faktörünün 1 olduğundan hareketle), (4.8) eşitliğinin s_u'yu olduğundan büyük verdiğini bulmuşlardır. Bu nedenle, sonuçlara Şekil 4.19'daki gibi bir düzeltme faktörü (λ) uygulanmaktadır:



Şekil 4.18 Kanatlı kesme deneyi (U.S. Navy, 1982a'dan).

$$s_u = \frac{6\lambda T_f}{7\pi d^3} \tag{4.9}$$

Turba dışındaki organik zeminler için ayrıca 0,85 gibi bir düzeltme faktörünün uygulanması gerekir (Terzaghi, Peck ve Mesri, 1996).



Şekil 4.19 Kanatlı kesme düzeltme faktörü, λ (Terzaghi, Peck ve Mesri'nin *Soil Mechanics in Engineering Practice*, üçüncü baskısından. Telif hakkı © 1996; John Wiley ve Sons'dan izin alarak kullanılmıştır).

Presiyometre Deneyi (PMT)

1954 yılında genç bir Fransız mühendisi olan Louis Ménard presiyometre deneyi adı verilen yeni bir arazi deneyi geliştirmeye başlamıştır. Kögler isimli araştırmacı yirmi yıl kadar önce benzer bir deney üzerinde sınırlı bir çalışma yapmış ise de, deneyi gerçekte uygulamaya sokan Ménard'dır.

Presiyometre, zemin içine sürülen ve Şekil 4.20 ile 4.21'deki gibi şişirilen bir balondur. Hacim ve basınç ölçümleri arazi gerilmesi, sıkışabilirlik ve komşu zeminin dayanımı ve böylece de temelin davranışını değerlendirmek amacıyla kullanılabilir (Baguelin vd., 1978; Briaud, 1992).

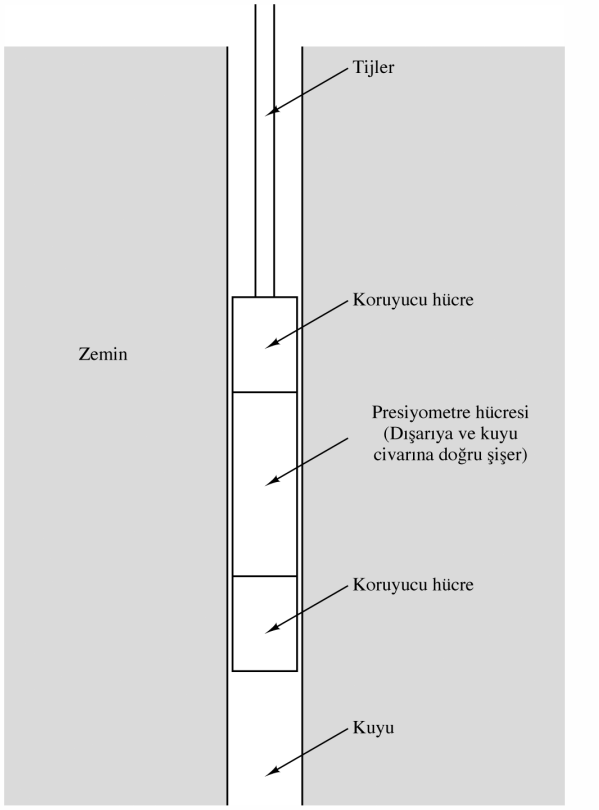
PMT deneyi özenle açılmış bir sondaj kuyusunda yapılabilir veya kendinden delgili bir presiyometre elde etmek için deney düzeneği küçük bir burgu ile birleştirilebilir. Bu sonuncusunda zemin örselenmesi daha az olup, presiyometre ile zemin arasında daha fazla temas sağlanır.

PMT deneyi zeminin sıkışabilirliği ve yanal gerilmeler konusunda SPT ve CPT'ye kıyasla çok daha doğrudan ölçümler yapmaya izin verir. Bu nedenle, teorik olarak oturma analizi ve kazık kapasitesi analizleri için daha sağlam bir temel oluşturur. Ancak, PMT deneyinin yapılması zordur ve ekipmanın bulunması ve deneyimli ekip konularında sınırlamalar söz konusudur.

PMT deneyi Fransa ve Almanya'da yaygın bir şekilde kullanılsa da, dünyanın diğer bölgelerinde sadece ara sıra kullanılmaktadır. Ancak, gelecekte daha popüler bir deney olabilir.

Dilatometre Demeyi (DMT)

En son geliştirilen arazi deney tekniklerinden biri olan dilatometre (Marchetti, 1980; Schmertmann, 1986b, 1988a, 1988b) İtalya'da 1970'lerin sonuna doğru Silvano Marchetti tarafından geliştirilmiştir. *Düz dilatometre* veya *Marchetti dilatometresi* olarak bilinen düzenek, 95 mm genişliğinde, 15 mm kalınlığında bir metal bıçak ile Şekil 4.22'de görüldüğü gibi bir tarafında yer alan ince, düz, dairesel, şişebilir bir metal membrandan oluşur.

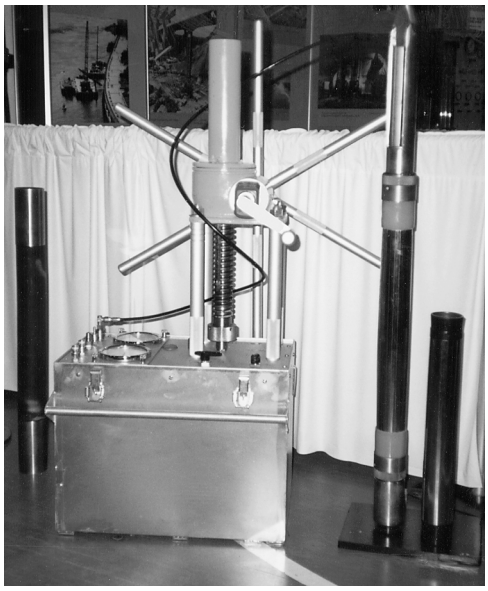


Şekil 4.20 Bir presiyometre deneyinin şeması.

Dilatometre deneyi (DMT) aşağıda tarif edildiği gibi yapılır (Schmertmann, 1986a):

1. Bir CPT sonda düzeneği veya uygun başka bir aygıt yardımıyla dilatometre zemin içinde arzu edilen derinliğe sürülür.
2. Dışarı doğru basınç uygulayacak şekilde membrana azot gazı ile basınç uygulanır. Membranın merkezinin zemin içine 0,05 mm doğru hareket etmesi için gereken basınç (*A* basıncı) ve zemin içine 1,10 mm hareket etmesi için gerekli basınç (*B* basıncı) kaydedilir.
3. Membrandaki basınç düşürülür ve membran orijinal haline dönüştüğü zaman üzerine etkiyen basınç kaydedilir. Bu *C* basıncı olup, zemindeki boşluk suyu basıncının bir ölçüsüdür.

4. Dilatometre zeminde 15 ile 30 cm daha derine sürülerek deney tekrarlanır. Arzu edilen derinliğe ulaşıncaya kadar deney tekrarlanır.



Şekil 4.21 Üç farklı hücre düzeneği ve kontrol ünitesi ile birlikte tam bir presiyometre deney seti.

Bu deneyin her bir aşamasının tamamlanması tipik olarak 1-2 dakika sürer ve böylece tipik bir profilin çıkarılması (zemin yüzeyi ile arzu edilen derinlik arasında gerçekleştirilen DMT deneylerinin tamamı) yaklaşık olarak 2 saat sürer. Bunun aksine, benzer bir derinlik ile profil çıkarma işlemi CPT ile yaklaşık olarak yarım saat sürer.

DMT'nin başlıca faydası, zemindeki yanal gerilme şartını ve sıkışabilirliği ölçmesidir. Bunlar *A*, *B* ve *C* basınçlarından ve *DMT indislerindeki* gibi ekipmanın bazı kalibrasyon faktörlerinden bulunur:

I_D = materyal indisi (normalize edilmiş modül)
K_D = yatay gerilme indisi (normalize edilmiş yanal gerilme)
E_D = dilatometre modülü (teorik elastisite modülü)

Araştırmacılar zeminin bazı mühendislik özellikleri ile bu indisler arasında aşağıdakiler de dahil olmak üzere korelasyonlar geliştirmişlerdir (Schmertmann, 1888b; Kulhawy ve Mayne, 1990):

- Sınıflama
- Yanal zemin basınç katsayısı, K_0
- Aşırı konsolidasyon oranı, OCR
- Elastisite modülü, *E* veya kısıtlanmış (constrained) modül, *M*



Şekil 4.22 Kontrol ünitesi ve azot gaz şişesi ile birlikte Marchetti dilatometresi (GPE, Inc., Gainesville, FL).

CPT ve DMT birbirini tamamlayıcı deneylerdir (Schmertmann, 1888b). Dilatometre sıkışabilirliği ve arazi gerilmelerini değerlendirirken, CPT de zemin dayanımını değerlendirmede yararlıdır. Çoğu temel mühendisliği analizinin temelini bu üç çeşit bilgi oluşturmaktadır. Ayrıca, dilatometre bıçağı geleneksel bir CPT sondası ile zemine kolay bir şekilde sürülür ve böylece sadece minimum konfigürasyondan oluşan bir düzeneği bir noktadan diğerine taşımakla CPT ve DMT deneylerinin ikisinin bir arada yapılması oldukça kolay bir şekilde gerçekleştirilir.

Dilatometre deneyi oldukça yeni sayılır. Bu nedenle, henüz yaygın olarak kullanılan bir mühendislik gereci olamamıştır. Mühendislerin bu deney ile ilgili deneyimleri kısıtlı olduğundan, DMT sonuçlarına dayalı analiz ve tasarım yöntemleri henüz çok iyi gelişmemiştir. Ancak, nispeten düşük maliyeti, kullanışlılığı ve CPT ile uyumluluğu gelecekte bu deneyin çok geniş bir kullanımının olacağına işaret etmektedir. Tekrar edilebilirlik açısından son derece uygun olan bu deney, yumuşak veya orta sert zeminlerde (meselâ, $N \leq 40$ olanlarda) kullanılabilir ve gerilme-birim deformasyon özellikleri hakkında doğrudan ölçümler sağlar.

Becker Penetrasyon Deneyi

Çakıl yüzdesi fazla olan zeminler ile küçük ve büyük blok içeren zeminler çoğu arazi deneyi için önemli sorunlar teşkil etmektedir. Zemindeki partiküller boyut itibariyle deney düzeneği kadar olduğundan, arazi deney düzenekleri çoğu zaman bu zeminlere nüfuz edememekte (*refü* ile karşılaşmakta) veya sonuçlar temsilci olmamaktadır.

Böyle iri taneli zeminlere nüfuz edebilmenin bir yolu *Becker şahmerdanlı sondajıdır*. Kanada'da geliştirilen bu düzenek, 13,5 ile 23 cm çapı arasındaki çift duvarlı çelik muhafaza borusunu zemine çakmak için küçük bir dizel kazık çakma şahmerdanı kullanır. Kuyuda kesilen kırıntılar basınçlı hava vasıtasıyla muhafaza borusu içinden yukarıya gönderilir. Bu teknik çok sıkı ve iri zeminlerde başarı ile kullanılmaktadır.

Becker şahmerdanlı sondajı Becker penetrasyon deneyini kullanarak bu zeminlerin penetrasyon direncini değerlendirmede de kullanılır. Muhafaza borusunu 30 cm çakmak için gerekli darbe sayısı Becker darbe sayısıdır (N_B). Bunu eşdeğer SPT N değerine dönüştüren korelasyonlar vardır (Harder ve Seed, 1986). Bu korelasyonlardan biri, dizel şahmerdandaki sıçrama haznesi basıncını da göz önüne almaktadır.

Arazi Deneyleri Arasında Karşılaştırma

Her arazi deneyinin kendine özgü üstün ve zayıf yönleri bulunmaktadır. Tablo 4.5'de bu bölümde tanımlanan deneylerin bazı özellikleri arasında bir karşılaştırma yapılmıştır.

Tablo 4.5 Arazi deney yöntemlerinin değerlendirilmesi (Mitchell, 1978a'dan. ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

	Standart Penetrasyon Deneyi	Konik Penetrasyon Deneyi	Presiyometre Deneyi	Dilatometre Deneyi	Becker Penetrasyon Deneyi
Basitlik ve aletin dayanıklılığı	Basit, dayanıklı	Karmaşık, dayanıklı	Karmaşık, narin	Karmaşık, orta dayanıklı	Basit, dayanıklı
Deney kolaylığı	Kolay	Kolay	Karmaşık	Kolay	Kolay
Devamlı profil veya nokta değerleri	Nokta	Devamlı	Nokta	Nokta	Devamlı
Yorumlama için dayanak	Ampirik	Ampirik; teori	Ampirik; teori	Ampirik; teori	Ampirik
Uygun zeminler	Çakıl hariç tümü	Çakıl hariç tümü	Tümü	Çakıl hariç tümü	Kumdan bloğa kadar
Pratikte ekipmanın bulunabilirliği ve kullanımı	Heryerde mevcut; rutin kullanım	Genellikle mevcut; rutin kullanım	Bulunması zor; özel projelerde kullanılır	Bulunması zor; özel projelerde kullanılır	Bulunması zor; özel projelerde kullanılır
Gelecekteki potansiyel gelişme	Sınırlı	Büyük	Büyük	Büyük	Belirsiz

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

4.5 Konik penetrasyon deneyinin standart penetrasyon deneyine göre üstün yönlerini tartışınız.

4.6 15 cm çaplı bir kuyuda zemin yüzeyinden 9,5 m derinlikte bir standart penetrasyon deneyi yapılmıştır. Sondörün kullandığı şahmerdan İngiliz tarzı otomatik düşürmeli ve numune alıcı da standart SPT numune alıcısıdır. Kaydedilen gerçek darbe sayısı (N) 19'dur. Zemin normal konsolide ince kum olup, birim ağırlığı 18,0 kN/m^3 ve D_{50}=0,4 mm'dir. Su tablası yüzeyden 15 m derindedir. Bu verilere göre aşağıda istenenleri hesaplayınız:

a. N_{60}
b. $(N_1)_{60}$
c. D_r
d. Kıvam (Tablo 3.3'e göre)
e. ϕ'

4.7 Şekil 4.14'deki konik penetrasyon deney verileri ile birlikte birim ağırlık=115 lb/ft^3 ve aşırı konsolidasyon = 3 değerlerini kullanarak, 21 – 23 ft derinlikleri arasındaki zemin için aşağıda istenenleri hesaplayınız:

a. Zemin sınıflaması
b. D_r (zeminin bir miktar ince tane içerdiğini fakat mika bulunmadığını varsayınız)
c. Kıvam (Tablo 3.3'e göre)
d. ϕ'
e. N_{60} (D_{50} için tahmin değeri olarak 0,60 mm alınız)

4.4 ARAZİ VE LABORATUVAR DENEY VERİLERİNİN SENTEZİ

İnceleme ve deney programlarında çoğu zaman tasnifi ve sentezi zor olabilen büyük miktarda bilgi üretilir. Gerçek zemin profilleri hemen hemen her zaman karmaşık olduğundan, sondaj kuyuları arasında korelasyon yapmak zordur ve deney sonuçları da çoğu zaman önemli bir aralıkta değişim gösterir. Bu nedenle, analize devam edilmeden önce, sadeleştirilmiş bir zemin profili oluşturulmalıdır. Sadeleştirilmiş bu profili en iyi şekilde tanımlamanın yolu, genellikle derinliğe bağlı olarak zemin türünün ve mühendislik özelliklerinin bir fonksiyonu olan, idealize edilmiş bir sondaj logu hazırlamaktır. Ancak, zemin profilinin sahada önemli derecede değişim göstermesi halinde bir veya daha fazla enine kesit hazırlamak gerekebilir.

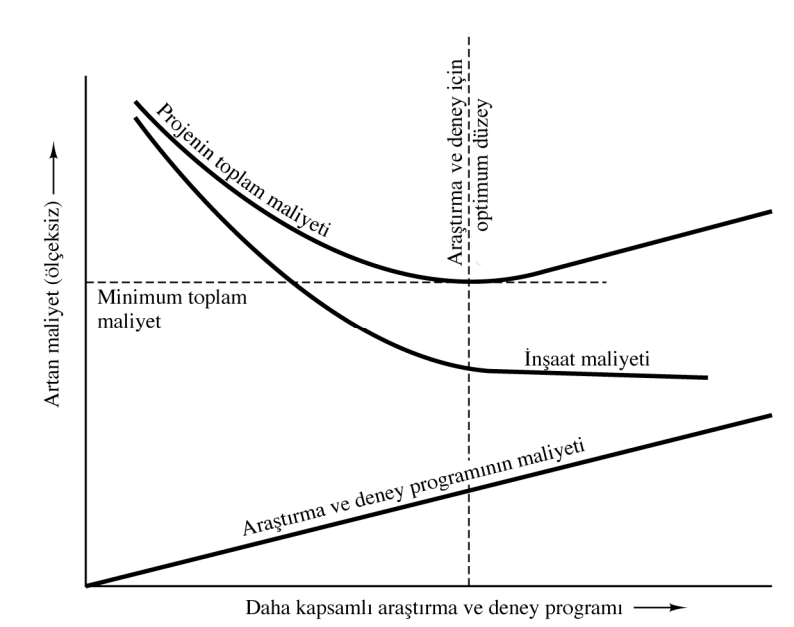
Sadeleştirilmiş profillerin oluşturulması için verilerin interpolasyonu ve ekstraploasyonu ile birlikte önemli ölçüde mühendislik yargısı da gereklidir. Bu süreçte çok sayıdaki belirsizliklerin yaklaşık büyüklüğü hakkında bir fikir sahibi olmak ve ve bunları uygun bir tutuculuk düzeyinde yansıtmak önemlidir. Bu yargının başlıca kaynağı, arazi ve laboratuvar yöntemlerinin tamamının anlaşılmasının birleşiminden oluşan deneyimdir.

4.5 EKONOMİ

Temel mühendisliğinin saha inceleme ve zemin deneyleri aşamaları, belirsizliğin tek ve en büyük kaynağıdır. Ne kadar kapsamlı olursa olsun, sondajların yeraltı şartlarını doğru bir şekilde tasvir edip etmediği, numunelerin temsilci olup olmadığı ve deneylerde mühendislik özelliklerinin doğru bir şekilde ölçülüp ölçülmediği hakkında her zaman şüphe vardır. Mühendisler, bu belirsizlikleri hesaba katmak için analizlerde emniyet faktörleri

kullanmaktadır. Ne yazık ki, bu çözüm şekli her zaman için inşaat maliyetlerini arttırmaktadır.

Temel tasarımında gerekli tutuculuk düzeyini azaltmaya yönelik olarak mühendis, zemin özelliklerini daha iyi tanımlamaya yönelik daha kapsamlı bir saha inceleme ve deney programını tercih edebilir. Bu tür girişimlerden gelecek ilave maliyetler, Şekil 4.23'de görüldüğü gibi, bir noktada inşaat maliyetlerinin düşmesini sağlar. Ancak, bu yaklaşım bir noktadan sonra faydayı azaltır ve sonuçta ilave saha incelemesine ve deney programına ayrılan fazladan maliyet, inşaat maliyetlerinde eşit miktarda veya daha büyük bir azalım sağlamaz. Bu eğrideki minimum, harcanması gereken çabanın optimum düzeyini temsil eder.



Şekil 4.23 Daha kapsamlı saha incelemesi ve deney programlarının maliyet etkinliği.

Böyle bir ekonomik değerlendirme türüne örnek, tam ölçekli kazık yükleme deneyleri yapmanın (bkz. Bölüm 13) bedeli ile ilgili kararın verilmesidir. Büyük projelerde potansiyel inşaat tasarrufları bir veya daha fazla deneye izin verirken, küçük projelerde yükleme deneylerinden yararlanmadan geliştirilen tutucu bir tasarım, daha düşük bir toplam maliyet ile sonuçlanabilir.

Orta derece hassasiyette (SPT gibi) çok sayıda deneyin mi, yoksa daha az sayıda daha hassas fakat daha pahalı (PMT gibi) deneylerin mi yapılması konusunda bir karar verilmelidir. Handy (1980) fayda/maliyet oranı en büyük olan deneyin, değişkenliği zemin profilindeki değişkenlik ile tutarlı olan deney olduğunu öne sürmüştür. Böylece, üniform bir zemin çökelinde az sayıdaki hassas deney yeterli olabilirken, düzensiz çökellerde daha az hassas bile olsa daha fazla veri noktası daha anlamlı olacaktır.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Zemin ve kayalar doğal malzemelerdir. Bu nedenle, bunların özellikleri bir sahadan diğerine değişir ve her proje için bireysel olarak tanımlanmalıdır.
2. Saha inceleme ve özelliklerini tanımlama programında birinci adım, tipik olarak literatür araştırması ve sahada gözlemsel çalışmadan oluşur.
3. Saha inceleme girişimleri genellikle araştırma sondajlarının açılması ve/veya araştırma hendeklerinin kazılması ile birlikte bu kuyu veya hendeklerden zemin ve kaya numunelerinin alınmasını kapsar.
4. Bu zemin ve kaya numuneleri standart laboratuvar deneyleri yapmak üzere laboratuvara getirilir. Bu deneyler zemini sınıflamaya, dayanımını bulmaya ve sıkışabilirliğini değerlendirmeye yardımcı olur. Bu numuneler üzerinde başka deneyler de yapılabilir.
5. Arazi deneyleri yerde yapılan deneylerdir. Bu teknikler temiz kumlar gibi özellikle numune almanın güç olduğu zeminlerde daha faydalıdır. Standart penetrasyon deneyi (SPT), konik penetrasyon deneyi (CPT), kanatlı kesme deneyi (VST), presiyometre deneyi (PMT), dilatometre deneyi (DMT) ve Becker penetrasyon deneyi arazi yöntemlerindendir.
6. Bir saha inceleme ve deney programında gerçekte zeminin sadece küçük bir kısmı test edilse bile tipik olarak büyük miktarda bilgi ortaya çıkar. Mühendis, analizlerde ve tasarımda kullanılmak üzere bu bilgilerin sadeleştirmiş bir form şeklinde sentezini yapmalıdır.
7. İnceleme ve deneyde her zaman için belirsizlikler ve risk söz konusudur. Daha çok sondaj kuyusu açarak, daha çok numune alarak ve daha çok deney yaparak bu belirsizlikler ve riskler azaltılabilir fakat, tamamıyla ortadan kaldırılamaz. Ancak, bu tür girişimlerin ekonomik bir boyutu olduğundan, ne kadarlık bir işin en yüksek fayda/maliyet oranı verdiği belirlenmelidir.

Sözlük

Araştırma hendeği	Delikli burgu	Konik penetrasyon deneyi
Araştırma sondajı	Dilatometre deneyi	Kovalı burgu
Arazide gözlemsel çalışma	Göçme	Muhafaza borusu
Arazi deneyi	Gözlem kuyusu	Örselenmiş numune
Becker penetrasyon deneyi	Helezonlu burgu	Sondaj logu
Darbe sayısı	Karotlama	Şahmerdan

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

4.8 Şekil 4.14'de 66 ile 80 ft derinlikleri arasındaki zemini sınıflayınız. Grafikte 77 ft derinlikteki pikin anlamı nedir?

4.9 Siltli üniform bir kumdan aşağıdaki standart penetrasyon deney sonuçları elde edilmiştir:

Derinlik (m)	N_{60}
1	12
2	13
3	18
5	15

Su tablası derinliği 2,5 m'dir. γ için makul bir değer alarak her bir deney için ϕ' nü bulunuz. Ayrıca, bu katmanın tamamını temsil edecek tasarım ϕ' değerini bulunuz.

4.10 Bir yumuşak kil katmanında bir dizi kanatlı kesme deneyi yapılmış ve aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

Derinlik (m)	N_{60}
5,0	9,0
5,5	10,7
7,5	12,0
9,0	14,7

Kanatlı kesme cihazının çapı 60 mm ve uzunluğu 120 mm'dir. Zeminin likit limiti 100 ve plastik limiti de 30'dur. Her bir deney için drenajsız kayma değerini hesaplayarak derinliğe göre grafiğini çiziniz. Grafikte, sıfır değeri en üstte olacak şekilde derinliği düşey eksene yerleştiriniz.

5

Yüzeysel Temeller

En önemli şey, en önemli şeyi en önemli tutmaktır.

Yüzeysel temeller yapısal yükleri yüzeye yakın zeminlere ileten temellerdir. Bunlar, *tekil temelleri* ve *radye temelleri* kapsar. Bu bölümde bu iki temel çeşidi tanıtılmaktadır. Daha sonra, 6 dan 10'a kadar olan bölümlerde çeşitli geoteknik ve yapısal tasarım yönleri tartışılmaktadır.

5.1 TEKİL TEMELLER

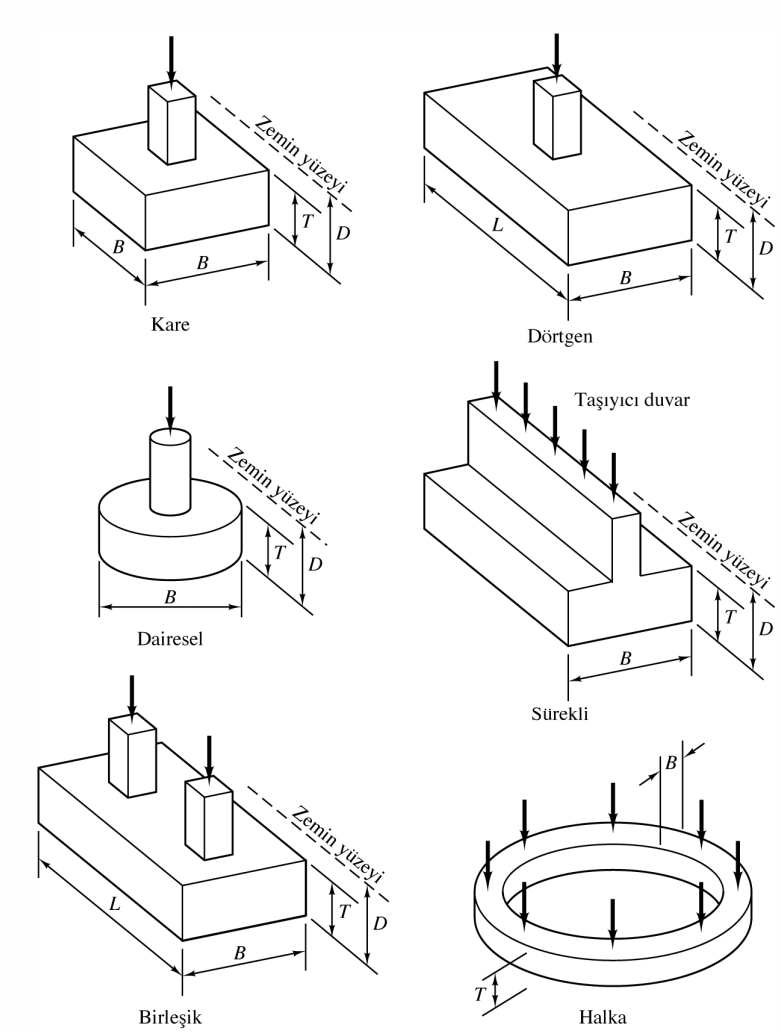
Bir tekil temel (*pabuç* veya *sömel* olarak da bilinir), uygulanan yapısal yükleri bir kolon veya taşıyıcı duvar altında yeteri kadar geniş bir zemin alanı üzerine yaymak üzere yapılan genişletmedir. Her kolon ve her taşıyıcı duvarın tipik olarak kendi tekil temeli vardır. Bu nedenle, her yapıda düzinelerce münferit sömel bulunabilir.

Tekil temeller herşeyden önce düşük maliyet ve kolay yapımları nedeniyle şu ana kadar kullanılan en yaygın temel tipidir. Çoğunlukla orta ile iyi zemin koşullu sahalardaki küçük ile orta boyutlu yapılarda kullanılırlar ve altlarında olağanüstü iyi zemin veya sığ derinlikli anakaya bulunan sahalara yerleştirildikleri zaman bazı büyük yapılarda da kullanılabilirler.

Tekil temeller Şekil 5.1'de gösterildiği gibi özel gereksinimleri karşılamak amacıyla farklı şekil ve boyutlarda inşa edilebilir. Tekil temeller başlıca aşağıdaki şekillerden oluşur:

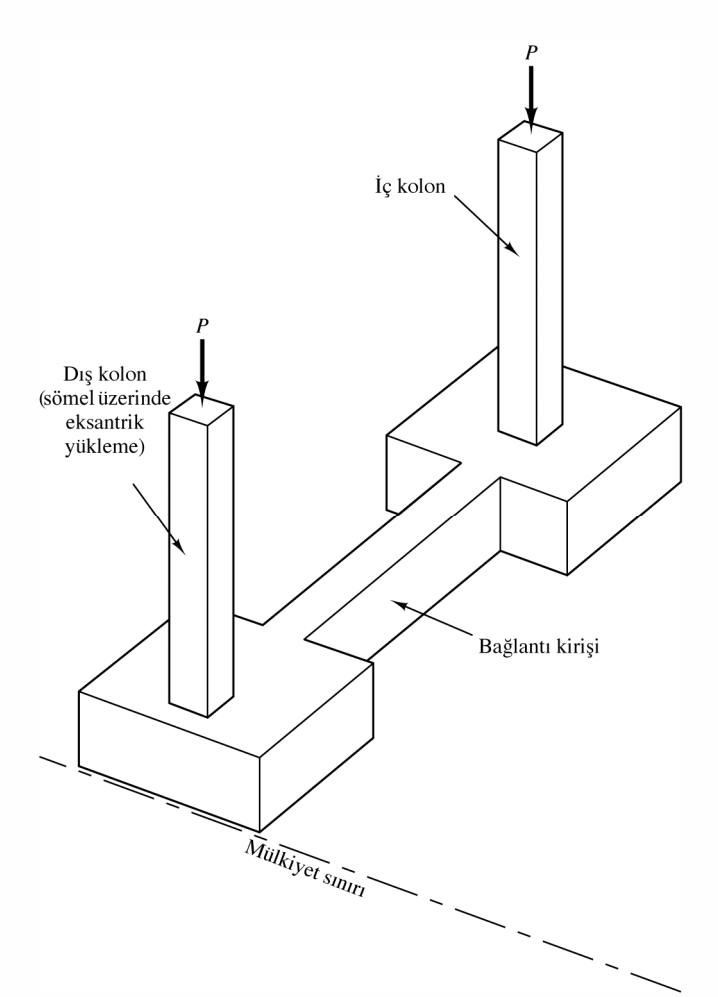
- *Kare şekilli tekil temellerin* (veya basitçe *kare temeller*) plan boyutu *B*x*B* şeklindedir. Zemin yüzeyinden temelin tabanına olan derinlik *D* ve temel kalınlığı da *T*'dir. Kare temeller genellikle merkeze yerleştirilmiş tek kolonu destekler.
- *Dikdörtgen şekilli tekil temellerin* plan boyutu *B*x*L* şeklindedir. Burada, *L* daha uzun olan boyuttur. Bu temeller, şartların yeteri kadar büyük alanlı bir kare temelin inşasına elvermediği durumda ve büyük moment yükleri mevcut olduğu zaman yararlıdır.
- *Dairesel tekil temellerin* plan görünüşü yuvarlaktır. Bunlar genellikle aydınlatma direkleri, bayrak direkleri ve enerji nakil hatlarına temel olarak kullanılmaktadır. Bu temeller büyük derinliğe ulaşırsa (yani, *D*/*B* yaklşık 3'den büyük olursa), daha çok derin bir temel gibi davranabilirler (bkz. Bölüm 11).
- *Sürekli tekil temeller* (*duvar temelleri* veya *şerit temeller* olarak da bilinir), taşıyıcı duvarları desteklemede kullanılır.
- *Birleşik temeller* birden fazla kolonu destekleyen temellerdir. Bunlar, kolonların herbiri kendi temeline sahip olamayacak kadar birbirine yakın yerleştirildiği zaman yararlıdır.

- *Halka şekilli tekil temeller* sürekli tekil temelin daire şekilli olanıdır. Bu tip temel çoğunlukla zemin üzerinde dairesel depolama tanklarının duvarlarını desteklemede kullanılmaktadır. Ancak, bu tankların içeriği tankın toplam taban alanı boyunca düzgün olarak yayılıdır ve bu ağırlık büyük olasılıkla tankın kendi ağırlığından daha büyüktür. Bu nedenle, tankların geoteknik analizleri, bu temelleri çapı tankın çapına eşit dairesel temeller olarak ele alır.



Şekil 5.1 Tekil temel şekil ve boyutları.

Tekil temelleri bazan mülkiyet sınırına, diğer yapıya veya dış duvarların biri veya daha fazlasının ötesinde yer alamayacağı bir başka yere çok yakın inşa etmek gerekir. Bu durum Şekil 5.2'de gösterilmiştir. Böyle bir temel, kolon altında ortalanamayacağı için, yük eksantrik olacaktır. Bu durum, temelin dönmesine ve böylece kolonda istenmeyen momentlere ve yerdeğiştirmelere neden olabilir.



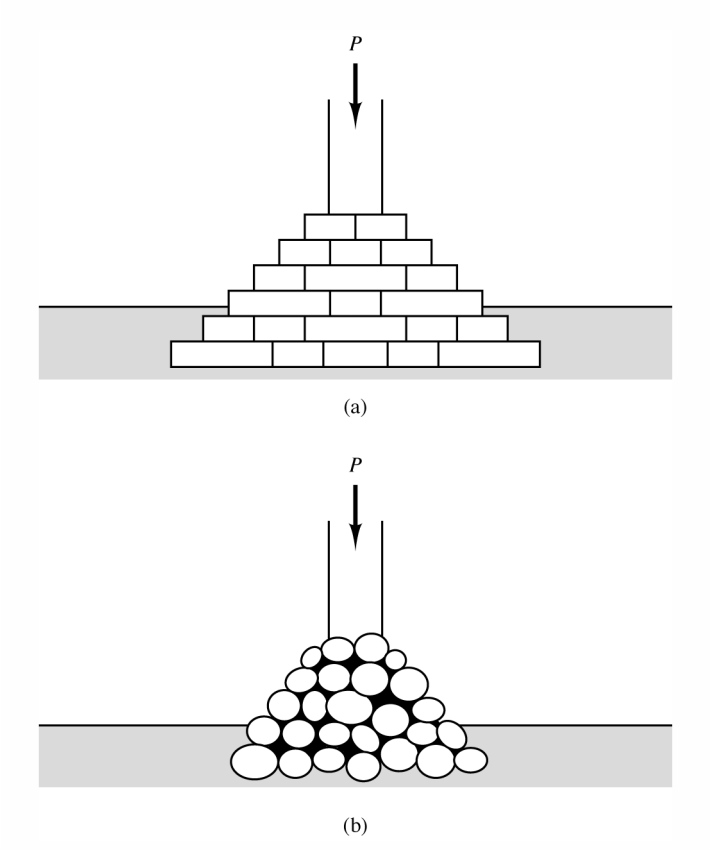
Şekil 5.2 İnşaatın mülkiyet sınırı dışına taşamadığı durumda dış kolonları desteklemede kiriş temelin kullanımı.

Bu probleme bir çözüm yolu, (*konsol temel* olarak da bilinen) *kiriş temel* kullanmaktır. Bu temel, dış kolon altında eksantrik yüklenmiş sömeli bir *bağlantı kirişi* ile ilk iç kolona bağlamaktadır. Birleşik temele benzeyen bu düzenleme, eksantrik yüke karşı koymak için dış temelde gerekli momenti sağlar. Bazen daha rijit bir temel sistemi sağlamak amacıyla bir yapıdaki tekil temellerin tümünü birleştirmede bağ kirişleri kullanılır.

Malzemeler

Ondokuzuncu yüzyılın ortalarından önce hemen hemen tüm tekil temeller Şekil 5.3'de gösterildiği gibi kâgirden yapılmaktaydı. Moloz taş temeller, harç ile birleştirilen gelişigüzel boyutlu malzemeden inşa edilirken, *kesme taş temeller* belirli boyutlarda kesilen ve yontulan ve en az boşluklar ile hazırlanan taşlardan inşa edilmekteydi (Peck vd., 1974). Bu temellerin

çekme mukavemeti çok küçüktü. Bu yüzden, inşaatçılar eğilme gerilmelerini izin verilebilir düzeyde tutmak ve böylece çekme yenilmelerinden kaçınmak için, büyük yükseklik-genişlik oranları kullanmak zorunda kalmışlardı.

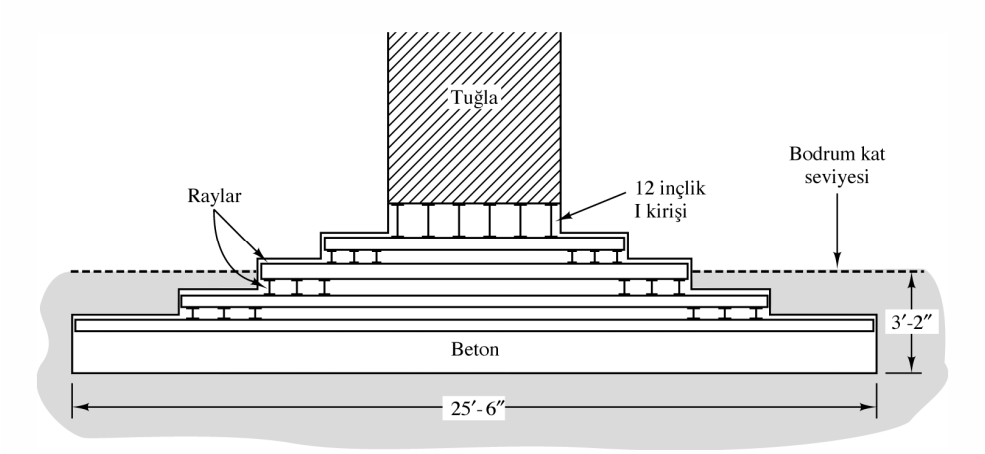


Şekil 5.3 (a) Kesme taştan ve (b) moloz taştan oluşan sömel.

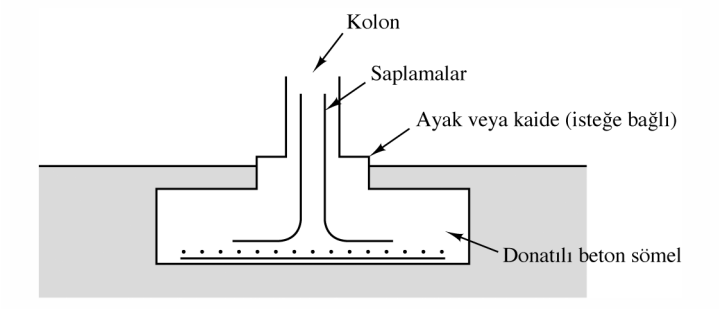
Kâgir temeller küçük yapılar için yeterli olsa da, ağır yapılarda kullanıldığı zaman genellikle bodrumları işgal ederek büyük ve hantal hale gelmişlerdi. Örneğin, Chicago'da (1885'de inşa edilmiş) dokuz katlı Konut Sigortalama Binası altındaki kâgir temellerin toplam ağırlığı, katlardan birinin ağırlığına eşitti (Peck, 1948). Büyük yapılar giderek yaygınlaşırken, daha kısa ve daha hafif, aynı zamanda aynı taban boyutlarına sahip temelleri geliştirme zorunluluğu ortaya çıktı. Bu değişme, eğilme gerilmelerine dayanabilen yapısal malzemeleri gerektirmiştir.

1882'de Chicago'da on katlı Montauk Block Binası'nda kullanılan *çelik kafes temeller* eğilmeye karşı koymak için tasarlanan ilk tekil temeller olabilir. Bunlarda, Şekil 5.4'de gösterildiği gibi birkaç tabaka demiryolu rayı döşenmişti. Çeliğin eğilme mukavemeti kısa ve hafif ağırlıklı bir temelin inşaasına izin vermiştir. Demiryolu rayları yerine I kirişleri kullanmak için değişkenmiş çelik kafes temeller, kısa sürede üstün tasarım haline gelmiştir. Yirminci yüzyılın başlarında betonarmenin çıkışına kadar geçerli olmuşlardır. Şekil 5.5'de tipik bir

betonarme temel görülmektedir. Bunlar; çok güçlü, ekonomik, dayanıklı ve kolay inşa edilebilen temellerdir. Betonarme temeller eski kâgir temellerden çok daha incedir. Bu nedenle, büyük kazılar gerektirmez ve bodrumları işgal etmezler. Böylece, hemen hemen tüm tekil temeller günümüzde betonarmeden yapılmaktadır.



Şekil 5.4 Demiryolu raylarından yapılmış çelik ızgara şeklinde sömel. Montauk Block Binası, Chicago, 1882. Çeliği kuşatan beton sadece paslanmayı önlemeye yöneliktir (Peck, 1948).



Şekil 5.5 Donatılı betondan yapılmış tekil sömel.

İnşaat Yöntemleri

Müteahhitler, tekil temelleri kazmak için Şekil 5.6'da gösterildiği gibi genellikle bir *terskepçe* kullanırlar. Temiz bir temel kazısı biraz da el işini zorunlu kılar. Kazı yapıldığı zaman açığa çıkan zeminlerin, tasarımda kullanılanlar ile karşılaştırılabilir olduğunun doğruluğunu kanıtlamak için kontrol etmek önemlidir. Denetleyiciler genellikle 9 mm (3/8 inç) çaplı çelik bir sonda kullanarak, bu zeminlerin sağlamlığını kontrol eder. Zemin koşullarının beklendiği gibi olmadığı durumda, özellikle çok yumuşak ise, ona göre tasarımı yeniden gözden geçirmek gerekli olabilir.

Çoğu zeminler, düşey olarak ayakta durmak için, betonu dökme zamanına kadar yeterli dayanıma sahiptir. Betonu doğrudan zemine karşı dökme işlemi, Şekil 5.7a'da

gösterildiği gibi, *düzgün temel* dökme olarak bilinir. Bazan, Şekil 5.7b'de gösterildiği gibi temelin üstü uygun yükseklikte olsun diye, kazı üzerine yüzeysel ahşap kalıplar yerleştirilir. Temiz kumlu ve çakıllı zeminler gibi, zeminin düşey olarak ayakta duramadığı halde büyük bir kazı yapmak ve Şekil 5.7c'de gösterildiği gibi, tüm derinlik boyunca ahşap kalıp inşa etmek gereklidir. Buna *kalıp temel* denir.



Şekil 5.6 Tekil sömel için kazı yapan bir terskepçe.

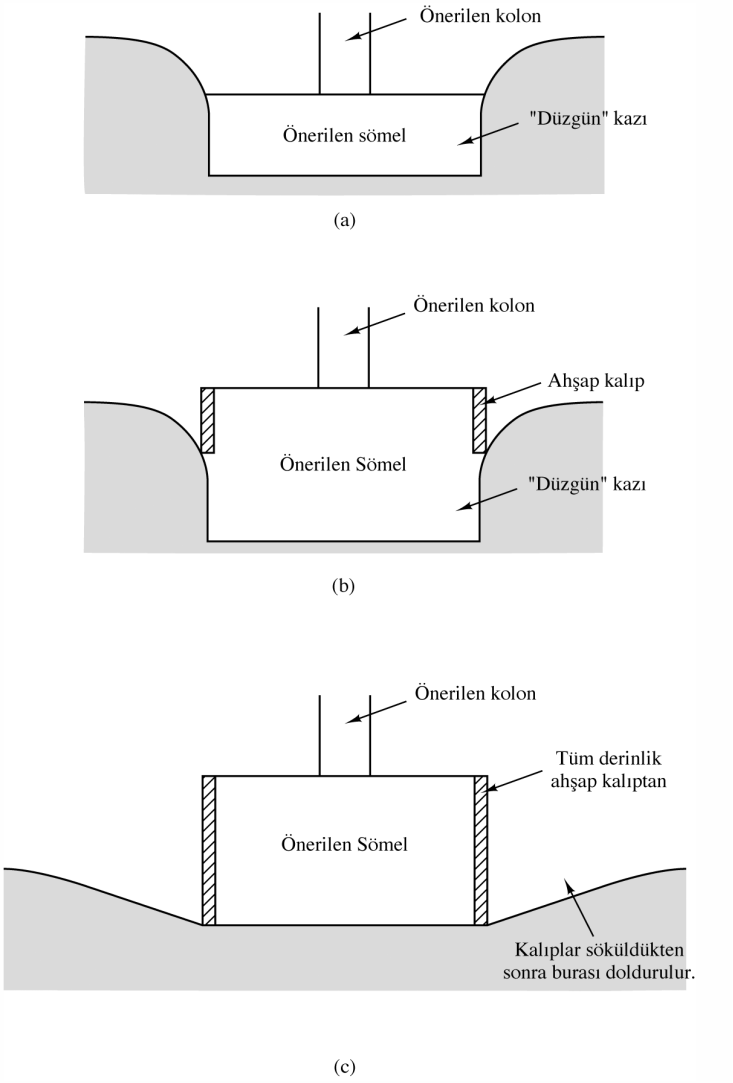
Kazı yapılıp ve temizlendiği ve kalıplar (gerekli ise) yerleştirildiği zaman, müteahhit donatı çeliğini yerleştirir. Temel bir ahşap veya çelik yapıyı destekleyecekse, beton içine dişli *ankraj bulonlar* ve/veya çelik dirsekler sokulur. Beton veya kâgir yapılar için, *demir filizleri* olarak adlandırılan kısa çelik çubuklar, tamamlanmış temelin üzerinde uzanacak şekilde kolon veya duvar çeliği ile bir bindirme bağlantı yeri sağlayarak yerleştirilir. Bölüm 9'da bu bağlantılar daha ayrıntılı şekilde ele alınmıştır. Sonunda, beton dökülür ve beton prizlendiği zaman kalıplar sökülür. Şekil 5.8'de tamamlanmış bir tekil temel görülmektedir.

5.2 RADYE TEMELLER

Yüzeysel temelin ikinci tipi, Şekil 5.9'da gösterildiği gibi bir *radye temeldir*. Radye, aslında genellikle yapının tüm temas yüzeyini kuşatan büyük bir yüzeysel temeldir. *Hasır temeller* olarak da bilinirler. Daima betonarmeden yapılırlar.

Temel mühendisleri çoğunlukla, aşağıdaki durumların herhangi birisi söz konusu olduğu zaman radye temelleri göz önüne alır:

- Yapısal yükler çok yüksek ve zemin koşulları çok kötü olup, yüzeysel temeller aşırı şekilde geniş olacaktır. Genel bir kural olarak, yüzeysel temellerin binanın oturma alanının yüzde 50'den fazlasını kaplaması durumunda, bir radye veya derin temel tipi genellikle daha ekonomik olacaktır.



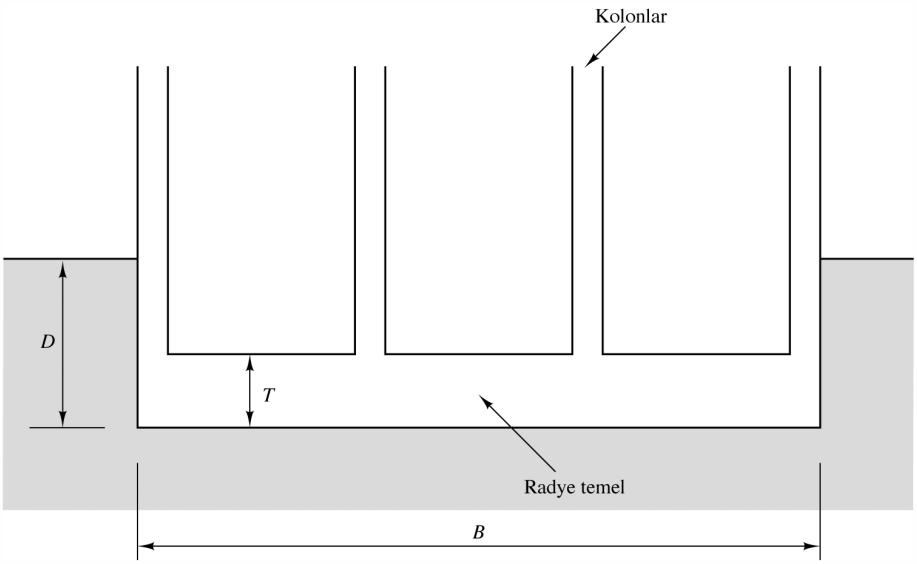
Şekil 5.7 Sömellere beton dökme yöntemleri: (a) Düzgün kazı, (b) Tepesinde ahşap kalıplar bulunan düzgün kazı, (c) Tüm derinliği ahşap kalıptan oluşan kalıp sömel.

- Zemin çok değişken ve aşırı farklı oturmalara duyarlıdır. Bir radyenin yapısal sürekliliği ve eğilme mukavemeti bu düzensizliklerin üstesinden gelecektir. Aynı şey farklı kabarmalara duyarlı yüksek derecede şişen zeminler üzerindeki radyeler için de doğrudur.
- Yapısal yükler değişkendir ve böylece, aşırı farklı oturmaların olasılığını arttırır. Yine, radyenin yapısal sürekliliği ve eğilme mukavemeti bu düzensizlikleri absorbe edecektir.

- Yanal yükler, yapının her yanında üniform olarak dağıtılmamıştır ve bu nedenle, yüzeysel temellerde veya kazık başlıklarında farklı yatay hareketlere neden olabilir. Bir radyenin sürekliliği bu gibi hareketlere direnecektir.



Şekil 5.8 Yapımı tamamlanmış bir tekil sömel. Sömelden dışarı çıkan dört cıvata, çelik kolonun taban plakasına bağlanacaktır.



Şekil 5.9 Bir radye temel.

- Kaldırma yükleri, tekil temellerin katlanabileceğinden daha büyüktür. Daha ağır ve sürekli bir radye yeterli direnç sağlayabilir.

- Yapının tabanı yeraltı su seviyesinin altındadır. Bu nedenle, suya karşı yalıtma önemli bir sorundur. Radyeler tek parça oldukları için, bunları suya karşı yalıtmak çok kolaydır. Radyenin ağırlığı da yeraltı suyundan kaynaklanan hidrostatik kaldırma kuvvetlerine karşı koymada yardımcıdır.

Silolar, bacalar ve kule yapıların diğer tipleri gibi pekçok yapı radye temel üzerine oturur. Radyeler depolama tanklarını ve büyük makinaları desteklemede de kullanılır. Houston'daki yetmişbeş katlı Texas Ticaret Kulesi dünyadaki en büyük radye destekli yapılardan biridir. Radyesi 3 m (9 ft) kalın olup, cadde seviyesinden 19,2 m aşağıya indirilmiştir.

5.3 TEMAS BASINCI

Bir yüzeysel temel ve onu destekleyen zemin arasındaki arayüzeyi tanımlayan en temel parametre *temas basıncıdır*. Bu büyüklük, temelin tabanında birim alana düşen temas kuvvetidir. Mühendisler, ondokuzuncu yüzyıl esnasında temas basıncının öneminin farkına varmışlardır. Böylece, taşıma gücü ve oturma teorilerinde daha sonraki gelişmeler için temel oluşturmuşladır.

Temas Basıncının Dağılımı

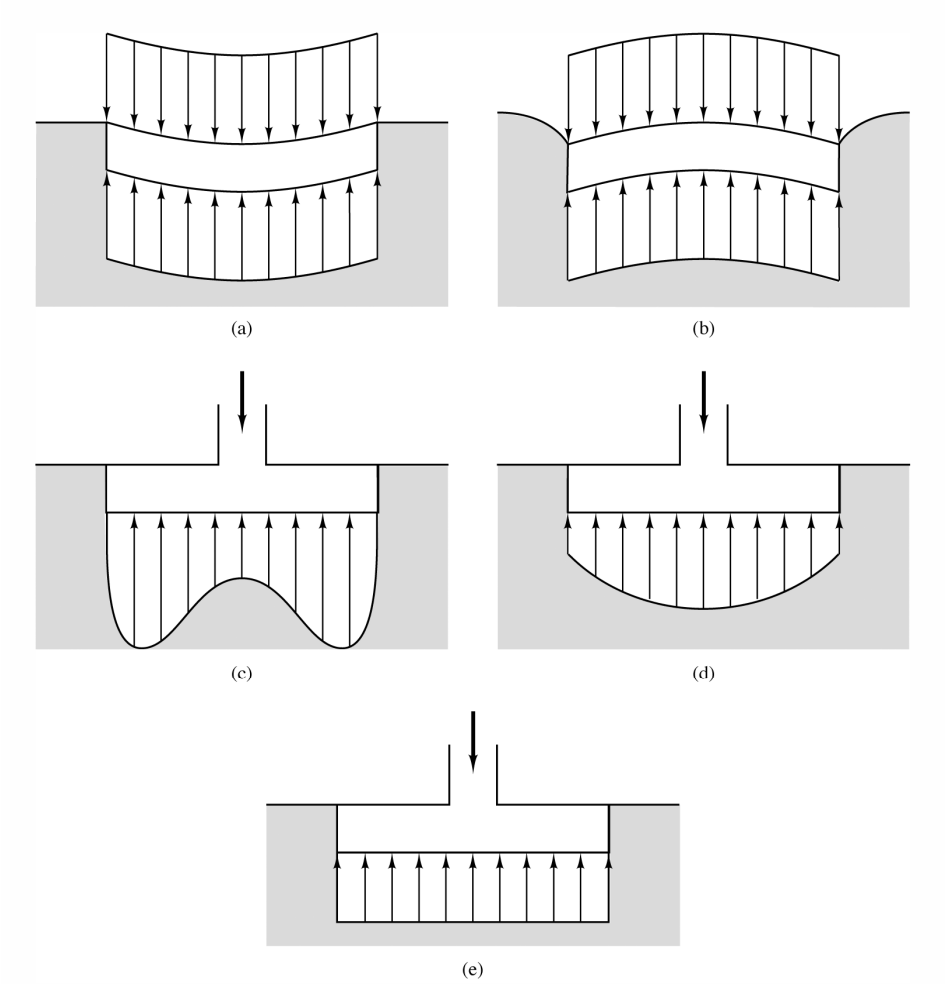
Bir yüzeysel temelin taban alanı boyunca taşıma basıncı integralinin, temel ve zemin arasında etkiyen kuvvete eşit olması gerekse de, bu basıncın ille de düzgün olarak dağıtılma zorunluluğu yoktur. Analitik çalışmalar ve arazi ölçümleri (Schultze, 1961; Dempsey ve Lee, 1989; ve başkaları) gerçek dağılımın aşağıdakiler dahil birkaç faktöre bağlı olduğunu belirtmektedir:

- Uygulanan yükün (şayet varsa) eksantrikliği
- Uygulanan momentin (şayet varsa) büyüklüğü
- Temelin yapısal rijitliği
- Zeminin gerilme-deformasyon özellikleri
- Temel tabanının pürüzlülüğü

Şekil 5.10'da eksenel yüklere maruz kalan yüzeysel temellerin tabanındaki temas basıncının dağılımı görülmektedir. Tamamen esnek temeller, Şekiller 5.10a ve 5.10b de gösterildiği gibi bir üniform temas basıncını muhafaza etmek için gerekli olduğu kadar eğilirler. Halbuki, tamamen rijit temeller üniform olarak oturur. Ancak, Şekiller 5.10c ve 5.10d'de gösterildiği gibi, temas basıncında değişimler söz konusudur.

Gerçek yüzeysel temeller tamamen rijit olmaya yakındır. Bu yüzden, temas basıncı dağılımı üniform değildir. Bununla birlikte, böyle bir dağılıma dayandırılan taşıma gücü ve oturma analizleri çok karmaşık olacaktır. Bu nedenle, Şekil 5.10e'de gösterildiği gibi, eksenel düşey yükler altındaki basıncı temel tabanı boyunca uniform varsaymak gelenekseldir. Bu basitleştirme ile ortaya çıkan hata önemli değildir.

Radye temellerin kalınlık-genişlik oranı çok küçük olup, münferit temellerden daha esnektirler. Ayrıca, radyelerdeki eğilme gerilmeleri daha dikkatli değerlendirilir ve daha detaylı donatı çeliği planlaması geliştirilir. Bu nedenle, radyeler üzerindeki temas basıncı dağılımını belirlemede daha ayrıntılı analizler yapılır. Bölüm 10'da bu analizler ele alınmıştır.



Şekil 5.10 Konsantrik yüklere maruz kalan yüzeysel temellerin tabanında temas basıncının dağılımı: (a) Kil üzerinde esnek temel, (b) kum üzerinde esnek temel, (c) kil üzerinde rijit temel, (d) kum üzerinde rijit temel ve (e) basitleştirilmiş dağılım (Taylor, 1948).

Yüzeysel temelleri analiz ederken, temelin kenarları boyunca herhangi bir kayma sürtünmesini ihmal etmek ve tüm yükün tabana iletildiğini kabul etmek geleneksel ve mantıklıdır. Bu, yüzeysel ve derin temeller arasındaki önemli bir analitik farkdır ve Bölüm 11'de tartışılacaktır.

Temas Basıncının Hesaplanması

Bir yüzeysel temelin tabanındaki *temas basıncı* (veya *brüt temas basıncı*) aşağıdaki gibidir:

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u_D \tag{5.1}$$

Burada:

q=temas basıncı

P=düşey kolon yükü

W_f=(şayet varsa) temelin üstündeki zeminin ağırlığı dahil, temelin ağırlığı

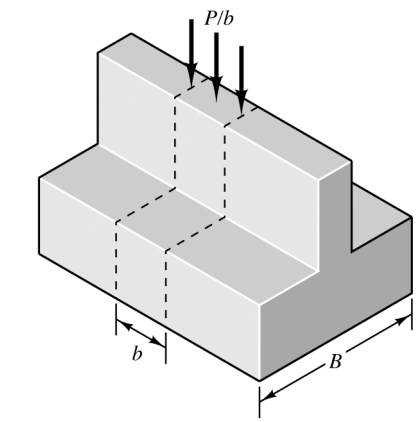
A=temelin taban alanı (kare temeller için B^2 veya dikdörtgen temeller için BL)

u_D=temelin altındaki (yani, zemin yüzeyinden aşağı D derinlikteki) boşluk suyu basıncıdır.

Hemen hemen tüm yüzeysel temeller betonarmeden yapılmıştır. Bu nedenle, W_f beton için 150 lb/ft^3 veya 23,6 kN/m^3 bir birim ağırlık kullanarak hesaplanır.

Boşluk suyu basıncı terimi, temelin bir kısmının yeraltı suyu seviyesi altında olduğu zaman, suyun kaldırma kuvvetlerini ifade eder. Eğer yeraltı su seviyesi D'den daha büyük bir derinlikte ise, o zaman u_D=0 olarak alınır.

Sürekli temellere uygulanan yükler 2000 kN/m gibi birim uzunluk başına kuvvet olarak ifade edilir. Hesap kolaylığı bakımından bu birim uzunluk b olarak tanımlanır. Bu, Şekil 5.11'de gösterildiği gibi, genellikle 1 m veya 1ft'dir. Böylece yük, P/b değişkeni ve W_f/b ağırlığı kullanılarak ifade edilir.



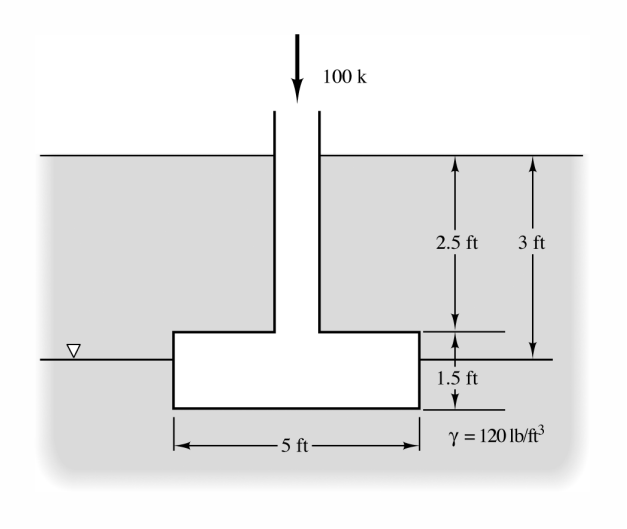
Şekil 5.11 Sürekli temeller üzerindeki yüklerin tanımı.

Sürekli temeller için temas basınçları bu durumda aşağıdaki gibidir:

$$q = \frac{P/b + W_f/b}{B} - u_D \tag{5.2}$$

Örnek 5.1

Şekil 5.12'de gösterilen 5'ft'lik kare temel, 100 k'lık bir kolon yükünü desteklemektedir. Temas basıncını hesaplayınız.



Şekil 5.12 Örnek 5.1 için tekil sömel.

Çözüm

Betonun birim ağırlığı için 150 lb/ft^3 kullanınız ve W_f'yi betonun zemin yüzeyinden D derinliğine kadar uzanıyormuş gibi hesaplayınız (zeminin birim ağırlığı daha düşük olduğu için, beton; zemin ile örtülü olduğu zaman bu muhafazakar bir yaklaşımdır fakat, takdim edilen hata miktarı küçüktür).

W_f=(5 ft) (5 ft) (4 ft) (150 lb/ft^3)=15000 lb

A=(5 ft) (5ft)=25 ft^2

$$u_D = \gamma_W z_W = (62.4\text{lb/ft}^3)(4\,\text{ft} - 3\,\text{ft}) = 62\text{lb/ft}^2$$

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u_D$$

$$= \frac{100000\,\text{lb} + 15000\,\text{lb}}{25\,\text{ft}^2} - 62\text{lb/ft}^2$$

=4538 lb/ft^2 ⇐ Cevap

Örnek 5.2

0,70 m genişliğinde sürekli bir temel 110 kN/m'lik bir duvar yükünü desteklemektedir. Bu temelin tabanı bitişik zemin yüzeyinden 0,50 m aşağıda olup, zeminin birim ağırlığı 17,5 kN/m^3'dür. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 10 m aşağıdadır. Temas basıncını hesaplayınız.

Çözüm

Betonun birim ağırlığı için 23,6 kN/m^3 kullanınız.

$$W_f/b = (0{,}70\text{m})(0{,}50\text{m})(23{,}6\ \text{kN/m}^3) = 8\,\text{kN/m}$$

u_D=0

$$q = \frac{P/b + W_f/b}{B} - u_D = \frac{110\,\text{kN/m} + 8\,\text{kN/m}}{0{,}70\text{m}} - 0 = \textbf{169 kPa} \qquad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Net Temas Basıncı

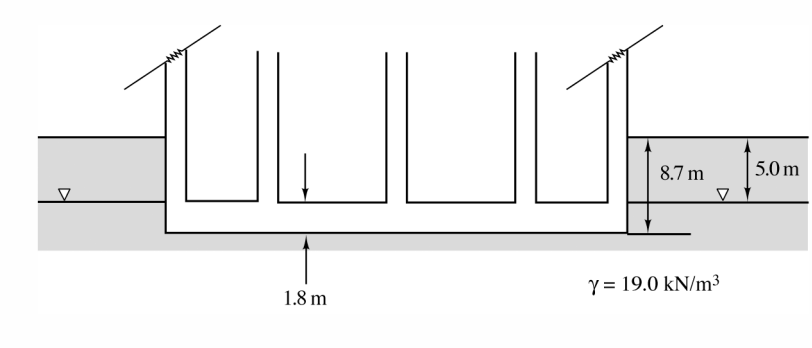
Temas basıncını tanımlamanın bir başka yolu da *net temas basıncıdır* (*q*). Bu büyüklük, brüt temas basıncı ile *D* derinliğindeki başlangıç düşey efektif gerilmesi (σ'_{v0}) arasındaki farktır. Diğer bir deyişle, *q*' ; *D* derinliğinde düşey efektif gerilmedeki artışın bir ölçüsüdür (Coduto, 1994).

Net temas basıncının kullanımı, özellikle yüzeysel temellerin oturması ile ilgili bazı hesaplamaları basitleştirmektedir. Ancak, bazılarını da daha karmaşıklaştırır. Bazı mühendisler bu yöntemi kullanmayı tercih ederken, diğerleri brüt temas basıncını kullanmayı tercih etmektedir. Bu nedenle, hangi tanımın kullanıldığını bilmek önemlidir. Bu kitapta, aşağıdaki nedenlerden dolayı, yüzeysel temellerin tasarımı için sadece brüt temas basıncı kullanılmıştır:

- En yaygın olarak kullanılan yöntem olması
- Yapı yönetmeliklerinde verilen olası temas basınçlarının bu yöntemi kullanması [IBC 1805.4.1.1]
- Kavramsal olarak daha kolay olması
- Yüzen temellerin analizini kolaylaştırması.

Yüzen Temeller

Radye temeller, Şekil 5.13'de gösterildiği gibi, genellikle derin kazılarda inşa edilir. Bu tasarım, temelin ağırlığı kazılan zeminin ağırlığından çok daha az olduğundan, yeraltı garajı şeklinde yeraltı boşluğu oluşturması yanında temas basıncını da azaltır. Diğer bir deyişle, yapının ve temelin ağırlığı, kazıdan çıkarılan zemin ile kısmen dengelenmektedir. *q*'daki bu azalma oturmayı önemli miktarda azaltır. Bu gibi tasarımlar, *yüzen temeller* olarak adlandırılır ve Bölüm 18'de daha ayrıntılı olarak ele alınmıştır.



Şekil 5.13 Bir yüzen temel.

Örnek 5.3

Şekil 5.13'deki radye temelin genişliği 50 m, uzunluğu 70 m ve kalınlığı 1,8 m olacaktır. Kolon ve duvar yüklerinin toplamı 805 MN'dur. Ortalama temas basıncını hesaplayınız. Sonra da, radyenin hemen altında zemindeki başlangıç düşey efektif gerilmesi ile karşılaştırınız.

Çözüm

γ_{beton}=23,6 kN/m^3 kullanınız.

W_f=(50 m)(70 m)(1,8 m)(23,6 kN/m^3)=149000 kN

$u_D = \gamma_W z_w D$=(9,8 kN/m^3)(8,7m–5,0 m)=36 kPa

A=(50 m)(70 m)=3500 m^2

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u_D$$

$$= \frac{805000\,kN + 149000\,kN}{3500\,m^2} - 36\,kPa$$

= 237 kPa ⇐ Cevap

Not: Radye temeller ne tam esnek ne de tam rijitdir. Bu nedenle, gerçek temas basıncı taban alanı boyunca değişecektir. Bu hesaplama ortalama değeri ortaya koymuştur.
Kazı öncesi D derinliğindeki düşey efektif gerilme şöyledir:

σ'_{v0}=$\Sigma\ \gamma H - u$=(19,0 kN/m^3)(8,7 m) – 36 kPa=**129 kPa ⇐ Cevap**

Böylece, kazı yapmanın ve binayı inşa etmenin net sonucu, radyenin hemen altında düşey efektif gerilmede 237 – 129=108 kPa artışa neden olacaktır. ⇐ Cevap

Eksantrik veya Moment Yüklü Temeller

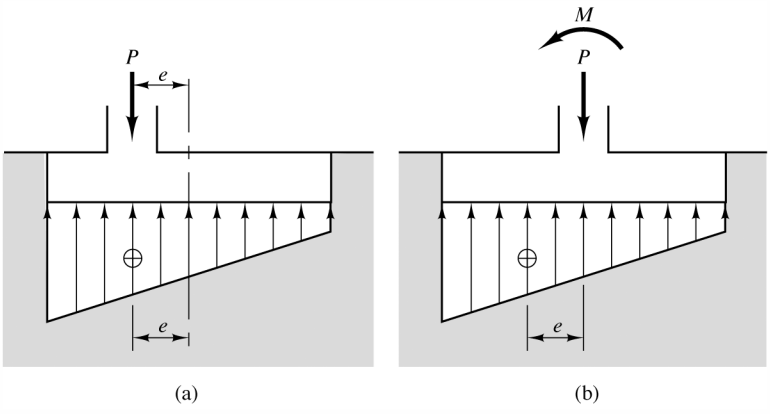
Çoğu temeller, düşey yükler ağırlık merkezine gelecek şekilde inşa edilir. Böylece, oldukça üniform temas basıncı dağılımı üretilmiş olur. Ancak, Şekil 5.14a'da gösterildiği gibi bazan diğer noktalardan etkiyen yüklere yer vermek zorunlu olur. Bunlar *eksantrik yükler* diye adlandırılır ve uniform olmayan bir temas basıncı dağılımına neden olurlar. Temas basıncının *eksantrikliği* (e) aşağıdaki şekilde ifade edilir:

$$e = \frac{Pe_1}{P + W_f} \tag{5.3}$$

Sürekli temeller için;

$$e = \frac{(P/b)\,e_1}{P/b + W_f/b} \tag{5.4}$$

Diğer benzer koşul, Şekil 5.14b'de gösterildiği gibi, temellere moment yükleri uygulandığı zaman meydana gelir. Bu yükler uniform olmayan temas basınçları da üretir. Bu durumda, temas basıncının eksantrikliği aşağıdaki gibi olur:



Şekil 5.14 Sığ temellerde (a) eksantrik yükler ve (b) moment yükleri.

$$e = \frac{M}{P + W_f} \tag{5.5}$$

$$e = \frac{M/b}{P/b + W_f/b} \tag{5.6}$$

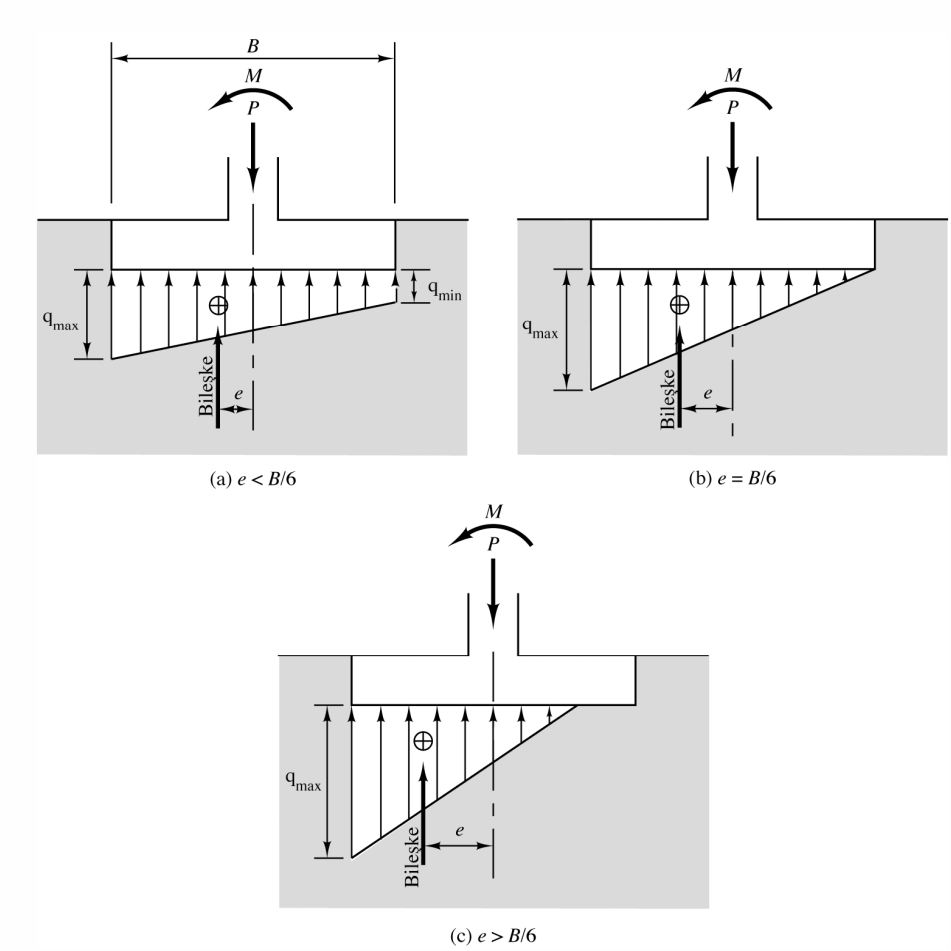
Burada:

e=temas basıncı dağılımının eksantrikliği
P=uygulanan düşey yük
P/b=temelin birim uzunluk başına uygulanan düşey yük
M= uygulanan moment yükü
M/b= temelin birim uzunluk başına uygulanan moment yükü
e_i= uygulanan düşey yükün eksantrisitesi
W_f=temelin ağırlığı
W_f/b=temelin birim uzunluğunun ağırlığı

İki durumda da, Şekil 5.14'de gösterildiği gibi yüzeysel temellerin altındaki temas basıncı dağılımının doğrusal olduğu kabul edilir. Bu, gerçeğin bir basitleştirmesi olmakla birlikte, pratik tasarım amaçları için yeteri kadar da doğrudur. Radye temeller için, Bölüm 10'da tartışıldığı gibi daha ayrıntılı analizler yapılır.

Tek Yönlü Yükleme: Eksantrik veya moment yüklerin sadece B yönünde meydana gelmesi durumunda, temas basıncı dağılımı Şekil 5.15'de gösterildiği gibi olur.

$e \leq B/6$ ise, temas basıncı dağılımı Şekil 5.15a'da gösterildiği gibi trapez şeklindedir ve minimum ve maksimum temas basınçları aşağıdaki gibi olur:



Şekil 5.15 Eksantrikliği farklı sömeller altında temas basıncının dağılımı: (a) $e<B/6$, (b) $e=B/6$ ve (c) $e>B/6$.

$$q_{\min} = \left(\frac{P+W_f}{A} - u_D\right)\left(1-\frac{6e}{B}\right) \tag{5.7}$$

$$q_{\max} = \left(\frac{P+W_f}{A} - u_D\right)\left(1+\frac{6e}{B}\right) \tag{5.8}$$

Burada:

q_{min}=minimum temas basıncı
q_{max}=maksimum temas basıncı
P=kolon yükü
A=temelin taban alanı

u_D=temel tabanı boyunca boşluk suyu basıncı
e=temas basıncı dağılımının eksantrikliği
B=temelin genişliğidir.

Eksantrik veya moment yükü yalnızca L yönünde ise, (5.7) ve (5.8) eşitliklerinde B yerine L kullanınız. Sürekli temellerde P ve M yerine sırasıyla P/b ve M/b kullanınız ve A yerine B kullanınız.

$e=B/6$ ise (yani, bileşke kuvvet temelin üçte birlik noktasında etkirse), q_{min}=0'dır ve temas basıncı dağılımı Şekil 5.15b'de gösterildiği gibi üçgendir. Bu nedenle, $e \leq B/6$ olduğu sürece, tüm taban alanı boyunca biraz temas basıncı olacaktır.

Bununla birlikte, $e>B/6$ ise, temas basıncının bileşkesi üçte birlik noktanın dışında etkir ve basınç dağılımı Şekil 5.15c'de gösterildiği gibidir. Temel ve zemin arasında çekme olmayabilir. Bu nedenle, temelin bir kenarı zemini kaldıracaktır. Ayrıca, karşı kenardaki yüksek temas basıncı orada büyük bir oturmaya neden olabilir. Net sonuç, temelin arzu edilmeyen aşırı yana yatmasıdır. Bu nedenle, eksantrik veya moment yüklü temeller aşağıdaki koşulu sağlamalıdır:

$$e \leq B/6 \tag{5.9}$$

Bu ölçüt, tüm taban alanı boyunca basınç gerilmelerini muhafaza eder.

Uzun yönde moment veya eksantrik yüklü temeller için, (5.9) eşitliğinde B yerine L kullanınız.

Örnek 5.4

5 ft genişliğinde sürekli bir temel Şekil 5.16'da gösterildiği gibi 12,0 k/ft'lik bir düşey eksenel yüke ve bir kenardan diğer kenara yanal olarak etkiyen 8,0 ft-k/ft'lik bir moment yüküne maruz kalmaktadır. Yeraltı su seviyesi oldukça derindedir. Temel tabanı üzerindeki bileşke kuvvetin çekirdek içinde etkiyip etkimediğini belirleyiniz ve maksimum ve minimum temas basınçlarını hesaplayınız.

Çözüm

$$W_f/b=(5{,}0\ \text{ft})\ (1{,}5\ \text{ft})\ (150\ \text{lb/ft}^3)=1125\ \text{lb/ft}$$

$$e=\frac{M/b}{P/b+W_f/b}=\frac{8000\,\text{ft}-\text{lb/ft}}{12000\,\text{lb/ft}+1125\,\text{lb/ft}}=0{,}610\,\text{ft}$$

$$\frac{B}{6}=\frac{5\,\text{ft}}{6}=0{,}833\,\text{ft}$$

$e \leq B/6$; dolayısıyla, **bileşke kuvvet çekirdek içindedir** **⇐ Cevap**

$$q_{\min}=\left(\frac{P/b+W_f/b}{B}-u_D\right)\left(1-\frac{6e}{B}\right)$$

$$=\left(\frac{12000+1125}{5}-0\right)\left(1-\frac{(6)(0{,}610)}{5}\right)$$

=703 lb/ft^2 **⇐ Cevap**

$$q_{\max} = \left(\frac{\mathrm{P}/b + W_f/b}{B} - u_D\right)\left(1 + \frac{6e}{B}\right)$$

$$= \left(\frac{12000 + 1125}{5} - 0\right)\left(1 + \frac{(6)(0{,}610)}{5}\right)$$

=4546 lb/ft² ⇐ Cevap

Birleşik temelleri tasarlarken, uygulanan yüklerin bileşkesi temelin merkezine etkiyecek şekilde temelin boyutları ve kolonların yerlerini düzenlemeye çalışınız. Bu yaklaşım, bir üniform temas basıncı dağılımı oluşturur. Bazı birleşik temel tasarımları bunu, trapezin dar kenarı üzerinde daha hafif yüklü kolon ile trapez şeklinde bir temel (plan görünümünde görüldüğü gibi) kullanarak başarır. Bu mümkün olmadığı zaman, tüm potansiyel yük koşullarının *B/6*'dan daha fazla eksantriklikler oluşturmadığından emin olunuz.

İki Yönlü Eksantrik veya Moment Yükleme: Tabanda etkiyen bileşke yükün hem *B* ve hem de *L* yönlerinde eksantrik olması halinde, temelin tüm tabanı boyunca temas basıncının bası olması için, bileşke yük Şekil 5.17'de gösterilen elmas şekilli çekirdek içinde yer almalıdır. Sadece aşağıdaki koşul karşılanır ise çekirdek içinde yer alır:

$$\frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} \le 1{,}0 \qquad (5.10)$$

Burada:

e_B=*B* yönündeki eksantriklik
e_L=*L* yönündeki eksantrikliktir.

(5.10) eşitliğinin sağlanması halinde bir kare veya dikdörtgen tekil temelin dört köşesindeki *q*'nun büyüklüğü aşağıdaki gibi olur:

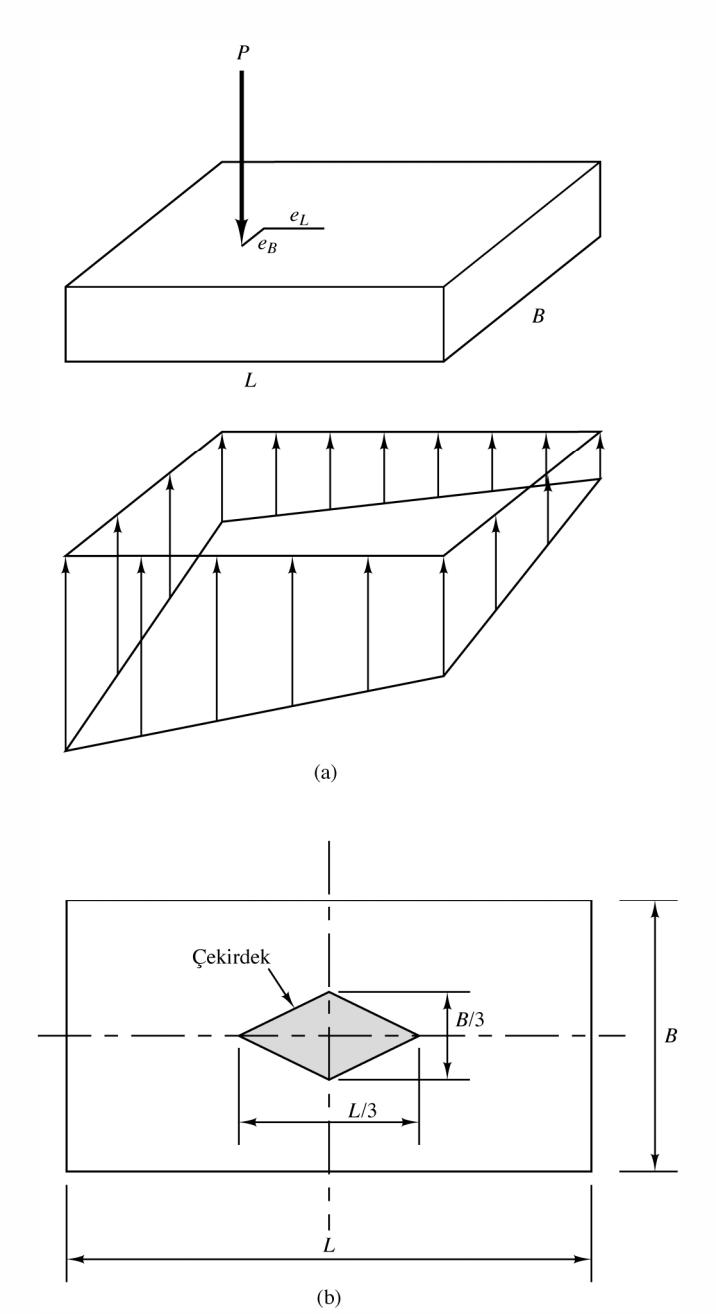
$$q = \left(\frac{P + W_f}{A} - u_D\right)\left(1 \pm \frac{6e_B}{B} \pm \frac{6e_L}{L}\right) \qquad (5.11)$$

Örnek 5.5

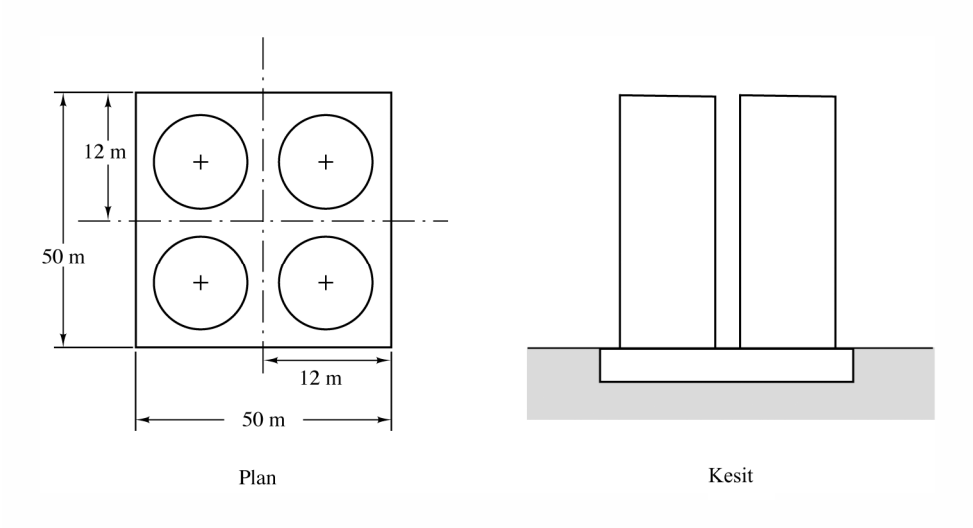
Şekil 5.18'de gösterilen radye temel dört tahıl silosunu destekleyecektir. Bunlar, tahılları depolamak için kullanılan silindirik yapılardır. Siloların her birinin boş ağırlığı 29 MN olup, içlerine 110 MN'a kadar tahıl alabilmektedirler. Radye temelin ağırlığı 60 MN'dur. Her silo bağımsız olarak doldurulduğu için, radye temele yüklenen bileşke kuvvetin merkezde etkimesi gerekmemektedir. Çeşitli yükleme koşullarını değerlendiriniz ve eksantrik yükleme şartlarının karşılanıp karşılanmayacağını belirleyiniz. Bu şartın karşılanmadığı durumda, şartları sağlamak için gerekli minimum radye genişliği *B*'yi bulunuz.

Çözüm

1. Tek yönlü eksantrikliği kontrol ediniz



Şekil 5.17 (a) Düşey yükün *B* ve *L* yönlerinin ikisinde de eksantrik olduğu tekil sömelin altındaki basınç dağılımı; (b) Sömelin tabanının tamamında $q \geq 0$ durumunu sağlamak için bileşke kuvvet gölgeli alanın içinde kalmalıdır.



Şekil 5.18 Örnek 5.5 için radye temel ve tahıl siloları.

En büyük tek yönlü eksantriklik, birbirine en yakın iki yakın silo dolu ve diğer ikisi boş iken meydana gelir.

$$P = 4(29\,\text{MN}) + 2(110\ \text{MN}) = 336\,\text{MN}$$

$$M = 2(110\,\text{MN})(12\text{m}) = 2640\,\text{MN-m}$$

$$e = \frac{M}{P + W_f} = \frac{2640\,\text{MN-m}}{336\,\text{MN} + 60\,\text{MN}} = 6{,}67\,\text{m}$$

$e \leq$ B/6 Tek yönlü eksantriklik için kabul edilebilir.

2. İki yönlü eksantrisiteyi kontrol ediniz

En büyük iki yönlü eksantrisite bir silo dolu ve diğer üçü boş iken meydana gelir.

$$\frac{B}{6} = \frac{50}{6} = 8{,}33$$

$$P = 4(29\text{MN}) + (110\text{MN}) = 226\ \text{MN}$$

$$M_B = M_L = (110\text{MN})(12\text{m}) = 1320\ \text{MN-m}$$

$$e_B = e_L = \frac{M}{P + W_f} = \frac{1320\,\text{MN-m}}{226\,\text{MN} + 60\,\text{MN}} = 4{,}62\,\text{m}$$

$$\frac{6e_B}{B} + \frac{6e_L}{L} = \frac{6(4{,}62\,\text{m})}{50\text{m}} + \frac{6(4{,}62\,\text{m})}{50\text{m}} = 1{,}11 > 1$$ Kabul edilemez.

3. Sonuç

Temel tek yönlü eksantriklik şartını sağlasa da, bileşke çekirdeğin dışında olduğundan, iki yönlü eksantriklik için kriteri sağlamamaktadır. Yüklü silo karşısındaki radyenin

köşesinin, aşırı oturmaya neden olarak, kalkabileceği anlamına gelmektedir. Bu nedenle, *B*'yi arttırmak gereklidir. **⇐ Cevap**

4. Gözden geçirilmiş tasarım:

$$\frac{6e_B}{B}+\frac{6e_L}{L}=\frac{6(4.62m)}{B}+\frac{6(4.62)}{L}=1$$

minimum *B*=minimum *L*=55,4 m **⇐ Cevap**

Bu nedenle, bileşkeyi çekirdek içinde tutmak için 55,4 m x 55,4 m radye temel gerekli olacaktır. Ancak, bu; radye temeller için birçok tasarım kriterlerinden yalnızca biridir. Diğer kriterler de, Bölümler 6 ve 10'da tartışıldığı gibi, kontrol edilmelidir.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Yüzeysel temeller, yapısal yükleri yüzeye yakın zeminlere ileten temellerdir. Tekil temel ve radye temel olmak üzere iki çeşidi vardır.
2. Geçmişte diğer malzemeler kullanılmasına rağmen, bügün hemen hemen tüm yüzeysel temeller betonarmeden yapılmaktadır.
3. Yüzeysel temeller genellikle orta-iyi zemin koşullu yerlerde, küçük-orta boy yapılarda kullanılır. Radye temeller daha çok büyük yapılarda ve özellikle de farklı oturma problemi olan ve temelleri yeraltı su seviyesi altında olanlarda kullanılır.
4. Temas basıncı, bir yüzeysel temelin tabanı ve altında bulunan zeminler arasındaki dokunma basıncıdır.
5. Yüzen temel, temelin ağırlığının kazılan zeminlerin ağırlığından çok az olduğu durumdaki temeldir. Bu, bodrumlu ve diğer benzer yapılı binalarda meydana gelir.
6. Bir temele uygulanan yükler eksantrik ise veya moment yükler uygulanmış ise, bileşke temas basıncı dağılımı da eksantrik olacaktır. Bu gibi durumlarda, temas basıncının bileşkesi temelin ortadaki üçte-birlik kısımda (tek yönlü eksantriklik için) veya elmas şekilli çekirdeğin içinde (iki yönlü eksantrisite için) olacak şekilde temelin tasarlanması gerekir. Bu şart, temelin tüm taban alanının basınç temas gerilmelerine sahip olmasını kesinleştirir ve böylece kaldırma problemlerini engeller.

Sözlük

Birleşik tekil temel
Brüt taşıma basıncı
Çekirdek
Çelik kafes temeli
Dairesel tekil temel
Dikdörtgen tekil temel
Düzgün sömel
Eksantrik yük
Halka temel
Hasır temel
Kalıplı temel
Kare tekil sömel
Kesme taşı sömelleri
Moloz taş sömeli
Moment yükü
Net taşıma basıncı
Radye temel
Sürekli tekil temel
Tekil temel
Temas basıncı
Terskepçe
Yüzen temel
Yüzeysel temel

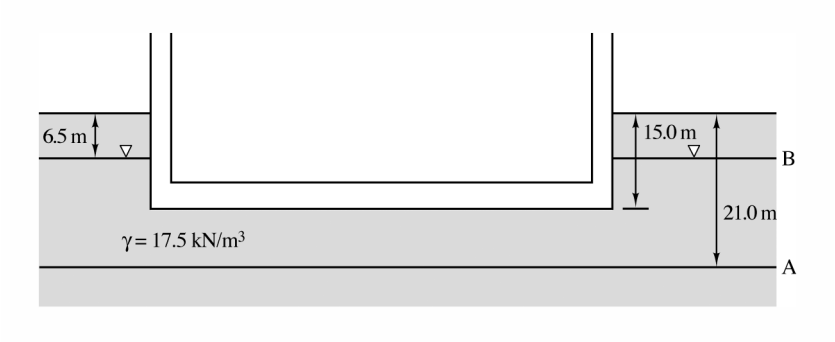
KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

5.1 Tekil temel ile şerit temel arasında ne fark vardır ve hangi durumlarda kullanılırlar?

5.2 1,5 m'lik bir kare sömelin merkezine 400 kN'luk bir yük uygulanmaktadır. Sömelin tabanı zemin yüzeyinden 0,4 m derinde ve üst yüzeyi de zemin yüzeyi ile aynı seviyededir. Su tablası da yüzeyden 3 m derinde olduğuna göre, temas basıncını hesaplayınız.

5.3 Bir taşıyıcı duvar üzerinde 5,0 k/ft'lik ölü yük ile birlikte 3,0 k/ft'lik hareketli yük vardır. Duvarı destekleyen sürekli temelin eni 3 ft, derinliği de 2 ft'dir. Sömelin üst yüzeyi zemin yüzeyi ile aynı seviyede ve su tablası da yüzeyden 35 ft derinde olduğuna göre temas basıncını hesaplayınız.

5.4 Şekil 5.19'daki radye temelin genişliği 45 m, uzunluğu 90 m ve ağırlığı da 140 MN'dur. Temel üzerine etkiyen yüklerin toplamı 1400 MN olduğuna göre, A pozisyonundaki su tablası için ortalama temas basıncını hesaplayınız. Bu işlemi B pozisyonundaki su tablası için tekrarlayınız. q'nun bu iki değerinin niçin farklı olduğunu açıklayınız.



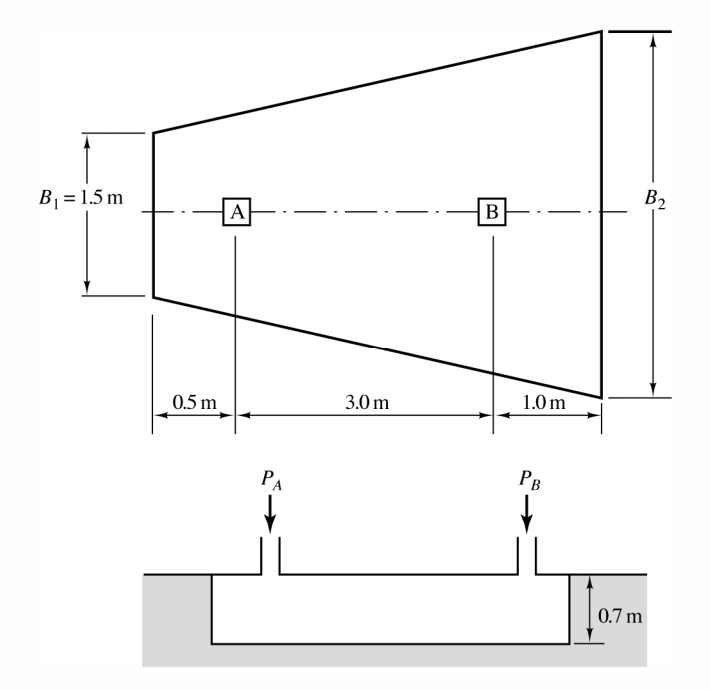
Şekil 5.19 Problem 5.4 için radye temel.

5.5 Derinliği 2 ft olan 5 ft'lik bir kare sömele 60 k'lık bir düşey yük uygulanmaktadır. Sömelin kenarlarından birine paralel 30 ft-k'lık dönme momenti mevcut olup, sömelin üst yüzeyi zemin yüzeyi ile aynı seviyede ve su tablası da yüzeyden 20 ft derinliktedir. Bileşke kuvvetin sömelin üçte birlik orta kısmına düşüp düşmediğini belirleyiniz. Minimum ve maksimum taşıma basınçlarını hesaplayınız ve temas basıncının dağılımını bir şema üzerinde gösteriniz.

5.6 Problem 5.5'deki sömeli ve yükleri bu sefer dönme momenti sömelin kenarı ile 45°'lik açı yapacak şekilde (yani, sömelin tepesinde köşegen olarak etkiyecek şekilde) ele alınız. Bileşke kuvvetin çekirdek içine düşüp düşmeyeceğini bulunuz. Çekirdeğin içine düşmesi durumunda sömelin köşelerindeki temas basıncını bularak, temas basıncını Şekil 5.17'dekine benzer bir şema üzerinde gösteriniz.

5.7 Şekil 5.20'deki iki kolon birleşik bir sömel tarafından desteklenmektedir. A ve B kolonlarındaki düşey ölü yükler 500 kN ve 1400 kN'dur. Kolon yüklerinin sömelin ağırlık merkezine düşmesini sağlayacak B_2 boyutunu hesaplayınız.

5.8 Şekil 5.20'deki A ve B kolonları Problem 5.7'deki ölü yüklere ek olarak sırayla 800 k ve 1200 k'lık düşey hareketli yükleri de taşıyabilir. Hareketli yükler zamanla değişmektedir; dolayısıyla kimi zaman hareketli yük uygulaması varken, kimi zaman olmamaktadır. Ayrıca, bir kolondaki hareketli yük diğerinden bağımsızdır (yani, birindeki hareketli yük tam kapasitede iken diğerindeki sıfır olabilir). Problem 5.7'de bulunan sonuçları ve yüklerin en kötü kombinasyonunu kullanarak, temas basıncı dağılımının bu bölümde tanımlanan eksantriklik şartını her durumda sağlayıp sağlamayacağını tanımlayınız. Su tablasının derinliği 10 m'dir.



Şekil 5.20 Problem 5.7 ve 5.8 için önerilen birleşik temel.

5.9 (P+W_i)/A±Mc/I ile başlayarak (5.7) ve (5.8) eşitliklerini elde ediniz. Bu terimler dairesel sığ temellere de uygulanabilir mi? Nedenini açıklayınız.

6

Yüzeysel Temeller – Taşıma Kapasitesi

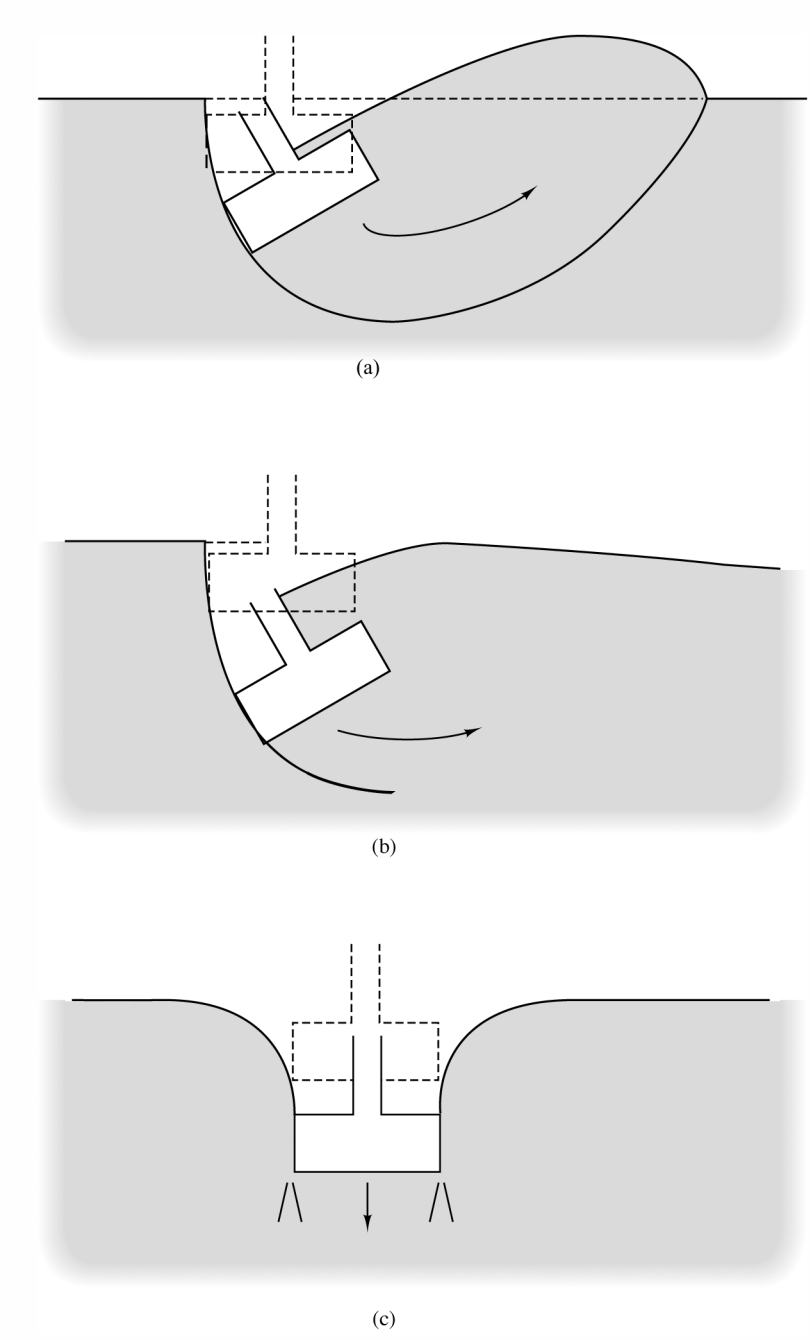
Şehrin yeri için kararlaştırılan alan ile tatmin olduğumuz zaman... temeller aşağıya sağlam bir tabana, eğer böyle bir taban bulunabilirse taşınmalıdır ve bunun üzerine yerin doğal seviyesi üzerinde duran duvarın o kısmının uygun desteği için gerekli olabilen kalınlıkta inşa edilmelidir. Bunlar en sağlam işcilik ve malzemelerden ve üzerindeki duvarlardan daha kalın olmalıdır. Eğer sağlam yere ulaşılabilirse, temeller işin büyüklüğüne ve mümkün olduğu kadar sağlam inşa edilecek altyapıya göre sağlam yere ve içine uzanmalıdır. En büyük ağırlığı taşıyan alt kısımların, üst kısımdan daha güçlü olması için, duvar; taşıyacağı kolondan bir buçuk kat daha kalın olmalıdır... Kolonların tabanları da duvarın dışına taşmamalıdır. Bu nedenle, zemin üzerindeki tüm duvarların kalınlığı da ayarlanmalıdır.

Morgan (1914) tarafından tercüme edildiği şekliyle,
Marcus Vitruvius, Roma'lı Mimar ve Mühendis; M.Ö. 1'inci yüzyıl

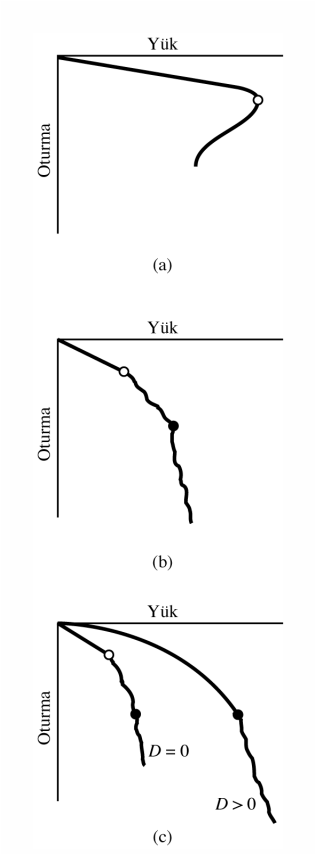
Yüzeysel temeller, Bölüm 2'de tartışıldığı gibi, çeşitli performans şartlarını karşılamalıdır. Bunlardan biri *taşıma gücü* diye adlandırılır. Bu bir geoteknik dayanım şartıdır. Bu bölümde bu şart incelenmiş ve yüzeysel temellerin taşıma gücü yenilmesine maruz kalmayacak şekilde nasıl tasarlanması gerektiği üzerinde durulmuştur.

6.1 TAŞIMA GÜCÜ YENİLMELERİ

Yüzeysel temeller, uygulanan yapısal yükleri yüzeye yakın zemine iletirler ve bu esnada zeminde hem bası hem de kayma gerilmeleri oluştururlar. Bu gerilmelerin büyüklükleri çoğunlukla temas basıncına ve temelin büyüklüğüne bağlıdır. Temas basıncının yeteri kadar büyük veya temelin yeteri kadar küçük olması durumunda, kayma gerilmeleri zeminin veya kayanın kayma dayanımını aşabilir. Bu da, *taşıma gücü yenilmesi* ile sonuçlanır. Araştırmacılar taşıma gücü yenilmelerinin üç tipini saptamışlardır: Şekil 6.1'de gösterildiği gibi, *genel kesme yenilmesi*, *yerel kesme yenilmesi* ve *zımbalayıcı kesme yenilmesi*. Her yenilme biçimine ait tipik bir yük-yerdeğiştirme eğrisi Şekil 6.2'de gösterilmiştir.



Şekil 6.1 Taşıma kapasitesi yenilme çeşitleri: (a) genel kesme yenilmesi, (b) yerel kesme yenilmesi, (c) zımbalayıcı kesme yenilmesi.



Şekil 6.2 Taşıma kapasitesinin değişik türleri için tipik yük–yerdeğiştirme eğrileri: (a) genel kesme yenilmesi, (b) yerel kesme yenilmesi, (c) zımbalayıcı kesme yenilmesi. Yuvarlaklar yenilmenin değişik yorumlarına işaret etmektedir (Vesić, 1963'den).

Genel kesme yenilmesi en yaygın yenilme şeklidir. Nispeten sıkışamaz zeminlerde ve orta sert kayalarda ve drenajsız koşulun hakim olduğu; yeteri kadar hızlı yüklenen doygun normal konsolide killerde meydana gelir. Yenilme yüzeyi iyi tanımlanmış olup, yenilme; yük-yerdeğiştirme eğrisinde gösterildiği gibi çok ani oluşur. Temele bitişik zemin yüzeyinde açık bir biçimde oluşmuş kabarma görülmektedir. Kabarmaların temelin iki kenarında görülebilmesine rağmen, yenilme sadece bir kenarda oluşur ve buna genellikle temel dönmeleri eşlik eder.

Diğer uç durum, zımbalayıcı kesme yenilmesidir. Çok gevşek kumlarda, altında çok zayıf zemin bulunan ince sağlam zemin tabakasında veya yavaş, drenajlı koşullar altında yüklü zayıf killerde meydana gelir. Bu gibi zemin profillerinin yüksek sıkışabilirliği büyük oturmalara ve iyi tanımlanmamış düşey kesme yenilmelerine neden olur. Zemin yüzeyinde çok az veya hiç kabarma oluşmaz ve yenilme, sürekli artan yük-oturma eğrisi ile gösterildiği gibi, aşamalı olarak gelişir.

Yerel kesme yenilmesi bir ara durumdur. Kayma yüzeyleri temel altında iyi tanımlanmış olup, daha sonra zemin yüzeyine yakın yerde belirsiz hale gelir. Küçük bir kabarma meydana gelebilir. Ancak, yere yakın belirgin bir kayma yüzeyi oluşmadan önce, belki temel genişliğinin yarısı mertebesinde büyük oturma gereklidir. Bu durumda bile, genel kayma durumunda olduğu gibi, ani bir yenilme meydana gelmez. Temel sadece hep daha derine batmaya devam eder.

Vesic (1973) kumda model dairesel temeller üzerinde yükleme deneyleri yürüterek yenilmenin bu üç biçimini araştırmıştır. Bu deneyler, hem yüzeysel hem de derin temelleri içermiştir. Şekil 6.3'de gösterilen sonuçlar, yüzeysel temellerin (D/B yaklaşık 2'den daha az) bağıl yoğunluğa bağlı olarak bu üç biçimin herhangi birinde göçebileceğini göstermektedir. Ancak, derin temellerde (D/B yaklaşık 4'den daha büyük) daima zımbalayıcı kesmesi hakimdir. Bu deney sonuçlarının sadece Vesic'in kumdaki dairesel temellerine uygulanmasına ve diğer zeminler için genelleştirilememesine rağmen, yenilme biçimi, relatif yoğunluk ve D/B oranı arasında genel bir ilişki verir.

Belirli bir durumda yenilmenin bu üç biçiminden hangisinin etkili olacağını tespit etmek için, eksiksiz nicel kriterler henüz geliştirilmemiştir. Ancak, aşağıdaki kılavuz bilgiler yardımcıdır:

- Kayada ve drenajsız killerdeki yüzeysel temellerde genel kesme durumu hakimdir.
- Sıkı kumlardaki yüzeysel temellerde genel kesme durumu hakimdir. Bu bağlamda sıkı kum, bağıl yoğunluğu (D_r) yaklaşık % 67'den büyük olan kumdur.
- Gevşek-orta sıkı kumlar (%30<D_r<%67) üzerindeki yüzeysel temellerde büyük olasılıkla yerel kesme hakimdir.
- Çok gevşek kum (D_r<%30) üzerindeki yüzeysel temellerde büyük olasılıkla zımbalayıcı kesmesi hakimdir.

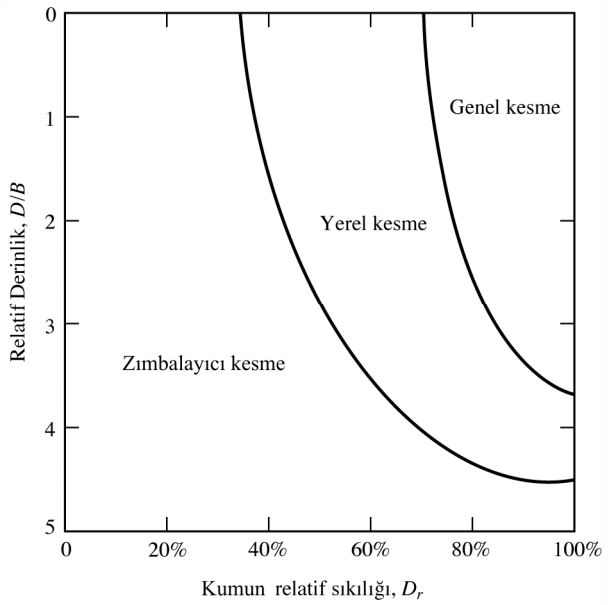
Hemen hemen tüm pratik yüzeysel temel tasarım problemlerinde sadece genel kesme durumunu kontrol etmek ve ondan sonra da temelin aşırı şekilde oturmayacağını kanıtlamak amacıyla, oturma analizleri yapmak gerekir. Bu oturma analizleri dolaylı olarak yerel ve zımbalayıcı yenilmelerine karşı korur.

6.2 ZEMİNDE TAŞIMA GÜCÜ ANALİZLERİ - GENEL KAYMA DURUMU

Taşıma Gücü Analiz Yöntemleri

Yüzeysel temellerin taşıma gücü yenilmesini analiz etmede ve bu gibi yenilmelerden kaçınacak şekilde tasarım yapmada taşıma gücü, yük, temel boyutları ve zemin özellikleri arasındaki ilişkiyi iyi bilmek gerekir. Çeşitli araştırmacılar değişik teknikler kullanarak, aşağıdakiler dahil, bu ilişkileri çalışmışlardır:

- Tam ölçekli yük deneyleri de dahil olmak üzere gerçek temellerin performansının değerlendirilmesi
- Model deneyler üzerinde yükleme deneyleri
- Sınır denge analizleri
- Sonlu elemanlar yöntemi (FEM) analizleri gibi ayrıntılı gerilme analizleri.



Şekil 6.3 Chattahoochee Kumu'ndaki model dairesel temellerde yenilme türleri (Vesić, 1963 ve 1973'den).

Gerçek tekil temellerin inşasını ve bunları göçmeye kadar yüklemeyi kapsayan tam ölçekli yükleme deneyleri, taşıma gücünü değerlendirmede en doğru yoldur. Ancak, bu gibi deneyler pahalıdır ve bu nedenle de alışılagelen tasarımın bir parçası olarak nadiren yapılırlar. Araştırma amaçları için bu gibi birkaç deney yapılmaktadır.

Çoğunlukla deney maliyeti tam ölçekli deneylerden çok daha düşük olduğundan, model temel deneyleri çok yaygın olarak kullanılmaktadır. Ne var ki, model deneylerde özellikle kumlarda yapıldığı zaman, uygun ölçek faktörlerini uygulamadaki belirsizliklerden dolayı sınırlamalar söz konusudur. Ancak, merkezkaç model deneylerinin çıkışı kısmen bu problemin üstesinden gelmiştir.

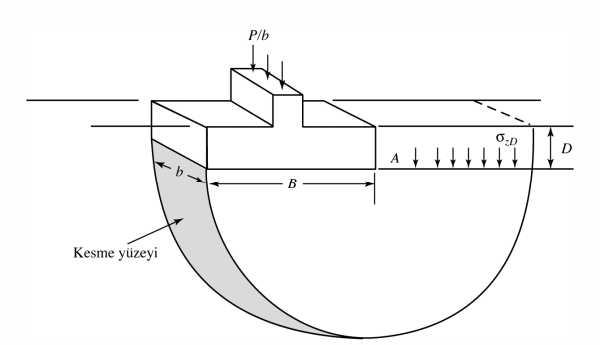
Sınır denge analizleri yüzeysel temellerin taşıma gücünü değerlendirmede en baskın yoldur. Bu analizler, Şekil 6.1'de gösterildiği gibi yenilme yüzeyinin şeklini belirler; sonra da bu yüzey boyunca gerilmeleri ve dayanımları değerlendirir. Bu analiz yöntemlerinin kökeni, Prandtl'in metallerin zımbalayıcı direnci çalışmalarına dayanır (Prandtl, 1920). Prandtl tekil yüklere direnmede çok kalın metal kütlelerinin (metal levhaların değil) yeteneğini göz önünde bulundurmuştur. Sınır denge analizleri çoğunlukla model deneylerden geliştirilen deneysel faktörler içerir.

Geoteknik mühendisleri bazan sonlu elemanlar yöntemi (FEM) gibi sayısal yöntemler kullanarak daha ayrıntılı taşıma gücü analizleri yapmaktadırlar. Bu analizler daha karmaşık olup, sadece çok kritik ve ender projelerde kullanılmaktadır.

Projelerin büyük çoğunluğunda bu yöntemler kullanıldığından, burada sadece taşıma gücü analizlerinin sınır denge yöntemleri ele alınmıştır.

Basit Taşıma Gücü Formülü

Sınır denge yöntemi, Şekil 6.4'de gösterilen sürekli temeli dikkate alarak örneklenebilir. Bu temelin bir taşıma gücü yenilmesi geçirdiğini varsayalım ve bu yenilme gösterildiği gibi bir dairesel kayma yüzeyi boyunca meydana gelmiş olsun. Ayrıca, zeminin s_u kayma mukavemetine sahip drenajsız kil olduğunu kabul edelim. Son olarak, muhafazakar bir yaklaşım olan zemin yüzeyi ve bir D derinliği arasındaki kayma dayanımını ihmal edelim. Böylece, bu zon içindeki zemin, sadece bir D derinliğinde $\sigma_z=\gamma D$ düşey toplam gerilmesine neden olan bir sürşarj yükü olarak dikkate alınır.



Şekil 6.4 Dairesel yenilme yüzeyi için taşıma kapasitesi analizi.

Bu hesaplamanın amacı, *nihai taşıma gücü* için bir formül elde etmektir. Bu, bir taşıma gücü yenilmesine neden olmak için gerekli temas basıncıdır. b uzunluğunda temelin bir dilimini dikkate alarak ve A noktasına göre moment hesabı yaparak, aşağıdaki ilişki elde edilir:

$$M_A=(q_{nih}\,Bb)(B/2)-(s_u\,\pi Bb)(B)-\sigma_{zD}\,Bb(B/2) \tag{6.1}$$

$$q_{nih}=2\pi s_u+\sigma_{zD} \tag{6.2}$$

Taşıma gücü faktörü (N_c) olarak adlandırılan yeni bir parametre tanımlayarak, (6.2) eşitliğini aşağıdaki şekilde yeniden yazmak uygundur:

$$q_{nih}=N_c s_u+\sigma_{zD} \tag{6.3}$$

(6.3) eşitliği *taşıma gücü formülü* olarak bilinir ve planlanan bir temelin taşıma gücünü değerlendirmede kullanılabilir. Bu işleme göre, $N_c=2\pi=6{,}28$'dir.

Bu basitleştirilmiş formülün, sadece sürekli temelleri ve drenajsız zemin koşullarını ($\phi=0$) dikkate alması ve temel yenilmesi meydana gelirken temelin döndüğünü varsayması nedeniyle, pratikte sadece sınırlı bir uygulama alanı vardır. Ancak, bu basit türetme işlemi, daha ayrıntılı taşıma gücü formülleri geliştirmek için gerekli genel yöntemi göstermektedir.

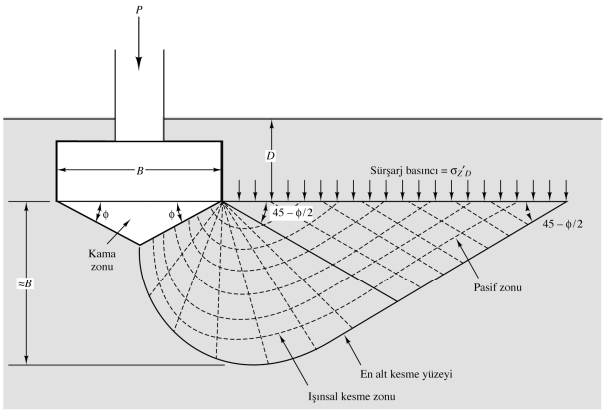
Terzaghi'nin Taşıma Gücü Formülleri

Zeminlerin taşıma gücünü hesaplamada kullanılan çeşitli sınır denge yöntemleri, yirminci yüzyılın ilk yarısında geliştirilmiştir. Ancak, yaygın kabul görenlerden biri, Terzaghi'ninkidir (1943). Terzaghi yöntemi aşağıdaki varsayımları içerir:

- Temelin derinliği temel genişliğine eşit veya daha küçüktür ($D\leq B$).

- Temelin tabanı, temel ve zemin arasında kayma oluşmayacak kadar yeterli pürüzlüktedir.
- Temelin altındaki zemin homojen yarı-sonsuz bir kütledir (yani, temelin altından büyük bir derinliğe uzanır ve zemin özellikleri baştanbaşa üniformdur).
- Zeminin kayma dayanımı $s = c' + \sigma' \tan\phi'$ formülü ile tanımlanır.
- Genel kesme yenilmesi hakimdir.
- Zeminde konsolidasyon oluşmaz (yani, temelin oturması yalnızca zeminin kayması ve yanal hareketi nedeniyledir).
- Temel, zemine kıyasla çok rijittir.
- Zemin yüzeyi ve *D* derinliği arasındaki zeminin kayma dayanımı yoktur ve sadece bir ilave yük olarak görev yapar.
- Uygulanan yük bası şeklinde ve temelin ağırlık merkezine düşey olarak uygulanır; moment yükleri mevcut değildir.

Terzaghi Şekil 6.5'de gösterildiği gibi zeminde üç zon dikkate almıştır. Temelin hemen altında bütün olarak kalan ve temel ile birlikte aşağı doğru hareket eden bir *kama zonu* bulunur. Bir sonraki, Terzaghi'nin kayma düzlemlerinin şeklini logaritmik spiral olarak kabullendiği, kamanın her bir kenarından uzanan *ışınsal kayma zonu*'dur. Son olarak, zeminin düzlemsel yüzeyler boyunca kaydığı dış parça, *doğrusal kayma zonu*'dur. Terzaghi, zemin yüzeyi ve *D* derinliği arasındaki zeminlerin kayma dayanımını ihmal ettiği için, kayma yüzeyi bu derinlikte durur ve üstte bulunan zemin, sürşarj basıncı σ'_{zD} ile yerdeğiştirmiştir. Bu yaklaşım muhafazakâr olup, yöntemi nispeten yüzeysel temeller ($D \leq B$) ile sınırlandırma nedeninin bir parçasıdır.



Şekil 6.5 Terzaghi'nin taşıma gücü formülleri için yenilme yüzeyi geometrisi.

Terzaghi, teorisini sürekli temeller (yani, *L*/*B* oranı çok büyük olan temeller) için geliştirmiştir. İki boyutlu bir problem olması nedeniyle en basit durum budur. Daha sonra, model deneylerden elde edilen deneysel katsayıları ilave ederek, teorisini kare ve dairesel temellere genişletmiş ve aşağıdaki taşıma gücü formüllerini türetmiştir:

Kare temeller için:

$$q_{\text{nih}} = 1{,}3c'N_c + \sigma'_{zD}N_q + 0{,}4\gamma' BN_\gamma \qquad (6.4)$$

Sürekli temeller için:

$$q_{nih} = c'N_c + \sigma'_{zD}N_q + 0{,}5\gamma' BN_\gamma \quad (6.5)$$

Dairesel temeller için:

$$q_{nih} = 1{,}3c'N_c + \sigma'_{zD}N_q + 0{,}3\gamma' BN_\gamma \quad (6.6)$$

Burada:

q_{nih}= nihai taşıma gücü

c'= temelin altındaki zeminin efektif kohezyonu

ϕ'= temelin altındaki zeminin efektif sürtünme açısı

σ'_{zD}= zemin yüzeyinden aşağıda D derinliğindeki düşey efektif gerilme (yeraltı su seviyesine olan derinlik D'den büyükse: $\sigma'_{zD} = \gamma D$)

γ'= zeminin efektif birim ağırlığı (yeraltı su seviyesi çok derin ise $\gamma=\gamma'$; sığ yeraltı suyu koşulları için bu bölümde daha sonraki tartışmaya bakınız)

D= zemin yüzeyinden itibaren temelin derinliği

B= temelin genişliği (veya çapı)

N_c, N_q, N_γ = Terzaghi'nin taşıma gücü faktörleri= $f(\phi')$[Tablo 6.1'e veya (6.7)-(6.12) eşitliklerine bakınız).

Yenilme yüzeyinin şeklinden dolayı, c' ve ϕ' değerleri sadece temelin tabanı ve tabandan aşağı bir B derinliği arasındaki zemini temsil eder. Zemin yüzeyi ve D derinliği arasındaki zeminler basitçe ilave yük (sürşarj yükü) olarak ele alınır. Terzaghi formülleri efektif gerilmeler için geçerlidir. Ancak, c', ϕ' ve σ_D' yerine c_T, ϕ_T ve σ_D konularak, toplam gerilme analizlerinde de kullanılabilirler. Suya doygun drenajsız koşulların bulunması halinde, $c_T = s_u$ ve $\phi_T = 0$ olarak tanımlanmış kayma dayanımı ile bir toplam gerilme analizi yapılabilir. Bu durumda, N_c=5.7, N_q=1,0 ve N_γ=0,0'dır.

Terzaghi taşıma gücü faktörleri aşağıdaki gibidir:

$$N_q = \frac{a_\theta^2}{2\cos^2(45+\phi/2)} \quad (6.7)$$

$$a_\theta = e^{\pi(0{,}75-\phi'/360)\tan\phi'} \quad (6.8)$$

ϕ'=0 için N_c=5,7 (6.9)

ϕ'>0 için $N_c = \dfrac{N_q - 1}{\tan\phi'}$ (6.10)

$$N_\gamma = \frac{\tan\phi'}{2}\left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2\phi'} - 1\right) \quad (6.11)$$

Bu taşıma gücü faktörleri Tablo 6.1'de çizelge şeklinde de verilmiştir. Terzaghi'nin N_c=5,7 değerinin, basit taşıma gücü analizinden elde edilen 6,28 değerinden küçük olduğuna dikkat ediniz. Bu fark, basit yöntemde bir dairesel kayma yüzeyi ve Terzaghi yönteminde ise daha karmaşık bir geometri kullanmanın sonucudur. Terzaghi $K_{p\gamma}$ değerlerini elde etmek için meşakkatli bir grafik yöntem kullanmıştır. Sonra, bu değerleri N_γ'yı

hesaplamada kullanmıştır. Diğer taşıma gücü faktörlerinin değerlerini de hesaplamış ve sonuçları ϕ' nün bir fonksiyonu olarak N_c, N_q, N_γ grafikleri şeklinde de sunmuştur. Bu çizimler ve Tablo 6.1 gibi çizelgeler bu parametreleri değerlendirmede halen geçerli bir yoldur. Bununla birlikte, bilgisayarların ve hesap makinalarının gelişi aşağıdaki basitleştirilmiş N_γ formülü için gereksinimi doğurmuştur:

Tablo 6.1 Taşıma kapasitesi faktörleri.

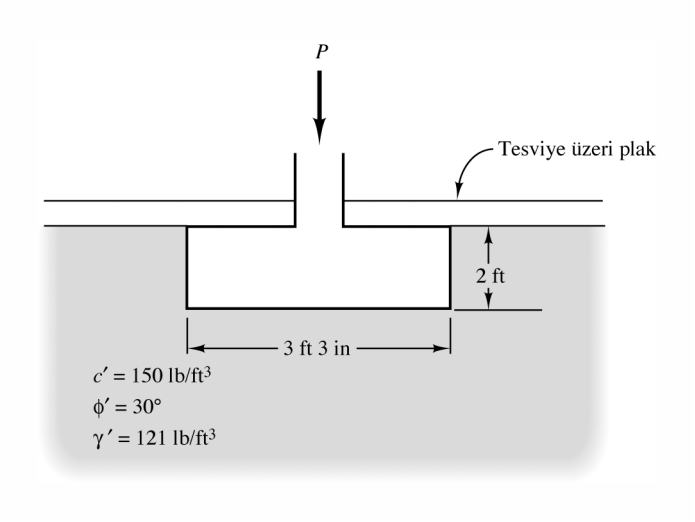
ϕ'	Terzaghi [(6.4)-(6.6) eşitlikleri için]			Vesić [(6.13) eşitliği için]		
(derece)	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5,7	1,0	0,0	5,1	1,0	0,0
1	6,0	1,1	0,1	5,4	1,1	0,1
2	6,3	1,2	0,1	5,6	1,2	0,2
3	6,6	1,3	0,2	5,9	1,3	0,2
4	7,0	1,5	0,3	6,2	1,4	0,3
5	7,3	1,6	0,4	6,5	1,6	0,4
6	7,7	1,8	0,5	6,8	1,7	0,6
7	8,2	2,0	0,6	7,2	1,9	0,7
8	8,6	2,2	0,7	7,5	2,1	0,9
9	9,1	2,4	0,9	7,9	2,3	1,0
10	9,6	2,7	1,0	8,3	2,5	1,2
11	10,2	3,0	1,2	8,8	2,7	1,4
12	10,8	3,3	1,4	9,3	3,0	1,7
13	11,4	3,6	1,6	9,8	3,3	2,0
14	12,1	4,0	1,9	10,4	3,6	2,3
15	12,9	4,4	2,2	11,0	3,9	2,6
16	13,7	4,9	2,5	11,6	4,3	3,1
17	14,6	5,5	2,9	12,3	4,8	3,5
18	15,5	6,0	3,3	13,1	5,3	4,1
19	16,6	6,7	3,8	13,9	5,8	4,7
20	17,7	7,4	4,4	14,8	6,4	5,4
21	18,9	8,3	5,1	15,8	7,1	6,2
22	20,3	9,2	5,9	16,9	7,8	7,1
23	21,7	10,2	6,8	18,0	8,7	8,2
24	23,4	11,4	7,9	19,3	9,6	9,4
25	25,1	12,7	9,2	20,7	10,7	10,9
26	27,1	14,2	10,7	22,3	11,9	12,5
27	29,2	15,9	12,5	23,9	13,2	14,5
28	31,6	17,8	14,6	25,8	14,7	16,7
29	34,2	20,0	17,1	27,9	16,4	19,3
30	37,2	22,5	20,1	30,1	18,4	22,4
31	40,4	25,3	23,7	32,7	20,6	26,0
32	44,0	28,5	28,0	35,5	23,2	30,2
33	48,1	32,2	33,3	38,6	26,1	35,2
34	52,6	36,5	39,6	42,2	29,4	41,1
35	57,8	41,4	47,3	46,1	33,3	48,0
36	63,5	47,2	56,7	50,6	37,8	56,3
37	70,1	53,8	68,1	55,6	42,9	66,2
38	77,5	61,5	82,3	61,4	48,9	78,0
39	86,0	70,6	99,8	67,9	56,0	92,2
40	95,7	81,3	121,5	75,3	64,2	109,4
41	106,8	93,8	148,5	83,9	73,9	130,2

$$N_\gamma \approx \frac{2(N_q + 1)\tan\phi'}{1 + 0{,}4\sin(4\phi')} \tag{6.12}$$

Yazar, Terzaghi'ninkine uyması amacıyla bir eğri deneyerek (6.12) eşitliğini geliştirmiştir. Bu eşitliğin verdiği sonuçlar Terzaghi değerlerinin yaklaşık %10'u içinde N_γ değerleri verir. Bir başka seçenek olarak, Kumbhojkar (1993) N_γ için daha kesin fakat daha karmaşık bir formül önermiştir.

Örnek 6.1

Şekil 6.6'da gösterildiği gibi bir kare temel inşa edilecektir. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 50 ft aşağıdadır. Nihai taşıma gücünü ve taşıma gücü yenilmesine neden olacak kolon yükünü hesaplayınız.



Şekil 6.6 Örnek 6.1 için planlanan sömel.

Çözüm

Taşıma gücünü değerlendirmede tesviye-üzeri-plak döşemeyi ihmal ediniz.

ϕ'=30 için: N_c=37.2 , N_q=22.5, N_γ=20,1 (Tablo 6.1'den)

$\sigma'_{zD} = \gamma D - u$=(121 lb/ft^3)(2 ft) – 0=242 lb/ft^2

$$q_{\text{nih}} = 1{,}3c'N_c + \sigma'_{zD}N_q + 0{,}4\gamma' BN_\gamma$$

=(1,3)(150 lb/ft^3)(37,2)+(242 lb/ft^2)(22,5)+(0,4)(121 lb/ft^3)(3,25 ft)(20,1)

=7254+5445+3162

=**15900 lb/ft^2** ⇐ **Cevap**

W_f=(3,25 ft) (3,25 ft) (2 ft) (150 lb/ft^3)=3169 lb

q=q_{nih} alarak, (5.1) eşitliğinden P şu şekilde bulunur:

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u$$

$$15900\ \text{lb/ft}^2 = \frac{P + 3169\ \text{lb}}{(3{,}25\ \text{ft})^2} - 0$$

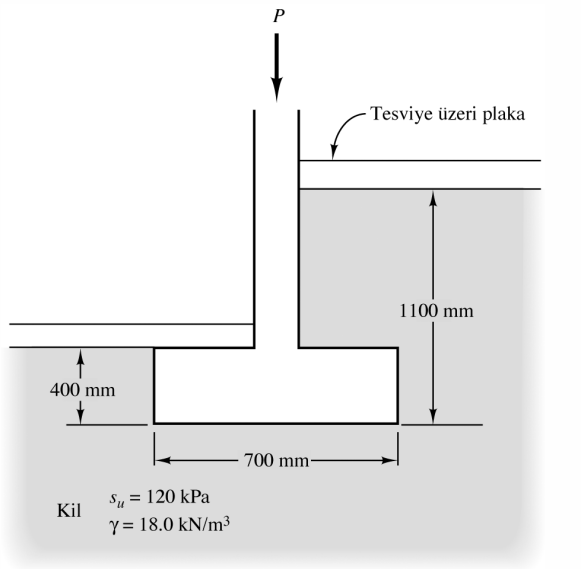
$$P = 165000\ \text{lb}$$

P=165 k **⇐ Cevap**

Bu analize göre, bu temel altında bir taşıma gücü yenilmesine neden olacak kolon yükü 165 k'dır. Bu gücün yaklaşık yarısı, taşıma gücü formülündeki birinci terimden gelmektedir ve bu nedenle zeminin kohezyonuna bağlıdır. Kohezyonlu mukavemet çok daha zayıf olduğu için, taşıma gücü analizlerinde *c*'nin muhafazakâr değerlerini kullanmak mantıklıdır. Bunun aksine, sürtünme mukavemeti daha güvenilir olup, muhafazakâr olarak yorumlanması gerekmez.

Örnek 6.2

Şekil 6.7'de gösterilen sürekli temel, yeni bir endüstri binasının dış duvarını destekleyecektir. Altta bulunan zemin drenajsız bir kil olup, yeraltı su seviyesi temel tabanından aşağıdadır. Nihai taşıma gücünü hesaplayınız ve taşıma gücü yenilmesine neden olacak duvar yükünü bulunuz.



Şekil 6.7 Örnek 6.2 için önerilen sömel.

Çözüm

Bu analizde drenajsız kayma dayanımı (s_u) kullanılır. Bu nedenle, $c_T = s_u = 120 kPa$ ve ϕ=0 ile birlikte Terzaghi'nin taşıma gücü formülü kullanılacaktır.

ϕ=0 için: N_c=5.7, $N_q = 1$, $N_\gamma = 0$ (Tablo 6.1'den)

Gömülme derinliği (D) en düşük zemin yüzeyinden ölçülür. Bu nedenle, D=0,4 m dir.

$$\sigma'_{zD} = \gamma D = (18{,}0)(0{,}4) = 7{,}2\text{kPa}$$

$$q_{\text{nih}} = s_u N_c + \sigma'_{zD} N_q + 0{,}5\gamma' B N\gamma$$

$$=(120\text{ kPa})(5{,}7)+(7{,}2)(1)+(0{,}5)\,\gamma' B(0)$$

=691 kPa ⇐ **Cevap**

Temel tabanı üzerindeki zon kısmen beton ve kısmen zemindir. Bu zonun ağırlığı duvar yüküne kıyasla küçüktür. Bu yüzden bunu 21 kN/m^3 alarak, γ için ağırlıklı ortalama olarak hesaplayınız:

$$W_f/b=(0{,}7\text{ m})=\left(\frac{0{,}4\text{m}+1{,}1\text{m}}{2}\right)(21\text{ kN/m}^3)=11\text{ kN/m}$$ ⇐ **Cevap**

(5.2) eşitliğini kullanarak:

$$q_{\text{nih}} = q = \frac{P/b + W_f/b}{B} - u$$

$$691\text{ kPa} = \frac{P/b + 11\text{ kN/m}}{(0{,}7\text{m})} - 0$$

P=473 kN/m ⇐ **Cevap**

Basit ve aşina olması dolayısıyla Terzaghi yöntemi halen sıkça kullanılmaktadır. Ancak; dikdörtgen temeller, eğimli yükler veya derinlik:genişlik oranı büyük temeller gibi özel durumları dikkate almaz.

Vesic'in Taşıma Gücü Formülleri

Taşıma gücü konusu üzerinde çok araştırma yapılmış ve çok sayıda analiz yöntemi ortaya atılmıştır. Skempton (1951), Meyerhof (1953), Brinch Hansen (1961b), Debeer ve Ladanyi (1961), Meyerhof (1963), Brinch Hansen (1970) ve diğer birçokları bu konuya katkıda bulunmuştur. Vesic'in (1973, 1975) geliştirdiği formül, bu ve diğer kaynaklardan elde edilen teorik ve deneysel bulgulara dayanır ve Terzaghi'ninkine çok iyi bir alternatiftir. Daha doğru taşıma değerleri veren bu yaklaşım, çok daha geniş yükleme aralığına ve geometri koşullarına uygulanır. Temel dezavantajı ise katlamalı karmaşıklığıdır.

Vesic, Terzaghi'nin ana formatını korumuş ve aşağıdaki ilave faktörleri eklemiştir:

s_c, s_q, s_γ =şekil faktörleri

d_c, d_q, d_γ =derinlik faktörleri

i_c, i_q, i_γ =yük eğim faktörleri

b_c, b_q, b_γ =taban eğim faktörleri

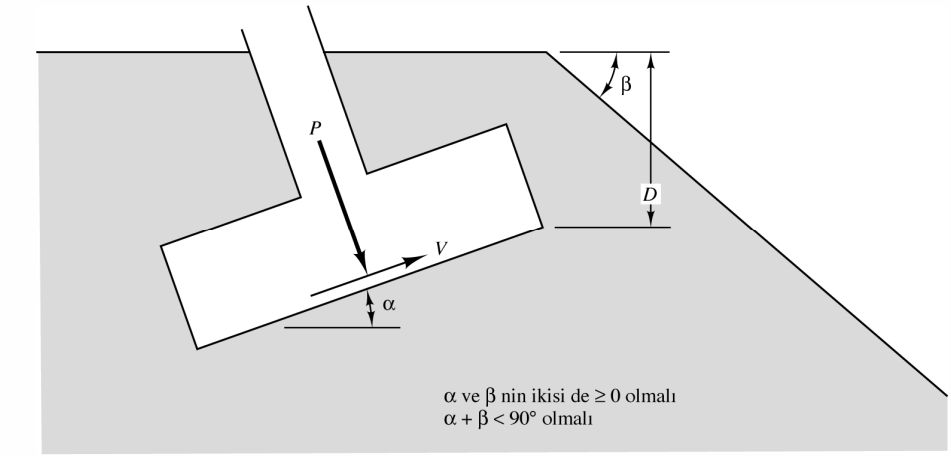
g_c, g_q, g_γ =yer eğim faktörleri

Vesic bu faktörleri taşıma gücü formülüne aşağıdaki şekilde dahil etmiştir:

$$q_{\text{nih}} = c'N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \sigma'_{zD} N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0{,}5\gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma \qquad (6.13)$$

Tekrar etmek gerekirse, bu formül efektif gerilme parametreleri *c' ve* ϕ' için geliştirilmiştir. Fakat, bunların yerine c_T ve ϕ_T koyarak toplam gerilme analizinde de kullanılabilir. Drenajsız toplam gerilme analizleri için, $c_T=s_u$ ve $\phi_T=0$ kullanınız.

Terzaghi formülü sadece zemin yüzeyi düz, yatay tabanlı bir temel üzerine etkiyen düşey yükleri dikkate alır. Halbuki, Vesic faktörleri bunların herhangi birisinin veya tümünün değişmesine izin verir. Bu faktörler için simgelemeler Şekil 6.8'de gösterilmiştir.



Şekil 6.8 Vesic'in yük eğimi, taban eğimi ve zemin eğimi için notasyon. Tüm açılar derece cinsindendir.

Şekil Faktörleri: Vesic, temel şekillerinin çok geniş bir aralığını göz önünde bulundurmuş ve bunları kendi *s* faktörleri şeklinde tanımlamıştır:

$$s_c = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\left(\frac{N_q}{N_c}\right) \tag{6.14}$$

$$s_q = 1 + \left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi' \tag{6.15}$$

$$s_\gamma = 1 - 0{,}4\left(\frac{B}{L}\right) \tag{6.16}$$

Sürekli temeller için $B/L \rightarrow 0$; bu yüzden s_c, s_q ve s_γ 1'e eşit olur. Bu durum, sürekli temelleri analiz ederken *s* faktörlerinin gözardı edilebileceği anlamına gelmektedir.

Derinlik Faktörleri: Vesic yaklaşımında, Terzaghi'den farklı olarak temel derinliği üzerinde sınırlama yoktur. Diğer yöntemler Bölüm 14'de tartışılan gerekçeler nedeniyle büyük olasılıkla daha iyi olsa da, bu yöntem derin temeller için de kullanılabilir. Temelin derinliği, aşağıdaki derinlik faktörleri ile dikkate alınmıştır:

$$d_c = 1 + 0{,}4k \tag{6.17}$$

$$d_q = 1 + 2k\tan\phi'(1 - \sin\phi')^2 \tag{6.18}$$

$$d_\gamma = 1 \tag{6.19}$$

Nispeten sığ temeller ($D/B \leq 1$) için $k = D/B$'yi kullanınız. Daha derin temeller ($D/B > 1$) için, $\tan^{-1}$ teriminin radyan cinsinden ifade edildiği $k = \tan^{-1}(D/B)$'yi kullanınız. Bu eşitliğin D/B=1'de bir süreksizlik fonksiyonuna neden olduğuna dikkat ediniz.

Yük eğim Faktörleri: Yük eğim faktörleri, temel tabanına dik etkimeyen, fakat yine de merkezine etkiyen yükler içindir (eksantrik yükler Bölüm 8'de ele alınmıştır). P değişkeni, yükün; temelin tabanına dik etkiyen bileşeni ve V de temelin tabanına paralel etkiyen bileşen ile ilgilidir.
Yük eğim faktörleri aşağıdaki gibidir:

$$i_c = 1 - \frac{mV}{Ac'N_c} \geq 0 \tag{6.20}$$

$$i_q = \left[1 - \frac{V}{P + \frac{Ac'}{\tan\phi'}}\right]^m \geq 0 \tag{6.21}$$

$$i_\gamma = \left[1 - \frac{V}{P + \frac{Ac'}{\tan\phi'}}\right]^{m+1} \geq 0 \tag{6.22}$$

B yönünde eğimli yükler için:

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \tag{6.23}$$

L yönünde eğimli yükler için:

$$m = \frac{2 + L/B}{1 + L/B} \tag{6.24}$$

Burada:

V=uygulanan kesme yükü
P=uygulanan normal yük
A=temelin taban alanı
c' =efektif kohezyon (drenajsız analizler için $c = s_u$ kullanınız)
ϕ' =efektif sürtünme açısı (drenajsız analizler için ϕ=0 kullanınız)
B =temel genişliği
L=temel uzunluğudur.

Yükün temel tabanına dik etkimesi durumunda, i faktörleri 1'e eşittir ve ihmal edilebilir. ϕ=0 iken i faktörleri de 1'e eşittir.

Uygulanan kesme yüklerine maruz kalan yüzeysel temellerin tasarımında ek bilgi için Bölüm 8'deki tartışmaya bakınız.

Taban Eğim Faktörleri: Temellerin büyük bir çoğunluğunun tabanı yatay olarak inşa edilir. Ancak, uygulanan yükün düşeyden büyük bir açı ile eğimli olması durumunda, uygulanan yükün tabana dik olarak etkimesi için temelin tabanına aynı açıda eğim vermek daha iyi olabilir. Ancak, bu gibi temelleri inşa etmenin güç olabileceğini hatırdan çıkarmayınız.

Taban eğim faktörleri aşağıdaki gibidir:

$$b_c = 1 - \frac{\alpha}{147^0} \tag{6.25}$$

$$b_q = b_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha \tan\phi'}{57^0}\right)^2 \tag{6.26}$$

Temelin tabanı düz ise (ki bu olağan durumdur), *b* faktörlerinin tümü 1'e eşit olur ve ihmal edilebilirler.

Yer Eğim Faktörleri: Bir şevin tepesine yakın şekilde yerleştirilen temellerin taşıma gücü, düz zemin üzerine yerleştirilenlerden daha düşüktür. Vesic'in aşağıda verilen zemin eğim faktörleri bunu açıklamaktadır. Ancak, Bölüm 8'de tartışıldığı gibi, temelleri şevlere yakın veya üzerinde yerleştirirken diğer etmenler de söz konusudur.

$$g_c = 1 - \frac{\beta}{147^0} \tag{6.27}$$

$$g_q = g_\gamma = [1 - \tan\beta]^2 \tag{6.28}$$

Zemin yüzeyi düz ise (β=0), *g* faktörleri 1'e eşit olur ve ihmal edilebilir.

Taşıma Gücü Faktörleri: Vesic, taşıma gücü faktörleri N_q ve N_c'yi hesaplamak için aşağıdaki formülleri kullanmıştır:

$$N_q = e^{\pi \tan\phi'} \tan^2(45 + \phi'/2) \tag{6.29}$$

ϕ' >0 için $$N_c = \frac{N_q - 1}{\tan\phi'} \tag{6.30}$$

ϕ =0 için $$N_c = 5.14 \tag{6.31}$$

Diğer otoritelerin çoğu (6.29)-(6.31) eşitliklerini veya çok benzer sonuçlar veren diğerlerini de kabul etmektedir. Ancak, N_γ'nın doğru değeri hakkında oldukça fazla anlaşmazlık vardır. Temelin altında kayma yüzeyinin geometrisindeki nispeten küçük değişmeler özellikle yüksek sürtünme açılı zeminlerde N_γ'da önemli farklılıklara neden olmaktadır. Vesic aşağıdaki formülü önermiştir:

$$N_\gamma = 2(N_q + 1)\tan\phi' \tag{6.32}$$

Vesic'in taşıma gücü faktörleri de Tablo 6.1'de çizelge biçiminde sunulmuştur. Vesic formülünün uygulanışı daha sonra bu bölümde Örnek 6.3'de gösterilmiştir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

Not: Aksi belirtilmediği sürece tüm temeller düz tabanlı, düz zemin yüzeyi üzerinde, düşey yükleri destekleyen ve temelin tavanı zemin yüzeyi ile aynı seviyede olacak şekilde alınmalıdır.

6.1 Taşıma gücünün üç çeşit yenilme şeklini sıralayınız ve bunlar arasındaki farkları açıklayınız.

6.2 Kenar uzunluğu 1,2 m ve derinliği 0,4 olan kare şekilli bir tekil temelin altındaki zeminin özellikleri γ=19,2 kN/m^3, c'=5 kPa ve ϕ'=30^o şeklindedir. Su tablası çok derindedir.
a. Terzaghi yöntemini kullanarak nihai taşıma gücünü hesaplayınız.
b. Vesic yöntemini kullanarak nihai taşıma gücünü hesaplayınız.

6.3 Uzunluğu 8 ft, genişliği 5 ft, derinliği 2 ft olan bir tekil temelin altındaki zeminin özellikleri γ=120 lb/ft^3, c'=100 lb/ft^2 ve ϕ'=28^o şeklindedir. Su tablası çok derindedir. Vesic yöntemini kullanarak, taşıma gücü yenilmesine neden olacak kolon yükünü hesaplayınız.

6.3 YERALTI SUYU ETKİLERİ

Sığ yeraltı suyunun varlığı kayma dayanımını iki şekilde etkiler: görünüşteki kohezyonun azalması, ve boşluk suyu basıncındaki artış. Bunların ikisi de taşıma gücünü etkiler ve bu nedenle dikkate alınmalıdır.

Görünür Kohezyon

Araştırma sondajlarından elde edilen zemin numuneleri, özellikle sahanın kurak veya yarı-kurak bölgede olduğu durumlarda bazan doygun olmayabilir. Bu zeminlerin, Bölüm 3'de tartışıldığı gibi, görünür kohezyonundan ileri gelen ek bir kayma dayanımı vardır. Ancak, su içeriğinin artması halinde bu ilave dayanım ortadan kalkmaktadır. Su, yeşil alan sulamasından, yağmur suyu süzülmesinden, sızdıran borulardan, yükselen yeraltı suyundan veya diğer kaynaklardan gelir. Dolayısıyla, görünür kohezyondan kaynaklanan dayanıma güvenilmemelidir.

Geoteknik mühendisleri görünür kohezyon etkilerini ortadan kaldırmak ve 'en kötü durum' koşulunu benzeştirmek için, laboratuvarda numuneleri genellikle deney öncesinde ıslatırlar. Bu çok basit olarak numuneyi suya batırma şeklinde veya üç eksenli basınç deneyi durumunda, geri basınç doyurması ile yapılabilir. Ancak, bu önlemler ile bile laboratuvar deneyinde ölçülen kohezyon yine de bir miktar görünür kohezyon içerir. Bu nedenle, taşıma gücü hesaplamaları genellikle laboratuvarda ölçülenden daha az bir kohezyon değeri kullanılarak yapılır.

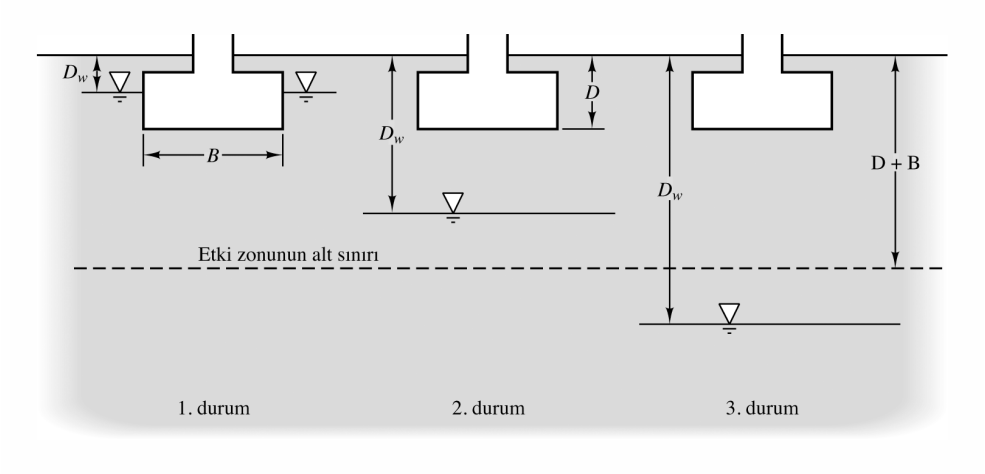
Boşluk Suyu Basıncı

Zeminde bir yeraltı su seviyesi geliştirmeye yeterli su varsa ve bu yeraltı su seviyesi potansiyel kayma zonu içinde ise, o zaman boşluk suyu basınçları söz konusu olacak; kayma yüzeyi boyunca efektif gerilme ve kayma dayanımı daha küçük olacak ve sonuçta nihai taşıma gücü azaltılacaktır (Meyerhof, 1955). Taşıma gücü hesapları yapılırken bu etki dikkate alınmalıdır. Yeraltı koşullarını incelerken, yeraltı su seviyesinin mevcut yerini ve palanlanan yapının ömrü esnasında makul olarak beklenebilen en kötü (en yüksek)

durumun yeri belirlenir. Daha sonra, aşağıdaki üç durumun hangisinin en kötü durum saha koşullarını tanımladığı belirlenir:

- Durum 1: $D_W \leq D$
- Durum 2: $D < D_W < D + B$
- Durum 3: $D + B \leq D_W$

Bu üç durumun hepsi bir arada Şekil 6.9'da gösterilmiştir.



Şekil 6.9 Taşıma kapasitesi analizleri için üç değişik su tablası durumu.

Kayma yüzeyi boyunca azaltılmış efektif gerilmeler, (6.4)-(6.6) ve (6.13) eşitliklerinin üçüncü terimindeki efektif birim ağırlığı (γ') ayarlamak suretiyle dikkate alınır (Vesic, 1973). Efektif birim ağırlık, uygun zemin kalınlığı ile çarpıldığı zaman, düşey efektif gerilmeyi verecek değerdir. Efektif birim ağırlık, su altındaki birim ağırlık (γ_b) ile birim ağırlığın (γ) ağırlıklı ortalamasıdır ve yeraltı su seviyesinin durumuna bağlıdır. γ' aşağıdaki gibi hesaplanır:

Durum 1 ($D_W \leq D$) için:

$$\gamma' = \gamma_b = \gamma - \gamma_w \tag{6.33}$$

Durum 2 ($D < D_W < D + B$) için:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w \left(1 - \left(\frac{D_w - D}{B}\right)\right) \tag{6.34}$$

Durum 3 ($D+B\#D_w$); yeraltı suyu düzeltmesine gerek yok) için:

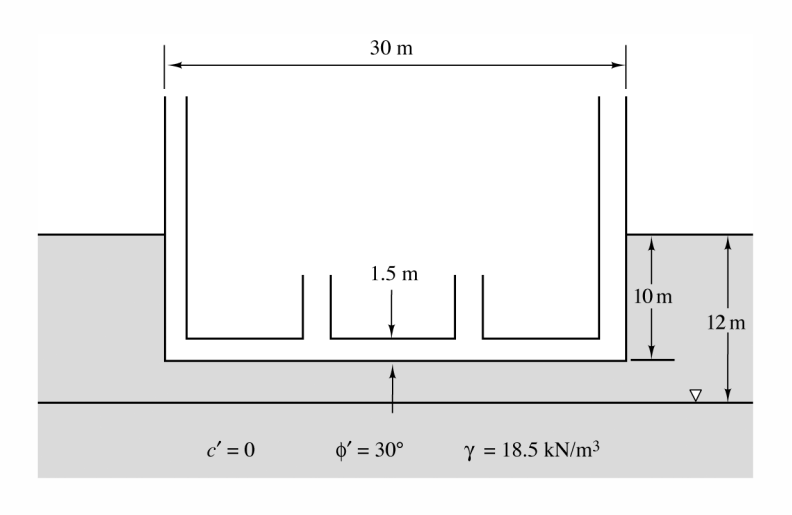
$$\gamma' = \gamma \tag{6.35}$$

Durum 1'de, taşıma gücü formüllerindeki ikinci terim de etkilenmiştir. Ancak, σ'_D nün hesaplamasında uygun düzeltmenin yapılması kesindir.

c_T ve ϕ_T değerleri içinde yeraltı suyu etkilerinin kesin olarak bulunduğu varsayıldığından, toplam gerilme analizinin yapılması durumunda herhangi bir yeraltı suyu düzeltmesi uygulamayınız. Bu durumda, taşıma gücü denklemlerinde basitçe $\gamma' = \gamma$ kullanınız.

Örnek 6.3

Şekil 6.10'da gösterildiği gibi, 30 m'ye 50 m boyutlarında bir radye temel inşa edilecektir. Nihai taşıma gücünü hesaplayınız.



Şekil 6.10 Örnek 6.3 için planlanan radye temel.

Çözüm

Yeraltı suyu durumunu belirleyiniz:

D_w=12 m; D=10 m; B=30 m $\qquad D < D_w < D + B \therefore Durum\ 2$

(6.34) eşitliğini kullanarak:

$$\gamma' = \gamma - \gamma_w\left(1-\left(\frac{D_w - D}{B}\right)\right) = 18{,}5 - 9{,}8\left(1-\left(\frac{12-10}{30}\right)\right) = 9{,}4\ \text{kN/m}^3$$

Üçüncü terimde γ' ile birlikte Vesic yöntemini kullanınız. $c' = 0$ olduğundan, taşıma gücü denkleminin birinci teriminde diğer faktörlerin herhangi birini hesaplama gereği yoktur.

ϕ'=30^o için, (Tablo 6.1'den) N_q=18,4 ve $N\gamma$=22,4 kullanınız.

$$\sigma'_{zD} = \gamma D - u$$

$$=(18{,}5\ \text{kN/m}^3)\ (10\ \text{m}) - 0$$

$$=185\ \text{kPa}$$

$$s_q = 1+\left(\frac{B}{L}\right)\tan\phi = 1+\left(\frac{30}{50}\right)\tan 30^0 = 1{,}35$$

$$k = \frac{D}{B} = \frac{10}{30} = 0{,}33$$

$$d_q = 1 + 2k\tan\phi'(1-\sin\phi')^2$$

$$= 1 + 2(0{,}33)\tan 30^o(1-\sin 30^o)^2$$

$$= 1{,}10$$

Vesic denkleminde çeşitli *i*, *b*, *g* faktörlerinin hepsi 1'e eşittir, ve bu nedenle ihmal edilebilirler.

$$q_{nih} = c'N_c s_c d_c i_c b_c g_c + \sigma'_{zD} N_q s_q d_q i_q b_q g_q + 0{,}5\gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma b_\gamma g_\gamma$$

$$= 0 + 185(18.4)(1.35)(1.10) + 0.5(9.4)(30)(22.4)(0.76)(1)$$

=7455 kPa ⇐ **Cevap**

Yorum

Büyük derinlik ve büyük genişlikten dolayı, bu çok büyük bir taşıma gücüdür. En ağır yapıların neden olacağı temas basıncından daha büyük bir mertebededir. Bu yüzden, hemen hemen taşıma gücü yenilme riski yoktur. Bu, kumlu zeminler üzerindeki radye temeller için her zaman karşılaşılan durumdur. Ancak, suya doygun killer üzerindeki radye temellerin drenajsız dayanımı ($c = s_u, \phi = 0$) kullanılarak değerlendirilmesi gerekir. Bu nedenle, q_{nih} çok küçüktür ve taşıma gücü bir sorun olabilir (daha sonra bu bölümdeki Fargo tahıl asansörünün vakıa analizine bakınız).

6.4 İZİN VERİLEBİLİR TAŞIMA GÜCÜ

Taşıma gücü analizlerinin hemen hemen tamamı yaygın bir şekilde izin verilebilir gerilme tasarım (ASD) yöntemleri kullanılarak yapılmaktadır. Bu yaklaşım, yapısal tasarımda yük ve direnç faktörü tasarım (LRFD) yöntemlerinin kullanılıp kullanılmadığına bağlı kalmaksızın doğrudur. ASD'yi kullanmak için, *izin verilebilir taşıma gücü*, q_a'yı elde etmede nihai taşıma gücü bir emniyet faktörüne bölünür:

$$q_a = \frac{q_{nih}}{F} \tag{6.36}$$

Burada:

q_a =izin verilebilir taşıma gücü

q_{nih}=nihai taşıma gücü

F= emniyet faktörüdür.

Daha sonra temel, temas basıncı (q) izin verilebilir taşıma gücünü (q_a) aşmayacak şekilde tasarlanır:

$$q \le q_a \tag{6.37}$$

Yapı yönetmeliklerinin çoğunda tasarım emniyet faktörleri açıkca belirtilmez. Bu nedenle, mühendisler *F*'yi seçerken kendi sağduyu ve profesyonel yargılarını kullanmalıdır. Bir tasarım emniyet faktörü seçerken dikkate alınacak maddeler aşağıdakileri kapsamaktadır:

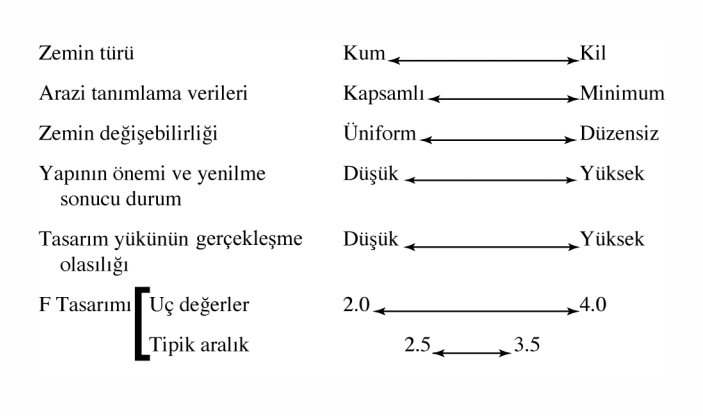
- *Zemin tipi*: Killerdeki kayma dayanımı kumlardakinden daha az güvenilir olup, yenilmeler kumlardan çok killerde meydana gelmiştir. Bu nedenle, killerde daha yüksek emniyet faktörleri kullanınız.
- *Arazi tanımlama verileri*: Yeraltı araştırması ve laboratuvar veya arazi deneyi asgari düzeyde olan projelerde zemin parametrelerinin tasarımı açısından daha çok belirsizlik söz konusu olup, daha yüksek emniyet faktörleri gerektirirler. Ancak, kapsamlı arazi tanımlama verisi mevcut olduğu zaman, daha az belirsizlik vardır. Bu yüzden, daha düşük emniyet faktörleri kullanılabilir.
- *Zemin değişkenliği*: Zemin profili düzensiz araziler üzerindeki projeler için, zemin profili üniform olanlardan daha yüksek emniyet faktörleri kullanılmalıdır.
- *Yapının önemi ve bir göçmenin sonuçları*: Temel göçmesinin çok feci olacağı hastaneler gibi önemli projeler, yapım maliyetinin çok daha önemli olduğu tarımsal depolama binaları gibi daha az önemli projelerden daha yüksek emniyet faktörleri kullanabilir. Aynı şekilde, sürekli yapılar, inşaat iskelesi gibi geçici yapılardan daha yüksek emniyet faktörleri gerektirir. Bacalar ve kuleler gibi yükseklik-genişlik oranı büyük yapılar daha feci göçmeye naruz kalabilir ve bu yüzden daha yüksek emniyet faktörleri kullanarak tasarlanmalıdır.
- *Tasarım yükünün herhangi bir zamanda gerçekten olma olasılığı*: Tahıl siloları gibi bazı yapılar, aslında çok büyük olasılıkla tasarım yüklerini tecrübe ederler ve bu nedenle daha büyük bir emniyet faktörü kullanarak tasarlanabilirler. Ancak, kamu binaları çok daha az olasılıkla tasarım yükünü tecrübe ederler ve biraz daha düşük emniyet faktörü kullanabilirler.

Şekil 6.11'de bu parametrelerin değişim aralığı ve emniyet faktörlerinin tipik değerleri görülmektedir. Geoteknik mühendisleri yüzeysel temellerin taşıma gücü analizlerinde genellikle 2,5 ile 3,5 arasında bir emniyet faktörleri kullanmaktadır. Bazan, 2,0 kadar düşük veya 4 kadar yüksek değerler de kullanılmaktadır.

Gerçek emniyet faktörü büyük olasılıkla tasarım emniyet faktöründen aşağıdakilerden dolayı çok daha büyüktür:

- Kayma dayanımı verileri normalde muhafazakâr olarak yorumlanır. Bu nedenle, *c* ve ϕ'nin tasarım değerleri dolaylı olarak başka emniyet faktörü de içerir.
- Servis yükleri büyük olasılıkla tasarım yüklerinden daha azdır.
- Oturma, taşıma gücünü değil; genellikle nihai tasarımı kontrol eder. Bu nedenle, temel taşıma gücü kriterlerini karşılamada muhtemelen gerekli olandan daha büyük olacaktır.
- Yüzeysel temeller çoğunlukla plan boyutlarından biraz daha büyük inşa edilirler.

Taşıma gücü analizleri, Bölüm 21'de anlatıldığı gibi LRFD kullanarak da yapılabilir.



Şekil 6.11 Tasarım emniyet faktörünü etkileyen faktörler ve *F*'nin tipik değerleri.

Örnek 6.4

Bir kolonun p_D=300 k, p_L=140 k, p_w=160 k şeklindeki tasarım düşey yükleri, zemin yüzeyinden 3 ft aşağıya yerleştirilen yüzeysel bir temel ile desteklenecektir. Alttaki zeminin drenajsız kayma dayanımı 2000 lb/ft^2 ve birim ağırlığı 109 lb/ft^3'dür. Yeraltı su seviyesi 4 ft derinliktedir. Taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü 3 olarak verecek olan minimum temel genişliğini bulunuz.

Çözüm

(2.1), (2.2), (2.3a) ve (2.4a) eşitliklerini kullanarak tasarım hesap yükünü belirleyiniz.

$$P_D = 300 \text{ k}$$

$$P_D + P_L = 300 \text{ k} + 140 \text{ k} = 440 \text{ k}$$

$$0{,}75(P_D + P_L + P_w) = 0{,}75(300 \text{ k} + 140 \text{ k} + 160 \text{ k}) = 450 \text{ k} \quad \leftarrow \text{belirleyici yük}$$

$$0{,}75(P_D + P_w) = 0{,}75(300 \text{ k} + 160 \text{ k}) = 345 \text{ k}$$

Terzaghi yöntemini kullanarak:

$$\sigma'_D = \gamma D - u = (109 \text{ lb/ft}^3)(3 \text{ ft}) - 0 = 327 \text{ lb/ft}^2$$

$$q_{\text{nih}} = 1{,}3 s_u N_c + \sigma'_D N_q + 0{,}4 \gamma' B N_\gamma$$

$$= 1{,}3(2000 \text{ lb/ft}^2)(5{,}7) + (327 \text{ lb/ft}^2)(1) + 0$$

$$= 15147 \text{ lb/ft}^2$$

$$q_a = \frac{q_{\text{nih}}}{F} = \frac{15147 \text{ lb/ft}^2}{3} = 5049 \text{ lb/ft}^2$$

$$W_f = 3B^2(150 \text{ lb/ft}^3) = 450B^2$$

$$q_a = q = \frac{P + W_f}{A} - u \rightarrow 5049 = \frac{450000 + 450B^2}{B^2} - 0 \rightarrow B = 9{,}89 \text{ ft}$$

En yakın 3 inç'e yuvarlatınız (SI birimler sistemi ile, en yakın 100 mm'ye yuvarlatınız):

***B*=10 ft 0 inç** ⇐ **Cevap**

Not: Bölüm 8'de rüzgar veya sismik yüklere maruz kalan temelleri boyutlandırmanın bir başka yöntemi verilmiştir.

6.5 ZEMİN DAYANIM PARAMETRELERİNİN SEÇİMİ

Zemin dayanım parametreleri *c*' ve ϕ' nün seçimi, taşıma gücü analizleri yapmanın en zor bölümü olabilir. Arazi ve laboratuvar deney verileri genellikle eksik ve şüphelidir ve bu nedenle, yorumlanmaları zordur. Ayrıca, hesaplanan nihai taşıma gücü (q_{nih}) kayma dayanımındaki değişmelere çok duyarlıdır. Örneğin, eğer bir kumlu zemin üzerindeki taşıma gücü analizi ϕ'=40^0'ye dayandırılırsa, fakat doğru sürtünme açısı ϕ'=35^0 (yüzde 13 bir düşüş) ise, nihai taşıma gücü beklenenden yüzde 50-60 daha az olacaktır. Bu yüzden, zemin dayanım parametrelerine olduğundan fazla değer biçmemek çok önemlidir. Bu, zemin dayanım parametrelerini değerlendirirken, mühendislerin bile bile arazi ve laboratuvar deney verilerinin oldukça muhafazakâr yorumunu kullanma nedenidir.

Doygunluk Derecesi ve Yeraltı Su Seviyesinin Yeri

Bölüm 6.3'de tartışıldığı gibi, daha önce kuru olan zeminler yapının ömrü esnasında bir ara ıslanabilir. En kötü durum koşulları için tasarım yapmak mantıklıdır. Bu yüzden, taşıma gücü analizleri yaparken, zemin mevcut haliyle arazide doygun olmasa bile, hemen hemen daima doygun dayanım kullanılır. Bu, *c*' ve ϕ' nün en kötü durum değerlerini ortaya koyar. Bu işlem, numuneler üzerinde deney yapmadan önce laboratuvarda doyurarak veya en azından suya batırarak yapılabilir.

Ancak, yeraltı su seviyesinin yerini tespit etmek farklı bir konudur. Normalde, yeraltı su seviyesinin en yüksek konumu tahmin etmeye çalışılır ve ona göre Bölüm 6.3'de anlatılan yöntemler kullanılarak tasarım yapılır. Yeraltı su seviyesinin konumu, efektif gerilme (σ') üzerindeki etkisinden dolayı taşıma gücünü etkiler.

Drenajsız Dayanıma karşı Drenajlı Dayanım

Doygun killer üzerine yerleştirilen temeller yüklendikleri zaman, pozitif aşırı boşluk suyu basınçları oluştururlar. Böylece, taşıma gücü yenilmesi için en olası zaman, yükün uygulanmasından hemen sonradır. Bu nedenle, bu zeminlerin taşıma gücü analizleri, drenajsız kayma dayanımı (s_u) kullanılarak yapılır.

Suya doygun kum ve çakıllar üzerindeki temellerde bazı aşırı boşluk suyu basınçları çok küçüktür ve hızla sönümlenir. Bu nedenle, bu gibi temelleri efektif kohezyon ve efektif içsel sürtünme açısı (*c*' ve ϕ') kullanarak değerlendiriniz.

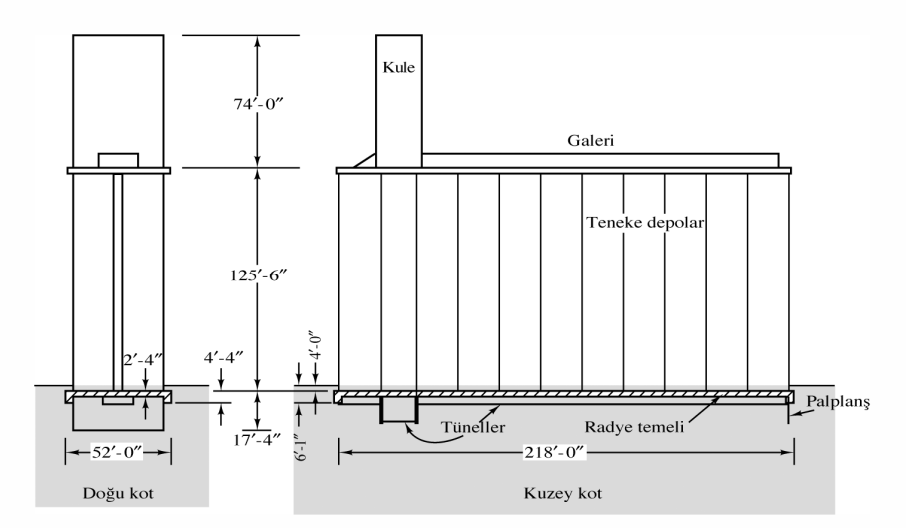
Siltler gibi suya doygun ara zeminler muhtemelen kısmen drenajlıdır ve mühendisler nasıl değerlendirilmeleri gerektiği hakkında çeşitli fikirlere sahiptir. Daha muhafazakâr olan yaklaşım, drenajsız dayanım kullanmaktır. Ancak, birçok mühendis drenajlı ve drenajsız dayanım arasında bir yerde tasarım dayanımları kullanır.

Suya doygun olmayan zeminler daha karmaşıktır ve bu nedenle, analizleri daha zordur. Yeraltı su seviyesi her zaman zemin yüzeyinin oldukça altında olacaksa, mühendislerin çoğu, laboratuvarda suya batırılan fakat mutlaka tamamen suya doyrulmamış numunelere

dayandırılan toplam gerilme parametrelerini (c_T ve ϕ_T) kullanır. Diğer seçenek, bu gibi zeminleri tamamen suya doygun olarak ele almak ve öylece analiz etmektir.

Fargo Tahıl Asansörünün Göçmesi

Taşıma gücü yenilmeleri konusunda en çarpıcı olaylardan biri, 1955 yılındaki Fargo Tahıl Asansörü'nün göçmesidir. Şekil 6.12'de görülen bu tahıl asansörü 1954 yılında Fargo (Kuzey Dakota) yakınında inşa edilmiştir. Yirmi adet silindirik varil ve diğer eklentilerden oluşan donatılı bir beton yapı idi. Bu yapıları destekleyen radye temelin genişliği 52 ft (15,8 m), uzunluğu 218 ft (66,4 m) ve kalınlığı da 2 ft 4 inç (0,71 m) idi.

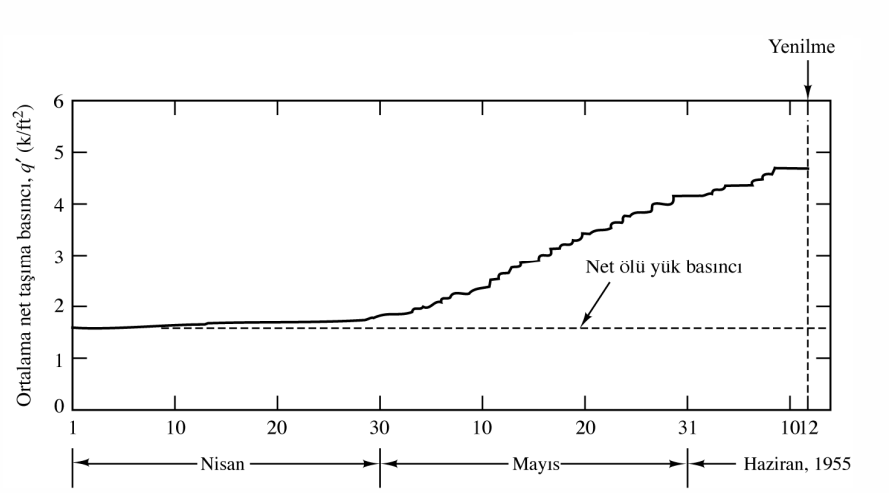


Şekil 6.12 Tahıl asansörü ile ilgili kot verileri (Nordlund ve Deere, 1970; ASCE'den izin alarak basılmıştır).

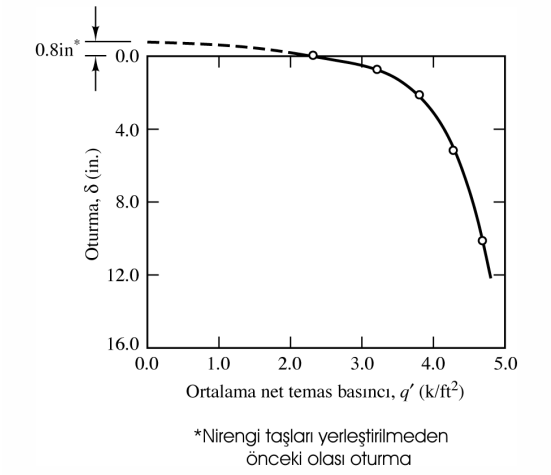
Yapının boş olduğu durumdaki ortalama net temas basıncı ($q'=q-\sigma'_{z0}$) 1590 lb/ft^2 (76,1 kPa) idi. Nisan 1955'de silolar tahıl ile doldurulmaya başladığında, q' Şekil 6.13'deki gibi yükselmeye başlamıştır. Bu tür yapıdaki hareketli yük (yani, tahıl yükü) ölü yükten çok daha büyüktür. Böylece, Haziran ortasına kadar net temas basıncı üç katına çıkmış ve 4750 lb/ft^2'ye (227 kPa'ya) ulaşmıştır. Ne var ki, temas basıncı yükselirken asansör de Şekil 6.14'de görüldüğü gibi, giderek artan bir hızda oturmaya başlamıştır.

12 Haziran 1955 günü sabahın erken saatlerinde asansör çökmüş ve tamamıyla kullanılamaz hale gelmiştir. Bu yenilme sonucunda Şekil 6.15'de gösterildiği gibi zeminde 6 ft'lik (2 m'lik) bir kabarma meydana gelmiştir.

Asansörün inşasından önce herhangi bir geoteknik araştırma yapılmamıştır fakat, Nordlund ve Deere (1970) olaydan hemen sonra kapsamlı bir inceleme yapmıştır. Bu çalışmaya göre zemin, s_u=600–1000 lb/ft^2 (30–50 kPa) olan doygun kilden oluşmaktaydı. Bu sonuca dayalı taşıma gücü analizleri net nihai taşıma gücünün 4110 ile 6250 lb/ft^2 (197–312 kPa) arasında olduğunu göstermiş olup, bu değerler yenilme anındaki q' nün 4750 lb/ft^2 (ortalama) ve 5210 lb/ft^2 (maksimum) değeri ile uyum içerisindedir.

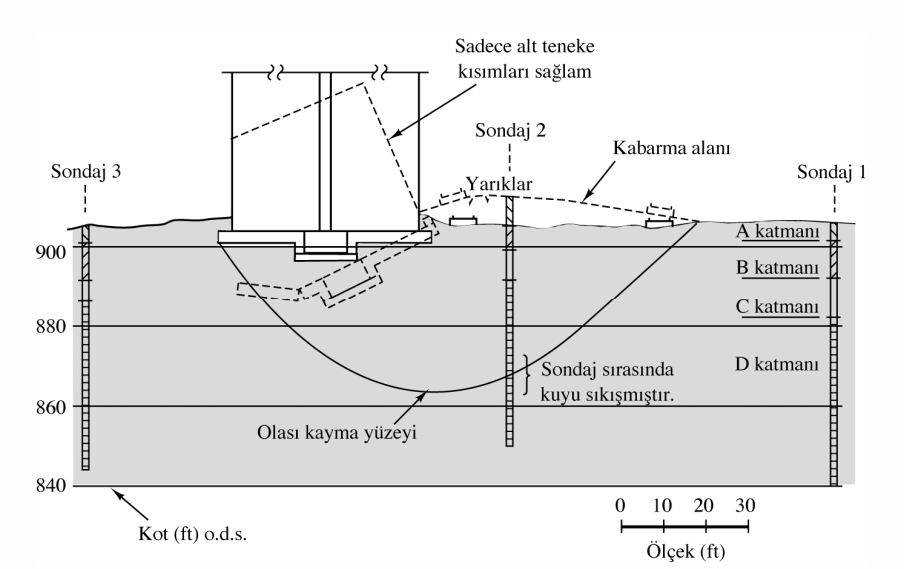


Şekil 6.13 Yükleme hızı (Nordlund ve Deere, 1970; ASCE'den izin alarak basılmıştır).



Şekil 6.14 Radye temelin merkezindeki oturma (Nordlund ve Deere, 1970; ASCE'den izin alarak basılmıştır).

Fargo Tahıl Asansörü yenilmesini inceleyen çalışma, taşıma gücü analizlerinin güvenilirliğini ortaya koymuştur. Orta düzey bir saha incelemesi ve deney programı bile bu yenilmeyi tahmin edebilecek kayma dayanımı değerlerini ortaya koyabilirdi. Böyle bir çalışma yapılmış olsa ve uygun bir emniyet faktörü ortaya koymuş olsaydı bu yenilme olmazdı. Ancak, 1950'lerin başlarında çoğu mühendisler taşıma gücü analizi yapmadığı için, tasarımcılar hakkında çok da acımasız olmamak gerekir.



Şekil 6.15 Yıkılan asansörün enine kesiti (Nordlund ve Deere, 1970; ASCE'den izin alarak basılmıştır).

Bu büyüklükteki taşıma gücü yenilmeleri çok yaygın olmasa da, bu olay ilk değildir. Buna benzer bir yenilme, Fargo'nun yaklaşık 320 km kuzeyindeki Winnipeg (Manitoba) yakınındaki bir tahıl silosunda 1913 yılında meydana gelen yenilmedir (Peck ve Bryant, 1953; White, 1953; Skaftfeld, 1998). Bu asansör, temelin altında bulunan ve q' değeri 4680 lb/ft^2 (224 kPa) olan zeminin yenilmesiyle birlikte düşeyden 27^o sapmıştır. Gerek yenilmedeki q' değeri ve gerekse zemin profili Fargo sahasına çok benzemektedir.

Illinois Üniversitesi mühendisleri 1951 yılında Winnipeg yenilmesini incelemişlerdir. Bu sahada araştırma sondajları açmışlar, laboratuvar deneyleri yapmışlar ve net nihai taşıma gücünü 5140 lb/ft^2 (246 kPa) olarak hesaplamışlardır. Bir kez daha görülüyor ki, önceden yapılan bir taşıma gücü analizi bu yenilmeyi tahmin eder ve ona göre bir emniyet faktörü uygulayarak bunun önüne geçebilirdi. İşin ilginç tarafı, bu çalışmanın sonuçları 1953 yılında; Fargo yenilmesinden sadece iki yıl önce yayınlanmıştı. Bu olay, başkalarının hatalarından ders almayı öğrenmeyen mühendislerin klasik bir örneğini teşkil etmektedir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

Not: Aksi belirtilmediği sürece tüm temeller düz tabanlı, düz zemin yüzeyi üzerinde, düşey yükleri destekleyen ve temelin tavanı zemin yüzeyi ile aynı seviyede olacak şekilde alınmalıdır.

6.4 Düşey ve aşağı yönde 150 k'lık ölü yük ve 120 k'lık canlı yük taşıyan bir kolonun temeli 3 ft derinliğe oturan kare şekilli bir tekil sömelden oluşmaktadır. Temelin altındaki zemin s_u=3000 lb/ft^2 ve γ=118 lb/ft^3 olan drenajsız kilden oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesi temelin taban seviyesinden daha aşağıdadır. Taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü 3 olarak veren B genişliğini hesaplayınız.

6.5 Boş ağırlığı (silindirik radye temelin ağırlığı da dahil olmak üzere) 1.900.000 lb olan 120 ft çapında bir silindirik tank inşa edilecektir. Radyenin tabanı zemin yüzeyinden 2 ft derinde yer alacaktır. Tankın su ile doldurulması planlanmaktadır. Temelin altındaki zemin s_u=1000 lb/ft^2 ve γ=118 lb/ft^3 olan drenajsız kilden oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesi temelin taban seviyesinden 5 ft aşağıdadır. Terzaghi denklemlerini kullanarak, taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü 3 olarak verecek olan tank içindeki su yüksekliğini bulunuz. Su ve tankın ağırlığının temel boyunca tekdüze şekilde dağıldığını varsayınız.

6.6 Genişliği 1,5 m, uzunluğu 2,5 m, derinliği 0,5 m olan bir tekil temelin altındaki zeminin özellikleri c'=10 kPa, ϕ'=37^o ve γ=18,8 kN/m^3 şeklindedir. Yeraltı su seviyesi çok derindedir. Taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü 2,5 olarak veren maksimum yükü hesaplayınız.

6.7 Bir taşıyıcı duvar üzerine gelen ölü yük 120 kN/m ve hareketli yük de 100 kN/m'dir. Bu duvar, 0,4 m derinliğindeki bir sürekli temel üzerine oturacaktır. Alttaki zemin c=0, ϕ'=37^o ve γ=19,2 kN/m^3 özelliklerindeki orta sıkı bir kumdan oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesi çok derindedir. Taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü en az 2 olarak veren minimum temel genişliğini hesaplayınız. Bulduğunuz sonucu en yakın 0,1 m'ye yuvarlatarak veriniz.

6.8 Problem 6.7'deki temel inşa edildikten sonra su tablası yüzeyden 0,5 m derinliğe kadar yükselmiştir. Taşıma gücü yenilmesine karşı yeni bir emniyet faktörü hesabı yapınız. Bulduğunuz sonucu, orijinal tasarım değeri olan 2 ile karşılaştırınız ve farkın nedenini açıklayınız.

6.9 Genişliği 5 ft, uzunluğu 8 ft ve derinliği 3 ft olan bir temel üzerine aşağı doğru yönde 200 k şiddetinde ve yatay yönde de 25 k'lık bir kesme yükü uygulanmaktadır. Kesme yükü, 8 ft'lik boyuta paralel yönde etkimektedir. Temelin altındaki zeminde c_T=500 lb/ft^2, ϕ_T=280 ve γ=123 lb/ft^3'tür. Toplam gerilme analizini kullanarak, taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü hesaplayınız.

6.10 Kumlu bir zemin üzerine inşa edilecek olan bir tekil temel, taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörü 2,5 olan bir kolon yükünü taşıyacaktır. Ancak, kolon yükü P'de ve içsel sürtünme açısı ϕ'de bazı belirsizlikler söz konusudur. Hesaplamalarda tasarım yükünün iki katı olarak alınan P ile, tasarım değeri olan ϕ'nin yarısı kullanıldığı takdirde, emniyet faktörü üzerinde hangisinin etkisi daha büyük olur? Cevabınızda kullandığınız gerekçeleri ortaya koyarken, taşıma gücü hesaplamalarında makul varsayımlarda bulununuz.

6.6 ZEMİNLERDE TAŞIMA GÜCÜ ANALİZİ - YEREL VE ZIMBALAYICI KESME DURUMLARI

Daha önce de tartışıldığı gibi, mühendisler çok ender durumlarda yerel veya zımbalayıcı kesme taşıma kapasitelerini hesaplamak durumunda kalır. Çünkü, oturma analizlerinde dolaylı olarak bu tip yenilmeye karşı önlem alınır. Ayrıca, eksiksiz bir taşıma gücü analizi aşağıdaki nedenlerden dolayı daha karmaşık olacaktır:

- Bu yenilme şekilleri, Şekil 6.1'de gösterildiği gibi, iyi tanımlanmış kayma yüzeylerine sahip değildir ve bu nedenle değerlendirilmeleri daha zordur.
- Zemin artık sıkışmaz olarak dikkate alınabilir (Ismael ve Vesic, 1981).
- Yenilme ani değildir (bkz. Şekil 6.2). Bu yüzden, yenilme yükünü tanımlamak çok zordur.
- Ölçek etkileri model temel deneylerini doğru olarak yorumlamayı güçleştirir.

Terzaghi (1943), c' ve ϕ' nün uygun olarak azaltılmış değerleri ile genel kayma formüllerini kullanarak, yerel kayma taşıma gücünü hesaplamak için basit bir yol önermiştir:

$$c'_{ay} = 0{,}67c' \tag{6.38}$$

$$\phi'_{ay} = \tan^{-1}(0{,}67\tan\phi') \tag{6.39}$$

Vesic (1975) bu genel kavramı genişletmiş ve relatif yoğunluğu (D_r) % 67'den az olan kumlar için aşağıdaki düzenleyici formülü geliştirmiştir:

$$\phi'_{ay} = \tan^{-1}\left[(0{,}67 + D_r - 0{,}75D_r^2)\tan\phi'\right] \tag{6.40}$$

Burada:

c'_{ay}=ayarlanmış efektif kohezyon

ϕ'_{ay}=ayarlanmış efektif sürtünme açısı

D_r = kumun, ondalık sayı olarak ifade edilen relatif yoğunluğu ($0 \leq D_r \leq$ %67)

(6.40) eşitliği birkaç model temel deney ile doğrulansa da, her iki yöntem de kusurludur. Çünkü, yenilme biçimi doğru olarak modellenmemektedir. Ancak, yerel veya zımbalayıcı kesme normalde yalnızca gevşek kumlar üzerindeki yüzeysel, dar temelli nihai tasarımı etkileyecektir. Bu nedenle, yaklaşık analiz uygundur. Bu gibi temellerin düşük maliyeti, özellikle eğer ilave deney gerektirecekse, daha kapsamlı bir analizi haklı göstermez.

Bu sonucun dışında önemli bir durum, altında çok zayıf zemin bulunan ince tabakalı sağlam bir zemin ile desteklenen bir temel koşuludur. Bu durum büyük olasılıkla zımbalayıcı kesme ile kontrol edilir ve geleneksel analizi de gerekli kılardı.

6.7 TABAKALI ZEMİNLERDE TAŞIMA GÜCÜ

Bu bölümde buraya kadarki analizler sadece c', ϕ' ve γ'nın derinlikle sabit olduğu durumu dikkate almıştır. Ancak, çoğu zemin profilleri bu kadar uniform değildir. Bu nedenle, c, ϕ ve γ'nın derinlikle değiştiği zeminler üzerindeki temellerin taşıma gücünü hesaplama yöntemini de uygulamak gerekir. Bunu yapmak için, üç temel yol vardır:

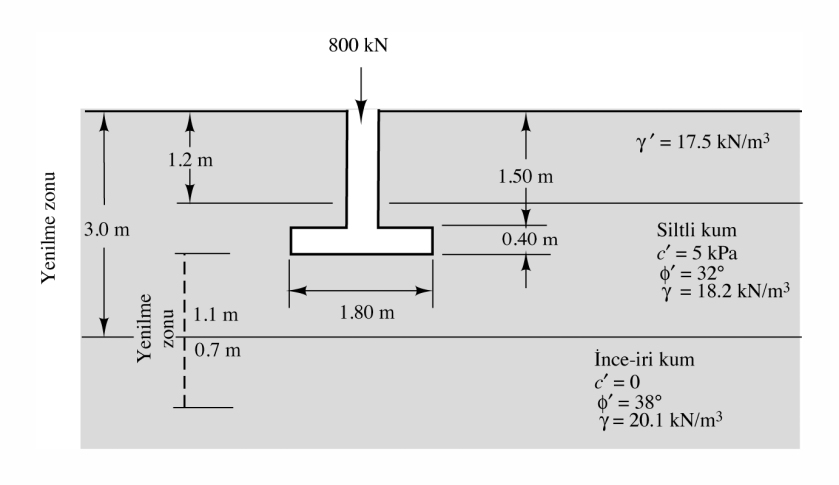
1. Temel tabanı ve tabandan aşağı bir B derinliği arasındaki zonda en düşük c', ϕ' ve γ değerlerini kullanarak taşıma gücünü değerlendiriniz. Bu, taşıma gücü yenilmelerinin meydana geldiği zondur (Şekil 6.5'e göre) ve bu nedenle, zemin parametrelerini değerlendirmemiz gereken tek zondur. Kaymanın bir kısmı diğer sağlam tabakalarda meydana geldiğinden, bu yöntem muhafazakârdır. Ancak, çoğu tasarım problemleri yine de oturma tarafından kontrol edilir. Bu yüzden, muhafazakâr taşıma gücü analizi en basit ve en kolay çözüm olabilir. Diğer bir deyişle, eğer taşıma gücü bir muhafazakâr analizle bile tasarımı kontrol etmiyorsa, daha detaylı bir analiz yürütmeye gerek yoktur.
2. Temel tabanı ve tabandan aşağı bir B derinliği arasındaki zon içinde her bir tabakanın göreceli kalınlıklarına dayandırılan c', ϕ' ve γ'nın ağırlıklı ortalama değerlerini kullanınız. Bu yöntem muhafazakâr olabilir veya olmayabilir. Ancak,

dayanım parametrelerindeki farklar çok büyük olmadığı sürece kabul edilebilir sonuçlar sağlamalıdır.

3. Temel altında bir dizi deneme yenilme yüzeyleri göz önünde bulundurunuz ve şev duraylılık analizlerinde kullanılanlara benzer yöntemler kullanarak her bir yüzey üzerindeki gerilmeleri değerlendiriniz. En düşük q_{nih} değerini veren yüzey, kritik yenilme yüzeyidir. Bu yöntem, üçü arasında en doğru olanıdır. Ancak, gerçekleştirmek için de en büyük çabayı gerektirir. Sadece karmaşık zemin profilleri üzerindeki kritik projeler için uygundur.

Örnek 6.5

Yukarıda anlatılan ikinci yöntemi kullanarak, Şekil 6.16'da gösterilen kare temeldeki taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü hesaplayınız.



Şekil 6.16 Örnek 6.6 için tekil sömel.

Çözüm

Ağırlık faktörleri

Üst tabaka: 1,1/1,8=0,611
Alt tabaka: 0,7/1,8=0,389

Zemin parametrelerinin ağırlıklı değerleri:

c'=(0,611)(5 kPa)+(0,389)(0)=3 kPa

ϕ'=(0,611)(32^0)+(0,389)(38^0)=34^0

γ=(0,611)(18,2 kN/m^2)+(0,389)(20,1 kN/m^2)=18,9 kN/m^3

Yeraltı suyu durumu: 1 ($D_w \leq D$)

$\gamma'=\gamma-\gamma_w$=18,9 kN/m^3– 9,8 kN/m^3=9,1 kN/m^3

W_f=(1,8 m)^2(1,5 m)(17,5 kN/m^3)+(1,8 m)^2(0,4 m)(23,6kN/m^3)=116 kN

$$\sigma'_D = \sum \gamma H - u$$

$$=(17{,}5\ \text{kN/m}^3)\,(1{,}2\ \text{m}) + (18{,}2\ \text{kN/m}^3)\,(0{,}7\ \text{m}) - (9{,}8\ \text{kN/m}^3)\,(0{,}7\ \text{m})$$

$$=27\ \text{kPa}$$

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u_D = \frac{800\,\text{kN} + 116\,\text{kN}}{(1{,}8\text{m}^2)} - 27\,\text{kPa} = 256\,\text{kPa}$$

Terzaghi formülünü kullanınız:

$\phi'=34^o$ için, $N_c=52.6$, $N_q=36.5$, $N_\gamma=39{,}6$

$$q_{\text{nih}} = 1{,}3c'N_c + \sigma'_D N_q + 0{,}4\gamma B N_\gamma$$

$$=(1{,}3)(3)(52{,}6)+(27)(36{,}5)+(0{,}4)(9{,}1)(1{,}8)(39{,}6)$$

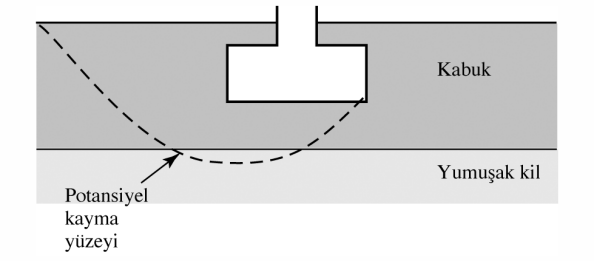
$$=1450\ \text{kPa}$$

$$F = \frac{q_{\text{nih}}}{q} = \frac{1450\,\text{kPa}}{256\,\text{kPa}} = 5{,}7 \qquad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Hesaplanan emniyet faktörü 5,7 tipik minimum 2,5-3,5 değerlerinden çok büyüktür. Bu nedenle, taşıma gücü dikkate alındığında, temel aşırı tasarlanmıştır. Ancak, temelin boyutunu azaltmadan önce oturmayı (Bölüm 7'de tartışıldığı gibi) kontrol etmek gereklidir. $\Leftarrow$ **Cevap**

Şekil 6.17'de, altında yumuşak zeminler bulunan ince sert bir tabakanın üzerinde inşa edilen yüzeysel bir temel şeklinde özel dikkat gerektiren tabakalı bir zemin durumu görülmektedir. Bu gibi sert tabakalar, yumuşak kil çökellerinin çoğunda yaygındır ve aldatıcı olabilir. Çünkü, temeller için iyi destek sağladıkları izlenimi vermektedir. Ancak, bir taşıma gücü yenilmesinden dolayı kayma yüzeyi altta bulunan zayıf zeminlerin içine uzanacaktır. Bu özellikle, radyeler gibi geniş temeller için problemlidir. Çünkü, bunların kayma yüzeyleri de benzer şekilde derindir.

Bu durum, yukarıda anlatılan üçüncü yöntemi kullanarak değerlendirilmelidir. Ayrıca, zımbalayıcı kesme yenilmesi potansiyelinin kontrol edilmesi gereklidir.



Şekil 6.17 Altında yumuşak zemin bulunan sert katman üzerindeki tekil sömel.

6.8 TAŞIMA GÜCÜ ANALİZLERİNİN DOĞRULUĞU

Mühendislerin, gerçek temellerdeki tam ölçekli taşıma gücü yenilmelerini değerlendirme ve tam boyutlu temeller üzerinde deneysel yük denemeleri yapmada, taşıma gücü analizlerinin doğruluğunu değerlendirmede birkaç fırsatı olmuştur.

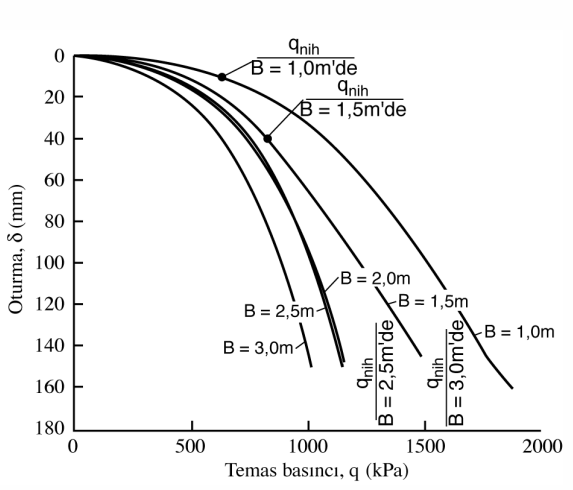
Bishop ve Bjerrum (1960) Tablo 6.2'de gösterildiği gibi, suya doygun killer üzerinde yenilme ile ilgili ondört vakıa incelemesinin veya yükleme deneylerinin sonuçlarını derlemiş ve her bir durumda hesaplanan emniyet faktörünün 1'in gerçek değerinin yüzde 10'u içinde olduğunu bulmuştur. Bu mükemmel bir uyum olup, taşıma gücü analizlerinin bu tür zeminde çok doğru olduğunu göstermektedir. Hatanın başlıca kaynağı büyük olasılıkla drenajsız kayma dayanımının (s_u) tasarım değeridir. Pratik tasarımların çoğunda s_u'daki belirsizlik büyük olasılıkla yüzde 10'dan daha büyüktür. Ancak, şüphesiz ki tipik taşıma gücü analizlerinin emniyet faktörü içindedir.

Tablo 6.2 Doygun killerde taşıma kapasitesi yenilmesi değerlendirmeleri (Bishop ve Bjerrum, 1960).

	Kil özellikleri					
Yer	Su içeriği, w	Likit limit, w_L	Plastik limit, w_P	Plastisite indisi, I_P	Likitlik indisi, I_L	Hesaplanan emniyet faktörü, F
Yükleme deneyi, Marmorerá	10	35	15	20	–0, 25	0,92
Kensal Green						1,02
Silo, Transcona	50	110	30	80	0,25	1,09
Kippen	50	70	28	42	0,52	0,95
Burgulu kazık, Lock Ryan						1,05
Burgulu kazık, Newport						1,07
Petrol tankı, Fredrikstad	45	55	25	30	0,67	1,08
Petrol tankı A, Shellhaven	70	87	25	62	0,73	1,03
Petrol tankı B, Shellhaven						1,05
Silo, A.B.D.	40		20	35	1,37	0,98
Yükleme deneyi, Moss	9		16	8	1,39	1,10
Yükleme deneyi, Hagalund	68	55	19	18	1,44	0,93
Yükleme deneyi, Torp	27	24				0,96
Yükleme deneyi, Rygge	45	37				0,95

Kumlar üzerindeki yüzeysel temellerin, özellikle temel genişliği (B) büyük olduğu zaman taşıma gücü yüksektir. Çünkü, bu zeminlerin sürtünme açısı yüksektir. Küçük-model temeller, Altbölüm 6.1'de anlatıldığı gibi, kırılmak için yapılabilirler. Ancak, kum üzerindeki büyük temellerde göçmenin meydana gelmesi çok zordur. Örneğin, Briaud ve Gibbens (1994) siltli ince kum üzerinde inşa edilen beş yüzeysel temel üzerinde statik yükleme deneyleri yapmışlardır. Bu temellerin genişlikleri 1 ile 3 m arasında değişmektedir. Hesaplanan nihai taşıma gücü 800 ile 1400 kPa arasında değişmektedir. Bunlara ait yük-oturma eğrileri Şekil 6.18'de verilmiştir. Küçük temeller, q_{nih}'in iki katı temas basınçlarında ve yaklaşık 150 mm oturmalarda bile, nihai taşıma gücüne yaklaşmanın bir belirtisini göstermemektedir. Büyük temeller q_{nih}'e yakın nihai taşıma gücü değerine sahip gibi görünmektedir. Ancak, bu değere ulaşmak için,150 mm'nin oldukça üzerinde bir oturma gerekli olacaktır. Bu eğriler ayrıca, daha büyük temellerin tasarımının taşıma gücü ile değil de; oturma tarafından kontrol edileceğini göstermektedir. Bu nedenle, taşıma gücünün muhafazakâr değerlendirmesi bile nihai tasarımı anormal derecede etkilemez. Daha küçük temeller için tasarım, hesaplanan taşıma gücü tarafından kontrol edilebilir ve muhafazakâr

olabilir. Ancak, tasarımdaki muhafazakârlık o durumda bile yapım maliyetini önemli şekilde etkilememelidir.



Şekil 6.18 Tam boyutlu tekil temel üzerindeki statik yük deneylerinin sonuçları (Briaud ve Gibbens, 1994'den).

Bu nedenle, bu bölümde sunulduğu gibi, taşıma gücü analiz yöntemlerinin yüzeysel temellerin pratik tasarımı için uygundur iddiasını destekleyecek iyi kanıtlara sahibiz. Zemin dayanım verilerinin mevcut olduğunu varsayarak, q_{nih}'in hesaplanmış değerleri ya yaklaşık olarak doğrudur ya da muhafazakârdır. Bölüm 6.4'de tartışılan tasarım emniyet faktörleri, analizdeki belirsizlikleri yeteri kadar kapsar gibi görünmektedir.

6.9 TAŞIMA HESAP TABLOSU

Taşıma gücü analizleri, Microsoft Excel gibi bir hesap tablosu programı kullanarak kolayca yapılabilir. Bu hesaplama tablosu programları el ile yapılan bıktırıcı analizlerin çoğunu ortadan kaldırır. Örneğin, gerekli temel genişliğini bulmak için mühendis basitçe diğer parametreleri girebilir ve hızlı bir deneme-yanılma yoluyla gerekli izin verilebilir yük kapasitesini veren *B* değerini bulur. Hesap tablosu programları 'şöyle olursa ne olur'' çalışmalarını da kolaylaştırır.

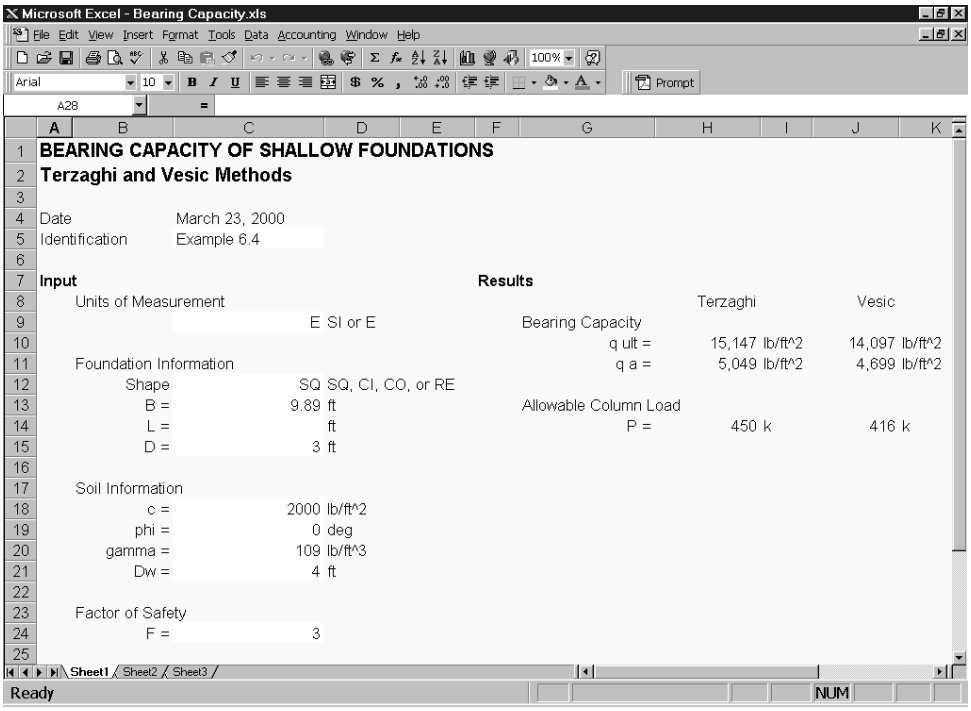
Bu kitap ile birlikte BEARING.XLS adlı bir Microsoft Excel spreadsheet geliştirilmiştir. Ek B'de anlatıldığı gibi, Prentice Hall web sitesinden indirilebilir. Şekil 6.19'da bununla ilgili tipik bir ekran görülmektedir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ – HESAP TABLOSU ANALİZLERİ

6.11 1 m derinliğinde kare temel üzerine binen bir kolon, düşey ve aşağı doğru yönde 1200 kN'luk bir yük taşıyacaktır. Temelin altındaki zeminin özellikleri γ=20,5 kN/m^3, c'=5 kPa ve ϕ'=36^o şeklindedir. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 1,5 m aşağıda yer almaktadır. BEARING.XLS programını kullanarak, emniyet katsayısını 3,5 olarak verecek olan temel genişliğini bulunuz.

6.12 a. BEARING.XLS programını kullanarak Problem 6.7'yi çözünüz.

b. Bu temel, problemin a şıkkında belirtilen boyutta inşa edilmiş olsun. Yapımdan bir süre sonra su tablasının yükselerek zemin yüzeyine 0,5 m kadar yaklaştığını varsayınız. Hesap tablosunu kullanarak yeni emniyet faktörünü bulunuz.



Şekil 6.19 BEARING.XLS hesap tablosundan tipik bir ekran görüntüsü.

6.13 3 ft derinliğinde dörtgen temel üzerine binen bir kolon, düşey ve aşağı doğru yönde 424 k'lık bir yük taşıyacaktır. Hemen yakındaki bir mülkiyet sınırından dolayı, bu temel en çok 5 ft genişliğinde olabilecektir. Temelin altındaki zeminin özellikleri γ=124 lb/ft^3, c'=50 lb/ft^2 ve ϕ'=34^o şeklindedir. BEARING.XLS programını kullanarak, emniyet katsayısını 3,5 olarak verecek olan temel genişliğini bulunuz.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Bir *taşıma gücü yenilmesi* temel altındaki zemin kesme şeklinde yenildiği zaman meydana gelir. Genel kesme, yerel kesme ve zımbalayıcı kesme olmak üzere üç tip taşıma gücü yenilmesi vardır.
2. Yüzeysel temellerin taşıma gücü analizlerinin çoğu sadece genel kesme durumunu dikkate alır.
3. *Nihai taşıma gücünü* (q_{nih}) hesaplamak için birçok formül geliştirilmiştir. Bunlar, Terzaghi'nin formüllerini ve Vesic formüllerini kapsar. Terzaghi'ninkiler çabuk el hesaplamaları için çok uygundur. Halbuki, Brinch Hansen'ınkiler, daha büyük hassasiyet gerekli olduğu zaman veya özel yükleme ya da geometri koşullarının dikkate alınması gerektiği zaman daha çok yararlıdır.

4. Sığ yeraltı suyu seviyeleri yüzeye yakın zeminlerde efektif gerilmeyi azaltır ve bu nedenle taşıma gücünü olumsuz etkileyebilir. Bu etkiyi dikkate almak için ayarlayıcı faktörler mevcuttur.
5. *İzin verilebilir taşıma gücü* (q_a) bir emniyet faktörüne bölünen nihai taşıma gücüdür. Faktörsüz yapısal yükün neden olduğu temas basıncı (q), q_a'yı aşmamalıdır.
6. Taşıma gücü analizleri yapının ömrü süresince meydana gelebilecek 'en kötü durum' zemin koşullarına dayandırılmalıdır. Bu nedenle, arazide suya doygun olmasa bile, tipik olarak zemin numuneleri laboratuvarda suya batırılır.
7. Kumlar ve çakıllar üzerindeki taşıma gücü analizleri normalde efektif gerilme parametrelerine (c' ve ϕ') dayandırılır. Ancak, suya doygun killer üzerindekiler normalde drenajsız dayanıma (s_u) dayandırılır.
8. Taşıma gücü hesaplamaları yerel ve zımbalayıcı kesme durumları için de yapılabilir. Bu analizler azaltılmış c' ve ϕ' değerlerini kullanır.
9. Tabakalı zeminler üzerindeki taşıma gücü analizleri daha karmaşıktır. Çünkü, herbir tabaka için c' ve ϕ' değerlerini dikkate almak gerekir.
10. Temel yenilmeleri ve statik yükleme deneylerinin değerlendirmeleri, bu bölümde sunulan taşıma gücü analiz yöntemlerinin, yüzeysel temellerin pratik tasarımı için uygun olduğunu göstermektedir.

Sözlük

Genel kesme yenilmesi	Yerel kesme yenilmesi	Taşıma gücü formülü
Görünür kohezyon	Nihai taşıma gücü	Taşıma gücü yenilmesi
İzin verilebilir taşıma gücü	Taşıma gücü faktörleri	Zımbalayıcı kesme yenilmesi

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

6.14 Fargo Tahıl Asansörü için bir taşıma kapasitesi analizi yapınız ve zeminin ortalama drenajsız kayma dayanımı için geri hesaplama yapınız. Su tablası yüzeyden 6 ft derindedir. Zemin katmanları A ve B'nin birim ağırlıkları 110 lb/ft^3; D katmanınınki ise 95 lb/ft^3'tür. C katmanının birim ağırlığı bilinmemektedir. Temeldeki yükün radyenin ağırlık merkezine etkidiğini varsayınız.

6.15 A, B ve C kolonları aynı çizgi üzerinde, çapları 500 mm ve merkezden merkeze uzaklıkları 2,0 m'dir. Bunlar üzerine etkiyen düşey yükler sırasıyla 1000, 550 ve 700 kN olup, kolonlar 1,0 m derinliğinde ve dörtgen şekilli birleşik temel ile desteklenmektedir. Planlanan temelin altında bulunan zeminin özellikleri; γ=19,5 kN/m^3, c'=10 kPa ve ϕ'=31^o'dir. Su tablası yüzeyden 25 m derindedir.

a. Minimum sömel uzunluğunu (L) bulunuz ve bileşke kuvveti sömelin merkezine düşürecek olan kolon düzenlemesini belirleyiniz. Sömel, A ve C kolonlarının kenarlarından en az 500 mm öteye uzanmalıdır.

b. a şıkkında bulunan sonuçları kullanarak, taşıma gücü yenilmesi için emniyet faktörünü 2,5 olarak veren minimum sömel genişliğini (B) bulunuz. Nihai tasarımı bir şekil üzerinde gösteriniz.

İpucu: B değeri için bir varsayımda bulunarak izin verilebilir taşıma gücünü hesaplayınız. Buradan B'yi çekiniz. Hesaplanan B değeri varsayılan B değerine yaklaşık eşit olana kadar bu işlemi tekrar ediniz.

6.16 A ve B kolonlarının 6 ft aralıkla (merkezden merkeze) inşa edilmesi planlanmaktadır. A kolonu üzerine etkiyen düşey ölü yük 90 k ve hareketli yük de 80 k'dır. B kolonu için bu değerler 250 k ve 175 k'dır. Ölü yükler her zaman mevcut olmakla birlikte, hareketli yükler yapının ömrü boyunca değişik zamanlarda mevcut olabilir veya olmayabilir. Hareketli yükün sadece bir kolon üzerine etkiyebilmesi de söz konusudur.

Bu iki kolon 4 ft derinliğindeki dörtgen sömel ile desteklenecektir. Taşıyıcı zeminin özellikleri; γ=122 lb/ft^3, efektif sürtünme açısı=37^o ve efektif kohezyon=100 lb/ft^2 şeklindedir. Su tablası yüzeyden derinde yer almaktadır.

a. A ve B kolonlarından ileri gelen bileşke kuvvetin yeri, bu kolonların her biri üzerine belirli bir zamanda etkiyen hareketli yükün miktarına bağlıdır. Olası tüm yükleme şartları göz önüne alındığında bileşke kuvvetin yeri A ve B kolonlarına en çok ne kadar yakın olur?

b. a şıkkında bulunan sonuçları kullanarak minimum sömel uzunluğunu (*L*) bulunuz ve tüm yükleme koşullarında bileşke kuvveti sömelin ortasındaki üçte birlik kısma düşürecek kolon yerlerini belirleyiniz. Sömelin simetrik olması şart değildir. Sömel, her bir kolonun merkezinden en az 24 inç öteye uzanmaldır.

c. Tüm yükleme şartlarında taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü 2,5 olarak verecek minimum sömel genişliğini (*B*) bulunuz.

d. c şıkkında bulunan *B*'nin b şıkkında bulunan *L*'den küçük olması durumunda *B* x *L* boyutundaki dörtgen temeli kullanınız. Aksi halde, kare temel kullanarak yeni bir tasarım yapınız. Nihai tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

6.17 Mayıs 1970'de Doğu Kanada'da 70 ft yüksekliğinde ve 20 ft çapında beton bir tahıl silosu inşa edilmiştir (Bozozuk, 1972b). 183 ton ağırlığındaki bu silindirik silo 3 ft genişliğinde ve 4 ft drinliğindeki bir dairesel sömel tarafından desteklenmektedir. Bu temelin dış çapı 23,6 ft ve ağırlığı da 54 tondur. Yapıda ayrıca bir döşeme bulunmamaktadır (yani silonun içindekiler doğrudan sömel üzerine oturmaktadır).

Silo daha sonra tahıl ile doldurulmuştur. Tahılın gerçek ağırlığı bilinmemekle birlikte 533 ton olduğu sanılmaktadır. Ne var ki, taşıma gücü yenilmesi sonucunda 30 Eylül 1970'de silo yıkılmıştır.

Silonun altındaki zemin başlıca denizel siltli kilden oluşmaktadır. Ortalama 500 lb/ft^2'lik drenajsız kayma dayanımını ve 80 lb/ft^3'lük birim ağırlığı kullanarak taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü bulunuz. Sonra, yenilme olmamış kabul ederek analizin doğruluğu hakkında yorum yapınız. Su tablası yüzeyden 2 ft derinde yer almaktadır.

7

Yüzeysel Temeller – Oturma

Tükenen servetlerden dalkavuklar kaçar,
Temellerin battığı yerde insanlar inşaat yapmaz.

On yedinci yüzyıl İngiliz Operasından
John Webster'dan *Malfi'nin Düşesi* (1624)

Mühendisler 1950'lere kadar alışılagelen birçok tasarım projesinin parçası olarak taşıma gücü analizleri yapmaktaydı. Ancak, bu süre esnasında mühendislerin çoğu taşıma gücü yenilmesine karşı yeterli bir emniyet faktörü ile tasarlanan herhangi bir temelin, aşırı oturma yapmayacağı şeklinde de bir yanlış anlayışa sahipti. Oturma analizi yöntemleri mevcut olmasına rağmen, Hough (1959) bu analizlerin, bir şekilde yapılmış bile olsa, çok önemli olmadığını gözlemiştir. Neyse ki, Hough ve diğerleri taşıma gücü ve oturmanın el ele olmadığını ve bağımsız oturma analizleri olarak yapılması gerektiğini de vurgulamıştır. Şimdi biliyoruz ki, özellikle *B* büyük olduğu zaman oturma genellikle yüzeysel temellerin tasarımına hakim olmakta ve taşıma gücü analizi gerçekten ikinci planda kalmaktadır.

Bu bölümde, temele uygulanan yapısal yüklerin neden olduğu oturmalar üzerine vurgu yapılmış olsa da, başka kökenli oturmalar da önemli olabilir. Bunlar aşağıdakileri kapsar:

- Yeni yerleştirilmiş bir dolgunun ağırlığının neden olduğu oturmalar
- Düşen yeraltı su seviyesinin neden olduğu oturmalar
- Yeraltından maden çıkarma veya tünel açma yoluyla meydana gelen oturmalar
- Çöküntülerin oluşması ile meydana gelen oturmalar
- Altta bulunan zeminlerin ikincil sıkışması ile meydana gelen oturmalar
- Dolaylı olarak oturmalara neden olan yakın kazılardan kaynaklanan yanal hareketler

7.1 TASARIM ŞARTLARI

Bölüm 2'de tartışıldığı gibi, çoğu temellerin tasarımı belirli oturma şartlarını karşılamalıdır. Bu şartlar, aşağıdaki gibi genellikle izin verilebilir toplam oturma (δ_a) ve izin verilebilir farklı oturma (δ_{Da}) bakımından ifade edilmektedir:

$$\delta \leq \delta_a \tag{7.1}$$

$$\delta_D \leq \delta_{Da} \tag{7.2}$$

Burada:

δ = oturma (veya toplam oturma)
δ_a = izin verilebilir oturma (veya izin verilebilir toplam oturma)
δ_D = farklı oturma
δ_{Da} = izin verilebilir farklı oturmadır.

Tasarım, bu şartların ikisini de karşılamalıdır.

Emniyet faktörü δ_D ve δ_{Da}'da halihazırda hesaba katılmış olduğundan, iki denklemde de ayrıca bir emniyet faktörü bulunmadığına dikkat ediniz. ''İzin verilebilir'' sıfatı, emniyet faktörünün halihazırda hesaba katılmış olduğunu belirtir. δ_a ve δ_{Da} değerleri, Bölüm 2'de anlatılan teknikler kullanılarak elde edilir. Bunlar, temel ile desteklenen yapının tipine ve toplam ve farklı oturmalarının toleransına bağlıdır. Bu bölümde, yüzeysel temellerde δ ve δ_D'nin hesaplanma şekli üzerinde durulmuştur.

δ ve δ_D'nin ikisi de, (2.1)–(2.4) eşitliklerinden hesaplandığı gibi, faktörsüz aşağı doğru yük kullanılarak hesaplanmalıdır. Tasarım yükleri Bölüm 8'de daha ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

7.2 OTURMA ANALİZ YÖNTEMLERİNİN ÖZETİ

Plaka Yükleme Deneylerine Dayandırılan Analizler

Yüzeysel temellerdeki oturma potansiyelini değerlendirmede en eski girişimler, *plaka yükleme deneyleri* şeklinde idi. Bu yaklaşım, önerilen temel derinliğine kadar kazı yapma, kazı tabanı üzerine geçici olarak 1 ft'lik (305 mm) bir kare çelik plaka yerleştirme ve yerinde yük-oturma verisi elde etmek için plakanın yüklenmesi şeklinde idi. Deney, genellikle belirli bir oturmaya ulaşılıncaya kadar devam etmekteydi. Temeller daha sonra plakanın 0,5 inç veya 1,0 cm gibi belirli birkaç oturmasına karşılık gelen temas basıncını kullanarak tasarlanmıştır.

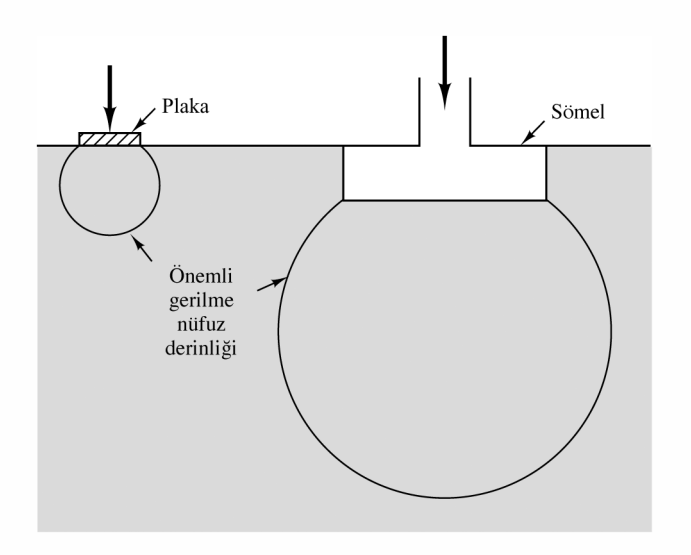
Plaka yükleme deneyleri mantıklı bir yaklaşım gibi görünse de, tecrübeler öyle olmadığını göstermektedir. Bunun başlıca nedeni, plakanın temelden çok daha küçük olması ve verilerin ekstrapolasyonunun her zaman doğru olarak yapılamamasıdır.

Plakanın etki derinliği (yaklaşık plaka genişliğinin iki katı) Şekil 7.1'de gösterildiği gibi, gerçek temelinkinden çok daha yüzeyseldir. Bu nedenle, deney sadece yüzeye yakın zeminlerin özelliklerini yansıtır. Bu durum büyük hatalara yol açabilir. Plaka yükleme deneyleri yapılmış olmasına rağmen, birkaç temel tamamen yenilmiştir (Terzaghi ve Peck, 1967).

Ayrıca, plakanın küçük boyutu nedeniyle, deney sadece en üstteki zeminlerin özelliklerini yansıtır ve bu nedenle özellikle zemin özellikleri derinlikle değiştiği zaman çok yanıltıcı olabilir. Örneğin, D'Appolonia vd. (1968) kuzey Indiana'da bir dizi plaka yükleme deneyi yapmış ve plaka yükleme deneylerinin, ölçek etkileri için deney sonuçları düzeltildikten sonra bile gerçek oturmaları 2 katı kadar düşük verdiğini ortaya koymuştur. Sahada 12 ft genişliğinde belirli bir temel için yapılan deney 3,2 misli hatalıydı.

Bu problemlerden ve daha iyi deney ve analiz yöntemlerinin geliştirilmiş olmasından dolayı, günümüz mühendislik uygulamalarındaki temel tasarım problemlerinde plaka yükleme deneyleri nadiren kullanılmaktadır. Ancak, bu deneyler; servis yüklerinin daha

küçük alanlar üzerinde etkidiği yol üst yapısının temel zeminleri üzerindeki tekerlek yüklerini içerenler gibi, diğer tasarım problemleri için halen yararlıdır.



Şekil 7.1 Bir plaka yükleme deneyi ile oluşturulan gerilmeler zemin içinde çok derine inmez. Bu nedenle, plaka yükleme deneyinin yük – oturma davranışı gerçek bir sömelinki ile aynı değildir.

Laboratuvar veya Arazi Deneylerine Dayandırılan Analizler

Bügün hemen hemen tüm oturma analizleri laboratuvar veya arazi deney sonuçlarına dayanmaktadır. Laboratuvar yöntemleri konsolidasyon deneylerinin sonuçlarına dayanır ve bu nedenle herşeyden önce aşırı örselenme olmadan numune alınabilen ve deney yapılabilen zeminler için uygundur. Bu yaklaşım, genellikle altında killi zeminler bulunan temeller için tercih edilen yöntemdir.

Arazi yöntemleri standart penetrasyon deneylerine, konik penetrasyon deneylerine veya diğer arazi deneylerine dayanır. Bu yöntemler aslında tüm zemin tiplerine uygulanabilir fakat, daha çok kumlu zeminlere uygulanmaktadır. Çünkü, bu zeminlerden numune almak çok zordur ve bu yüzden konsolidasyon deneyi için uygun değildirler.

Bu bölümde, toplam oturma (δ) tahminlerini veren laboratuvar ve arazi yöntemlerinin ikisi de ele alınmıştır. Bunun yanısıra, farklı oturmayı (δ_D) hesaplama yöntemleri de tartışılmıştır.

7.3 YÜZEYSEL TEMELLERİN ALTINDA OLUŞAN GERİLMELER

Yüzeysel temellerden kaynaklanan temas basıncı, altta bulunan zeminlerde bir düşey bası gerilmesine neden olur. Başlangıç düşey gerilmesine eklenen gerilmedeki değişme olduğu için, bu gerilme $\Delta\sigma_z$ olarak aldandırılmaktadır:

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma\,(q - \sigma'_{zD}) \tag{7.3}$$

Burada:

$\Delta\sigma_z$ = yükün temelde oluşturduğu düşey gerilme

I_σ = gerilme etki faktörü

q= temel tabanı boyunca temas basıncı

σ'_{zD}= zemin yüzeyi altında *D* derinliğindeki düşey efektif gerilmedir.

σ'_{zD} terimi, temeli inşa etmek için zemin kazısının neden olduğu düşey gerilmedeki azalmayı yansıtırken, *q* terimi de yapısal yük ve temel ağırlığının neden olduğu düşey gerilmedeki artışı yansıtır. Böylece, $\Delta\sigma_z$ bu iki etkinin net sonucunu yansıtır.

Uygulanan yük, temelin hemen altında ve temelin taban alanının bir kenarından diğerine dağıtılır. Bu yüzden, I_σ=1'dir. Ancak, yük zemin içinde yayılırken gittikçe artan büyük bir alan üzerinde yayılır. Bu yüzden, Şekil 7.2'de gösterildiği gibi, $\Delta\sigma_z$ ve I_σ derinlikle birlikte azalır.

Boussinesq Yöntemi

Boussinesq (1885) uygulanan tekil yük nedeniyle bir elastik malzemede oluşan gerilmeler için klasik bir çözüm geliştirmiştir. Daha sonra Newmark (1935) Şekil 7.3'de gösterildiği gibi *B* genişliğinde ve *L* uzunluğunda bir dikdörtgen temelin köşesi altında z_f derinliğinde I_σ için bir çözüm üretmek amacıyla Boussinesq denkleminin integralini almıştır. Bu çözüm aşağıdaki iki denklemi verir:

$B^2 + L^2 + z_f^2 < B^2L^2/z_f^2$ ise:

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi}\left[\left(\frac{2BLz_f\sqrt{B^2+L^2+z_f^2}}{z_f^2(B^2+L^2+z_f^2)+B^2L^2}\right)\left(\frac{B^2+L^2+2z_f^2}{B^2+L^2+z_f^2}\right) + \pi - sin^{-1}\frac{2BLz_f\sqrt{B^2+L^2+z_f^2}}{z_f^2(B^2+L^2+z_f^2)+B^2L^2}\right] \quad (7.4)$$

Aksi takdirde:

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi}\left[\left(\frac{2BLz_f\sqrt{B^2+L^2+z_f^2}}{z_f^2(B^2+L^2+z_f^2)+B^2L^2}\right)\left(\frac{B^2+L^2+2z_f^2}{B^2+L^2+z_f^2}\right) + sin^{-1}\frac{2BLz_f\sqrt{B^2+L^2+z_f^2}}{z_f^2(B^2+L^2+z_f^2)+B^2L^2}\right] \quad (7.5)$$

Burada:

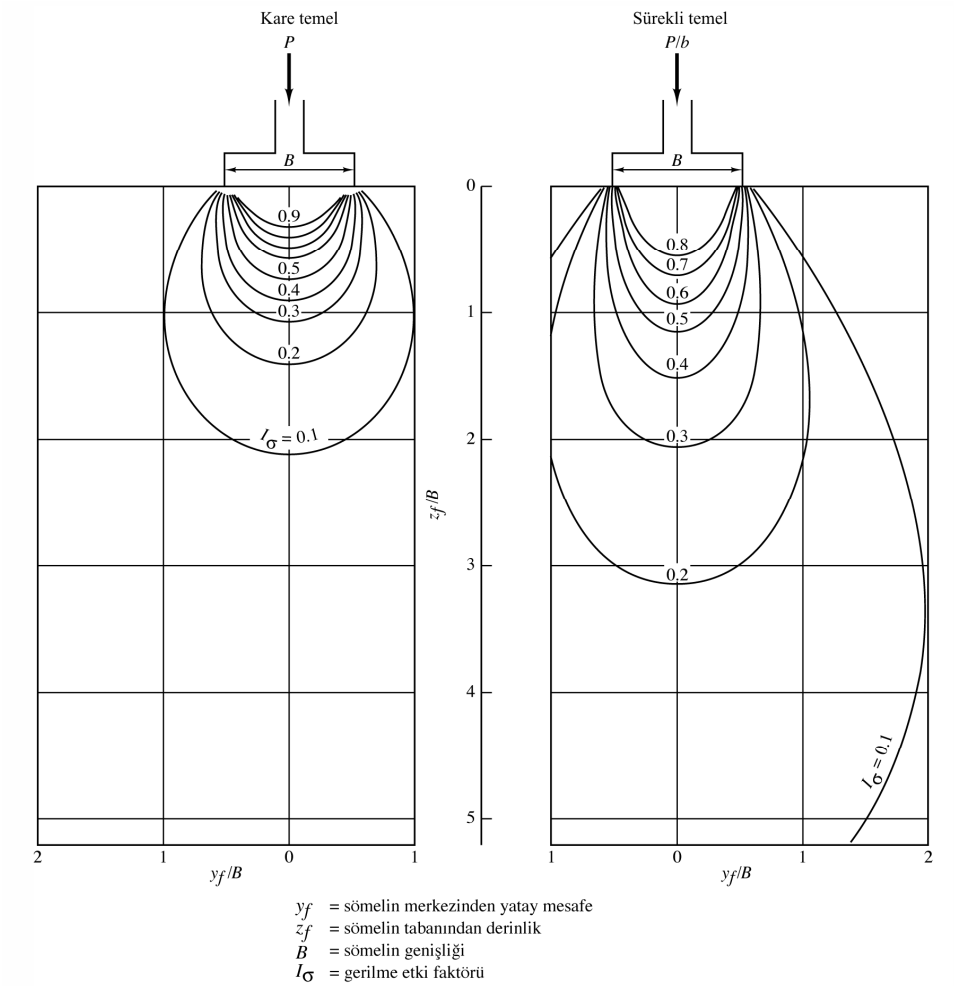
I_σ =bir dikdörtgen temelin köşesi altındaki bir noktada birim deformasyon etki faktörü

B=temel genişliği

L=temel uzunluğu

z_f=temelin tabanından bir noktaya olan düşey mesafe (daima >0)

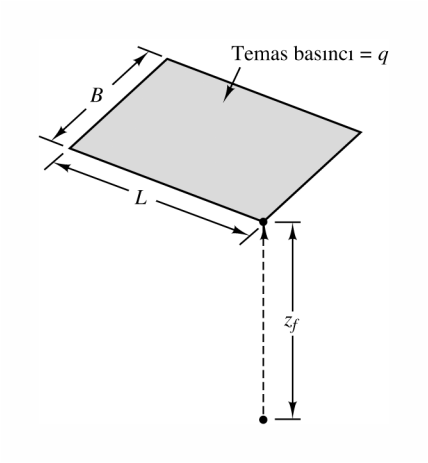
q=temas basıncı



Şekil 7.2 Kare ve sürekli sömeller için Boussinesq denkleminin Newmark çözümüne ilişkin gerilme soğanları.

Notlar:

1. $\sin^{-1}$ terimi radyan olarak ifade edilmelidir.
2. Newmark çözümü genellikle $\tan^{-1}$ terimli tek bir denklem olarak ifade edilir. Fakat, $B^2 + L^2 + z_f^2 < B^2L^2/z_f^2$ olduğu zaman denklem doğru değildir.
3. Şekil 7.3'de gösterildiği gibi *B*'yi en kısa boyut ve *L*'yi en uzun boyut olarak kullanmak olağandır.



Şekil 7.3 Dörtgen bir sömelin köşesinin altında oluşan düşey gerilme için Newmark çözümü.

Örnek 7.1

1,2 m x1,2 m kare bir temel 250 kN'luk bir kolon yükünü desteklemektedir. Bu temelin tabanı zemin yüzeyinden 0,3 m aşağıdadır. Yeraltı su seyiyesi çok derindedir ve zeminin birim ağırlığı 19,0 kN/m^3 dür. Bu temelin köşesinden 1,5 m aşağıda bir noktada oluşan düşey gerilmeyi ($\Delta\sigma_z$) hesaplayınız.

Çözüm

Aksi ifade edilmedikçe, bu temelin üstünün gerçekte zemin yüzeyi ile aynı düzeyde olduğu varsayılabilir.

$$\sigma'_{zD} = \gamma D - u = (19{,}0\,\text{kN/m}^3)(0{,}3\,\text{m}) - 0 = 6\,\text{kPa}$$

$$W_f = (1{,}2\,\text{m})(1{,}2\,\text{m})(0{,}3\,\text{m})(23{,}6\,\text{kN/m}^3) = 10\,\text{kN}$$

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u_D = \frac{250\text{kN} + 10\text{kN}}{(1{,}2\text{m})^2} - 0 = 181\,\text{kPa}$$

$$B^2 + L^2 + z_f^2 = 1{,}2^2 + 1{,}2^2 + 1{,}5^2 = 5{,}130$$

$$B^2L^2/z_f^2 = (1{,}2)^2(1{,}2)^2/(1{,}5)^2 = 0{,}9216$$

$B^2 + L^2 + z_f^2 > B^2L^2/z_f^2$ Bu nedenle, (7.5) eşitliğini kullanınız.

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi}\left[\left(\frac{2BLz_f\sqrt{B^2+L^2+z_f^2}}{z_f^2(B^2+L^2+z_f^2)+B^2L^2}\right)\left(\frac{B^2+L^2+2z_f^2}{B^2+L^2+z_f^2}\right) + \sin^{-1}\frac{2BLz_f\sqrt{B^2+L^2+z_f^2}}{z_f^2(B^2+L^2+z_f^2)+B^2L^2}\right]$$

$$= \frac{1}{4\pi}\left[\left(\frac{2(1{,}2)(1{,}2)(1{,}5)\sqrt{5{,}130}}{(1{,}5)^2(5{,}130)+(1{,}2)^2(1{,}2)^2}\right)\left(\frac{(1{,}2)^2+(1{,}2)^2+2(1{,}5)^2}{5{,}130}\right)\right] + \sin^{-1}\frac{2(1{,}2)(1{,}2)(1{,}5)\sqrt{5{,}130}}{(1{,}5)^2(5{,}130)+(1{,}2)^2(1{,}2)^2}$$

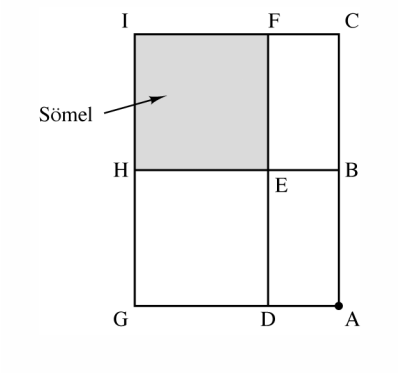
$$= 0{,}146$$

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma\,(q - \sigma'_{zD})$$

$$= (0{,}146)(181 - 6)$$

$$= \mathbf{26\ kPa} \qquad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Temelin diğer bölgelerinde; hem altında hem de ötesinde $\Delta\sigma_z$'yi hesaplamada çakıştırma yapmak suretiyle, Boussinesq yöteminin Newmark çözümü de kullanılabilir. Bu teknik Şekil 7.4'de gösterilmiş ve Örnek 7.2'de anlatılmıştır.



Şekil 7.4 Dörtgen bir sömelin altındaki herhangi bir noktada oluşan düşey gerilmeyi bulmada Newmark çözümü ve çakıştırma yönteminin kullanılması.

Örnek 7.2

Örnek 7.1'de tanımlanan temelin merkezi altında 1,5 m derinlikteki bir noktada oluşan düşey gerilmeyi ($\Delta\sigma_z$) hesaplayınız.

Çözüm

Boussinesq denkleminin Newmark çözümü sadece bir dikdörtgen temelin köşesi altındaki gerilmeleri dikkate aldığı için, gerçek temel dört eşit parçaya bölünmelidir. Bu parçalar, $\Delta\sigma_z$'nin hesaplanması gereken yerde; temelin merkezinde buluşurlar. Her parça toplam yükün dörtte birini toplam taban alanının dörtte birine ilettiği için, temas basıncı Örnek 7.1'de hesaplananla aynıdır. Ancak, hesaplamaların kalan kısmı B=L=1,2 m/2=0,6 m alarak tekrar yapılmalıdır.

$$B^2 + L^2 + z_f^2 = 0{,}6^2 + 0{,}6^2 + 1{,}5^2 = 2{,}970$$

$$B^2L^2/z_f^2 = (0{,}6)^2(0{,}6)^2/(1{,}5)^2 = 0{,}0576$$

$B^2 + L^2 + z_f^2 > B^2L^2/z_f^2$ Bu nedenle, (7.5) eşitliğini kullanınız.

$$I_\sigma = \frac{1}{4\pi}\left[\left(\frac{2BLz_f\sqrt{B^2+L^2+z_f^2}}{z_f^2(B^2+L^2+z_f^2)+B^2L^2}\right)\left(\frac{B^2+L^2+2z_f^2}{B^2+L^2+z_f^2}\right)+\sin^{-1}\frac{2BLz_f\sqrt{B^2+L^2+z_f^2}}{z_f^2(B^2+L^2+z_f^2)+B^2L^2}\right]$$

$$= \frac{1}{4\pi}\left[\left(\frac{2(0{,}6)(0{,}6)(1{,}5)\sqrt{2{,}970}}{(1{,}5)^2(2{,}970)+(0{,}6)^2(0{,}6)^2}\right)\left(\frac{(0{,}6)^2+(0{,}6)^2+2(1{,}5)^2}{2{,}970}\right)\right]+\sin^{-1}\frac{2(0{,}6)(0{,}6)(1{,}5)\sqrt{2{,}970}}{(1{,}5)^2(2{,}970)+(0{,}6)^2(0{,}6)^2}$$

$$= 0{,}602$$

Özdeş dört ''ikincil temel'' olduğu için, hesaplanan gerilme dört ile çarpılmalıdır.

$$\Delta\sigma_z = I_\sigma\,(q - \sigma'_{zD})$$

$$= 4(0{,}602)(181-6)$$

=42 kPa **⇐ Cevap**

Westergaard Yöntemi

Westergaard (1938) Boussinesq'in ele aldığı problemi biraz farklı varsayımlarla çözmüştür. Tamamen elastik bir malzeme kullanma yerine, yatay birim deformasyon tüm noktalarda sıfır olacak şekilde, yakın aralıklı, çok küçük kalınlıkta yatay donatı elemanları içeren bir malzeme varsaymıştır. Ayrıca, Westergaard denkleminin integrali bir alana da uygulanabilir ve bu şekilde yüzeysel temellerin altında $\Delta\sigma_z$'yi hesaplamada kullanılabilir (Taylor, 1948).

Westergaard çözümü, Boussinesq değerlerine eşit veya daha küçük $\Delta\sigma_z$ değerleri vermektedir. Poisson oranı (ν) artarken, hesaplanan gerilme sonunda ν=0,5'de sıfıra ulaşarak daha küçük olmaktadır. Bazı geoteknik mühendislerinin en azından belirli zemin profilleri için Westergaard'ı tercih etmelerine rağmen, Boussinesq çoğu problemler için daha muhafazakâr ve büyük olasılıkla daha uygundur.

Basitleştirilmiş Yöntem

Boussinesq denklemlerini el ile çözmek bezdiricidir. Bu yüzden, hemen bir cevap istendiği zaman veya bilgisayar mevcut olmadığı zaman kullanılmak üzere, zemindeki gerilmeleri hesaplamada basit yaklaşık yöntemlerin elde bulunması son derece yararlı olacaktır.

Aşağıdaki yaklaşık formüller bir yüzeysel temelin merkezi altında oluşan düşey gerilmeyi (σ_z) hesaplar.[1] Bu formüller, Boussinesq değerlerinin yüzde 5'i içinde kalan sonuçlar vermektedir. Bu sonuç, hemen hemen tüm pratik problemler için tatmin edicidir.

Dairesel temeller için (Poulos ve Davis 1974'den uyarlanmıştır):

$$\Delta\sigma_z = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{B}{2z_f}\right)^2}\right)^{1,5}\right](q - \sigma'_{zD}) \qquad (7.6)$$

Kare temeller için:

$$\Delta\sigma_z = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{B}{2z_f}\right)^2}\right)^{1,76}\right](q - \sigma'_{zD}) \qquad (7.7)$$

B genişliğinde sürekli temeller için:

[1] (7.6)-(7.9) eşitlikleri yüklü alanın merkezi altında oluşan düşey gerilmeyi hesaplarken, (7.4) ve (7.5) eşitlikleri yüklü alanın köşesi altında oluşan düşey gerilmeyi hesaplar.

$$\Delta\sigma_z = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{B}{2z_f}\right)^2}\right)^{2,60}\right](q - \sigma'_{zD}) \qquad (7.8)$$

Genişliği *B* ve uzunluğu *L* olan dikdörtgen temeller için:

$$\Delta\sigma_z = \left[1 - \left(\frac{1}{1+\left(\frac{B}{2z_f}\right)^{1,38+0,62B/L}}\right)^{2,60-0,84B/L}\right](q - \sigma'_{zD}) \qquad (7.9)$$

Burada:

$\Delta\sigma_z$ =bir temelin merkezi altında oluşan düşey gerilme

B=temel genişliği veya çapı

L=temel uzunluğu

z_f =temelin tabanından belirli bir noktaya olan derinlik

q=temas basıncı

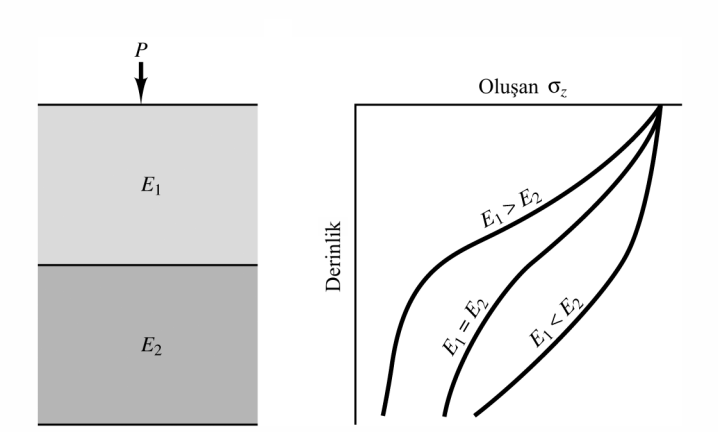
σ'_{zD}=zemin yüzeyinden aşağıda bir *D* derinliğindeki düşey efektif gerilmedir.

Tabakalı Zeminde Gerilmeler

Buraya kadar yapılan hesaplamalarda temel altındaki zeminin homojen olduğu varsayılmıştır. Bu varsayım; elastisite modülünün (*E*), kayma modülünün (*G*) ve Poisson oranının (ν)sabit olduğu anlamına gelir. Bu varsayım, zeminde sadece önemsiz değişmeler olduğu zaman bile, birçok zeminler için kabul edilebilir varsayımdır. Ancak, temel altındaki zemin belirgin şekilde tabakalı ise, gerilme dağılımı değişir.

Yaygın olarak karşılaşılan bir durum, Şekil 7.5'de gösterildiği gibi, altında çok daha sert ana kaya ($E_1<E_2$) bulunan bir zeminden oluşur. Bu durumda yükün daha az yayılımı vardır. Bu yüzden, zeminde oluşan gerilmeler, Boussinesq ile hesaplananlardan daha büyüktür. Bunu tersine, altında daha yumuşak zemin bulunan sert bir tabaka söz konusu ise ($E_1>E_2$), yük dağılımı arttırılır ve oluşan gerilmeler Boussinesq değerlerinden daha küçüktür.

Mühendisler genellikle bu etkileri net olarak dikkate almazlar. Ancak, oturma analizlerinin gereği gibi yorumlanması için, bu etkilerin farkında olmak gerekir. Poulos ve Davis (1974) net bir analizin garanti edildiği durumlarda bu gerilmeleri hesaplama yöntemleri vermiştir. Alternatif olarak, bir sonlu eleman analizi kullanılabilir.



Şekil 7.5 Katmanlı zeminde oluşan gerilme ($\Delta\sigma_z$) dağılımı.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

7.1 Bölüm 3'de yapılan konsolidasyon oturması hesaplamalarında $\Delta\sigma_z$'nin derinlikle değişmediği kabul edilmiştir. Ancak, bu bölümde $\Delta\sigma_z$ derinlikle değişmektedir. Neden?

7.2 Şekil 7.2'deki kare ve sürekli temellerin gerilme soğanlarını inceleyiniz. Sürekli temele ait olanlar kare temellerinkine kıyasla neden daha derine inmektedir?

7.3 Derinliği 4 m, bir kenarı 1,5 m'lik olan bir kare temel 350 kN'luk bir kolon yükü taşıyacaktır. Temelin altındaki zeminin birim ağırlığı 18,0 kN/m^3 ve su tablası da yüzeyden 2 m derindedir. Bu temelin merkezi altında 0,5 m derinlikteki düşey gerilme değişimini ($\Delta\sigma_z$);
a. Basitleştirilmiş yöntem ile
b. Newmark'ın entegre ettiği Boussinesq yöntemi ile hesaplayınız.

7.4 Düşey ve aşağı yönde 120 k'lık bir yükü taşıyacak olan kolonun temeli, bir kenarı 5 ft uzunluğunda bir kare şekilli tekil temel ve derinliği de 2 ft'dir. Temelin altındaki zeminin su tablası üstündeki birim ağırlığı 124 lb/ft^3 ve su tablası altındaki birim ağırlığı ise 127 lb/ft^3'tür. Su tablası yüzeyden 8 ft derinde yer almaktadır.
a. Yüzeyden 15 ft derinliğe kadar olacak şekilde, başlangıç düşey gerilmesi (σ'_{z0}) (yani, temel inşa edilmeden önceki gerilme) ile derinlik ilişkisini grafik şeklinde gösteriniz
b. Basitleştirilmiş yöntemini kullanarak, temelin merkezinden itibaren derinliğe bağlı bir σ'_{z0} grafiği çiziniz ve bunu a şıkkındaki grafik üzerinde gösteriniz.
c. Newmark'ın entegre ettiği Boussinesq yöntemini kullanarak, temelin merkezinden 2 ft ve 5 ft derinliklerdeki σ'_{z0} nü hesaplayarak önceki diyagram üzerinde gösteriniz.

7.4 LABORATUVAR DENEYLERİNE DAYALI OTURMA ANALİZLERİ

Çok sayıda değişik fiziksel süreç yüzeysel temellerin oturmasına katkıda bulunabilir. Bu bölümün birinci sayfasında listelendiği gibi, bunların bazıları tartışmamızın konusu dışındadır. Ancak, oturmanın en çok bilinen kaynağı ve genellikle de tek önemli kaynağı *konsolidasyondur*. Bölüm 3'de konsolidasyon oluşumu birkez daha gözden geçirilmiş ve

konsolidasyona, düşey efektif gerilmedeki artışa karşılık katı partiküllerin yer değiştirmesinin neden olduğu belirtilmişti.

Konsolidasyon oturmasını değerlendirmeye, zeminde araştırma sondajları açma ve örselenmemiş numuneler alınarak başlanır. Daha sonra, bu numuneler bir zemin mekaniği laboratuvarına götürülür ve *konsolidasyon deneylerine* tabi tutulur. Bu deneyler ile zeminin gerilme-deformasyon özellikleri ölçülür. Deney sonuçları, Bölüm 3'de tartışıldığı gibi, C_c, C_r, e_0 ve σ'_m cinsinden sunulur. Sonunda, bu parametrelere dayandırılarak oturma analizleri yapılır.

Bu yaklaşım, ancak konsolidasyon deneyi için uygun, iyi kaliteli numuneler elde edilebilirse uygundur. Bu gibi numuneler birçok killi ve siltli zeminlerde kolayca elde edilebilir. Ancak, temiz kumlarda elde edilmesi çok zordur. Bu nedenle, bu bölümde ele alınan yöntemler, killer ve siltlerin desteklediği temeller için çok uygundur. Bir sonraki bölümde tartışıldığı gibi, kumlar üzerindeki temellerin oturması çoğunlukla arazi deneyleri kullanarak değerlendirilir.

Toplam oturmayı hesaplamada konsolidasyon deney verilerini kullanan iki yöntem seçilmiştir: *klasik yöntem* ve *Bjerrum yöntemi*.

Klasik Yöntem

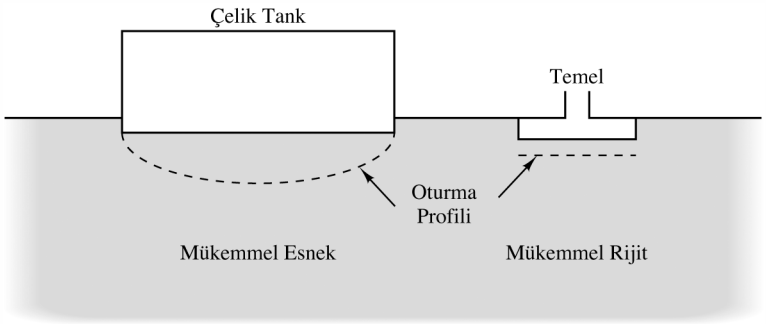
Yüzeysel temellerin toplam oturmasını hesaplamanın *klasik yöntemi* Terzaghi'nin konsolidasyon teorisine dayanır. Oturmayı tüm birim deformasyonların düşey olduğu tek boyutlu süreç olarak varsayar.

Efektif Gerilmelerin Hesaplanması: Terzaghi'nin konsolidasyon teorisini uygulamak için, temel altında çeşitli derinliklerdeki hem başlangıç düşey efekif gerilmesini (σ'_{z0}) ve hem de nihai düşey efektif gerilmeyi (σ'_{zf}) bilmek gerekir. σ'_{z0} değerleri Altbölüm 3.4'de anlatılan teknikleri kullanarak hesaplanır ve yapı öncesi koşulları yansıtır (yani, planlanan temel olmaksızın). Daha sonra, aşağıdaki denklem kullanılarak σ'_{zf} hesaplanır:

$$\sigma'_{zf} = \sigma'_{z0} + \Delta\sigma_z \tag{7.10}$$

Temel Rijitliği Etkileri: Şekil 7.2'ye göre, temelin merkezi altındaki $\Delta\sigma_z$ değeri, kenarın altında aynı derinlikteki $\Delta\sigma_z$ değerinden daha büyüktür. Bu nedenle, hesaplanan konsolidasyon oturması merkezde daha büyük olacaktır.

Örnek olarak Şekil 7.6'daki silindirik çelik su tankını gözönünde bulundurunuz. Tankın içindeki su, tankın kendinden daha ağır olup, bu ağırlık doğrudan çelik-levha döşeme tarafından karşılanmaktadır. Ayrıca, döşeme nispeten ince ve tamamen esnek olarak dikkate alınabilir. Kendi $\Delta\sigma_z$ değerleri kullanılarak, hem kenar ve hem de merkez altında oturma hesaplanabilir. Bu ikisi arasındaki fark, daha sonra izin verilebilir farklı oturma (δ_{Da}) ile karşılaştırılabilen farklı oturmadır (δ_D).



Şekil 7.6 Temel rijitliğinin oturma üzerine etkisi. Soldaki çelik tank çok esnek olduğundan, merkez kısmı kenarlarından daha çok oturur. Bunun tersine, sağdaki donatılı beton temel çok rijit olduğundan üniform bir şekilde oturur.

Ancak; temeller, çelik-levha tank döşemelerinden çok daha rijit olduğundan, Şekil 7.6'da gösterilen türden analizler kare şekilli tekil temellere uygulanmaz. Temelin merkezi, kenarından daha fazla oturma ''istemesine'' rağmen, temelin rijitliği oturmayı her yerde aynı olmaya zorlar.

Üçüncü bir olasılık, tankdan daha rijit fakat temelden daha az rijit bir radye temel olurdu. Böylece, merkez ve kenar arasında biraz farklı oturma olacak fakat, benzer şartlarda yüklenmiş tanktaki kadar olmayacaktır. Bölüm 10'da radye temellerdeki farklı oturmaları ve radyede bunlara karşılık gelen esnek gerilmeleri hesaplama yöntemleri ele alınmıştır.

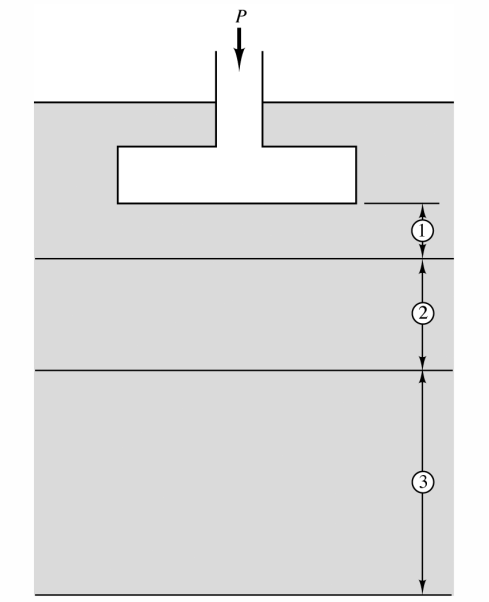
Yüzeysel temellerde oturma analizi yaparken, temelin merkezi altındaki $\Delta\sigma_z$ değerleri kullanılarak oturma hesaplanır ve daha sonra, bulunan bu sonuç bir rijitlik faktörü (r) ile çarpılarak rijitlik etkisi dikkate alınır. Tablo 7.1'de çeşitli koşullar için r değerleri verilmiştir.

Tablo 7.1 Bir sığ temelin merkezindeki toplam oturmayı hesaplamada kullanılan r değerleri ve farklı oturmayı hesaplamada kullanılan metodoloji.

Temel rijitliği	Temelin merkezinde δ'nın hesaplanması için r değeri	δ_D'yi hesaplamak için metodoloji
Mükemmel derecede esnek (örnek; çelik tanklar)	1,00	Kenarın altındaki $\Delta\sigma_z$'yi hesapla ve r=1 al
Orta (örnek; radye temeller)	0,85 – 1,00 tipik olarak yaklaşık 0,90	Bölüm 10'da tanımlanan yöntemi kullan
Mükemmel derecede rijit (örnek; tekil sömeller)	0,85	Temas basıncı üniform olduğu sürece sömelin tamamı üniform bir şekilde oturur. Altbölüm 7.7'de tanımlanan yöntemi kullanarak sömeller arasındaki veya sürekli kenarın boyunca olan farklı oturmayı hesapla

Mühendislerin çoğu rijitlik etkisini ihmal etmeyi seçer (yani, bütün koşullar için *r*=1'i kullanır). Bu muhafazakâr bir yaklaşımdır. Bu uygulama, özellikle küçük veya orta boyutlu yapılarda kabul eddilebilir ve genellikle yapı maliyetleri üzerindeki etkisi küçüktür. *r*<1'in kullanımı, daha 'kusursuz' bir analiz için gerekli verileri sağlayan kapsamlı yeraltı incelemesi ve laboratuvar deneyi ile yeraltı koşulları iyi tanımlandığı zaman çok uygundur.

Oturma Hesabı: Konsolidasyon oturması, temel altındaki zemini tabakalara bölüp, her tabakanın oturmasını hesaplama ve bunları toplama şeklinde hesaplanır. Şekil 7.7'de gösterildiği gibi, birinci tabakanın üstü, temelin tabanında olmalıdır ve son tabakanın tabanı $\Delta\sigma_z < 0{,}10\,\sigma'_{z0}$ olacak şekilde bir derinlikte olmalıdır. Zemin olağanüstü yumuşak olmadıkça, bu derinlikteki deformasyon önemsizdir ve bu nedenle ihmal edilebilir.



Şekil 7.7 Klasik yöntemde temelin altındaki zemin katmanlara bölünür. En hassas çözüm, üst katmanın ince ve diğerlerinin alta doğru giderek kalınlaştığı durumda elde edilir.

Deformasyonun derinlikle değişimi doğrusal olmadığından, çok sayıda ince tabaka kullanan analizler, birkaç kalın tabaka kullananlardan daha doğru sonuçlar vermektedir. Bu nedenle, bilgisayar analizleri genellikle çok sayıda ince tabakalar kullanır. Bu işlemleri elle yapmak son derece fazla zaman alacaktır. Bu yüzden, elle yapılan hesaplamalar normalde birkaç tabaka kullanır. Zeminlerin çoğu için, Tablo 7.2'deki kılavuz bilgiler mantıklı sonuçlar üretmelidir.

Bölüm 3'deki konsolidasyon oturma eşitlikleri [(3.25)-(3.27) eşitlikleri] *r* faktörünü aşağıdaki gibi dahil ederek değişkenmelidir:

Normal konsolide zeminler için ($\sigma'_{z0} = \sigma'_c$):

$$\delta_c = r\sum \frac{C_c}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}}\right) \tag{7.11}$$

Aşırı konsolide zeminler, Durum I ($\sigma'_{zf} < \sigma'_c$) için:

$$\delta_c = r\sum \frac{C_r}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_{z0}}\right) \tag{7.12}$$

Aşırı konsolide zeminler, Durum II ($\sigma'_{z0} < \sigma'_c < \sigma'_{zf}$) için:

$$\delta_c = r\sum \left[\frac{C_r}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_c}{\sigma'_{z0}}\right) + \frac{C_c}{1+e_0} H \log\left(\frac{\sigma'_{zf}}{\sigma'_c}\right)\right] \tag{7.13}$$

Burada:

δ_c = nihai konsolidasyon oturması
r = rijitlik faktörü (bkz. Tablo 7.1)
C_c = sıkışma indisi
C_r = yeniden sıkışma indisi
e_0 = başlangıç boşluk oranı
H = zemin tabakasının kalınlığı
σ'_{z0} = zemin tabakasının orta noktasındaki başlangıç düşey efektif gerilme
σ'_{zf} = zemin tabakasının orta noktasındaki nihai düşey efektif gerilme
σ'_c = zemin tabakasının orta noktasındaki önkonsolidasyon gerilmesidir.

Tablo 7.2 Sığ temellerde konsolidasyon oturmasının elle hesaplanması için zemin katmanlarının yaklaşık kalınlıkları.

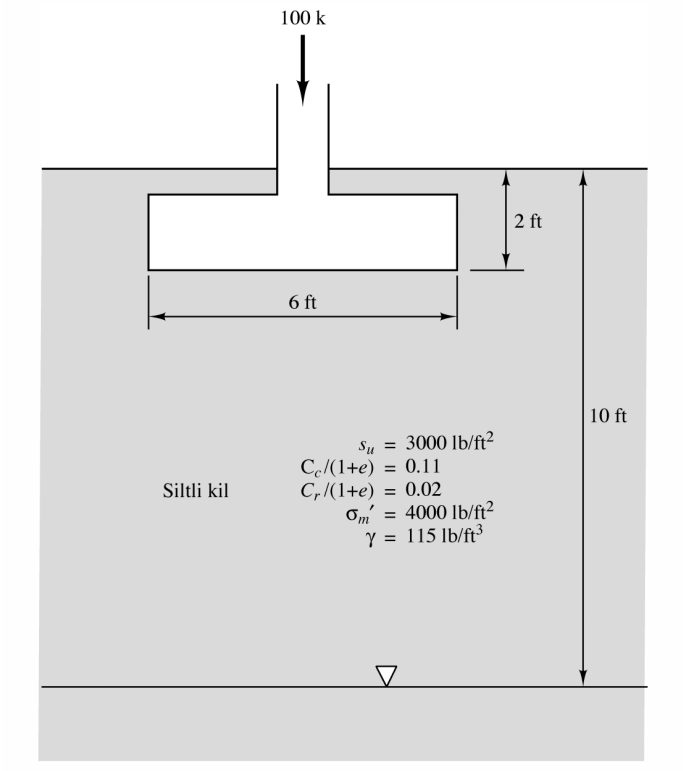
	Yaklaşık katman kalınlığı	
Katman No.	Kare temel	Sürekli temel
1	*B*/2	*B*
2	*B*	2*B*
3	2*B*	4*B*

1. Zemin özelliklerindeki değişimleri göz önüne almak için katman sayısını ve kalınlığını ayarlayınız. Her bir katmanı aynı zemin içerisinde olacak şekilde düzenleyiniz.
2. Dörtgen sömellerde kare ve sürekli temeller için verilen katman kalınlıkları arasında bir değer kullanınız.
3. Su tablasının çok sığ olduğu durumda biraz daha kalın katman (belki de gösterilenin 1,5 katı kalınlıkta) kullanınız.
4. Çabuk fakat daha az hassas olan analizlerde kalınlığı yaklaşık 3*B* (kare sömeller) veya 6*B* (sürekli sömeller) olan tek katman kullanınız.

Daha önce de ifade edildiği gibi, mühendislerin çoğu rijitlik etkisini ihmal etmeyi seçer. Bu, *r* faktörünün denklemlerde yer almaması anlamına gelir.

Örnek 7.3

Şekil 7.8'deki önerilen kare temel için izin verilebilir oturma 1 inç'dir. Klasik yöntemi kullanarak, temelin oturmasını hesaplayınız ve bu kriteri karşılayıp karşılamadığını belirleyiniz.



Şekil 7.8 Örnek 7.3 için önerilen tekil sömel.

Çözüm

$$W_f = (6\,\text{ft})^2(2\text{ft})(150\text{lb/ft}^3) = 10800\,\text{lb}$$

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u_D = \frac{100000\text{lb} + 10800\text{lb}}{(6\text{ft})^2} - 0 = 3078\,\text{lb/ft}^2$$

$$\sigma'_{zD} = (115\text{lb/ft}^3)(2\text{ft}) = 230\,\text{lb/ft}^2$$

(3.13), (7.7), (7.10) ve (7.12) eşitliklerini ve r=0,85 değerini kullanarak, aşağıdaki tablo oluşturulur:

Katman No.	H (ft)	Zemin katmanının orta noktasında z_f (ft)	σ'_{z0} (lb/ft^2)	$\Delta\sigma_z$ (lb/ft^2)	σ'_{zf} (lb/ft^2)	σ'_c (lb/ft^2)	Durum	$\frac{C_c}{1+e_0}$	$\frac{C_r}{1+e_0}$	δ_c (in)
1	3,0	1,5	402	2680	3082	4402	OC-I	0,11	0,02	0,54
2	6,0	6,0	920	925	1845	4920	OC-I	0,11	0,02	0,37
3	12,0	15,0	1518	190	1708	5518	OC-I	0,11	0,02	0,13
									Σ=	1,04

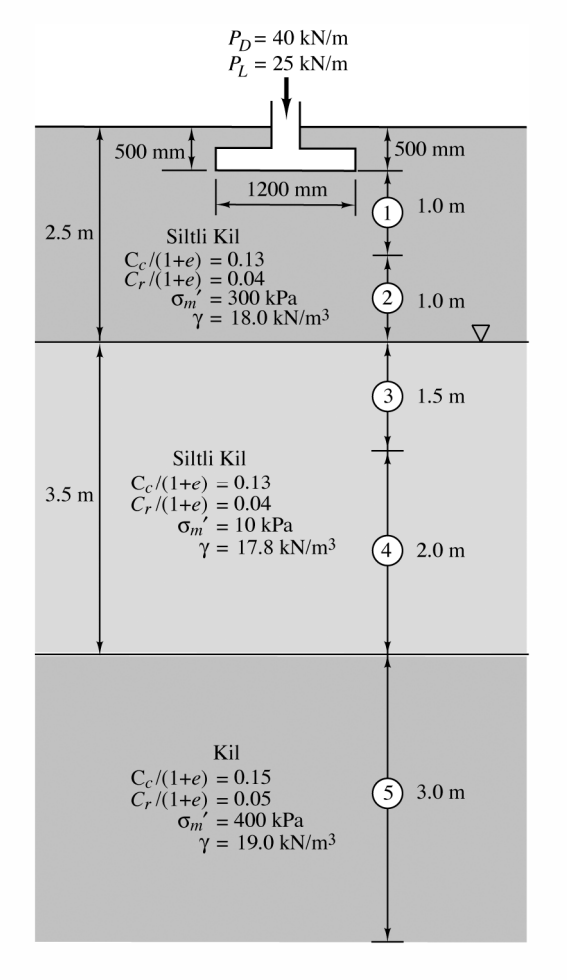
δ **=1,0 inç**'e yuvarlat ⇐ **Cevap**

$\delta \le \delta_a$ olduğundan oturma kriteri karşılanmıştır ⇐ **Cevap**

Not: Bu durumda $\sigma'_m > q$ olduğundan, zemin aşırı konsolide I durumu olmalıdır. Bu nedenle, σ'_c nü veya $C_c/1+e_o$ değerlerini listelemeye gerek yoktur.

Örnek 7.4

Şekil 7.9'daki önerilen kare temel için izin verilebilir oturma 25 mm'dir. Klasik yöntemi kullanarak temelin oturmasını hesaplayınız ve bu kriteri karşılayıp karşılamadığını belirleyiniz.



Şekil 7.9 Örnek 7.4 için önerilen tekil sömel.

Çözüm

$$P = P_D + P_L = 40\,\text{kN/m} + 25\text{kN/m} = 65\,\text{kN/m}$$

$$W_f/b = (1{,}2\text{m})(0{,}5\text{m})(23{,}6\text{kN/m}^3) = 14\,\text{kN/m}$$

$$q = \frac{P/b + W_f/b}{B} - u_D = \frac{65\text{kN/m} + 14\text{kN/m}}{1{,}2\text{m}} - 0 = 66\,\text{kPa}$$

$$\sigma'_{zD} = (18{,}0\text{kN/m}^3)(0{,}5\text{m}) = 9\,\text{kPa}$$

(3.13), (3.23), (7.7), (7.10), (7.12) ve (7.13) ve eşitlikleri ile r=0,85 değeri kullanılarak aşağıdaki tablo oluşturulur.

Katman No.	H (m)	Zemin katmanının orta noktasında z_f (m)	σ'_{z0} (kPa)	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	σ'_{zf} (kPa)	σ'_c (kPa)	Durum	$\frac{C_c}{1+e_0}$	$\frac{C_r}{1+e_0}$	δ_c (mm)
1	1,0	0,50	18	50	68	318	OC-I	0,13	0,04	20
2	1,0	1,50	36	27	63	336	OC-I	0,13	0,04	8
3	1,5	2,75	51	15	66	61	OC-II	0,13	0,04	10
4	2,0	4,50	65	8	73	75	OC-I	0,13	0,04	3
5	3,0	7,00	87	5	92	487	OC-I	0,16	0,05	3
									Σ=	44

δ **=44 mm** ⇐ **Cevap**

$\delta > \delta_a$, olduğundan **oturma kriteri karşılanmamıştır** ⇐ **Cevap**

Skempton ve Bjerrum Metodu

Klasik yöntem, oturmanın tüm birim deformasyonların düşey olduğu tek boyutlu bir oluşum varsayımına dayanır. Bu varsayım, geniş dolguların merkezi altındaki oturmayı değerlendirirken doğrudur. Fakat, özellikle yüzeysel temellere uygulandığı zaman doğruluğu daha azdır. Çünkü, bunların yüklü alanı çok daha küçüktür. Bu nedenle, Skempton ve Bjerrum (1957) yüzeysel temellerin toplam oturmasını hesaplamanın başka bir yöntemini sunmuştur. Bu yöntem, oturmayı iki parçaya ayırarak, üç boyutlu etkileri dikkate almaktadır:

- *Distorsiyon oturmasına* (δ_d) (*ani oturma*, *ilk oturma* veya *drenajsız oturma* diye de adlandırılır), Şekil 7.10'da gösterildiği gibi, temelin altındaki zeminin yanal biçim değiştirmesi neden olur. Bu oturma, yuvarlak jel kase üzerine bir yük yerleştirildiği zaman oluşan oturmaya benzer ve yükün uygulanmasından hemen sonra meydana gelir.
- *Konsolidasyon oturmasına* (δ_c) (*birincil konsolidasyon* oturması olarak da bilinir), efektif gerilmedeki değişmelerden dolayı zeminin hacminde değişime neden olur.

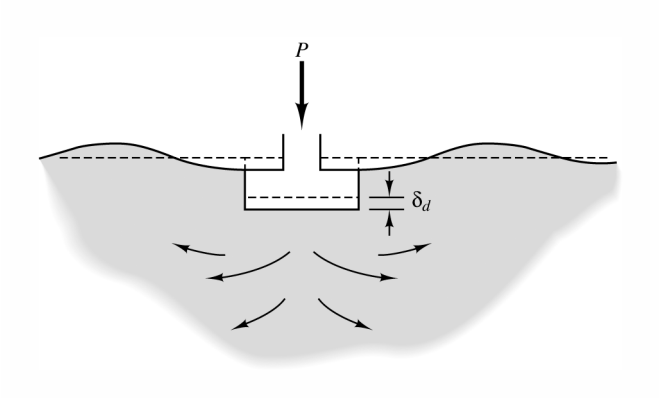
Skempton ve Bjerrum, zeminin yanal birim deformasyona maruz kalması sırasında meydana gelen aşırı boşluk suyu basınçlarındaki farklılıkları da dikkate almıştır. Bu durum, Şekil 7.11'de gösterildiği gibi, ψ parametresinde yansıtılmıştır.

Skempton ve Bjerrum yöntemine göre, bir yüzeysel temelin oturması aşağıdaki gibi hesaplanır:

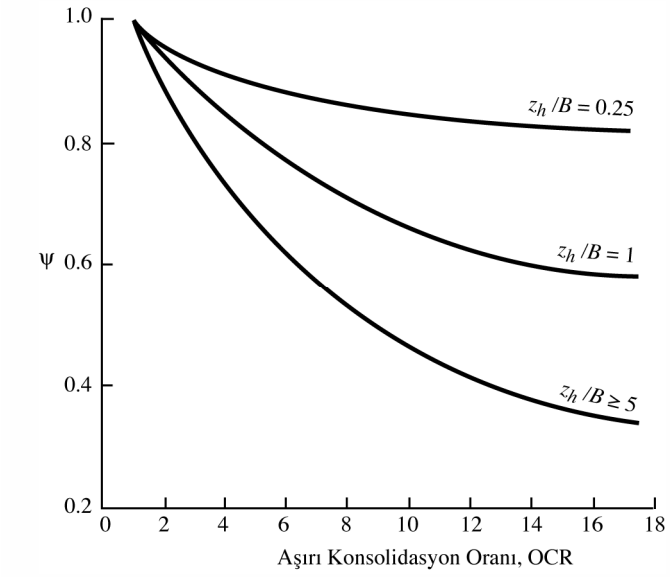
$$\delta = \delta_d + \psi\delta_c \qquad (7.14)$$

Burada:

δ=oturma



Şekil 7.10 Bir tekil temel altındaki distorsiyon oturması.



Şekil 7.11 Skempton ve Bjerrum yöntemi için ψ faktörleri (Leonards, 1976'dan).

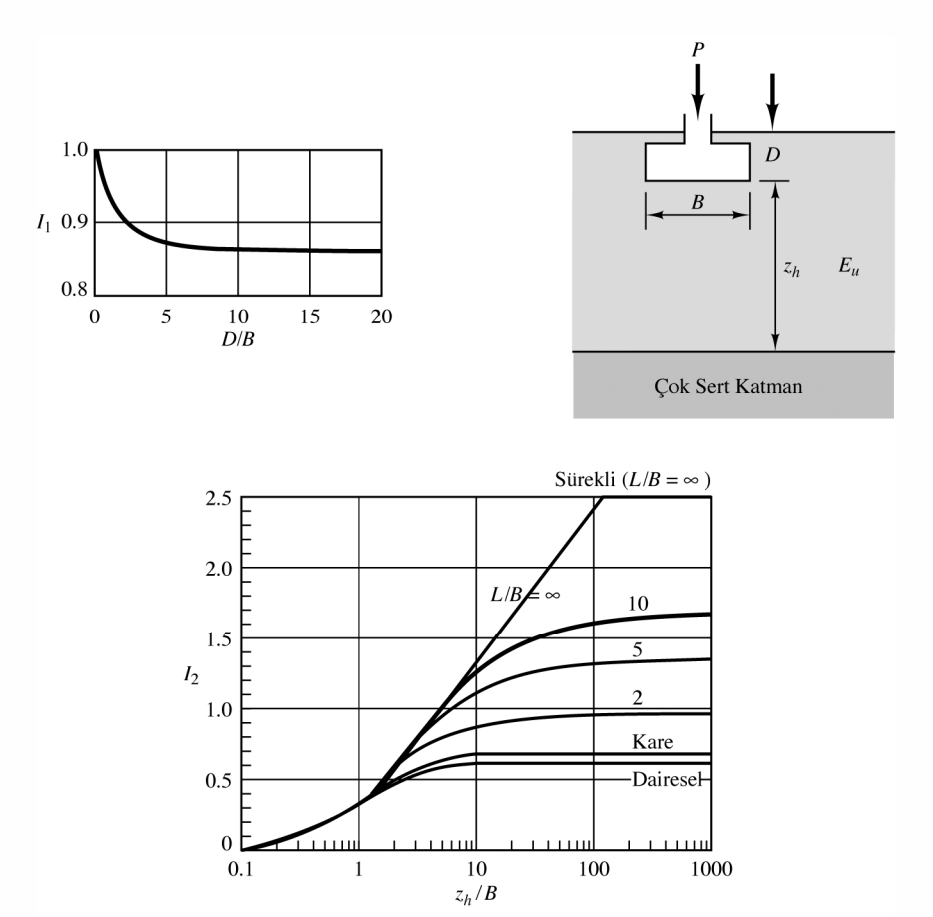
δ_d = distorsiyon oturması [(7.15) eşitliğinden)
ψ = üç boyutlu ayarlama faktörü
δ_c = konsolidasyon oturmasıdır [(7.4)-(7.13) eşitliğinden).

Elastik teoriye dayalı distorsiyon oturması aşağıdaki gibidir:

$$\delta_d = \frac{(q - \sigma'_{zD})B}{E_u} I_1 I_2 \qquad (7.15)$$

Burada:

δ_d = distorsiyon oturması
q=temas basıncı
σ'_{zD}=zemin yüzeyinden aşağıda bir D derinliğinde düşey efektif gerilme
B=temel genişliği
I_1, I_2=etki faktörleri (Şekil 7.12'den)
E_u=zeminin drenajsız elastisite modülüdür.



Şekil 7.12 (7.15) eşitliğinde kullanılan etki faktörleri I_1 ve I_2 (Christian ve Carrier, 1978'den; izin alarak kullanılmıştır). Sürekli temeller için tavsiye edilen fonksiyon yazarın yorumudur. z_h sömelin tabanından temel kaya gibi çok sert bir katmana olan derinliktir. z_h/B oranı genellikle çok büyüktür.

Bu formülü ilk kez öneren Janbu, Bjerrum, ve Kjaernsli (1956)'dır. O zamandan bu tarafa Christian ve Carrier (1978) yöntemi gözden geçirerek düzeltmiş ve Taylor ve Matyas

da (1983) teorik temelini biraz daha aydınlatmıştır. Güncelleştirilmiş etki faktörleri Şekil 7.12'de gösterilmiştir.

(7.15) eşitliği dolaylı olarak suya doygun zeminler için alışılmış olan tasarım Poisson oranı değeri 0,5'i kullanır. Drenajsız elastisite modülü (E_u) değerlendirilmesi en zor olan faktördür. Zeminde, doğrusal gerilme-birim deformasyon özellikleri mevcut değildir. Bu yüzden, E_u bir eşdeğer doğrusal malzemeyi temsil etmelidir. Bunu ölçmenin bir yöntemi, üç eksenli basınç aletinde örselenmemiş bir numuneye artışlı yükler uygulamak ve karşılık gelen deformasyonları ölçmektir. Ne var ki, bu yöntem bazan elastisite modülünü olduğundan çok düşük olarak tahmin etmektedir (Simons, 1987). Modül ölçümleri aşırı biçimde numune örselenmesine hassas gibi görünmektedir ve deney sonuçları 3 kat kadar hatalı olabilir. Dikkatli numune alımı ve özel laboratuvar deney teknikleri bu hatayı azaltabilse de, doğrudan laboratuvar deneyi genellikle elastisite modülünü ölçmenin güvenilir bir yöntemi değildir.

Geoteknik mühendisleri normalde drenajsız kayma dayanımlı (s_u) ampirik ilişkileri kullanarak bu analiz için gerekli E_u'yu elde eder. Taşıma gücü analizinden s_u bilindiği için ve bu nedenle ilave deneylere fazla para harcamaya gerek olmadığından bu yol doğrudur. Bu ilişki çok kaba olup, E_u / s_u oranı yaklaşık olarak 100 ile 1500 arasında değişir (Duncan ve Buchignani, 1976). Ancak, aşağıdaki denklem, $\pm$ 5 mm içinde doğru δ_d değerleri vermelidir:

$$E_u = 300\, s_u \qquad (7.16)$$

Zeminin organik içeriğin yüksek olması durumunda, elastisite modülü (7.16) eşitliği ile belirtilenden daha küçük olabilir ve distorsiyon oturması da buna göre daha yüksek olacaktır. Örnek olarak, Foott and Ladd (1981) bir yüzeysel temelin altında bulunabilinen değerler ile kıyaslanabilir kayma gerilmesi düzeylerinde, normal konsolide Taylor Nehri Turbası için $E_u \approx 100 s_u$ olduğunu rapor etmiştir.

Hesaplanan distorsiyon oturmasının büyük olması durumunda, belki presiyometre veya dilatometre deneyleri kullanarak E_u'nun daha doğru bir değerlendirmesini elde etmek gerekli olabilir. Bu durumda, D'Appolonia, Poulos ve Ladd tarafından önerilen analiz gibi, daha gelişmiş bir analiz kullanılabilir.

Örnek 7.5

Örnek 7.3'ü Skempton ve Bjerrum yöntemi ile çözünüz.

Çözüm

Siltli kil tabakasının kalınlığı verilmemiştir. Fakat, büyük bir derinliğe uzanıyor gibi görünmektedir.

Bu nedenle, büyük bir z_h değeri kullanınız.

Distorsiyon oturması:

$$E_u = 300 s_u = (300)(3000 \text{ lb/ft}^2) = 900000 \text{ lb/ft}^2$$

$$D/B = 2/6 = 0{,}3 \qquad \therefore \quad I_1 = 0{,}98$$

$$L/B = 1,\ z_h/B = \infty \qquad \therefore \quad I_2 = 0{,}7$$

$$\delta_d = \frac{(q - \sigma_{zD})B}{E_u} I_1 I_2$$

$$= \frac{(3078\ \text{lb/ft}^2 - 230\ \text{lb/ft}^2)(6\ \text{ft})}{900000\ \text{lb/ft}^2}(0{,}98)(0{,}7)$$

=0,013 ft

=0,2 inç

Konsolidasyon oturması:
Şekil 7.11'den ψ =0,9 alınız.

Toplam oturma:

$\delta=\delta_d+\psi\delta_c$=0,2 inç + (0,9)(1,0 inç)=**1,1 inç** ⇐ **Cevap**

Genel Metodoloji

Özetle, laboratuvar deneylerine dayandırılan yüzeysel temellerin toplam oturmasını hesaplamanın genel yöntemi aşağıdaki gibidir:

1. Önerilen temellerin sahasında araştırma sondajları yapınız ve her zemin tabakasından örselenmemiş numuneler alınız. Ayrıca, bir tasarım zemin profili geliştirmek için, bu sondajları kullanınız.
2. Temelin altında karşılaşılan her zemin tabakası için bir veya daha çok konsolidasyon deneyleri yapınız ve Bölüm 3'de tanımlanan teknikleri kullanarak, her tabaka için $C_c/1+e_0$, $C_r/1+e_0$ ve σ'_m parametrelerini belirleyiniz. Birçok durumda, zeminlerin tümü tek bir tabaka olarak dikkate alınabilir. Böylece, bu parametrelerin yalnızca bir serisi gereklidir. Ancak, eğer belirgin bir biçimde tanımlanmış tabakalar varsa, o zaman herbirinin kendi parametreler dizisi olmalıdır.
3. Temel altındaki zemini tabakalara ayırınız. Genellikle üç tabaka yeteri kadar doğruluk sağlar. Fakat, eğer birçok tabaka mevcutsa veya daha fazla kesinlik gerekli ise, daha çok tabaka gerekli olabilir. Kare temeller için en alt tabakanın tabanı temel tabanından yaklaşık 3*B*–5*B* kadar aşağıda olmalıdır. Sürekli temeller için, temel tabanından yaklaşık 6*B*–9*B* kadar aşağıda olmalıdır. Üç tabaka kullanırken, kalınlıklarını Tablo 7.2'de gösterildiği yaklaşık olarak seçiniz.
4. Her tabakanın orta noktasındaki σ'_m nü hesaplayınız.
5. Altbölüm 7.3'de anlatılan yöntemlerden herhangi birini kullanarak, her tabakanın orta noktasında $\Delta\sigma_z$'yi hesaplayınız. El ile hesaplamalar için genellikle en iyisi (7.6)–(7.9) eşitliklerini kullanmaktır.
6. (7.10) eşitliğini kullanarak her tabakanın orta noktasındaki σ'_{zf}nü hesaplayınız.
7. Eğer zemin aşırı konsolide durum II kategorisine girebiliyorsa, her tabakanın orta noktasındaki σ'_c nü hesaplamak için (3.23) eşitliğini kullanınız.
8. (7.11), (7.12) veya (7.13) eşitliklerini kullanarak, her tabaka için δ_c'yi hesaplayınız. Sonra da toplayınız. Bazı tabakalar bu denklemlerden birinin kullanımını gerektirebilirken, diğer tabakaların bir başkasını gerektirebileceğine dikkat ediniz. Klasik yöntem kullanıldığında bulunan sonuç, hesaplanan oturmadır.

Analizin Skempton ve Bjerrum yöntemi kullanarak yapılması söz konusu ise, aşağıdaki adımları takip ediniz:

9. Temel tabanı ve tabandan aşağı B derinlik arasındaki zeminlerde ortalama drenajsız kayma dayanımını (s_u) belirleyiniz. Daha sonra, drenajsız modülü (E_u) hesaplamak için (7.16) eşitliğini kullanınız.
10. Distorsiyon oturmasını (δ_d) hesaplamak için (7.15) eşitliğini kullanınız.
11. Üç boyutlu ayarlama katsayısını (ψ) belirlemek için Şekil 7.11'i kullanınız.
12. (7.14) eşitliğini kullanarak oturmayı hesaplayınız.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

7.5 Yapımı planlanan bir işyeri binasının tekil temelleri 8,5 ft'lik kare şeklinde ve derinliği de 3 ft olup, düşey yönde aşağı doğru 160 k'lık yük taşıyacaktır. Bu temellerin altındaki zemin aşırı kosolide kil (OC Durum I) olup, mühendislik özellikleri de $C_c/(1+e_0)=0.10$, $C_r/(1+e_0)=0{,}022$ ve $\gamma=113$ lb/ft³'tür. Bu zemin katmanları büyük derinliklere kadar bu şekilde devam etmekte ve yeraltı su seviyesi de yüzeyden 50 ft aşağıdadır. Elle hesaplama ile klasik yöntemi kullanarak bu temeldeki toplam oturmayı bulunuz.

7.6 Kare şekilli bir tekil temelin kenar uzunluğu 1 m ve derinliği 0,5 m olup, düşey yönde ve aşağı doğru 200 kN'luk bir yük taşıyacaktır. Bu temelin altındaki zemin aşırı kosolide kil (OC Durum I) olup, mühendislik özellikleri de $C=0.20$, $C_r=0.05$, $e=0{,}7$ ve $\gamma=15{,}0$ kN/m³'tür. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 1 m aşağıdadır. Elle hesaplama ile klasik yöntemi kullanarak bu temeldeki toplam oturmayı bulunuz.

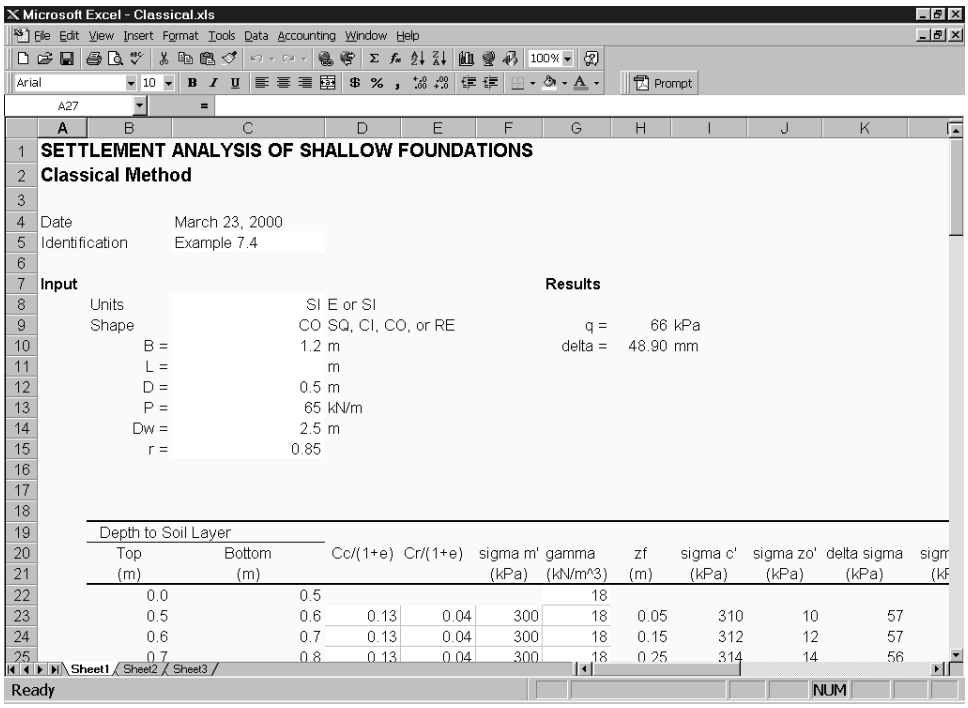
7.7 Problem 7.5'i $s_u=3500$ lb/ft² ve OCR=3 alarak, Skempton ve Bjerrum yöntemi ile çözünüz.

7.8 Problem 7.6'yı $s_u=200$ lb/ft² ve OCR=2 alarak, Skempton ve Bjerrum yöntemi ile çözünüz.

7.5 OTURMA HESAP TABLOSU

Yüzeysel temellerin oturma analizleri Altbölüm 7.4'de verildiği gibi Microsoft Excel gibi bir hesap tablosu programı kullanarak yapılabilir. Bu gibi hesap tablosu çözümleri çok daha ince tabakaların kullanımına izin verir. Ayrıca, kesinlik ve esneklik derecesini arttırır ve analizlerin çok daha çabuk yapılmasına izin verir. Hesap tablosu özellikle mühendisin, en yaygın tasarım problemi olan belirli bir oturma kriterini karşılamak amacıyla bir temeli boyutlandırmak istediği zaman yararlıdır. Bu gibi analizler, gerekli oturma elde edilinceye kadar, temel genişliğinin (B) çeşitli değerlerini çabucak deneyerek yapılabilir.

Bu kitap ile birlikte bir Microsoft Excel hesap tablosu programı SETTLEMENT.XLS geliştirilmiş olup, Prentice Hall'un Internet sitesinden indirilebilir. İndirme talimatları Ek B'de verilmiştir. Programla ilgili tipik bir ekran da Şekil 7.13'de verilmiştir.



Şekil 7.13 SETTLEMENT.XLS hesap tablosundan tipik bir ekran görüntüsü.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

7.9 SETTLEMENT.XLS programını kullanarak Problem 7.5'i çözünüz. Zemin 'aşırı konsolide Durum I' olarak ifade edildiğinden, σ'_m için büyük bir değer kullanınız.

7.10 SETTLEMENT.XLS programını ve Problem 7.5'deki verileri kullanarak, toplam oturmayı en çok 1 inç olarak veren temel genişliğini bulunuz. Seçeceğiniz temel boyutu, 3 inç'in katları şeklinde olsun. Böyle bir temel inşa etmek pratik açıdan mümkün müdür?

7.11 SETTLEMENT.XLS programını kullanarak Problem 7.6'yı çözünüz.

7.12 SETTLEMENT.XLS programını ve Problem 7.5'deki verileri kullanarak, toplam oturmayı en çok 2,5 cm olarak veren temel genişliğini bulunuz. Seçeceğiniz temel boyutu, 1 dm'nin katları şeklinde olsun. Böyle bir temel inşa etmek pratik açıdan mümkün müdür?

7.13 Proje aşamasındaki bir yapının 3 ft derinliğindeki tekil temeller tarafından taşınması planlanmaktadır. Temellerin altındaki zemin siltli kil olup, mühendislik özellikleri de $C_c/(1+e_0)=0.12$, $C_r/(1+e_0)=0.032$, $\sigma'_m=5000$ lb/ft^2 ve $\gamma=118$ lb/ft^3'tür. Bu zemin katmanları büyük derinliklere kadar devam etmekte ve yeraltı su seviyesi de yüzeyden 10 ft aşağıdadır. İzin verilen oturma 1 inçdir. SETTLEMENT.XLS programını kullanarak, izin verilebilir kolon yükü ile temel genişliği arasındaki ilişkiyi grafik halinde gösteriniz.

7.6 ARAZİ DENEYLERİNE DAYALI OTURMA ANALİZLERİ

Oturma analizi tekniklerinin ikinci grubu, arazi deneylerine dayalı olanlardır. Bu analizlerin çoğu standart penetrasyon deneyi (SPT) veya konik penetrasyon deneyi (CPT) sonuçlarını kullanır. Bununla birlikte, özellikle dilatometre (DMT) ve presiyometre deneyi (PMT) olmak üzere, diğer arazi deneyleri de kullanılabilir.

Esasen, arazi deneylerine dayandırılan oturma analizleri tüm zemin tipleri için uygundur. Ancak, pratikte genellikle daha çok kumlu zeminlerde kullanılırlar. Çünkü, kumlu zeminlerden numune almak çok zordur. Bunun için birçok farklı yöntem önerilmiştir (örneğin, Meyerhof, 1965; Burland ve Burbidge, 1985). Ancak, burada sadece Schmertmann yöntemi dikkate alınmıştır.

Schmertmann Yöntemi

Schmertmann yöntemi (Schmertmann, 1970, 1978; ve Schmertmann vd., 1978) başlıca kumlu zeminlerde yüzeysel temellerin oturmasını hesaplama yöntemi olarak geliştirilmiştir. Genellikle konik penetrasyon deneyi (CPT) sonuçlarından yararlanır. Fakat, diğer arazi deneylerine de uyarlanabilir. Bu yöntem, çoğu Florida Üniversitesi tarafından yapılan arazi ve laboratuvar deneylerine dayalı olarak geliştirilmiştir. Schmertmann yöntemi, tamamen ampirik olan diğer birçok yöntemlerden farklı olarak, ampirik veriler kullanarak ayarlanmış bir fiziksel oturma modeline dayanır.

Eşdeğer Elastisite Modülü: Temel oturmalarını hesaplamanın klasik yöntemi, normal konsolide zeminler için *sıkışma indisini* (C_c) veya aşırı konsolide zeminler için *yeniden sıkışma indisini* (C_r) kullanarak, gerilme-deformayon özelliklerini tanımlama şeklindedir. Bu parametrelerin ikisi de Bölüm 3'de bahsedildiği gibi, logaritmiktir.

Schmertmann yöntemi doğrusal fonksiyon olan ve bu nedenle hesaplamaları kolaylaştıran eşdeğer *elastisite modülünü* (E_s) kullanır. Ancak, zemin doğrusal olmayan bir malzemedir (yani, gerilme ve deformasyon orantılı değildir). Bu nedenle, E_s değeri, eşdeğer serbest doğrusal malzemenin değerini, hesaplanan oturma gerçek zemindeki gibi aynı olacak şekilde yansıtmalıdır.

E_s tasarım değeri dolaylı olarak zemindeki yanal deformasyonları yansıtır. Bu nedenle, *elastisite modülünden* (E; *Young modülü* olarak da bilinir) büyük fakat *kısıtlanmış modülden* (M) küçüktür.

Konik Penetrasyon Deneyi (CPT) Sonuçlarından E_s: Schmertmann E_s ve konik penetrasyon deneyinden (CPT) elde edilen konik uç direnci (q_c) arasında ampirik bağıntılar geliştirmiştir. CPT derinliğe bağlı sürekli bir q_c grafiği verdiği için, bu yöntem özellikle yararlıdır. Bu durumda, analizde E_s derinliğin bir fonksiyonu olarak modellenir. Tablo 7.3'de, önerilen E_s/q_c tasarım değerlerinin bir dağılımı verilmiştir. Sağlam bir kanıt bulunmadığı sürece en iyi yol genellikle tüm zeminleri genç ve normal konsolide olarak ele almaktır. Bu gibi kanıtlar şunları içerir:

- Zeminin çok yaşlı olduğuna dair açık belirtiler. Bunlar, belirgin jeolojik kanıtlar ile ortaya konabilir.
- Zeminin aşırı konsolide olduğuna dair açık belirtiler. Bu gibi kanıtlar kumda konsolidasyon deneylerine dayandırılamaz (zeminden numune alma problemleri

nedeniyle). Ancak, araya sıkışmış kil tabakasından elde edilen numuneler üzerinde yapılan konsolidasyon deneylerine dayandırılabilir. Diğer seçenek de, zemin çökelinin kökeninden aşırı konsolidasyonun ortaya çıkarılabilmesidir. Örneğin, buzul kökenli kil ve sıkıştırılmış dolgu açık bir şekilde aşırı konsolidedir.

Tablo 7.3 CPT sonuçlarından bulunan E_s değerleri (Schmertmann vd., 1978; Robertson ve Campanella, 1988 ve diğer kaynaklardan uyarlanmıştır).

Zemin türü	USCS grup sembolü	E_s / q_c
Genç, normal konsolide, temiz silis kumları (yaş<100 yıl)	SW veya SP	2,5 – 3,5
Yaşlı, normal konsolide silis kumları (yaş>3000 yıl)	SW veya SP	3,5 – 6,0
Aşırı konsolide, temiz silis kumları	SW veya SP	6,0 – 10,0
Normal konsolide siltli veya killi kumlar	SM veya SC	1,5
Aşırı konsolide siltli veya killi kumlar	SM veya SC	3

Schmertmann yönteminde kullanılacak CPT verilerini yorumlarken, q_c için jeolojik yük düzeltmesi uygulamayınız.

Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) Sonuçlarından E_s: Schmertmann yöntemi, standart penetrasyon deneyinden bulunan E_s değerleri ile de kullanılabilir. Ancak, konik penetrasyon deneyinden elde edilenler kadar doğru değildir. Çünkü:

- Bölüm 4'de tartışıldığı gibi, standart penetrasyon deneyi hataya daha çok eğilimlidir ve ölçümler daha kusurludur.
- Standart penetrasyon deneyi sadece münferit veri noktalarının bir dizisini sağlar. Halbuki, konik penetrasyon deneyi sürekli bir grafik sunar.

Bununla birlikte, SPT verisi; özellikle de yükleri küçük ve zemin koşulları iyi olan birçok proje için yeterlidir.

E_s ile N_{60} arasında genellikle geniş çapta tamamen farklı sonuçlar üreten, birkaç doğrudan korelasyon geliştirilmiştir (Anagnostopoulos, 1990; Kulhawy ve Mayne, 1990). Bu dağılmaya büyük olasılıkla kısmen SPT'deki kusurlar ve kısmen N_{60} yanında diğer faktörlerin etkisi neden olmaktadır. Ancak, aşağıdaki ilişki, biraz muhafazakâr bile olsa, E_s değerlerini yaklaşık olarak verir:

$$E_s = \beta_0 \sqrt{OCR} + \beta_1 N_{60} \tag{7.17}$$

Burada:

E_s = eşdeğer elastisite modülü
β_0, β_1 = Tablo 7.4'den korelasyon faktörleri
OCR= aşırı konsolidasyon oranı
N_{60} = arazi işlemleri için düzeltilmiş SPT-*N* değeridir.

Bir kez daha tekrarlamak gerekirse, aşırı konsolidasyonun belirgin bir kanıtı olmadıkça, analizlerin çoğu OCR=1 kullanmalıdır.

Tablo 7.4 (7.17) eşitliği için faktörler.

Zemin türü	β_0		β_1	
	(lb/ft²)	(kPa)	(lb/ft²)	(kPa)
Temiz kumlar (SW ve SP)	100.000	5000	24.000	1200
Siltli kumlar ve killi kumlar (SM ve SC)	50.000	2500	12.000	600

Dilatometre Deneyi (DMT) Sonuçlarından E_s : Dilatometre deneyi (DMT), modülü doğrudan ölçer ve bu veri Schmertmann analizi için temel olarak da kullanılabilir. Alternatif olarak, Leonards ve Frost (1988) sıkışabilirlik ve aşırı konsolidasyonun ikisini de değerlendirmek amacıyla CPT ve DMT verilerini birleştiren bir yöntem önermiş ve bulunan sonuçları Schmertmann yönteminin değişkenmiş bir uyarlamasında kullanmıştır.

Presiyometre Deneyi (PMT) Sonuçlarından E_s : Presiyometre deneyi modülü de ölçer ve Schmertmann yöntemi ile de kullanılabilir. Ancak, özellikle presiyometre verileri için tasarlanmış özel analiz yöntemleri de vardır.

Birim Deformasyon Etki Faktörü: Schmertmann yüzeysel temellerin altında düşey birim deformasyonun (ε_z) dağılımı üzerine kapsamlı bir araştırma yapmıştır. En büyük deformasyonların, tahmin edileceği gibi, temelin hemen altında meydana gelmediğini, fakat temel tabanından aşağıda 0,5*B*–*B* derinliğinde oluştuğunu bulmuştur. Burada, *B*: temel genişliğidir. Bu dağılım, bir çeşit ağırlık faktörü olan birim deformasyon etki faktörü (I_ε) ile tanımlanmıştır. I_ε'un derinlikle dağılımı, Şekil 7.14'de gösterildiği gibi, iki düz çizgi olarak ideal hale getirilmiştir.

Birim deformasyon etki faktörünün (I_ε) maksimum değeri aşağıdaki gibidir:

$$I_{\varepsilon p} = 0{,}5 + 0{,}1\sqrt{\frac{q - \sigma'_{zD}}{\sigma'_{zp}}} \qquad (7.18)$$

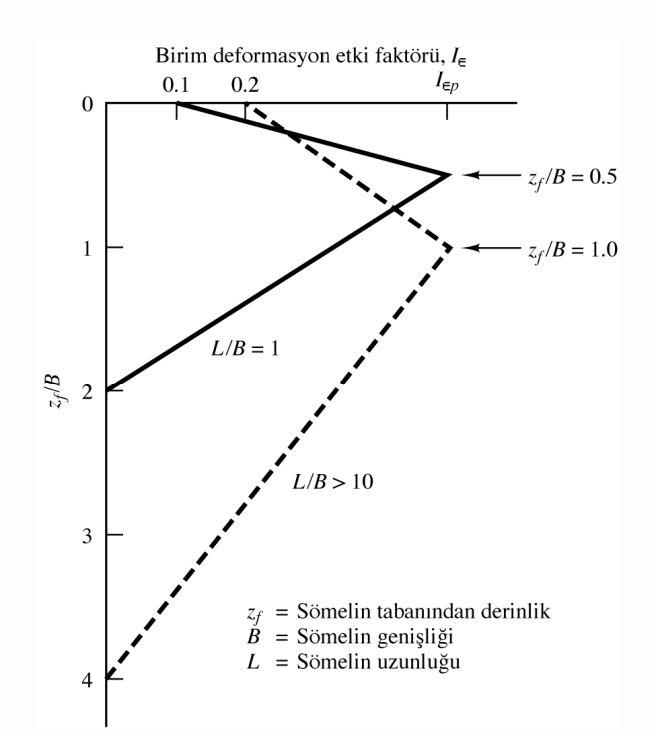
Burada:

$I_{\varepsilon p}$= maksimum birim deformasyon etki faktörü
q= temas basıncı
σ'_{zD}= zemin yüzeyinden aşağıda, D derinliğindeki düşey efektif gerilme
σ'_{zp}= maksimum etki faktörünün derinliğinde başlangıç efektif düşey gerilmesi [kare ve dairesel temeller (L/B=1) için]. σ'_{zp} nü zemin yüzeyinden aşağıda $D+B/2$ derinlikte hesaplayınız. Sürekli temeller için $L/B \geq D+B$ derinliğinde hesaplayınız.

Herhangi belirli bir derinlikte I_ε'un kesin değeri, aşağıdaki denklemler kullanılarak hesaplanabilir:

Kare ve dairesel temeller:

z_f=0–B/2 için: I_ε=0,1+(z_f/B)(2$I_{\varepsilon p}$ – 0,2) (7.19)



Şekil 7.14 Kare temel ve sürekli temel altında birim deformasyon etki faktörünün derinliğe bağlı olarak dağılımı (Schmertmann, 1978'den; ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

$z_f = B/2 – 2B$ için: $I_\varepsilon = 0{,}667 I_{\varepsilon p} (2 – z_f/B)$ (7.20)

Sürekli temeller ($L/B \geq 10$):

$z_f = 0$ ile B arası için: $I_\varepsilon = 0{,}2 + (z_f/B)(I_{\varepsilon p} – 0{,}2)$ (7.21)

$z_f = B$ ile $4B$ arası için: $I_\varepsilon = 0{,}333 I_{\varepsilon p} (4 – z_f/B)$ (7.22)

Dikdörtgen temeller ($1 < L/B < 10$):

$$I_\varepsilon = I_{\varepsilon_s} + 0{,}111(I_{\varepsilon_c} – I_{\varepsilon_s})(L/B – 1) \quad (7.23)$$

Burada:

z_f= temelin altından tabakanın orta noktasına olan derinlik
I_ε= birim deformasyon etki faktörü
I_{ε_c}= sürekli temel için I_ε
$I_{\varepsilon p}$ = (7.18) eşitliğinden maksimum I_ε
I_{ε_s} =kare temel için I_ε değeridir; ≥ 0.

Dikdörtgen temellerin altında I_ε'u hesaplama yöntemi, kare temellere ait eşitlikleri (kare temeller için $I_{\varepsilon p}$'ye dayalı) kullanarak her tabaka için I_ε'u bulma ve sürekli temellere ait (sürekli temeller için $I_{\varepsilon p}$'ye dayandırılır) eşitlikleri kullanarak her tabaka için I_ε'u bulma ve sonra da (7.23) eşitliğini kullanarak bunları birleştirmeyi gerektirir.

Schmertmann yöntemi de gömülme derinliği, zeminde ikincil krip ve temel şekli için ampirik düzeltmeler içerir. Bunlar; C_1, C_2 ve C_3 faktörleri yoluyla yapılır:

$$C_1 = 1 - 0{,}5\left(\frac{\sigma'_{zD}}{q - \sigma'_{zD}}\right) \tag{7.24}$$

$$C_2 = 1 + 0{,}2\log\left(\frac{t}{0{,}1}\right) \tag{7.25}$$

$$C_3 = 1{,}03 - 0{,}03L/B \geq 0{,}73 \tag{7.26}$$

Burada:

δ= temelin oturması
C_1= derinlik faktörü
C_2= ikincil krip faktörü (bkz. Altbölüm 7.8'deki tartışma)
C_3= kare ve dairesel temeller için şekil faktörü=1
q= temas basıncı
σ'_{zD}= zemin yüzeyinden aşağıdaki D derinliğinde düşey efektif gerilme
I_ε= zemin tabakasının orta noktasında etki faktörü
H= zemin tabakasının kalınlığı
E_s= zemin tabakasında eşdeğer elastisite modülü
t= yükün uygulamasından beri geçen süre (yıl) ($t \geq 0{,}1$ yıl)
B= temel genişliği
L= temel uzunluğudur.

Bu formüller, t'nin yıl olarak ifade edilmesi şartı hariç, herhangi bir uyumlu birim dizisi ile kullanılabilir. Eğer zaman verilmemişse, t=50 yıl kullanınız (C_2=1,54).

Son olarak bu bilgi, oturmayı (δ) hesaplamak için aşağıdaki formülü kullanarak bir araya getirilir:

$$\delta = C_1 C_2 C_3 (q - \sigma'_{zD}) \sum \frac{I_\varepsilon H}{E_s} \tag{7.27}$$

Analiz Prosedürü: Schmertmann yöntemi aşağıdaki işlemleri kullanır:

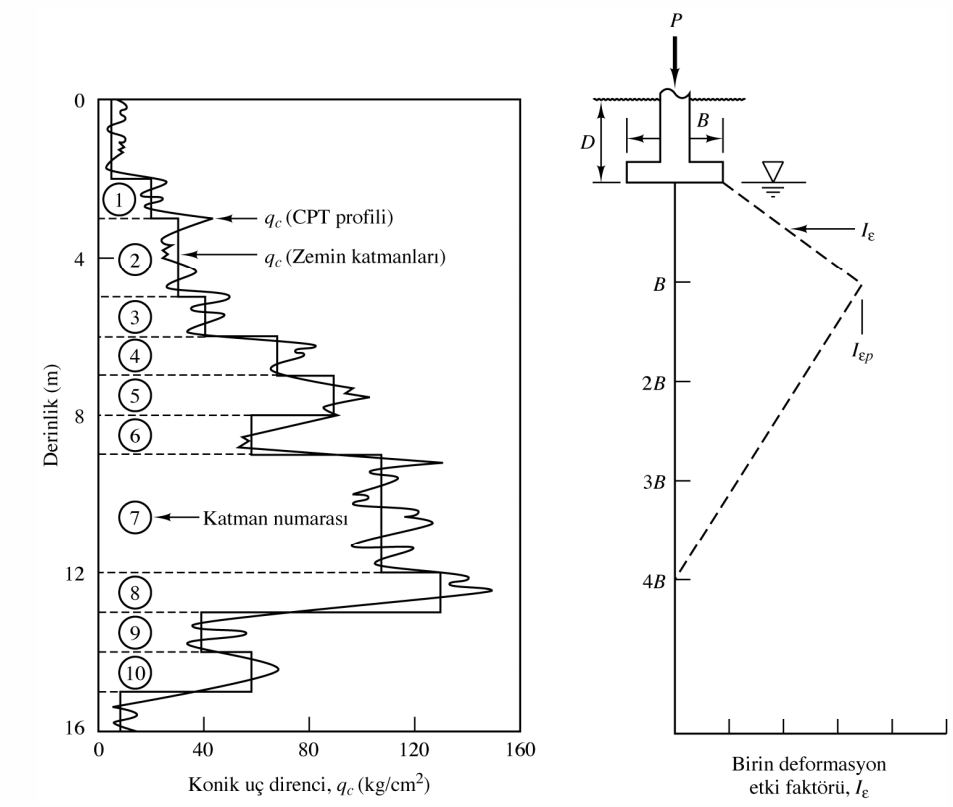
1. Yeraltı koşullarını tanımlamak için uygun arazi deneylerini yapınız.
2. Temel tabanından aşağıda temel tabanından etki derinliğine olan zemini dikkate alınız. Bu derinlik, kare veya radye temeller için 2B'den, sürekli temeller için 4B'ye kadar değişim gösterir. Bu zonu tabakalara ayırınız ve her tabaka için temsili E_s değeri belirleyiniz. Gerekli tabaka sayısı ve her tabakanın kalınlığı, derinliğe karşı E profilindeki değişmelere bağlıdır. Tipik olarak 5 ile 10 tabaka uygundur.

3. (7.18) eşitliğini kullanarak, maksimum birim deformasyon etki faktörünü ($I_{\varepsilon p}$) hesaplayınız.
4. Her tabakanın orta noktasındaki birim deformasyon etki faktörünü (I_{ε}) hesaplayınız. Bu faktör, Şekil 7.14'de gösterildiği gibi, derinlikle değişir fakat, (7.19)-(7.23) eşitliklerini kullanarak çok kolay hesaplanır.
5. (7.24)–(7.26) eşitliklerini kullanarak, düzeltme faktörleri C_1, C_2 ve C_3'ü hesaplayınız.
6. (7.27) eşitliğini kullanarak oturmayı hesaplayınız.

Örnek 7.6

British Columbia'da Vancouver yakınında McDonald çiftliğinde yapılan bir CPT sondajının sonuçları Şekil 7.15'de gösterilmiştir. Bu sahadaki zeminler, birkaç ara silt tabakalı genç, normal konsolide kumlardan oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 2,0 m derinliktedir.

375 kN/m'lik bir yük, bu zeminde 2,0 m derinliğe inşa edilen 2,5 m X 30 m bir temel ile taşınacaktır. Schmertmann metodunu kullanarak, bu temelin yapımdan hemen sonra ve 50 yıl sonraki oturmasını hesaplayınız.



Şekil 7.15 McDonald çiftliğinde elde edilen CPT sonuçları (Robertson ve Campanella, 1988'den).

Çözüm:

E_s=2,5q_c alınız.

1 kPa=0,01020 kg/cm^2

Etki derinliği=D+4B=2.0+4(2.5)=12.0 m

Katman No.	Derinlik (m)	q_c (kg/cm^2)	E_s (kPa)
1	2,0 – 3,0	20	4902
2	3,0 – 5,0	30	7353
3	5,0 – 6,0	41	10049
4	6,0 – 7,0	68	16667
5	7,0 – 8,0	90	22059
6	8,0 – 9,0	58	14216
7	9,0 – 12,0	108	26471

$$W_f/b=(2{,}5\text{ m})(2{,}0\text{ m})(23{,}6\text{ kN/m}^3)=118\text{ kN/m}$$

$$q=\frac{P/b+W_f/b}{B}-u_D=\frac{375\text{kN/m}+118\text{kN/m}}{2{,}5\text{m}}-0=197\text{kPa}$$

Yeraltı su seviyesi üstünde γ=17 kN/m^3 ve altında γ =20 kN/m^3 kullanınız (Tablo 3.2'den).

$$\sigma_{zD}(z=D+B'\text{de})=\Sigma\gamma H-u$$

=(17 kN/m^3)(2 m)+(20 kN/m^3)(2,5 m)–(9,8 kN/m^3)(2,5 m)

=59 kPa

$$\sigma'_{zD}=\gamma D=(17)(2)=34\,\text{kPa}$$

$$I_{\varepsilon p}=0{,}5+0{,}1\sqrt{\frac{q-\sigma'_{zD}}{\sigma'_{zp}}}=0{,}5+0{,}1\sqrt{\frac{197\text{kPa}-34\text{kPa}}{59\text{kPa}}}=0666$$

Katman No.	E_s (kPa)	z_f (m)	I_ε	H (m)	$I_\varepsilon H/E_s$
1	4902	0,5	0,293	1,0	5,98 x 10^{-5}
2	7353	2,0	0,573	2,0	15,58 x 10^{-5}
3	10049	3,5	0,577	1,0	5,74 x 10^{-5}
4	16669	4,5	0,488	1,0	2,93 x 10^{-5}
5	22059	5,5	0,399	1,0	1,81 x 10^{-5}
6	14216	6,5	0,310	1,0	2,18 x 10^{-5}
7	26471	8,5	0,133	3,0	1,51 x 10^{-5}
				Σ=	35,73 x 10^{-5}

$$C_1=1-0{,}5\left(\frac{\sigma'_{zD}}{q-\sigma'_{zD}}\right)=1-0{,}5\left(\frac{34\,\text{kPa}}{197\text{kPa}-34\text{kPa}}\right)=0{,}896$$

$$C_3=1{,}03-0{,}03L/B\geq 0{,}73$$

=1,03–0,03(30/2,5)

=0,67

C_3=0,73 kullanınız.

t=0,1 yılda:

C_2=1

$$\delta = C_1 C_2 C_3 (q - \sigma'_{zD}) \sum \frac{I_\varepsilon H}{E_s}$$

=(0,896)(1)(0,73)(197–34)(35,73x10^{-5})

=0,038 m

=38 mm ⇐ **Cevap**

t=50 yılda:

$$C_2 = 1 + 0{,}2\log\left(\frac{t}{0{,}1}\right) = 1 + 0{,}2\log\left(\frac{50}{0{,}1}\right) = 1{,}54$$

δ =38(1,54)=**59 mm** ⇐ **Cevap**

Sadeleştirilmiş Schmertmann Yöntemi

E_s temelin tabanı ile etki derinliği (kare ve dairesel temeller için $2z_f/B$ ve sürekli temeller için $4z_f/B$) arasında sabit ise, (7.24) eşitliği aşağıdaki gibi basitleşir:

Kare ve dairesel temeller (L/B=1) için:

$$\delta = \frac{C_1 C_2 C_3 (q - \sigma'_{zD})(I_{\varepsilon p} + 0{,}025)B}{E_s} \qquad (7.28)$$

Sürekli temeller ($L/B \geq 10$) için:

$$\delta = \frac{C_1 C_2 C_3 (q - \sigma'_{zD})(2I_{\varepsilon p} + 0{,}1)B}{E_s} \qquad (7.29)$$

(7.28) ve (7.29) eşitlikleri sadece çok az yeraltı verisi olduğu zaman (genellikle SPT'li durum gibi) ve zemin oldukça homojen gibi göründüğü zaman özellikle yararlıdır.

Örnek 7.7

200 k'lık bir kolon yükü, 3 ft derinlikteki bir kare temel tarafından taşınacaktır. Temelin tabanındaki zemin, ortalama N_{60} değeri 28 ve γ=120 lb/ft^3 olan bir siltli kumdan oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinden 50 ft aşağıdadır. İzin verilebilir toplam oturma 0,75 inç'tir. Sadeleştirilmiş Schmertmann yöntemini kullanarak, gerekli temel genişliğini bulunuz.

Çözüm

$$E_s = \beta_0 \sqrt{\text{OCR}} + \beta_1 N_{60} = 50.000\sqrt{1} + (12.000)(28) = 386.000\,\text{lb/ft}^2$$

$$\sigma'_{zD} = (120\,\text{lb/ft}^3)(3\,\text{ft}) = 360\,\text{lb/ft}^2$$

B=7 ft olarak alınız.

W_f=(7 ft)^2(3 ft)(150 lb/ft^3)=22.000 lb

$$q = \frac{P + W_f}{B^2} - u = \frac{200.000\,\text{lb} + 22.000\,\text{lb}}{(7\,\text{ft})^2} - 0 = 4.530\,\text{lb/ft}^2$$

$$C_1 = 1 - 0{,}5\left(\frac{\sigma'_{zD}}{q - \sigma'_{zD}}\right) = 1 - 0{,}5\left(\frac{360\,\text{lb/ft}^2}{4530\,\text{lb/ft}^2 - 360\,\text{lb/ft}^2}\right) = 0{,}957$$

$$C_2 = 1 + 0{,}2\log\left(\frac{t}{0{,}1}\right) = 1 + 0{,}2\log\left(\frac{50\,\text{yil}}{0{,}1}\right) = 1{,}54$$

C_3=1

z=6,5 ft'de σ'_{zp}=(120 lb/ft^3)(6,5 ft)=780 lb/ft^2

$$I_{\varepsilon p} = 0{,}5 + 0{,}1\sqrt{\frac{q - \sigma'_{zD}}{\sigma'_{zp}}} = 0{,}5 + 0{,}1\sqrt{\frac{4530\,\text{lb/ft}^2 - 360\,\text{lb/ft}^2}{780\,\text{lb/ft}^2}} = 0{,}731$$

$$\delta = \frac{C_1 C_2 C_3 (q - \sigma'_{zD})(I_{\varepsilon p} + 0{,}025)B}{E_s}$$

$$\frac{0{,}75\,\text{inç}}{12\,\text{inç/ft}} = \frac{(0{,}957)(1{,}54)(1)\left(\frac{200.000 + 450\,B^2}{B^2} - 360\,\text{lb/ft}^2\right)(0{,}731 + 0{,}025)B}{386.000\,\text{lb/ft}^2}$$

B=9 ft 3 inç

B=8,75 ft ile tekrar değerlendiriniz.

W_f=(8,75ft)^2(3 ft)(150 lb/ft^3)=34,500 lb

$$q = \frac{P + W_f}{B^2} - u = \frac{200.000\,\text{lb} + 34.500\,\text{lb}}{(8{,}75\,\text{ft})^2} - 0 = 3062\,\text{lb/ft}^2$$

$$C_1 = 1 - 0{,}5\left(\frac{\sigma'_{zD}}{q - \sigma'_{zD}}\right) = 1 - 0{,}5\left(\frac{360\,\text{lb/ft}^2}{3062\,\text{lb/ft}^2 - 360\,\text{lb/ft}^2}\right) = 0{,}933$$

z=7,37 ft'de σ'_{zp}=(120 lb/ft^3)(7,37 ft)=885 lb/ft^2

$$I_{\varepsilon p} = 0{,}5 + 0{,}1\sqrt{\frac{q - \sigma'_{zD}}{\sigma'_{zD}}} = 0{,}5 + 0{,}1\sqrt{\frac{3062\,\text{lb/ft}^2 - 360\,\text{lb/ft}^2}{885\,\text{lb/ft}^2}} = 0{,}675$$

$$\delta = \frac{C_1 C_2 C_3 (q - \sigma'_{zD})(I_{\varepsilon p} + 0{,}025)B}{E_s}$$

$$\frac{0{,}75\,\text{inç}}{12\,\text{inç/ft}} = \frac{(0{,}933)(1{,}54)(1)\left(\dfrac{200.000 + 450B^2}{B^2} - 360\,\text{lb/ft}^2\right)(0{,}675 + 0{,}025)B}{386.000\,\text{lb/ft}^2}$$

B=8,75 ft

B=8,75 ft'i kullanınız ⇐ **Cevap**

Radye Temellere Uygulanması

Schmertmann yöntemi herşeyden önce yüzeysel temeller için geliştirilmiştir. Bu yüzden, yöntemi kalibre etmede kullanılan çeşitli ampirik veriler, temel tipinin yüzeysel olduğu esasına göre geliştirilmiştir. Aslında, bu yöntem radye temeller için de kullanılabilir. Ancak, etki derinlikleri daha büyük olduğundan ve bu derinliklerdeki eşdeğer modül değerleri bu bölümde daha önce anlatılan yöntemler ile bulunandan daha büyük olduğundan, radye temellerin oturmasını olduğundan fazla vermektedir.

Bu nedenle, radye temellere Schmertmann yöntemini uygularken, en iyisi E_s değerlerini, sözgelimi 30 m'de E_s bu bölümde daha önce anlatılan yöntemler ile bulunanın yaklaşık üç katı olacak şekilde, derinliğe bağlı olarak kademeli olarak arttırmaktır.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

Dikkat: CPT ve SPT derinliklerinin tamamı zemin yüzeyine göredir.

7.14 250 k'lık bir kolon yükü, 9 ft x 9 ft'lik kare şekilli ve 2 ft derinliğindeki bir temel tarafından taşınacaktır. Temelin altındaki zemin, ortalama N_{60} değeri 32, birim ağırlığı 129 lb/ft^3 olan siltli kumdur. Su tablasının yüzeyden derinliği 35 ft'dir. Sadeleştirilmiş Schmertmann yöntemini kullanarak, t=50 yıl için bu temelin oturma miktarını bulunuz.

7.15 190 k'lık bir kolon yükü 10 ft'lik kare şekilli ve 3 ft derinliğindeki bir temel tarafından taşınacaktır. Temelin altında genç, normal konsolide kumlu bir zemin bulunmaktadır. Bu sahaya ait CPT kaydı aşağıdaki gibidir:

Derinlik (ft)	q_c (kg/cm^2)
0,0 – 6,0	30
6,0 – 10,0	51
10,0 – 18,0	65
18,0 – 21,0	59
21,0 – 40,0	110

Su tablası zemin yüzeyden 15 ft derinde ve zeminin birim ağırlığı su tablası üstünde 124 lb/ft^3, su tablası altında 130 lb/ft^3'tür. Schmertman yöntemini kullanarak, bu temelde 30 yıl sonra meydana gelecek toplam oturmayı (elle) hesaplayınız.

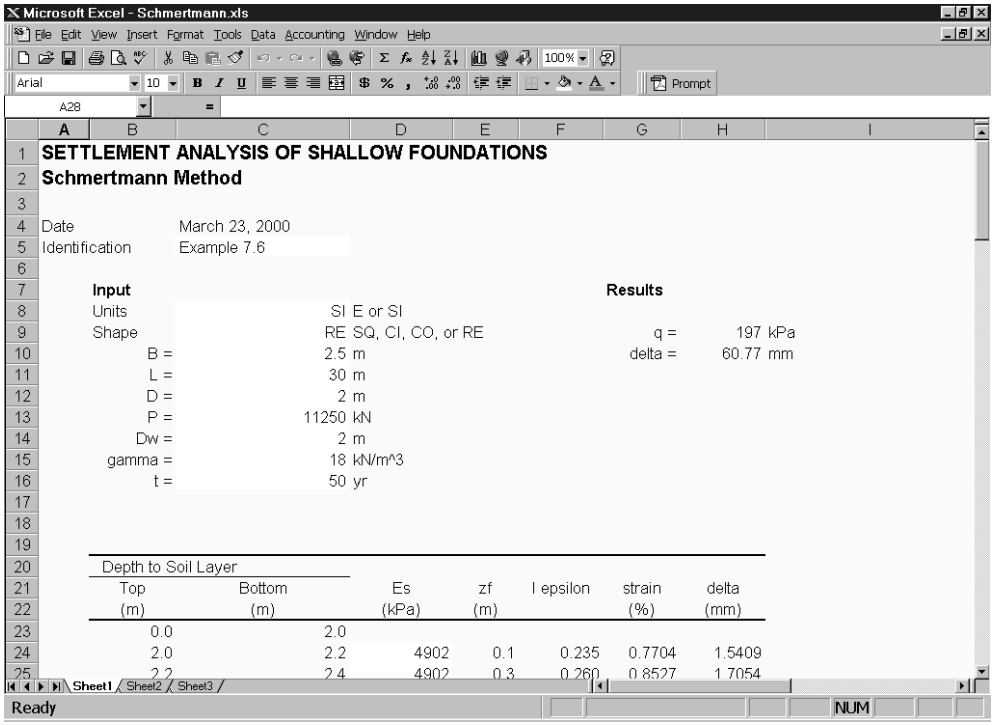
7.16 650 k'lık bir kolon yükü 1,5 m x 2 m boyutlarında, 0,5 m derinliğindeki bir yüzeysel temel tarafından taşınacaktır. Temelin altındaki zemin, birim ağırlığı 17 kN/m^3 olan iyi derecelenmiş normal konsolide kumdur. Bu zemine ait SPT N_{60} değerleri aşağıdaki gibidir:

Derinlik (m)	1,0	2,0	3,0	4,0	5,0
N_{60}	12	13	13	18	22

Su tablasının yüzeyden derinliği 25 m'dir. Sadeleştirilmiş Schmertmann yöntemini kullanarak, t=30 yıl için bu temelin toplam oturma miktarını (elle) hesaplayınız.

7.7 SCHMERTMANN HESAP TABLOSU PROGRAMI

Bu bölümde daha önce anlatılan SETTLEMENT.XLS hesap tablosu programı, oturmaları Schmertmann yöntemi ile hesaplamak için değişkenebilir. Bu işlem halihazırda yapılmış olup, SCHMERTMANN.XLS programı Prentice Hall Web sitesinden elde edilebilir. Şekil 7.16'da bu hesap tablosu programına ait tipik bir ekran görülmektedir.



Şekil 7.16 SCHMERTMANN.XLS hesap tablosundan tipik bir ekran görüntüsü.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ – HESAP TABLOSU ANALİZLERİ

Dikkat: CPT ve SPT derinliklerinin tamamı zemin yüzeyine göredir.

7.17 Problem 7.14'ü SCHMERTMANN.XLS programını kullanarak çözünüz.

7.18 Problem 7.15'i SCHMERTMANN.XLS programını kullanarak çözünüz.

7.19 Problem 7.16'yı SCHMERTMANN.XLS programını kullanarak çözünüz.

7.20 250 k'lık bir kolon yükü, 10 ft'lik kare şekilli ve 4 ft derinliğindeki bir temel tarafından taşınacaktır. Sahaya ait CPT deney sonuçları Şekil 7.15'de verilmiştir. Su tablası zemin yüzeyinden 6 ft derinde, γ=121 lb/ft^3 ve γ_{sat}=125 lb/ft^3'dür.

a. SCHMERTMANN.XLS programını kullanarak bu temelin oturma miktarını bulunuz.

b. Tasarım mühendisi bu sahadaki zeminleri vibroflotasyon tekniği (bkz. Bölüm 19'daki tartışma) kullanarak iyileştirmeyi düşünmektedir. Bu süreç, q_c değerini %70 arttırmakta ve zemini hafifçe aşırı konsolide yapmaktadır. Birim ağrlığındaki artış ise 5 lb/ft³'tür. İnşa edilen ve vibroflotasyon ile zemin iyileştirmesinden sonra yüklenen temelin oturmasını hesap tablosu programı ile bulunuz.

7.21 Derinliği 3 ft olan yüzeysel temeller üzerine bir yapı inşa edilecektir. Altta bulunan siltli kum şeklindeki zeminde N_{60}=30, tahmin edilen aşırı konsolidasyon oranı 2 ve birim ağırlığı 118 lb/ft³'tür. Bu zemin katmanları büyük derinliklere kadar devam etmektedir. Su tablasının zemin yüzeyinden derinliği 10 ft'dir. İzin verilebilir oturma miktarı 1,0 inçdir. SCHMERTMANN.XLS programını kullanarak, izin verilebilir kolon yükü ile temel genişliği arasında grafik bir ilişki elde ediniz.

7.8 TABAKALI ZEMİNLERDE YÜZEYSEL TEMELLERİN OTURMASI

Aslında killi veya siltli zemin profilleri üzerinde yüzeysel temellerin oturmasını hesaplarken, normalde Altbölüm 7.4'de tartışılan laboratuvar deneylerine dayalı yöntemler kullanılır. Bunun aksine, zemin profili öncelikle kumdan oluşuyorsa, normalde Altbölüm 7.6'da tartışıldığı gibi arazi deneylerine dayalı yöntemler kullanılır. Ancak, zemin profili tabakalı olduğu zaman ve iki zemin tipini de içerdiği zaman, hangi yöntemin kullanılacağını belirlemek zor olabilir.

Zemin profili baskın olarak killer ve siltlerden oluşuyorsa, o zaman büyük olasılıkla en iyisi Altbölüm 7.4'de anlatılan yöntemleri kullanmaktır. Killi ve siltli tabakalar için $C_c/(1+e_0)$ ve $C_r/(1+e_0)$ değerlerini laboratuvar konsolidasyon deneylerinden ve kumlu tabakalar için olan değerleri de Tablo 3.7'yi kullanarak belirleyiniz.

Yukarıdakinin aksine, zemin profili başlıca kumlu ise, o zaman Schmertmann yöntemini kullanmak daha uygundur. Normal konsolide killi tabakalar için eşdeğer modül (E_s) aşağıdaki eşitlikten hesaplanabilir:

$$E_s = \frac{2{,}30\sigma'_z}{C_c/(1+e_0)} \tag{7.30}$$

Aşırı konsolide zeminler için, (7.30) eşitliğinde C_c yerine C_r koyunuz.

Diğer tercih, biri laboratuvar deney verileri kullanarak killi tabakalar için ve diğeri arazi verileri kullanarak kumlu tabakalar için ve hesaplanan iki oturmayı toplayarak, paralel iki analiz yapmaktır.

7.9 FARKLI OTURMA

Farklı oturma (δ_D) iki temel arasında oturmadaki farktır veya tek bir temelde iki nokta arasındaki oturma farkıdır. Aşırı farklı oturma sorunludur. Çünkü, yapının biçimini bozar ve böylece Bölüm 2'de tartışıldığı gibi kullanılabilirlik problemlerine yol açar.

Bir yapının temelleri normalde toplam oturma tüm temellerde aynı olacak şekilde tasarlanır. Bu nedenle, teoride farklı oturma olmamalıdır. Ancak, gerçekte yine de farklı oturmalar oluşmaktadır. Bu farklı oturmaların, aşağıdakiler de dahil olmak üzere birçok potansiyel kaynağı vardır:

- *Zemin profilindeki değişmeler*: Örnek olarak, yapının bir kısmının altında sert doğal zeminler olabilir ve diğer kısmının altında gevşek sıkıştırılmamış dolgu bulunabilir. Böyle bir yapı, bu zemin türlerinin farklı sıkışabilirliği nedeniyle ve muhtemelen dolgunun ağırlığı nedeniyle oluşan oturmadan dolayı, aşırı farklı oturmaya maruz kalabilir. Farklı oturmaların bu kaynağı (bir dereceye kadar) tüm zeminlerdeki doğal değişmelerden dolayı hemen hemen tüm sahalarda mevcuttur ve genellikle farklı oturmanın en önemli kaynağıdır.
- *Yapısal yüklerdeki değişmeler:* Bir yapıdaki değişik temeller, destekledikleri yapının kısmına göre farklı oturmaları karşılayacak şekilde tasarlanır. Normalde, her biri kendi tasarım yükü altında aynı toplam oturma için tasarlanır. Bu yüzden, teoride farklı oturma sıfır olmalıdır. Ancak, gerçek yükün tasarım yüke oranı tüm temeller için aynı olmayabilir. Bu nedenle, yüksek oranlı olanlar, düşük oranlı olanlardan daha fazla oturacaktır.
- *Taşıma gücü ile kontrol edilen tasarım*: Bazı temellerin tasarımı, oturma ile değil; taşıma gücü ile kontrol edilir. Bu yüzden, tasarım oturması bile, aynı yapıdaki diğer temellerinkinden daha az olabilir.
- *Yapım toleransı*: Temellerin inşa edildiği boyutlar tasarım boyutlarından farklı olabilir. Bu yüzden, oturma davranışları ona göre değişecektir.

Yapı rijitliğinin de farklı oturmalar üzerindeki etkisi büyüktür. Bazı yapılar, Şekil 7.17'deki çelik çerçeve gibi, çok esnektir. Her temel hemen hemen diğerlerinden bağımsız davranış gösterir. Bu nedenle, bir temelin oturmasının diğer temeller üzerinde hemen hemen hiç bir etkisi olmaz. Ancak, diğer yapılar, belki de kesme duvarları veya çapraz destek varlığından dolayı, çok daha rijitdirler. Şekil 7.18'deki çapraz destekli çelik çerçeve yapısı, oldukça rijit bir yapıya örnektir. Bu durumda, yapı farklı oturma problemlerini azaltma eğilimdedir. Örnek olarak, bir temel diğerlerinden fazla otururşa, rijit bir yapının Şekil 7.19'da gösterildiği gibi, yükünün bir kısmının yönü değişecektir. Böylece, farklı oturma azalır.

Yüzeysel Temellerde Farklı Oturmanın Hesaplanması: Yüzeysel temellerin farklı oturmalarını tahmin etmenin en az iki yolu vardır. Birincisi, ilgili faktörlerin her birinde beklenen değişmeleri dikkate alan toplam oturma analizlerinin bir dizisini kullanır. Örneğin bir analiz; zemin özellikleri, yükleme ve benzerlerinin 'en iyi durum' seneryosunu dikkate alırken, diğer analiz 'en kötü durum' senaryosunu dikkate alacaktır. Farklı oturma, bu iki toplam oturma arasındaki farktır.

İkinci yöntem, benzer zemin profilleri üzerinde benzer yapılarda gözlenen δ_D/δ oranlarını kullanır. Örneğin, Bjerrum (1963) Şekil 7.20 ve 7.21'de gösterildiği gibi, killer ve kumlar üzerindeki yüzeysel temellerin toplam ve farklı oturmalarını karşılaştırmıştır. Bu veriler tahminen İskandinavya'daki sahalardan elde edilmiştir ve bu nedenle de o bölgede rastlanan çok yumuşak zemin koşullarını yansıtır. Bu durum, verilerin çoğunun çok büyük oturmaları yansıtmasının nedenidir.



Şekil 7.17 Bu çelik çerçeve yapısında ne verev kuşak ne de kesme duvarı bulunmaktadır ve bu nedenle de "esnek" olarak sınıflandırılır.

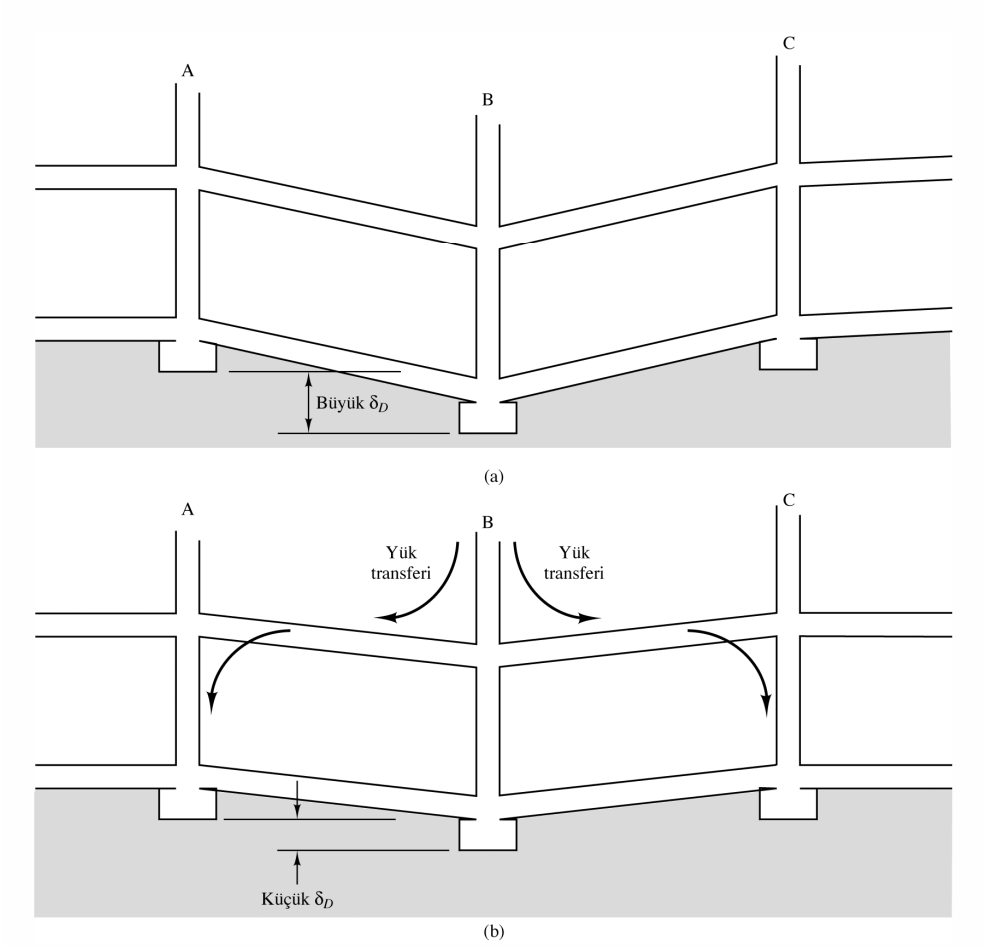


Şekil 7.18 Bu çelik yapıdaki verev kuşaklar sismik yüklere karşı koymak amacıyla yerleştirilmiştir. Ancak, bu kuşaklamanın bir başka faydası da, daha fazla rijitlik sağlaması ve potansiyel farklı oturma problemlerini eşitlemesidir.

Bazan, yerel olarak elde edilmiş δ_D/δ gözlemleri mevcuttur. Bu gibi veriler, Bjerrum'unki gibi genel verilerden daha yararlıdır. Çünkü, tam olarak yerel zemin koşullarını yansıtır. Bu çeşit ampirik yerel veriler, δ_D/δ oranlarını değerlendirmede muhtemelen en güvenilir yoldur.

Yerel veriler olmadığı zaman farklı oturmaları tahmin etmek için, Tablo 7.5'deki genel δ_D/δ oranları kullanılabilir. Bu tablodaki değerler Bjerrum'un verilerine ve yazarın profesyonel yargısına dayandırılmış olup, büyük olasılıkla muhafazakârdır.

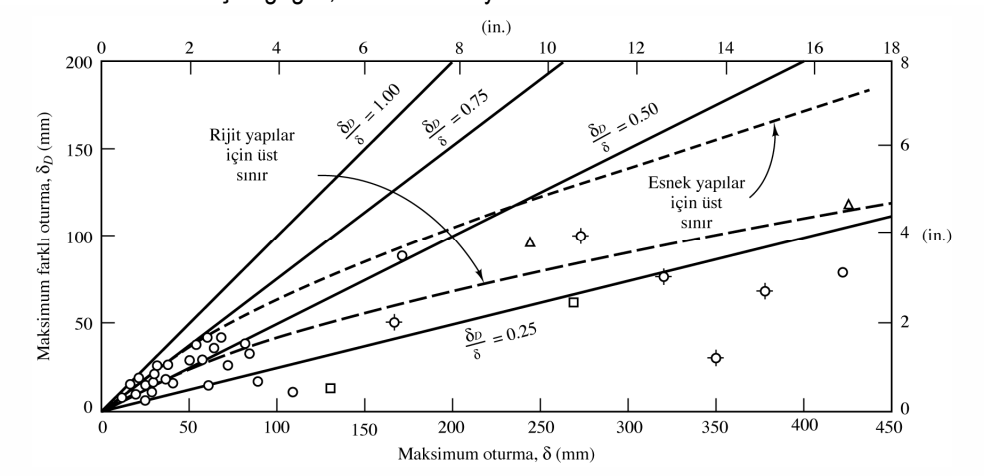
Farklı Oturma Problemlerinin Giderilmesi: Yüzeysel temeller üzerinde taşınan bir yapıda hesaplanan farklı oturmalar çok fazla ise ($\delta_D > \delta_{Da}$), toplam oturmalar kabul edilebilir olsa bile tasarım değiştirilmelidir. Bununla ilgili olası iyileştirmeler aşağıdakileri kapsar:



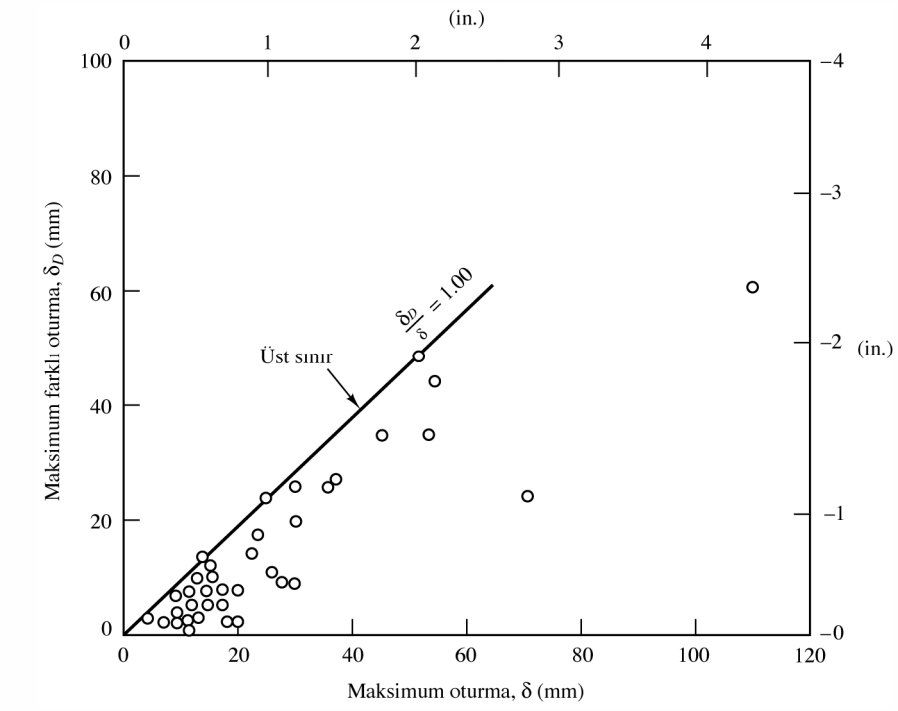
Şekil 7.19 Yapısal rijitliğin farklı oturmalar üzerine etkisi: (a) çok esnek yapıdaki yük transferi de çok azdır ve bu yüzden daha büyük farklı oturmalara maruz kalabilir; (b) daha rijit yapının yük transfer kapasitesi daha büyüktür ve böylece aşırı farklı oturmalara karşı daha çok direnç gösterir.

- Farklı oturmalar kabul edilebilir oluncaya kadar temellerin tümünü büyütünüz. Bu işlem, yeni bir δ_a değeri hesaplamak için izin verilebilir farklı oturmayı (δ_{Da}) ve δ_D/δ oranını kullanarak, sonra da ona göre temelleri boyutlandırarak yapılabilir. Örnek 7.8'de bu teknik açıklanmaktadır.
- Şekil 7.22'de gösterildiği gibi, temelleri *bağ krişleri* ile birleştiriniz. Bu kirişler temel sistemine ilave rijitlik sağlar. Böylece, farklı oturmaları azaltır. Bu yöntemin etkinliği yapısal bir analiz kullanarak değerlendirilebilir.

- Tekil temelleri radye temel ile değiştiriniz. Bu yöntem daha çok rijitlik sağlar ve böylece farklı oturmaları daha da azaltır. Bölüm 10'da radye temellerin analizi ve tasarımı ele alınmıştır.
- Bölüm 11'de tartışıldığı gibi, tekil temeller yerine derin temeller sistemi kullanınız.



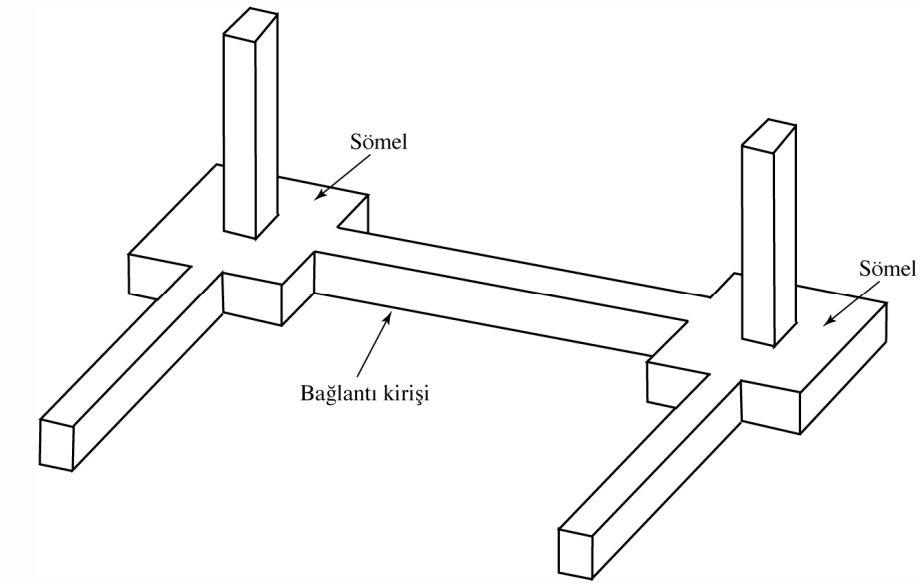
Şekil 7.20 Killerdeki tekil sömeller için toplam ve farklı oturmalar (Bjerrum, 1963'den).



Şekil 7.21 Kumlardaki tekil sömeller için toplam ve farklı oturmalar (Bjerrum, 1963'den).

Tablo 7.5 Tekil sömel türü temeller için δ_D/δ'nin tasarım değerleri.

Sömeller altındaki egemen zemin türü	δ_D/δ'nin tasarım değeri	
	Esnek yapılar	Rijit yapılar
Kumlu		
Doğal zeminler	0,9	0,7
Altında sert doğal zemin bulunan, üniform kalınlıklı sıkıştırılmış dolgular	0,5	0,4
Killi		
Doğal zeminler	0,8	0,5
Altında sert doğal zemin bulunan, üniform kalınlıklı sıkıştırılmış dolgular	0,4	0,3



Şekil 7.22 Tekil sömelleri birbirine bağlamada kullanılan bağlantı kirişleri.

- Üst yapıyı, büyük farklı oturmaları karşılayabilecek şekilde ve yapısal yükler daha az olacak şekilde veya ikisi birlikte olacak şekilde tekrar tasarlayınız. Örneğin, kâgir bir yapı yerine ahşap çerçeveli bir yapıyı tercih ediniz.
- Aşırı oturmalar çok fazla olursa, yapıyı tekrar düzleştirmenin bir yolunu bulunuz. Bu işlem, seçilen bazı kolonları geçici olarak temelden kaldırarak ve temel plakası ile temel arasına beslemeler yerleştirerek yapılabilir.
- Büyük farklı oturmalar varsayınız ve herhangi bir hasar oluştuğu zaman tamir ediniz. Endüstri binaları gibi küçük tehlikenin kabul edilebilir olduğu bazı yapılar için bu yol en ekonomik seçenek olabilir.

Örnek 7.8

Çelik çerçeveden yapılma 'esnek' bir bina, doğal killi bir zemin üzerinde bir dizi yüzeysel temel ile desteklenecektir. İzin verilebilir toplam ve farklı oturmalar sırayla 20 ve 12 mm'dir. Temeller, bu bölümde anlatılan analiz teknikleri ile belirlendiği gibi, toplam oturmalar 20 mm'yi aşmayacak biçimde tasarlanmıştır. Farklı oturmalar izin verilebilir sınırlar içinde olur mu?

Çözüm

Tablo 7.5'e göre, δ_D/δ oranı yaklaşık 0,8 dir. Bu nedenle, farklı oturmalar, (0,8)(20 mm)=16 mm kadar büyük olabilir. Bu değer, izin verilebilir 12 mm değerinden daha büyüktür ve bu nedenle kabul edilemez. Dolayısıyla, toplam oturma (12 mm)(0,8)=15 mm'den daha büyük olmayacak biçimde temellerin tasarlanması gerekir. Böylece, bu durumda izin verilebilir toplam oturma δ_a=15 mm'ye indirilmelidir.

Radye temeller: Radye temeller yapısal süreklilikleri nedeniyle genellikle daha az farklı oturma geçirirler veya en azından farklı oturma daha uzun bir mesafeye yayılıdır ve bu nedenle de daha az sorunludur. Ayrıca, radye temellerdeki farklı oturmalar rasyonel analize daha iyi uygundur. Çünkü, çoğunlukla radyenin yapısal rijitliği ile kontrol edilirler. Bu yöntemler Bölüm 10'da ele alınacaktır.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

7.22 Verev kuşaklama bulunmayan, çelikten yapılacak bir işyeri binası kil üzerindeki yüzeysel temel ile desteklenecektir. Yapı temelleri için hesaplanan toplam oturma 20 mm'dir. Farklı oturmayı hesaplayınız.

7.23 Çok sayıda beton kesme duvarı içeren donatılı betondan yapılma bir bina, sıkıştırılmış kum üzerindeki yüzeysel temller tarafından taşınacaktır. Bu temeller için hesaplanan toplam oturma 0,6 inçdir. Farklı oturmayı hesaplayınız.

7.10 OTURMA HIZI

Killer

Kil suya doygun olduğu zaman, distorsiyon oturmasının yükün uygulandığı hızda meydana geldiğini varsaymak güvenlidir. Konsolidasyon oturması, drenaj hızına bağlı olarak belirli sürede oluşacaktır.

Terzaghi'nin konsolidasyon teorisi suya doygun zeminlerde konsolidasyon oturma hızını hesaplamak için bir yötemi kapsar. Suyun boşluklardan sıkışıp çıkabilme ve drenajla uzaklaşabilme hızı ile kontrol edilir. Ancak, bir temel altındaki zemin Terzaghi'nin varsaydığı gibi tek boyutta değil de üç boyutta drene olduğundan, su daha hızlı drenajla uzaklaşacaktır. Bu nedenle, konsolidasyon oturması da daha hızlı meydana gelecektir. Davis ve Poulos (1968) ondört vakıayı gözden geçirdiği zaman, bu davranışı gözlemiştir. Bu durumların dördünde konsolidasyon hızı tahmin edilenden çok hızlı; diğer dört durumda biraz hızlı ve kalan altı durumda da tahmin edilene çok yakın veya biraz daha yavaş olmuştur fakat, bu durum tek boyutluya yakın drenaj koşullarına bağlanmıştır. Araştırmacılar, bu etkiyi dikkate alan bir yöntem de ortaya koymuşlardır.

Hız hesaplamaları, Bölüm 19 ve 20'de tartışıldığı gibi kısmen suya doygun bazı zeminler için çok kompleks olmaktadır.

Kumlar

Kumlardaki oturma hızı yükleme şekline bağlıdır. Yük yalnızca bir kez uygulanır ve sabit kalırsa, o zaman oturma gerçekte yükün uygulandığı kadar hızlı meydana gelir. Bir dolgunun yerleştirilmesi, bu tip yüklemenin bir örneğidir. Bir temele etkiyen ölü yük de bir başka örnektir.

Ancak, yük zamanla değişirse kumlar tipik olarak yıllar veya on yıllar süreyle meydana gelen ilave oturma sergiler. Bir temel üzerindeki hareketli yükler, özellikle hareketli yüklerin geniş çapta dalgalandığı ve toplam yükün büyük bir kısmı olan tanklar, ambarlar ve diğer yapılardır.

Polonya'daki yapılar üzerinde yapılan uzun süreli bir dizi ölçüm (Bolenski, 1973) bu davranışın doğruluğunu kanıtlamıştır. Bolenski, büro binalarını taşıyanlar gibi, oldukça sabit yüklü temellerin yapımdan sonra sadece küçük miktarda ilave oturma sergilediklerini bulmuştur. Ancak, depolama tankları gibi değişen yüklü temellerin oturması çok daha uzun sürelidir. Burland ve Burbidge (1985), yapımdan 30 yıl sonra kum üzerindeki temellerin oturmasının, yapım sonrası oturmanın 1,5 ile 2,5 katı kadar olabileceğini belirtmektedir. Bu, Schmertmann denklemindeki ikincil krip faktörünün (C_2) sebebidir.

7.11 OTURMA HESAPLAMALARININ DOĞRULUK DERECESİ

Formülleri ve prosedürleri sayfalar dolusu açıklamalarla ele aldıktan sonra okuyucu, oturma analizlerinin tam bir bilim olduğu hakkında yanlış izlenime sahip olabilir. Bu hiçbir şekilde doğru değildir. Terzaghi (1936)'dan bir alıntıyı hatırlamak uygundur:

> Her kim zemin mekaniğinden oturma hesepları için basit ve kesin bağlayıcı kurallar dizisi beklerse, derin bir hayal kırıklığına uğrayacaktır. O kişi, tek bir sondaj kaydından bir jeolojik profil yapmak için basit bir kural da bekleyebilir. Problemin özelliği kesinlikle bu kuralların önüne geçer.

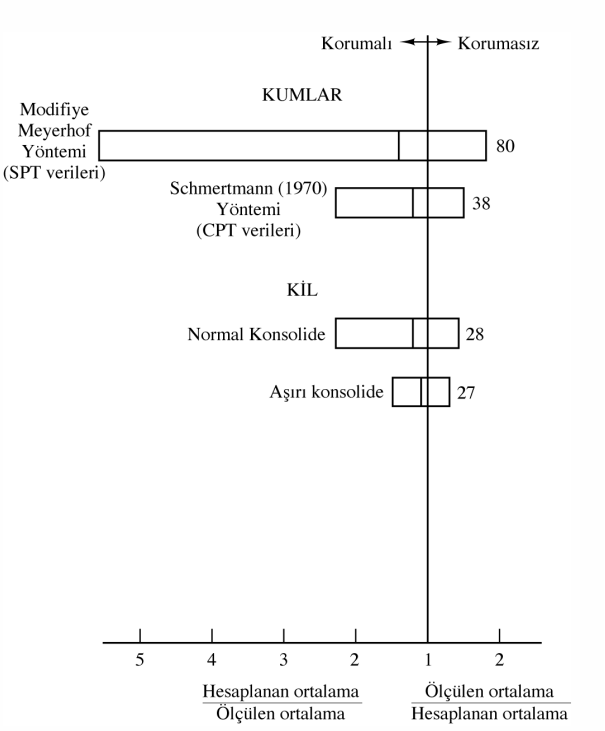
1936'dan beri çok büyük ilerleme yapılmasına rağmen, oturma problemi zorluğunu korumaktadır. Bu bölümde anlatılan yöntemler, belirleyici değil; yol gösterici olarak dikkate alınmalı ve mühendislik yargısı ile kullanılmalıdır. Bu yargıdaki can alıcı öğe, analizdeki hatanın kaynaklarının anlaşılmasıdır. Bunlar, aşağıdakileri kapsar:

- Zemin profilini tanımlamadaki belirsizlikler. En büyük nedenlerden biri budur. Turba mercekleri gibi keşfedilemeyen sıkışabilir tabakalar nedeniyle beklenmedik büyük oturmaların olduğu birçok vakıa kaydedilmiştir.
- Zemin numunelerinin örselenmesi.
- Arazi deneylerindeki hatalar (özellikle SPT).
- Laboratuvar deneylerindeki hatalar.
- Özellikle hareketli yük toplam yükün büyük bir bölümü olduğu zaman servis yüklerini tanımlamadaki belirsizlikler.
- İnşa toleransı (yani, temelin tasarım boyutlarında inşa edilmemesi).
- Aşırı konsolidasyon derecesini belirlemedeki hatalar.
- Analiz yöntemlerindeki yanlışlıklar.

- Zemin-yapı etkileşim etkilerinin ihmal edilmesi.

Çok kapsamlı ve titiz araştırma ve deney teknikleri kullanarak bu hataların bir kısmı azaltılabilir. Ancak, bu gibi çabalar için ekonomik ve teknolojik sınırlamalar söz konusudur.

Bu hatalardan dolayı, yüzeysel bir temelin greçek oturması, hesaplanan oturmadan oldukça farklı olabilir. Şekil 7.23'de yüzeysel temel oturma hesaplamaları için yüzde 90 güven aralıkları görülmektedir.



Şekil 7.23 Tekil sömellerde hesaplanan oturma ile ölçülen oturmalar arasında karşılaştırma. Her bir çubuk %90 güven aralığını temsil eder (yani oturma tahminlerinin %90'ının bu aralıkta kalacağını ifade eder). Her bir çubuğun ortasındaki çizgi de ortalama hesabı temsil eder ve sağındaki rakam ise her bir yöntemi değerlendirmede kullanılan veri sayısına işaret eder (Burland ve Burbridge, 1985; Butler, 1975; Schmertmann, 1970 ve Wahls, 1985'in verilerine dayalı olarak).

Bu veriden aşağıdaki sonuçlar çıkartılabilir:

- Oturma tahminleri, çoğu zaman muhafazakârdır (yani, oturmayı daha az tahmin etme yerine daha fazla tahmin etme eğilimindedirler). Ancak, hata aralığı oldukça geniştir.
- CPT verileri ile Schmertmann yöntemini kullanarak yapılan oturma tahminleri, SPT'ye dayalı olanlardan çok daha kusursuzdur (Bu sonuçların Schmertmann yönteminin 1970 uyarlamasına dayalı olduğuna dikkat ediniz. Bu bölümde yansıtıldığı gibi, daha sonraki düzenlemeler daha kesin sonuçlar verecektir).

- Özellikle aşırı konsolide killerde olmak üzere, killerdeki oturma tahminleri kumlardakilerden daha doğrudur. Ancak, killerdeki oturmanın miktarı genellikle daha büyüktür.

Şekil 7.23'deki saçılıma neden olan zemin faktörlerinin çoğu kısa mesafelerde değişmez. Bu yüzden, farklı oturma hesaplamaları toplam oturma hesaplamalarından daha kusursuz olmalıdır. Bu nedenle, Tablo 2.2'de tanımlanan izin verilebilir farklı oturma kriterleri (en az 1,5 emniyet faktörü içerirler) uygun bir muhafazakârlık düzeyini yansıtır.

Eğik Pisa Kulesi

Orta Çağ'da Avrupalılar o zamanki tasarım sınırlarını zorlayarak büyük ve ağır yapılar inşa etmeye başlamıştı. İtalya'daki birçok cumhuriyet, gücünü göstermek için normal kuleler ve çan kuleleri dikmekteydi (Kerisel, 1987). Gel gör ki, kibir ve cehalet, yapısal bütünlükten çok yaratıcı mimariye yol vermiş ve bu yapıların çoğu yıkılmıştı. Bu yenilmelerin bazıları kötü yapısal tasarımdan ileri gelse de, çoğu da zeminin aşırı yüklenmesinden kaynaklanmıştı. Diğer anıtlar eğilmiş fakat yıkılmamıştı. Bunların en meşhuru, Pisa'daki çan kulesi, veya daha popüler olarak bilinen adıyla Eğik Pisa Kulesi'dir.

Kulenin inşası Bannano Pisano'nun denetimi altında 1173 yılında başlamış ve 1178 yılına kadar yavaş bir şekilde devam etmişti. Bu eski çalışmada 64,2 ft çapında halka şekilli bir temel ile birlikte kulenin katlarından dördü inşa edilmişti. Bu aşamaya kadarki temas basıncı yaklaşık 6900 lb/ft^2 (330 kPa) idi ve kule daha o zaman eğilmeye başlamıştı. Ülkedeki siyasi ve ekonomik çalkantılardan dolayı kulenin inşası bu seviyede durmuştu. İnşaattaki bu duraklamanın kuleyi kurtardığını biliyoruz. Zira, alttaki zeminin bir miktar daha dayanım kazanması için konsolidasyonuna fırsat vermişti.

İnşaata yaklaşık bir yüzyıl sonra, 1271'de yeni mimar Giovanni Di Simone kontrolünde tekrar başlanmıştı. Tamamlanmış kısmı yıkıp yerine yeniden ve daha geniş temelli bir kule inşa etmek daha iyi bir çözüm idiyse de, Di Simone yarım kalan yapıyı devam ettirmeyi yeğlemiş ve eğilmeyi gidermek için yapının çapını yukarı doğru daraltma yoluna gitmiş ve ayrıca kulenin yüksek tarafına ek ağırlık koymuştur. Yapıyı yedinci katın sonunda durdurmuştur. Son olarak, üçüncü inşaat dönemi olan 1360-1370 yılları arasında çan evi kısmı inşa edilmişti. Bu kısmın ekseninin kulenin geri kalan kısmı ile yaptığı açı 3 derece idi. Bu miktar muhtemelen o zamanki eğilme açısı idi. Tüm yapım aşamalarıyla birlikte kule inşaatı yaklaşık iki yüzyıl sürmüştü.

Kulenin hem kuzey hem de güney tarafı oturmaya devam etmiş (güney taraf kuzey taraftan daha çok oturduğu için eğilme meydana gelmiş), ondokuzuncu yüzyılın başlarına kadar kule 2,5 m kadar oturarak yere gömülmüştü. Kolonların tabanındaki zarif oymalar artık görülemiyordu. Bu problemi gidermek ve kolonların tabanını görünür hale getirmek için, 1838 yılında kulenin etrafında dairesel bir hendek kazılmıştı. Ne var ki, hendek kazısı su tablasının konumunu etkilemiş ve kulenin etrafındaki yanal desteği ortadan kaldırmıştır. Sonuçta kule ani bir hareket göstermiş ve tepe kısmında eğimine yarım metre daha eklenmişti. Sürpriz bir şekilde de, çökmemişti. İleriki yüzyıllarda kimse başka birşey yapmaya cesaret edemedi.

1930'larda Faşist diktatör Benito Mussolini kulenin ülke imajını olumsuz etkilediğine karar vermiş ve tamir edilmesini emretmişti. Mussolini'nin işçileri kulenin tabanında delikler

açmak suretiyle alttaki zemine 200 ton çimento basmış fakat, bunun sonucunda problem daha da kötüleşmiş ve kule 0,1 derece daha eğilmişti.

Yirminci yüzyılın önemli bir kısmında kule yılda yedi saniyelik yay parçası kadar hareket ediyordu. Bu yüzyılın sonuna kadarki eğilme güney tarafta 5,5 dereceye çıkmıştı. Bunun anlamı, kulenin tepesinin çekülden 5,2 m sapması demekti. Kulenin tabanındaki ortalama temas basıncı 497 kPa (10400 lb/ft^2) idi fakat, kulenin eğilmesi ağırlığın eksantrik olarak etkimesine yol açmıştı. Bu yüzden, temas basıncı üniform değildi. Şekil 7.24'de görüldüğü gibi, yirminci yüzyıla kadar bu temas basıncı 62 ile 930 kPa (1300–19699 lb/ft^2) arasında idi. Kulenin yıkılmasına ramak kalmıştı. Küçük bir deprem bile kuleyi rahatlıkla devirebilirdi; birtakım önlemlerin alınması kaçınılmaz olmuştu.

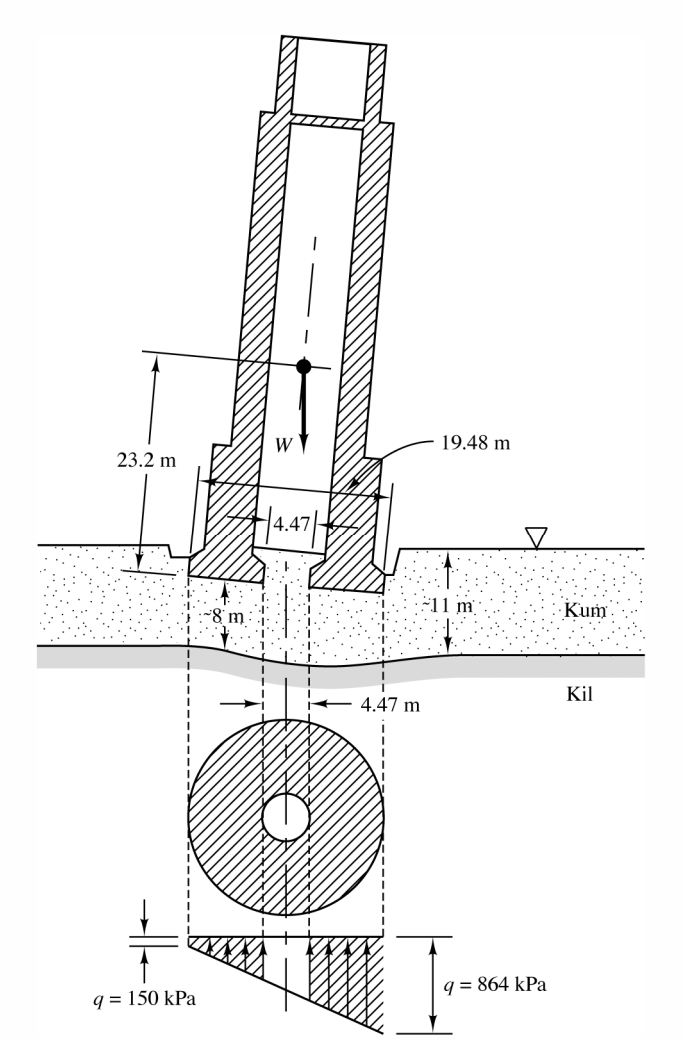
1965 yılında İtalyan hükümetinin desteklediği kapsamlı bir program çerçevesinde yeraltı şartlarının incelenmesine başlanmıştı. Şekil 7.25'de görülen profil sahanın tamamında üniform olup, yağlı killer üzerine gelen kum şeklindedir.

Bu problem amatör ve profesyonel kesimden yoğun ilgi görmüş ve yetkililer bazan haftada elliden fazla olmak üzere sayısız "çözüm önerileri" almıştı. Bazıları kulenin tepesine helyum balonları bağlama veya bir sıra kanat çırpan melek heykelleri yerleştirme gibi tuhaf öneriler şeklindeydi. Bir yapısal destek sağlama (belki de kuleye yaslanan büyük bir heykel inşa etme?) gibi öneriler teknik açıdan mümkün gibi görünse de, estetik açıdan kabul edilmesi mümkün değildi.

1990 yılında kulenin iç kısmı ziyaretçilere kapatılmış ve 1993 yılında da geçici iyileştirme önlemi olarak kulenin kuzey tarafına 600 tonluk kurşun külçeleri yerleştirilmişti. 1995'te mühendisler kulenin temeli etrafına betondan bir halka yerleştirmiş ve betonu delerek yaklaşık 40 ft aşağıdaki sıkı kum katmanına (Şekil 7.25) bu halkayı ankrajlarla bağlamışlardı. Bu işlem sırasında zemine uygulanan kuvvetler alttaki zeminleri hafifçe sıkıştırmış ve eğilmeyi biraz azaltmıştı fakat, ankrajların yerleştirilmesi zemini örselemiş ve kulenin eğiminde ani bir artışa neden olmuştu. Kule bir gece yaklaşık olarak 1,5 mm hareket etmişti ki, bu değer yaklaşık bir yıllık normal hareketine karşılık geliyordu. Sonuçta inşaat işleri durdurulmuş ve kulenin kuzey tarafına daha çok kurşun külçeleri yerleştirilmişti. Bir süre herhangi faaliyet olmamıştı fakat, 1997 yılında Assisi yaknındaki bir deprem, aynı şehirdeki bir kulenin yıkılmasına neden olmuştu ki, bu kule eğik bile değildi! Bu olay Pisa kulesinde yeni bir dönemi başlatmış ve izleme komitesi kulenin stabilizasyonu için yeni bir yöntemi onaylamıştı: zemin çıkarılması.

Zemin çıkarma yöntemi, kuzey tarafta kulenin altına dikkatli bir şekilde zemine eğik sondaj kuyuları açılması ve bu deliklerden azar azar zemin çıkarılması şeklindeydi. Böyle yapmakla kulenin altı boşaltılmış olacak; kulenin kuzey tarafının oturması sağlanacak ve eğim miktarı da azaltılmış olacaktı. Bu çabaların amacı, kulenin eğimini 5,5 dereceden 5,0 dereceye indirmekti. Hedeflenen bu eğim miktarı, kulenin üçyüz yıl önceki durumuna karşılık geliyordu. Kuleyi tam çeküle getirme gibi bir düşünce söz konusu değildi.

Zemin çıkarma işlemi Mexico City'deki yapıları stabilize etmede başarıyla uygulanmıştı ve Pisa kulesi için de en uygun çözüm gibi görünüyordu. Bu işlemin aylar, hatta yıllar süren bir zaman aralığında, kulenin hareketini de sürekli gözetlemek koşuluyla, yavaşça yapılması gerekiyordu. Bu kitap yayınlandığında zemin çıkarma işlemi henüz başlamış ve eğimde hafif bir azalma kaydedilmişti. Bu girişimin başarılı olması halinde, kurşun külçelere artık gerek kalmayacak şekilde, kulenin ömrü en az üçyüz yıl daha uzatılmış olacaktır.



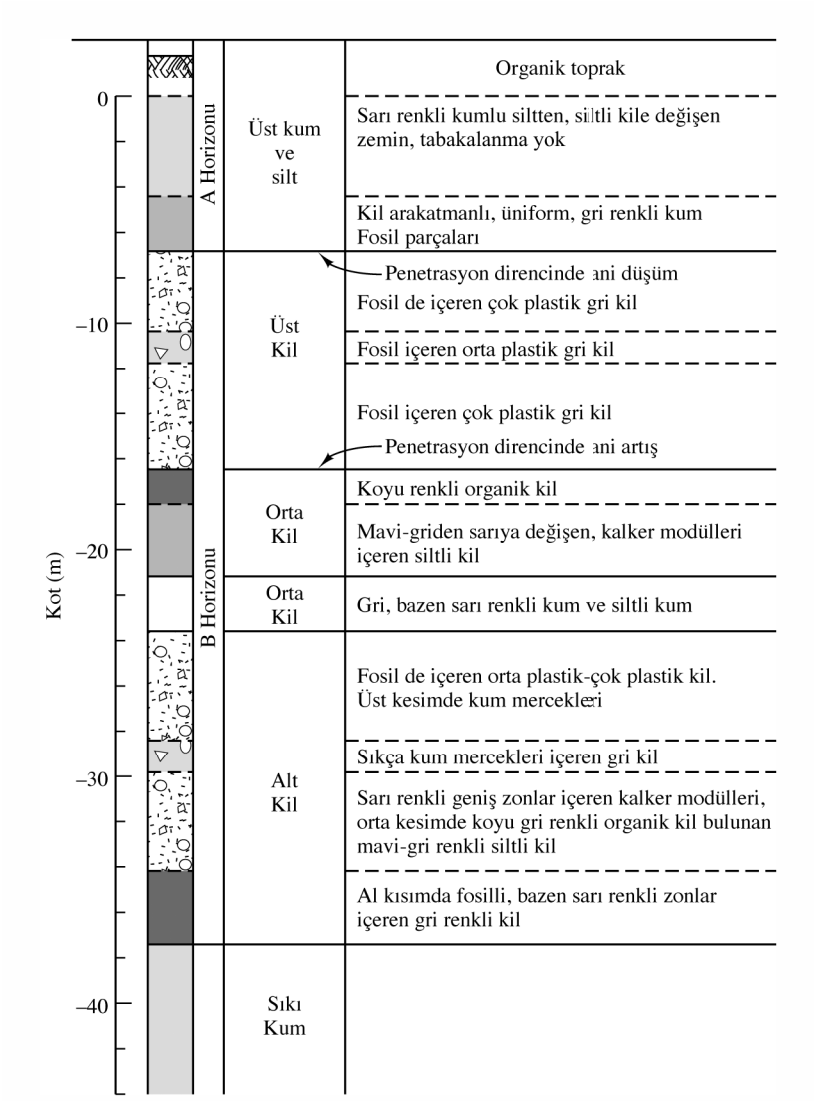
Şekil 7.24 Kulenin mevcut durumu (Costnazo, Jamiolkowski, Lancellotta ve Pepe, 1994 ve Terzaghi, 1934a'dan).

Önerilen kaynak: Costanzo, D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R., and Pepe, M. C., 1994, *Leaning Tower of Pisa: Description of the Behavior*, Settlement 94 Banquet Lecture, Texas A&M University.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Temeller iki oturma kriterini karşılamalıdır: toplam oturma ve farklı oturma.
2. Yüzeysel temeller üzerindeki yük, alttaki zemindeki düşey gerilmede ($\Delta\sigma_z$) bir artışa neden olur. Bu gerilme artışı, temel altındaki zeminde oturmaya neden olur.



Şekil 7.25 Kulenin altındaki zemin profili (Mitchell vd., 1977'den. ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

3. $\Delta\sigma_z$'nin büyüklüğü temel altında doğrudan olarak temas basıncına (q) eşittir. Derinlikle azalır ve kare temeller altında yaklaşık 2B veya sürekli temeller altında yaklaşık 6B derinlikte çok küçük olur.
4. Bir temel altında $\Delta\sigma_z$'nin dağılımı Boussinesq yöntemi, Westergaard yöntemi veya basitleştirilmiş yöntem kullanarak hesaplanabilir.

5. Killerde ve siltlerdeki oturma analizleri genellikle laboratuvar konsolidasyon deneylerine dayandırılır. Uygun oturma analizi, Bölüm 3'de ele alındığı gibi, dolgular için Terzaghi oturma analizlerinin bir uzantısıdır.
6. Laboratuvar deneylerine dayalı oturma analizleri ya tek boyutlu konsolidasyon varsayımı yapan klasik yöntemi veya üç boyutlu etkileri dikkate alan Skempton ve Bjerrum yöntemini kullanabilir.
7. Kumlardaki oturma analizleri genellikle arazi deneylerine dayandırılır. Schmertmann yöntemi, bu deney sonuçlarını kullanabilir.
8. Farklı oturmalar, gözlemlenen faklı oturma /toplam oturma oranlarına dayandırılarak tahmin edilebilir.
9. Killerin ve siltlerin laboratuvar konsolidasyon deneylerine dayalı oturma hesaplamaları, olduğundan tipik olarak yüzde 50 daha fazla (muhafazakâr olmayan) ile olduğundan yüzde 100 daha düşük (muhafazakâr) aralıkta dağılım göstermektedir.
10. Kumlu zeminlerden CPT verilerine dayalı oturma hesaplamaları, olduğundan tipik olarak yüzde 50 daha fazla (muhafazakâr olmayan), olduğundan yüzde 100 daha düşük (muhafazakâr) aralıkta dağılım göstermektedir. Bu nedenle, SPT'ye dayandırılan tahminler daha çok hatalıdır.

Sözlük

Boussinesq yöntemi	İzin verilebilir oturma	Plaka yükleme deneyi
Distorsiyon oturması	Klasik yöntem	Rijitlik
Farklı oturma	Oluşan gerilme	Schmertmann yöntemi
İzin verilebilir farklı oturma	Oturma	Skempton ve Bjerrum yöntemi

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

7.24 600 mm genişliğinde ve 500 mm derinlikteki bir sürekli sömel 85 kN/m'lik bir düşey yük taşımaktadır. Zeminde γ=19 kN/m^3'tür. Boussinesq yöntemini kullanarak, sömelin altında aşağıdaki konumlarda $\Delta\sigma_z$'yi hesaplayınız.

* Sömelin merkezinin altında
* Sömelden 150 mm mesafede
* Sömelin merkezinden 300 mm mesafede (yani kenarın altında)
* Sömelin merkezinden 450 mm mesafede

Sonuçların, Bölüm 5'deki Şekil 5.10'a benzer şekilde basınç diyagramı formunda grafiğini çiziniz.

İpucu: Çakıştırma ilkesini kullanınız.

7.25 3 ft'lik kare şeklinde ve 2 ft derinliğindeki bir sömel 28,2 k'lık bir kolon yükü taşımaktadır. Bir mimar da, mevcut bu sömele bitişik 4 ft genişliğinde ve 2 ft derinliğinde sürekli bir temel yapılmasını planlamaktadır. Yeni binanın kenarı mevcut binanın kenarından sadece 6 inç uzakta olacaktır. Yeni sömelin taşıyacağı yük 12,3 ft/k'dır. γ=119 lb/ft^3.

Mevcut sömelin merkezinin altında düşey bir hat boyunca yeni sömel için bir $\Delta\sigma_z$ – derinlik grafiği çiziniz. Grafik, mevcut sömelin altından başlayıp, yeni sömelin tabanından 35 ft derine kadar inmelidir.

7.26 Problem 7.25'deki $C_r/(1+e_0)=0,08$ ve $\gamma=119$ lb/ft^3 verilerini kullanarak eski sömelde yeni sömelin yapımı ve yüklemesinden ileri gelen konsolidasyon oturmasını hesaplayınız. Zemin aşırı konsolide bir siltli kilden oluşmakta (durum I) ve yeraltı suyu da yüzeyden 8 ft derinde bulunmaktadır.

7.27 SCHMERTMANN.XLS hesap tablosunu ve Örnek 7.6'daki yeraltı verilerini kullanarak, zemin yüzeyinden 3 ft derine gömülen kare şekilli tekil sömeller için sömel genişliği (B) ile kolon yükü (P) arasındaki ilişkyi grafikte gösteriniz. Aşağıdaki oturma durumlarının her biri için $P-B$ eğrileri elde ediniz: 0,5 inç, 1,0 inç, 1,5 inç. Tüm eğrileri aynı diyagram üzerinde gösteriniz.

8

Yüzeysel Temeller – Geoteknik Tasarım

En büyük tehlikeniz, acil işlerin önemli işlerin önüne geçmesine izin vermektir.

Charles E. Hummel'ın[1] *Acilin Zulmü*'nden

Bu bölümde, geoteknik şartları karşılayan yüzeysel temel tasarımlarını geliştirmede taşıma gücü sonuçlarının, oturma hesaplamalarının ve başka hususların kullanılışı üzerinde durulmuştur. Bu şartlar, uygulanan yüklerin temelden zemine güvenli şekilde iletilmesi ile ilgili şartlardır. Bölüm 9 bu bilgi üzerine dayandırılmış olup, temelin yapısal bütünlüğü ile temel ve üst yapı arasındaki bağlantı ile ilgili yapısal tasarım yönlerini ele almaktadır.

8.1 EKSENEL AŞAĞI DOĞRU YÜKLER İÇİN TASARIM

Yüseysel temellerin çoğundaki temel yük, aşağı doğru bası yüküdür (*P*). Bu yük, Bölüm 5.3'de anlatıldığı gibi, temelin tabanı boyunca bir temas basıncına (*q*) neden olur. Genellikle, bu gibi temellere uygulanan yük ağırlık merkezinde etkiyecek şekilde tasarlanır (yani, kolon temelin merkezine yerleştirilir). Bu şekilde, temas basıncı temel tabanı boyunca üniform olarak dağıtılır (veya en azından üniform olarak dağıtıldığı varsayılabilir) ve temel düzgün olarak oturur.

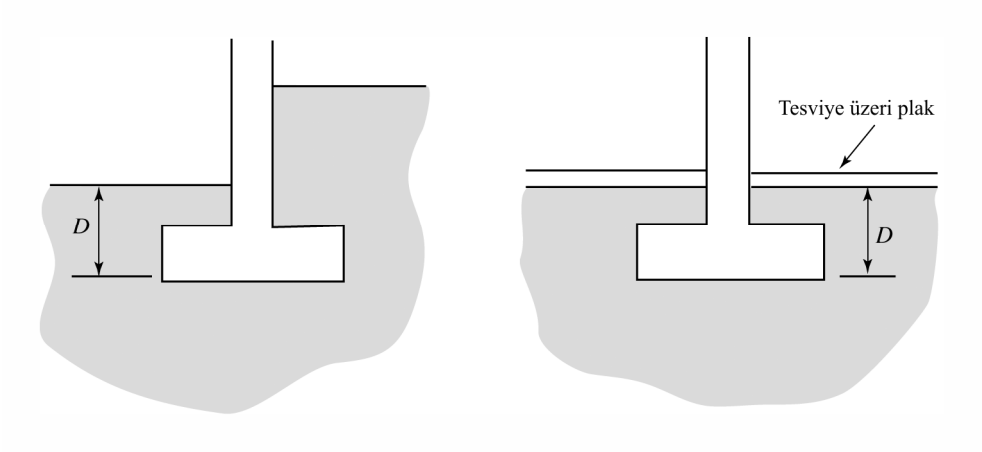
Temel Derinliği

Gömülme derinliği (*D*), Şekil 8.1'de gösterildiği gibi, gerekli temel kalınlığını (*T*) karşılayabilmek için, en azından yeteri kadar büyük olmalıdır. Bu derinlik, en düşük bitişik zemin yüzeyinden temel tabanına ölçülür. Tesviye-üzerinde-plak döşeme bulunan temeller durumunda *D*, plakanın altındaki zemin tabakasından ölçülür.

Tablo 8.1 ve 8.2'de, uygulanan çeşitli yükler için minimum *D* değerleri verilmiştir. Bunlar faktörsüz yüklerdir [yani, (2.1)-(2.4) eşitliklerinin en büyüğü]. Bu *D* değerleri, gerekli temel kalınlığı (*T*) için yeterli bir yer sağlamak amacıyla tasarlanmışlardır. Bazı durumlarda, daha ayrıntılı bir analiz daha sığ derinlikleri haklı gösterebilir. Fakat, *D* hiçbir zaman 300 mm (12 in)'den az olmamalıdır. Gerekli temel kalınlığı (*T*), Bölüm 9'da tartışıldığı gibi, yapısal sorunlardan etkilenir.

Bazan Tablo 8.1 ve 8.2'de verilenlerden daha büyük gömülme derinlikleri gereklidir. Bu durumlar aşağıdakileri kapsar:

[1]© ABD'nin Inter Varsity Hıristiyan Derneği tarafından. Inter Varsity Matbaası-ABD'nin izni ile kullanılmıştır.



Şekil 8.1 Tekil sömeller için gömülme derinliği.

Tablo 8.1 Kare ve dörtgen sömeller için minimum gömülme derinliği.

Yük *P* (k)	Minimum D (in)
0 – 65	12
65 – 140	18
140 – 260	24
260 – 420	30
420 – 650	36

Yük *P* (kN)	Minimum D (mm)
0 – 300	300
300 – 500	400
500 – 800	500
800 – 1100	600
1100 – 1500	700
1500 – 2000	800
2000 – 2700	900
2700 – 3500	1000

Tablo 8.2 Sürekli sömeller için minimum gömülme derinliği.

Yük *P/b* (k/ft)	Minimum D (in)
0 – 10	12
10 – 20	18
20 – 28	24
28 – 36	30
36 – 44	36

Yük *P* (kN/m)	Minimum D (mm)
0 – 170	300
170 – 250	400
250 – 330	500
330 – 410	600
410 – 490	700
490 – 570	800
570 – 650	900
650 – 740	1000

- Üstteki zeminlerin gevşek veya zayıf ya da belki de bilinmeyen nitelikli bir dolgudan oluşması. Bu gibi durumlarda temel, genellikle bu zeminleri geçerek altta bulunan uygun zeminlere indirilir.
- Zeminlerin, daha sonra bu bölümde ele alındığı gibi, don kabarmasına eğilimli olması. Bu gibi zeminlerde geleneksel işlem, temelleri don nüfuz etme derinliğini aşan bir derinliğe indirmektir.
- Zeminlerin şişebilmesi. Şişen zeminlere göre önlem alma yöntemlerinden biri, temelleri daha derine uzatmaktır. Bu tercih, temellere ilave eğilme dayanımı verir ve en büyük su içeriği dalgalanma bölgesinin altına yerleştirir. Bölüm 19'da bu teknik daha ayrıntılı şekilde ele alınmıştır.
- Zeminlerin oyulmaya eğilimli olması. Bu olay, akan suyun neden olduğu erozyondur. Bu gibi zeminlerde temeller, potansiyel oyulma derinliği altına uzanmalıdır. Bu durum, bu bölümde daha sonra ayrıntılı olarak ele alınmıştır.
- Temelin, (az bile olsa) yüzeysel bir heyelan olasığı olan bir şevin tepesine yakın yerleştirilmesi. Bu gibi temeller, heyelan gibi herhangi bir kaymadan kaynaklanan zayıflatmaya karşı ilave koruma sağlamak amacıyla, alışılmıştan daha derine yerleştirilmelidir.

Bazan, maksimum bir derinlik belirtmek de gerekebilir. Bu derinlik, aşağıdaki gibi düşünceler ile yönlendirilebilir:

- Mevcut temellerin, yapıların, caddelerin, yeraltı hatlarının potansiyel anlamda altlarının oyulması.
- Yüzeye yakın sert ve sağlam zeminlerin altında yumuşak tabakaların varlığı ve temeli üst tabaka ile destekleme isteği.
- Yeraltı su seviyesi altında çalışmadan ve bu nedenle, yapı drenajı masraflarından kaçınma isteği.
- 1,5 m (5 ft) derinden daha fazla temel kazılarında gerekebilen kazı desteği masrafından kaçınma isteği.

Temel Genişliği

Taşıma gücü ve oturma sorunları bazan temel derinliğini arttırarak ele alınabilir. Meselâ, yüzeye yakın zemin kötü fakat, biraz derindeki zeminler çok iyi ise, taşıma gücü ve oturma problemleri basitçe daha yüksek kaliteli tabakaya ulaşıncaya kadar temeli derinleştirerek çözülebilir. Ancak, daha üniform zemin profillerinde taşıma gücü ve oturma şartları genellikle temel genişliğini (B) arttırarak karşılanır. B'yi arttırmak, temas basıncının (q) azalmasına neden olur. Bu yaklaşım, taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü yükseltir ve oturmayı azaltır.

Yapıların çoğu, belki de düzinelerce olacak kadar yüzeysel temel gerektirir. Bu nedenle, temellerin herbiri için geleneksel taşıma gücü ve oturma analizleri yapmak uygun değildir. Onun yerine, geoteknik mühendisleri tüm sahaya uygulanabilen genel tasarım kriterleri geliştirir. O zaman, yapı mühendisi yüke ve bu genel kriterlere dayanarak herbir temeli boyutlandırır. Bu tasarım kriterlerini veren iki yöntem ele alınacaktır: *izin verilebilir temas basıncı yöntemi* ve *tasarım grafiği yöntemi*.

İzin verilebilir Temas Basıncı Yöntemi: *İzin verilebilir temas basıncı* (q_A) hem taşıma gücü hem de oturma kriterlerini karşılayan en büyük temas basıncıdır. Diğer bir deyişle, en büyük kabul edilebilir oturmaya yol açan izin verilebilir taşıma gücü q_a veya q'ya eşittir. Normalde, tüm sahaya veya en azından o sahadaki belirli şekildeki tüm temellere uygun tek bir q_A değeri geliştirilir.

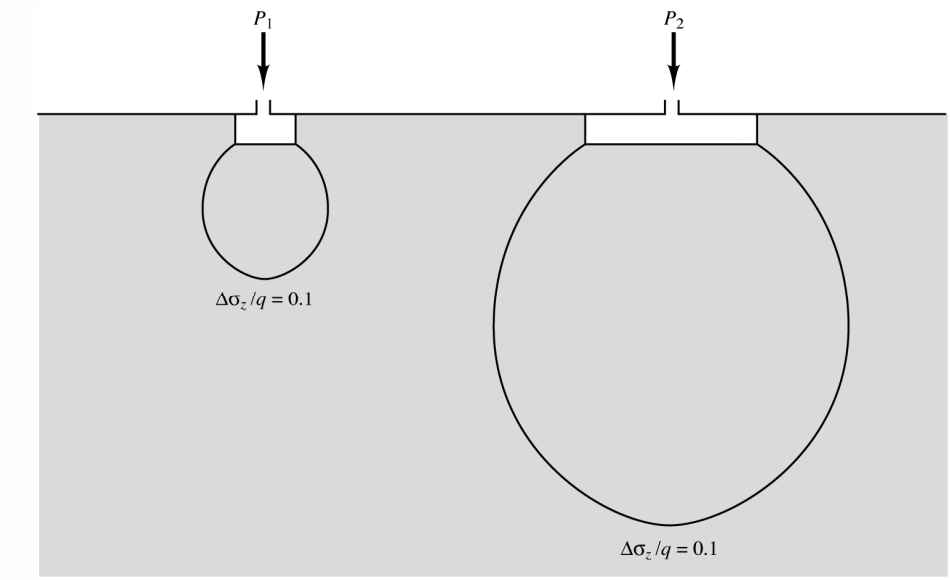
Geoteknik mühendisleri aşağıdaki işlemleri kullanarak q_A'yı geliştirir:

1. Bu bölümde daha önce anlatıldığı gibi, bir gömülme derinliği (D) seçiniz. Çeşitli temeller için farklı gömülme derinlikleri gerekli ise, en küçük D'yi kullanarak aşağıdaki hesaplamaları yapınız.
2. Tasarım yeraltı suyu derinliğini (D_w) belirleyiniz. Bu, yapının ömrü boyunca oluşması beklenen en sığ yeraltı suyu derinliği olmalıdır.
3. Bir taşıma gücü yenilmesine karşı gerekli emniyet faktörünü belirleyiniz (bkz. Şekil 6.11).
4. Bölüm 6'da tanımlanan teknikleri kullanarak, en küçük normal yük uygulanan temelde taşıma gücü analizi yapınız. Bu analiz, BEARING.XLS programını kullanarak çok kolay yapılır. Diğer bir şekilde, bu analiz aşağıdaki gibi yapılabilir:
   a. (5.1) veya (5.2) eşitliğini kullanarak temas basıncını (q) B'nin bir fonksiyonu olarak yazınız.
   b. (6.4), (6.5) veya (6.6) eşitliğini (6.13) eşitliği ile birlikte kullanarak, izin verilebilir taşıma gücünü B'nin bir fonksiyonu olarak yazınız.
   c. $q=q_a$ alarak B 'yi bulunuz.
   d. (6.4), (6.5), (6.6) veya (6.13) eşitliğini (6.36) eşitliği ve ***c***'den elde edilen B ile birlikte kullanarak, izin verilebilir taşıma gücünü (q_a) belirleyiniz.
5. Bölüm 2'de anlatılan teknikleri kullanarak, izin verilebilir toplam ve farklı oturmaları (δ_a ve δ_{Da}) belirleyiniz. Normalde, yapı mühendisi bu adımı atar ve bu değerleri geoteknik mühendisine sunar.
6. Bölgesel deneyimi veya Tablo 7.5'i kullanarak, uygun bir δ_D/δ oranı seçiniz.
7. $\delta_{Da} \geq \delta_a$ (δ_D/δ) ise, o zaman toplam oturma şartını ($\delta \leq \delta_a$) karşılamaya yeterli temelleri tasarlamak, dolaylı olarak farklı oturma şartlarını da karşılayacaktır ($\delta_D \leq \delta_{Da}$). Bu nedenle, δ_a'yı kullanarak 8. adıma geçiniz. Ancak, $\delta_{Da} < \delta_a$ (δ_D/δ) ise, farklı oturmayı kontrol altında tutmak için, δ_a'yı azaltmak gereklidir (bkz. Örnek 7.8). Bu durumda, düzeltilmiş $\delta_a = \delta_{Da}$ (δ_D/δ) kullanarak, 8. adıma geçiniz.
8. 7. adımdan elde edilen δ_a'yı ve Bölüm 7'de anlatılan teknikleri kullanarak, en büyük normal yük uygulanan temelde oturma analizi yapınız. Bu analiz, SETTLEMENT.XLS veya SCHMERTMANN.XLS programları ile çok kolay yapılır. Toplam oturmayı izin verilebilir sınırlar (yani, $\delta \leq \delta_a$) içinde tutan maksimum temas basıncını (q) belirleyiniz.
9. İzin verilebilir temas basıncını (q_A) 4. adımdan elde edilen q_a'nın düşük değerine veya 8. adımdan elde edilen q'ya eşitleyin. Bunu 500 lb/ft^2'in veya 25 kPa'nın katı olarak ifade ediniz.

Yapı kare ve sürekli temellerin ikisini de içerecekse, herbiri için ayrı q_A değerleri geliştirilebilir.

Taşıma gücü analizinde en hafif yüklü temel kullanılır. Bunun nedeni, o temelde B'nin ve dolayısıyla taşıma gücünün en düşük olmasıdır [(6.4)-(6.6) eşitliklerinden]. Böylece, bu temeldeki q_a değeri sahadakilerin en küçüğü olup, bu değeri kullanarak diğerlerini tasarlamakla muhafazakâr bir yaklaşım sergilenmiş olur.

Ancak, oturma analizinde en ağır yüklü temel (yani, B değeri en büyük olan) kullanılır. Bunun nedeni, bu oturma kriterlerini sağlayan q'nun en küçük değerini gerektiren temel olmasıdır. Bunun neden böyle olduğunu anlamak için, Şekil 8.2'deki iki temeli karşılaştırınız. Bu temellerin ikisinde de temas basıncı (q) aynıdır. Ancak, büyük temel ile birlikte daha büyük zemin hacmi gerilmeye maruz kaldığı için, büyük temel küçük temelden daha fazla oturma yapacaktır. Aynı q ile yüklü killer üzerindeki temellerde oturma aşağı yukarı B ile orantılı iken, kumlarda, yaklaşık $B^{0.5}$ ile orantılıdır. Bu nedenle, oturma analizleri için daha kritik olanı büyük temeldir.



Şekil 8.2 Bu iki sömel aynı q değeri ile yüklenmiştir, fakat genişlikleri farklı olduğundan P değerleri de farklıdır. Büyük olan sömel zeminin daha derin kesimlerinde gerilme oluşturur ve dolayısıyla küçük olan sömelden daha çok oturur.

Geoteknik mühendisi yazılı bir raporda diğer tasarım kriterleri ile birlikte q_A'yı verir. Yapı mühendisi bu raporu alır ve önerilen q_A'yı, yüzeysel temelleri $q \leq q_A$ olacak şekilde tasarlamada kullanır. Bu nedenle; kare, dikdörtgen ve dairesel temeller için:

$$q = \frac{P + W_f}{A} - u_D \leq q_A \tag{8.1}$$

$q = q_A$ alarak ve eşitliği yeniden düzenleyerek aşağıdaki denklem elde edilir:

$$A = \frac{P + W_f}{q_A + u_D} \tag{8.2}$$

Sürekli temeller için:

$$B = \frac{P/b + W_f/b}{q_A + u_D} \tag{8.3}$$

Burada:

A=gerekli taban alanı
kare temellerde, $A=B^2$
dikdörtgen temellerde, $A=BL$
dairesel temellerde, $A=\pi B^2/4$
B= temel genişliği veya çapı
L= temel uzunluğu
P= uygulanan normal yük (faktörsüz)
P/b= birim uzunluk başına uygulanan normal yük (faktörsüz)
W_f= temelin ağırlığı
W_f/b= birim uzunluk başına temelin ağırlığı
b= temelin birim uzunluğu (normalde 1 m veya 1 ft)
q_A= izin verilebilir temas basıncı
u_D = temel tabanı boyunca boşluk suyu basıncı. Yeraltı su seviyesi D'den daha büyük bir derinlikte ise u_D 0. Aksi takdirde, $u_D=\gamma_w (D - D_w)$'dir.

Temel genişliği, üst yapı faktörlü yük kullanarak tasarlanmış olsa bile, faktörsüz tasarım yükünü [yani, (2.1)-(2.4) eşitlikleri ile hesaplananın en büyüğünü] kullanarak belirlenmelidir.

Örnek 8.1

Kentsel gelişme projesinin bir parçası olarak, önceden iki katlı ticari bina tarafından işgal edilen bir sahada garaj binası inşa edilecektir. Bu eski binalar halihazırda yıkılmıştır ve eski bodrum katları iyi derecelenmiş kum, kumlu silt ve siltli kum ile doldurulmuştur. Önerilen garaj binasının düşük seviyesi aşağı yukarı mevcut zemin yüzeyi ile aynı düzeyde ve tasarım kolon yükleri 250 ile 900 k arasında olacaktır. İzin verilebilir toplam ve farklı oturmalar anılan sıraya göre 1,0 ve 6,0 in'tir.

Yeraltı koşullarını değerlendirmek amacıyla sahada beş araştırma sondajı açılmıştır. Zeminler esasen altında alüvyal kum ve silt bulunan bodrum dolgusundan oluşmaktadır. Yeraltı su seviyesi yaklaşık 200 ft derinliktedir. Şekil 8.3'te tüm standart penetrasyon deneyi N_{60} değerleri ile birlikte bu sondajlardan derlenen bir tasarım zemin profili görülmektedir.

Bodrum dolguları uygun bir biçimde sıkıştırılmamış olup, sadece sahanın belli kesimlerini içermektedir. Bu nedenle, önerilen yüzeysel temeller için daha üniform destek sağlama adına tüm saha boyunca zeminin üst on ft'i kazılacak ve daha uygun bir biçimde sıkıştırılmış bir dolgu tabakası oluşturmak amacıyla yeniden sıkıştırılacaktır. Bu dolgunun tahmini aşırı konsolidasyaon oranı 3 ve tahmini N_{60} değeri 60 olacaktır. Bu zeminin sıkıştırılmış bir numunesi üzerindeki laboratuvar doğrudan kesme deneyi $c'=0$ ve $\phi'=35^o$ vermiştir.

Bu sahadaki kare ve sürekli temeller için izin verilebilir temas basınçlarını (q_A) bulunuz; sonra da 300 k'lık bir kolon yükünü taşıyacak kare temel için gerekli boyutları belirlemek amacıyla bu q_A'yı kullanınız.

Çözüm

1. adım : D için 3 ft'lik tahmini boyut kullanınız.
2. adım : Yeraltı su seviyesi çok derin olduğundan sorun teşil etmeyecektir.
3. adım : F=2,5 kullanınız.
4. adım : P=250 k ile BEARING.XLS programını kullanarak, hesaplanan izin verilebilir temas basıncı, q_a=10.500 lb/ft²'dir.
5. adım : Problem ifadesinde δ_a=1,0 in ve δ_{Da}=0,6 in'dir.
6. adım : Tablo 7.5'i kullanarak garaj binasının ''esnek'' bir yapı olduğu varsayıldığında δ_D/δ tasarım değeri 0,5 olur.
7. adım : $\delta_{Da} \geq \delta_a\ (\delta_D/\delta)$ olduğundan, toplam oturma şartı oturma analizini kontrol eder.
8. adım : Tablo 7.3'ü ve (7.17) eşitliğini kullanarak, herbir SPT veri noktası için eşdeğer modül değerleri aşağıdaki gibidir:

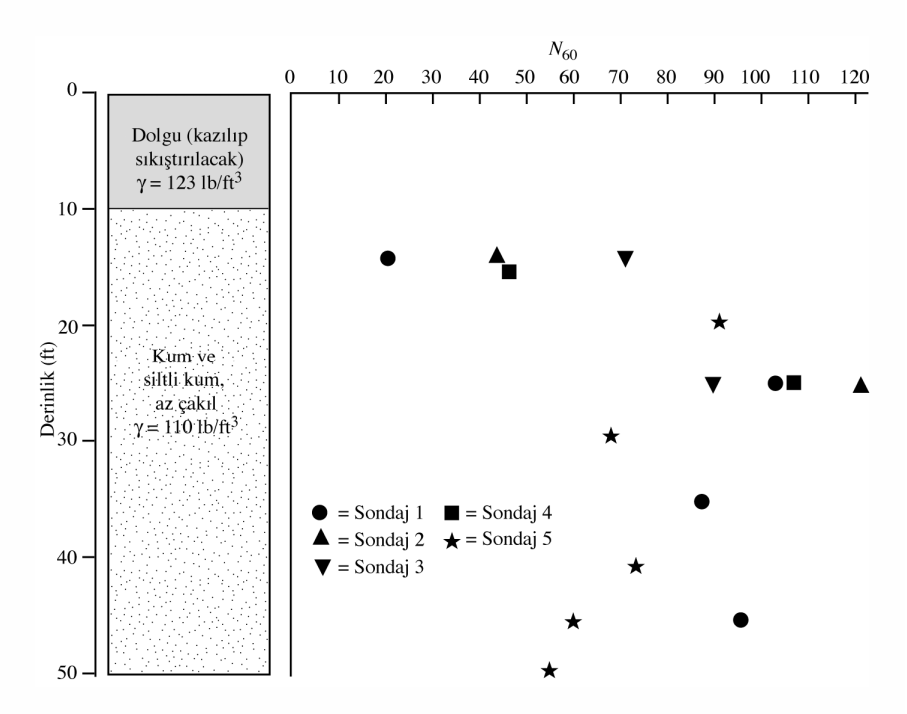
Sondaj No.	Derinlik (ft)	Zemin türü	N_{60}	β_0	β_1	E_s (lb/ft²)
1	14	SW	20	100.000	24.000	580.000
1	25	SP	104	100.000	24.000	2.596.000
1	35	SP	88	100.000	24.000	2.212.000
1	45	SW	96	100.000	24.000	2.404.000
2	14	SW	44	100.000	24.000	1.156.000
2	25	SP	122	100.000	24.000	3.028.000
3	14	SP & SW	72	100.000	24.000	1.828.000
3	25	SW	90	100.000	24.000	2.260.000
4	15	SW	46	100.000	24.000	1.204.000
4	25	SW	102	100.000	24.000	2.548.000
5	19	SW	92	100.000	24.000	2.308.000
5	29	SP	68	100.000	24.000	1.732.000
5	40	SW	74	100.000	24.000	1.876.000
5	45	SW	60	100.000	24.000	1.540.000
5	49	SW	56	100.000	24.000	1.444.000

Önerilen sıkıştırılmış dolgunun eşdeğer modülü aşağıdaki gibidir:

$$E_s = B_0\sqrt{\text{OCR}} + \beta_1 N_{60}$$
$$= 7000\sqrt{3} + (16000)(60)$$
$$= 1100000\ \text{lb/ft}^2$$

Bu verilere dayalı şekilde, aşağıdaki eşdeğer modül verilerini kullanarak oturma analizi yapılabilir:

Derinlik (ft)	E_s (lb/ft²)
0 – 10	1.100.000
10 – 20	1.000.000
>20	1.700.000



Şekil 8.3 Önerilen araç park yeri için tasarım zemin profili ve SPT sonuçları.

SCHMERTMANN.XLS programını P=900 k ve δ_a=1,0 in ile kullanarak q=6700 lb/ft² bulunur.

9. adım : 6700<10500 olduğundan, tasarımı oturma kontrol eder. 500 (lb/ft²)'nin katına yuvarlatmakla aşağıdaki değer elde edilir:

$$q_A = \mathbf{6500\ lb/ft^2} \qquad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

300 k'lık kolon yükü için, $W_f = (3\text{ ft})(150\text{ lb/ft}^3)\,B^3 = 450\,B^2$

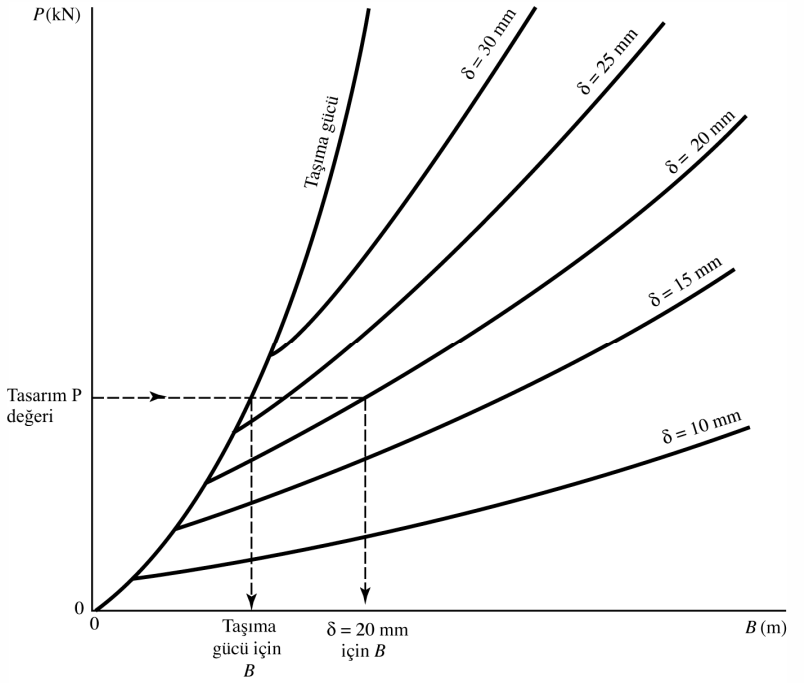
$$B = \sqrt{A} = \sqrt{\frac{P + W_f}{q_A + u_D}}$$

$$= \sqrt{\frac{300000 + 450B^2}{6500 + 0}}$$

$$= \mathbf{7\ ft} \qquad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Tasarım Grafik Metodu: İzin verilebilir temas basıncı yöntemi, küçük ile orta boyutlu yapıların çoğu için yeterlidir. Ancak, daha büyük yapılar; özellikle çok geniş kolon yükü dağılımlı olanlar, 'tasarım grafiği' gibi daha kesin bir yöntemi gerektirir. Bu ilave doğruluk sayesinde hem farklı oturmalar, hem de yapım maliyetleri azaltılmış olur.

Tüm temeller için tek bir izin verilebilir temas basıncı kullanma yerine, küçük olanlar için yüksek bir basınç ve büyük olanlar için düşük bir basınç kullanmak daha iyidir. Bu yöntem, farklı oturmaları azaltır ve izin verilebilir temas basıncı yöntemi tarafından oluşturulan malzeme savurganlığından kaçınır. Bu genel düşünce, Şekil 8.4'de gösterildiği gibi bir tasarım grafiğinde dolaylı olarak dikkate alınmıştır.



Şekil 8.4 Tekil sömeller için tipik bir tasarım grafiği.

Tasarım grafikleri geliştirmek için aşağıdaki prosedürü kullanınız:

1. Bu tasarım grafiği için temel şeklini (yani, kare, sürekli, ve benzeri) belirleyiniz. Farklı şekiller kullanılacaksa, herbirinin kendi tasarım grafiği mevcut olmalıdır.
2. Daha önce bu bölümde anlatılan kılavuz bilgileri kullanarak, gömülme derinliğini (*D*) seçiniz. Farklı temeller için farklı *D* değerleri gerekli ise, en küçük *D*'yi kullanarak, bu hesaplamaları yapınız.
3. Tasarım yeraltı suyu derinliğini (D_W) belirleyiniz. Bu, yapının ömrü esnasında oluşması beklenen en sığ yeraltı suyu derinliği olmalıdır.
4. Taşıma gücü yenilmesine karşı tasarım emniyet faktörünü seçiniz (bkz. Şekil 6.11).
5. Temel genişliği *B*'yi 300 mm veya 1 ft'e eşitleyiniz. Daha sonra, bir taşıma gücü analizi yapınız ve arzu edilen emniyet faktörüne karşılık gelen kolon yükünü hesaplayınız. Tasarım grafiği üzerinde bu veri noktasını (*B*, *P*) işaretleyiniz. Sonra, bir dizi yeni *B* değerleri seçiniz. Karşılık gelen *P*'yi hesaplayınız ve veri noktalarını işaretleyiniz. Bu işlemi, hesaplanan *P* maksimum tasarım kolon yükünden biraz büyük olana kadar sürdürünüz. Sonunda, bu veri noktalarını 'taşıma gücü' olarak

tanımlanan bir eğri ile birleştiriniz. Bölüm 6'da geliştirilen hesap tablosu bu işi çok daha kolay yapmaktadır.

6. İlk oturma eğrisini aşağıdaki gibi geliştiriniz:
   a. İlk eğri için bir oturma değeri seçiniz (örneğin, 0,25 in).
   b. İlgi alanı içinde olan bir temel genişliği (*B*) ve rastgele uygun bir kolon yükü (*P*) seçiniz. Daha sonra, Bölüm 6 ve 7'de geliştirilen hesap tabloları veya bir diğer uygun yöntemi kullanarak bu temelin oturmasını hesaplayınız.
   c. Deneme ve yanılma ile, hesaplanan oturma adım **a**'da belirlenen değeri karşılayana kadar kolon yükünü ayarlayınız. Sonra, tasarım grafiğinde *B*, P_a noktasını işaretleyiniz.
   d. Tatmin edici bir oturma eğrisi oluşturana kadar, **b** ve **c** adımlarını yeni *B* değerleri ile tekrarlayınız.
7. Diğer oturma değerleri için adım 6'yı tekrarlayınız. Böylece, tasarım grafiğinde bir grup oturma eğrileri oluşturulur. Bu eğeriler, önerilen yapı için uygun kolon yükleri ve temel genişlikleri dağılımını içermelidir.
8. Tablo 7.5'deki faktörleri kullanarak, toplam oturmaların % olarak tasarlanan farklı oturmaları belirten tasarım grafiği için bir kayıt geliştiriniz.

Tasarım grafiği elde edilir edilmez, geoteknik mühendisi onu, aşağıdaki işlemi kullanarak herbir temeli boyutlandıran yapı mühendisine verir:

1. (2.1), (2.2), (2.3a) veya (2.4a) eşitliklerinden hesaplanan en büyük tasarım yükünü (*P*) hesaplayınız. Üst yapı faktörlü yük kullanarak tasarlansa bile, bunun faktörsüz yük olduğuna dikkat ediniz.
2. Tasarım grafiğindeki taşıma gücü eğrisini kullanarak, taşıma gücü şartlarını karşılarken, *P* yükünü desteklemek için gerekli minimum temel genişliğini (*B*) belirleyiniz.
3. İzin verilebilir toplam oturmaya (δ_a) karşılık gelen oturma eğrisini kullanarak, tasarım yükü *P*'ye tekabül eden temel genişliği (*B*) belirleyiniz. Bu, toplam oturma şartlarını sağlamak için gerekli minimum genişliktir.
4. Tasarım grafiğinde ifade edilen δ_D/δ oranını kullanarak farklı oturmayı (δ_D) hesaplayınız ve bunu izin verilebilir farklı oturma (δ_{Da}) ile karşılaştırınız.
5. Farklı oturma çok fazla ise ($\delta_D > \delta_{Da}$), o zaman aşağıdaki yöntemi kullanınız:
   a. İzin verilebilir toplam oturma için yeni bir değer hesaplamak amacıyla, izin verilebilir farklı oturma (δ_{Da}) ve (δ_D/δ) oranını kullanınız. Bu değer dolaylı olarak hem toplam ve hem de farklı oturma şartlarını sağlar.
   b. Tasarım grafiğinde gözden geçirilmiş δ_a'ya karşılık gelen oturma eğrisini kullanarak, gerekli temel genişliğini (*B*) belirleyiniz. Bu temel genişliği, adım 3'de hesaplanandan daha küçüktür ve toplam ile farklı oturma kriterlerinin ikisini de sağlar.
6. Taşıma gücü analizi (adım 2) ve oturma analizinden (adım 3 veya 5b) elde edilen büyük *B* değerlerini seçiniz. Bu değer, tasarım temel genişliğidir.
7. Kalan kolonlar için, 1'den 6'ya adımları tekrarlayınız.

Bu grafikler taşıma gücünün dar temelleri nasıl kontrol ettiğini açık bir şekilde göstermektedir. Halbuki, oturma geniş temellerin tasarımını kontrol eder.

Bu yöntemin, izin verilebilir temas basıncı üzerindeki avantajları aşağıdakileri kapsar:

- Farklı oturmalar azaltılır. Çünkü, temas basıncı temel genişliği ile değişir.
- Toplam ve farklı oturma için tasarım değerlerinin seçimi (olması gerektiği gibi), yapı mühendisinin doğrudan sorumluluğu olmaktadır (yapı mühendisi izin verilebilir temas basıncı yöntemi ile bulduğu izin verilebilir oturma verisini, bunu q_A içine dahil eden geoteknik mühendisine vermelidir).
- Grafik, zemin-yapı etkileşimi analizinde kullanılabilen yük-oturma davranışını gösterir.

Örnek 8.2

Örnek 8.1'de anlatılan saha için bir tasarım grafiği geliştiriniz. Daha sonra, 300 k'lık bir kolon yükünü destekleyecek bir temel için gerekli genişliği belirlemek amacıyla bu grafiği kullanınız.

Çözüm

Taşıma gücü analizleri (BEARING.XLS programından)

B (ft)	*P* (k)
2	29
3	74
4	146
5	251
6	395
7	582
8	818
9	1109

Oturma analizleri (SCHMERTMANN.XLS programından)

	B=2 ft	*B*=7 ft	*B*=12 ft	*B*=17 ft
δ=0,25 in	32 k	145 k	280 k	450 k
δ=0,50 in	56 k	260 k	510 k	830 k
δ=0,75 in	77 k	365 k	720 k	1190 k
δ=1,00 in	97 k	465 k	925 k	
δ=1,25 in	115 k	555 k	1120 k	

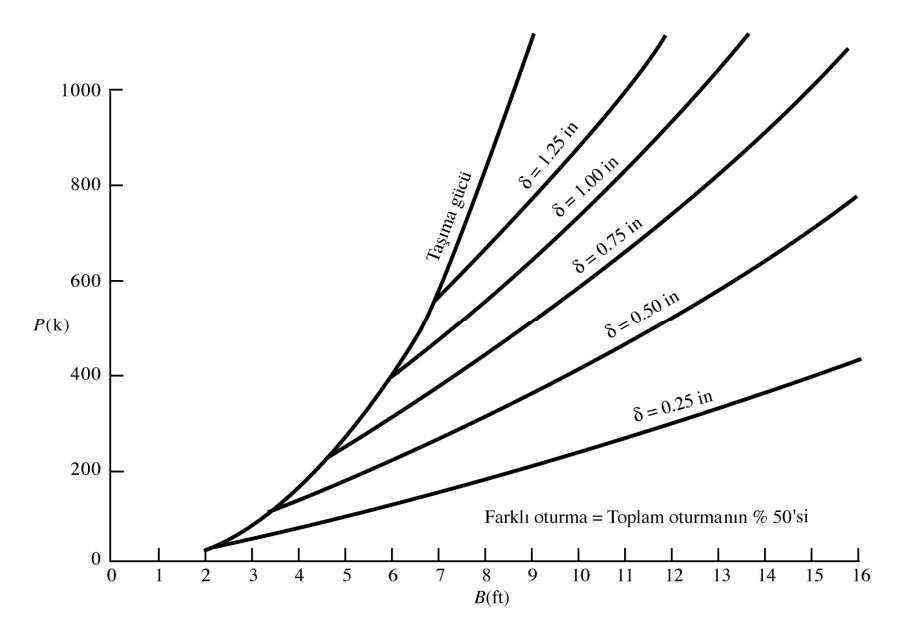
Bu analizlerin sonucu Şekil 8.5'de çizilmiştir.

Bu tasarım grafiğine göre, 300-k'lık bir kolon yükü, 5,5 ft genişliğinde bir temel ile taşınabilir. Bu, Örnek 8.1'deki 7ft genişliğindeki temelden oldukça küçüktür.

B*=5,5 ft** kullanınız ⇐ ***Cevap

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

8.1 Temel genişliği kriterlerini (izin verilebilir temas basıncı veya tasarım grafiği) ifade etmede aşağıdaki yapıların herbiri için hangi yöntem daha uygundur?



Şekil 8.5 Örnek 8.2 için tasarım grafiği.

a. On katlı donatılı beton bina
b. Tek katlı, ahşap çerçeveli konut
c. Nükleer enerji tesisi
d. Karayolu köprüsü

8.2 Genişliği 8 ft ve q=3000 lb/ft^2 altındaki temelin, genişliği 3 ft ve aynı q değeri altındaki temele göre daha fazla oturmasının sebebi nedir?

8.3 Taşıma kapasitesi hangi şartlar altında tekil temellerin tasarımını en muhtemel olarak kontrol eder? Bunları hangi şartlarda genellikle oturma kontrol eder?

8.4 Planlanan bir yapıdaki kolon yükleri 40 k ile 300 k aralığında olacaktır. Bu kolonların hepsi de kare şekili tekil temeller üzerine oturacaktır. İzin verilebilir temas basıncını (q_A) hesaplarken, taşıma kapasitesi analizlerinde hangi yük kullanılmalıdır? Oturma analizlerinde hangisi kullanılmalıdır?

8.5 Planlanan bir yapıdaki kolon yükleri 50 k ile 250 k aralığında olacaktır. Bu kolonlar, siltli kum üzerindeki tekil temeller üzerine gelecektir. Zeminin mühendislik özellikleri; su tablası üstünde γ=119 lb/ft^3, su tablası altında γ=122 lb/ft^3, c'=0, ϕ'=32^o ve N_{60}=30 şeklindedir. Taşıma gücü yenilmesine karşı istenen emniyet faktörü en azından 2,5 olmalı; izin verilebilir oturma (δ_a) da 0,75 inçtir.

Bu sahada zemin yüzeyinden 2 ft derinde kare şekilli tekil temellerin izin verilebilir temas basıncını hesaplayınız. Hesaplamaları elle yapabilir veya Bölüm 6 ve 7'de tanımlanan hesap tablosu programlarını kullanabilirsiniz. Bu sahada tekil temel kullanmanın mümkün olup olmadığı hakkında yorum yapınız.

8.6 Planlanan bir işyeri binasında kolon yükleri 200 kN ile 1000 kN aralığında olacaktır. Bu kolonlar, siltli kil üzerindeki tekil temeller üzerine gelecektir. Zeminin mühendislik özellikleri; su tablası üstünde γ=15,1 kN/m^3, su tablası altında γ=16,5 kN/m^3, s_u=200 kPa, $C_r/(1+e_0)$=0,020 ve σ'_m=400 kPa'dır. Su tablası yüzeyden 5 m derindedir. Taşıma gücü yenilmesine karşı istenen emniyet faktörü en azından 3 olmalı; izin verilebilir oturma (δ_a) da 20 mm'dir.

Bu sahada zemin yüzeyinden 0,5 m derinde kare şekilli tekil temellerin izin verilebilir temas basıncını hesaplayınız. Hesaplamaları elle yapabilir veya Bölüm 6 ve 7'de tanımlanan hesap tablosu programlarını kullanabilirsiniz. Bu sahada tekil temel kullanmanın mümkün olup olmadığı hakkında yorum yapınız.

8.7 Derinliği 3 ft olan kare temeller üzerine 20 k ile 90 k arasında düşey yük taşıyacak olan bir dizi kolon inşa edilecektir. Alttaki kil zeminin mühendislik özellikleri; su tablası üstünde γ=105 lb/ft^3, su tablası altında γ=110 lb/ft^3, s_u=3000 lb/ft^2, $C_r/(1+e_0)$ değeri üsteki 10 ft için 0,03 ve onun altında 0,05'dir. İki zemin katmanı da aşırı konsolide Durum I kategorisindedir. Taşıma gücü yenilmesine karşı istenen emniyet faktörü en azından 3 olmalıdır. Bölüm 6 ve 7'de tanımlanan hesap tablosu programlarını kullanarak, izin verilebilir temas basıncını (q_A) hesaplayınız. İzin verilebilir oturma 1,4 inçtir.

8.8 Problem 8.7'deki bilgileri kullanarak bir tasarım grafiği geliştiriniz. Temel genişliğini 12 ft'e kadar alınız.

8.9 Genç, normal konsolide bir silis kumunda birkaç CPT deneyi yapılmıştır. Bir mühendis, bu deney sonuçlarına göre aşağıdaki zemin profilini ortaya koymuştur:

Derinlik (m)	q_c (kg/cm^2)
0 – 2,0	40
2,0 – 3,5	78
3,5 – 4,0	125
4,0 – 6,5	100

Zeminin su tablası üstündeki ortalama birim ağırlığı 18,1 kN/m^3, altındaki ortalama birim ağırlığı ise 20,8 kN/m^3'tür. Su tablası zemin yüzeyinden 3,1 m derindedir.

Bu verileri Bölüm 6 ve 7'de tanımlanan hesap tablosu programlarında kullanarak, 1,0 m derinliğindeki kare temeller için bir tasarım grafiği geliştiriniz. Temel genişlklerini 4 m'ye kadar, kolon yüklerini 1500 kN'a kadar, emniyet faktörünü 2,5 ve tasarım ömrünü 50 yıl olarak alınız.

İpucu: Homojen zeminde taşıma gücü yenilmesi için kritik kayma yüzeyi, temelin tabanından yaklaşık B kadar aşağı iner. Bu zondaki q_c ile ϕ' arasındaki korelasyon için Bölüm 4'e bakınız.

8.2 EKSANTRİK VEYA MOMENT YÜKLER İÇİN TASARIM

Aşağı doğru yükün (P) Şekil 8.6a'da gösterildiği gibi bazan ağırlık merkezinde etkimediği bir temeli inşa etmek gerekli olabilir. Buna bir örnek, Şekil 5.2'de gösterildiği gibi, arsa sınırına çok yakın yerleştirilen bir yapıdaki dış temeldedir. Bu gibi temeller altındaki temas basıncı, Bölüm 5.3'de tartışıldığı gibi, yamuktur.

Bir başka daha yaygın olasılık, Şekil 8.6b'de gösterildiği gibi, uygulanan moment yüküne (M) maruz kalan bir temeldir. Bu moment sürekli olabilir. Fakat, daha çok yapıya etkiyen rüzgar veya sismik kuvvetler nedeniyle geçici bir yüktür. Bu moment yükleri de yamuk bir temas basıncı oluşturur.

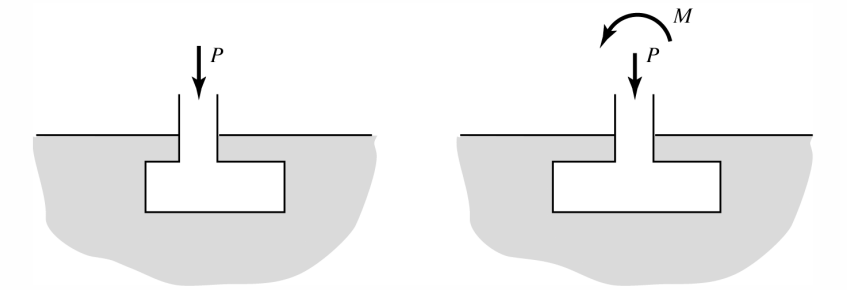
Eksantrik veya moment yüklü temeller için tasarım yapmak amacıyla aşağıdaki yöntemi kullanınız:

1. Plan boyutları *B* ve *L* için ön hazırlık değerleri geliştiriniz. Temel kare ise, *B*=*L*'dir. Bu değerler, Bölüm 8.1'de tartışıldığı gibi, eksenel aşağı doğru yük analizine veya bir başka yönteme dayandırılabilir.
2. Temas basıncının bileşkesinin temelin ortadaki üçte birlik kısım içinde (tek yönlü yükleme için) veya çekirdek bölge içinde (çift yönlü yükleme için) etkiyip etkimediğini belirleyiniz. Bu koşullar için denemeler (5.9) ve (5.10) eşitliklerinde tanımlanmış ve Örnek 5.4 ile 5.5'de gösterilmiştir. Bu kriterlerin karşılanmadığı durumda, temelin bir bölümü zeminden kalkma eğiliminde olacaktır. Bu durum kabul edilemez. Bu nedenle, bu gibi temellerin, Örnek 5.5'de gösterildiği gibi, genişlik veya uzunluğunun arttırılarak değişkenmesi gereklidir.
3. Aşağıdaki işlemi kullanarak, Şekil 8.7'de gösterildiği gibi, efektif temel boyutlarını (*B*' ve *L*') belirleyiniz (Meyerhof, 1963; Brinch Hansen, 1970):

a. (5.3)–(5.6) eşitliklerini kullanarak, *B* ve/veya *L* yönlerindeki temas basıncı eksantrikliğini (e_B, e_L) hesaplayınız.

b. Efektif temel boyutlarını hesaplayınız:

$$B' = B - 2e_B \tag{8.4}$$



Şekil 8.6 (a) Aşağı doğru eksantrik yüke maruz kalan tekil sömel; (b) Moment yüklemesine maruz kalan tekil sömel.

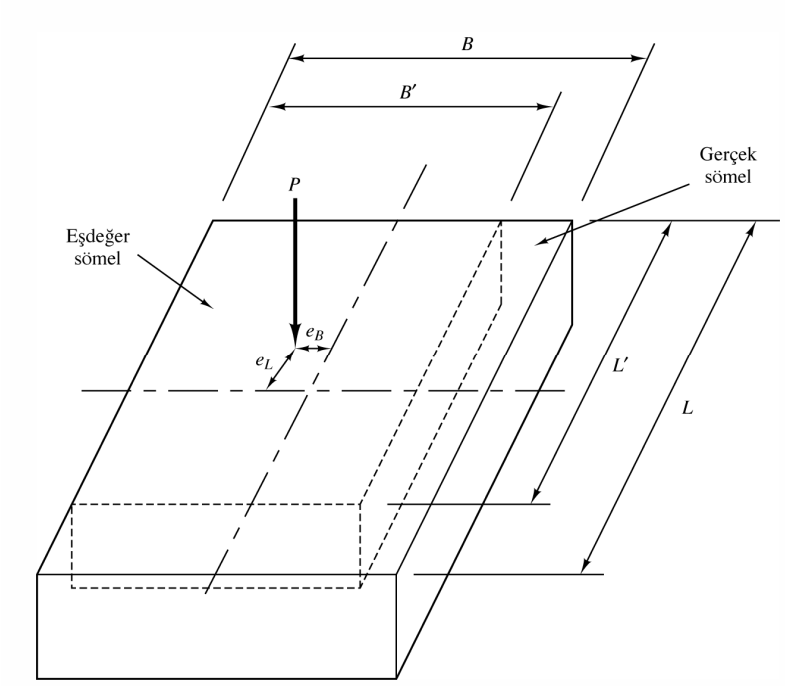
$$L' = L - 2e_L \tag{8.5}$$

Bu sonuç, Şekil 8.7'de gösterildiği gibi, alanı *A*'=*B*'x *L*' olan eşdeğer bir temel oluşturur.

4. Aşağıdaki eşitliği kullanarak eşdeğer temas basıncını hesaplayınız:

$$q_{\text{eş}} = \frac{P + W_f}{B'L'} - u_D \tag{8.6}$$

5. $q_{\text{eş}}$ ile izin verilebilir temas basıncını (q_a) karşılaştırınız. $q_{\text{eq}} \leq q_a$ ise, tasarım şartı sağlanmış olur. Eğer değilse, o zaman bu kriteri karşılamak için temel boyutunu gerekli olduğu kadar arttırınız.



Şekil 8.7 Eksantrik veya moment yükü ile yüklenmiş sömellerin taşıma gücünü değerlendirmede eşdeğer sömel. Eşdeğer sömelde eksantriklik olmadığına dikkat ediniz.

Örnek 8.3

5 ft kare, 2 ft derinlikte bir temel, 80 k'lık düşey bir yük ve 60 ft-k'lık bir moment yükü taşımaktadır. Altta bulunan zeminin izin verilebilir temas basıncı q_A=3500 lb/ft^2 ve su tablası oldukça derindedir. Bu tasarım tatmin edici midir?

Çözüm

$$W_f = (5\,\text{ft})(5\,\text{ft})(2\,\text{ft})(150\,\text{lb/ft}^3) = 7500\,\text{lb}$$

(5.5) eşitliğini kullanarak:

$$e = \frac{M}{P + W_f} = \frac{60\,\text{ft-k}}{80\,\text{k} + 7{,}5\,\text{k}} = 0{,}686\,\text{ft}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{5\,\text{ft}}{6} = 0{,}833\,\text{ft}$$

$$e \le \frac{B}{6} \qquad \therefore \text{ eksantrik yükleme için tamam}$$

$$B' = B - 2e_B = 5 - (2)(0{,}686) = 3{,}63\,\text{ft}$$

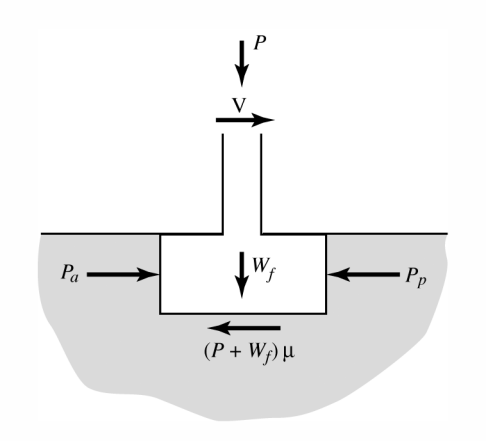
$$q_{eq} = \frac{P + W_f}{A} - u_D = \frac{800000\text{lb} + 7500\text{lb}}{(3{,}63\text{ft})(5\text{ft})} - 0 = 4821\,\text{lb/ft}^2$$

$q_{eq} > q_A$ (4821>3500) olduğundan, bu tasarım tatminkâr değildir. Bu, eksantrik yükleme şartını ($e \leq B/6$) karşılamasına rağmen doğrudur. Bu nedenle, daha büyük bir *B* gereklidir.

Daha fazla denemeler, *B*= 6 ft'in tüm tasarım kriterlerini karşıladığını gösterecektir.

8.2 KESME YÜKLERİ İÇİN TASARIM

Bazı temeller, Şekil 8.8'de gösterildiği gibi, kesme yüklerine de maruz kalırlar. Bu yükler, istinat duvarlarının neden olduğu yükler gibi, sürekli veya binalar üzerindeki rüzgar veya sismik yüklerin neden olduğu yükler gibi geçici olabilir.



Şekil 8.8 Bir tekil sömel üzerine etkiyen kesme yükü.

Kesme yüklerine, temelin kenarına etkiyen pasif basınç ve temel tabanı boyunca kayma sürtünmesi ile karşı koyulur ve düz zemin yüzeyli bir sahada yeraltı su tablası yukarısında yerleştirilmiş temeller için izin verilebilir kesme kapasitesi (V_{fa}) aşağıdaki gibidir:

$$V_{fa} = \frac{(P + W_f)\mu + P_p - P_a}{F} \tag{8.7}$$

Pasif ve aktif kuvvetler Bölüm 23'de anlatılmıştır. Ancak, her temel için bunları tek tek hesaplama yerine, bir eşdeğer sıvı yoğunluğu bakımından ifade edilen aktif ve pasif basınçların net sonucu olan λ'yı hesaplamak genellikle daha kolaydır. Bir başka deyişle, problem; temelin bir kenarı yanındaki zemin, birim ağırlığı λ olan bir sıvı ile değiştiriliyormuş gibi, sonra da eşdeğer $(P_p - P_a)$'yı hesaplamak için akışkan statiği ilkelerini kullanarak değerlendirilebilir. Böylece, kare temeller için (8.7) eşitliği aşağıdaki gibi yeniden yazılabilir:

$$V_{fa} = (P + W_f)\mu_a + 0{,}5\lambda_a BD^2 \tag{8.8}$$

$$\mu_a = \frac{\mu}{F} \tag{8.9}$$

$$\lambda_a = \frac{\gamma\left[\tan^2(45^0 + \phi/2) - \tan^2(45^0 - \phi/2)\right]}{F} \tag{8.10}$$

(8.10) eşitliği zeminin sadece sürtünme dayanımını dikkate alır. Bazı durumlarda, Bölüm 23'de anlatılan teknikleri kullanarak kohezyonlu dayanımı da dikkate almak uygun olabilir. Temel o zaman aşağıdaki gibi olacak şekilde tasarlanmalıdır:

$$V \leq V_a \tag{8.11}$$

Burada:

V=uygulanan kesme yükü

V_{fa}=izin verilebilir temel kesme yükü kapasitesi

P=temele etkiyen aşağı doğru yük

W_f=temelin ağırlığı

B=temel genişliği

D=gömme derinliği

μ=sürtünme katsayısı [Tablo 8.3 veya (8.12) eşitliğinden]

μ_a=izin verilebilir sürtünme katsayısı

λ=eşdeğer pasif sıvı yoğunluğu

λ_a=izin verilebilir eşdeğer pasif sıvı yoğunluğu

ϕ=zeminin sürtünme açısı (drenajlı yükleme koşulları için ϕ' veya drenajsız yükleme koşulları için ϕ_T kullanınız)

F=emniyet faktörüdür (tipik olarak, μ için 1,5 ile 2,0 ve λ için 2 ile 3 arasında).

$$\mu = \tan(0{,}7\phi') \tag{8.12}$$

Tablo 8.3 Yerinde dökülmüş beton için μ'nün tasarım değerleri (U.S. Navy, 1982b).

Zemin veya kaya sınıflaması	μ
Temiz, sağlam kaya	0,70
Temiz çakıl, çakıl-kum karışımları, iri kum	0,55 – 0,60
Temiz ve ince-orta kum, siltli orta-iri kum, siltli veya killi çakıl	0,45 – 0,55
Temiz ve ince kum, siltli veya killi ince-iri kum	0,35 – 0,45
İnce kumlu silt, plastik olmayan silt	0,30 – 0,35
Çok sert ve katı rezidüel veya aşırı konsolide kil	0,40 – 0,50
Orta sert – sert kil ve siltli kil	0,30 – 0,35

μ ve λ'dan bahsederken veya kullanırken, nihai ve izin verilebilir değerler olup olmadığını açıkca belirtmek önemlidir. Bu, genellikle emniyet faktörlerinin birleştirilmesine veya emniyet faktörsüz tasarımlara neden olabilen karışıklığın kaynağıdır. Normalde, genellikle geoteknik mühendisliği raporlarında bu parametrelerin izin verilebilir değerlerinden bahsedilir.

Mühendis, (8.8) eşitliğinde uygun *P* değeri kullanmada da dikkatli olmalıdır. Tipik olarak, çeşitli yük birleşimleri dikkate alınmalı ve kesme kapasitesi, herbir birleşim için tatmin edici olmalıdır. Böylece, belirli bir analiz için *P*, tasarım kesme yükü temele etkidiği zaman var olacak minimum normal yük olmalıdır. Örneğin, eğer *V*, bir binadaki rüzgar yüklerinden ileri geliyorsa, *P* yükü yalnızca ölü yüke dayandırılmalıdır. Çünkü, rüzgar yükleri oluştuğu zaman, hareketli yük mevcut olmayabilir. Eğer rüzgar yükü de temel üzerinde yukarı doğru bir normal yüke neden olur ise, o zaman *P* , ölü yük eksi yukarı doğru rüzgar yüküne eşit olacaktır.

Örnek 8.4

6 ft x 6 ft boyutlarında, 2,5 ft derinlikteki bir temel aşağıdaki tasarım yüklerindeki bir kolonu desteklemektedir: *P*=112 k, *V*=20 k. Zemin, ϕ' =29^0 olan siltli ince-orta kumdur ve yeraltı su seviyesi temel tabanının oldukça aşağısındadır. Bu temelin kesme kapasitesini kontrol ediniz ve bu tasarımın, tasarım kesme yüküne güvenli biçimde karşı koyup koyamayacağını belirleyiniz.

Çözüm

Tablo 8.3'den μ =0,35–0,45

(8.11) eşitliğinden $\mu = \tan[0{,}7(29)] = 0{,}37$

$\therefore$ μ =0,38 kullanın

$$\mu_a = \frac{\mu}{F} = \frac{0{,}38}{1{,}5} = 0{,}25$$

$$\lambda_a = \frac{120\left[\tan^2(45+29/2) - \tan^2(45-29/2)\right]}{2} = 152 \text{ lb/ft}^3$$

$$W_f = (6)(6)(2{,}5)(150) = 13500 \text{ lb}$$

$$V_{fa} = (112+12{,}5)(0{,}25) + (0{,}5)\left(\frac{152}{1000}\right)(6)(2{,}5^2) = \textbf{34 k} \qquad \Leftarrow \textit{Cevap}$$

$V \le V_{fa}\,(20 \le 34)$ **bu yüzden temel yeterli yanal yük kapasitesine sahiptir** $\Leftarrow$ ***Cevap***

Uygulanan kesme yüklerine maruz temeller de, Bölüm 6'da anlatılan Vesic metodundaki *i* faktörleri kullanarak değerlendirilebilen daha küçük bir nihai taşıma gücüne sahiptir. Taşıma gücündeki bu azalma, kesme yükü küçük olduğu zaman (yani, yaklaşık 0,20*P*'den daha az) genellikle ihmal edilir. Fakat, daha büyük kesme yükleri için önemli olabilir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

8.10 Genişliği 1,0 m ve derinliği 0,5 m olan kare şekilli bir temel, *P*=150 kN ve *M*=22 kN-m'lik tasarım yüklerini destekleyecektir. Alttaki zeminin izin verilebilir temas basıncı 200 kPa'dır. Bu tasarım kabul edilebilir bir tasarım mıdır? Değil ise, gereki minimum temel genişliğini bulunuz ve cevabınızı 0,1 m'nin katlarına yuvarlatınız.

8.11 Boyutları 3 ft x 7 ft, derinliği 2 ft olan bir tekil temel, *P*=50 k ve *M*=80 ft-k (sadece uzun eksen boyunca etkimektedir) tasarım yükleri ile kolon merkezine yüklenecek şekilde tasarlanmaktadır. Alttaki siltli kum türü zeminde *c*'=0, ϕ'=31^o, γ=123 lb/ft^3 ve su tablası çok derindedir. Emniyet

faktörü 2,5 olacak şekilde, bu tasarımın taşıma gücü açısından kabul edilebilir olup olmadığını bulunuz.

8.12 Genişliği 4 ft ve derinliği 1,5 ft olan kare şekilli bir temel P=25 k ve V=6 k şeklindeki tasarım yüklerini taşıyacaktır. Alttaki iyi derecelenmiş kum türü zeminde c'=0, ϕ'=36°, γ=126 lb/ft^3 ve su tablası çok derindedir. Emniyet faktörünü pasif basınçta 2 ve kayma sürtünmesinde 1,5 alacak şekilde, bu tasarımın taşıma gücü ve yanal yük kapasitesi açısından kabul edilebilir olup olmadığını bulunuz.

8.4 RÜZGAR YÜKLERİ VEYA SİSMİK YÜKLER İÇİN TASARIM

Yüzeysel temellerin çoğu statik yüklere ilave olarak, rüzgar veya sismik yüklere maruz kalır. Temel tasarım amaçları için bu yükler Altbölüm 2.1'de ele alındığı gibi, hemen hemen her zaman eşdeğer statik yükler bakımından ifade edilir. Bazı durumlarda mühendisler temellere etkiyen sismik yükleri değerlendirmede dinamik analizler kullanabilir. Ancak, bu gibi yöntemler bu kitabın konusu dışındadır.

Rüzgar ve sismik yükler aslında yataydır. Bu yüzden, temeller üzerinde kesme kuvvetlerine neden olurlar ve dolayısıyla Altbölüm 8.3'de tartışıldığı gibi, bir kesme yükü kapasitesi değerlendirmesi gerektirirler. Ayrıca, üstyapı üzerindeki rüzgar ve sismik yükleri temeller üzerinde ilave normal yüklere (ya aşağı ya da yukarı) neden olur. Bu yükler, statik normal yükler üstüne eklenir. Tekli elektrik direkleri gibi bazı durumlarda rüzgar ve sismik yükleri temele moment uygular.

Bu yükler eşdeğer statik yükler olarak ifade edildiği zaman, temellerin yük kapasitesini değerlendirme yöntemleri, aslında statik yükler için olanlar ile aynıdır. Ancak, geoteknik mühendisleri genellikle rüzgar veya sismik bileşenleri içeren yük birleşimleri için yüzde 33 daha fazla yük taşıma kapasitesine izin verir. Bu artış, aşağıdaki hususlara dayandırılır:

- Rüzgar veya sismik yükler gibi hızlı yüklemeye maruz kalan zeminlerin kayma dayanımı, özellikle kumlarda sürekli yükleme esnasındaki dayanımdan daha büyüktür. Bu nedenle, nihai taşıma kapasitesi ve nihai yanal kapasite benzer biçimde daha büyüktür.
- Bir taşıma gücü yenilmesine veya geçici yükler altındaki yanal bir kayma yenilmesine karşı daha düşük bir emniyet faktörünü kabul etmeye hazırız. Çünkü, bu yükler daha az olasılıkla meydana gelir.
- Geçici yüklemeye maruz kalan zeminlerdeki oturma, genellikle eşit sürekli bir yük altındaki oturmadan daha azdır. Çünkü, zemin tepki vermek için daha az zamana sahiptir.
- Geçici yükleme koşulları altında daha büyük oturmalara izin verebiliriz. Diğer bir deyişle, insanların çoğu, bir tasarım kasırgasını veya bir tasarım depremini takiben, bir yapıda çatlak veya diğer önemsiz tehlikeyi kabul edecektir. Bunların her ikisi de nadir olaylar olacaktır.

Örnek olarak, Altbölüm 8.1'de anlatılan tekniği kullanarak hesaplanan statik yükler için izin verilebilir temas basıncı (q_A) 150 kPa ise, rüzgar veya sismik bileşenleri içeren yük birleşimleri için izin verilebilir temas basıncı, (1,33)(150 kPa)=200 kPa olurdu.

Yapı yönetmeliklerinin çoğu kısa süreli yükler için üçte-birlik artışa izin verir [ICBO 1612.3, 1809.2, ve Tablo 18-I-A], [BOCA 1805.2], [ICC 1605.3.2 ve Tablo 1804.2]. Ayrıca,

çoğu yapı yönetmelikleri geoteknik mühendislerine bir geoteknik araştırmaya dayandırılan izin verilebilir temas basınçlarını belirleme izni verir ve dolaylı olarak, kısa ve uzun süreli yükleme koşulları için farklı izin verilebilir temas basınçları ifade etme esnekliği sağlar.

Bu üçte birlik artış bir çok zemin koşulu için uygundur. Ancak, bu artış büyük olasılıkla yumuşak killi zeminler üzerindeki temeller için kullanılmamalıdır. Çünkü, güçlü rüzgar veya sismik yüklemeye tabi olduğu zaman, daha düşük dayanıma sahip olabilirler (Krinitzky, vd., 1993). Bu zeminlerdeki temeller (2.1)-(2.4) eşitliklerinin en büyüğüne eşit bir tasarım yükü ve Bölüm 8'den q_A'yı kullanarak boyutlandırılmalıdır.

Aşağı doğru yükler için tasarım işleminde bu üçte birlik artışı yerine getirmek için iki yol vardır:

Yöntem 1:

1. Uzun süreli yükü, (2.1) ve (2.2) eşitliklerinden bulunan değerlerin büyük olanı şeklinde hesaplayınız.
2. Temeli; 1. adımdan yükü, Bölüm 8'den q_A'yı ve (8.2) veya (8.3) eşitliklerini kullanarak boyutlandırınız.
3. Kısa süreli yükü, (2.3) ve (2.4) eşitliklerinden bulunan değerlerin büyük olanı şeklinde hesaplayınız.
4. Temeli; 3. adımdan yükü, Bölüm 8'den q_A'nın 1,33 katını ve (8.2) veya (8.3) eşitliklerini kullanarak boyutlandırınız.
5. 2. ve 4. adımlardan temel boyutlarının büyüğünü kullanınız (yani, nihai tasarım ya uzun süreli yükleme koşulu veya kısa süreli yükleme koşulu ile kontrol edilebilir).

Bu yöntem, yukarıda anlatılan ilkenin doğrudan bir uygulamasıdır. Ancak, sağlanması bezdirici olabilir. İkinci yöntem, aynı tasarımı yaparken analizi basitleştirme girişimidir:

Yöntem 2:

1. Tasarım yükünü (2.1), (2.2), (2.3a) ve (2.4a) eşitliklerinden elde edilen en büyük değer olarak hesaplayınız.
2. Temeli; 1. adımdan yükü, Bölüm 8'den q_A'yı ve (8.2) veya (8.3) eşitliklerini kullanarak boyutlandırınız.

Bu nedenle, yazar Yöntem 2'yi kullanmayı önermektedir.

Kesme kuvvetleri için tasarım işlemi de bu yöntemlerin ikisinden birini kullanabilir. Tekrar etmek gerekirse, Yöntem 2'yi kullanmak genellikle daha kolaydır.

Özel Sismik Durumları

Gevşek kumlu zeminler sismik yüklere maruz kaldığı zaman, özellikle de suya doygun olduklarında özel problemler ortaya çıkar. En etkin problem, aşırı boşluk suyu basınçlarının gelişmesinden dolayı kayma dayanımının ani kaybı olan *zemin sıvılaşmasıdır* (bkz. Coduto, 1999). Dayanımdaki bu kayıp, Şekil 8.9'da gösterildiği gibi, taşıma gücü yenilmesine neden olabilir. Gevşek kumlar ile bir diğer problem, suya doygun ve sıvılaşmaya eğilimli olmasalar bile, depremden kaynaklanan oturmadır. Bazı durumlarda, bu gibi oturmalar çok büyük olabilir.



Şekil 8.9 Niigata'daki (Japonya) bu apartman bloklarının altındaki zemin 1964 depremi sırasında sıvılaşmış ve taşıma gücü yenilmelerine neden olmuştur. Yenilmelerin çok yavaş olarak geliştiği rapor edilmiştir. Yapılar çok sağlam ve rijit olduğundan, eğilmeye rağmen yıkılmamıştır. Ortadaki binanın sakinleri daha sonra binanın dış duvarından aşağı doğru yürümek suretiyle yapıyı terketmiştir (Earthquake Engineering Research Center Library, University of California, Berkeley, Steinbrugge Collection).

Depremler, bir şevin tepesine yakın inşa edilen temelleri yıkabilen heyelanlara da neden olabilir. Bu tip yenilme, 1964 depremi sırasında Anchorage'da (Alaska) ve başka yerlerde de meydana gelmiştir. Bu gibi problemlerin değerlendirilmesi bir şev stabilitesi sorunudur ve bu nedenle, bu kitabın konusu dışındadır.

8.5 HAFİF YÜKLÜ TEMELLER

Taşıma gücü ve oturma ilkeleri yüzeysel temellerin tüm boyutlarına uygulanır. Bununla birlikte, tasarım işlemi hafif yüklü temeller için basitleştirilebilir. Geoteknik temel tasarımı amaçları için *hafif yüklü temeller*, 200 kN (45 k)'dan veya 60 kN/m (4 k/ft)'den küçük düşey yüklere tabi olan temeller olarak tanımlanacaktır. Bunlar, tipik bir ve iki katlı ahşap çerçeveli binalar ve benzeri diğer yapıları kapsar. Bu gibi yapılar için temeller küçüktür ve zemine büyük yükler uygulamazlar. Bu yüzden, kapsamlı yeraltı araştırması ve zemin deney programları genellikle ekonomik değildir. Normalde, muhafazakar tasarımlar kullanmak, kapsamlı araştırmalar ve analizler yürütmekten daha az masraflıdır.

Tahminî İzin Verilebilir Temas Basınçları

Hafif ağırlıklı yapılar için yüzeysel temeller genellikle *tahminî izin verilebilir temas basınçlarını* (*tavsiye edilen temas basınçarı* olarak da bilinir) kullanarak tasarlanır. Bunlar,

zemin sınıflamasından doğrudan elde edilen izin verilebilir temas basınçlarıdır. Bu tahminî temas basınçları, Tablo 8.4'de gösterildiği gibi, yapı yönetmeliklerinde mevcuttur. Uygulamaları kolay olup; sondaj, laboratuvar deneyi veya kapsamlı analizler gerektirmezler. Mühendis, tablodan q_A değerini kolayca elde eder ve temelleri tasarlamada bu değeri (8.2) veya (8.3) eşitliği ile kullanır.

Tablo 8.4 Değişik yapı yönetmeliklerinden derlenmiş tahminî izin verilebilir taşıma basınçları[a,c].

	İzin verilebilir taşıma basıncı, q_A lb/ft^2 (kPa)		
Zemin veya kaya sınıfı	Uniform Building Code[b] (ICBO, 1977)	National Building Code (BOCA, 1996) ve International Building Code (ICC, 2000)	Canadian Code (NRCC, 1990)
Masif ve kristalin temel kayası	4000 – 12000 (200 – 600)	12000 (600)	40000 – 200000 (2000 – 10000)
Sedimenter kaya	2000 – 6000 (100 – 300)	6000 (300)	10000 – 80000 (500 – 4000)
Kumlu çakıl veya çakıl	2000 – 6000 (100 – 300)	5000 (250)	4000 – 12000 (200 – 600)
Kum, siltli kum, killi kum, siltli çakıl veya killi çakıl	1500 – 4500 (75 – 225)	3000 (150)	2000 – 8000 (100 – 400)
Kil, kumlu kil, siltli kil veya killi silt	1000 – 3000 (50 – 150)	2000 (100)	1000 – 12000 (50 – 600)

ICBO değerleri yayıncı örgüt olan International Conference of Bouilding Officials'dan izin alınarak Uniform Building Code'un 1997 baskısından (© 1997) alınmıştır. Boca Değerleri (© 1996) Building Officials and Code Administrators International Inc., County Club Hills, IL'den izin alarak basılmıştır.

[a] Bu tablodaki değerler sadece gösterim amaçlı olup, yapı yönetmeliklerinin tam bir tanımı değildir. Tablonun bazı bölümleri makul taşıma değerlerinin aynı çeşit zeminlere yorumlanmış şeklidir. Daha çok ayrıntı için yönetmeliklerin kendisine müracaat ediniz.

[b] Zemine ait Uniform Building Code değerlerinde taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörü en az 3 olarak öngörülmüş olup toplam oturma 0,5 in (12 mm) ile sınırlıdır (ICBO, 1997). Her bir zemin için verilen aralığın düşük olan değeri B=12 in (300 mm) ve D=12 in (300 mm) için olup, sömelin ilave her bir ft'i için %20 arttırılmak suretiyle verilen aralığın en büyük değerine kadar yükseltilebilir. İstisnası: Kil, kumlu kil, siltli kil veya killi silt için sömel genişliğindeki artışa rağmen taşıma basıncında artış yapılmaz.

[c] Standart Building Code (SBCCI, 1997) herhangi bir makul izin verilebilir taşıma basıncını içermez.

Tahminî izin verilebilir temas basınçları ondokuzuncu yüzyıl sonlarından beri kullanılmaktadır ve bu yüzden taşıma gücü ve oturma analizlerinden önce ortaya çıkmıştır. Bugün için bu değerler öncelikle altında iyi zeminler olduğu bilinen sahalardaki hafif ağırlıklı yapılar için kullanılır. Tahminî temas basınçları genellikle muhafazakâr (yani, daha büyük temeller üreten) olmasına rağmen, ek yapım maliyetleri, zemin araştırma ve deney maliyetlerindeki tasarruflara kıyasla küçüktür.

Ancak, zeminler üzerinde inşa edilen daha büyük yapılar için tahminî temas basınçlarını kullanmak uygun değildir. Çünkü, yeteri kadar güvenli değildirler. Bu gibi yapılar, zemin araştırma ve deney dahil, daha kapsamlı mühendislik ve tasarımı gerektirir. Altında zayıf zeminler bulunan sahalarda da kullanılmamalıdır.

Minimum Boyutlar

Uygulanan yükler çoğu bir veya iki katlı ahşap çerçeve yapılar gibi küçük olduğunda, taşıma gücü ve oturma analizleri aşırı küçük temellerin yeterli olabileceğini gösterebilir. Ancak, pratik açıdan çok küçük temeller aşağıdaki nedenlerden dolayı kabul edilemez:

- Temelin ve yapının ona bağlanan kısımlarının inşaası zor olacaktır.
- Bir temel inşa etmek için zeminin kazılması, hiç bir şekilde kusursuz bir iş değildir. Temel boyutları çok küçük olunca, yapım toleranslarının temel boyutlarına oranı büyük olur. Bu da diğer yapım problemlerine yol açar.
- Belirli miktar eğilme dayanımı, yüklerdeki üniform olmayışlığı ve zemindeki değişkenlikleri barındırmak için gereklidir. Fakat, çok küçük bir temel az miktarda eğilme dayanımına sahip olacaktır.

Bu nedenle, tüm yüzeysel temeller belirli minimum boyutlarda inşa edilmelidir. Şekil 8.10'da tipik minimumlar görülmektedir. Ayrıca, yapı yönetmelikleri bazan diğer minimum boyutları zorlayabilir. Örneğin, Üniform Yapı Yönetmeliği ve Uluslararası Yapı Yönetmeliği ahşap çerçeveli yapıları taşıyan temeller için kesin minimum boyutlar şart koşabilir. Sürekli temeller için minimum boyutlar Tablo 8.5'de sunulmuştur ve kare temeller için olanlar tablonun 3 nolu not'unda verilmiştir. Bu yönetmelik de geoteknik mühendislerine bu minimum boyutları değiştirme izni vermektedir [UBC 1806.1, IBC 1805.21].

Potansiyel Problemler

Hafif ağırlıklı yapılar için yüzeysel temellerin tasarımı, biraz önce anlatıldığı gibi, basit bir işlem olabilmesine rağmen, bu gibi yapıların temel problemlerine hassas olmadığına dikkat ediniz. Basitçe bu tahminî temas basınçlarını ve yönetmelik minimumlarını izlemek, mutlaka iyi bir tasarım vermez. Mühendisler, bu basit tasarım bilgilerinin ne zaman yeterli olduğunu ve ne zaman ilave hususların içerilmesi gerektiğini bilmeleri gerekir.

Hafif ağırlıklı yapıların temelleri ile ilgili problemlerin çoğuna, yapıdan gelen yüksek yüklerden daha çok, temeller altındaki zeminler neden olur. Örneğin, gevşek dolgular içine yerleştirilen temeller dolgunun ağırlığı veya dolguya suyun sızmasından dolayı oturma yapabilir. Şişebilen zeminler, çökebilen zeminler, heyelanlar ve diğer problemler de hafif ağırlıklı yapıların temellerini etkileyebilir. Bu problemler, daha kapsamlı araştırma ve tasarım çabalarını gerektirebilir.

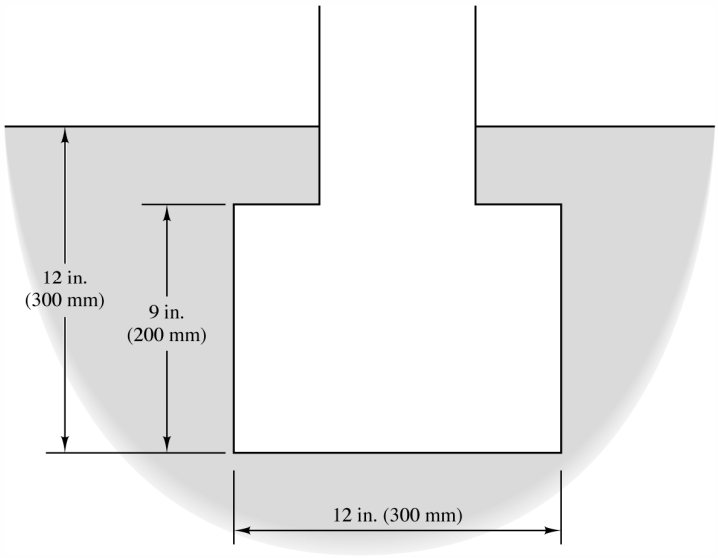
SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

8.13 Bir işyeri binasının kare temelleri, ölü yük=800 kN, hareketli yük=500 kN ve sismik yük=400 kN şeklinde tasarım yüklerini taşıyacaktır. Bu sahada %33'lük sismik yük arttırımı uygundur.

a. Tasarım yükünü hesaplayınız.

b. Örnek 8.2'deki tasarım grafiğini kullanarak, toplam oturma en çok 20 mm olacak şekilde, bu temel için gerekli genişliği hesaplayınız.

8.14 Kumlu kilden oluşan bir zemin üzerine üç katlı, ahşap çerçeveli bir yapı inşa edilecektir. Binanın dış duvar yükleri bazı taraflarda 1900 lb/ft kadar olacaktır. Tablo 8.4'de verilen minimum boyutları ve Tablo 8.5'de verilen Uluslararası Yapı Yönetmeliği'nden tahminî temas basıncını kullanarak, bu temel için gerekli genişliği bulunuz. Nihai tasarımınızı bir kroki şeklinde gösteriniz.



Şekil 8.10 Tekil sömeller için minimum boyutlar. Sömelin donatılı olması durumunda kalınlık en az 12 in (300 mm) olmalıdır.

Tablo 8.5 UBC ve ICB'ye göre ahşap iskeletli taşıma duvarlarını destekleyen sürekli sömeller için minimum boyutlar (ICBO, 1997 ve ICC, 2000).

Temel ile desteklenen	Temel duvarının kalınlığı		Sömel genişliği, *B*		Sömel kalınlığı, *T*		Örselenmemiş zemin yüzeyi altındaki sömel derinliği, *D*	
kat adedi	(mm)	(in)	(mm)	(in)	(mm)	(in)	(mm)	(in)
1	150	6	300	12	150	6	300	12
2	200	8	375	15	17	7	450	18
3	250	10	450	18	200	8	600	24

1. Olağan dışı veya donma şartlarının olduğu yerlerde sömel ve temeller UBC'nin 1806.1 veya IBC'nin 1805.2.1 bölümündeki gibi olacaktır.
2. Döşemenin altındaki zemin sömelin üst yüzeyine kadar kazılabilir.
3. İçerideki saplama taşıyıcı duvarlar birbirinden ayrılmış sömeller ile desteklenebilir. Sömel genişliği ve derinliği bu tabloda verilenin iki misli olacak ve sömeller merkezden merkeze 6 ft (1829 mm'den daha uzak olmayacaktır.
4. Sismik zon 4'de süreli sömeller üstte ve altta en az 4 No'lu çubuk ile desteklenmelidir.
5. Temeller, öngörülen kat adedine ek olarak çatıyı da destekleyebilir. Sadece çatıyı destekleyen temeller bir katı destekleyen temeller gib olacaktır.

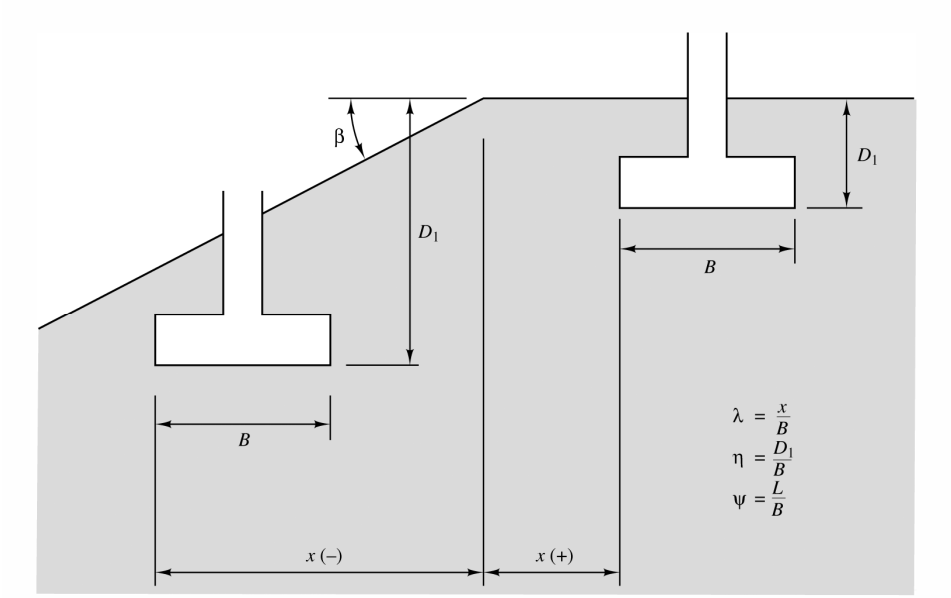
8.6 ŞEVLERİN ÜZERİNDEKİ VEYA YAKININDAKİ TEMELLER

Bölüm 6'daki Vesic taşıma gücü formülleri, eğimli zemine yakın temelleri dikkate alabilmekte ve bu gibi temellerin oturması hesaplanabilmektedir. Ancak, olabildiğince bu durumdan kaçınmak en iyisidir. Bu gibi durumlarda aşağıdaki kaygılar söz konusudur:

- Yanal destekte azalma, taşıma gücü yenilmesini daha olasılıklı hale getirir.
- Temeller, yüzeysel (veya derin) bir heyelanın meydana gelmesi halinde yıkılabilir.
- Yüzeye yakın zeminler yamaç aşağı yavaşça krip yapıyor olabilir ve bu krip temelin yavaşça şev aşağı hareketine neden olabilir. Bu özellikle killerde olasıdır.

Ancak, temellerin bir şev üstüne veya yakınına inşa edilmesi gerektiği durumlar vardır. Örnekler, yaklaşım dolguları üzerinde oturan köprü ayakları, elektrik direklerinin temelleri ve bazı binaları kapsar.

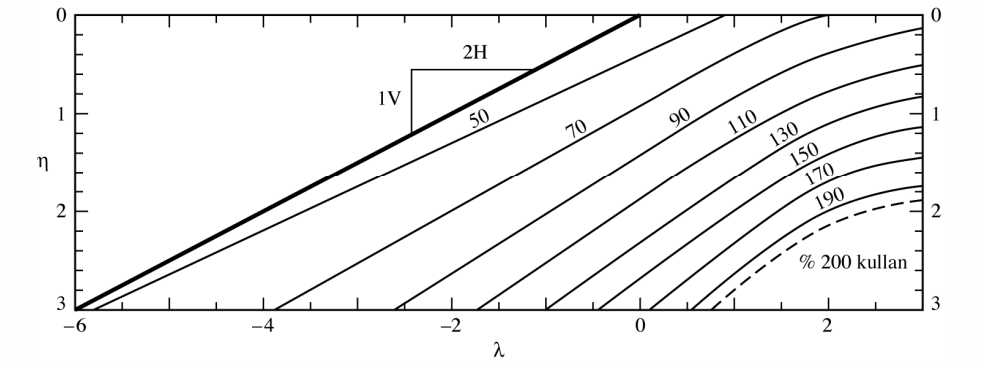
Shields, Chandler ve Garnier (1990) kumlu şevler üzerine yerleştirilmiş temellerin taşıma gücü için bir başka çözüm üretmişlerdir. Santrifüj deneylerine dayandırılan bu yöntem, çeşitli bölgelerdeki temellerin taşıma gücünü, düz yüzeyli zemin üstünde *D*=0 ile eş temellerin taşıma gücü ile ilişkilendirmektedir. Şekiller 8.11-8.13'de 1.5:1 ve 2:1 şevler için bu oran verilmiştir.



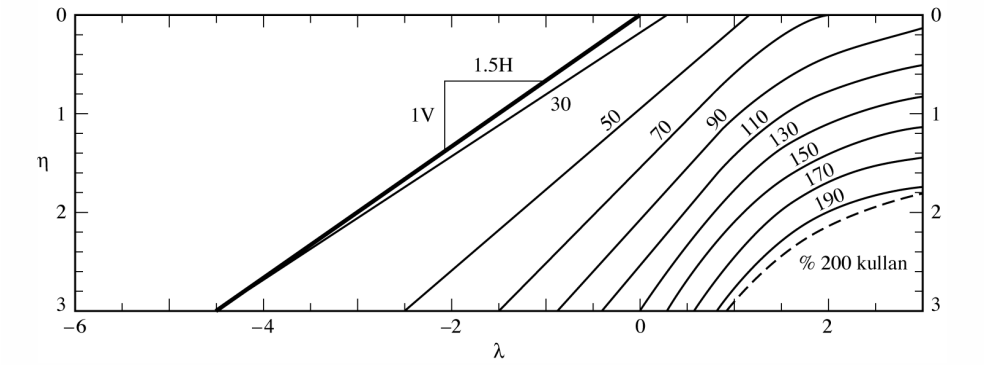
Şekil 8.11 Kumlu şevlerin yakınında veya üzerindeki sömellerin taşıma gücünü hesaplamada kullanılan terimlerin tanımı (Shields, Chandler ve Garnier, 1990'dan. ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

Üniform Yapı Yönetmeliği ve Uluslararası Yapı Yönetmeliği, Şekil 8.14'de gösterildiği gibi, geri çekilmeler gerektirir. Bu kriter, temeli ya şevden uzağa taşımakla ya da daha derin yapmakla sağlanabilir.

Ancak, bu geri çekilme kriteri yapı temellerinin duraysız şevler üstünde mantıklı olduğunu göstermez. Bu nedenle, ayrıntılı duraylılığı sağlamak amacıyla uygun şev stabilite analizleri de yapılmalıdır.



Şekil 8.12 Eğimi 2H:1V olan kumlu şevler üzerindeki sömellerin taşıma gücü. Konturlar, taşıma gücünün düz zemin üzerindeki benzer sömelin taşıma gücüne bölümünün yüzde cinsinden ifadesidir (Shields, Chandler ve Garnier, 1990'dan. ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

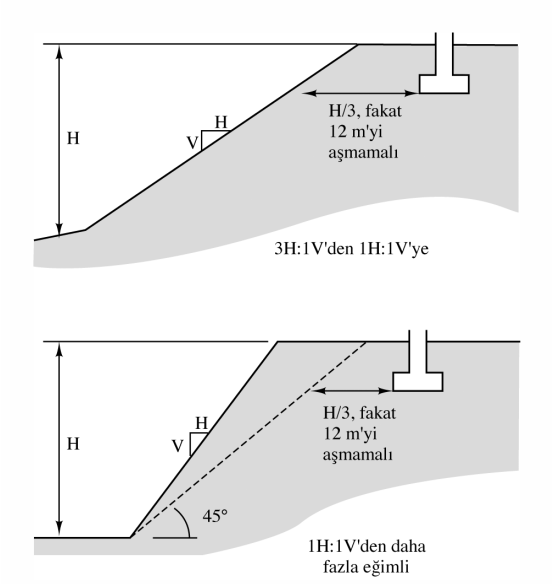


Şekil 8.13 Eğimi 1,5H:1V olan kumlu şevler üzerindeki sömellerin taşıma gücü. Konturlar, taşıma gücünün düz zemin üzerindeki benzer sömelin taşıma gücüne bölümünün yüzde cinsinden ifadesidir (Shields, Chandler ve Garnier, 1990'dan. ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

8.7 DONMUŞ ZEMİNLERDEKİ TEMELLER

Dünyanın birçok bölgesinde, kışın hava sıcaklığı genellikle suyun donma noktasının (0^0 C) altına düşer ve uzun süre öyle kalır. Bu durum meydana geldiği zaman, zemin donar. Yazın zeminler ısınır ve donmamış durumlarına döner. A.B.D.'nin hemen hemen kuzeyi, Kanada, orta Avrupa ve benzer iklimli diğer yerler bu yıllık olayı yaşar.

Belirli bir yerde, zeminin donabileceği en büyük derinlik *don nüfuz etme derinliği* olarak bilinir. Bu mesafe, ilgiç termodinamik probleminin bir bölümü olup; hava sıcaklığı, zamanla değişim, ilk zemin sıcaklığı, zeminin ısısal özellikleri ve diğer faktörlerin bir fonksiyonudur. En derin nüfuz etme derinlikleri, çok soğuk hava sıcaklıkları uzun bir süre sürdürüldüğü zaman elde edilir. A.B.D.'ndeki tipik don nüfuz etme derinlikleri Şekil 8.15'de gösterilmiştir.



Şekil 8.14 3 yataya 1 düşeyden daha fazla eğimli şevlerde Uniform Building Code [1806.5] ve International Building Code [1805.3]'un gerektirdiği sömel öte mesafesi. Sömelden şev yüzeyine olan yatay mesafe en az *H*/3 kadar olmalı fakat 40 ft'i (12 m) aşmamalıdır. 1 düşeye 1 yataydan daha fazla eğimli şevlerde bu öte mesafesi şevin topuğu ile 45° açı yapan çizgiden itibaren alınmalıdır (Yayıncı örgüt olan International Conference of Bouilding Officials'dan izin alınarak Uniform Building Code'un 1997 baskısından (© 1997) ve International Building Codu'un 2000 baskısından).

Bu yıllık donma-çözülme çevrimleri, temel tasarımında göz önünde bulundurulması gereken özel problemlere yol açar.

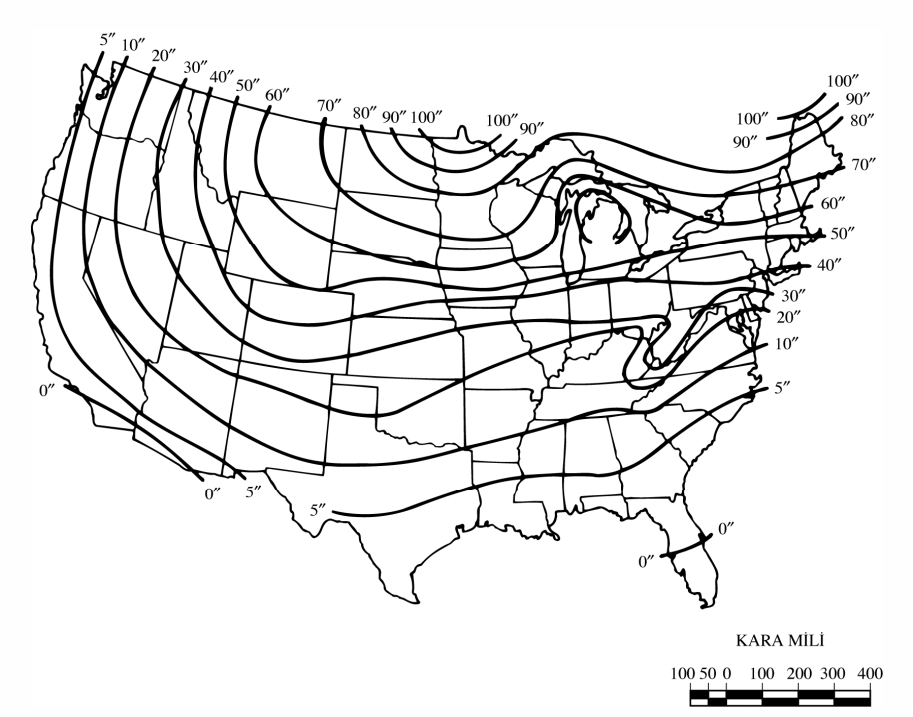
Don Kabarması

Donmuş zeminlerdeki en yaygın temel problemi *don kabarmasıdır*. Bu olay, zemin donduğu zaman, zeminin yükselmesidir.

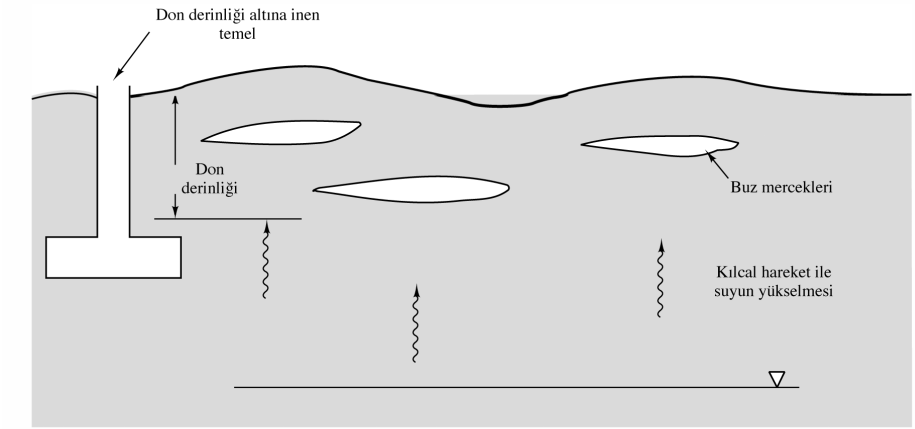
Su donduğu zaman hacmi yaklaşık yüzde 9 artar. Zemin suya doygun ise ve tipik bir poroziteye sahipse (yüzde 40 diyelim), hacmi yaklaşık %9 x %40=%4 artacaktır. A.B.D.'nin kuzeyindeki iklimler ile karşılaştırılabilir iklimlerde bu, 25 ile 50 mm (1-2 in) kadar yüzey kabarmalarına karşılık gelebilir. Bu gibi kabarmalar önemli olmasına rağmen, genellikle oldukça üniformdurlar ve bu nedenle nispeten küçük hasara neden olurlar.

Ancak, don kabarmasının ikinci ve daha sinsi bir kaynağı vardır. Yeraltı su seviyesi nispeten sığ ise, kapilar etki suyu yukarı donmuş bölgeye çeker ve Şekil 8.16'da gösterilen buz merceklerini oluşturur. Bazı zeminlerde bu mekanizma büyük su miktarlarını hareket ettirebilir. Bu yüzden, bu merceklerin 300 mm (1 ft) veya daha fazla zemin yüzeyi kabarmalarına neden olması olağandır. Bu gibi kabarmalar muhtemelen düzensiz olup;

yapılara, kaplamalara ve diğer inşaat mühendisliği yapılarına büyük ölçüde zarar verebilen, engebeli bir zemin yüzeyine yol açar.

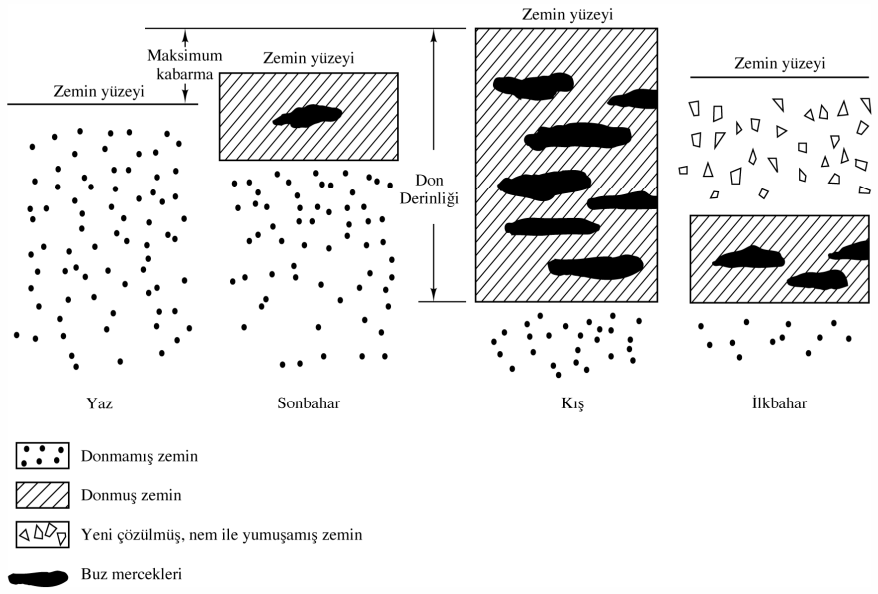


Şekil 8.15 A.B.D.'nde don penetrasyon derinliğinin yaklaşık değerleri (U.S. Navy, 1982a).



Şekil 8.16 Buz merceklerinin oluşumu. Su, kılcal kuvvetler etkisiyle yukarı çekilir ve yüzeye yaklaştığında donar. Donan su, zeminde kabarmalara yol açan buz merceklerini oluşturur. Don penetrasyon derinliğinin altına inen temeller kabarmaya maruz kalmaz.

İlkbaharda sıcak hava zemin yüzeyinden başlayarak zeminin çözülmesine izin verir. Buz erirken zeminde başlangıçta mevcut sudan çok daha fazla su bırakır. Çünkü, daha alttaki zeminler bir süre için hala domuş halde olacaktır. Bu su geçici olarak akıp uzaklaşamaz ve sonuç olarak çok zayıf ve aşırı doygun bir zemin ortaya çıkar. Bu durum genellikle paslanmaların ve karayollarındaki çukurların nedeni olup, yüzeysel temellerin ve döşeme plaklarının performansını da etkileyebilir. Tüm zemin çözüldüğü zaman aşırı fazla su aşağı doğru akar ve zemin yeniden mukavemetini kazanır. Bu yıllık çevrim Şekil 8.17'de gösterilmiştir.



Şekil 8.17 Ilık iklimlerde ideal donma-çözünme döngüsü. Yaz mevsiminde zeminin hiç bir yeri donmaz. Sonbahar ve kışda zemin yukarıdan aşağı doğru donar. İlkbaharda da zemin yüzeyden itibaren derine doğru giderek çözülür.

Don kabarmasına eğilimli zeminlerde temelleri tasarlamak için, don nüfuz derinliğininin bilinmesi gerekir. Bu derinlik, Şekil 8.15'i kullanarak tahmin edilebilir. Ancak, pratik bir konu olarak, normalde yerel yapı yönetmeliklerince belirlenir. Örneğin, Chicago Yapı Yönetmeliği 1,1 m (42 in) bir tasarım don nüfuz derinliğini açıkça belirtir. Pratikte, nadiren de olsa, özenli termodinamik analiz yapılır.

Mühendis bundan sonra, donmuş zonda don kabarmasına neden olan buz merceklerinin oluşup oluşmama olasılığını dikkate alacaktır. Bu yalnızca aşağıdaki koşulların her ikisi de karşılandığında oluşacaktır:

1. Yakında su kaynağı vardır ve
2. Zemin *dona duyarlıdır.*

Bir zeminin dona duyarlı olarak dikkate alınabilmesi için, yukarı donmuş bölge içine yeraltı suyu tablasından önemli miktarlarda su çekme yeteneği olmalıdır. Temiz kumlar ve

çakıllar dona duyarlı değildirler. Çünkü, önemli kapilar yükselime eğilimli değildirler. Aksine, killerin kapilar yükselim yoluyla suyu yükseltme yeteneği vardır. Ancak, permeabiliteleri düşüktür ve bu nedenle de büyük miktarlarda suyu dağıtamazlar. Bu nedenle, killer sadece sınırlı don kabarmasına eğilimlidirler. Ancak, siltler ve ince kumlar gibi arada bulunan zeminler, önemli kapiler yükselim yeteneği ve yüksek permeabilite şeklinde iki özelliğe de sahiptir. Bu zeminlerde büyük buz mercekleri oluşabilir. Bu yüzden, dona çok duyarlı olarak dikkate alınırlar.

U.S. Army Corps of Engineers dona duyarlı zeminleri Tablo 8.6'da gösterildiği gibi dört grupta sınıflandırmıştır. Daha yüksek grup numaraları daha büyük don duyarlılığına ve don mercekleri oluşumu için daha yüksek potansiyele karşılık gelir. Temiz kumlar ve çakıllar (yani, %3'den daha azı 0,02 mm'den daha ince olan zeminler) dona duyarsız olarak düşünülebilir ve bu tabloya dahil edilmemişlerdir.

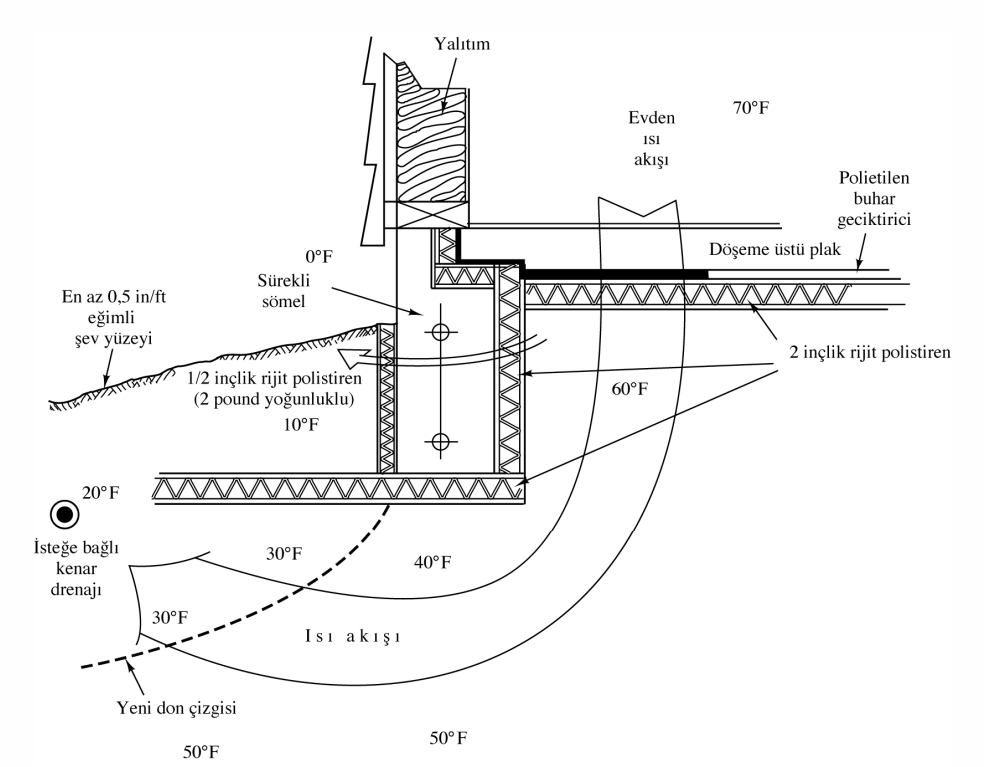
Tablo 8.6 U.S. Army Corps of Engineers'a göre değişik zeminlerin dona karşı hassasiyeti (Johnston, 1981'den).

Grup	Zemin türleri[a]	USCS grup sembolleri[b]
F1 (en az duyarlı)	0,02 mm'den ince tanesi %3–10 olan çakıllar	GP, GW, GW-GM, GP-GM
F2	a. 0,02 mm'den ince tanesi %10–20 olan çakıllar	GM, GW-GM, GP-GM
	b. 0,02 mm'den ince tanesi %3–15 olan kumlar	SW, SP, SM, SW-SM, SP-SM
F3	a. 0,02 mm'den ince tanesi %20'den çok çakıllar	GM, GC
	b. Çok ince siltli kumlar hariç, 0,02 mm'den ince tanesi %15'den çok olan kumlar	SM, SC
	c. Varvalı killer hariç, I_p>12 olan killer	CL, CH
F4 (en çok duyarlı)	a. Siltler ve kumlu siltler	ML, MH
	b. 0,02 mm'den ince tanesi %15'den çok olan siltli ince kumlar	SM
	c. Varvalı killer ve ince taneli, bantlı diğer çökeller	CL, CL-ML

[a] I_p=Plastisite indisi (Bölüm 3'te açıklanmıştır).
[b] USCS grup sembollerinin açıklaması için Bölüm 3'e bakınız.

Temelleri don kabarması etkisinden korumanın en yaygın yöntemi, bunları don penetrasyon derinliğinden aşağıda bir derinlikte inşa etmektir. Bu genellikle, zeminler dona duyarlı olsun veya olmasın ve yeraltı suyu tablası yakında olsun veya olmasın tüm zeminlerde mantıklıdır. "Dona duyarsız" temiz kumlar ve çakıllarda bile genellikle kabarmaya eğilimli silt mercekleri bulunur ve yeraltı suyu koşulları beklenmedik bir biçimde değişebilir. Böylece, yeni su kaynakları ortaya çıkarır. Daha derin temelleri inşa etmenin küçük maliyeti bu gibi durumlarda mantıklı bir yatırımdır. Ancak, ana kaya üzerindeki temellerin veya ısıtılmış binalardaki iç temellerin normalde don nüfüz etme derinliğinin aşağısına uzatılması gerekmez.

Kanada ve İskandinavya'daki inşaatçılar yapıları genellikle Şekil 8.18'de gösterildiği gibi termal yalıtım kullanarak tesviye üzeri plak döşemeler ile korumaktadır. Bu yöntem, yazın zeminde depolanan ısıyı hapseder ve böylece temeller normal don derinliğinden daha sığ olsa bile, don kabarmasına karşı korur. Isıtılan veya ısıtılmayan binaların ikisi de bu tekniği kullanabilir (NAHB, 1988 ve 1990).



Şekil 8.18 Isı izolasyonları zemindeki ısıyı hapsetme suretiyle temeldeki donma ve çözülme etkilerini ortadan kaldırır (NAHB, 1988, 1990).

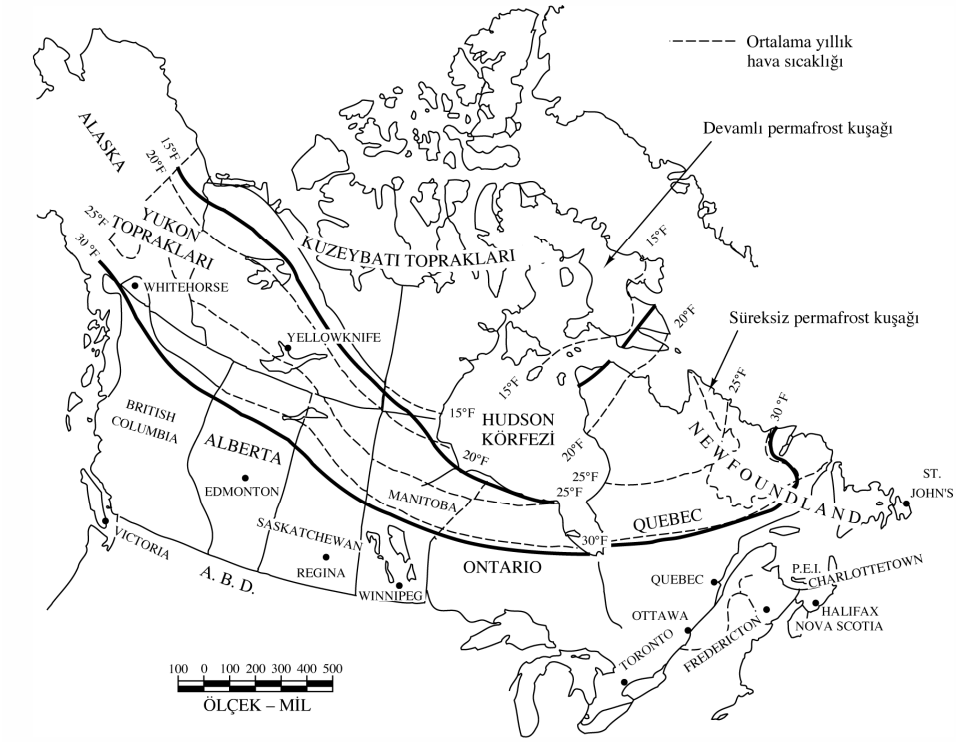
Bir diğer seçenek de, doğal zeminlerin don nüfuz etme derinliğine kadar kazılması ve dona duyarsız olarak bilinen zeminler ile değiştirilmesidir. Bu yol, plak döşemelere sahip ısıtılmayan binalar için, döşeme ve temelin ikisini de don kabarmasından korumak amacıyla cazip seçenek olabilir.

Don kabarma problemleri doğal sebeplerden ileri gelen donma sıcaklıkları nedeniyle oluşsa da, zemini yapay olarak dondurmak da olasıdır. Örneğin, soğuk depolama ambarları veya bina içinde buz pateni alanları gibi soğutmalı binalar aşağıdaki zeminleri dondurabilir ve doğal don kabarmasının sorun olmadığı alanlarda bile, don kabarmasından zarar görebilirler (Thorson ve Braun, 1975). Genellikle, bina ile zemin arasına yalıtım veya hava geçiş yolları yerleştirmek ve/veya dona duyarlı olmayan zeminler kullanmak bu problemleri önler.

Temeller veya duvarlar dona duyarlı zeminlere kadar indiği zaman hatırda tutulması gerekli ender bir tehlike de donma-yapışmadır (*adfreezing*) (CGS,1992). Bu olay, zeminin donarken bir duvara veya temele yapışmasıdır. Donma-yapışmadan sonra kabarma meydana gelirse, yükselen zemin belki de yapısal elemanları ayırarak, yapıya yukarı doğru büyük bir yük uygular. Temel ile donmuş zemin arasına 10 mm (0,5 in) kalınlıkta rijit bir polistren tabakası sermek, donma-yapışma potansiyelini azaltır.

Sürekli Donmuş Zemin

Ortalama yıllık sıcaklığın 0^0 C'den düşük olduğu yerlerde kışın donmanın nüfuz derinliği, yazın çözülmenin nüfuz derinliğini geçebilir ve zemin büyük bir derinliğe kadar donabilir. Bu, *sürekli donmuş zemin* (permafrost) olarak bilinen kalıcı bir donmuş zemin bölgesine yol açar. Greenland gibi soğuk iklimlerin en sertinde, donmuş zemin süreklidir. Halbuki, orta Alaska, orta Kanada ve Sibirya'nın büyük çoğunluğu gibi daha yumuşak iklimlerde permafrost süreksizdir. Kanada'daki mevsimlik alanlar ve sürekli donmuş zemin Şekil 8.19'da gösterilmiştir.



Şekil 8.19 Kanada'da sürekli ve süreksiz olan permafrost kuşakları (Crawford ve Johnson, 1971'den).

Yazın çözülmelerin oluştuğu alanlarda daha derindeki zeminler sürekli donmuş kalırken, üstteki zeminler çok ıslak ve zayıf olabilir ve büyük olasılıkla önemli yükleri taşıma yeteneğine sahip değildirler. Temeller bu mevsimlik zonu doğrudan geçmeli ve aşağıdaki sürekli donmuş zemine iyice girmelidir. Temellerin ısıyı sürekli donmuş zemine iletmeyecek biçimde tasarlanmaları çok önemlidir. Bu nedenle, binalar tipik olarak yükseltilmiş döşemeler ve döşeme ile zemin yüzeyi arasında donma sıcaklıklarını sürdürecek bir kanal sistemi ile inşa edilir.

Alaska boru hattı projesi, kısmen donmuş zemin üzerinde desteklenen büyük bir mühendislik çalışmasının mükemmel bir örneğidir (Luscher ve diğerleri, 1975).

8.8 OYULMAYA MEYİLLİ ZEMİNLER ÜZERİNDEKİ TEMELLER

Oyulma, nehir tabanında veya su kıyısındaki alanlarda erozyondan dolayı zemin kaybıdır. Bu; köprüler, iskeleler, gemi havuzları ve diğer yapı temellerinin tasarımı için önemli bir noktadır. Çünkü, temelin etrafındaki ve altındaki zeminler yıkanıp uzaklaştırılabilir.

Temeller etrafındaki oyulma, köprü yıkılmalarının en yaygın nedenidir. Örneğin, 1987 ilkbaharında, sadece A.B.D.'nin kuzeybatısında oyulmanın neden olduğu onyedi köprü göçmesi meydana gelmiştir (Huber, 1991). Bunların en dikkat çekeni, New York'ta Schoharie Creek üzerindeki, on kişinin ölümüne neden olan, Interstate Route 90 köprüsünün çökmesi idi (Murillo, 1987). Şekiller 8.20 ve 8.21'de oyulma sonucu çöken diğer bir köprü görülmektedir.



Şekil 8.20 Bu köprüyü destekleyen orta ayaklardan biri, nehir yatağındaki suyun ayağın altını oyması neticesinde yaklaşık 1,5 m batmıştır.

Oyulma, nehir-taban çökellerini akış aşağı hareket ettiren doğal işlemin bir parçasıdır. Nehir tabanının yüksekliğinde büyük değişmelere yol açabilir. Örneğin, Murphy (1908) Arizona'da Yuma'ya yakın Colorado Nehri üzerindeki bir sahayı anlatır. Burada, nehir yatağı yüsek derecede aşınabilir ince siltli kumlar ve siltlerden oluşmaktadır. Bir taşkın geçerken su seviyesi bu noktada 4,3 m (14 ft) yükselmiş ve taban zeminleri 11 m (36 ft) derinliklere kadar oyulmuştur. Bu bölgede nehir tabanından aşağı 10,7 m'ye (35 ft) yerleştirilen bir köprü temeli inşa edilseydi, oyulma ile tamamen zayıflatılmış olurdu ve köprü çökerdi.

Oyulma genellikle nehrin en dar olduğu ve seddeler veya diğer yöntemler ile sınırlandırıldığı yerlerde en büyüktür. Ne yazık ki, buralar köprüler için çok sıkça seçilen yerlerdir. Köprü ayağının varlığı da oyulmayı yoğunlaştıran su akış biçimlerine yol açar. Ancak, oyulma derinliklerini tahmin etme yöntemleri mevcuttur (Richardson ve diğerleri, 1991) ve mühendisler, oyulma problemlerini önlemek için koruyucu örtü gibi, engelleyici önlemler kullanabilir (TRB, 1984).



Şekil 8.21 Şekil 8.2'deki köprünün tabliyelerinin görünümü. Çitin sağındaki şeridi destekleyen ayağın altı oyulmamıştır.

8.9 KAYA ÜZERİNDEKİ TEMELLER

Anakaya üzerindeki temeller zemin üzerindeki temellere kıyasla tasarımcı için genellikle birkaç sorun ortaya çıkarır (Peck, 1976). En büyük problemler genellikle kazı problemleri ve temel ile anakaya arasında iyi bir temas sağlamak için bozuşmuş veya örselenmiş malzemenin uygun şekilde sıyrılması gibi yapımdaki sorunları içerir.

Kaya üzerindeki izin verilebilir temas basıncı en az dört şekilde belirlenebilir (Kulhawy ve Goodman, 1980):

- Tahminî izin verilebilir temas basınçları
- Deneysel kurallar
- Taşıma gücü ve oturma analizlerine dayalı mantıksal yöntemler
- Tam ölçekli yükleme deneyleri

Yüzeysel temeller iyi nitelikli kaya üzerine yerleştirildiği zaman normalde kısmen büyük yükleri çok küçük oturma ile taşıyabilir. Mühendisler genellikle temelleri tercihen yerel jeolojik koşullar için geliştirilen tahminî temas basınçlarını kullanarak tasarlarlar. Tipik değerler Tablo 8.7'de verilmiştir.

Kaya çok sağlam olduğu zaman yüzeysel temellerin taşıma gücünü betonun mukavemeti kontrol edebilir. Bu nedenle, betonun basınç mukavemetinin üçte birinden ($0{,}33\,f'_c$) daha büyük bir izin verilebilir temas basıncı (q_A) kullanmayınız.

Anakayada çalışırken, bazı özel problemlere dikkat ediniz. Örneğin, kireçtaşı da dahil olmak üzere, eriyebilen kayalarda çökebilen yeraltı boşlukları olabilir ve bunlar zemin yüzeyinde *obrukların* oluşmasına neden olabilir. Bunlar Florida'da ve başka yerde büyük hasara neden olmuştur.

Silttaşı, kiltaşı, çamurtaşı gibi yumuşak kayalar sert zeminlere çok benzer ve numune alınabilir, deneye tabi tutulabilir ve zeminler için geliştirilen yöntemleri kullanarak değerlendirilebilirler.

Tablo 8.7 Kayadaki temeller için tahminî izin verileblir temas basınçlarının tipik değerleri (US Navy, 1982b'den uyarlanmıştır).

Kaya türü	Kaya kıvamı	İzin verilebilir taşıma basıncı, q_A	
		(lb/ft^2)	(kPa)
Masif kristalin derinlik kayaları ve metamorfik kayalar: Granit, diyorit, bazalt, gnays, tamamen çimentolanmış konglomera	Sert ve sağlam (minör çatlaklar sorun olmaz)	120.000 – 200.000	6000 - 10000
Folyasyonlu metamorfik kayalar: Sleyt, şist	Orta sert, sağlam (minör çatlaklar sorun olmaz)	60.000 – 80.000	3000 – 4000
Sedimenter kaya: Sıkı çimentolanmış şeyl, silttaşı, kumtaşı, erime boşluksuz kireçtaşı	Orta sert, sağlam	30.000 – 50.000	1500 – 2500
Bozuşmuş veya parçalanmış her çeşit kayalar, sağlam durumdaki şeyl ve diğer killi kayalar	Yumuşak	16.000 – 24.000	800 – 1200

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

8.15 Genişliği 4 ft, derinliği 2 ft olan bir kare temel, bası şeklinde 50 k'lık bir kolon yükü taşıyacaktır. Bu temelin kenarı; yüksekliği 40 ft, eğimi 2H:1V olan bir şevin tepesinden 1 ft geridedir. Zeminin mühendislik özellikleri c=200 lb/ft^2, ϕ=31^o, γ=121 lb/ft^3 şeklinde ve su tablası da zemin yüzeyinden çok derindedir. Taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünü hesaplayarak, bu tasarımı yorumlayınız.

8.16 Aşağıdaki zeminlerin dona karşı duyarlılığını sınıflayınız:
- **a.** 0,02 mm'den ince tane oranı %3 olan kumlu çakıl (GW)
- **b.** 0,02 mm'den ince tane oranı %4 olan iyi derecelenmiş kum (SW)
- **c.** 0,02 mm'den ince tane oranı %20 olan siltli kum (SM)
- **d.** 0,02 mm'den ince tane oranı %35 olan siltli ince kum
- **e.** 0,02 mm'den ince tane oranı %70 olan kumlu silt (ML)
- **f.** Plastisite indisi 60 olan kil (CH)

8.17 Kuzey Dakota'daki bir sahaya sıkıştırılmış dolgu inşa edilecektir. Sahaya nakledilmesi düşünülen zeminlerin özellikleri şu şekildedir: Zemin 1 – siltli kum, Zemin 2 – kumlu kil, Zemin 3 – çakıllı iri kum. Don kabarması problemi bunlardan hangisinde en düşüktür?

8.18 Sürekli donmuş zeminler üzerinde döşeme üzeri plak şeklinde konut yapmak akıllıca olur mu? Açıklayınız.

8.19 Köprüler en çok hangi sebepten dolayı yıkılmaktadır?

8.20 Detroit'de kumlu silt üzerine tek katlı bir yapı inşa edilecektir. Don kabarması problemlerinden kaçınmak için, dıştaki temellerin yüzeyden ne kadar derinde olması gerekir?

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Gömülme derinliği (*D*) gerekli temel kalınlığına (*T*) yer verecek kadar büyük olmalıdır. Ayrıca, gevşek zeminler veya don kabarması gibi belirli geoteknik sorunlar, daha büyük bir derinliği gerektirebilir.
2. Gerekli temel genişliği (*B*) geoteknik bir problem olup, taşıma gücü ve oturma kriterleri ile kontrol edilir. Herbir temel için alışılmış taşıma gücü ve oturma hesapları yaparak bu kriterleri sağlamak uygun değildir. Bu yüzden, genel hesaplama sonuçları tüm sahaya uygulanabilen bir şekilde sunulur. Bunu yapmanın iki yöntemi vardır: izin verilebilir temas basıncı yöntemi ve tasarım grafik yöntemi.
3. Eksantrik veya moment yüklerine maruz kalan temellerin "eşdeğer temeli" kullanarak değerlendirilmeleri gerekir.
4. Temeller, uygulanan kesme yüklerine, pasif basınç ve kayma sürtünmesi yoluyla karşı koyabilirler.
5. Rüzgar ve sismik yükleri normalde eşdeğer statik yükler olarak ele alınırlar. Çoğu zeminler için rüzgar veya sismik bileşenleri içeren yük birleşimleri yüzde 33 daha büyük bir izin verilebilir temas basıncı kullanarak değerlendirilebilir.
6. Hafif yüklü temellerin tasarımı genellikle minimum pratik boyutlar ile yönlendirilir.
7. Hafif yüklü temeller genellikle tipik olarak uygulanabilir yapı yönetmeliğinden elde edilen tahminî izin verilebilir bir temas basıncı kullanarak tasarlanırlar.
8. Şevler üzerindeki veya yakınındaki temellerin tasarımı, eğimli zemini dikkate almalıdır.
9. Donmuş zeminler üzerindeki temeller özel hususları gerektirir. En yaygın problem don kabarması olup, normal çözüm temeli don nüfuz etme derinliğinin aşağısına yerleştirmektir.
10. Nehir yatakları içindeki veya yakınındaki temeller çoğunlukla oyulmaya eğilimlidir ve ona göre tasarlanmalıdır.
11. Kaya genellikle yüzeysel temeller için mükemmel destek sağlar. Bu gibi temeller tipik olarak tahminî izin verilebilir bir temas basıncı kullanarak tasarlanır.

Sözlük

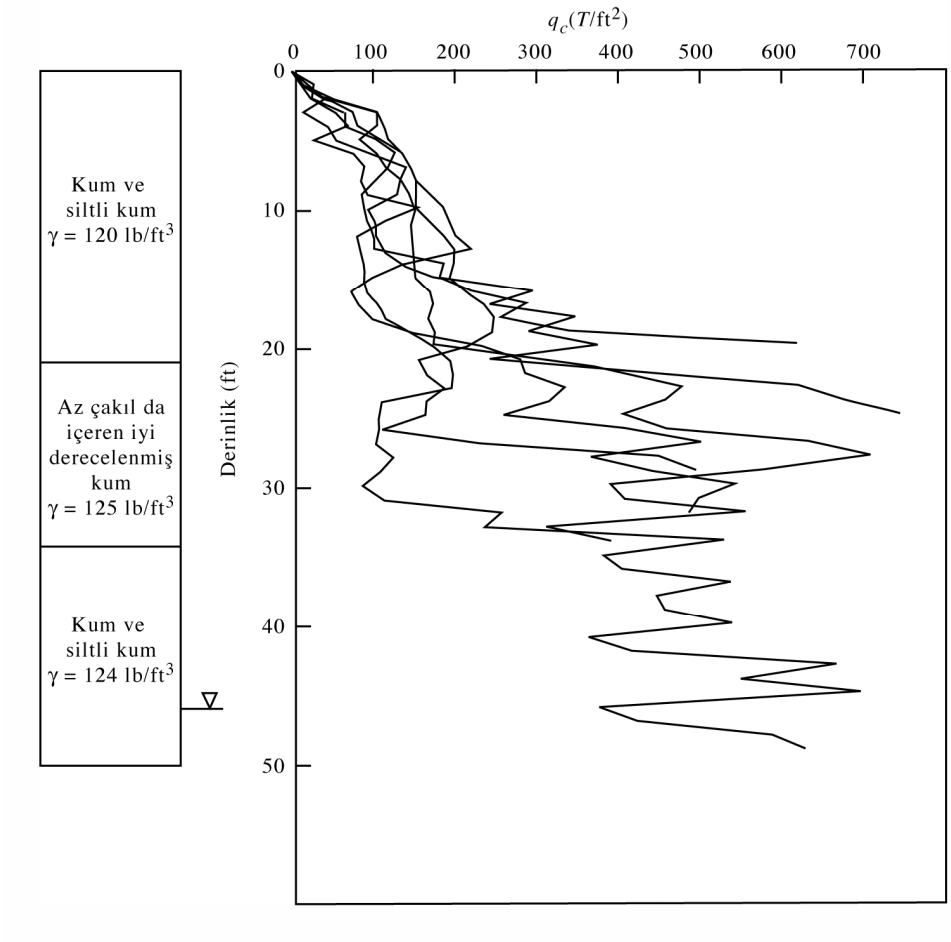
Dona duyarlı zemin	Eşdeğer temel	Oyulma
Don kabarması	Hafif yüklü temel	Sürekli donmuş zemin
Don penetrasyon derinliği	İzin verilebilir temas basıncı	Tahmini izin verilebilir temas basıncı
Eksantrik yük	Kesme yükü	
Eksenel aşağı doğru yük	Moment yükü	Tasarım grafiği

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

8.21 2,0 m'lik kare şekilli ve 0,5 m derinliğindeki bir tekil sömel, aşağı doğru etkiyen 1200 kN'luk bir eksenel yük ile 300 m-kN'luk moment yükü taşımaktadır. Alttaki zeminin drenajsız kayma dayanımı 200 kPa'dır. Tasarımın, Bölüm 5'de tanımlanan eksantriklik şartlarını sağlaması ve taşıma gücü yenilmesine karşı emniyet faktörünün de en az 3 olması gerekmektedir. Bu şartların sağlanıp sağlanmadığını belirleyiniz. Şartların sağlanmadığı durumda her iki şart da sağlanana kadar sömel böyutlarını ayarlayınız.

8.22 Bir sahadaki zeminin jeoteknik tasarım parametreleri aşağıdaki gibidir: q_A=4000 lb/ft^2, μ_a=0,28 ve λ_a=200 lb/ft^3'tür. Su tablasının yüzeyden derinliği 20 ft'dir. Bu zeminde yapılacak kare şekilli bir sömel zemine P=200 k ve V=18 k'lık yükleri uygulayacaktır. Gerekli sömel genişliği ile gömülme derinliğini bulunuz.

8.23 Depo binası yapılması planlanan bir sahada altı konik penetrasyon deneyi ile dört adet temel araştırma sondajı yapılmıştır. Sahayı oluşturan zemin, yer yer çakıl da içeren doğal kum ve siltli kumdan oluşmaktadır. CPT sonuçları ve sondajların birleştirilmiş durumu Şekil 8.22'de verilmiştir. Depoyu destekleyecek olan kare şekilli sömellerin derinliği 3 ft ve taşıyacağı düşey yük de 100 k ile 600 k arasındadır. İzin verilebilir toplam oturma 1 in ve izin verilebilir farklı oturma da 0,5 in olduğuna göre, bu verileri uygun bir emniyet faktörü ile birlikte kullanarak q_A, μ_a ve λ_a değerlerini elde ediniz. Sürtünme açısını elde etmek için Şekil 4.16'yı kullanınız.



Şekil 8.22 CPT verileri ve Problemler 8.23 ile 8.24'ün sentezi.

8.24 Problem 8.23'deki tasarım değerlerini kullanarak, aşağıdaki yük kombinasyonlarını desteklemek için gerekli sömel genişliklerini bulunuz:

Yük kombinasyonu 1: P_D=200 k, P_L=0, V=0
Yük kombinasyonu 2: P_D=200 k, P_L=0, V_E=21 k
Yük kombinasyonu 3: P_D=200 k, P_L=240, V_E=40 k
Yük kombinasyonu 4: P_D=200 k, P_L=240, P_E=–20 k, V_E=40 k

9

Yüzeysel Temeller – Yapısal Tasarım

Temeller, üzerlerine inşa edilecek duvarın iki katı kadar kalın olmalıdır; ve bunda önemli nokta, temelleri önemli bir ağırlık taşıyacakları yerde çok sağlam ve yumuşak zeminlerde daha büyük yaparak, zeminin kalitesi ve yapının büyüklüğü olmalıdır.

Hendeğin tabanı, ağırlık eşit olarak sıkıştırma yapacak şekilde düz olmalıdır ve duvarların açılacağı biçimde, bir kenarı üzerinde diğer kenarı üzerinden daha fazla batmamalıdır. Çok eskilerin, sözü edilen tabanı traverten ile kaplaması bu nedenle idi ve biz genellikle kirişler veya kalaslar koyarız ve onlar üzerine inşa ederiz.

Temeller eğimli yapılmalıdır. Yani, yükselirlerken orantılı azaltılmalıdır. Fakat, öyle bir biçimde ki; bir kenardan denkleştirme, diğer kenardaki kadar olabilir. Yukardaki duvarın ortası, aşağıdakinin ortasına çekül inebilir. Çünkü, bina bu yöntem ile, azalmanın bir başka biçimde yapılanından çok daha sağlam yapılır.

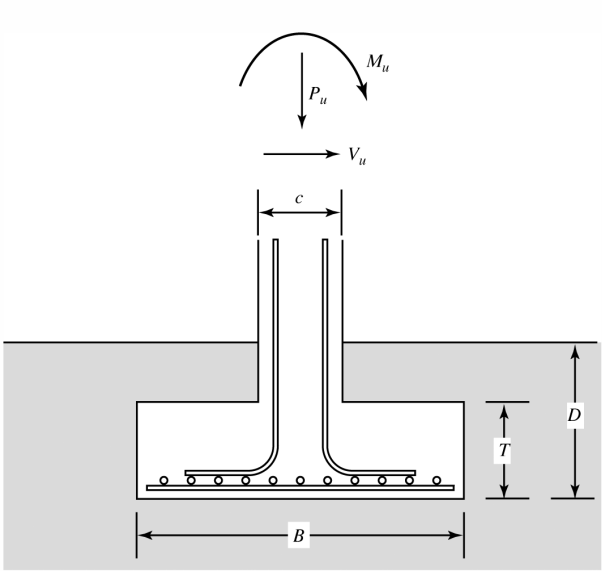
Bazen (özellikle, bataklık yerlerde ve kolonların arada olduğu yerde) harcamayı azaltmak için temeller, binanın üzerinde olacağı kemerliler hariç, sürekli yapılmaz.

Büyük binalarda, duvar kalınlığında, temelden çatıya boşluklar yapmak övgüye oldukça layıktır. Çünkü, rüzgarlara ve buharlara geçiş verirler ve onların binaya daha az hasar yapmalarına neden olurlar. Masrafı kurtarırlar ve eğer yapının temelinden tepesine dairesel merdivenler varsa, yararları yoktur.

Mimar Andrea Pallodio'nun İlk Kitabı (1570),
Isaac Ware tarafından tercüme edildiği şekliyle (1738)

Yüzeysel temellerin plan boyutları ve minimum gömülme derinliği, Bölümler 6-8'de tartışıldığı gibi, öncelikle geoteknik sorunlardır. Bu boyutlar belirlendikten bir sonraki adım, tasarım yüklerini yapıdan zemine güvenli olarak iletmek için temele yeteri kadar sağlamlık veren yapısal bir tasarım geliştirmektir. Betonarme temeller için yapısal tasarım işlemi aşağıdakileri kapsar:

- Uygun mukavemetli bir beton seçmek
- Uygun bir beton çeliği sınıfı seçmek
- Şekil 9.1'de gösterildiği gibi gerekli temel kalınlığını (T) belirlemek
- Beton demir donatılarının boyutu, sayısı ve aralığını belirlemek
- Üst yapı ve temel arasındaki bağlantıyı tasarlamak.



Şekil 9.1 Bir sömele uygulanan yükleri, donatı çeliğini ve ilgili boyutları gösteren enine kesit.

Temel mühendisliğinin yapısal tasarım yönleri, geoteknik yönlerinden daha fazla düzenlenmiştir. Bu düzenlemeler araştırma sonuçlarına, mevcut yapıların performansına ve uzmanların profesyonel yargısına dayalıdır. Kuzey Amerikadaki mühendisler çoğu projeler için *Yapısal Beton İçin Yapı Yönetmeliği Şartlarını* (ACI 318-99 ve ACI 318M-99) kullanır. Bu yönetmelik, Amerika Beton Enstitüsü (ACI, 1999) tarafından yayınlanmıştır. ACI'ya önemli bir alternatif, Amerika Devlet Karayolu ve Ulaşım Yetkilileri (AASHTO, 1996) tarafından yayınlanan *Karayolu Köprüleri İçin Standart Şartnamedir*. Model yapı yönetmelikleri (ICBO, 1997; BOCA, 1996; SBCCI, 1997; ICC, 2000) ilave tasarım şartlarını kapsar.

Bu bölümde yüzeysel temellerin yapısal tasarımının önemli ilkeleri ele alınmış olup, genellikle köşeli parantezler içinde gösterilen referanslar ile belirli yönetmelik şartlarına atıfta bulunulmaktadır. Ancak, bunlar herbir yönetmelik maddesinin kapsamlı tartışması değildir ve bu nedenle, yönetmelik kitaplarının bir temsilcisi de değildir.

9.1 MALZEMELERİN SEÇİMİ

Yapı mühendisleri, genellikle zeminin mühendislik özellikleri üzerinde az veya hiç kontrolü olmayan geoteknik mühendislerinden farklı olarak, yapısal malzemelerin mühendislik özelliklerini belirli sınırlar içinde seçebilir. Yüzeysel temel tasarımı kapsamında, uygun bir beton mukavemeti (f'_c) ve beton çeliği mukavemeti (f_y) seçilmelidir.

Bir beton üstyapı tasarlarken, mühendisler tipik olarak f'_c =20–35 MPa (3000–5000 lb/in^2) olan beton kullanırlar. f'_c , çok yüksek yapılarda 70 MPa (10000 lb/in^2) kadar büyük olabilir. Üstyapıda yüksek mukavemetli beton kullanmanın başlıca nedeni, kesit boyutlarını azaltmasıdır. Bu da, kullanım için daha fazla yer sağlar ve yapının ağırlığını azaltır. Bu azaltılan eleman ağırlıkları da altta bulunan elemanlar üzerindeki ölü yükleri azaltır.

Ancak, yüzeysel temellerin plan boyutları, taşıma gücü ve oturma sorunları tarafından kontrol edilir ve betonun mukavemetindeki değişmelerden etkilenmez; sadece kalınlık (*T*) değişir. Başka faktörler tarafından kontrol edildiği için, o zaman bile gerekli kazı derinliği (*D*) değişebilir veya değişmeyebilir. Ayrıca, bir temelde ağırlıktan tasarruf etmek önemsiz bir sorundur. Çünkü, en alttaki yapısal elemandır ve diğer elemanlar üzerindeki ölü yükü etkilemez. Kaldırma kapasitesini arttırdığı için, ilave ağırlık bir kazanım olabilir.

Bu düşüncelerden dolayı, ve ilave malzemeler ve yüksek mukavemetli betonun denetim maliyetlerinden dolayı, yüzeysel temeller genellikle tek bir f'_c [15–20 MPa (2000–3000 lb/in^2) gibi] kullanarak tasarlanırlar. Yaklaşık 2000 kN'dan (500 k) büyük olan nispeten büyük yükler taşıyan temeller için, belki de 35 MPa (5000 lb/in^2) kadar yüksek bir f'_c kullanarak, temel kalınlığını daha yüksek mukavemetli beton kullanmak suretiyle uygun sınırlar içinde tutmak makul bir yaklaşım olabilir.

Temellerdeki eğilme gerilmeleri küçük olduğundan, çelik tipi 40 (metrik tip 300) çoğunlukla yeterlidir. Ancak, bu tip sadece #6'ya (metrik #22) kadar olan boyutlarda kolayca bulunabilir ve projenin geri kalanında çelik tipi 60 (metrik tip 420) gerekli olabilir. Bu nedenle, mühendisler genellikle betonarme binalar için temellerde çelik tipi 60 (metrik tip 420) kullanır. Dolayısıyla, projede tek tip çelik kullanılır. Bu, arta kalan tip 40 (metrik tip 300) donatılarının üstyapıda istemeyerek kullanılmasını daha az olasılıklı yapar.

9.2 TASARIM YÖNTEMLERİNİN DAYANAĞI

Yirminci yüzyıldan önce, yüzeysel temellerin tasarımı önceki örneklere dayandırılmaktaydı. Mühendisler, temellerin nasıl davrandığı hakkında çok az bilgiye sahipti. Bu nedenle, geçmişte kullanılan tasarımları takip etmekteydiler.

Betonerme temellerin yapısal davranışını anlamada ilk büyük gelişme Talbot (1913) tarafından Illinois Universitesi'nde yürütülen tam ölçekli yükleme deneylerinin bir sonucu olarak meydana gelmiştir. Talbot, laboratuvarda 197 sömel üzerinde deney yapmış ve göçme mekanizmasını incelemişir. Bu deneyler, temellerdeki kesmenin önemini vurgulamıştır.

Sonraki elli yıllık sürede, A.B.D.'nde, Almanya'da ve başka yerlerde diğer araştırmacılar ilave deneyler yapmıştır. Bu deneyler, yüzeysel temellerin ve plakların eğilme ve kesme direnci ile, yeni ve iyileştirilmiş malzemelerinin tepkisi üzerinde önemli deneysel bilgiler üretmiştir. Richart (1948)'in deneyleri bunlar arasında en önemli olanları idi. Çeşitli şekillerdeki ve yapım ayrıntılarına sahip 156 sömel üzerinde, bunları temellere zeminden gelen desteği benzeştiren otomobil sarmal yaylarının bir tabanı üzerine yerleştirerek deneyler yapmış ve büyük bir deney aleti kullanarak temelleri kırılıncaya kadar yüklemiştir. Whitney (1957) ve Moe (1961)'de önemli katkılar yapmıştır.

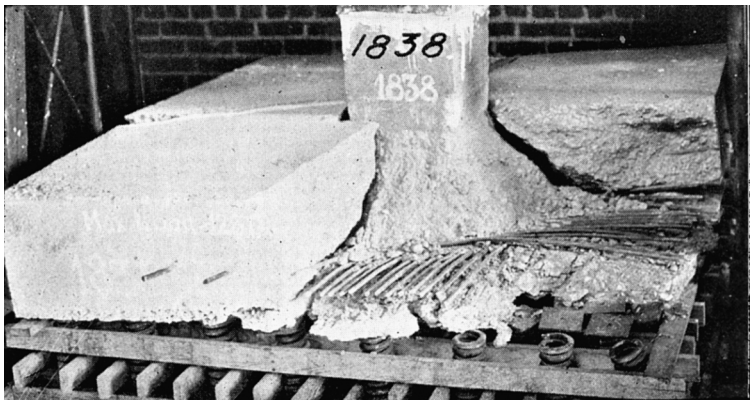
Bir mühendis heyeti (ACI-ASCE, 1962) bu verileri birleştirmiş ve mühendislerin şimdi kullandığı analiz ve tasarım yöntem bilimini geliştirmiştir. Gelişiminin deneysel özelliği nedeniyle, bu yöntem temellerin basitleştirilmiş ve bazan isteğe göre davranış biçimlerini kullanır. Ayrıca bu, muhafazakâr bir yöntemdir.

Genellikle olduğu gibi, teorik çalışmalar, deneysel çalışmalar ve tasarım yöntemlerinin tesisinden sonra gelir (Jiang, 1983; Rao ve Singh, 1987). Bu tip çalışmanın mühendislik pratiği üzerinde biraz etkisi olmasına rağmen, temel yaklaşımın kısa bir süre içinde

değişeceği olası değildir. Mühendisler, bügünkü yöntemleri aşağıdaki nedenlerden dolayı tatmin edici bulmaktadır:

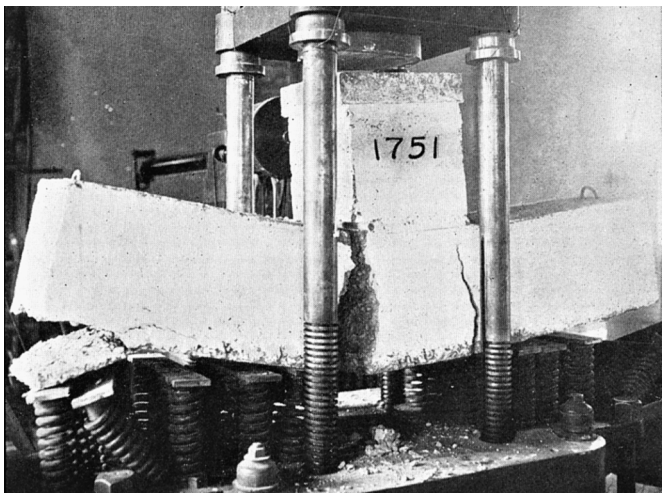
- Yüzeysel temeller ucuzdur ve muhafazakâr tasarımın ek maliyetleri küçüktür.
- Muhafazakâr tasarımdan kaynaklanan ek ağırlık, herhangi bir eleman üzerindeki ölü yükü arttırmaz.
- Yüzeysel temeller için yapım toleransları, üstyapı için olanlardan daha geniştir. Bu nedenle, tasarımdaki ilave doğruluk derecesi, yapım esnasında büyük olasılıkla kaybolacaktır.
- Kaba bile olsa, üstyapıları analiz etmede mevcut bazı yöntemler ile karşılaştırıldığı zaman, şimdiki yöntemler büyük olasılıkla yüzeysel temellerin geoteknik analizlerinden daha kesindirler ve bu nedenle, tasarım işleminde zayıf halka değildirler.
- Yüzeysel temeller yapısal açıdan iyi performans göstermiştir. Yenilmeler ve diğer zorluklar genellikle kötü yapısal tasarımdan dolayı değil; geoteknik veya yapım problemleri nedeniyle olmuştur.
- Muhafazakâr olarak tasarlanmış yüzeysel temellerin ek ağırlığı, kaldırma yüklerine daha fazla direnç sağlar.

Standart tasarım yöntemleri kesme ve eğilme şeklinde iki yenilme biçimini vurgulamaktadır. Şekil 9.2'de gösterilen kesme yenilmesi, temelin bir kısmı tabanın dışına çıktığı zaman meydana gelir. Bu tip yenilme aslında eğimli yenilme yüzeylerindeki çekme ve kesmenin bir birleşimidir. Yenilmenin bu şekline, yeterli bir temel kalınlığı (*T*) sağlayarak karşı konur.



Şekil 9.2 Laboratuvarda yüklenen bir tekil sömelde "kesme" yenilmesi (Talbot, 1912). Bu yenilmenin gerçekte çekme ve kesmenin birleşimi olduğuna dikkat ediniz.

Şekil 9.3'de bir eğilme yenilmesi gösterilmiştir. Yenilmenin bu biçimi, temeli ters yüz edilmiş bir konsol kiriş gibi ele almak suretiyle ve temelin tabanına yakın çekme çelik takviyesi yerleştirme yoluyla eğilme gerilmelerine karşı koyacak şekilde analiz edilir.



Şekil 9.3 Laboratuvarda yüklenen bir tekil sömelde eğilme yenilmesi (Talbot, 1913).

9.3 TASARIM YÜKLERİ

Yüzeysel temellerin yapısal tasarımı LRFD yöntemlerine dayandırılmıştır (ACI onu *nihai dayanım tasarımı* veya *USD* diye adlandırır) ve bu nedenle (2.7)-(2.15) eşitliklerinde tanımlandığı gibi faktörlü yükleri kullanır. Hemen hemen tüm temeller bir basınç yükü (P_u) taşır ve temelin ağırlığını dahil etmeksizin hesaplanmalıdır. Çünkü, bu ağırlık düzgün olarak dağıtılır ve bu yüzden temelde kesme ve momente neden olmaz. Ayrıca, Şekil 9.1'de gösterildiği gibi, bazı temeller kesme (V_u) ve/veya moment yüklerini (M_u) taşır. Bu yüklerin ikisi de faktörlü yük olarak ifade edilmelidir. Bu genellikle bir karışıklık noktasıdır. Çünkü, aynı temelin geoteknik tasarımı normalde ASD yöntemlerine dayandırılır ve bu nedenle (2.1)-(2.4) eşitliklerinde tanımlandığı gibi, faktörsüz yükü kullanınız. Ayrıca, geoteknik tasarım temelin ağırlığını içermelidir.

Bu durumda yüzeysel temelleri tasarlarken, özellikle de yükü hesaplarken dikkatli olunuz. Temel genişliği (B) geoteknik şartlarına dayandırılır ve bu nedenle Bölüm 8'de tartışıldığı gibi faktörsüz yüke dayalıdır. Halbuki, kalınlık (T) ve takviye yapısal sorunlardır ve bu yüzden faktörlü yüke dayandırılır. Örnekler 9.1 ve 9.2 bu ilkelerin uygulanmasını göstermektedir.

9.4 MİNİMUM KAPLAMA ŞARTLARI VE STANDART BOYUTLAR

ACI yönetmeliği, tüm çelik donatı çubuklarının etrafında olması gereken beton kaplamasının minimum miktarını açıkça belirtmektedir [7.7]. Yüzeysel temeller gibi zeminle temasta olan beton için, Şekil 9.4'de gösterildiği gibi en az 70 mm (3 inç) beton kaplama gereklidir. Bu kaplama mesafesi, merkezden değil; donatıların kenarından ölçülür. Bu, donatıların sıkıca tutunmasını ve korozyona karşı korunmasını sağlar. Ayrıca, kazıdaki düzensizlikleri dikkate alır ve betonun alt kısmının olası kirlenmesini karşılar.

Çelik donatı ve zemin arasında bazan ek kaplama tanımlamak uygundur. Örneğin, gevşek kumlu veya yumuşak killi sahalarda düzgün temel kazısı sağlamak çok güçtür. Bu yüzden, daha fazla kaplama uygun olabilir. Bazan müteahhitler, çeliği yerleştirmeden önce

bu gibi sahalarda temel kazısının tabanına *çamur plak* veya *düzleştirici plak* diye adlandırılan düşük-kaliteli ince bir beton tabakası serer. Böylece, düz bir çalışma yüzeyi sağlanır.

Takviye çeliği altındaki betonda tasarım amaçları için herhangi bir mukavemet dikkate alınmaz. Analizlerde sadece temelin tepesi ve çelik donatılar arasındaki beton göz önünde bulundurulur. Bu derinlik, Şekil 9.4'de gösterildiği gibi *efektif derinliktir* (*d*).

Temeller, tipik olarak terskepçe kullanarak kazılır ve bu yüzden de boyutları kazıda oluşturulanın aynı değildir. Bu nedenle, temel kalınlığını (*T*) belirlerken aşırı titiz olmaya gerek yoktur. Kalınlığı 3 inç'in veya 100 mm'nin katına (yani, 12, 15, 18, 21, vb. inç veya 300, 400, 500 vb. mm) yuvarlatınız. *d*'nin uygun değerleri aşağıdaki gibidir:

$$d = T - 3 \text{ inç} - d_b \qquad \text{(9.1 İngiliz)}$$

$$d = T - 70 \text{ mm} - d_b \qquad \text{(9.1 SI)}$$

Burada; d_b = çelik donatı çubuklarının nominal çapıdır (bkz. Tablo 9.1).

ACI [15.7] *d* 'nin en az 6 inç (150 mm) olmasını gerektirir. Bu yüzden, betonarme temeller için minimum kabul edilebilir *T* değeri 12 inç veya 300 mm'dir.

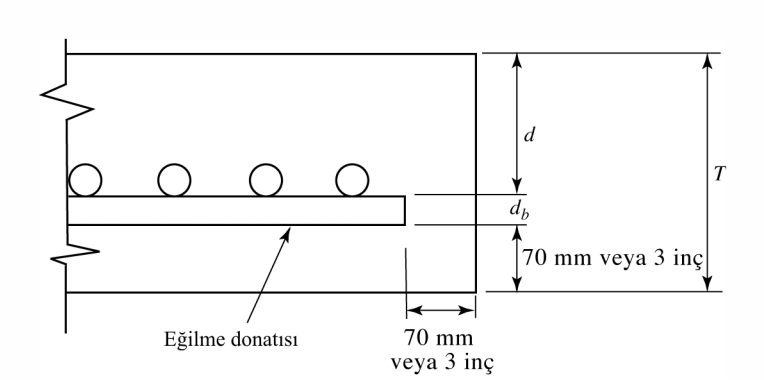
Tablo 9.1 Çelik donatı çubukları için tasarım verileri.

Donatı boyut adlaması		Mevcut Sınıflar		Nominal boyutlar			
				Çap, d_b		Enine kesit alanı, A_s	
İngiliz	SI	İngiliz	SI	(in)	(mm)	(in^2)	(mm^2)
#3	#10	40, 60	300, 420	0,375	9,5	0,11	71
#4	#13	40, 60	300, 420	0,500	12,7	0,20	129
#5	#16	40, 60	300, 420	0,625	15,9	0,31	199
#6	#19	40, 60	300, 420	0,750	19,1	0,44	284
#7	#22	60	420	0,875	22,4	0,60	387
#8	#25	60	420	1,000	25,4	0,79	510
#9	#29	60	420	1,128	28,7	1,00	645
#10	#32	60	420	1,270	32,3	1,27	819
#11	#36	60	420	1,410	35,8	1,56	1006
#14	#43	60	420	1,693	43,0	2,25	1452
#18	#57	60	420	2,257	57,3	4,00	2581

9.5 KARE TEMELLER

Bu bölüm, merkezî olarak yerleştirilmiş tek bir kolonu taşıyan kare temelin tasarımını dikkate almaktadır. Diğer tip temeller sonraki bölümlerde ele alınmıştır.

Betonarme tasarım problemlerinin çoğunda ilk önce geleneksel olarak eğilme analizi yapılır. Ancak, önce yüzeysel temeller ile kesme analizi yapmak çok uygundur. Bunun nedeni, eğilme çeliğinin kesme dayanımı ihmal edildiği için, yüzeysel temellerin çoğunda kesme donatısı (etriye) kullanmak ekonomik değildir. Kesme dayanımının tek kaynağı eğilme donatısı üzerindeki betondur. Bu nedenle, Şekil 9.4'de gösterildiği gibi efektif derinlik (*d*) yeteri kadar kesme kapasitesi sağlamak için yeteri kadar büyük olmalıdır. O zaman *d* 'nin bu değeri kullanılarak eğilme analizi yapılır.



Şekil 9.4 Kare şekilli tekil sömellerde efektif derinlik, betonun tepesinden itibaren esnek çeliğin temas noktasına kadar olan mesafedir.

Kesmeye Karşı Tasarım

ACI'de kesme yenilmesi *tek yönlü kesme* (*kesme kiriş* veya *geniş kesme kiriş* olarak da bilinir) ve *çift yönlü kesme* (*çapraz çekme kesmesi* olarak da bilinir) olarak iki şekli tanımlanmıştır. Yüzeysel temeller bağlamında, bu iki biçim Şekil 9.5'de gösterilen yenilmelere karşılık gelir. Şekil 9.2'de gösterildiği gibi, yenilme yüzeyleri gerçekten eğimli olmasına rağmen, mühendisler; hesaplamaları basitleştirmek için bu ideal hale getirdikleri düşey yüzeyleri kullanırlar.

Çeşitli araştırmacılar Şekil 9.5'de gösterilen idealleştirilmiş kritik kayma yüzeyleri için farklı yerler önermiştir. ACI yönetmeliği [11.12.1] bu yüzeylerin tek yönlü kayma için kolonun yüzeyinden *d* mesafesinde ve iki yönlü kayma için *d*/2 mesafede yerleştirilmelerini belirtir.

Temel tasarımı, tüm kritik kayma yüzeylerinde aşağıdaki koşulu karşıladığı zaman yeterlidir:

$$V_{uc} \leq \phi V_{nc} \tag{9.2}$$

Burada:

V_{uc} = kritik yüzeydeki faktörlü kesme kuvveti

ϕ = kesme için direnç faktörü=0,85

V_{nc} = kritik yüzeydeki nominal kesme kapasitesidir.

Kritik kesme yüzeyindeki nominal kesme yükü kapasitesi (V_{nc}) aşağıdaki gibidir [11.1]:

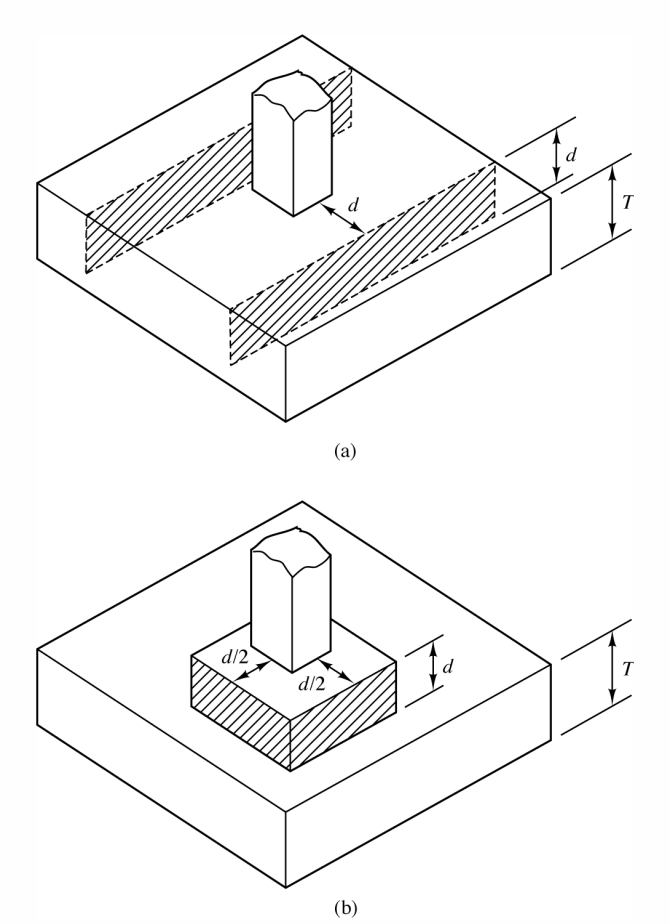
$$V_{nc} = V_c + V_s \tag{9.3}$$

Burada:

V_c = betonun nominal kesme yükü kapasitesi

V_s = güçlendirme çeliğinin nominal kesme yükü kapasitesidir.

Yüzeysel temeller için V_s ihmal edilir ve kesme direnci için sadece betona güvenilir.

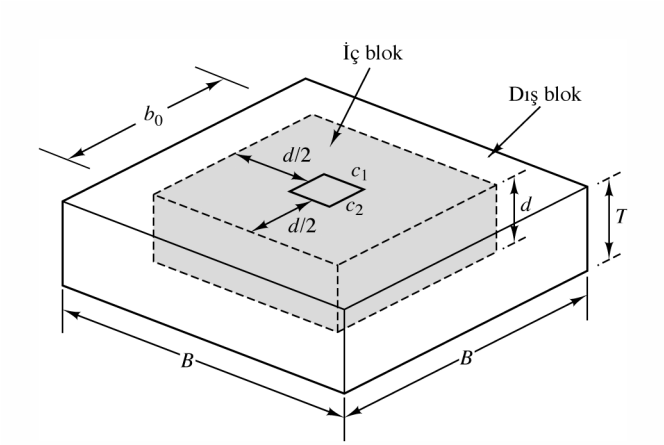


Şekil 9.5 Kesme yenilmesinin iki çeşidi: (a) tek yönlü kesme, (b) çift yönlü kesme.

Çift Yönlü Kesme

Temel; uygulanan normal, moment ve kesme yüklerine (P_u, M_u ve V_u) maruz kalabilir. Bunların hepsi kritik kesme yüzeylerinde kesme kuvvetleri oluşturur.

Uygulanan normal yükten (P_u) dolayı kritik yüzeyde oluşan kesme kuvvetini (V_{uc}) göz önünde canlandırmak için, temel; Şekil 9.6'da gösterildiği gibi, biri kayma yüzeyi içinde ve diğeri dışında olmak üzere iki parçaya bölünür. Faktörlü normal yük (P_u) iç parçanın tepesine uygulanır ve iki parçanın tabanında etkiyen bir uniform basınca dönüştürülür. Bu yükün bir bölümü iç parçanın altındaki zemine aktarılırken, kalanı kritik kesme yüzeyinden geçmeli ve daha aşağıdaki parçanın altındaki zemine girmelidir. Kritik kesme yüzeyi üzerinde sadece daha sonraki kısım kesme kuvveti üretir. Başka bir deyişle, kritik yüzeyler boyunca kesme üreten P_u'nun yüzdesi, dış parçanın taban alanının toplam taban alanına oranıdır.



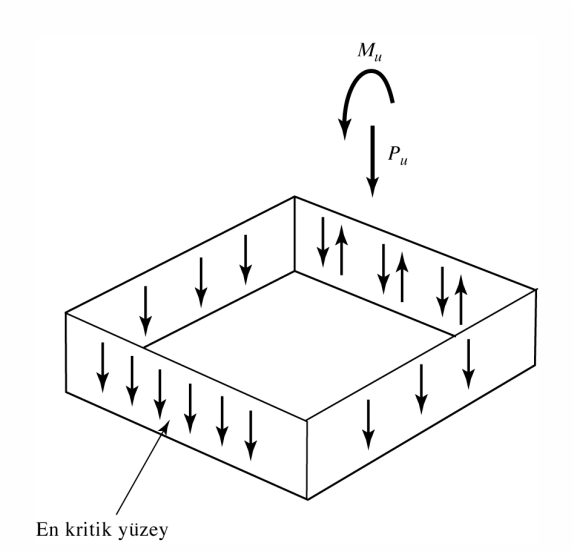
Şekil 9.6 İçteki blok sömelin çift yönlü kesme için kritik bölümüdür. Bu bloğun çevresi boyunca uygulanan faktörlü kesme kuvveti'nin (V_{uc}) değeri ϕV_n değerinden büyük olmamalıdır. Faktörlü kesme kuvveti, yere ulaşmadan önce iç bloğun dış yüzeylerinden geçmesi gereken faktörlü kolon yükünün bir kısmıdır (P_u).

Uygulanan yük bir moment yükü (M_u) varsa, Şekil 9.7'de gösterildiği gibi, iç parçanın iki zıt yüzeyinde ilave kesme kuvvetine neden olur. Yüzeylerin birindeki kesme kuvveti, normal yükün neden olduğu kesme kuvveti ile aynı yönde etkirken, diğer yüzdeki zıt yönde etkir. Bu nedenle, iki kuvvetin de aynı yönde etkidiği yüzeyde kesme kuvveti en büyüktür ve bu yüzden tasarımı kontrol eder. Bu yüzeydeki kuvvet aşağıdaki gibidir:

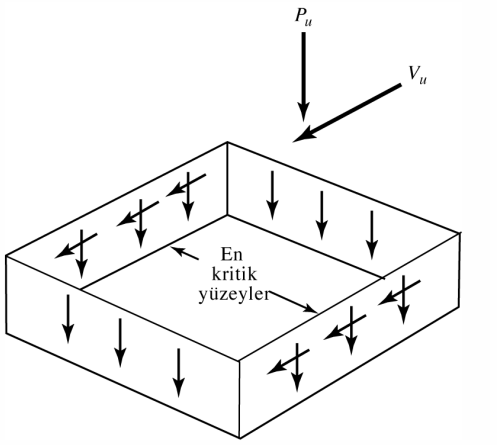
$$V_{uc} = \left(\frac{P_u}{4} + \frac{M_u}{c+d}\right)\left(\frac{\text{dış parçanın taban alanı}}{\text{toplam taban alanı}}\right)$$
$$= \left(\frac{P_u}{4} + \frac{M_u}{c+d}\right)\left(\frac{B^2-(c+d)^2}{B^2}\right) \qquad (9.4)$$

Uygulanan yük bir kesme yükü (V_u) varsa ve moment yükü ile aynı yönde etkiyorsa (bu olağan bir durumdur), Şekil 9.8'de gösterildiği gibi, diğer iki yüzde bir kesme kuvvetine neden olur. Uygulanan kesme yükünün bu iki yüz arasında düzgün olarak dağıtıldığı varsayılırsa, o zaman herbir yüzdeki kesme kuvveti aşağıdaki gibi olur:

$$V_{uc} = \left(\frac{\text{dış parçanın taban alanı}}{\text{toplam taban alanı}}\right)\sqrt{\left(\frac{P_u}{4}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{2}\right)^2}$$
$$= \left(\frac{B^2-(c+d)^2}{B^2}\right)\sqrt{\left(\frac{P_u}{4}\right)^2 + \left(\frac{V_u}{2}\right)^2} \qquad (9.5)$$



Şekil 9.7 Sömelin normal yük ve moment yükünün ikisine birden maruz kaldığı durumda çift yönlü kesme için kritik kesme yüzeylerinde kesme kuvvetlerinin dağılımı.



Şekil 9.8 Sömelin normal yük ve kesme yükünün ikisine birden maruz kaldığı durumda çift yönlü kesme için kritik kesme yüzeylerinde kesme kuvvetlerinin dağılımı.

Burada:

V_{uc} = en kritik yüzdeki faktörlü kesme kuvveti
P_u = uygulanan normal yük
M_u = uygulanan moment yük

V_u = uygulanan kesme yük

c=kolon genişliği veya çapı (beton kolonlar için) veya taban plakası genişliği (çelik kolonlar için)

d=efektif derinlik

B=temel genişliğidir.

Tasarım, (9.4) ve (9.5) eşitliklerinden elde edilen büyük V_{uc}değerlerine dayandırılmalıdır. Böylece; uygulanan normal, kesme ve/veya moment yükleri de dikkate alınır.

İç temelde yerleştirilmiş (yani, kenarda veya köşede değil) kare veya dairesel kolonları taşıyan kare temeller için nominal iki yönlü kesme kapasitesi aşağıdaki gibidir [ACI 11.12.1]:

$$V_{nc} = V_c = 4b_0 d\sqrt{f'_c} \qquad \text{(9.6 İngiliz)}$$

$$V_{nc} = V_c = \frac{1}{3} b_0 d\sqrt{f'_c} \qquad \text{(9.6 SI)}$$

$$b_0 = c + d \qquad (9.7)$$

Burada:

V_{nc} = kritik kesitteki nominal çift yönlü kesme kapasitesi (lb, N)

V_c = betonun nominal çift yönlü kesme kapasitesi (lb, N)

b_0 = kritik kesme yüzeyinin uzunluğu=iç parçanın bir yüzünün uzunluğu

c= kolon genişliği (inç, mm)

d= efektif derinlik (inç, mm)

f'_c = betonun 28 günlük basınç dayanımıdır (lb/inç^2, MPa).

Kolonun şeklinin farklı olması durumunda veya kolonun; temelin kenarı veya köşesi boyunca yerleştirilmesi halinde diğer kriterler uygulanır [ACI 11.12.2.1]. Ayrıca, temelin öngerdirmeli betondan yapılması halinde özel kriterler uygulanır [ACI 11.12.2.2]. Ancak, yüzeysel temeller nadiren öngerdirmelidir.

Bu analizin amacı, (9.2) eşitliğini sağlayan efektif derinliği (d) bulmaktır. V_{uc}ve V_{nc}'nin ikisi de efektif derinliğe (d) bağlıdır. Ancak, doğrudan bir çözüm yoktur. Bu nedenle, aşağıdaki yöntemi kullanmak gerekir:

1. d için bir deneme değeri varsayınız. Genellikle yaklaşık olarak kolon genişliğine eşit bir değer iyi bir denemedir. Deneme amaçlı d değerlerini seçerken, Bölüm 9.4'de tartışıldığı gibi, T 'nin 3 inç'in veya 100 mm'nin katı olması gerektiğini hatırlayınız. Bu yüzden, sadece d'nin uygun değerleri dikkate değer olanlardır. $d_b \approx 1$inç (25 mm) varsayarak, d 'nin potansiyel değerleri 8, 11, 14, 17 inç vb. veya 200, 300, 400 mm vb.'dir.
2. V_{uc}ve V_{nc}'yi hesaplayınız ve (9.2) eşitliğinin sağlanıp sağlanmadığını kontrol ediniz.
3. (9.2) eşitliğini sağlayan en küçük d 'yi buluncaya kadar 1. ve 2. adımları gereği gibi tekrarlayınız.

4. (9.1) eşitliğini $d_b = 1$inç veya 25 mm ile kullanarak, temel kalınlığını (T) hesaplayınız. 3 inç veya 100 mm'nin katı olarak ifade ediniz. T en az 12 inç veya 300 mm olmalıdır.

d_b'nin nihai değeri, eğilme analizinin bir parçası olarak belirlenir ve burada varsayılan 1 inç veya 25 mm'den farklı olabilir. Ancak, bu fark; yapım toleranslarına kıyasla küçüktür. Bu nedenle, gözden geçirilip düzeltilmiş $d_b$ile kesme analizini tekrarlamaya gerek yoktur.

Tek Yönlü Kesme

Çift yönlü kesme daima sadece düşey yüklere maruz kalan kare temellerin tasarımını kontrol eder. Bu gibi temellerde tek yönlü kesmeyi kontrol etmeye gerek yoktur. Ancak, uygulanan kesme ve/veya moment yükleri varsa, kesmenin her iki çeşidini de kontrol etmek gerekir.

Bu durumu analiz etmek için, aşağıdaki varsayımları yapılır:

- Uygulanan düşey yükün (P_u) neden olduğu kesme gerilmesi, Şekil 9.5a'da gösterildiği gibi, iki kritik düşey düzlem boyunca üniform olarak dağıtılır.
- Uygulanan moment yükünün (M_u)düşey düzlemler üzerinde neden olduğu kesme gerilmesi, eğilme formülü $\sigma = M_c / I$ ile ifade edilir ve bu nedenle bu düzlemlerin solunda ve sağında en büyüktür.
- Uygulanan kesme yükünün neden olduğu kesme gerilmesi düzlemler boyunca üniform olarak dağıtılır.
- Uygulanan normal, moment ve kesme yükleri kritik düşey düzlemlere uygulamadan önce, $(B–c–2d)/B$ ile çarpılmalıdır. Bu faktör, kritik düzlemler dışındaki temel taban alanının, toplam alana oranıdır ve bu nedenle, kritik düşey düzlemler yoluyla iletilmesi gereken uygulanan yüklerin yüzdesini yansıtır.
- Kritik düşey yüzeyler üzerindeki maksimum kesme gerilmesi; uygulanan normal, moment ve kesme yüklerinden dolayı olanların vektörel toplamıdır.
- Kritik düşey yüzeyler üzerindeki faktörlü kesme gerilmesi, kesme yüzeyleri alanı ile çarpılan en büyük kesme gerilmesidir. Bu, kesme yüzeyleri boyunca kayma gerilmesi integralinden daha büyük olabilir. Fakat, yararlıdır. Çünkü, maksimum kayma gerilmelerini kabul edilebilir sınırlar içinde tutan bir tasarım üretir.

Bu varsayımlara dayalı olarak, kritik düşey yüzeyler üzerindeki faktörlü kesme kuvveti V_{uc} aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$V_{uc} = \left(\frac{B - c - 2d}{B} \right) \sqrt{\left(P_u + \frac{6M_u}{B} \right)^2 + V_u^2} \qquad (9.8)$$

Burada:

V_{uc}= kritik kesme yüzeyleri üzerindeki kesme kuvveti
B= temel genişliği
c= kolon genişliği
d= efektif derinlik

P_u= uygulanan normal yük
M_u= uygulanan moment yükü
V_u= uygulanan kesme yüküdür.

Kritik kesit üzerindeki nominal tek yönlü kesme yükü kapasitesi aşağıdaki gibidir [11.3.1.1]:

$$V_{nc} = V_c = 2b_w d\sqrt{f'_c} \qquad \text{(9.9 İngiliz)}$$

$$V_{nc} = V_c = \frac{1}{6} b_w d\sqrt{f'_c} \qquad \text{(9.9 SI)}$$

Burada:

V_{nc}= kritik kesitteki nominal tek yönlü kesme kapasitesi (lb, N)
V_c = betonun nominal tek yönlü kesme kapasitesi (lb, N)
b_w= kritik kesme yüzeyinin uzunluğu=2B (inç, mm)
d= efektif derinlik (inç, mm)
f'_c = betonun 28 günlük basınç dayanımıdır (lb/inç^2, MPa)

Tekrar etmek gerekirse, (9.2) eşitliği sağlandığı takdirde tasarım yeterlidir.
V_{uc}ve V_{nc}'nin ikisi de, iki yönlü kesme altında anlatılan yöntem ile (9.8) ve (9.9) eşitliğini kullanarak belirlenmesi gereken efektif derinliğe (d) bağlıdır. d'nin nihai tasarım değeri, tek yönlü ve iki yönlü kesme analizlerinden elde edilenlerin büyük olanıdır.

d_b'nin nihai değeri eğilme analizinin bir bölümü olarak belirlenir ve burada varsayılan 1 inç veya 25 mm'den farklı olabilir. Ancak, bu fark yapım toleranslarına kıyasla küçüktür. Bu nedenle, gözden geçirilip düzeltilmiş $d_b$ile kesme analizini tekrarlamaya gerek yoktur.

Örnek 9.1–Bölüm A

21 inç'lik kare betonarme bir kolon, 380 k'lık bir düşey ölü yük ve 270 k'lık bir düşey hareketli yük taşımaktadır. Bu kolon, 6500 lb/ft^2'lik izin verilebilir bir temas basıncı olan bir zemin üzerine inşa edilecek kare yüzeysel bir temel üzerinde taşınacaktır. Yeraltı su seviyesi temel tabanından oldukça aşağıdadır. Gerekli genişliği (B), kalınlığı (T) ve efektif derinliği (d) bulunuz.

Çözüm

Faktörsüz yük: (2.2) eşitliği kontrol eder.

$$P=P_D+P_L+...=380\text{ k}+270\text{ k}+0=650\text{ k}$$

Tablo 8.1'den D=36 inç kullanınız.

$$W_f = B^2 D\gamma_c = B^2(3\,ft)(150 lb/\,ft^3) = 450B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{P+W_f}{q_A+u_D}} = \sqrt{\frac{650000+450B^2}{6500+0}}$$

B=10,36 ft → B=10,5 ft (126 inç)

Faktörlü yük [(2.7) eşitliği kontrol eder].

$$P_u = 1{,}4P_D + 1{,}7P_L = (1{,}4)(380)+(1{,}7)(270) = 991 \text{ k}$$

Uygulanan büyük yükten dolayı ve bu büyük bir yüzeysel temel olduğu için, $f'_c = 4000 \text{lb/inç}^2$ ve $f_y = 60 \text{k/inç}^2$ kullanılacaktır.

Uygulanan moment veya kesme yükleri olmadığından, tek yönlü kesmeyi kontrol etmeye gerek yoktur. Çift yönlü kesme analizine dayanarak gerekli kalınlığı belirleyiniz.

T=24 inç'i deneyiniz.

$d = T$ – 1 bar çapı – 3 inç=24–1–3=20 inç

$$V_{uc} = \left(\frac{P_u}{4} + \frac{M_u}{c+d}\right)\left(\frac{B^2 - (c+d^2)}{B^2}\right)$$

$$= \left(\frac{991000lb}{4} + 0\right)\left(\frac{(126in\text{ç})^2 - (21in\text{ç} + 20in\text{ç})^2}{(126in\text{ç})^2}\right)$$

$$= 22150lb$$

$$b_0 = c + d = 21 + 20 = 41in\text{ç}$$

$$V_{nc} = 4b_0 d\sqrt{f'_c}$$

$$= 4(41in\text{ç})(20in\text{ç})\sqrt{4000lb/in\text{ç}^2}$$

$$= 207400\,lb$$

ϕV_n =(0,85)(207400 lb)=176300 lb

$V_{uc} > \phi V_{nc}$ $\therefore$ kabul edilemez

T=27 inç'i deneyiniz.

$d = T$ – 1 bar çapı – 3 inç =27–1– 3=23 inç

$$V_{uc} = \left(\frac{P_u}{4} + \frac{M_u}{c+d}\right)\left(\frac{B^2 - (c+d^2)}{B^2}\right)$$

$$= \left(\frac{991000lb}{4} + 0\right)\left(\frac{(126in\text{ç})^2 - (21in\text{ç} + 23in\text{ç})^2}{(126in\text{ç})^2}\right)$$

$$= 217500lb$$

$$b_0 = c + d = 21 + 23 = 44in\text{ç}$$

$$V_{nc} = 4b_0 d\sqrt{f'_c}$$

$$= 4(41in\text{ç})(23in\text{ç})\sqrt{4000lb/in\text{ç}^2}$$

$$= 256000lb$$

ϕV_n=(0,85)(256000 lb)=217600 lb

$V_{uc} \leq \phi V_{nc}$ **Tamam**

$\therefore$ ***B*=10,5 ft; *T*=27 inç; *d*=23 inç** kullanınız $\Leftarrow$ ***Cevap***

Not 1: Bu durumda V_{uc} hemen hemen tam olarak ϕV_{nc}'ye eşittir. Ancak, sadece d'nin belirli değerlerini dikkate aldığımız için, bunların çok yakın olarak uyuşması enderdir.
Not 2: Tablo 8.1'den elde ettiğimiz gibi, 3 ft gömülme derinliği burada gerekli değildir (don derinliği veya diğer kaygılar zorunlu kılmadıkça). D=30 inç kullanabiliriz ve 27 inç kalınlıktaki bir temel için halen bol miktarda yer söz konusudur.

Eğilmeye Karşı Tasarım

Kesme analizi tamamlandığı zaman tasarım işlemi eğilme analizine geçebilir.

ACI Eğilme Tasarım Standartları

Donatı Çeliği: Betonun basınç dayanımı yüksek fakat çekme dayanımı zayıftır. Bu nedenle, mühendisler *demirli beton* oluşturmak için, çekme dayanımı yüksek donatı çeliği ilave der. Bu donatı, sadece çekmeye maruz ve eğilmeye direnmesi gereken elemanlarda gereklidir. Donatı çeliği ya *nervürlü demir donatılardan* (donatı çubukları, veya demir donatılar) veya *kaynakla yapılan tel örgüden* oluşabilir. Ancak, tel örgü temellerde nadiren kullanılır.

İmalatçılar tipik olarak 9,5 mm (3/8 inç) ve 57,3 mm (21/4 inç) arasında değişen, standart çaplarda çeşitli donatı çubukları üretir. A.B.D.'nde İngiliz ve metrik demir donatılar aynı boyuttadır (yani, kolay bir dönüştürme kullandık) ve Tablo 9.1'deki donatı boyutu adlandırmaları ile saptanır.

Çelik donatılar, bunları imal etmede kullanılan metal alaşımlara bağlı olarak çeşitli mukavemetlerde olabilir. A.B.D.'nde kullanılan iki en yaygın donatı mukavemeti aşağıdaki gibidir:

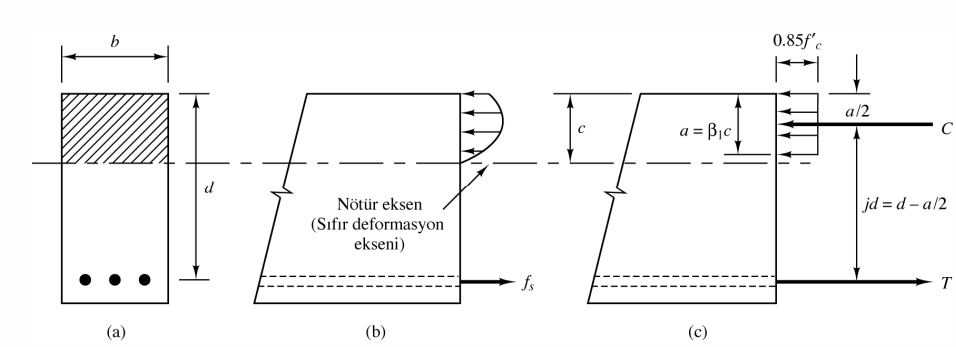
- Akma mukavemeti (f_y) 40 k/inç^2 (300 MPa) olan Tip 40 donatıları (metrik tip 300 olarak da bilinir)
- Akma mukavemeti (f_y) 60 k/inç^2 (420 MPa) olan Tip 60 donatıları (metrik tip 420 olarak da bilinir)

Eğilme Tasarım İlkeleri: Eğilme elemanları için temel tasarım problemi şu şekildedir: Kritik yüzey üzerinde faktörlü bir moment (M_{uc}) göz önüne alarak, elemanın gerekli boyutlarını ve donatı çubuklarının gerekli boyutu ve yerini belirleyiniz. Neyse ki, temellerdeki eğilme tasarımı diğer bazı yapısal elemanlar için olandan daha basittir. Çünkü, geoteknik sorunlar bazı boyutları zorunlu hale getirir.

Eğilmeye direnmek için gerekli çelik miktarı *efektif derinliğe* (d) bağlıdır. Bu derinlik, Şekil 9.9'da gösterildiği gibi, en uçtaki basınç lifinden çekme donatısının merkezine olan mesafedir.

Şekil 9.9'da gösterildiği gibi, $f'_c \leq 30\,MPa$ (4000 lb/inç^2) olan betonarmeden yapılmış bir eğilme elemanının varsayılan moment kapasitesi aşağıdaki gibidir:

$$M_n = A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \tag{9.10}$$



Şekil 9.9 Elemanın çekmeye maruz kalan bölümünde donatı çubukları yerleştirilir. (a) Enine kesit, (b) gerçek gerilme dağılımı ve (c) eşdeğer dörtgen gerilme dağılımı. Efektif derinlik (*d*), uç sıkışma lifinden çekme donatısının ağırlık merkezine olan mesafedir. β_1 de değeri 0,65 ile 0,85 arasında değişin bir ampirik faktördür (McGregor, 1996'dan).

$$a = \frac{\rho d f_y}{0{,}85\ f'_c} \tag{9.11}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \tag{9.12}$$

$M_u = \phi M_n$ koyarak (burada; M_u=analiz edilen kesitteki faktörlü momenttir) A_s için çözüm aşağıdaki eşitlikten elde edilir:

$$A_s = \left(\frac{f'_c b}{1{,}176\ f_y}\right)\left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2{,}353\ M_{uc}}{\phi\ f'_c b}}\right) \tag{9.13}$$

Burada:

A_s = donatı çeliğinin en kesit alanı
f'_c = betonun 28 günlük basınç dayanımı
f_y = donatı çeliğinin akma mukavemeti
ρ = çelik oranı
b= eğilme elemanının genişliği
ϕ = betonarmedeki eğilme için 0,9
M_{uc}=analiz edilen kesitteki faktörlü momenttir.

Tasarım işlemine minimum çelik ve maksimum çelik olmak üzere iki ilave etmen de girer. Temellerdeki minimum çelik, ACI 10.5.4 ve 7.12.2 ile kontrol edilir. Çünkü, temeller "üniform kalınlıklı yapısal plaklar" olarak ele alınır (MacGregor, 1996).
Bu şartlar aşağıdaki gibidir:

Tip 40 (metrik tip 300) çeliği için $A_s \geq 0.0020 A_g$

Tip 60 (metrik tip 420) çeliği için $A_s \geq 0.0018 A_g$

Burada; A_g =brüt enine kesit alanıdır. ACI 10.5.1 deki $\rho_{\min}$ kriteri, temeller ile ilgili değildir.

Maksimum çelik şartı [10.3] yeterli sünekliği devam ettirmek için planlanır. Bu şart hiçbir zaman basit temellerin tasarımını etkilemez. Fakat, birleşik temellerde veya radyelerde sorun olabilir. (9.13) eşitliğini kullanarak hesaplanan gerekli çelik alanı, donatı boyutunun herhangi birkaç birleşimi ve sayısı ile sağlanabilir. Bu seçim, aşağıdaki minimum ve maksimum aralık şartlarını karşılamalıdır:

- Donatılar arasındaki net aralık (d_b) en az 25 mm'ye (1 inç) veya nominal maksimum agrega boyutunun 3/4 katına (hangisi büyükse ona) eşit olmalıdır [3.3.2 ve 7.6.1].
- Donatının merkezden merkeze aralığı 3*T* 'yi veya 500 mm'yi (18 inç) (hangisi küçük ise onu) aşmamalıdır [10.5.4].

Bu kriterlerin biri, iki çok yakın çubuğun kenarları arasındaki mesafeye 'net aralığa' dayandırılırken, diğerinin merkez çizgileri arasındaki mesafeye; merkezden-merkeze aralığa nasıl dayandırıldığına dikkat ediniz.

Gelişme Uzunluğu: Çelik donatılar, uygun bir bağlama geliştirmek için, beton içine yeterli bir mesafe uzanmalıdır [ACI 15.6]. Bu mesafeye *gelişme uzunluğu* denir. Donatılar arasındaki net aralık en az $2d_b$ ve beton kaplaması en az $d_b$olmak koşuluyla, minimum gelişme uzunluğunun (I_d) donatı çapına (d_b) oranı aşağıdaki gibidir [ACI 12.2.3]:

$$\frac{I_d}{d_b} = \frac{3}{40}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \qquad \text{(9.14 İngiliz)}$$

$$\frac{I_d}{d_b} = \frac{9}{10}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} \qquad \text{(9.14 SI)}$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{1500 s n} \qquad \text{(9.15 İngiliz)}$$

$$K_{tr} = \frac{A_{tr} f_{yt}}{10 s n} \qquad \text{(9.15 SI)}$$

Burada:

I_d = gerekli minimum gelişme uzunluğu (inç, mm)

d_b = nominal donatı çapı (inç, mm)

f_y = donatı çeliğinin akma mukavemeti (lb/inç^2, MPa)

f_{yt} = enine donatı çeliğinin akma mukavemeti (lb/inç^2, MPa)

f'_c = betonun 28 günlük basınç dayanımı (lb/inç^2, MPa)

α = donatı yeri faktörü

α = çubuğun altında 300 mm'den (12 inç) daha çok taze betonlu yatay donatı için 1,3

α = diğer tüm durumlar için 1,0

β = kaplama faktörü

β = $3d_b$'den daha az kaplamalı veya $6d_b$'den daha az net aralıklı donatılar veya teller için 1,5

β = epoksi kaplamalı donatılar veya teller için 1,2

β = kaplamasız donatılar veya teller için 1,0

γ = donatı faktörü

γ = #6 (metrik #19) ve daha küçük donatılar için 0,8

γ = #7 (metrik #22) ve daha büyük donatılar için 1,0

λ = normal beton (temellerde hafif ağırlıklı beton kullanılmaz) için hafif ağırlıklı beton faktörü=1,0

c = aralık veya kaplama boyutu (inç, mm)=çubuğun merkezinden en yakın beton yüzeyine olan mesafenin küçüğü veya donatıların merkezden-merkeze aralığın yarısı

A_{tr} =s aralığı içinde ve geliştirilen donatı yoluyla potansiyel ayrılma düzlemini geçen tüm enine donatının toplam enine kesit alanı (inç^2, mm^2) – muhafazakâr yaklaşımla sıfır olarak alınabilir

s = I_d içinde enine donatının merkezden-merkeze maksimum aralığıdır (inç, mm).

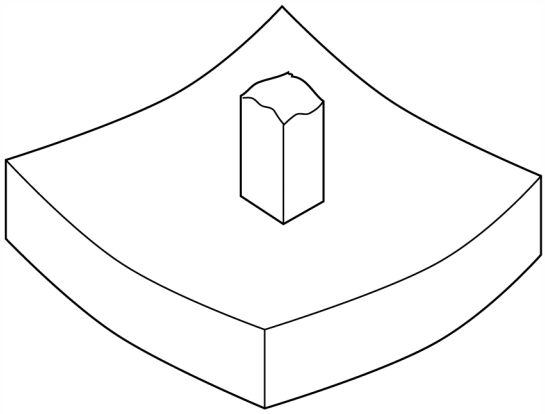
$(c+K_{tr})/d_b$ terimi 2,5'dan büyük olmamalıdır ve $\alpha\beta$ çarpımının 1,7'yi aşması gerekmez. Ayrıca, gelişme uzunluğu her zaman en az 300 mm (12 inç) olmalıdır.

Yüzeysel Temellere Uygulama

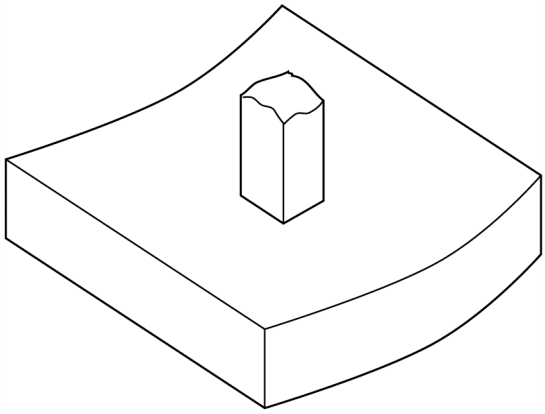
İlkeler: Bir kare temel, Şekil 9.10a'da gösterildiği gibi, iki dik yönde eğilir ve bu nedenle dört kenarı üzerinde mesnetlenen bir döşeme plağına uygulanabilenlere benzer yöntemleri kullanarak *çift yönlü bir plak* olarak tasarlanabilir. Ancak, pratik amaçlar için temelleri, Şekil 9.10b'de gösterildiği gibi, *tek yönlü bir plakmış* gibi tasarlamak gelenekseldir. Bu muhafazakâr basitleştirmenin dayanağı aşağıdaki nedenlerdir:

- Bu analiz yönteminin dayandırıldığı tam ölçekli yükleme deneyleri bu şekilde yorumlanmıştır.
- Temelleri üst yapıdan daha muhafazakâr olarak tasarlamak uygundur.
- Eğilme gerilmeleri düşüktür. Bu yüzden, gerekli çelik miktarı nominaldir ve genellikle ρ_{min}tarafından kontrol edilir.
- Bu basitleştirilmiş yaklaşım nedeniyle ilave yapım maliyeti önemsizdir.

Tek yönlü eğilmede uygulanan yükü taşımak için gerekli çeliğin miktarı bilindiği zaman, aynı çelik alanı dik yönde yerleştirilir. Aslında, temel iki kez donatılandırılmıştır. Bu, daha özenli çift yönlü analiz ile gerekli olandan daha fazla donatı sağlar.



(a)



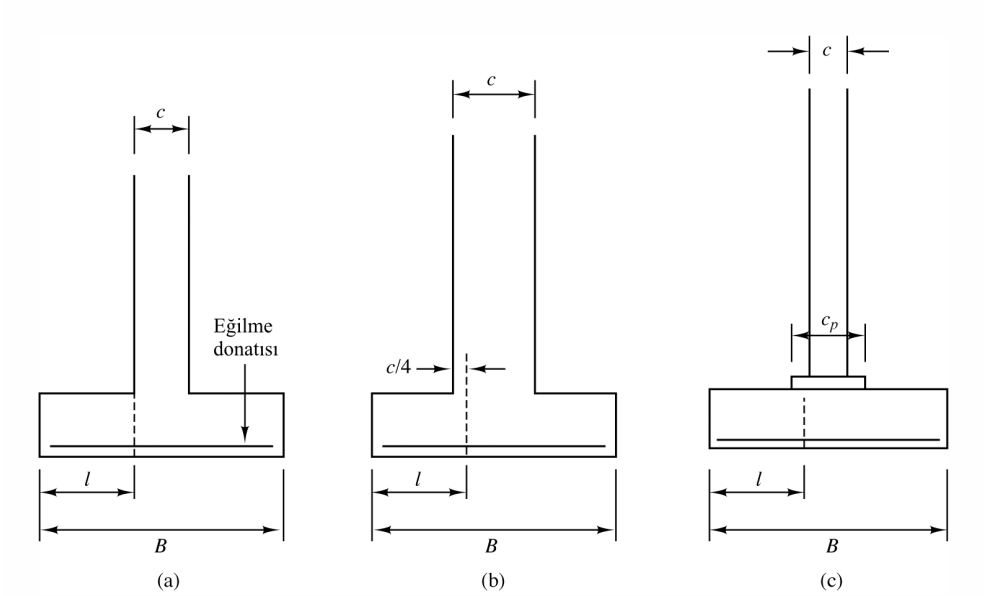
(b)

Şekil 9.10 (a) Bir tekil sömel gerçekte kuzey-güney ve doğu-batı olmak üzere iki yönde eğilen çift yönlü plaktır; (b) Mühendisler analiz açısından sömelin sadece bir yönde eğilen tek yönlü bir plak olduğunu kabul eder.

Çelik Alanı: Eğilme elemanlarını tasarlamak için alışılmış yöntem, bir moment diyagramı hazırlamak ve elemanın herbir kısmı için uygun çelik miktarını seçmektir. Ancak, basit yüzeysel temeller için problem tekrar basitleştirilir ve çeliğin tamamı *eğilme için kritik kesitte* oluşan moment için tasarlanır. Çeşitli kolon tipleri için bu kesitin yeri Şekil 9.11'de gösterilmiştir.

Kritik kesitten temelin dış kenarına ölçülen bir l mesafesi tanımlayarak, hesaplamalar basitleştirilebilir. Diğer bir deyişle, l konsol mesafesidir. Tablo 9.2'deki formülleri kullanarak hesaplanır.

Kritik kesitteki faktörlü eğilme momneti (M_{uc}) aşağıdaki gibidir:



Şekil 9.11 (a) Beton kolonda, (b) yığma kolonda ve (c) çelik kolonda eğilme için kritik bölümün yeri.

Tablo 9.2 Tekil sömellerde donatı tasarımında kullanılan tasarım konsol mesafesi [15.4.2].

Kolon türü	l
Beton	$(B - c)/2$
Yığma	$(B - c/2)/2$
Çelik	$[2B - (c+c_p)]/4$

1. ACI ahşap kolonlarda kritik bölümün yerini belirtmez, fakat bunların beton gibi değerlendirilmesi daha uygundur.
2. Kolonun dairesel, sekizgen veya benzer diğer şekillerde olması halinde eşdeğer enine kesite sahip olan bir kare kullanınız.
3. B=sömel genişliği; c=kolon genişliği; c_p=taban plakası genişliği. Sömelin enine kesitinin dairesel veya düzenli bir poligon şekilli olması durumunda analizi eşdeğer kareye göre yapınız.

$$M_{uc} = \frac{P_u l^2}{2B} + \frac{2M_u l}{B} \tag{9.16}$$

Burada:

M_{uc}= eğilme için kritik kesitteki faktörlü moment

P_u= kolondan gelen faktörlü basınç yükü

M_u= kolondan gelen faktörlü moment yükü

l=konsol mesafesi (Tablo 9.2'den)
B = temel genişliğidir.

(9.16) eşitliğindeki birinci terim, P_u'nun temelin ağırlık merkezinden etkidiği varsayımına dayandırılmıştır. İkinci terim, $B/3$ eksantriklik varsayımlı bir zemin temas basıncına dayandırılır ve muhafazakârdır (bkz. Şekil 5.15).

M_{uc}'yi hesapladıktan sonra, (9.12) ve (9.15) eşitlikleri kullanarak çelik alanı (A_s) ve donatı oranını (ρ)bulunuz. ρ 'nun ρ_{min}'den küçük olup olmadığını kontrol ediniz. Şayet küçük ise, o zaman ρ_{min}'i kullanınız. ρ nadiren 0,0040'dan büyük olacaktır. Etriye ihtiyacından kaçınmak için efektif derinliği (d) nispeten büyük alındığından, bu durum hafif donatı şartını ortaya çıkarır.

Herbir yön için gerekli çelik alanı :

$$A_s = \rho BD \tag{9.17}$$

Şekil 9.4'de gösterildiği gibi, eğilme çeliğini temelin kenarından dışa 70 mm (3 inç) bir noktaya taşıyınız.

Gelişme Uzunluğu: ACI [15.6] yüzeysel temellerdeki eğilme çeliğinin, standart gelişme uzunluğu şartlarının karşılanmasını gerektirir. Bu gelişme uzunluğu eğilme için, Şekil 9.11'de tanımlandığı gibi , kritik kesitten donatıların sonuna ölçülür. Bu mesafe, temelin kenarından 70 mm (3 inç)'dir. Böylece, sağlanan gelişme uzunluğu aşağıdaki gibidir:

$$(l_d)_{sağ} = l - 70 \text{ mm (3 inç)} \tag{9.18}$$

Burada:

$(l_d)_{sağ}$ = sağlanan gelişme uzunluğu
l= konsol mesafesidir (Tablo 9.2'den).

Bu sağlanan gelişme uzunluğu, (9.14) veya (9.15) eşitliği kullanılarak hesaplandığı gibi, en azından gerekli gelişme uzunluğuna eşit olmalıdır. Eğer bu kriter karşılanmaz ise, temel genişliği (B) büyütülmelidir. Bunun yerine, ona göre daha kısa bir gelişme uzunluğuna sahip daha küçük çaplı donatılar kullanmak daha iyidir.

Eğer sağlanan gelişme uzunluğu gerekli gelişme uzunluğundan büyükse, donatılar yine de temel kenarından 70 mm'ye (3 inç) uzatılır. Bunları farklı yerde kesmeyiniz.

Örnek 9.1–Bölüm B

Bölüm A'daki sonuçları kullanarak, gerekli eğilme çeliğini tasarlayınız.

Çözüm

Gerekli çelik alanını bulunuz:

$$l = \frac{B - c}{2} = \frac{126 - 21}{2} = 52{,}5 \text{ inç}$$

$$M_{uc} = \frac{P_u l^2}{2B} + 0 = \frac{(991000)(52{,}5)^2}{(2)(126)} = 10.800.000 \text{ inç-lb}$$

$$A_s = \left(\frac{f'_c b}{1.176 f_y}\right)\left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2.353 M_u}{\phi f'_c b}}\right)$$

$$= \left(\frac{(4000\ lb/inç^2)(126\ inç)}{(1.176)(60\,000\ lb/inç^2)}\right)\left(23\ inç - \sqrt{(23)^2 - \frac{2.353(10800000\ inç\text{ - }lb)}{(0.9)(4000\ lb/inç^2)(126\ inç)}}\right)$$

$$= 8.94\ inç^2$$

Minimum çeliği kontrol ediniz:

$$A_s \geq 0{,}018(27)(126)$$

$$\geq 6{,}12\ \text{inç}^2$$

$$8{,}94 \geq 6{,}12 \quad \text{tamam}$$

Herbir yönde 12 adet #8 donatı kullanınız (A_s=9,42 inç²) ⇐***Cevap***

Donatılar arasındaki net açıklık=126/13–1=8,7 inç Tamam

Gelişme uzunluğunu kontrol ediniz:

$$(l_d)_{sağ} = l - 3 = 52{,}5 - 3 = 49{,}5\ \text{inç}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{3{,}5 + 0}{1} = 3{,}5 > 2{,}5 \qquad \text{2.5'u kullanınız.}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{3}{40}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} = \frac{3}{40}\frac{60000}{\sqrt{4000}}\frac{(1)(1)(1)}{2{,}5} = 28$$

$$l_d = 28 d_b = (28)(1) = 28\ \text{inç}$$

$l_d < (l_d)_{sağ}$; bu nedenle gelişme uzunluğu tamamdır.

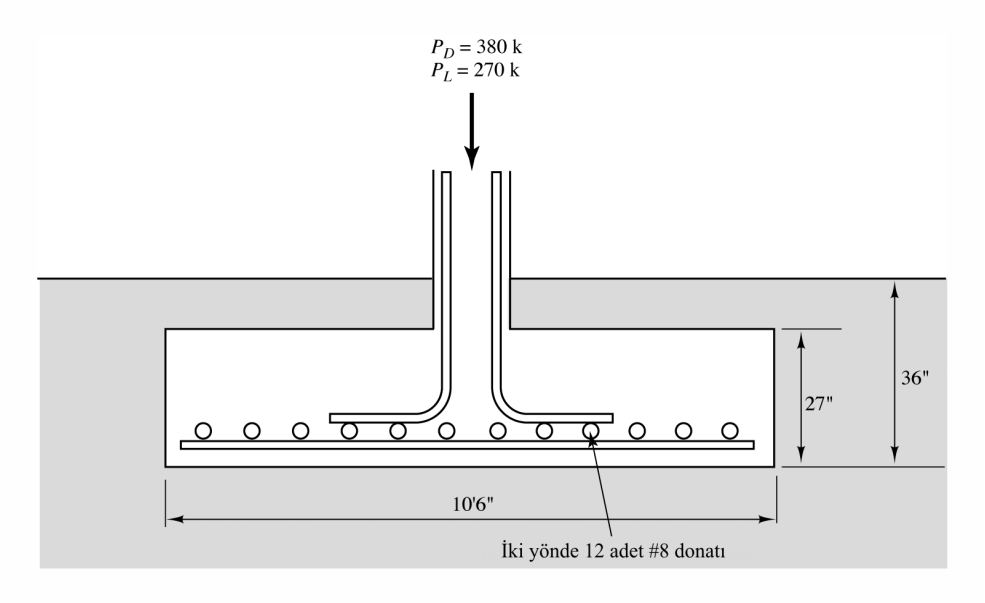
Nihai tasarım Şekil 9.12'de gösterilmiştir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

Gerekli temel genişliğinin belirlenmesinde kullanılan ASD yükü, aksi ifade edilmedikçe, (2.1), (2.2), (2.3a) veya (2.4a) eşitliklerinden bulunan değerin en büyüğü olarak alınmalıdır. Faktörlü yükler, ACI yük faktörleri [(2.7)-(2.17) eşitlikleri] kullanılarak hesaplanmalıdır.

9.1 Bir kolonun taşıdığı düşey yönde aşağı doğru yükler şu şekildedir: ölü yük=400 kN, hareketli yük=300 kN, rüzgar yükü=150 kN ve deprem yükü=250 kN'dur. Beton bir temelin tasarımında kullanılacak olan faktörsüz yük (P) ile faktörlü yükü (P_u) hesaplayınız.

9.2 Bir eğilme elemanının ölü yük momenti 200 ft-k ve hareketli yük momenti de 150 ft-k'dır. Hesaplanan nominal moment kapasitesi (M_n) 600 ft-k'dır. Bu elemanın tasarımı tatmin edici midir? ACI nihai dayanım kriterini kullanınız.



Şekil 9.12 Örnek 9.1 için sömel tasarımı.

9.3 Tekil temeller neden genellikle düşük dayanımlı betondan yapılır?

9.4 Analizde ve tasarımda kullanılan sömellerin kesme yenilmesi yüzeyleri arasındaki farkı açıklayınız.

9.5 Düşey yönde aşağı doğru 450 kN'luk faktörlü yük ile birlikte 100 kN-m'lik faktörlü moment yükü taşıyan 0,4 m genişliğindeki kare kesitli beton bir kolon, 1,5 m genişliğindeki bir kare temel üzerine oturmaktadır. Bu sömeldeki efektif beton derinliği 0,5 m'dir. Sömeldeki çift yönlü kesme yenilmesinde en kritik kesitte etkiyen nihai kesme kuvvetini hesaplayınız.

9.6 Bir kenarı 16 inç olan kare kesitli beton kolonun taşıdığı düşey ölü yük 150 k ve hareketli yük de 100 k'dır. f_c' =3000 lb/in^2 ve f_y=60 k/in^2 olan kare şekilli bir sömel ile desteklenecektir. Zeminin izin verilebilir temas basıncı 4500 lb/ft^2 olup, su tablası çok derindedir. Don kabarması tehlikesine karşı bu sömelin derinliği en az 30 inç olmak zorundadır. Gerekli sömel kalınlığını bulunuz, eğilme donatısını boyutlandırınız ve tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

9.7 Tabanında 22 inç'lik kare bir levha bulunan W16x50'lik bir çelik kolon, kare şekilli bir tekil temel ile desteklenecektir. Bu kolonun tasarım ölü yükü 200 k ve tasarım hareketli yükü de 120 k'dır. Sömel, f_c' =3000 lb/in^2 ve f_y=60 k/in^2 olan betondan yapılacaktır. Zeminin izin verilebilir temas basıncı 3000 lb/ft^2 olup, su tablası çok derindedir. Gerekli sömel kalınlığını bulunuz, eğilme donatısını boyutlandırınız ve tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

9.8 Bir kenarı 0,5 m olan kare kesitli bir kolonun taşıdığı düşey ölü yük 500 kN ve düşey hareketli yük de 280 kN'dur. f_c' =17 MPa ve f_y=420 MPa olan kare temel ile desteklenecektir. Zeminin izin verilebilir temas basıncı 200 kPa olup, su tablası çok derindedir. Gerekli sömel kalınlığını bulunuz, eğilme donatısını boyutlandırınız ve tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

9.6 SÜREKLİ TEMELLER

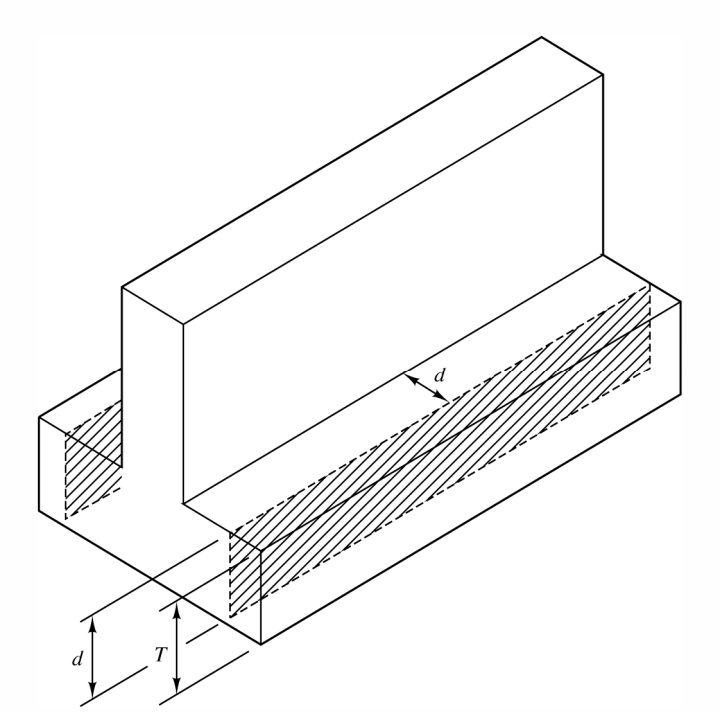
Sürekli temellerin yapısal tasarımı kare temellerinkine çok benzer. Farklılıklar, aşağıda anlatıldığı gibi, aslında geometrideki değişikliklerin bir sonucudur.

Kesmeye Karşı Tasarım

Kare temellerde olduğu gibi, sürekli temelin derinliği kesme kriteri ile kontrol edilir. Ancak, fiziksel öneme sahip tek tip olduğundan, sadece tek yönlü kesmenin kontrol edilmesi gerekir. Tek yönlü kesmeyi değerlendirmede kritik yüzeyeler, Şekil 9.13'de gösterildiği gibi, duvarın yüzünden *d* mesafede yerleştirilmiştir.

Kritik kesme yüzeyinin birim uzunluğu üzerinde etkiyen faktörlü kesme kuvveti aşağıdaki gibidir:

$$V_{uc}/b = (P_u/b)\left(\frac{B-c-2d)}{B}\right) \tag{9.19}$$



Şekil 9.13 Bir sürekli temelde tek yönlü kesme için kritik kesme yüzeyinin idealleştirilmiş yeri.

Burada:

V_{uc}/b=temelin birim uzunluğu başına kritik kesme yüzeyindeki faktörlü kesme kuvveti
P_u/b=temelin birim uzunluğu başına uygulanan faktörlü basınç yükü
c=duvarın genişliği
b=temelin birim uzunluğudur (genellikle 1 ft veya 1m).

$V_{uc} = \phi V_{nc}$alıp, (9.9) ve (9.19) denklemlerini eşitleyerek, d 'nin çözümü aşağıdaki gibi olur:

$$d = \frac{(P_u/b)(B-c)}{48\phi B\sqrt{f'_c} + 2P_u/b} \qquad \text{(9.20 İngiliz)}$$

$$d = \frac{1500(P_u/b)(B-c)}{500\phi B\sqrt{f'_c} + 3P_u/b} \qquad \text{(9.20 SI)}$$

Burada:

d=efektif derinlik (inç, mm)

P_u/b= temelin birim uzunluğu başına uygulanan düşey yük (lb/ft, kN/m)

b=temelin genişliği (inç, mm)

c= duvarın genişliği (inç, mm)

ϕ =direnç faktörü=0,85

f'_c =betonun 28 günlük basınç dayanımıdır (lb/inç^2, MPa).

Sonra, daha önce anlatılan kriteri kullanarak, temel kalınlığını (T) hesaplayınız.

Eğilmeye Karşı Tasarım

Hemen hemen tüm sürekli temellerde boyuna (yani, duvara paralel yönde) donatı çeliği bulunmalıdır. Bu çelik, temele üniform olmayan yüklemeden, zemindeki yumuşak noktalardan veya diğer nedenlerden kaynaklanan eğilme gerilmelerine karşı koymada yardımcı olur. Sıcaklık ve rötre gerilmeleri de bir sorundur. Bu nedenle, temelde en azından iki #4 çubuğu (2 metrik #13 çubuğu) ile nominal miktarda boyuna donatı (0,0018A_g – 0,0020 A_g) yerleştiriniz. Büyük farklı şişme veya oturma olasılığı varsa, ilave boyuna donatı kullanmanız gerekebilir. Bölüm 19'da bu konuya dair bir tartışma bulunmaktadır.

Enine çelik (duvara dik yöndeki) diğer bir önemli noktadır. Sürekli temellerin çoğu yeteri kadar dardır. Bu yüzden, tüm taban, Şekil 9.14'de gösterildiği gibi, 45^0 lik kesik bir koni içindedir. Bu nedenle, enine çelik gerektirmezler. Ancak, daha geniş temeller, Tablo 9.2'de belirtildiği gibi, kritik kesitte eğilme gerilmelerine direnmek üzere tasarlanan enine çelik içermelidir. Bu kesitteki faktörlü moment aşağıdaki gibidir:

$$M_{uc}/b = \frac{(P_u/b)l^2}{2B} + \frac{2(M_u/b)l}{B} \qquad (9.21)$$

Burada:

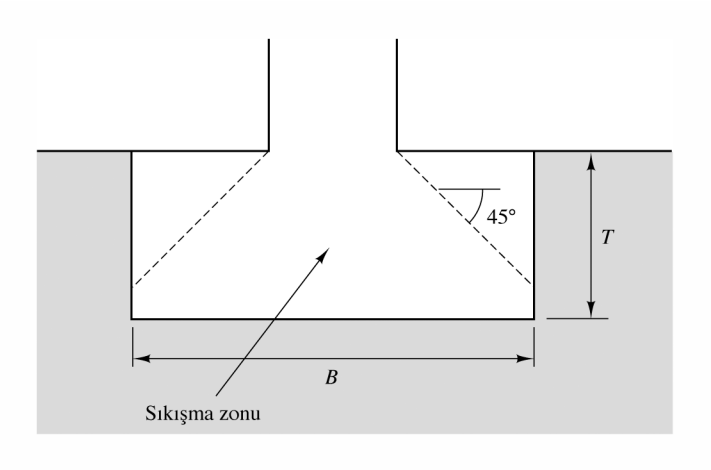
M_{uc}/b=temelin birim uzunluğu başına kritik kesitteki faktörlü moment

P_u/b = temelin birim uzunluğu başına uygulanan faktörlü basınç yükü

M_u/b =temelin birim uzunluğu başına duvara dik uygulanan faktörlü moment yükü

l=konsol mesafesidir (Şekil 9.11 veya Tablo 9.2'den).

Örnek 9.2'de gösterildiği gibi, (9.13) eşitliğini kullanarak, birim uzunluk başına gerekli enine çelik alanını (A_s/b) hesaplayınız.



Şekil 9.14 Hafifçe yüklenmiş sömellerde sıkışma zonu.

Örnek 9.2

0,2 m genişliğinde bir beton blok duvar, 120 kN/m'lik bir düşey ölü yük ve 88 kN/m'lik bir düşey hareketli yük taşımaktadır. Bu duvar, zemin yüzeyinden en az 0,5 m derinlikte inşa edilecek sürekli yüzeysel bir temel üzerinde taşınacaktır. Temelin altındaki zeminin izin verilebilir temas basıncı 200 kPa olup, yeraltı su seviyesi 10 m derinliktedir. f'_c =15 MPa ve f_y=300 MPa değerlerini kullanarak, bu temel için yapısal bir tasarım geliştiriniz.

Çözüm

Faktörsüz yük: (2.2) eşitliği kontrol eder.

$$P/b = (P/b)_D + (P/b)_L + \ldots = 120 \text{ kN/m} + 88 \text{ kN/m} + 0 = 208 \text{ kN/m}$$

Tablo 8.1'den minimum *D*=400 mm'dir fakat, problemde *D*=500 mm verilmektedir.

$$W_f/b = BD\gamma_c = B(0{,}5 \text{ m})(23{,}6 \text{ kN/m3}) = 11{,}8B$$

$$B = \frac{P/b + W_f/b}{q_A - u_D} = \frac{208 + 11{,}8B}{200 - 0} = 1{,}1 \text{ m}$$

Faktörlü yük: (2.7) eşitliği kontrol eder.

$$P_u/b = 1{,}4P_D/b + 1{,}7P_L/b$$

$$= 1{,}4(120) + 1{,}7(88)$$

$$= 318 \text{ kN/m}$$

Bir kesme analizi kullanarak gerekli kalınlığı hesaplayınız.

$$d = \frac{1500\ (P_u/b)(B - c)}{500\ \phi B\sqrt{f'_c} + 3P_u/b}$$

$$= \frac{(1500)(318\ \text{kN/m})(1100\ \text{mm} - 200\ \text{mm})}{(500)(0{,}85)(1100\ \text{mm})\sqrt{15\ \text{MPa}} + (3)(318\ \text{kN/m})}$$

$$= 237\ \text{mm}$$

Yapım kolaylığı için boyuna çeliği, yanal çeliğin altına yerleştiriniz. Metrik #13 (çap=12,7 mm) donatıları varsayarak, temel kalınlığı (T) aşağıdaki gibi olur:

T=d + (1/2) (yanal çeliğin çapı) + boyuna çeliğin çapı + 70 mm

=237 + 12,7/2 + 12,7 + 70

=326 mm → 400 mm kullanınız.

d=400 – 12,7/2 – 12,7 – 70= 311 mm

Örnek 9.1'deki kare temel tasarımında efektif derinlik (d), temelin tepesinden iki donatı çubuğu katmanının temas noktasına mesafe olarak (Şekil 9.4'de gösterildiği gibi) kullanılmıştı. Kare temellerde çift yönlü eğilme olduğundan, bu tanım kullanılmıştır. Bu, iki donatı dizisinin ortalama d değeridir. Ancak, sürekli temellerde sadece yanal donatı tasarlanmaktadır. Bu nedenle, d mesafesi, temelin tepesinden yanal donatıların merkezine kadar ölçülür. Boyuna donatılar, ayrıca tasarlanacaktır.

Yanal çeliği tasarlayınız.

$$l = \frac{B - c/2}{2} = \frac{1{,}1 - 0{,}2/2}{2} = 0{,}50\ \text{m} = 500\ \text{mm}$$

$$M_{uc}/b = \frac{(P_u/b)l^2}{2B} + 0 = \frac{(318)(0{,}5)^2}{2(1{,}1)} = 36{,}1\ \text{kN-m/m}$$

$$A_s/b = \left(\frac{f'_c b}{1{,}176 f_y}\right)\left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2{,}353 M_u}{\phi f'_c b}}\right)$$

$$= \left(\frac{(15\ \text{MPa})(1\ \text{m})}{(300\ \text{MPa})(1{,}176)}\right)\left(0{,}311\ \text{m} - \sqrt{(0{,}311\ \text{m})^2 - \frac{2{,}353(36{,}1\ \text{kN-m})}{(15.000\ \text{MPa})(0{,}9)(1\ \text{m})}}\right)\left(\frac{10^3\ \text{mm}}{\text{m}}\right)^2$$

$$= 437\ \text{mm}^2/\text{m}$$

Minimum çeliği kontrol ediniz.

$$A_s/b \geq 0{,}0020(460)(1000)$$

$$\geq 800\ mm^2/m$$

Merkezden merkeze 150 mm'de #13 donatıları [A_s=(129 mm^2/donatı)(6,67 donatı/m)=860 mm^2/m>800 mm^2/m] kullanınız.

Gelişme uzunluğunu kontrol ediniz.

$$(l_d)_{\text{sağ}} = l - 75 = 500 - 75 = 425\ \text{mm}$$

$$\frac{c + K_{tr}}{d_b} = \frac{70 + 0}{12{,}7} = 5{,}5 > 2{,}5 \qquad 2{,}5\ \text{kullanınız.}$$

$$\frac{l_d}{d_b} = \frac{9}{10}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c+K_{tr}}{d_b}\right)} = \frac{9}{10}\frac{300}{\sqrt{15}}\frac{(1)(1)(1)(1)}{2{,}5} = 28$$

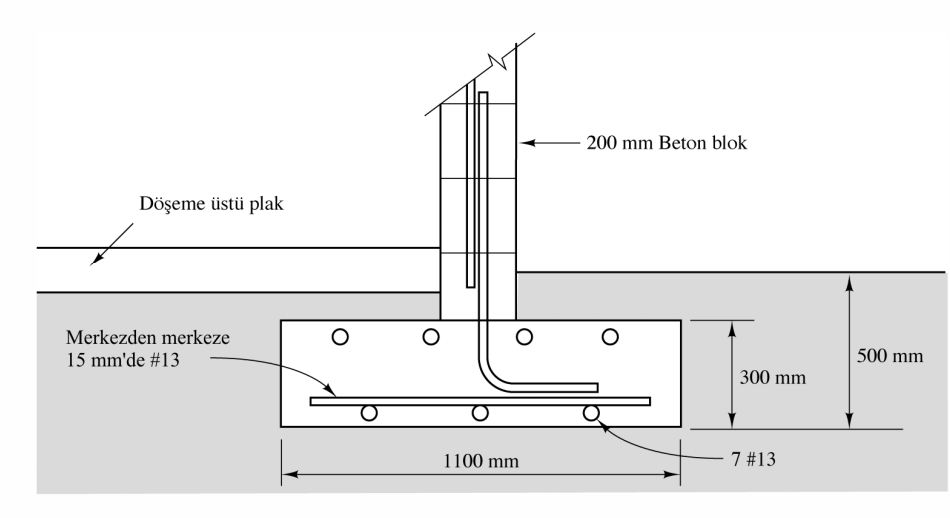
$$l_d = 28d_b = (28)(12{,}7) = 355 \text{ mm}$$

l_d <$(l_d)_{sağ}$; bu nedenle gelişme uzunluğu tamamdır.

$$A_s = \rho bd = (0{,}0020)(1100)(400) = 880\,\text{mm}^2$$

7 metrik #13 çubuğu $\left(A_s = 903\ mm^2 \approx> 880\ mm^2\right)$ kullanınız.

Nihai tasarım Şekil 9.15'de gösterilmiştir.



Şekil 9.15 Örnek 9.2 için nihai tasarım.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

9.9 Genişliği 1 ft olan beton blok bir duvar, 13,0 k/ft'lik düşey ölü yük ile 12,1 k/ft'lik düşey hareketli yük taşımaktadır. Bu duvarın temeli; 2000 lb/in^2'lik beton ile 40 k/in^2'lik çelikten oluşan bir sürekli temeldir. Zeminin izin verilebilir temas basıncı 4000 lb/ft^2 olup, su tablası çok derindedir. Yerel yapı yönetmeliği bu temelin tabanının zemin yüzeyinden en az 2 ft derinde olmasını şart koşmaktadır. Gerekli sömel kalınlığını bularak yanal ve boyuna çeliği tasarlayınız. Tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

9.10 Genişliği 200 mm olan beton blok bir duvar, 50 kN/m'lik düşey ölü yük ile 70 kN/m'lik düşey hareketli yük taşımaktadır. Bu duvarın temeli; 18 MPa'lık beton ile 420 MPa'lık çelikten oluşan bir sürekli temeldir. Zeminin izin verilebilir temas basıncı 150 kPa olup, su tablası çok derindedir. Yerel yapı yönetmeliği bu temelin tabanının zemin yüzeyinden en az 500 mm derinde olmasını şart koşmaktadır. Gerekli sömel kalınlığını bularak yanal ve boyuna çeliği tasarlayınız. Tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

9.7 DİKDÖRTGEN TEMELLER

Sadece bir kolon taşıyan *B* genişliğinde ve *L* uzunluğundaki dikdörtgen temeller kare temellere benzer. Bunları aşağıdaki gibi tasarlayınız:

1. Şekil 9.16a'da gösterilen kritik kesme yüzeylerini kullanarak, hem tek yönlü kesmeyi [(9.9) eşitliği] hem de çift yönlü kesmeyi [(9.6) eşitliği] kontrol ediniz. İkisini de sağlamak için gerekli minimum *d* ve *T*'yi belirleyiniz.
2. Tablo 9.2'de ve (9.16) eşitliğinde *B* yerine *L* koyarak ve (9.17) eşitliğini değişkenme yapmaksızın kullanarak, uzun çeliği tasarlayınız (bkz. Şekil 9.16b). Şekil 9.16c'de gösterildiği gibi, bu çeliği temel boyunca eşit şekilde olarak dağıtınız.
3. Tablo 9.2'yi ve (9.16) eşitliğini değişkenme yapmaksızın ve (9.17) eşitliğinde *B* yerine *L* koyarak kısa çeliği tasarlayınız (bkz. Şekil 9.16b).
4. Temelin merkez kısmı, kısa yönlü eğilme gerilmelerinin büyük bir kısmını aldığı için, kısa çeliğin çoğunu bu bölgeye yerleştiriniz [15.4.4]. Bunu yapmak için, Şekil 9.16c'de gösterildiği gibi, temeli iç ve dış zonlara bölünüz. İç zona yerleştirilecek kısa çelik alanı A_s'nin payı *E*'dir:

$$E = \frac{2}{L/B + 1} \tag{9.22}$$

Geriye kalan çeliği dış zonlar boyunca düzgün olarak dağıtınız.

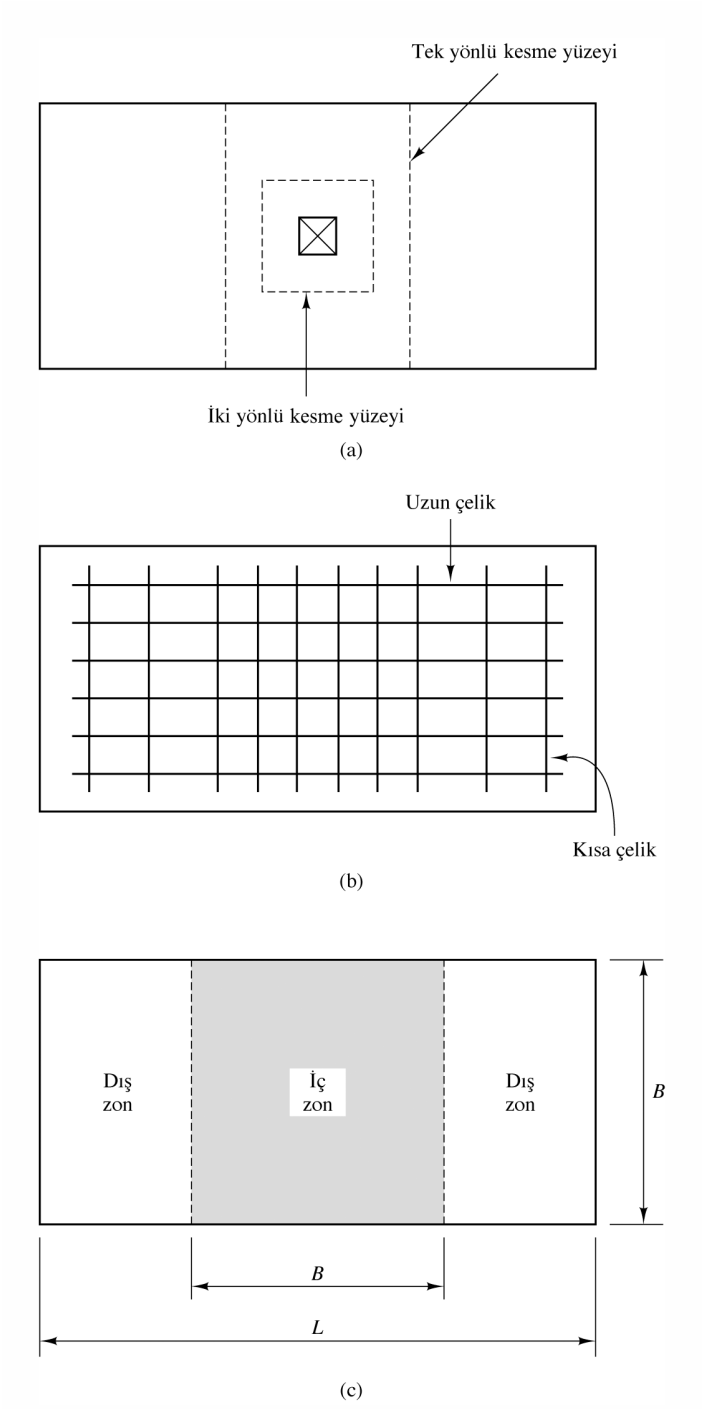
9.8 BİRLEŞİK TEMELLER

Birleşik temeller, birden fazla kolon taşıyan temellerdir. Yükleme ve geometrileri oldukça karmaşıktır. Bu nedenle, daha titiz bir yapısal analiz yürütmek uygundur. Bölüm 10'da anlatılan rijit yöntem, birleştirilmiş temellerin çoğu için uygundur. Temel boyunca doğrusal olarak değişen bir temas basıncı kullanır. Böylece, hesaplamaları basitleştirir. Zemin basıncı belirlendiği zaman, MacGregor Şekil 9.17'de gösterildiği gibi idealleştirilmiş kiriş şeritleri ABC'yi kullanarak boyuna çeliği tasarlamayı önermektedir. Sonra, idealleştirilmiş kiriş şeritleri AD'yi kullanarak enine çeliği tasarlayınız. Tam bir tasarım örneği için, MacGregor (1996)'ya bakınız.

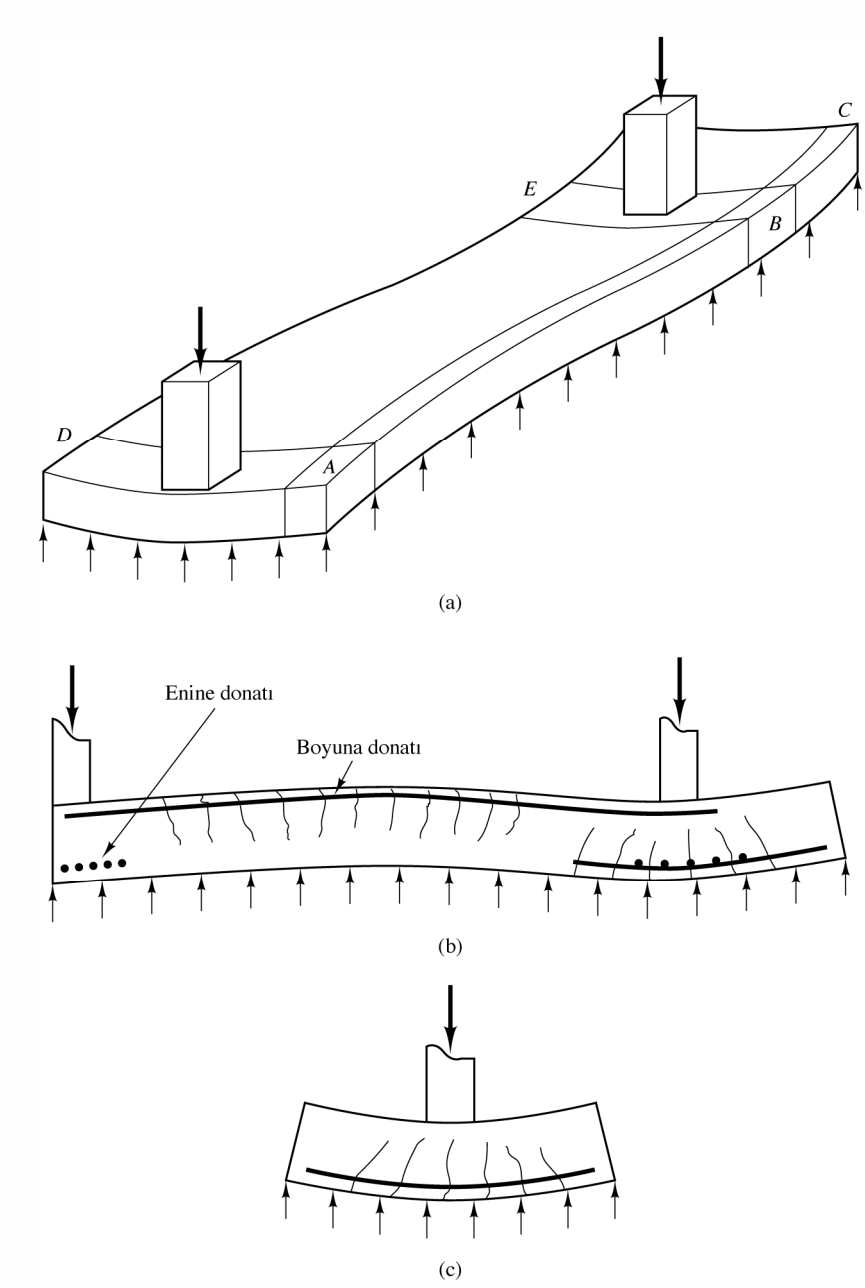
Geniş veya ağır bir şekilde yüklenmiş birleşik temeller, Bölüm 10'da anlatıldığı gibi, elastik temel analizindeki bir kirişe benzetilebilir.

9.9 HAFİF YÜKLÜ TEMELLER

Altbölümler 9.5–9.8'de anlatılan ilkeler tüm temel boyutları için uygun olsa da, bazı temeller o kadar hafif yüklenir ki, pratik minimumlar tasarımı yönlendirmeye başlar. Örneğin, eğer P_u yaklaşık 400 kN (90 k)'dan küçük ise veya P_u/b yaklaşık 150 kN/m (10 k/ft)'den küçük ise, 150 mm'lik



Şekil 9.16 Dörtgen sömellerin yapısal tasarımı; (a) kritik kesme yüzeyleri, (b) uzun çelik ve kısa çelik; (c) kısa çeliğin dağılımı.



Şekil 9.17 Birleşik sömellerin yapısal tasarımı: (a) idealleştirilmiş kiriş şeritleri; (b) boyuna kiriş şeridi; (c) enine kiriş şeridi (MacGregor, 1996'dan).

(6 inç) [ACI 15.7] minimum *d* kontrol eder. Bu nedenle, minimumdan daha küçük bir *T* hesaplama durumu hariç, bir kesme analizi yapmaya gerek yoktur. Aynı şekilde, eğer P_u

yaklaşık130 kN (30 k)'dan küçük ise veya P_u/b yaklaşık 60 kN/m (4 k/ft)'den küçük ise, minimum çelik şartı (ρ =0,0018) belirleyicidir. Bu yüzden, bir eğilme analizi yapmaya gerek yoktur. Genellikle bu minimumlar daha büyük yükleri taşıyan temellere de uygulanır.

Ayrıca, eğer temelin tüm tabanı Şekil 9.14'de gösterildiği gibi 45^0 lik kesik bi koni içinde ise, güvenli bir biçimde çok az (veya sıfır) çekme gerilmesi gelişeceği varsayılabilir. Bu, çoğunlukla hafif yüklü temellerde karşılaşılan bir durumdur. Teknik olarak, bu gibi durumlarda donatı gerekli değildir. Ancak, bazı yapı yönetmeliklerinde [ICBO 1806.7] belirli temeller için minimum donatı şartı vardır ve tüm temellerde en azından aşağıdaki donatılandırmayı uygulamak iyi bir tercihtir:

Kare temeller:

- Temelin tabanı tamamen basınç zonu içinde ise donatı gerekmez.
- Temelin tabanı basınç zonunun dışına uzanırsa, eğilme analizinde belirlendiği gibi fakat, merkezde her iki yönde 18 inç'de en az #4 (merkezde her iki yönde 500 mm de metrik #13)

Sürekli temel

Boyuna donatı

- Minimum iki tane #4 donatı (metrik #13)

Yanal donatı

- Eğer temel tabanı tamamen basınç zonu içinde ise: yanal donatı gerekmez
- Eğer temel tabanı basınç zonu dışına uzanırsa: eğilme analizi ile belirlendiği gibi fakat merkezde her iki yönde 18 inç'de en az #4 (merkezde her iki yönde 500 mm'de metrik #13)

Bu minimum donatı; beklenmedik gerilmeler, sıcaklık ve rötre gerilmeleri ve diğer olayları karşılamada yardımcı olur.

9.10 ÜSTYAPI İLE BAĞLANTILAR

Ele alınması gereken en son tasarım özelliği, temel ile üstyapı arasındaki bağlantıdır. Bağlantılar, yapılardaki zayıf birleşim yerleridir. Bu nedenle, tasarımın bu kısmı dikkatlice yapılmalıdır. Çok çeşitli bağlantı çeşidi vardır. Herbiri çeşitli yapım malzemeleri ve yükleme koşulları için planlanmıştır. Doğru bağlantıların tasarımı, özellikle sismik veya rüzgar yükleri söz konusu olduğu zaman önemlidir (Dowrick, 1987).

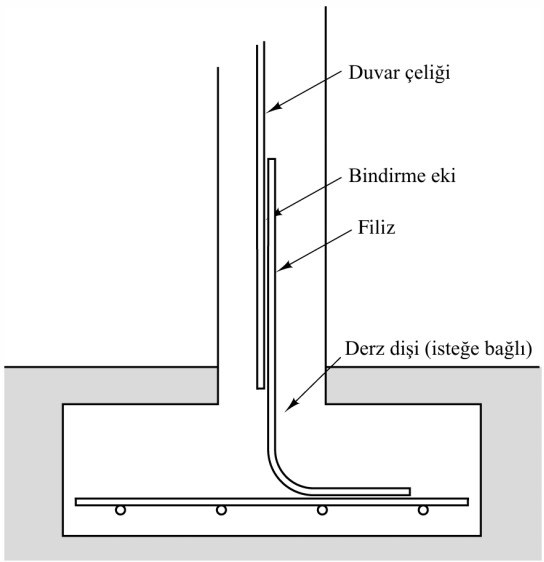
Bağlantılar, üst yapıda kullanılan tasarım yöntemine bağlı olarak ya ASD (faktörsüz yükler ile) ya da LRFD (faktörlü yükler ile) kullanarak tasarlanır.

Kolonlar ile Bağlantılar

Kolonlar beton, yığma, çelik veya ahşaptan yapılabilir ve bağlantıların tasarlanmasında bunların herbirinin kendine özgü sorunları vardır.

Beton veya Kâgir Kolonlar: Şekil 9.18'de gösterildiği gibi, *filizler* kullanarak beton veya yığma kolonları temellerine bağlayınız [ACI 15.8]. Bu filizler çok basit olarak eksenel, kesme ve moment yüklerini ileten donatı çubukları parçalarıdır. En azından kolon çelik alanına veya kolon en kesit alanının 0,005'i ne eşit (hangisi daha büyükse) toplam çelik alanlı (A_s) en az

dört filiz kullanınız. #11 donatılarından daha büyük olmayabilirler [ACI 15.8.2.3] ve altta 90^0 lik çengele sahip olmalıdır. Normalde filizlerin sayısı kolondaki düşey donatıların sayısına eşittir.



Şekil 9.18 Beton veya yığma kolonu sömele bağlamada filiz demirleri kullanımı.

Bası Yükleri İçin Tasarım: Temelin eksenel kolon yükünü taşıyabileceğini doğrulamak amacıyla, temelin taşıma gücünü kontrol ediniz [ACI 10.17]. Bu özellikle, kolon; temel içinde taşıma gücü yenilmesi ile karşılaştırılabilir bir şeye neden olabilen büyük bası gerilmeleri taşırsa, olasıdır. Bu olasılığı kontrol etmek için, faktörlü kolon yükünü (P_u) hesaplayınız ve nominal kolon taşıma kapasitesi (P_{nb}) ile karşılaştırınız:

$$P_{nb} = 0{,}85 f'_c A_1 s \tag{9.23}$$

Sonra, aşağıdaki ifadenin doğru olup olmadığını belirleyiniz:

$$P_u \le \phi P_{nb} \tag{9.24}$$

Burada:

P_u=faktörlü kolon yükü

P_{nb}=nominal kolon taşıma kapasitesi (yani, temelin üstündeki kolonun taşıması)

f'_c =betonun 28 günlük basınç dayanımı

$s = (A_2 / A_1)^{0.5} \le 2$ (Şekil 9.19'daki kesik koni bütünüyle temel içinde yer alırsa; yani, $c + 4d \le B$ olursa)

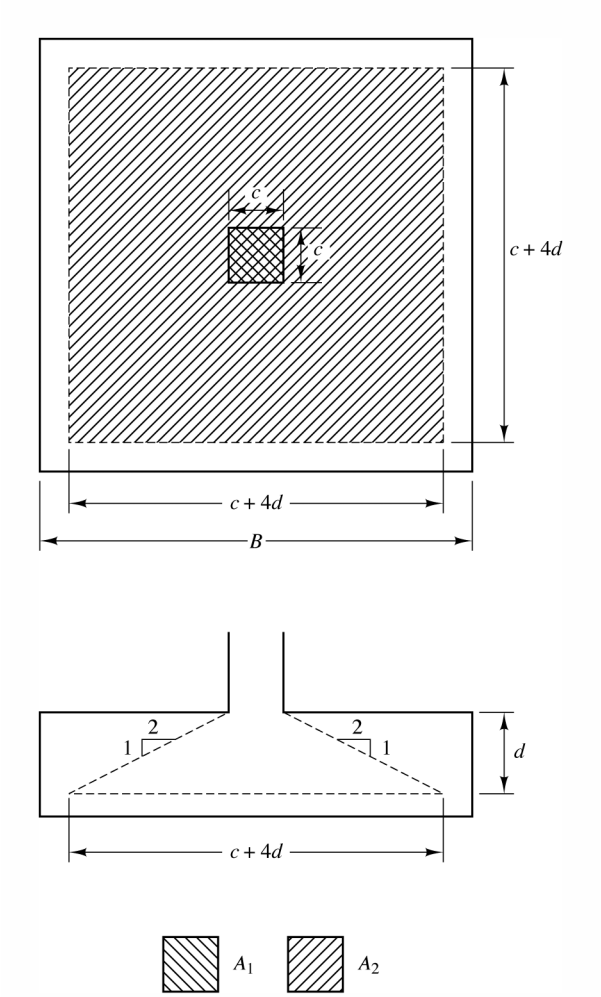
s= 1 (Şekil 9.19'daki kesik koni bütünüyle temel içinde yer almazsa)

A_1 = kolonun enine kesit alanı= c^2

$A_2 = (c + 4d^2)$ (Şekil 9.19'da gösterildiği gibi)

c=kolon genişliği veya çapı

ϕ =direnç faktörü=0,7 [ACI 9.3.2.4]



Şekil 9.19 *s* ve A_2'yi bulmada kesik koninin uygulanması.

(9.24) eşitliği sağlanmaz ise, temelde daha yüksek mukavemetli bir beton (f'_c den daha büyük) kullanınız veya filizleri basınç çeliği olarak tasarlayınız.

Moment Yükleri için Tasarım: Eğer kolon temele moment yükleri iletirse, o zaman filizlerin bir kısmı çekme altında olacaktır. Bu nedenle, filizler; Şekil 9.20'de gösterildiği gibi, en az bir gelişme boyu temel içine gömülmeli ve aşağıdaki denklemler kullanılarak belirlenmelidir (ACI 12.5):

$$l_{dh} = \frac{1200\, d_b}{\sqrt{f'_c}} \qquad \text{(9.25 İngiliz)}$$

$$l_{dh} = \frac{100\, d_b}{\sqrt{f'_c}} \qquad \text{(9.26 SI)}$$

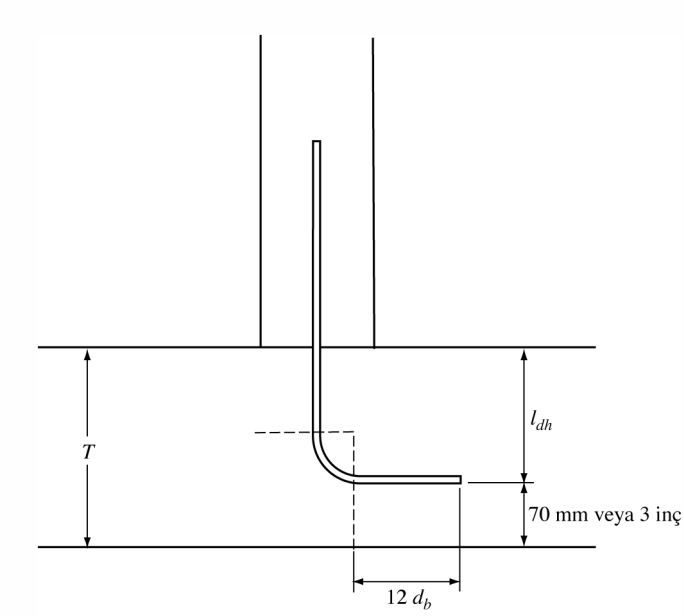
Burada:

T = temel kalınlığı (inç, mm)

l_{dh} = Şekil 9.20'de tanımlandığı gibi, 90^0 çengeller için gelişme uzunluğu (inç, mm)

d_b = donatı çapı (inç, mm)

f'_c = betonun 28 günlük basınç dayanımıdır (lb/inç^2, MPa).



Şekil 9.20 Çekmeye maruz kalan filizler için minimum gömülme derinliği.

(9.25) eşitliğinden hesaplanan gelişme uzunluğu, aşağıdaki faktörler ile değişkenebilir [ACI 12.5.3][1]:

Akma dayanımı 60000 lb/inç^2'den farklı standart donatı çubukları için: f_y/60000

Akma dayanımı 420 lb/inç^2'den farklı metrik donatı çubukları için: f_y/420

Eğer çengelin ucunun ötesinde en az 50 mm (2 inç) kaplama mevcut ise: 0,7

[1] Bu liste sadece istinat duvarı temellerindeki düşey çeliğin ankrajlanmasına uygulanabilen değişkeme faktörlerini içerir. ACI 12.5.3 diğer durumlara uygun ilave değişkeme faktörlerini kapsar.

Bazan bu gelişme uzunluğu şartı, kesme için gerekli olandan daha büyük temel kalınlığını (T) zorunlu hale getirecektir (daha önce bu bölümde hesaplandığı gibi).

Filizlerin sayısı ve boyutu en az kolondaki düşey çelik kadar büyük olduğu sürece, moment yükleri taşıyacak kadar yeterli kapasiteye sahip olacaklardır.

Kesme Yüklerine Karşı Tasarım: Eğer kolon temele bir kesme yükü (V_u) gönderirse, bağlantı bu yükü iletebilmelidir. Temel ve kolon ayrı ayrı döküldüğü için, soğuk eklem boyunca zayıf bir kayma düzlemi vardır. Bu nedenle, filizler uygulanan kesme yükünün tümünü iletmelidir. Gerekli minimum filiz çeliği alanı aşağıdaki gibidir:

$$A_s = \frac{V_u}{\phi f_y \mu} \tag{9.26}$$

Burada:

A_s = gerekli minimum filiz çeliği alanı

V_u = uygulanan faktörlü kesme yükü

ϕ = kesme için 0,85

f_y = donatı çeliğinin akma dayanımı

μ =soğuk eklem bile bile pürüzlendirilmemiş ise 0,6'ya veya soğuk eklem ağır tırmıklama veya çentikleme ile pürüzlendirilmiş ise 1'e eşittir [ACI 11.7.4.3].

Ancak, nihai kesme yükü (V_u), $0{,}2\phi f'_c A_c$'yi aşamaz. Burada, f'_c: kolon betonunun basınç dayanımı ve A_c: kolonun enine kesit alanıdır.

Bağlantı yerleri: Çoğu tasarımlarda, filizleri ve düşey kolon çeliğini birleştirmek için birbiri üzerine bindirme bağlantısı kullanılır. Ancak, bazı kolonlar, Şekil 9.21'de gösterildiği gibi, deprem esnasında bu eklemlerin çevresinde göçmüştür. Bu nedenle, şimdiki yönetmelikler sismik yüklere maruz kalan kolonlarda çok daha fazla spiral donatı gerektirmektedir. Ayrıca, bazı karayolu köprüleri gibi büyük moment yüklü bazı yapılar, filizleri ve kolon çeliğini birleştirmek için mekanik bağlantılar veya kaynak bağlantılar gerektirir.

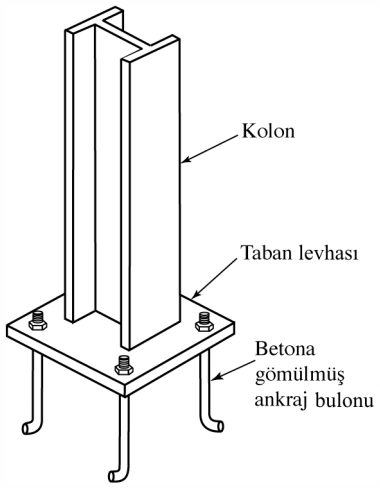
Çelik Kolonlar: Çelik kolonlar temellerine, Şekil 9.22'de gösterildiği gibi, taban levhaları ve ankraj bulonları kullanarak bağlanırlar. Taban levhaları kolonların altına kaynatılarak inşa edilir ve ankraj bulonları beton döküldüğü zaman temelin içine gömülür. Sonra, kolon temelin üstüne dikilir ve ankraj bulonları taban levhasında önceden delinmiş delikler içinden kenetlenir.

Temelin üstü çok pürüzlüdür ve düz değildir. Bu yüzden, müteahhit taban levhası için üniform destek sağlamak ve kolonu çekülde inşa etmek amacıyla özel yapım yöntemleri kullanmalıdır. Trafik sinyal direkleri, hafif bayrak direkleri ve diğer hafif ağırlıklı kolonlar için en yaygın yöntem, Şekil 9.23a'da gösterildiği gibi, taban levhasının üstünde ve altında bir somun sağlamak ve kolonu çekülde tutmak için bu somunları gerektiği gibi ayarlamaktır. Ancak; binalar, köprüler ve diğer büyük yapılar için kolonlar genellikle bu yöntem için çok ağırdır. Bu yüzden, müteahhit geçici olarak taban levhasını çelik bloklar ve beslemeler üstünde mesnetlemeli ve Şekil 9.23b'de gösterildiği gibi, herbir ankraj bulonu üstünde tek bir

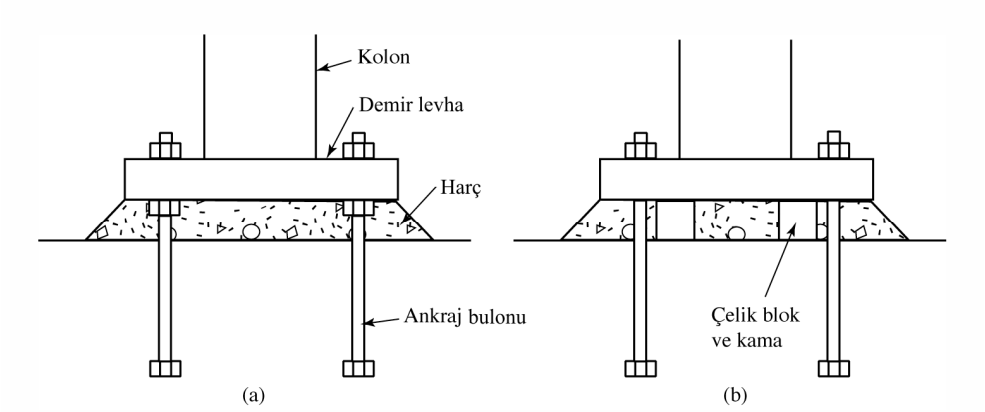
somun ile aşağıya kenetlemelidir. Bu beslemeler, düz bir taban levhası ve çekül bir kolon oluşturmak için dikkatle seçilmelidir. Diğer yapım yöntemleri de kullanılmaktadır.



Şekil 9.21 Imperial County Hizmet Binası, El Centro, Califoria (Bu kolonların tabanları 1979 El Centro depreminde yenilmiş ve binanın 300 mm kadar sehim yapmasına neden olmuştur. Sonuçta da altı katlı yapı terkedilmek durumunda kalmıştır (fotoğraf U.S.G.S.'den).



Şekil 9.22 Çelik kolonu temele bağlamada kullanılan taban levhası ve ankraj bulonları.



Şekil 9.23 Taban levhasını terazileme yöntemleri: (a) Çift somun, (b) bloklar ve beslemeler.

Kolon güvenli bir biçimde yerleştirilip, buna çerçevelenen çeşitli elemanlar inşa edildiği zaman, müteahhit temel ve taban levhası arasına rötre olmayan bir harç mazemesi döker. Bu harç maddesi katılaşırken (rötre olan normal harç maddesine kıyasla) biraz şişer. Böylece, taban levhası için sürekli mesnet sağlanır. Sonra, yapısal yükler kolondan temele aşağıdaki gibi iletilir:

- Bası yükleri taban levhası üzerinde yayılır ve harç yoluyla temele iletilir.
- Çekme yükleri taban levhasından geçer ve ankraj bulonları tarafından karşı konur.
- Moment yüklerine, harç içindeki basınç ve bulonların yarısındaki çekmenin birleşimi ile karşı konur.
- Kesme yükleri; ankraj bulonları ve taban levhasının altı boyunca kayma sürtünmesi veya muhtemelen her ikisi yoluyla iletilir.

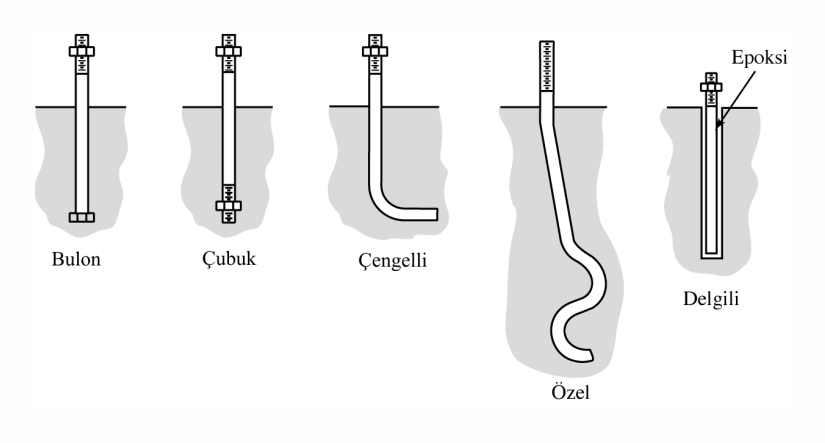
Tasarım İlkeleri: Taban levhası, betonun nominal taşıma gücünü aşmaktan kaçınmak amacıyla yeteri kadar büyük olmalıdır (beton ve yığma kolonlar altındaki tartışmaya bakınız). Ayrıca, yükü kolondan temele aktarmak için yeteri kadar kalın olmalıdır. Taban levhalarının tasarımı bu kitabın konusu dışındadır. Fakat, çelik tasarım kitaplarının çoğunda ve DeWolf ve Ricker (1990)'da ele alınmıştır.

Ankraj bulonları, ya bulonların kendilerinin kırılması ile veya beton içindeki ankrajın kaybolması ile göçebilir. Çelik, betondan çok daha sünektir ve bu süneklik özellikle rüzgar ve sismik yükleri söz konusu olduğu zaman önemlidir. Bu nedenle, ankraj bulonları; kritik yenilme şeklindeki ankraj yenilmesinden ziyade, bulonun kendisinin kesmesi veya çekmesi olacak biçimde tasarlanmalıdır. Diğer bir deyişle, bulon; beton yenilmeden önce yenilmelidir.

Aşağıdaki yöntemler, bu ilkeyi karşılayan ankraj bulonlarını tasarlamada kullanılabilir. Bu yöntemler, ACI ve AISC şartlarına dayandırılır. Ancak, bazı yapı yönetmelikleri ilave şartlar öne sürebilir veya farklı tasarım teknikleri belirleyebilir. Bu nedenle, mühendis uygun yönetmeliği gözden geçirmelidir.

Ankraj Bulonlarının Seçimi ve Boyutlandırılması:

Şekil 9.24'de gösterildiği gibi, beş çeşit ankraj bulonu mevcuttur:



Şekil 9.24 Ankraj cıvata çeşitleri.

- *Standart yapısal çelik bulonlar* ankraj bulonları oluşturmak amacıyla basitçe betona gömülebilirler. Bu bulonlar, çok daha uzun olmaları hariç, civatalı çelik birleşimlerde kullanılanlara benzer. Ne var ki, bu bulonlar yaklaşık 6 inçten daha büyük uzunluklarda kolayca bulunamayabilir. Bu nedenle, pratik bir seçim değildirler.
- *Belirli uzunlukta kesilen ve diş açılan yapısal çelik donatılar* standart çelik bulonlara hemen hemen benzer ankraj bulonları oluşturur ve çok daha kolay bulunabilme avantajına sahiptir. Bu, çelik kolonlar için en yaygın ankraj bulonu tipidir. Herbir çubuğun altında bir somun kullanılırsa, üst somun sıkıştırılırken çubuğun dönmesini engellemek için, nokta kaynağı yapılmalıdır. Diğer bir seçenek, iki somun kullanılmasıdır.
- *Çengelli donatılar* (*L*-bulonlar veya *J*-bulonlar olarak da bilinir) özel olarak bu amaç için yapılan bağlayıcılardır. Bunlar esasen ahşap çerçeveli yapılarda kullanılır ve genellikle sadece çekme veya kesme yükleri mevcut olduğu zaman çelik yapılar için uygundur.
- *Tescilli ankraj bulonlar* çoğunlukla özel uygulamalar olmak üzere, başlıca ahşap çerçeveli yapılar için planlanmış patentli tasarımlardır.
- *Delinerek yerleştirilmiş ankraj bulonlar* temel inşaası esnasında yerinde dökme ankraj bulonu kullanılmadığı zaman uygulanır. Betonda bir delik açarak, sonra dişli çubuğu deliğin içine sokarak veya epoksi enjeksiyonu veya mekanik kamalar ile sıkıca tutturularak inşa edilirler. Bu tip, beş tipin en pahalısıdır ve çoğunlukla sadece geleneksel ankraj bulonlarının yerleştirilmesindeki hataları düzeltmek için gereklidir.

Ankraj bulonlarının çoğu, F_y =36 k/inç^2 (250 MPa) özelliğinde, ASTM A36'yı veya ASTM A307'yi sağlayan çelikten yapılmıştır. Ancak, gerekli olduğunda daha yüksek dayanımlı çelik kullanılabilir.

Herbir bulon aşağıdaki tasarım kriterlerini karşılamalıdır:

$$P_u \le \phi P_n \tag{9.27}$$

$$V_u \le \phi V_n \tag{9.28}$$

Burada:

P_u = pozitif bir sayı olarak ifade edilen AISC yük faktörlerine [(2.18)-(2.23) eşitliklerine] dayalı faktörlü çekme kuvveti

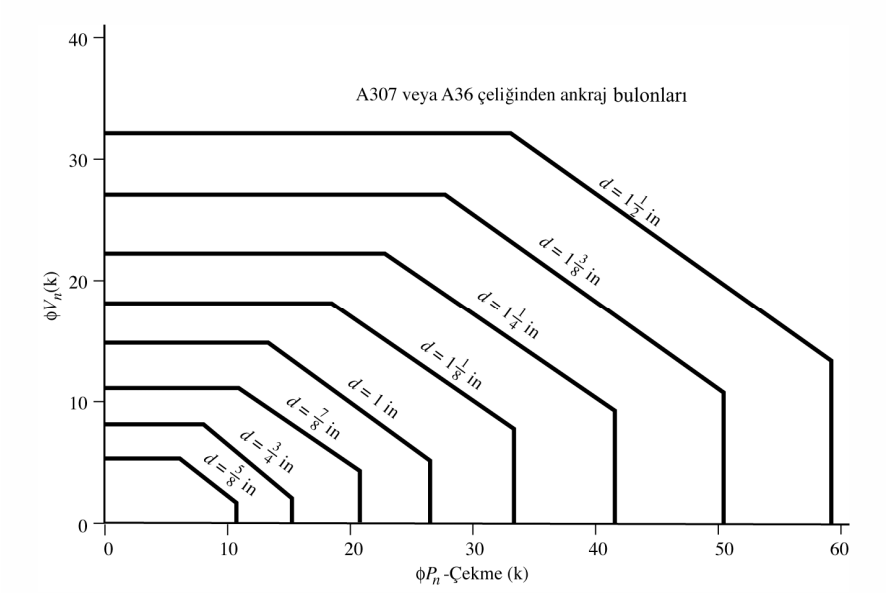
V_u = AISC yük faktörlerine [(2.18)-(2.23) eşitliklerine] dayalı faktörlü kesme kuvveti

ϕ =direnç faktörü

P_n =nominal çekme kapasitesi

V_n =nominal kesme kapasitesidir.

Tasarım, kesme ve çekme gerilmeleri arasındaki etkileşim için AISC şartlarını da sağlamalıdır. Şekil 9.25'de (9.27) ve (9.28) eşitliklerini sağlayan ASTM A36 ve ASTM A307 bulonları için kesme ve çekme kapasiteleri ile etkileşim şartları görülmektedir; gerekli çapı seçmede bu şekil kullanılabilir.



Şekil 9.25 A36 ve A307 ankraj bulonlarının AISC çekme ve kesme kapasiteleri.

Her kolonda tipik olarak dört ankraj bulonu kullanılır. Yapımı kolaylaştırmak ve hatalara daha az fırsat bırakmak amacıyla bunları kare şeklinde yerleştirmek en iyisidir. Dikdörtgen veya altıgen şeklindeki yerleştirmede kazara yanlış yönlendirme olasıdır. Gerekli olduğunda daha çok sayıda bulon ve diğer yerleştirme şekilleri de kullanılabilir.

Temel ve kolon arasındaki tasarım yükleri sadece bası şeklinde ise, o zaman ankraj bulonları yapım yüklerine, yapım esnasında rastgele çarpışmalara ve beklenmedik kesme veya çekme kuvvetlerine karşı koymak için gereklidir. Mühendis, bu yükleri tahmin etmek için girişimde bulunabilir ve ona göre tasarlayabilir veya basitçe mühendislik yargısını

kullanarak bulonları seçebilir. Genellikle bu kolonlar çok basit olarak yakındaki kolonlar gibi aynı ankraj bulonu tasarımını kullanır. Böylece, imalat sırasında hata potansiyelini azaltır.

Ankraj: Bulon çapı seçildikten sonra mühendis gerekli ankrajı sağlamak için beton içinde gerekli gömülme derinliğini belirlemelidir. Gerekli gömülme derinliği ankraj tipine, ankrajlar arasındaki mesafeye, yükleme tipine ve betonun dayanımına bağlıdır. Ayrıca, bulon betonun kenarından en az minimum yatay bir mesafede yerleştirilmelidir. Tablo 9.3'de gömülme derinliği ve kenar mesafesi için muhafazakâr tasarım değerleri verilmiştir. Diğer bir seçenek de, mühendisin; Marsh ve Burdette (1985) tarafından ifade edilen daha sadeleştirilmiş yöntemi kullanmasıdır.

Kesme Aktarması: Kesme kuvvetleri taban levhasından temele iki yolla aktarılabilir:

- Ankraj bulonlarındaki kesme yoluyla
- Taban levhasının altı boyunca kayma sürtünmesi ile

Tablo 9.3 Bulonlar ve dişli donatılar için ankraj gereklilikleri (Shipp ve Haninger, 1983). Telif hakkı © American Institute of Steel Construction. İzin alarak basılmıştır.

Çelik Sınıfı	Minimum gömülme derinliği	Minimum kenar mesafesi
A307, A36	12*d*	5*d* veya 100 mm'den hangisi büyükse
A325, A449	17*d*	7*d* veya 100 mm'den hangisi büyükse

d=nominal cıvata çapı.

Bazı mühendisler, kesme direncinin her iki kaynağına bağlı kalırken, diğerleri sadece birine veya diğerine bağlı kalır.

Kesme yükleri ankraj bulonları yoluyla aktarılırken, mühendis; kolonun temel üstüne inşasını kolaylaştırmak amacıyla taban levhasındaki bulon deliklerinin büyütüldüğünü bilmelidir. Sonuç olarak, bulonlar ve taban levhası arasındaki boşluk, kesme yüklerinin etkin transferini sağlamaz. Taban levhasının bulonlara değmeden önce yanal olarak hareket etmesi gerekebilir ve büyük olasılıkla yalnızca bulonların bir kısmı taban levhasıyla tam olarak temasta olacaktır. Bu nedenle, bu şekildeki kesme aktarmasını kullanırken, kesme yükünün sadece bulonların yarısı tarafından taşındığını varsaymak büyük olasılıkla mantıklıdır.

Harç maddesi taban levhası ve temel arasında dikkatlice yerleştirildiği ve taban levhası, Şekil 9.23a'da gösterildiği gibi, çift somun metodu kullanarak yerleştirildiği sürece, taban levhasının altı boyunca kayma sürtünmesi olacaktır. AISC, Şekil 9.23b'de gösterilen gibi, geleneksel taban levhaları için 0,55 sürtünme katsayısı kullanmayı önermektedir ve direnç faktörü (ϕ) 0,90'dır. Böylece, var olan kayma sürtünmesi direnci (ϕV_n) aşağıdaki gibidir:

$$\begin{aligned} \phi V_n &= \phi \mu \mathrm{P} \\ &= (0{,}90)(0{,}55)P \\ &= 0{,}50P \end{aligned} \qquad (9.29)$$

(9.29) eşitliğindeki *P* değeri, (2.1)-(2.4) eşitliklerinden elde edilen en düşük faktörsüz normal yük olmalıdır. Genellikle, rüzgar ve sismik kaldırma yükleri var olduğu zamanlar hariç, (2.4) eşitliğinde tanımlandığı gibi, belirleyici olan (2.1) eşitliğidir. Hareketli yükler veya somunlardan kaynaklanan kenetleme kuvvetlerinin neden olduğu herhangi bir normal gerilmeyi dikkate almamak iyi bir uygulamadır.

Kesmeyi harca daha iyi aktarmak için, taban levhasının altına bazan kısa düşey kanatçıklar kaynatılır. Bu kanatçıklar sürtünme katsayısını 0,77'ye yükseltebilir.

Örnek 9.3

Çelik taban levhalı geniş flanşlı çelik bir kolon, yüzeysel bir temel üzerinde mesnetlenecektir. AISC faktörlü tasarım yükleri: P_u=270 k bası ve M_u=200 ft-k'dır. 15x15 inç kare olarak düzenlenen dört bulon kullanarak, bu kolon için bir ankraj bulonu tasarlayınız.

Çözüm

Uygulanan yükleri 15 inç ile bölerek kuvvet çiftine düşürünüz:

$$P = \frac{270\,k}{2} \pm \frac{200\,ft-k}{(15/12)\,ft}$$
$$= 135 \pm 160\,k$$

Her iki kenarda iki bulon vardır. Bu yüzden, her bir bulondaki maksimum çekme kuvveti şöyledir:

$$P = \frac{135-160}{2} = 12{,}5\text{k çekme}$$

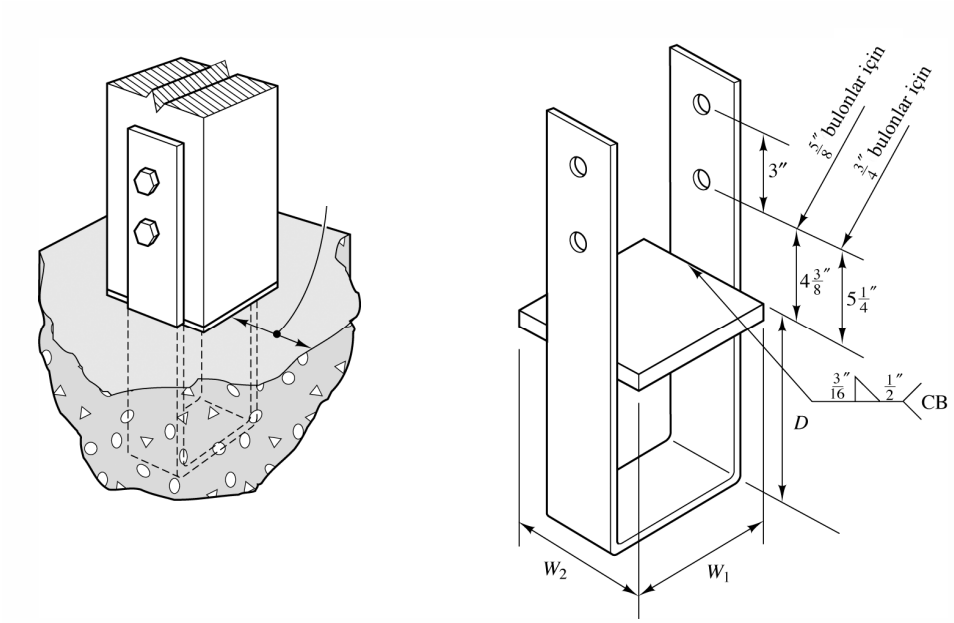
Kesme kuvveti sıfırdır.
Şekil 9.25'den 3/4 inçlik bulonları kullanınız.
Gömülme derinliği, (12)(0,75)=9 inç olmalıdır.
Temele 9 inç gömülü 3/4 inç çaplı x 13 inç uzunluklu dört A36 dişli çubukları kullanınız. Her bir çubuğun altındaki iki somunu kuvvetlice sıkılayınız.

Ahşap Kolonlar: Genellikle *direk* olarak adlandırılan ahşap kolonlar çoğunlukla hafif yükler taşır ve nispeten basit birleşimler gerektirir. En yaygın tipi, Şekil 9.26'da gösterildiği gibi, metal bir destektir. Bunlar, beton döküldükten hemen sonra, yaş beton içine yerleştirilir. İmalatçılar izin verilebilir yükleri belirler ve bunları kataloglarında çizelgeler halinde verirler (bkz. www.strongtie.com).

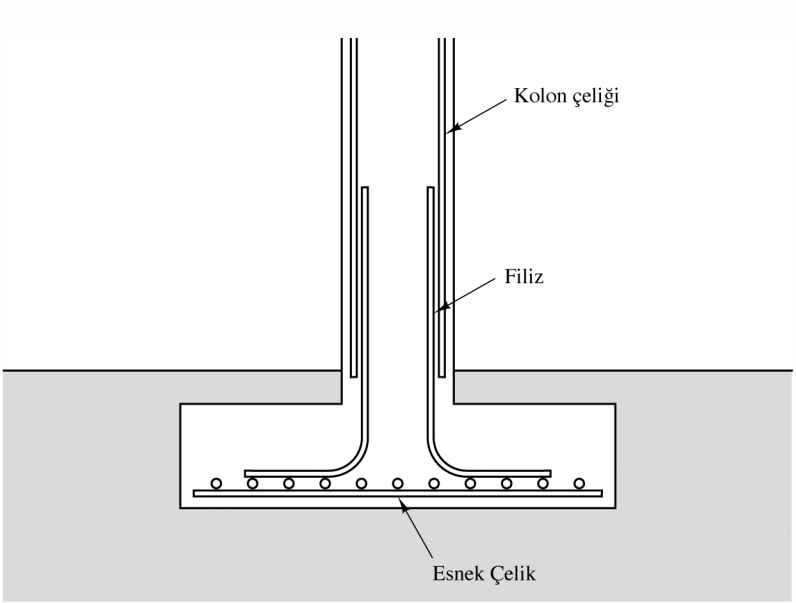
Ahşap bir direğin basitçe temelin içine gömülmesi kötü bir uygulamadır. Başlangıçta bu çok güçlü bir bağlantı olsa da, zamanla ahşap çürür ve zayıflar.

Duvarlar ile Bağlantılar

Bir beton veya yığma duvar ile temel arasında basit bir bağlantı bulunur. Şekil 9.27'de gösterildiği gibi, düşey duvar çeliğini basitçe temelin içine uzatınız [ACI 15.8.2.2]. Yapım elverişliliği için bu çeliği temelin hemen yukarısında bindirmeli ek ile tasarlayınız.



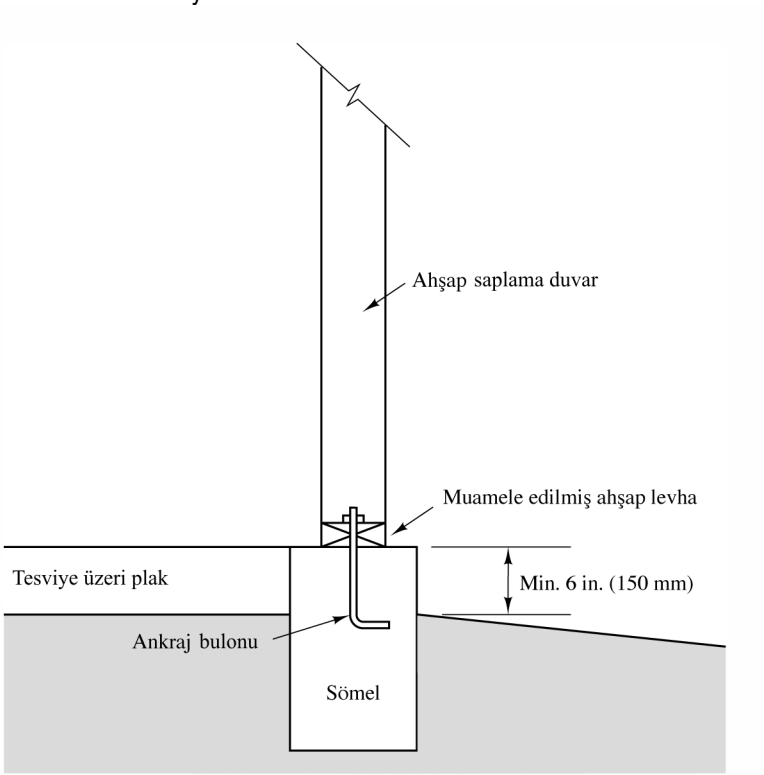
Şekil 9.26 Bir ahşap direği tekil sömele bağlamada kullanılan çelik direk (Simpson Strong-Tie Co., Inc.).



Şekil 9.27 Beton veya yığma duvar ile sömel arasındaki bağlantı.

Beton istinat duvarlarındaki düşey çeliğin tasarımı Bölüm 24'de ele alınmıştır. Diğer duvarlar için tasarım yöntemleri bu kitabın konusu dışındadır.

Ahşap çerçeveli duvarları Şekil 9.28'de gösterildiği gibi temele ankraj bulonları kullanarak bağlayınız. Normalde, standart bina yönetmeliği kriterleri bu bulonların boyutunu ve aralığını belirler. Örneğin, *Uniform Yapı Yönetmeliği* (ICBO, 1997) beton içine en az 7 inç (175 mm) gömülen ½ inç (12 mm) nominal çaplı bulonları açıkça belirtmektedir. Merkezde 6 ft (1,8 m)'den daha fazla olmayan bulon aralıklarını da belirtmektedir.

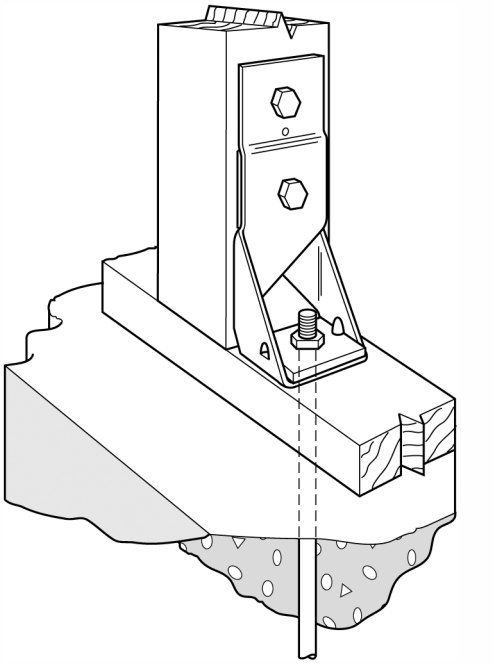


Şekil 9.28 Ahşap iskeletli bir duvarın bir sürekli sömele bağlanmasında ankraj bulonu kullanımı.

Özellikle büyük kaldırma yüklerinin beklendiği durumlar olmak üzere, ahşap çerçeveli duvarlar ve temeller arasında bazan daha yüksek kapasiteli bir bağlantı sağlamak gerekir. Bu durumlar için, Şekil 9.29'da gösterilene benzer çelik köşebent tutucular yararlıdır.

Birçok eski ahşap çerçeveli binada yapı ve temeli arasında yetersiz bağlantılar vardır. Şekil 9.30'da kuzey California'daki 1989 Loma Prieta depremi anında gerçekten temelinden yıkılan böyle bir yapı görülmektedir.

Ahşap çerçeveli bazı binalar *su basmanı duvarların* göçmesinden dolayı depremler esnasında çökmüştür. Bu duvarlar, temeli döşemeye bağlayan kısa ahşap çerçeveli duvarlardır. Kontrplak kesme panelleri yerleştirerek veya çapraz çelik destek kullanarak döşenebilirler (Shepherd ve Delos-Santos, 1991).



Şekil 9.29 Yüksek kaldırma kuvvetinin olduğu durumda ahşap iskeletli duvarı sömele bağlamada çelik köşebent kullanımı (Simpson Strong-Tie Co., Inc.).



Şekil 9.30 1989 Loma Prieta depreminde temelinden ayrılmış bir ev (fotoğraf: U.S.G.S.'den C. Stover).

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

9.11 Genişliği 18 inç olan bir beton kolon 240 k'lık düşey ölü yük ile 220 k'lık hareketli bası yükü taşımaktadır. Bu kolon, 8 ft genişliğinde ve 12 ft uzunluğundaki bir sömel tarafından desteklenmektedir. f_c' ve f_y için uygun değerler seçerek, gerekli sömel kalınlığını bulunuz ve eğilme donatı çeliğini tasarlayınız. Tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

9.12 Problem 9.11'de tanımlanan kolonda 6 adet #8 çubuk donatı vardır. Bu kolonu temel ile bağlayacak filizleri tasarlayınız. Tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

9.13 Çapı 400 mm olan beton bir kolon 1500 kN'luk faktörlü bası yükü taşımakta ve 600 mm kalınlığında, 2500 mm genişliğindeki kare temel üzerinde oturmaktadır. Kolon içinde sekiz adet #19 metrik donatı vardır. f_c' =18 MPa ve ve f_y =420 MPa değerlerini kullanarak, bu bağ için gerekli filizi tasarlayınız.

9.14 Genişliği 2 ft olan kare kesitli bir beton kolon 900 k'lık faktörlü bası yükü ile 100 k'lık faktörlü kesme yükü taşımakta; f_c' =3000 lb/ft^2 ve f_y =60 k/in^2 olan temel üzerine oturmaktadır. Kolon içinde oniki adet #9 donatı vardır. Bu bağ için gerekli filizi tasarlayınız.

9.15 Tabanında kare şekilli bir plaka olan bir çelik kolon bir tekil temel ile desteklenecektir. ISC faktörlü tasarım yükleri P_u=600 k bası ve V_u=105 k şeklindedir. Bu taban plakası için bir ankraj bulonu tasarlayınız ve tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Bir yüzeysel temelin plan boyutları ve minimum gömülme derinliği, geoteknik sorunlar tarafından kontrol edilir ve faktörsüz yükler kullanarak belirlenir.
2. Bir yüzeysel temelin kalınlığı ve donatısı yapısal sorunlar tarafından kontrol edilir. Yapısal tasarım ACI yönetmeliği ile yönlendirilir. Bu durum, bu analizlerin faktörlü yüke dayandırıldığı anlamına gelir.
3. Yüzeysel temellerin yapısal tasarımı hem kesme hem de eğilme yenilmesi şekillerini dikkate almalıdır. Eğilme yenilmesi, temel yetersiz konsol dayanıma sahip olduğu zaman meydana gelirken, kesme yenilmesi kolon veya duvarın temel aracılığıyla zımbalamasından oluşur.
4. Etriye (kesme donatısı) kullanılması arzu edilmediğinden, uygulanan yükün neden olduğu kesme kuvvetine direnmek için, temel betonda yeterli kayma direnci sağlayacak şekilde ilk önce kesme analizi yapılır ve bir efektif derinlik (d) seçilir. Bu analiz, eğilme çeliğinin kesme dayanımını göz ardı eder.
5. Kesme analizi tamamlandıktan sonra, gerekli eğilme dayanımını sağlamak amacıyla, gerekli çelik miktarını belirlemek için bir eğilme analizi yapılır. d büyük olduğundan, gerekli çelik alanı küçük olacaktır ve genellikle ρ_{min}ile kontrol edilir.
6. Kare temeller için her iki yönde aynı eğilme çeliğini kullanınız. Böylece, temel iki kez güçlendirilir.

7. Sürekli temeller için yanal donatı (gerekli ise) eğilme analizine dayandırılır. Yükteki üniformsuzluklara karşı koymak ve zemin temas basıncındaki degişkenliklere yer vermek için, nominal boyuna donatı kullanınız.
8. Dikdörtgen temelleri kare temellere benzer şekilde tasarlayınız. Fakat, kısa çeliğin büyük bir kısmını merkeze yakın gruplandırınız.
9. Hafif yüklü temellerin tasarımını genellikle pratik minimum boyutlar yönlendirecektir.
10. Temel ve üstyapı arasındaki bağlantı çok önemlidir. Beton veya yığma yapıları birleştirmek için filizler kullanınız. Çelik kolonlar ve ahşap çerçeveli duvarlar için, ankraj bulonları kullanınız. Ahşap direkler için özel imal edilmiş destekler kullanınız.

Sözlük

Ankraj bulonları	Eğilme yenilmesi	Kesme yenilmesi
Çift yönlü kesme	Faktörlü yük	Kritik kesme yüzeyi
Direk temeli	Faktörsüz yük	Minimum çelik
Donatı çubukları	Filizler	Tek yönlü kesme
Efektif derinlik	Gelişme uzunluğu	28 günlük basınç dayanımı
Eğilme için kritik kesit		

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

9.16 Sekiz adet #19 metrik çubuk ile donatılı bir 400 mm'lik kare kesitli beton kolonun taşıdığı düşey ölü yük 980 kN ve hareketli yük de 825 kN'dur. Bu kolon, 2,0 x 3,5 m'lik bir dörtgen sömel üzerine oturtulacaktır. Sömeldeki betonda f_c'=20 MPa ve f_y=400 MPa'dır. Yapı, döşeme üzerine plak gelecek şekilde inşa edilecektir. Bu nedenle, sömelin üst yüzeyinin tamamlanmış döşeme yüzeyinden en az 150 mm aşağıda olması gerekmektedir. Bulonlar da dahil olmak üzere tam bir yapısal tasarım geliştirerek bir şekil üzerinde gösteriniz.

9.17 12 inç genişliğindeki bir yığma duvar 5 k/ft'lik ölü yük ve 8 k/ft'lik hareketli yük taşımakta ve merkezden merkeze 24 inç mesafede #6 donatılar ile desteklenmektedir. Bu duvar, f_c'=20000 lb/in^2 ve f_y=60 k/in^2 özelliklerindeki bir sürekli temel üzerine oturtulacaktır. Alttaki zeminin izin verilebilir taşıma basıncı 3000lb/ft^2'dir. Bu sömel için tam bir yapısal tasarım geliştirerek bir şekil üzerinde gösteriniz.

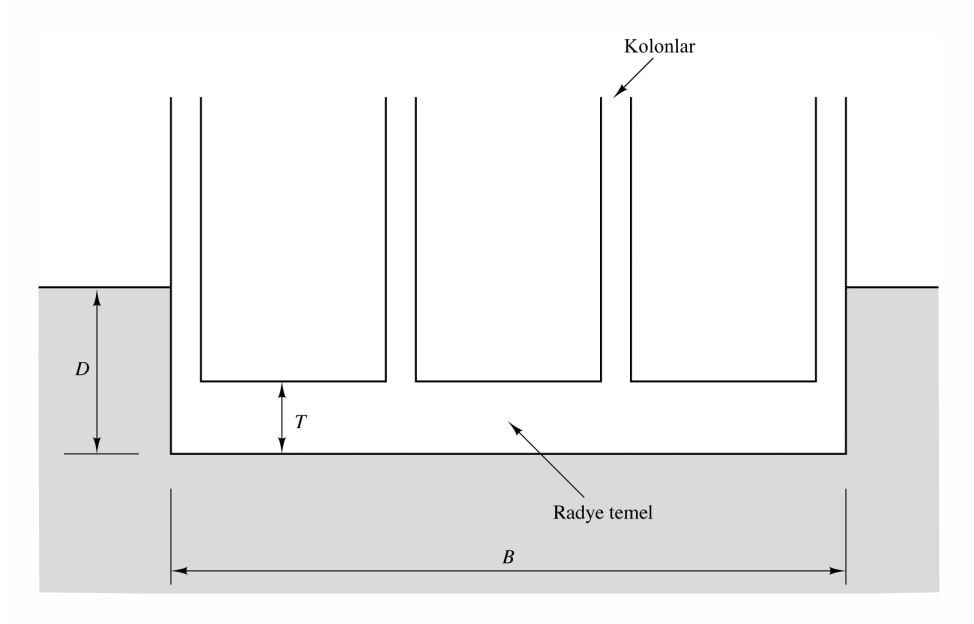
10

Radye Temeller

Genellikle bir problemin sadece formülleştirilmesi, onun çözümünden daha çok gereklidir. Bu, yalnızca matematiksel veya deneysel bir beceri meselesi olabilir. Yeni sorular, yeni olanaklar üretmek, eski problemlere yeni bir açıdan bakmak yaratıcı hayal gücü gerektirir ve bilimde gerçek ilerlemelere işaret eder.

Albert Einstein

Yüzeysel temelin ikinci tipi, Şekil 10.1'de gösterildiği gibi, *radye temeldir*. Radye genellikle yapının tüm temas yüzeyini kuşatan, esasen çok geniş bir yüzeysel temeldir. *Hasır temeller* olarak da bilinirler.



Şekil 10.1 Zemin üzerine doğrudan oturan radye temel.

Temel mühendisleri radyeleri genellikle aşağıdaki koşulların herhangi biri söz konusu olduğunda dikkate alır:

- Yapısal yükler, olağan üstü derecede geniş yüzeysel temel gerektirecek kadar büyük veya zemin koşulları çok kötüdür: Genel bir kural olarak, yüzeysel temeller yapının

temas alanının yaklaşık üçte birinden daha fazlasını kaplayacaksa, bir radye veya derin temelin birkaç tipi büyük olasılıkla daha ekonomik olacaktır.

- Zemin çok değişken veya aşırı farklı oturmalara eğilimlidir: Bir radyenin yapısal sürekliliği ve eğilme dayanımı bu düzensizlikleri köprüleyecektir. Aynı şey, faklı kabarmalara eğilimli yüksek derecede şişebilen zeminler üzerindeki radyeler için de doğrudur.
- Yapısal yükler değişkendir ve bu nedenle aşırı farklı oturma olasılığını arttırır: Yine, radyenin yapısal sürekliliği ve eğilme dayanımı bu düzensizlikleri kapsar.
- Yanal yükler, yapı içinde üniform olarak dağıtılmamıştır ve bu nedenle yüzeysel temellerde veya kazık başlıklarında farklı yatay hareketlere neden olabilir: Bir radyenin sürekliliği bu gibi hareketlere karşı koyacaktır.
- Kaldırma yükleri, yüzeysel temellerin karşılayabileceğinden daha büyüktür: Daha ağır ve sürekli bir radye yeterli direnç sağlayabilir.
- Yapının altı, yeraltı su seviyesinden aşağıdadır. Bu yüzden, suya karşı yalıtım önemli bir meseledir: Radyeler tek parça olduğundan, suya karşı yalıtımları çok kolaydır. Radyenin ağırlığı da yeraltı suyundan kaynaklanan hidrostatik kaldırma kuvvetlerine karşı koymada yardım eder.

Silolar, bacalar ve kule tipi diğer birçok yapılar radye temeller üzerine inşa edilir. Radyeler, depolama tankları ve büyük makineleri taşımak için de kullanılır. Tipik olarak kalınlık (T) 1 ile 2 m (3-6 ft)'dir. Bu nedenle, radyeler büyük yapısal elemanlardır. Houston'daki yetmiş beş katlı Texas Ticaret kulesi, dünyadaki en büyük radye mesnetli yapılardan biridir. Bu yapının radye temeli 3 m (9 ft 9 inç) kalınlıkta ve cadde seviyesinden 19,2 m (63 ft) aşağıdadır.

Çoğu radye temeller doğrudan zemin üstüne oturmasına rağmen, bazan mühendisler Şekil 10.2'de gösterildiği gibi, kazık veya keson destekli radyeler kullanmaktadır. Bu temeller, genellikle *kazıklı radyeler* diye adlandırılır ve hem radye hem de derin temellerin özelliklerini birleştiren karma temellerdir. Kazık ve keson mesnetli radyeler Bölüm 11.9'da ele alınmıştır.

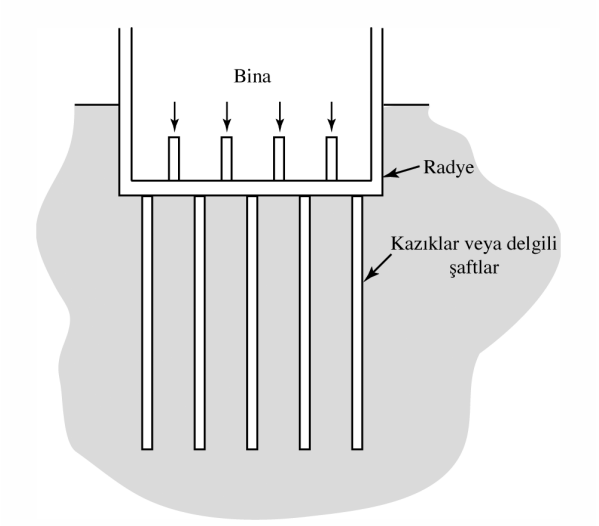
Radye temelleri tasarlamada çeşitli yöntemler kullanılmaktadır. Bunlar, rijit yöntemler ve rijit olmayan yöntemler olarak iki sınıfa ayrılmaktadır.

10.1 RİJİT YÖNTEMLER

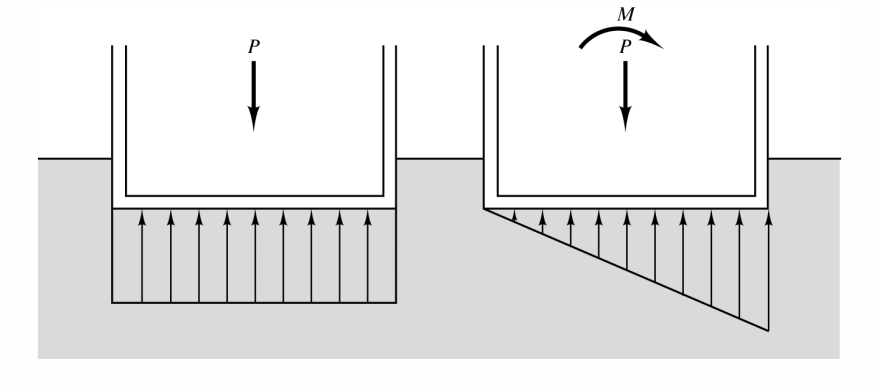
Radye temellerin yapısal tasarımında en basit yaklaşım *rijit yöntemdir* (*geleneksel yöntem* veya *geleneksel statik denge yöntemi* olarak da bilinir) (Teng, 1962). Bu yöntem, radyenin altta bulunan zeminlerden çok daha rijit olduğunu varsayar. Bu, radyedeki tüm şekil değiştirmelerin, temas basıncı dağılımını önemli biçimde etkilemeyecek kadar küçük olması anlamına gelir. Bu nedenle, temas basıncının büyüklüğü ve dağılımı sadece uygulanan yüklere ve radyenin ağırlığına bağlı olup, Şekil 10.3'de gösterildiği gibi ya radyenin altında (normal yük ağırlık merkezinde etkiyor ve moment yükü yoksa) bir kenardan bir kenara üniformdur veya (eksantrik veya moment yükler mevcutsa) radyanin altında bir kenardan bir kenara doğrusal olarak değişir. Bu yaklaşım, Şekil 5.10e'de gösterildiği gibi, yüzeysel temellerin analizinde kullanılan aynı basitleştirilmiş varsayımdır.

Bu basit dağılım, radyedeki eğilme gerilmelerini ve sapmaları (farklı oturmaları) hesaplamayı kolaylaştırır. Analiz amaçları için, radye tersyüz edilmiş ve çift yönlü basitçe

yüklenmiş bir plak olur. Bunun anlamı, yapı mekaniği ilkelerini kullanarak kesmelerin, momentlerin ve sapmaların hesaplanabilmesidir. Mühendis daha sonra uygun radye kalınlığı ve donatı seçebilir.

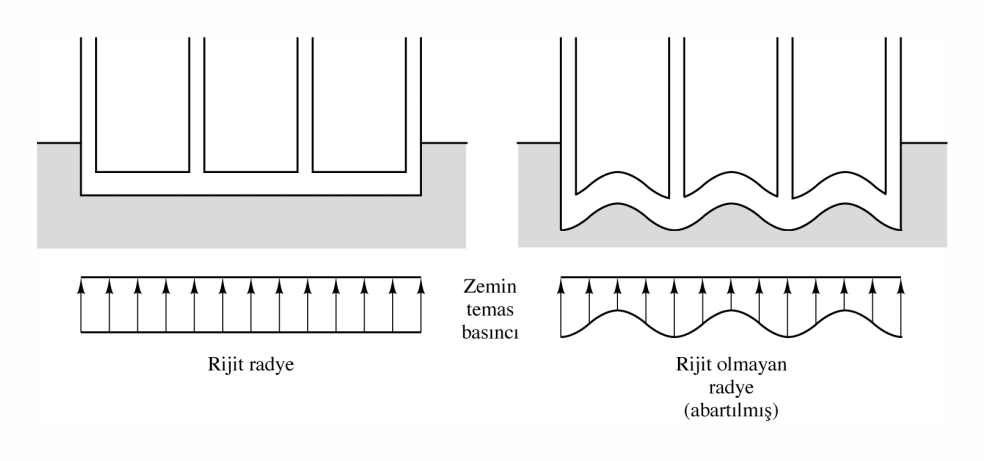


Şekil 10.2 Kazık veya şaft destekli bir temel. Derin temelin tüm radyede eşit olarak dağılma şartı yoktur.

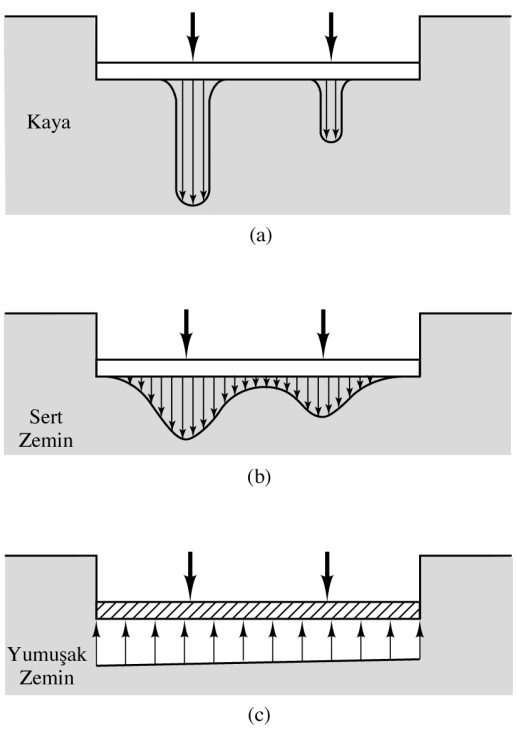


Şekil 10.3 Rijit yöntem için temas basıncı dağılımı.

Bu tip analiz yüzeysel temeller için uygun olsa da, radye temelleri doğru olarak modellemez. Çünkü, genişliğin kalınlığa oranı radyelerde oldukça büyüktür ve rijitlik varsayımı artık geçerli değildir. Bir radyenin, kolonların ve taşıyıcı duvarların altındaki kısımları daha az yüklü kısımlarından daha fazla oturur. Yani, temas basıncı Şekil 10.4'de gösterildiği gibi ağır yüklü bölgeler altında daha büyük olacaktır. Temas basıncının bu yeniden dağılımı, zemin Şekil 10.5'de gösterildiği gibi radyeye kıyasla rijit ise, çok aşikardır. Ancak, bu durum tüm zeminlerde bir dereceye kadar mevcuttur.



Şekil 10.4 Rijit yöntemde radyede esnek sapmaların olmadığı kabul edilir ve bu nedenle de zemin temas basıncının dağılımının tanımlanması kolaydır. Ancak, temas basıncını etkilemelerinden dolayı bu sapmalar önemlidir.



Şekil 10.5 Bir radye temelin altında temas basıncının dağılımı. (a) Temel kayada veya çok sert zeminde; (b) katı zeminde; (c) yumuşak zeminde (Teng, 1962'den).

Rijit yöntem temas basıncının bu yeniden dağılımını dikkate almadığı için, radyedeki kesmelerin, momentlerin ve deformasyonların güvenilir hesaplamalarını vermez. Ayrıca, radye tamamen rijit olsa bile, Şekil 10.3'deki basitleştirilmiş temas basıncı dağılımları doğru değildir. Gerçekte, temas basıncı kenarlarda daha büyük ve merkezde şekilde gösterilenden daha küçüktür.

10.2 RİJİT OLMAYAN YÖNTEMLER

Radyedeki deformasyonları ve temas basıncı dağılımı üzerindeki etkileri dikkate alan analizleri kullanarak, rijit yöntemin hatalarının üstesinden gelmek mümkündür. Bunlar, *rijit olmayan yöntemler* olarak adlandırılır ve radye deformasyonları ve gerilmelerinin daha doğru değerlerini verir. Ne yazık ki, rijit olmayan analizleri yapmak da çok güçtür. Çünkü, *zemin-yapı etkileşiminin* dikkate alınmasını gerektirir ve ayrıca temas basıncı dağılımı o kadar da basit değildir.

Temel Zemini Reaksiyon Katsayısı

Rijit olmayan yöntemler, yerel radye deformasyonlarının temas basıncı dağılımı üzerindeki etkilerini dikkate aldığı için, oturma ve temas basıncı arasındaki ilişkinin tanımlanması gerekir. Bu, genellikle *temel zemini reaksiyon katsayısı* (k_s) (*temel zemini reaksiyon modülü* veya *temel zemini modülü* olarak da bilinir) kullanarak yapılır:

$$k_s = \frac{q}{\delta} \tag{10.1}$$

Burada:

k_s = temel zemini reaksiyon katsayısı

q = temas basıncı

δ = oturmadır.

k_s katsayının birimi, kuvvet bölü uzunluğun küpü şeklindedir. Birim ağırlığı ifade etmek için k_s ile aynı birimler kullanılmasına rağmen, k_s birim ağırlık gibi değildir ve sayısal olarak eşit değildirler.

O zaman radye ve altta bulunan zemin arasındaki etkileşim, Şekil 10.6'da gösterildiği gibi, herbiri birim alan başına rijitliği k_s olan "yaylı yatak" ile temsil edilebilir. Daha fazla oturmaya maruz kalan radye kısımları "yaylarda" daha fazla sıkışmaya neden olur. Bu, daha yüksek temas basıncını temsil eder. Halbuki, daha az oturma yapan kısımlar, yayları o kadar çok sıkıştırmaz ve bu nedenle daha az temas basıncına sahiptirler. Bu yay kuvvetlerinin toplamı, uygulanan yapısal yükler artı radyenin ağırlığına eşit olmalıdır:

$$\Sigma P + W_f - u_D = \int q \, d\, A = \int \delta \, k_s \, dA \tag{10.2}$$

Burada:

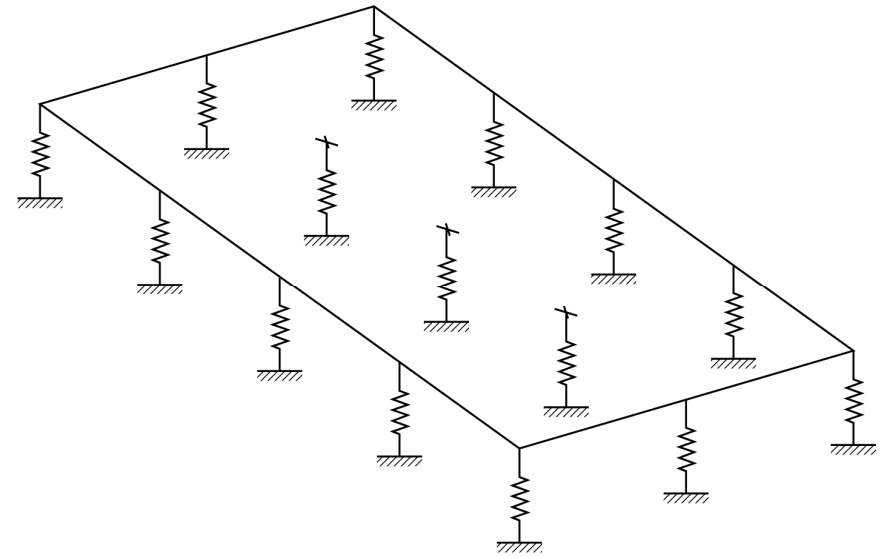
ΣP=radye üstüne etkiyen yapısal yüklerin toplamı

W_f =radyenin ağırlığı

u_D =radye tabanı boyunca boşluk suyu basıncı

q =radye ve zemin arasındaki temas basıncı

A=radye-zemin temas alanı
δ =radye üstündeki bir noktada oturmadır.



Şekil 10.6 Temel zemini reaksiyon katsayısı, radye temellerde zemin-yapı etkileşimini modellemede "yaylı yatak" analojisinin esasını oluşturur.

Temas basıncını tanımlayan bu yöntem, *zemin-yapı etkileşimi analizi* olarak adlandırılır. Çünkü, temas basıncı radye deformasyonlarına bağlı ve radye deformasyonları da temas basıncına bağlıdır.

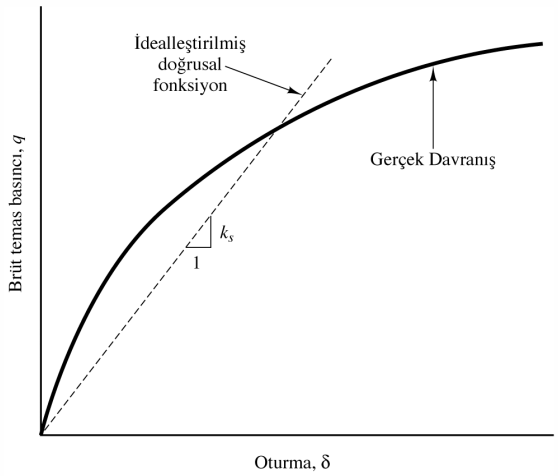
Winkler Yöntemi

"Yaylı yatak" modeli radyedeki kesmeleri, momentleri ve deformasyonları hesaplamada kullanılır. Bu daha sonra, yapısal bir tasarım geliştirmek için temel oluşturur. Zemin ve temeller arasındaki etkileşimi temsil etmek için bu "yayların" en erken kullanımı Winkler (1867)'e atfedilmiştir. Bu nedenle, analitik model bazen *Winkler temeli* veya *Winkler yöntemi* olarak adlandırılır. *Elastik temelde bir kiriş* analiz olarak da bilinir.

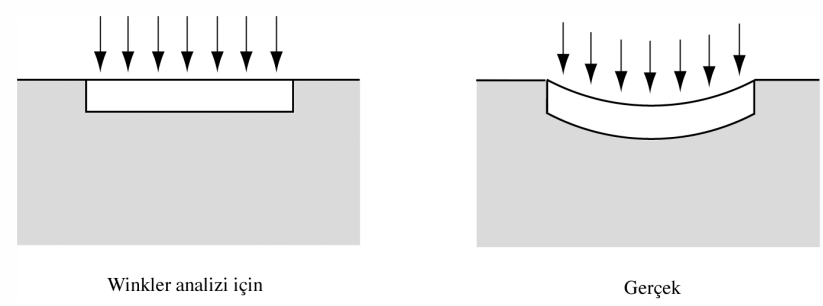
Klasik biçimde Winkler yöntemi her bir "yayın" doğrusal olduğunu ve diğerlerinden bağımsız etkidiğini ve tüm yayların aynı k_s değerine sahip olduğunu varsayar. Bu temsil, kolonlar altında temas basıncını arzu edilen arttırma etkisine sahiptir ve bu nedenle rijit yöntem üzerinde önemli bir gelişmedir. Ancak, radyeler ve zemin arasındaki gerçek etkileşimin halen sadece kaba bir temsilidir (Hain ve Lee, 1974; Horvath, 1983) ve aşağıdakiler dahil birçok problemlere maruzdur:

1. Zeminin yük-oturma davranışı doğrusal değildir. Bu yüzden, k_s değeri Şekil 10.7'de gösterildiği gibi yaklaşık eşdeğer doğrusal fonksiyonu temsil etmelidir.
2. Bu analize göre, Şekil 10.8'de gösterildiği gibi, altında tamamen üniform zemin bulunan üniform yüklü bir radye, zemin içinde üniform olarak oturacaktır (yani, farklı

oturma olmayacaktır) ve "yayların" tümü eşit olarak sıkıştırılacaktır. Gerçekte, bu gibi bir radyenin merkezindeki oturma, Bölüm 7'de tartışıldığı gibi, kenarlarda olandan daha büyük olacaktır. Bunun nedeni, zemindeki $\Delta\sigma_z$ değerleri merkezin altında daha büyüktür.



Şekil 10.7 q-δ ilişkisi doğrusal olmayan türde olduğundan, k_s "eşdeğer" doğrusal fonksiyonu temsil etmelidir.



Şekil 10.8 Üniform bir zemin üzerinde üniform bir şekilde yüklenmiş bir radye temelin oturması: (a) Winkler analizi için; (b) gerçek durum.

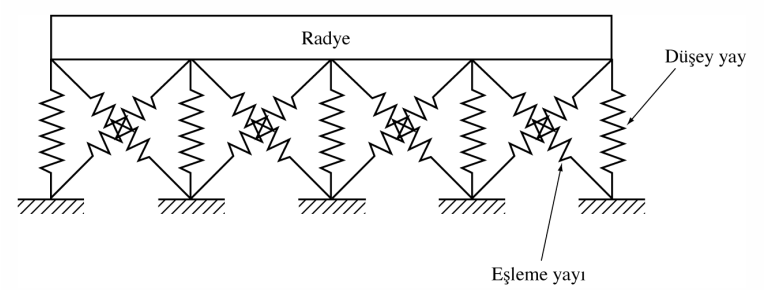
3. ''Yaylar'' bağımsız olarak etkimez. Gerçekte, radye üzerinde bir noktada oluşan temas basıncı en yakın yaydan daha fazlasını etkiler.
4. Aslında, maddeler 2 ve 3'den dolayı, zemin ve bir radye arasındaki etkileşimi tam olarak temsil eden tek bir k_s değeri yoktur.

Maddeler 2 ve 3 hatanın başlıca kaynaklarıdır ve bu hata potansiyel olarak muhafazakâr değildir (yani, radyedeki kesmeler, momentler ve sapmalar, Winkler tarafından tahmin edilenlerden daha büyük olabilir). Bu problemlerin can alıcı kısmı, Winkler modelinde bağımsız yayların kullanımıdır. Gerçekte, radye üzerinde bir noktadaki yük, hem o noktada hem de radyenin çok yakın kısımlarında oturmaya neden

olur. Bu, Winkler ile tahmin edilen üniform oturma değil, tabak şeklinde oturma sergilemesinin nedenidir.

Eşlenik Yöntem

Winkler analizinden bir sonraki gelişme, Şekil 10.9'da gösterildiği gibi ilave yaylar kullanan *eşlenik yöntemdir*. Bu yolla düşey yaylar artık bağımsız olarak etkimez ve Şekil10.8'deki üniform yüklü radye, tabak şekli sergiler. Temel ilke olarak, bu yaklaşım Winkler yönteminden daha doğrudur. Ancak, bağlı yaylar için k_s değerlerinin nasıl seçileceği açık değildir ve bu analizi yapmak için özel olarak hazırlanmış bilgisayar yazılımı gerekebilir.



Şekil 10.9 Eşlenik yaylar kullanarak zemin-yapı etkileşiminin modellenmesi.

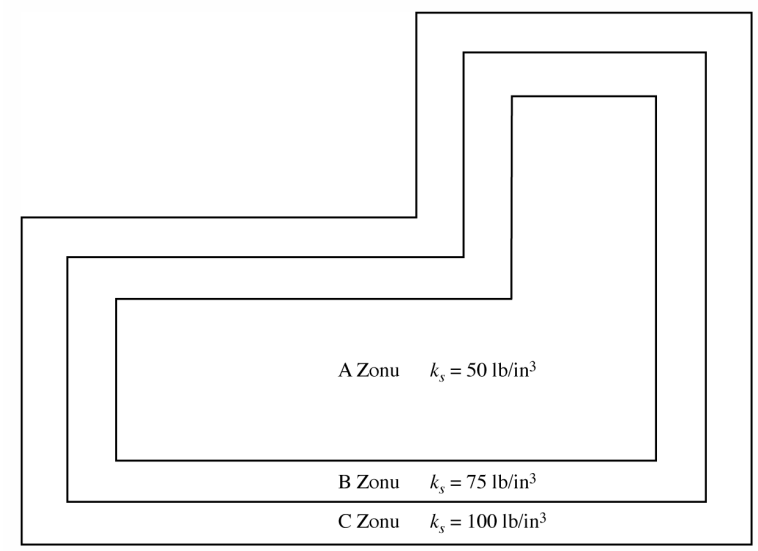
Psödo-Eşlenik Yöntem

Psödo-eşlenik yöntem (Liao, 1991; Horvath, 1993) eşlenik yöntemin zorluklarından kaçınırken, Winkler yöntemindeki bağlantı eksikliğinin üstesinden gelmek için bir girişimdir. Bu yöntem bunu, bağımsız olarak etkiyen, fakat radyedeki yerlerine bağlı olarak farklı k_s değerlerine sahip "yaylar" kullanarak yapar. Uniform bir zeminin gerçek tepkisini uygun bir biçimde modellemek için, radyenin çevresindeki "yaylar" merkezdekilerden daha sert olmalıdır. Böylece, tekdüze yüklenmiş radyede arzu edilen tabak şekli deformasyon üretilmiş olur. Kolonlarda olduğu gibi yoğun yükler de mevcut ise, meydana gelen radye deformasyonları otomatik olarak tabak-şekli üstüne ilave edilir.

Model çalışmaları, mantıklı sonuçların, radye çevresindeki k_s değerlerinin, merkezde olanların yaklaşık iki katı olduğu zaman elde edildiğini göstermektedir (ACI, 1993). Bunu, aşağıdakileri dahil ederek, çok çeşitli şekillerde yerine getirmek mümkündür:

1. Şekil 10.10'da gösterildiği gibi, radyeyi iki veya daha fazla eşmerkezli bölgelere bölünüz. En içteki bölge yaklaşık radye genişliğinin yarısı ve uzunluğununda yarısı kadar olmalıdır.
2. Her bir bölgeye bir k_s değeri veriniz. Bu değerler merkezden kademeli olarak artmalıdır. Şöyle ki: en dıştaki bölge, en içtekinden yaklaşık olarak iki kat kadar büyük olmalıdır. Örnek 10.1 bu tekniği göstermektedir.
3. Radyedeki kesmeleri, momentleri ve deformasyonları, daha sonra bu bölümde ele alındığı gibi, Winkler "yaylı yatak" analizini kullanarak değerlendiriniz.

4. Dayanım ve hizmet verebilirlik şartlarını karşılamak amacıyla gerekli olan radye kalınlığı ve donatısını ayarlayınız.



Şekil 10.10 Psödo-eşlenik bir analiz için zonlara ayrılmış tipik bir radye. Temel zemini reaksiyon katsayısı (k_s) en içte zondakinden en dıştakine doğru giderek artar.

ACI (1993), psödo-eşlenik yöntemin Winkler yöntemi ile bulunandan yüzde 18 ile 25 daha yüksek hesaplanmış momentler verdiğini bulmuştur. Bu, Winkler'in nasıl muhafazakâr olamayacağının bir göstergesidir.

Ticarî radye tasarımı bilgisayar yazılımlarının çoğu, zemin-yapı etkileşimini temsil amacıyla Winkler yöntemini kullanır ve bu bilgisayar yazılım paketleri genellikle psödo-eşlenik yönteme yer verebilir. Teknolojinin şimdiki durumu ve bilgisayar yazılımı bulunabilirliği göz önünde tutulursa, bu büyük olasılıkla çoğu radye temellerinin tasarımında en pratik yaklaşımdır.

Çok Parametreli Yöntem

Zemin-yapı etkileşimini temsil etmenin bir başka yolu da *çok parametreli yöntemi* kullanmaktır (Horvath, 1993). Bu yöntem, Winklerin bağımsız olarak etkiyen doğrusal yaylar yöntemini (tek parametre yöntemi) yaylar ve diğer mekanik elemanlar (çok parametre) ile yer değiştirir. Bu ilave elemanlar bağlantı etkilerini tanımlar.

Bu çok parametreli yöntem, psödo-eşlenik yöntemdeki k_s değerlerini dağıtmada hesaba giren tahmin işini atlar. Çünkü, bağlantı etkileri doğal olarak model içinde hesaba katılır ve bu nedenle daha doğru olması gerekir. Ancak, kolayca bulunabilir bilgisayar yazılım paketlerinde henüz uygulamaya konmamıştır. Bu nedenle, bu yöntem alşılagelmiş projelerde kullanmak için henüz hazır değildir.

Sonlu Elemanlar Yöntemi

Şu ana kadar tartışılan yöntemlerin tümü, tek boyutlu yaylar serisi ile üç boyutlu bir zemin modellemeye yöneliktir. Bunu, yapısal analizi yürütmede problemi yeteri kadar basit yapmak amacıyla yaparlar. Diğer bir yöntem, hem radyenin ve hem de zeminin veya belki radye, zemin ve üstyapının üç boyutlu matematiksel modelini kullanmak olacaktır. Bu, *sonlu elemanlar yöntemi* kullanarak başarılabilir.

Bu analiz yöntemi, zemini herbiri mühendislik özellikleri ile tanımlanan ve herbiri belirli bir yolla bitişik elemanlara bağlanan küçük elemanlar ağına böler. Daha sonra, yapısal ve yerçekimi yükleri uygulanır ve elemanlar ona göre gerilme ve deformasyona uğratılır. Bu, aslında radyenin doğru temsili olmalıdır ve tam ve ekonomik tasarımı kolaylaştırmalıdır.

Ne yazık ki, bu gibi analizler alışılmış tasarım problemleri için henüz pratik değildir. Çünkü:

1. Üç boyutlu bir sonlu elemanlar modeli on binlerce veya belki de yüzbinlerce eleman gerektirir ve bu nedenle uygun bilgisayar kaynaklarına gerek duyar. Bu gibi yoğun analizlere yer verebilen bilgisayarları az sayıda mühendisin kullanma fırsatı vardır.
2. Özellikle zeminlerin oldukça değişken olduğu sahalarda, gerekli zemin özelliklerini yeteri kadar doğrulukla belirlemek güçtür. Diğer bir deyişle, analiz yöntemi; doğru parametreleri girmede kendi yeteneğimizden çok daha önemli olmaktadır.

Yine de bu yaklaşım, özellikle kapasiteli bilgisayarlar daha geniş çapta mevcut olduğu zaman, gelecekte daha kullanışlı olabilir.

Bu yöntem, radyeyi ve zemini modelleyen Winkler yaylarını modellemede iki boyutlu sonlu elemanları kullanan yapısal analiz yöntemleri ile karıştırılmamalıdır. Bu gibi yöntemler çok daha az hesaplama becerileri gerektirir ve geniş çapta kullanılır. Sonlu eleman analizlerinin bu kullanımı Altbölüm 10.4'de ele alınmıştır.

10.3 TEMEL ZEMİNİ REAKSİYON KATSAYISININ BELİRLENMESİ

Çoğu radye temel tasarımları yaygın olarak ya Winkler yöntemi ya da psödo-eşlenik yöntemi kullanarak geliştirilir. İkisi de temel zemini reaksiyon katsayısı k_s'yi tanımlama yeteneğimize bağlıdır. Ne yazık ki, bu iş göründüğü kadar kolay değildir. Çünkü, k_s temel zemin özelliği değildir. Büyüklüğü de aşağıdakiler dahil, diğer birçok farklı faktörlere bağlıdır:

- *Yüklü alanın genişliği*: Geniş bir radye, aynı q ile yüklü dar bir radyeden daha fazla oturur. Çünkü, geniş radye, Şekil 8.2'de gösterildiği gibi, zemini daha büyük derinlikte harekete geçirir. Bu nedenle, herbiri farklı k_s'ye sahiptir.
- *Yüklü alanın şekli*: Uzun, dar yüklü alanların altındaki gerilmeler, Şekil 7.2'de gösterildiği gibi, kare yüklü alanların altındaki gerilmelerden farklıdır. Bu nedenle, k_s farklı olacaktır.
- *Zemin yüzeyinden aşağıda yüklü alan derinliği*: Daha büyük derinliklerde, q nedeniyle zemindeki gerilmedeki değişme ilk gerilmenin daha küçük bir yüzdesidir. Bu yüzden, oturma da daha küçüktür ve k_s daha büyüktür.

- *Radye üstündeki durum*: Zemini doğru olarak modellemek için, k_s'nin radyenin kenarlarına yakın yerde daha büyük ve merkeze yakın yerlerde daha küçük olması gerekir.
- *Süre*: Derin sıkışabilir zeminler üzerindeki radyelerin oturmasının çoğu konsolidasyon nedeniyle olacaktır ve bu nedenle birkaç yıl sürede meydana gelebilir. Bu yüzden, kısa dönemli ve uzun dönemli durumların ikisini de dikkate almak gerekebilir.

Aslında bu faktörleri tanımlayabilsek bile, tek k_s değeri yoktur. Çünkü, $q-\delta$ ilişkisi doğrusal değildir ve ayrıca hiçbir yöntem de yaylar arasındaki etkileşimi dikkate almaz.

Mühendisler, k_s'yi ölçme veya hesaplamanın çeşitli tekniklerini denemiştir. Bazıları, arazide k_s değerini ölçmede plaka yükleme deneylerine dayanır. Ancak, plakanın ve radyenin genişliğinde, şeklinde ve derinliğindeki farklılıkları gidermek için, deney sonuçları ayarlanmalıdır. Terzaghi (1955) bir dizi düzeltme faktörü önermiştir. Ancak, küçük bir plakadan radyeye ekstrapolasyon yapma, bu faktörlere çok güvenilmeyecek kadar büyüktür. Plaka yükleme deneyleri, plaka altındaki sığ etki bölgesi içindeki zeminlerin, radye altındaki çok daha derin bölge içindeki zeminler ile kıyaslanabilir olduğuna dair güvenilmez bir varsayım içerir. Bu nedenle, plaka yükleme deneyleri radye temel tasarımı için genellikle iyi k_s tahminleri içermez.

Diğerleri, k_s ve zeminin elastisite modülü (E) rasında elde edilmiş ilişkileri kullanmaktadır (Vesic ve Saxena, 1970; Scott 1981). Bu ilişkiler biraz konunun anlaşılmasını sağlamasına rağmen, bunlar da sınırlıdır.

Bir başka yöntem, Bölüm 7'de anlatılan teknikleri kullanarak, ortalama radye oturmasını hesaplamaktan ve (10.1) eşitliğii kullanarak, sonuçları k_s şeklinde ifade etmekten oluşur. Psödo-eşlenik yöntemi kullanıyorsanız, k_s değerlerini radye merkezinde hesaplanan değerden daha az ve çevrede daha büyük kullanınız. Bu, çevre değerleri merkezdeki değerlerin iki katı olacak şekilde yapılmalıdır ve radye alanı boyunca tüm değerlerin integrali orijinal k_s ve radye alanı çarpımı gibidir. Örnek 10.1 bu yöntemi anlatmaktadır.

Örnek 10.1

Bir yapı, 30 m genişliğinde ve 50 m uzunluğunda bir radye üzerine oturacaktır. Ortalama temas basıncı 120 kPa'dır. Bölüm 7'de anlatılan teknikleri kullanarak yapılan bir oturma analizine göre, ortalama oturma (δ) 30 mm olacaktır. Psödo-eşlenik bir analizde kullanılacak k_s tasarım değerini belirleyiniz.

Çözüm

(10.1) eşitliğini kullanarak ortalama k_s değerini hesaplayınız:

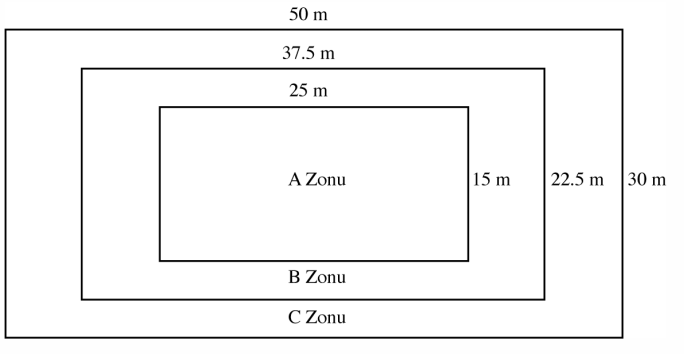
$$(k_s)_{\text{ort}} = \frac{q}{\delta} = \frac{120\ \text{kPa}}{0{,}030} = 4000\ \text{kN/m}^3$$

Şekil 10.11'de gösterildiği gibi, radyeyi $(k_s)_C = 2(k_s)_A$ ve $(k_s)_B = 1{,}5(k_s)_A$ ile üç bölgeye ayırınız. Her bir bölgenin alanını hesaplayınız:

$$A_A = (25\ \text{m})(15\ \text{m}) = 375\ \text{m}^2$$

$$A_B=(37{,}5\text{ m})(22{,}5\text{ m}) - (25\text{ m})(15\text{ m})=469\text{ m}^2$$

$$A_C=(50\text{ m})(30\text{ m}) - (37{,}5\text{ m})(22{,}5\text{ m})=656\text{ m}^2$$



Şekil 10.11 Örnek 10.1 için radye temel.

Tasarım k_s değerlerini hesaplayınız:

$$A_A(k_s)_A + A_B(k_s)_B + A_C(k_s)_C = (A_A + A_B + A_C)(k_s)_{\text{ort}}$$

$$375\ (k_s)_A + 469\ (1{,}5)\ (k_s)_A 656(2)\ (k_s)_A = 1500\ (k_s)_{\text{ort}}$$

$$2390\ (k_s)_A = 1500\ (k_s)_{\text{ort}}$$

$$(k_s)_A = 0{,}627\,(k_s)_{\text{ort}}$$

$(k_s)_A=(0{,}627)(4000\text{ kN/m}^3)=$ **2510 kN/m³** ⇐ **Cevap**

$(k_s)_B=(1{,}5)\ (0{,}627)(4000\text{ kN/m}^3)=$ **3765 kN/m³** ⇐ **Cevap**

$(k_s)_C=(2)\ (0{,}627)(4000\text{ kN/m}^3)=$ **5020 kN/m³** ⇐ **Cevap**

Doğru k_s değerlerini geliştirmek çok zor olduğundan, radye tasarım üzerindeki etkisini değerlendirmek amacıyla parametrik çalışmalar yürütmek uygun olabilir. ACI (1993) hesaplanan değerin birbuçuk katından beş veya on katına kadar değişen k_s değerleri ve yapısal tasarımı en kötü durum koşuluna dayandırmayı önerir.

k_s değerlerindeki bu geniş dağılım, hesaplanan toplam oturmada orantılı değişmelere neden olacaktır. Ancak, toplam oturma hesaplamalarının dikkate alınması gerekir. Çünkü, ne olursa olsun güvenilir değildirler ve Bölüm 7'de anlatılan yöntemler kullanarak hesaplanırlar. k_s'deki bu değişmelerin radyedeki kesmeler, momentler ve sapmalar üzerindeki etkisi çok azdır ve bu nedenle de yapısal tasarım üzerinde sadece küçük etkileri söz konusudur.

10.4 YAPISAL TASARIM

Genel Metodoloji

Radye temellerin yapısal tasarımı, mukavemet ve hizmet verebilirlik gereksinimlerinin ikisini de karşılamalıdır. Bu durum, aşağıdaki gibi iki ayrı analiz gerektirir:

Adım 1: Faktörlü yükler [(2.7)-(2.15) eşitlikleri] ve LRFD tasarım (ACI *Nihai dayanım tasarımı* olarak adlandırılır) yöntemlerini kullanarak dayanım gereksinimlerini değerlendiriniz. Radye, emniyetli bir biçimde bu yüklere karşı koymak için, yeterli bir kalınlığa (T) ve donatıya sahip olmalıdır. Yüzeysel temellerde olduğu gibi, T; kesme donatısına gerek duyulmayacak yeteri kalınlıkta olmalıdır.

Adım 2: Faktörsüz yükleri [(2.1)-(2.4) eşitlikleri] kullanarak, radye deformasyonlarını (temel hizmet verebilirlik şartlarını) değerlendiriniz. Bu deformasyonlar, kolon bölgelerindeki yoğun yükleme, radyedeki olası üniform olmama durumuları ve zemin rijitliğindeki değişmelerin sonucudur. Gerçekte, bu deformasyonlar farklı oturmanın karşılığıdır. Eğer bu deformasyonlar çok fazla ise, o zaman radye kalınlığı arttırılarak daha rijit yapılmalıdır.

Analitik Çözümler

Winkler yöntemi kullanıldığı zaman (yani, tüm "yaylar" aynı k_s'ye sahip olduğu zaman) ve problemin geometrisi iki boyutta temsil edilebildiği zaman, yapı mekaniği ilkelerini kullanarak analitik çözümler geliştirmek mümkündür (Scott, 1981; Heténi, 1974). Bu çözümler, idealleştirilmiş temelde tüm noktalarda kesme, moment ve sapma değerleri verir. Yükleme karmaşık ise, problemi çok daha basit problemlere ayırmak için, çakıştırma ilkesi kullanılabilir.

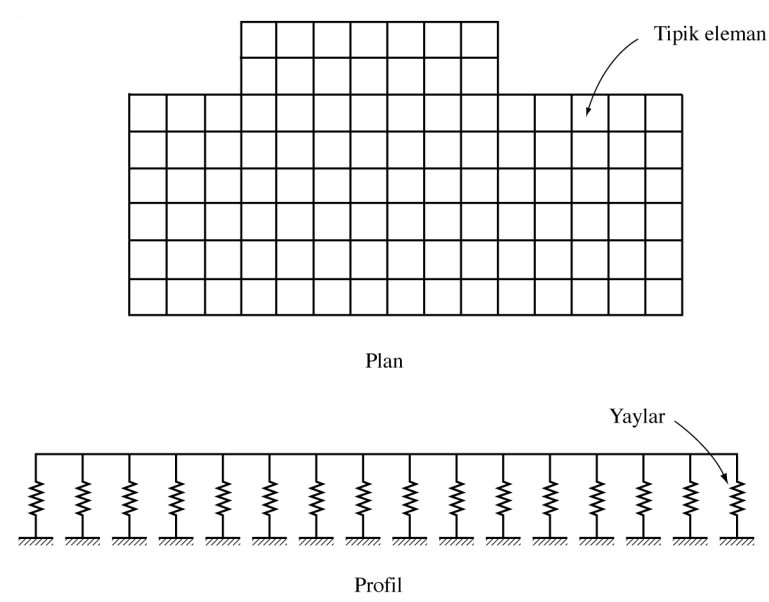
Bu analitik çözümler bir zamanlar çok gözde idi. Çünkü, bu problemi çözmenin tek pratik yöntemleri idiler. Ancak, günümüzdeki kapasiteli bilgisayarların geliştirilmesi, yaygın olarak bulunabilirliği ve ilgili bigisayar yazılımı, daha kesin ve daha esnek diğer yöntemleri kullanmamızı sağlamaktadır.

Sonlu Elemanlar Yöntemi

Bugün çoğu radye temeller *sonlu elemanlar yöntemi* (*FEM*) kullanarak bir bilgisayar yardımı ile tasarlanmaktadır. Bu yöntem, Şekil 10.12'de gösterildiği gibi, radyeyi yüzlerce veya belki de binlerce elemanlara böler. Herbir elemanın, tanımlanmış belirli boyutları, açıkça belirtilmiş rijitliği ve mukavemeti (beton veya çelik özellikleri bakımından tanımlanabilir) vardır ve belirli bir şekilde çok yakın elemanlara birleştirilir.

Radye elemanları, temel zemini reaksiyon katsayısı kullanarak tanımlanan bir dizi "yaylar" yoluyla yere bağlanır. Tipik olarak, elemanların her köşesine bir yay yerleştirilir.

Radye üzerindeki yükler, dıştan uygulanan kolon yükleri, uygulanan çizgisel yükler, uygulanan alan yükleri ve radyenin kendi ağırlığını içerir. Bu yükler radyeyi aşağı doğru sıkıştırır ve bu aşağı doğru harekete zemin "yayları" tarafından karşı konur. Bu karşı koyan kuvvetler, radyenin rijitliği ile beraber, matris cebiri kullanarak aynı anda değerlendirilebilir. Bu bize, radyedeki gerilmeleri, deformasyonları ve sapmaları hesaplamayı sağlar. Eğer analiz sonuçları kabul edilemez ise, tasarım ona göre değişkenir ve yeniden analiz edilir.



Şekil 10.12 Radye temelleri analiz etmede sonlu elemanlar yönteminin kullanımı. Radye, birbirine belirli şekillerle bağlanmış bir dizi elemana bölünür. Elemanlar yere "yaylı yatak" ile bağlanır.

Bu tip sonlu eleman analizi üst yapının rijitliğini dikkate almaz. Diğer bir deyişle, üst yapının tamamen esnek olduğunu ve radyedeki deformasyonlara direnç vermediğini varsayar. Bu, güvenli bir durumdur.

Sonlu elemanlar analizi üst yapıyı, radyeyi ve altta bulunan zemini üç boyutlu sonlu tek bir eleman biçiminde içermek amacıyla genişletilebilir. Bu yöntem temel olarak zemin-üstyapı sisteminin daha doğru bir modeli olacaktır ve bu nedenle daha ekonomik bir tasarım üretebilir. Ancak, bu gibi analizler çok daha karmaşık ve zaman alıcı olup, bu gibi modeller için doğru zemin parametreleri geliştirmek çok güçtür. Bu nedenle, bu genişletilmiş sonlu eleman analizleri pratikte ender yapılır.

10.5 TOPLAM OTURMA

Yaylı yatak analizleri, hesaplanmış bir toplam oturma verir. Ancak, bu değer güvenilir değildir ve tasarım için kullanılmamalıdır. Bu analizler sadece radyedeki kesmeleri, momentleri ve deformasyonları (farklı oturmaları) hesaplamak için yararlıdır. Toplam oturma, Bölüm 7'de anlatılan yöntemleri kullanarak hesaplanmalıdır.

10.6 TAŞIMA GÜCÜ

Kumlar ve çakıllar üstündeki radye temellerde büyük genişliklerinden dolayı taşıma gücü problemleri söz konusu değildir. Ancak, taşıma gücü siltlerde ve killerde, özellikle drenajsız koşullar egemen ise, önemli olabilir. Bölüm 6'da anlatılan Fargo Tahıl Ambarı çökmesi, suya doygun bir kilde taşıma gücü yenilmesinin dikkate değer bir örneğidir.

Bölüm 6'da anlatılan analiz teknikleri kullanılarak taşıma gücü değerlendirilebilir. Radyeyi tüm noktalardaki temas basıncı, izin verilebilir taşıma gücünden daha az olacak şekilde tasarlamak iyi bir uygulamadır.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Radye temeller, aslında genellikle bir yapının tüm temas alanını çevreleyen büyük yüzeysel temellerdir. Genellikle, yüzeysel sömeller için çok ağır olan yapılarda uygun seçimdirler.
2. Radyelerin analizi ve tasarımı eğilme gerilmelerinin bir değerlendirmesini içermeli ve bu gerilmelere karşı koymak için yeterli eğilme dayanımı sağlamalıdır.
3. Radyeleri analiz etmenin en eski ve en basit yöntemi, rijit yöntemdir. Bu yöntemde radye, altında bulunan zeminden çok daha rijittir. Bu, temas basıncı büyüklüğü ve dağılımının kolay belirleneceği anlamına gelir. Bu da, radyedeki kesmeler, moment ve deformasyonların kolayca belirleneceği anlamına gelir. Ancak, bu yöntem doğru bir temsil değildir. Çünkü, rijitlik varsayımı doğru değildir.
4. Rijit olmayan analizler daha üstündür. Çünkü, radyedeki eğilme analizlerini ve ilgili zemin temas basıncının yeniden dağılımını dikkete alırlar.
5. Rijit olmayan yöntemler zemin-üstyapı etkileşiminin bir tanımını içermelidir. Bu genellikle, temel zemini reaksiyon katsayısı (k_s) ile tanımlandığı gibi, doğrusal yük-yerdeğiştirme fonksiyonuna sahip her bir yay ile "yaylı yatak" benzeşimini kullanarak yapılır.
6. En basit ve en eski rijit olmayan yöntem, tümü aynı k_s'ye sahip bağımsız yaylar kullanan Winkler yöntemidir. Bu yöntem, rijit analizler üzerinde bir iyileştirmedir. Fakat, bu yöntem yine de zemin-üstyapı etkileşimini tam olarak modellemez. Herşeyden önce, bağlantı etkilerini hesaba katmaz.
7. Bağlı yöntem, yaylar arasındaki bağlantıyı dikkate alan Winkler yönteminin bir uzantısıdır.
8. Psödo-eşlenik yöntem bağımsız yaylar kullanır. Fakat, dolaylı olarak bağlantı etkilerini dikkate almak için k_s değerlerini ayarlar.
9. Çok parametreli ve sonlu eleman yöntemleri, zemin-üstyapı etkileşimini tanımlamanın daha gelişmiş yollarıdır.
10. Temel zemini reaksiyon katsayısını belirlemek zordur. Neyse ki, radye tasarımı genellikle k_s'deki geniş çaplı değişmelere aşırı duyarlı değildir.
11. Winkler yöntemi zemin-üstyapı etkileşimini tanımlamada kullanılırsa ve radye geometrisi çok karmaşık değilse, yapısal analiz, analitik çözümler kullanarak yapılabilir. Ancak, bu yöntemler genellikle modası geçmiş olarak dikkate alınır.
12. Yapısal analizlerin çoğu, sayısal yöntemler, özellikle sonlu elemanlar yöntemi kullanarak yapılır. Bu yöntem radyeyi modellemede sonlu elemanları kullanır ve Winkler veya psödo-eşlenik yöntemler kullanarak zemin-üstyapı etkileşimini tanımlar. Aslında, çok parametreli modeli de kullanır.

13. Bir tasarım bütünüyle zemin, radye ve üstyapıyı içeren bir üç boyutlu sonlu eleman analizine dayandırılabilir. Ancak, bu gibi analizler bügünkü uygulamaların ötesindedir. Çünkü çoğu kez oluşturulmaları zordur ve özellikle kapasiteli bilgisayarlar gerektirir.
14. Toplam oturma, en iyi Bölüm 7'de anlatılan yöntemler kullanarak tespit edilebilir. Toplam oturmayı tespit etmek için, temel zemini reaksiyon katsayısını kullanmayınız.
15. Taşıma gücü, kumlar ve çakıllar ile problem değildir. Fakat, siltler ve killerde önemli olabilir. Bölüm 6'da anlatılan yöntemleri kullanarak kontrol edilebilir.

Sözlük

Çok parametreli yöntem	Plak temel	Sonlu elemanlar yöntemi
Elastik temelde kiriş	Psödo-eşlenik yöntem	Temel zemini reaksiyon katsayısı
Eşlenik yöntem	Radye temel	Winkler yöntemi
Kazık destekli radye	Rijit olmayan yöntem	Yaylı yatak
Keson destekli radye	Rijit temel	Zemin-yapı etkileşimi

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

10.1 Altbölüm10.6'da verilen "Kumlar ve çakıllar üzerindeki radye temellerde genişliğin büyük olmasından dolayı taşıma gücü problemleri yoktur" ifadesinin arkasındaki mantığı açıklayınız.

10.2 Çok işlevli ve uygun fiyatlı bilgisayarların geliştirilmesi radye temellerin analizini ve tasarımını nasıl etkilemiştir? Bu eğilim devam ederken gelecekte ne gibi değişimler olmasını beklersiniz?

10.3 Bir yapının altındaki radye temel kırk iki kolonu desteklemektedir. Radye üzerindeki kolonların dağılımı üniform bir grid şeklindedir. Rijit analiz yerine k_s sabiti ile birlikte rijit olmayan analiz yönteminin kullanılması durumunda momentler ve farklı oturmalardaki değişim nasıl olurdu?

10.4 Ortalama temas basıncının 5500 lb/ft^2 olduğu bir durumda bir radye temeldeki toplam oturma Bölüm 7'de tanımlanan teknikleri kullanan oturma analizine göre 2,1 inç olmaktadır. Ortalama k_s'yi hesaplayınız ve cevabınızı lb/in^3 cinsinden ifade ediniz.

10.5 25 m çapındaki silindirik bir su deposunun bir radye temel üzerine oturtulması planlanmaktadır. Deponun ve içindeki suyun ağırlığının 50.000 kN ve radyenin ağırlığının da 12.000 kN olması planlanmaktadır. Bölüm 7'de tanımlanan teknikleri kullanan oturma analizine göre toplam oturma 40 mm olacaktır. Su tablası radyenin tabanından 5 m aşağıda bulunmaktadır. Psödo-eşlenik yöntemi kullanarak radyeyi zonlara bölünüz ve her bir zon için *k*'yı hesaplayınız. Sonra da, analizde kullanılacak olan *k*'nın alt sınır ve üst sınır değerlerini belirtiniz.

10.6 İşyeri olarak değerlendirilmesi planlanan bir yapı 150 x 300 ft'lik bir radye temel üzerine oturtulacaktır. Bölüm 7'de tanımlanan teknikleri kullanan oturma analizine göre toplam oturma 1,8 inç olacaktır. Su tablası radye temelin tabanından 10 ft aşağıdadır. Psödo-eşlenik yöntemi kullanarak radyeyi zonlara bölünüz ve her bir zon için *k*'yı hesaplayınız. Sonra da, analizde kullanılacak olan *k*'nın alt sınır ve üst sınır değerlerini belirtiniz.

11

Derin Temeller

Bu nedenlerden dolayı, Sezar Ren Nehrini geçmeye kararlıydı. Fakat, sandallar vasıtasıyla geçiş ona sadece çok tehlikeli değil, aynı zamanda bir Roma komutanı olarak rütbesini küçültücü gibi göründü. Bu nedenle, bir köprünün inşası, nehrin genişliği, derinliği ve büyük bir hızla akışından dolayı çok büyük zorluklar çıkarmasına rağmen, ya ona girişmesi ya da geçiş düşüncesini bırakması gerektiğine karar verdi. Köprüyü inşa etmede benimsediği yöntem, aşağıda bahsedildiği gibiydi. Alt uçlarında hafifçe sivriltilmiş ve nehrin değişen derinliğine uyarlanan bir uzunlukta ve bir buçuk ft. kalınlıkta bir çift kazık elde etmiş ve onları birbirine iki ft. uzakta tutturmuştur. Bunları makaralı halat sistemi ile nehrin içine indirmiş, nehrin kenarına dik açılar konumunda yerleştirmiştir ve onları ikamet alanına kadar kazık çakıcılar ile çakmıştır. Kazıkların genellikle düşey olarak sabitlendiği gibi değil, eğik olarak, nehrin akışı yönünde eğimli sabitlemiştir. Bunların karşısında, nehrin aşağısında 40 ft. altta bir başka çift dikilmiştir. Benzer şekilde bir arada sabitlenmiş olup, nehrin akışına zıt yönde eğimlidir. Bu iki çift daha sonra, uçları herbir çifti oluşturan iki kazık arasındaki boşlukların içine tam olarak yerleştirilen iki ft. genişliğinde bir kiriş ile birleştirilmiştir... Bu kazıkların ve enine kirişlerin bir dizisi nehrin bir kenarından dosdoğru diğer kenarına taşınmış ve köprü yönünde uzanan kalas parçaları ile birleştirilmiştir. Kalasların toplanması başladıktan on gün sonra, iş tamamlanmış ve ordu, üzerinden geçmiştir.

Gaul'un fethi'nden, S.A. Hanford tarafından tercüme edilmiş, Jane F. Gardner tarafından gözden geçirilerek düzeltilmiştir (Penquin Klasikleri 1951, 1982). Telif hakkı ©The Estate of S.A. Handford (1951). Düzeltilmiş telif hakkı©Jane F. Gardner (1982). İzinle kullanılmıştır.

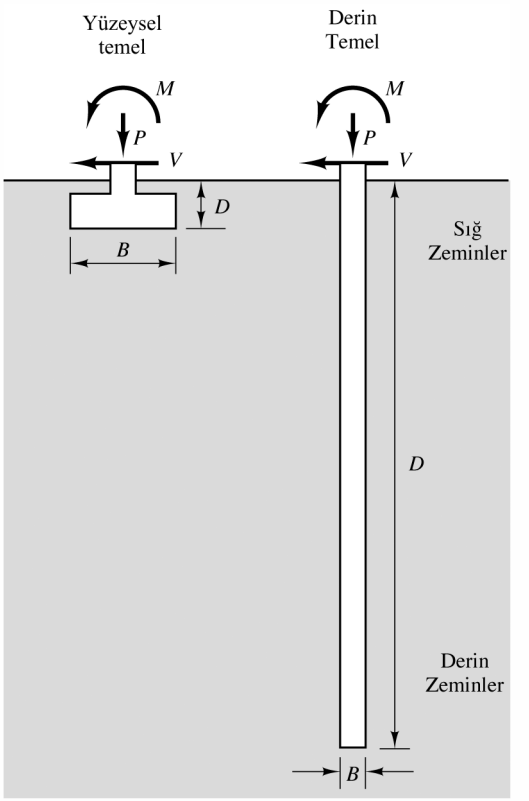
Mühendisler, inşa edilmeleri basit ve ucuz olduğundan, mümkün olan durumlarda yüzeysel temelleri kullanmayı tercih eder. Ancak, çoğu zaman yüzeysel temellerin en iyi seçim olmadığı durumlar ile karşılaşırız. Aşağıdakiler buna örneklerdir:

- Üst zeminlerin çok zayıf ve/veya yapısal yüklerin çok büyük olduğu ve böylece yüzeysel temellerin çok geniş olacağı durumlar. Binalar için iyi bir kural, temellerin toplam plan alanı, binanın toplam temas alanının üçte birini aştığı zaman, yüzeysel temellerin artık ekonomik olmamasıdır.
- Üst zeminlerde oyulma söz konusudur. Bu özellikle köprü temellerinde önemlidir.
- Temelin, bir keson kazıkta olduğu gibi, suyun içinden geçme zorunluluğu.
- Büyük bir kaldırma kapasitesi gerekli olduğu durum (yüzeysel bir temelin kaldırma kapasitesi ölü ağırlığı ile sınırlıdır).
- Büyük bir yanal yük kapasitesi gerekli olduğu durum

- Gelecekte temele çok yakın bir kazı olması ve bu kazının yüzeysel temelleri zayıflatması durumu.

Bu koşulların bir kısmında bir radye temel uygun olabilir. Fakat, yüzeysel temellere en yaygın alternatif *derin temel* tipidir.

Derin temel, uygulanan yüklerin bir kısmını veya tümünü Şekil 11.1'de gösterildiği gibi zemin yüzeyinden oldukça aşağıdaki zeminlere aktaran temeldir. Bu temeller tipik olarak zemin yüzeyinden aşağı 15 m (50 ft) düzeyinde derinliklere kadar uzansa da çok daha derin olabilirler. Bazan 45 m (150 ft) derinliğe kadar inebilirler. Petrol sondaj platformları gibi bazı deniz yapılarında daha da büyük uzunluklar kullanılmıştır. Zeminler genellikle derinlikle iyileştiği ve bu yöntem daha büyük hacimde bir zemini harekete geçirdiği için, derin temeller genellikle daha büyük yükler taşıyabilir.



Şekil 11.1 Derin temeller, uygulanan yapısal yüklerin çoğunu daha derindeki zemin katmanına aktarırlar.

11.1 DERİN TEMEL TİPLERİ VE TANIMLARI

Mühendisler ve müteahhitler, herbiri belirli yükleme ve zemin koşullarına en iyi uyan birçok derin temel tipleri geliştirmiştir. Ne yazık ki, insanlar bu tasarımların hangi guruba ait olduğunu belirlemek için çok farklı isimler kullanmaktadır. Farklı kişiler genellikle aynı şeyleri

söylemek için aynı terimleri ve aynı şeyi söylemek için farklı terimleri kullanır. Bu karışıklık hem sözlü hem de yazılı iletişimlerde oluşmaktadır ve özellikle konuya yeni olanlar için çoğunlukla yanlış anlamanın kaynağıdır. Bu kitap, en yaygın kullanılan ve anlaşılır gibi görünen terimleri kullanmaktadır. Bu sınıflama sistemi aslında aşağıda bahsedilenler gibi yapım yöntemlerine dayandırılır:

- *Kazıklar* narin prefabrike elemanların önceden hazırlanması ile ve bunları zemine çakarak veya başka türlü zorlayarak inşa edilirler.
- *Delinerek açılan kazıklar* zemin içinde ince silindirik bir kuyu açmak suretiyle donatı çeliğini yerleştirerek ve beton ile doldurarak inşa edilir.
- *Kesonlar* zemin içinde arzu edilen derinliğe indirilen, sonra beton ile doldurulan önceden yapılmış kutular veya silindirlerdir. Bazı mühendisler ‘’keson’’ terimini delinerek açılmış kazıkları tanımlamak için kullanır. Bu yüzden, bu temel mühendisliğinde en fazla karıştırılan terimlerden biridir.
- *Beton ile doldurulmuş mandrel-çakılı ince kılıflar* bir mandrel kullanarak zemin içine çakılan, sonra da beton ile doldurulan oluklu, ince çelik kılıflardan oluşur.
- *Burgu ile dökme kazıklar* boş gövdeli bir burgu kullanmak suretiyle zemin içinde ince silindirik bir kuyu açılarak, daha sonra burgu yavaşça geri çekilirken burgu içinden enjeksiyon pompalayarak inşa edilirler.
- *Basınçla enjekte edilen temeller* serbest düşüşlü bir tokmak kullanarak, zemin içine çakılan yerinde dökme betondur.
- *Ankrajlar* özel olarak kaldırma yüklerine karşı koymak için tasarlanan birkaç farklı derin temel çeşitlerini içerir.

Derin temel tasarımlarının büyük bir çoğunluğu bu yedi tipten birini kullanır. Diğer tipler de bulunabilir. Fakat, bunlar çoğunlukla kullanılmaz ve bu kitabın konusu dışındadır.

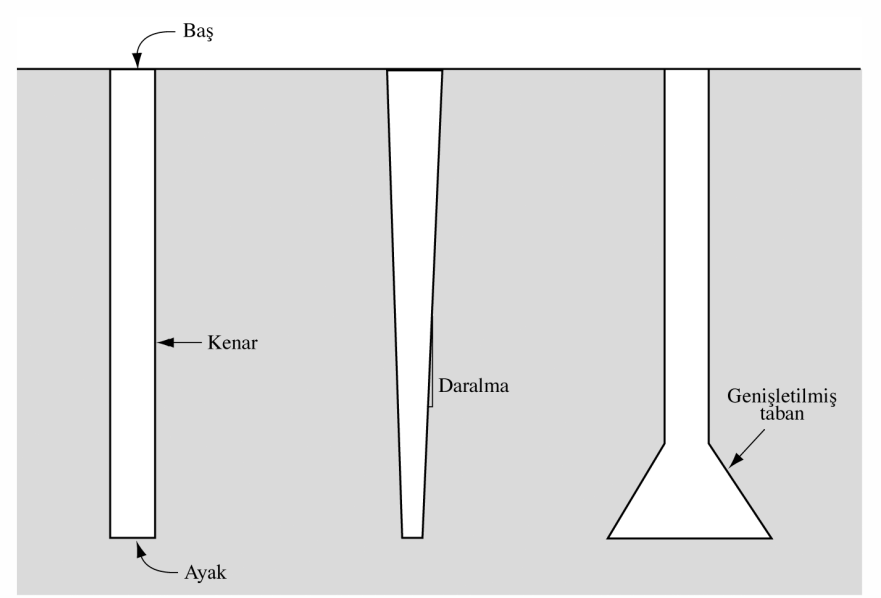
Derin temellerin çeşiti kısımlarına değişik isimler verilir. Bu da karışıklığın diğer bir kaynağıdır (Fellenius, 1996). Üst ucu ‘’tepe’’, ‘’doruk’’ ve ‘’baş’’ dahil bir çok isme sahip iken, alt uç için ‘’uç’’, ‘’ayak’’, ‘’taban’’, ‘’son kısım’’, sivri uç’’ ve ‘’dip’’ kullanılmaktadır. Bu terimlerin çoğu kuşkusuz yanlış anlaşılabilir. Biz, Şekil 11.2a’da gösterildiği gibi, *baş* ve *ayak* terimlerini kullanacağız. Çünkü bunlar, karışıklık için en az potansiyele sahip gibi görünmektedirler. Ayrıca, bu terimlerin, kazığı basitçe bir insan vucuduyla karşılaştırarak hatırlanması kolaydır.

Derin temelin kenarı boyunca dış yüzeyi genellikle ‘’kenar’’ veya ‘’ yüzey’’ diye adlandırılır. Bunların ikisi de kabul edilebilir. Biz *kenar* terimini kullanacağız.

Derin temellerin çoğu *düzdür*. Bu, enine kesit’in derinlikle sabit olduğu anlamına gelir. Fakat, bazıları Şekil 11.2b’de gösterildiği gibi *koniktir*. Diğerleri, Şekil 11.2c’de gösterildiği gibi genişletilmiş taban içerir. *Eksen* temelin merkezinden geçen bir çizgidir ve en uzun boyutuna paraleldir.

11.2 YÜK AKTARIMI

Derin temelleri seçmek ve uygun bir biçimde tasarlamak için, yapısal yükleri zemine nasıl aktardıklarını anlamamız gerekir. Bu yük aktarma mekanizmaları yüklenen yükün tipine bağlıdır. Bu yüzden, yapısal yükleri iki sınıfa ayırmak uygundur:



Şekil 11.2 Derin temelin bölümleri: (a) Düz temeller, (b) giderek daralan temeller ve (c) tabanı genişletilmiş temeller.

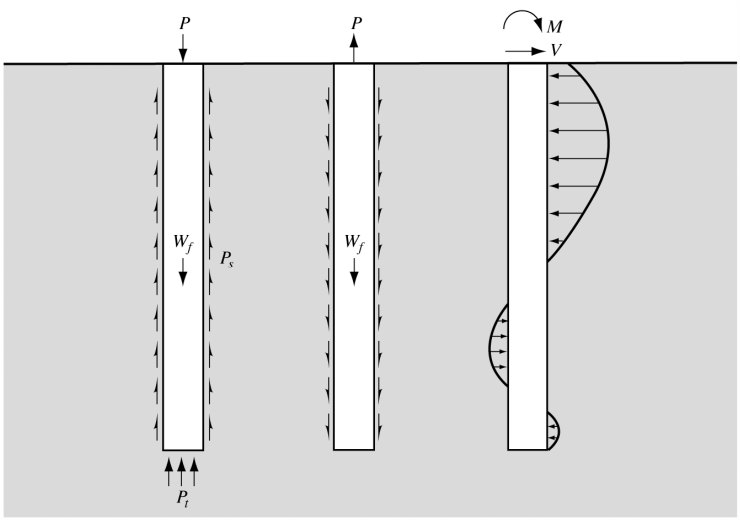
- *Eksenel yükler* Şekiller 11.3a ve 11.3b'de gösterildiği gibi, temelin eksenine paralel etkiyen çekme veya bası yükleri olarak uygulanırlar. Bu yükler, temelde eğilmeye değil; ya çekme ya da basıya neden olurlar. Temelin düşey olması durumunda eksenel yük, uygulanan düşey yüke eşittir.
- *Yanal yükler* Şekil 11.3c'de gösterildiği gibi temelin eksenine dik olarak etkiyen yüklerdir. Bu sınıf, kesme ve moment yüklerini (*V* ve *M*) içerir.

Eksenel Yükler

Bir eksenel yük ya bası (aşağı doğru) ya da çekmedir (yukarı doğru kaldırma). Bası olduğu zaman, derin temeller yüke Şekil 11.3a'da gösterildiği gibi hem *kenar sürtünme direnci* ve hem de *uç taşıma direncini* kullanarak karşı koyar. Yükün çekme şeklinde olması durumunda ise, Şekil 11.3b'de gösterildiği gibi, tepkiye neden olan mekanizma kenar sürtünmesi ve temelin ağırlığıdır. Genişletilmiş tabanlı derin temellerde yukarı doğru kaldırma yüklerine, genişletilmiş tabanın tavan temas yüzeyi ile de karşı konulur.

Yanal Yükler

Yanal yükler derin temellerde Şekil 11.3c'de gösterildiği gibi, hem kesmeye hem de momente neden olur. Bu kesme ve momentler temellerde yanal sapmalara neden olur. Bu da bitişik zeminde yanal dirençleri harekete geçirir. Bu yanal sapmalar ve dirençlerin büyüklükleri ve temelin ilgili yük taşıma kapasitesi hem zeminin hem de temelin rijitliğine bağlıdır.



Şekil 11.3 Yapısal yüklerin derin temelden yere aktarılması: (a) Eksenel bası yükleri; (b) eksenel çekme yükleri; (c) yanal yükler.

11.3 KAZIKLAR

Derin temelin birinci tipi, zemin içine çakılan veya başka bir biçimde sokulan, önceden hazırlanmış uzun, ince yapısal elemanlardan oluşan *kazık temeldir*. Mühendisler kazıkları, çok çeşitli yapıları desteklemek amacıyla hem karada hem de denizde kullanırlar. Kazıklar, çeşitli malzemelerden ve herbir projenin ihtiyaçlarına göre farklı çaplarda ve uzunluklarda yapılır.

Bazı mühendisler yerinde dökme derin temellerin belirli tiplerini tanımlamak için *kazık* terimini de kullanmasına rağmen, biz onu sadece önceden hazırlanmış derin temelleri tanımlamak için kullanacağız. Yerinde dökme yöntemleri bu bölümün ileriki kısımlarında ele alınmıştır.

Tarihçe

İnsanoğlu kazık temelleri 2000 yıldan daha fazla bir süredir kullanmaktadır. Büyük İskender M.Ö. 332'de Tyre şehrinde kazıklar çakmış ve Romalılar kazıkları büyük çapta kullanmıştır. Çin'de Hun imparatorluğu (M.Ö. 200–M.S. 200) zamanında köprü yapımcıları da kazıklar kullanmıştır. Bu eski inşaatçılar kazıklarını zemine el ile kaldırılıp düşürülen ağırlıklar kullanarak çakmıştır (Chellis, 1961). İnşaatçılar Orta Çağ'da daha büyük ağırlıkları kaldırmak için makaralar ve kaldıraç kuvveti kullanmıştır.

Yapım yöntemleri Endüstri Devrimi esnasında, özellikle buhar gücü mevcut olduğu zaman, çok hızlı gelişmiştir. Daha büyük ve daha güçlü gereç yapılmış ve böylece kazık çakma yetenekleri gelişmiştir. Bu gelişmeler, yirminci yüzyıl boyunca devam etmiştir.

Kazık malzemeleri de daha iyi hale gelmiştir. Önceki kazıklar hep ağaçtan yapıldığından, uzunluk ve kapasitede sınırlı idiler. Neyse ki, 1890'larda çeliğin ve donatılı betonun gelişi daha büyük ve daha güçlü kazıkların yapımına olanak sağlamış ve daha iyi çakma cihazı, kazıkların yerleştirilmesini olanaklı hale getirmiştir. Bu gelişmiş temeller olmadan bugünün büyük yapılarının çoğu mümkün olamazdı.

Günümüzde kazık temeller hasmane ortamlarda bile çok büyük yükleri taşıyabilir. Bunlar arasında belki de en etkileyicisi, denizdeki petrol sondaj platformları için olanlardır. Bunlar, 3 m kadar büyük çaplarda olup; rüzgar, dalga ve deprem kuvvetleri nedeniyle büyük yanal yüklere karşı koymaları gerekir.

Kazık Tipleri

Günümüzdeki kazıkların çoğu ağaç, beton veya çelikten yapılmaktadır. Herbir malzemenin kendine ait avantaj ve dezavantajları söz konusu olup, belirli şarlarda en iyi hizmeti sağlar. Bir kazık tipi seçerken, aşağıdakiler de dahil olmak üzere birçok faktör dikkate alınmalıdır:

- *Uygulanan yükler* – Kereste gibi bazı kazıklar, düşük ile orta yükler için en uygun kazık türüdür. Halbuki çelik gibi diğerleri ağır yükler için çok ekonomik olabilir.
- *Gerekli çap* – Çoğu kazık tipleri yalnızca belirli çaplarda bulunabilir
- *Gerekli uzunluk* – Karayolu taşımacılık yönetmelikleri ve pratik kazık çakma yükseklikleri genellikle kazık parçalarının uzunluklarını yaklaşık 18 m'de (60 ft) sınırlandırır. Bu nedenle, daha uzun kazıklar çakma esnasında birbirine eklenen çoklu parçalardan oluşmalıdır. Kazıkların bazı tipleri kolayca eklenirken, diğerleri zor eklenmektedir.
- *Her bir kazık tipinin bölgesel olarak bulunabilirliği* – Bazı kazık tipleri belirli coğrafik alanlarda bol olabilirken, diğerleri az bulunabilir. Bu, herbir tipin maliyatini önemli biçimde etkileyebilir.
- *Belirli bir ortamda kazık malzemesinin dayanıklılığı* – Belirli ortamlar, Bölüm 2'de tartışıldığı gibi kazıkların kötüleşmesine neden olabilir.
- *Tahmin edilen çakma koşulları* – Bazı kazıklar sert çakmalara izin verirken, diğerleri büyük olasılıkla hasara uğrayacaktır.

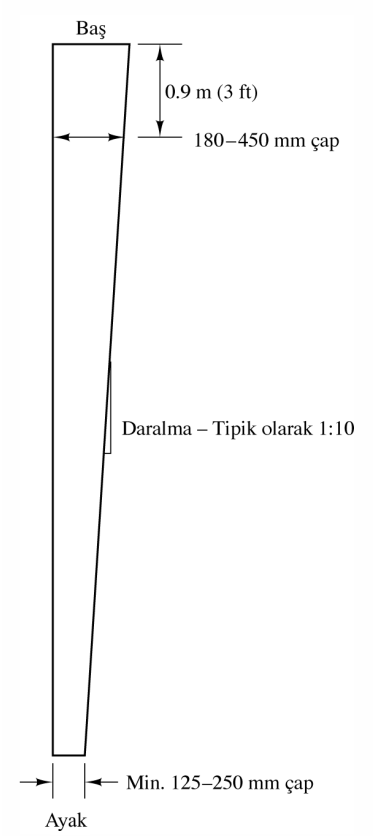
Ahşap Kazıklar: Binlerce yıldır kullanılmakta olan ahşap kazıklar birçok uygulamalar için iyi bir tercih olmaya devam etmektedir. Düz ağaç kütüklerinden yapılırlar ve Şekil 11.4'de gösterildiği gibi, telefon direklerine benzerler. Ağaçlar doğal olarak uca doğru inceldiğinden, bu kazıklar baş aşağı çakılır. Bu yüzden, en büyük çap Şekil 11.5'de gösterildiği gibi baş kısımdadır.

Ahşap kazık yapımında çok farklı ağaç türleri kullanılmaktadır. Günümüzde Kuzey Amerika'da çakılan ahşap kazıkların çoğu ya Güney çamı ya da Douglas köknarıdır. Çünkü, bu ağaçlar uzun ve düz, yeteri kadar bol ve malzeme maliyeti düşüktür. Tipik olarak, 150 ile 450 mm aralığında baş çaplarına ve 6 ve 20 m arasında uzunluklara sahiptirler. Fakat, bazan Güney çamında 24 m'ye ve Douglas köknarında 38 m'ye varan daha büyük uzunluklar bulunabilmektedir. Dallar ve kabuk temizlenmelidir ve kazığa üniform bir sivrilme vermek için bazan kazığı hafifçe kesip düzeltmek gereklidir. ASTM D25 ayrıntılı tanımlamalar vermektedir.

Daha uzun kazıklar oluşturmak amacıyla, ahşap kazık parçalarını birbirine eklemek mümkün olmasına rağmen, bu işlem kazıkların maliyetini çok arttıran, yavaş ve zaman kaybettirici bir yaklaşımdır. Bu nedenle, daha uzun kazıkların gerekli olduğu durumda bir başka malzeme kullanınız.



Şekil 11.4 Ahşap kazık grupları. Ön planda görülenler nihai kota göre kesilmiştir (National Timber Piling Council).



Şekil 11.5 Tipik bir ahşap kazık.

Ahşap kazıkların çoğu, aşağıya doğru 100 ile 400 kN eksenel yük taşıyacak şekilde tasarlanır. Başlıca avantajları, özellikle yakında uygun ağaçlar bulunabildiği zaman, düşük yapım maliyetidir. Gemilerden kaynaklanan yükler gibi çarpma yüklerine dirençlerinden dolayı, genellikle su kıyısı yapılarında kullanılırlar.

Ahşap kazıklar sürekli olarak su altında oldukları zaman çok uzun bir ömre sahip olabilir. Örneğin, 1902'de Venedik'te çan kulesi yıkıldığı zaman, yapının M.S. 900'de çakılan ahşap kazıklarının iyi bir durumda olduğu görülmüş ve tekrar kullanılmıştır (Chellis, 1962). Bununla birlikte, ahşap kazıklar su tablası üstünde veya periyodik ıslanma koşullarında yerleştirildikleri zaman, Bölüm 2'de tartışıldığı gibi, çürümeye karşı hassastır. Bu nedenle, hemen hemen her zaman yerleştirilmeden önce koruyucu madde ile muamele edilirler.

Ahşap kazıklar deniz ortamlarda kullanıldıkları zaman, çeşitli deniz organizmalarından kaynaklanan zararlara ve gemilerin ve yüzen dökuntülerin aşındırmasına maruz kalırlar. Soğuk sularda (Kuzey Amerika'da, genellikle 40 derece enlemin kuzeyi), yoğun bir şekilde kreozot ile muamele edilmiş kazıklar genellikle onlarca yıl dayanıklı kalır (ASCE, 1984). Ancak, sıcak sularda biyolojik saldırı daha büyük bir problem olup, genellikle diğer kimyasal işlemler zorunludur. Muamele edilmiş olsa bile, bu gibi ortamlarda kullanılabilirlik ömürleri genellikle yaklaşık on yıl ile sınırlıdır.

Bu kazıklar çakma esnasında da hasara maruz kalırlar. Tekrarlı sert şahmerdan darbeleri başta *yarılmaya* ve *ezilmeye* ve ayakta hasara neden olabilir. Bu problemleri aşağıda bahsedilen önlemler ile kontrol etmek olasıdır:

- Şahmerdan ve kazık arasında uygun tamponlar ile hafif ağırlıklı şahmerdanlar kullanmak
- Başa yakın çelik kuşaklar kullanmak (genellikle sadece Douglas köknarında gereklidir)
- Şekil 11.6'da gösterildiği gibi, ayakta çelik pabuç kullanmak
- Önce delik açmak (bu bölümde daha sonraki tartışmaya bakınız).



Şekil 11.6 Çakma sırasında ahşap kazıktaki hasarı azaltmada kullanılan çelik pabuçlar (Associated Pile and Fitting Corp.).

Ancak, bu önlemler bile hasarı önlemek için her zaman yeterli değildir. Bu nedenle, gevşek kumlar ve yumuşak-orta sert killerdeki sürtünme kazıkları gibi hafif çakmalı koşullar için, ahşap kazıklar en uygun olanıdır. Genellikle, sıkı ve sert zeminler için veya uç taşıma kazıkları olarak uygun değildirler.

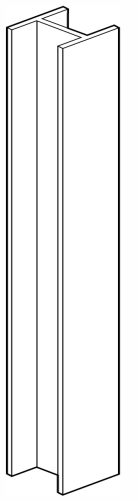
Çelik Kazıklar: 1890'lı yıllarda çelik her tarafta bulunabilir hale gelmiştir. O zamanlar, birçok yapı bu yeni malzeme ile inşa edilmiştir. Çelik kazığın kullanımı doğal bir gelişme olmuştur. Günümüzde çelik kazıklar özellikle yüksek kapasiteli temeller gerektiren projelerde çok yaygındır.

Çelik kazıklar, yüksek dayanımları ve süneklikleri nedeniyle sert zeminler içinde çakılabilir ve büyük yükler taşıyabilirler. Ayrıca, önemli kazık tipleri arasında en yüksek çekme dayanımına sahiptirler. Bu yüzden, özellikle büyük çekme yüklü uygulamalar için elverişlidir.

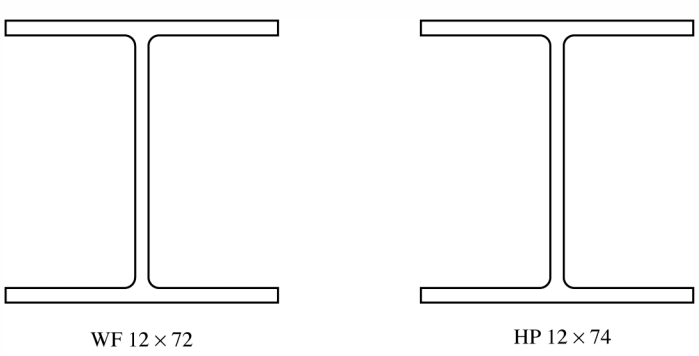
Çelik kazıkları ulamak kolaydır. Bu nedenle, gerekli uzunluk 18 m'den büyük olduğu zaman, genellikle iyi bir tercihdirler. Müteahhit basitçe ilk bölümü çakar, bundan sonra bir sonraki bölümü kaynak yaparak birleştirir ve çakmaya devam eder. Özel çelik ekleyiciler bu işlemi daha hızlı ve daha etkin yapabilir. Hunt (1987) 210 m gibi sıra dışı bir derinliğe çakılan eklemli bir çelik kazık durumundan bahsetmiştir. Kesilmeleri de kolaydır. Bu, düzensiz kaya yüzeylerine çakılan uç taşıma kazıkları nedeniyle önemli olabilir.

Çelik kazıklar, satın almak için pahalı ve çakmak için gürültülü olma gibi dezavantajlara sahiptir. Belirli ortamlarda, Bölüm 2'de tartışıldığı gibi, aşırı paslanmaya maruz kalabililer.

H Kazıkları: HP kesitleri veya sadece *H kazıkları* olarak bilinen özel haddelenmiş çelik kesitler, özellikle kazıklar olarak kullanılmak için yapılırlar. Bu kesitler, Şekiller 11.7 ve 11.8'de gösterilen WF (geniş flanş) şekillerine benzerler. Temel fark şudur: gövde geniş flanşlı elemanlardaki flanşlardan daha ince iken, H kazıklarında eşit kalınlığa sahiptirler. Standart çelik H kazıklar için boyutlar ve diğer ilgili bilgiler Tablo 12.1'de listelenmiştir. Bu kazıklar tipik olarak 15 ile 50 m uzunluktadır ve 350 ile 1800 kN eksenel proje yükü taşırlar.



Şekil 11.7 Bir çelik H kazığı.



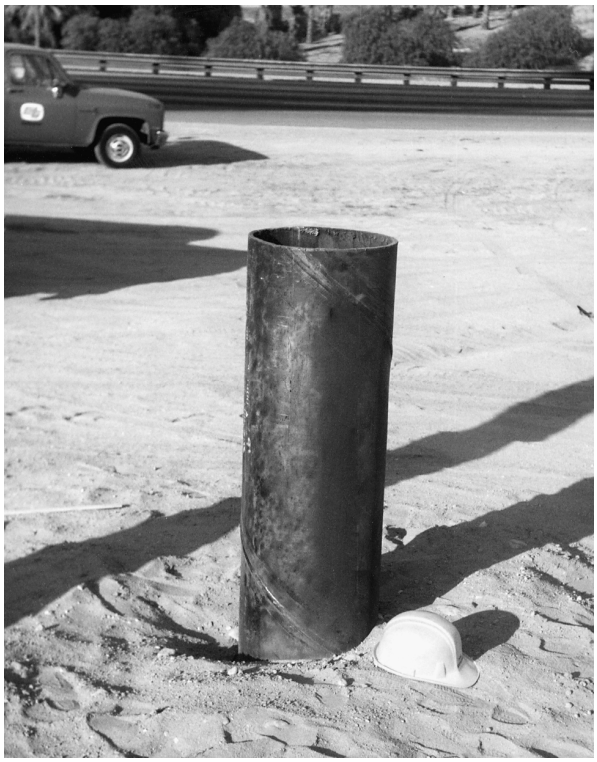
Şekil 11.8 Tipik geniş flanşlı (WF) ve H kazığı (HP) arasında bir karşılaştırma.

H kazıkları *küçük deplasman kazıkları*dır. Çünkü, çakılırlarken zemini nispeten küçük hacimli yerdeğiştirmeye zorlarlar. Bu, yüksek dayanımları ile birleşince, küçük deplasman kazıklarını güç çakma koşulları için mükemmel bir tercih haline getirir. Genellikle anakayaya çakılırlar ve uç taşıma kazıkları olarak kullanılırlar. Kazığın sert çakma ile karşı karşıya kalması durumunda, Şekil 11.9'da gösterildiği gibi, kazığın ayağını korumak amacıyla güçlendirilmiş çelik uç kullanmak gerekli olabilir.



Şekil 11.9 Sıkı çaşkma şartlarında kazığı korumak için kazık ucuna eklenmiş olan sertleştirilmiş çelik uç (Associated Pile and Fitting Corp.).

Boru Kazıklar: Şekil 11.10'da gösterildiği gibi, çelik boru kesitler de yaygınca kazıklar olarak kullanılmaktadır. Tipik olarak, 200 ile 1000 mm çapta, 30 ile 50 m uzunluktadırlar ve 450 ile 7000 kN eksenel yük taşırlar. Çok çeşitli çaplarda ve et kalınlıklarında bulunabilirler ve hatta bazı mühendisler kullanılmış çelik boru hatlarını ıslah etmiş ve onları kazık olarak kullanmıştır. Gerekli olduğu zaman özel boyutlarda da imal edilebilirler ve deniz projelerinde 75 mm et kalınlıklı, 3 m kadar büyük çapta boru kazıklar kullanılmıştır. Tablo 12.2 çok kullanılan boyutların bazılarını listelemektedir.



Şekil 11.10 16 inç (406 mm) çaplı bir çelik boru kazığı.

Boru kazıkların atalet momenti H kazıklarından daha büyüktür. Bu yüzden, büyük yanal yüklerin bulunduğu durumda iyi bir seçim olabilirler.

Boru kazıklar *kapalı uçlu* veya *açık uçlu* şekilde çakılabilirler. Kapalı uçlu borunun, düz bir çelik levhaya veya ayağa kaynatılan konik çelik bir ucu vardır. Bunlar, *büyük deplasman kazıklarıdır*. Çünkü, zemini büyük hacimde yerdeğiştirmeye zorlarlar. Bu durum yük kapasitesini arttırır. Fakat, çakılmalarını daha çok güçleştirir. Bunun aksine, açık uçlu kazıkta ayağı engelleyen birşey yoktur ve kazık çakılırken zemin borunun içine girer. Küçük çaplı, açık uçlu boru kazıkların alt kısmı çoğunlukla zeminle tıkanır. Böylece, bir *zemin tıkacı* oluşur. Bu nedenle, açık uçlu bir boru kazık, kapalı uçlu bir boru kazıktan daha az zemini; ancak, bir H kazıktan daha çok zemini yerdeğiştirmeye zorlar. Açık uçlu kazıklar başlıca kıyı ötesi inşaatta kullanılırlar.

Kapalı uçlu boru kazıklar çakımdan sonra incelenebilir. Çünkü, iç kısmı zemin yüzeyinden görülebilir. Böylece, bütünlüğü ve eğilme olup olmadığını kontrol etmek olasıdır. Uca doğru sivriltilmiş ve boyuna oluklara sahip *monotüp kazık* gibi özel çelik boru kazıklar da mevcuttur.

Beton Kazıklar: Beton kazıklar, zemine çakılan, önceden imal edilmiş donatılı beton elemanlardır. Bu sınıf, zemin içinde beton dökümünü içeren teknikleri kapsamaz. Bu tür kazıklar bu bölümde daha sonra ele alınmıştır.

Şekil 11.11'de prefabrike öngerdirmeli beton kazıkları imal etmek için kullanılan çelik kalıplar görülmektedir. Bu işlem genellikle özel imalat kuruluşlarında yapılır; daha sonra inşaat sahasına nakledilir. Şekil 11.12'de ise, bitirilmiş ve çakılmaya hazır kazıklar görülmektedir.



Şekil 11.11 Bu çelik kalıplar öngerdirmeli beton kazık imalatında kullanılmaktadır. Ön planda görülebilen önceden gerdirilmiş halatlar yerine yerleştirilmiş ve çekmeye maruz bırakılmıştır. Etriye donatısı da yerleştirilmiştir. Bundan sonraki adım, kalıbın yüksek kaliteli betonla doldurulması, su geçirmez kendir ile kaplanması ve bir gün süreyle buhar kürüne tabi tutulmasıdır. Bir sonraki gün halatlardaki çekme bırakılır ve kazıklar kalıpların içinden çıkarılarak küre bırakılır.

Diğer şekiller kullanılmasına rağmen, beton kazıklar, Şekil 11.13'de gösterildiği gibi, genellikle kare veya sekiz köşeli enine kesitlere sahiptir (ACI, 1980). Tipik olarak, 250 ile 600 mm çapında, 12 ile 30 m uzunluğundadırlar ve 450 ile 3500 kN eksenel proje yükleri taşırlar. Birkaç yakın sahil projeleri çok daha büyük beton kazıklar kullanarak inşa edilmiştir.

Bir zamanlar geleneksel beton kazıklar çok yaygın olmasına rağmen, öngerdirmeli kazıklar, en azından Kuzey Amerika'da, hemen hemen tamamen onların yerini almıştır. Bu geliştirilmiş tasarımlar daha çok eğilme dayanımına sahiptirler ve bu nedenle ambalajlama, nakletme, dağıtma ve çakma esnasında hasara daha az hassastırlar. Önceden gerdirme genellikle sonradan gerdirmeden daha iyi bir tercihtir. Çünkü, gerekli ise, ön gerdirme kuvvetini kaybetmeksizin, kazıkların kesilmesine izin verir.

Şekil 11.14'de gösterildiği gibi, beton kazıkları eklemek için birkaç yöntem mevcuttur. Bu teknikler genellikle çelik kazıkları eklemek için kullanılan tekniklerden daha pahalı olmasına rağmen, bazı durumlarda ekonomik olabilirler. Bununla birlikte, çelikten farklı, beton kazıkları kesmek zor ve pahalıdır. Bu nedenle, onları, çakma esnasında refü ile karşılaşmayan (refü, kazığın daha fazla çakılamayacağı anlamına gelir. Bu yüzden, üst kısmı kesmek zorunlu olur) sürtünme kazıkları veya gerekli uzunluğun üniform ve tahmin edilebilir olduğu yerlerde uç taşıma kazıkları olarak kullanmak en uygunudur.



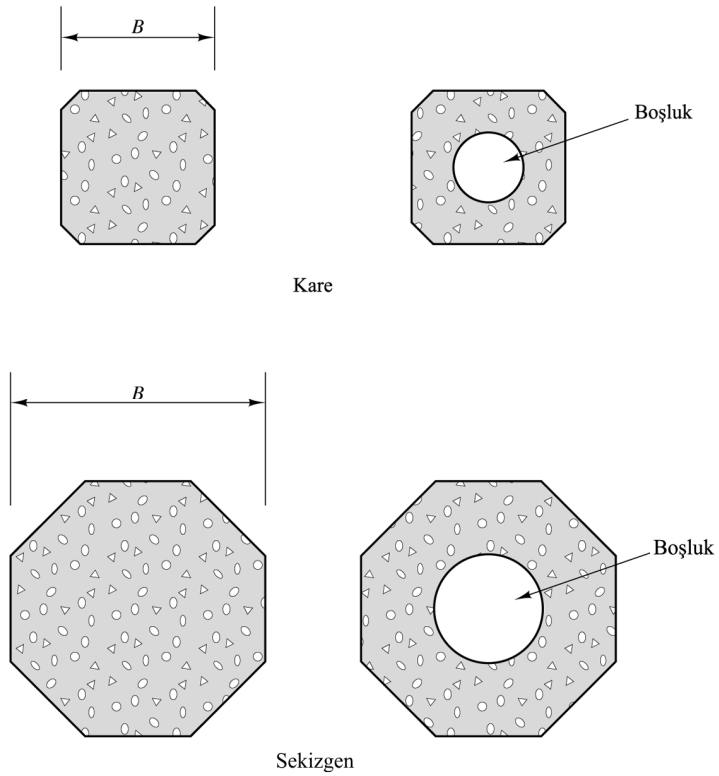
Şekil 11.12 14 inç (35 mm)'lik bu öngerdirmeli beton kazıklar bir şantiyede istiflenmiş olarak çakılmaya hazır vaziyette bekletilmektedir. Kazıkların ucundan dışarı çıkan çubuklar kazığın içine gömülen olağan filizlerdir (donatı demirleri değildir). Bu çubuklar kazığı kazık başlığına yapısal olarak bağlamada kullanılmaktadır.

Beton kazıklar, güç çakma koşullarına çelik kazıklar kadar müsamahalı değildir ve nakletme, dağıtma ve çakma esnasında büyük olasılıkla hasar görürler. Beton kazıklar bunlara rağmen çok tutulmaktadır. Çünkü, genellikle çelik kazıklardan daha ucuzdur. Ayrıca, yük kapasiteleri de yüksektir.

Kompozit Kazıklar: İki veya daha fazla malzemeden oluşan kazıklardır. Betonla doldurulmuş bir çelik boru kazık buna örnek olarak verilebilir. Normal beton kazıklar donatı çeliği içerseler bile, kompozit kazıklar olarak dikkate alınmazlar.

Beton Doldurulmuş Çelik Boru Kazıklar: Çelik boru kazıklar çakıldıktan sonra bazan betonla doldurulur. Bunlar, daha büyük ağırlıkları nedeniyle daha fazla kaldırma kapasitesine, betonun dayanımından dolayı da artan kesme ve moment kapasitesine ve aşındırıcı ortamlarda daha uzun yararlı bir ömre sahip olacaktır. Ancak, aşağı doğru yük kapasitesinde az miktarda kullanılabilir artış vardır. Çünkü, çakma gerilmelerine direnmek için, yeteri kadar et kalınlığına sahip bir boru, büyük olasılıkla aşağı doğru uygulanan yüklere karşı koyacak yeteri kadar kapasiteye sahip olacaktır. Kazıktaki betonun ilave ağırlığı nedeniyle aşağı doğru net kapasite bile daha az olabilir.

Plastik-Çelik Kompozit Kazıklar: Bir plastik-çelik kompozit kazık, Şekil 11.15'de gösterildiği gibi, plastik bir kaplama ile etrafı sarılmış bir çelik boru göbek veya plastiğin içine gömülen çelik çubuklardan oluşur. Plastik kaplama tipik olarak yeniden işlenip kullanılır hale getirilen malzemeden yapılmıştır. Böylece, kaynakların korunması bakış açısından bu tasarımı cazip hale getirmektedir (Heinz, 1993).



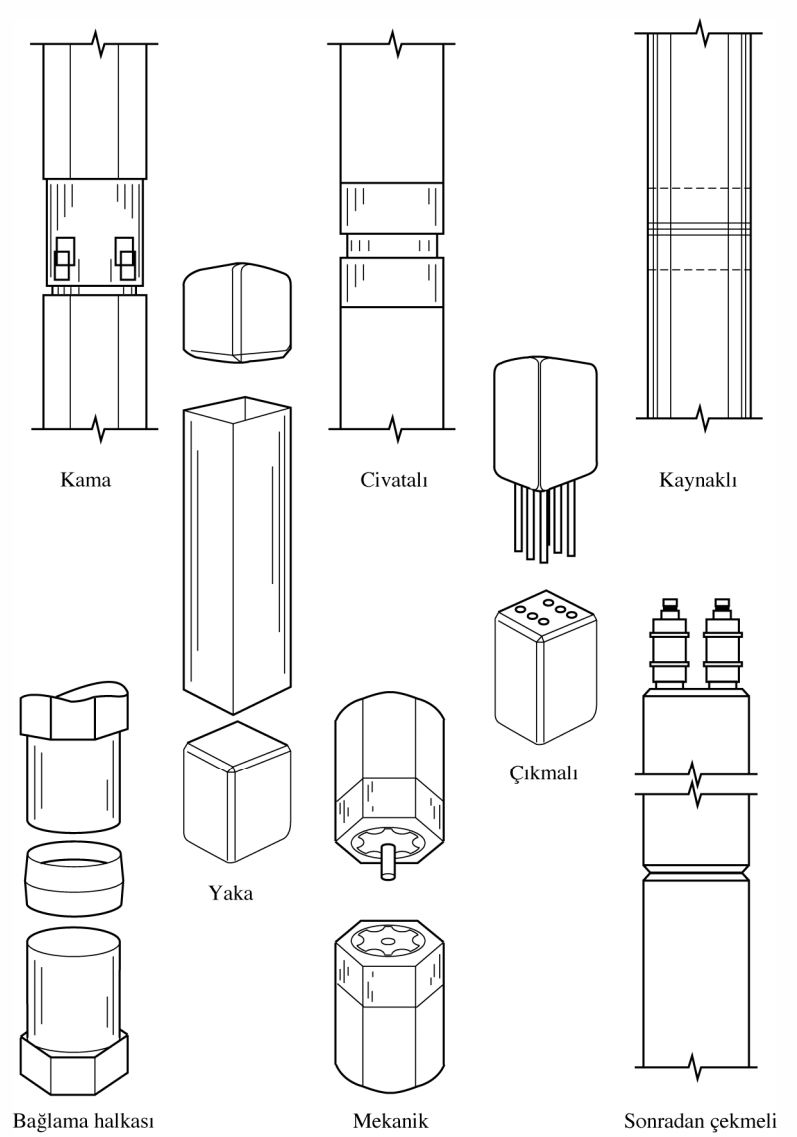
Şekil 11.13 Tipik beton kazıkların enine kesiti.

Plastik-çelik kompozit kazıkların deniz böceklerine, çürümeye ve daha yüksek dayanımla birlikte aşınmaya karşı olan dirençleri, bunları ahşap kazıklara karşı üstün hale getirdiği su kıyısı uygulamalarında başarılı bir biçimde kullanılmaktadır (bkz. Şekil 11.16). Plastik-çelik kompozitler için malzeme bedeli daha yüksek olmasına rağmen, daha uzun ömürleri ve kaynak koruma avantajları, ahşap kazıklara karşı bunları cazip bir şeçenek haline getirmektedir.

Yapım Yöntemleri ve Donanım

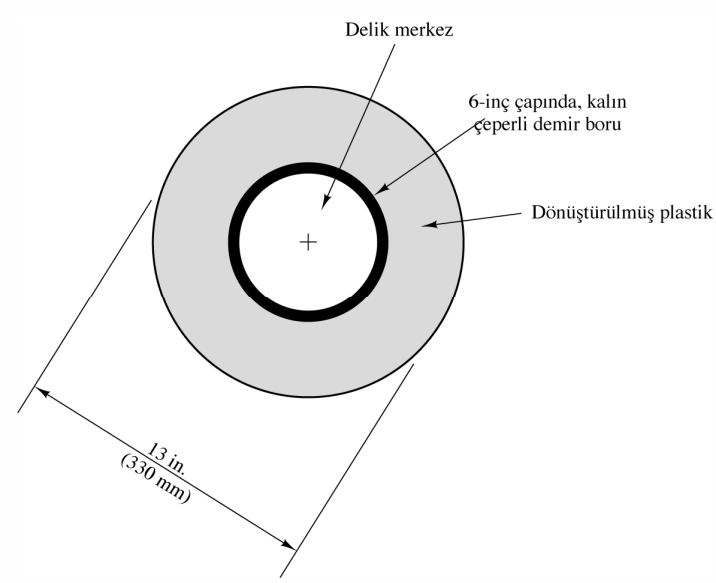
Derin temellerin inşası, yüzeysel temellerin inşasından çok daha karmaşıktır ve yapım yöntemleri, performansları üzerinde büyük bir etkiye sahiptir. Bu nedenle, tasarım mühendisleri müteahhitlerin kazık temelleri nasıl inşa ettiğini anlamalıdır.

Kazık Çakma Kuleleri: Kazıklar, bir *kazık çakma kulesi* (veya sadece kazık çakma makinesi) kullanılarak yerleştirilir. Kulenin görevi kazığı kaldırmak, kazık çakılırken geçici olarak desteklemek ve şahmerdanı taşımaktır. Eski donanımlar nispeten hantal idi. Ancak, Şekiller 11.17 ve 11.18'dekiler gibi çağdaş kazık çakıcılar çok güçlü ve esnektir. *Kılavuzlar* diye adlandırılan düşey raylar, kazık zemine girerken şahmerdanı yönlendirir. Hidrolik veya kablo işletmeli tahrik kolları, operatörün kılavuzları arzu edilen hizaya hareket ettirmesini sağlar.



Şekil 11.14 Beton kazıklar için tipik manşonlar (Precast/Prestressed Concrete Institute).

Şahmerdanlar: *Kazık şahmerdanı*, kazığı çakmak için gerekli darbeleri sağlayan bir aygıttır. Tekrarlı darbeler gereklidir. Bu yüzden, şahmerdan hızlı devir yapabilmelidir. Ayrıca, kazığı kıracak kadar güçlü olmamakla birlikte, kazığı sürmeye yetecek kadar enerji vermelidir. Uygun bir şahmerdan seçimi, etkin kazık çakımı için çözüm yollarından biridir.



Şekil 11.15 Tipik bir plastik-çelik kompozit kazığının enine kesiti.

Serbest Düşüşlü Tokmak: Kazık şahmerdanının birinci tipi *serbest düşüşlü şahmerdandır*. Yukarı çekilip, sonra da doğrudan kazığın üstüne düşürülen bir ağırlıktan oluşurlar. Bu şahmerdanlar, Powell'ın (1884) ifade ettiği gibi, ondokuzuncu yüzyılın sonlarında çok büyük ve çok ağır olmuştur:

> Kazıkları çakmanın alışılmış yöntemi, dik bir çerçevenin tepesine sıkıca tutturulmuş bir makaranın üzerinden geçirilen bir ip veya zincir ile yükseltilen ve çakılacak kazığın başına serbestçe düşmesine izin verilen çekiç, tokmak veya şahmerdan diye adlandırılan ağır bir ahşap veya demir parçası ile verilen ardıl darbeler yoluyladır. Bir kazık çakma makinesinin yapımı çok basittir. Kılavuz çerçeve hemen hemen hepsinde aynıdır: önemli parçalar, alçalmasında tokmağı yönlendiren iki dik kalastır. Çerçevenin temeli genellikle kalaslarla kaplanır ve tokmağın ağırlığını dengelemek için taş, demir veya bir çeşit kırma taş ile yüklenir. Tokmak genellikle çerçevenin oyuklarına uygun çıkıntılara sahip dökme demirdir. Müteahhitlerde el veya buhar gücü ile kullanmak üzere, farklı yapım koşullarına uygun on ft'den altmış ft yüksekliğe kadar tüm boyutlarda çerçeve bulunur. En çok kullanılan yükseklik, yaklaşık 1200 pound tokmak ile birlikte yirmi ft olandır. Bazı yerlerde, çok yakın binalarda sarsıntıdan dolayı oturmaya neden olma tehlikesinden kaçınmak amacıyla, eski el gücü yöntemi kullanılmalıdır.

Bu şahmerdanlar, dakikada yalnızca yaklaşık üç ile oniki arasında darbe verir.

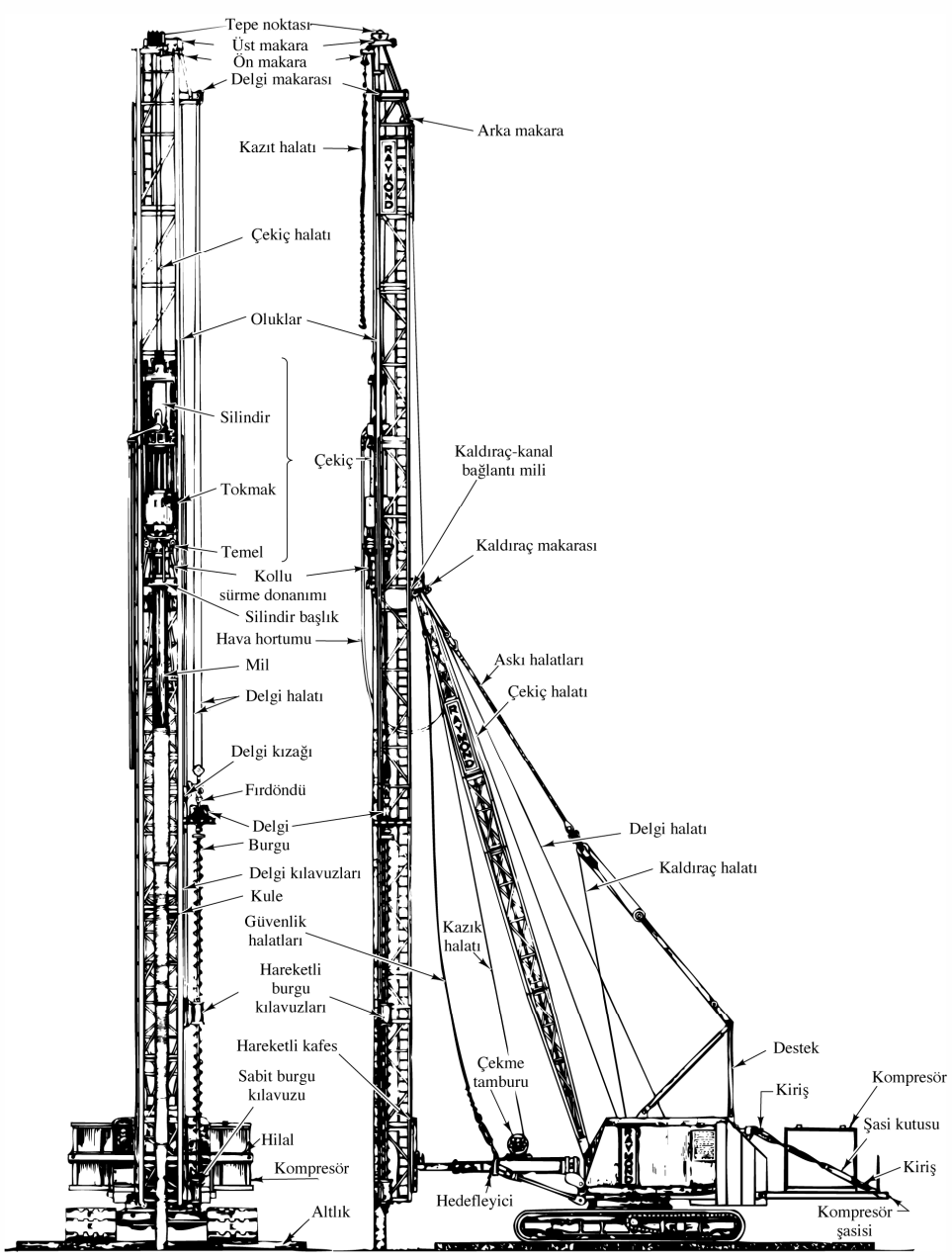
Serbest düşüşlü şahmerdanlar o zamandan beri daha çağdaş tasarımlar ile yerdeğiştirmiştir. Günümüzde Kuzey Amerika'da temel kazıklarında ender olarak kullanılmaktadırlar. Ancak, bazan palplanşları yerleştirmede de kullanılmaktadırlar. Serbest düşüşlü şahmerdanlar, İskandinavya'nın çok yumuşak killerinde temel kazıklarını yerleştirmede etkili olup, bu nedenle orada halen kullanılmaktadırlar (Broms, 1981). Ayrıca, serbest düşüşlü tokmaklar Altbölüm 11.8'de anlatılan *basınç enjeksiyonlu temel* işleminin bir bölümünü oluşturur.



Şekil 11.16 Tipik bir plastik-çelik kompozit kazığının su içi uygulamasında yerleştirilmesi. Mevcut kazıklar aşaptır (Foto izni: Plastic Pilings Inc.).

Buharlı, Pnömatik ve Hidrolik Şahmerdanlar: Şahmerdanların yeni tipleri 1800'lü yılların sonlarında ortaya çıkmaya başlamıştır. Bunlar, Şekil 11.13'de gösterildiği gibi, bir tokmak, örs ve kaldırma mekanizmasını kendi yapısında bulunduran düzeneklerdir. Bu şahmerdanların ağırlıkları biraz daha büyük fakat, düşüş mesafeleri serbest düşüşlü tokmaklardan çok daha küçük idi. Örneğin, 1880'li yılların ''Nasmyth buharlı kazık çakıcıları'' yaklaşık 900 mm morset mesafeli, 1400 ile 2300 kg şahmerdanlara sahipti. Bu şahmerdanlar darbe başına daha az enerji vermesine rağmen, daha etkili idiler. Çünkü, çok daha hızlı devirli idiler (Nasmyth şahmerdanı için yaklaşık 60 darbe/dakika).

Eski, kendiliğinden tahrikli şahmerdanlar, tokmağı kaldırmak için buhar kullanmıştır. Bu buhar, sahada yerleştirilmiş buhar kazanı ile üretilmiştir. *Buharlı şahmerdanlar* hala kullanımdadır. Daha sonra, pnömatik şahmerdanlar (basınçlı hava ile güç sağlanmış) ve *hidrolik şahmerdanlar* (yüksek basınçlı hidrolik sıvı ile güç sağlanmış) takdim edilmiştir. Hidrolik şahmerdanlar gittikçe yaygın hale gelmektedir.



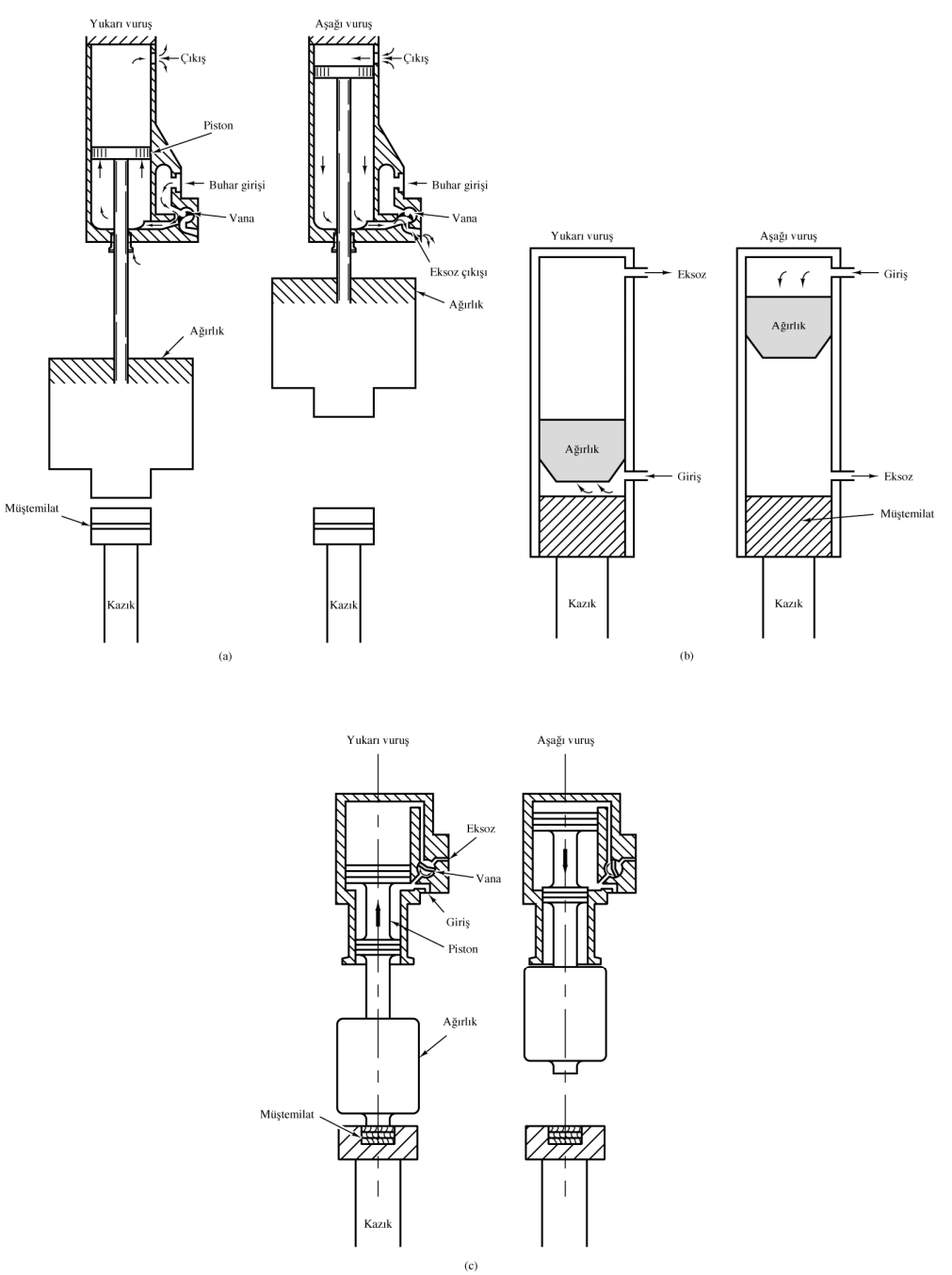
Şekil 11.17 Modern bir kazık çakma makinası (Raymond International Builders).



Şekil 11.18 Modern bir kazık çakma makinası. Kazık, tijlerin ucunda yer almaktadır ve kazık için delik açmada kullanılan burgular tijlerin hemen yanındadır. Solda bulunan çatallı vinç (forklift) kazıkları makinanın yanına getirmede kullanılmaktadır.

Üç tipin hepsi *tek zamanlı şahmerdan* veya *çift zamanlı şahmerdan* olarak inşa edilebilir. Tek zamanlı şahmerdanlar, Şekil 11.19a'da gösterildiği gibi, pistona basınç uygulayarak tokmağı yükseltir. Tokmak arzu edilen yüksekliğe, tipik olarak 900 mm (3 ft) ulaştığı zaman, egzoz vanası açılır ve çekiç yer çekimi ile düşer ve örse çarpar. Diğer tipler ile karşılaştırıldığı zaman; tasarım, düşük çarpma hızı ve büyük tokmak ağırlıkları ile tanımlanır. Bu şahmerdanların çarpma mesafeleri sabittir. Bunun anlamı, herbir şahmerdan düşüşünün kazığa aynı miktar enerji uygulaması demektir.

Şekil 11.19b'de gösterildiği gibi, çift zamanlı şahmerdan aşağı ve yukarı doğru hareketlerin ikisi için de basınç kullanır. Böylece, yalnızca yerçekimi ile mümkün olandan daha büyük bir çarpma etkisi verir. Bu çarpma etkisi, ksmen uygulanan basınca bağlıdır ve bu nedenle operatör tarafından kontrol edilebilir. Bu şahmerdanlar genellikle daha kısa hareketlere sahiptir ve tek zamanlı şahmerdanlardan çok daha hızlı devir yaparlar. Pratik tasarım kısıtlamaları, bu şahmerdanları tek zamanlı şahmerdanlar ile kıyaslanacak kadar çok büyük enerji vermekten alıkoyar. Bu yüzden, öncelikle palplanş çakmada kullanılırlar.



Şekil 11.19 Kendinden korumalı kazık çakma şahmerdanları: (a) Tek zamanlı; (b) çift zamanlı; (c) diferansiyel.

Şekil 11.19c'de gösterilen *diferansiyel şahmerdan* çift zamanlı şahmerdana benzer. Çünkü, tokmağı kaldırmak ve indirmek için hava, buhar veya hidrolik basınç kullanır fakat, biraz farklılık gösterir. Çünkü, farklı enine kesit alanlı iki pistonu vardır. Bu, diferansiyel şahmerdanların, tek zamanlı şahmerdanların ağır tokmaklarını kullanmasına izin verir ve çift zamanlı şahmerdanların kontrol edilebilirliği ile yüksek hızda çalışır.

Buhar ve pnömatik diferansiyel şahmerdanlar yumuşak çakma koşulları altında yavaşça ve girme direnci artarken daha hızlı devir yapar. Tersi, hidrolik şahmerdanlar için doğrudur.

Dizel Şahmerdanlar: Şekil 11.20'de gösterilen dizel şahmerdan, dizel içten yanmalı bir motora benzer. Tokmak yüksek bir konumdan düşer ve aşağıdaki silindirde havayı şıkıştırır. Hareketteki belirli bir noktada, dizel yakıt enjekte edilir (ya atomize ya da sıvı biçimde) ve hava-yakıt karışımı, tokmak örse çarpıncaya kadar daha fazla sıkıştırılır. Yanma, tokmağı yukarı iterek ve diğer devirin başlamasına izin vererek yaklaşık bu anda meydana gelir.

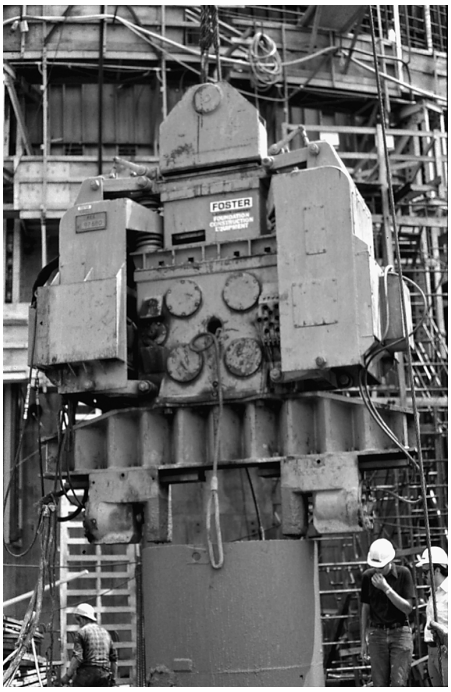


Şekil 11.20 Tepesi açık, dizel kazık şahmerdanları. (a) Bu şahmerdan tijlerin tabanındadır. Soldaki burgu önceden delik açma amacıyla kullanılır. (b) Bu şahmerdan halihazırda bir beton kazığı çakmaktadır. Sürücü mekanizma düşme mesafesinin bulunduğu seviyede ve ön planda görülmektedir (foto izni: Goble, Rausche, Likins, and Associates).

Dizel şahmerdanlar ya üstü açık (tek zamanlı) veya üstü kapalı (çift zamanlı) tiptedir. Üstü kapalı şahmerdanlar, tokmağın üstünde, şahmerdanın daha kısa hareketlerle ve eşdeğer enerji verimi ile, üstü açık şahmerdandan daha yüksek hızlarda çalışmasına neden olan bir sıçrama hücresi içerir.

Operatör veya saha mühendisi, tokmağın yükselişini (üstü açık şahmerdanda) veya sıçrama hücresi basıncını (üstü kapalı şahmerdanda) dikkate alarak, dizel şahmerdanın enerji verimini izleyebilir. Dizel şahmerdanlar maksimum enerjilerini güç çakma koşulları altında geliştirir ve yumuşak koşullar altında çalışmak güç olabilir. Bu durum, tam yanma eksikliğinden veya şahmerdanın yetersiz geri tepmesinden dolayı çakmanın ilk safhalarında meydana gelir. Sert çakma koşulları ile karşılaşıldığı zaman, üstü kapalı şahmerdanlar tipik olarak dakikada yaklaşık doksan darbe verirken, üstü açık şahmerdanlar tipik olarak dakikada kırk veya ellibeş darbe verir.

Dizel şahmerdanlar yıllardır gözde olmasına rağmen, çıkardıkları egzoz gazı hava kirliliğine neden olmaktadır. Bu yüzden, hava kalite yönetmelikleri bazı alanlarda kullanımlarını sınırlandırabilir.



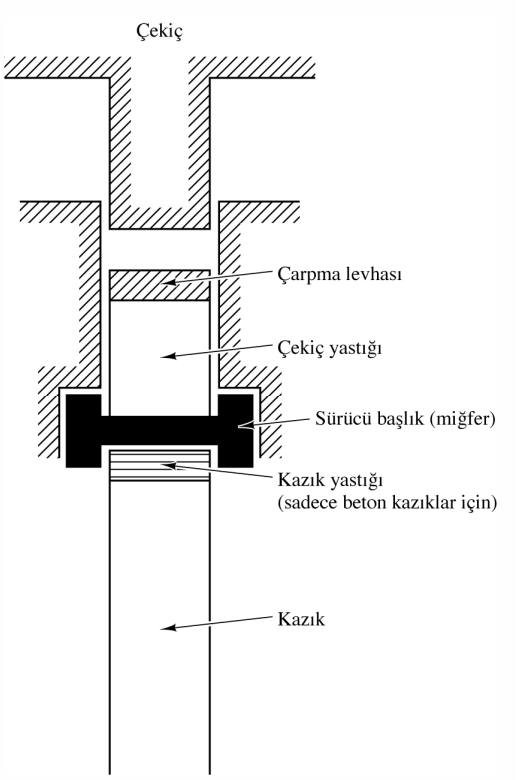
Şekil 11.21 Titreşimli bir kazık şahmerdanı. Bu şahmerdan, delgili şaft temelde muhafaza borusu olarak kullanılan bir çelik boruyu çıkarmaktadır (ADSC: The International Association of Foundation Drilling).

Titreşimli Şahmerdanlar: Bunlar (Warrington, 1992) daha önce anlatılanlarda aynı anlamda bir şahmerdan değildir. Şekil 11.21'de gösterildiği gibi, düşey titreşimlere yol açmak için dönen eksantrik ağırlıklar kullanır. Statik bir ağırlıkla birleştirildiği zaman, bu titreşimler

kazığı zeminin içine iter. Titreşimli şahmerdanların çalışma frekansı 150 Hz kadar yüksek olabilir ve kazığın doğal frekansı ile rezonansa girmesi için ayarlanabilir.

Titreşimli şahmerdanlar kumlu zeminlere çakılan kazıklar ile kullanıldığı zaman çok etkilidir. Çarpma şahmerdanlardan daha az titreşimli ve gürültülü ve daha hızlı çalışırlar. Buna rağmen, killerde veya büyük taşlar gibi engeller içeren zeminlerde etkili değildirler.

Diğer Donanımlar: Bir kazık çakma sistemi, Şekil 11.22'de gösterildiği gibi kazık şahmerdanı ve kazık arasına yerleştirilen diğer parçaları da içerir. Tokmak, bir çelik *çarpma plakasına* vurur. Plaka bu durumda çarpma enerjisini bir *şahmerdan yastığı* (*başlık bloğu* olarak da bilinir) vasıtasıyla (*çakma kepi*, *bone*, *kapüşon* veya *miğfer* olarak da bilinen) *çakma başlığına* iletir. Çakma başlığı, aralarına sokulan *kazık yastığının* olduğu beton kazık hariç, doğrudan kazığın üstüne yerleştirilir.



Şekil 11.22 Kazık çakmada kullanılan yardımcı bileşenler.

Yastıklar şahmerdandan kaynaklanan ani ve sert darbeleri uzun bir zamana yayarak yumuşatır. Tam olarak, bunu çok fazla enerji soğurmadan yapmaları gerekir. Şahmerdan yastıkları, şahmerdanı korumak için bunu yapar ve sert ağaçtan veya daha verimli yapay malzemelerden oluşabilir. Kazık yastıkları, genellikle yalnızca beton kazıklarda kullanılır; kazıkları korumak için planlanır. Çoğunlukla kontrplaktan yapılırlar.

Kazık şahmerdanı ve aksesuarlarının seçimi, verimli kazık çakımı başarısının bir parçasıdır. Bölüm 14'de ele alınan dalga denklem analizleri bu bakımdan çok yararlı olabilir.

Önceden Sonda, Jetleme, Önceden Delik Açma: Bütün kazıklar, özellikle çok sert zeminde veya büyük taş bloklar içeren zeminde çakma esnasında hasara maruz kalır. Şekil 11.23'de kazık hasarının bir örneği görülmektedir. Hasar potansiyelini azaltmanın ve müteahhitin yapım hızını arttırmanın bir yolu, önceden kuyu açmak, jetleme yapmak veya önceden delik açmaktır.



Şekil 11.23 Bu çelik boru kazıkları geçici bir ayağı desteklemede kullanılmış olup, kalıcı kazık (solda) inşa halindedir. Daha sonra bunlar çıkartılmıştır. Soldaki kazık çakılma sırasında hasara uğramıştır olup muhtemelen de yeraltında bir engel ile karşılaşmıştır.

Önceden kuyu açma, düşey bir kuyu delme ve sonra da kazığı bu kuyuya çakmak anlamına gelir. Önceden açılmış kuyunun çapı, zeminle sıkı bir temas temin etmek için, kazığın çapından daha küçük olmalıdır. Önceden kuyu açmak, bazan kazık çakımı ile birlikte şişme ve yanal zemin hareketini de azaltır. Önceden kuyu açmanın ille de kazığın tüm boyu için sürmesi gerekmez.

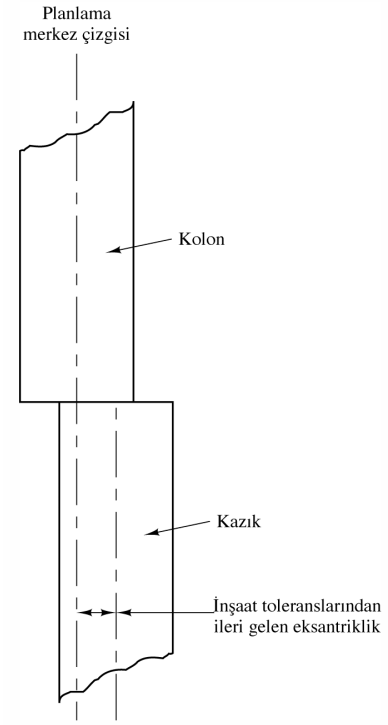
Jetleme kullanmak amacıyla, müteahhit kazığın ucuna yerleştirilen bir memeye bir boru yoluyla yüksek basınçlı su pompalar. Bu uygulama kazığın önündeki zemini gevşetir ve böylece kazığın çok az veya şahmerdan darbesiz ilerlemesine izin verir. Basınçlı su, kumlu ve çakıllı zeminlerde yararlı fakat killerde etkisizdir. Kumlu tabakaları hızla delip geçmek amacıyla daha derin taşıyıcı tabakaya ulaşmak için çok sık kullanılır.

Önceden delik delme sert metal sivri uçları zemine çakmak ve sonra bunları çıkarmak ve kazığı meydana gelen deliğe çakmaktan ibarettir. Bu yöntem, önceden kuyu açmak veya basınçlı su uygulamaktan çok daha az yaygındır ve ince sert kaya tabakalarını delip geçmek için çok sık kullanılır.

Kazık Dizilimi ve Geometrisi

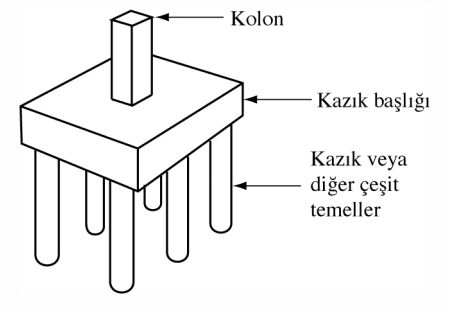
Çoğunlukla bir temel gerektiren üst yapının herbir elemanı (örneğin, bir binadaki herbir kolon) üç veya daha fazla kazık gurupları üstünde desteklenir. Münferit kazıklar yerine, *kazık gurupları* kullanılır. Çünkü:

- Genellikle tek bir kazık yeterli kapasiteye sahip değildir.
- Kazıklar, düşük düzeyde titizlikle *dağıtılır* veya yerleştirilir ve Şekil 11.24'de gösterildiği gibi, kolaylıkla arzu edilen bölgeden 150 mm veya daha fazla olabilir. Çok daha büyük düzeyde titizlikle yerleştirilmiş bir bina kolonu tek bir kazık üstünde desteklense idi, geometrik eksenleri nadiren çakışırdı ve meydana gelen eksantrisite hem kolonda ve hem de kazıkta istenmeyen momentler ve sapmalar oluştururdu. Buna rağmen, eğer kolon üç veya daha fazla kazıklar üzerinde desteklenirse, bu gibi eksantrisiteler daha az önemlidir.
- Çoklu kazıklar bolluk sağlar ve böylece bir kazık kusurlu olsa bile, yapıyı taşımayı sürdürebilir.
- Kazık çakımı esnasında yanal zemin sıkışması daha büyüktür. Bu yüzden, kenar sürtünme kapasitesi, münferit kazığın sürtünme kapasitesinden daha büyüktür.



Şekil 11.24 Kolonlar ve tek kazıklar arasında inşaat toleranslarının neden olduğu beklenmeyen eksantiriklikler.

Kazıkların herbir gurubu, Şekil 11.25'de gösterildiği gibi, yüzeysel temele benzeyen, donatılı beton bir eleman olan *kazık başlığı* ile birleştirilir. Fonksiyonları, yapısal yükleri kazıklara dağıtmak ve bir bütün olarak davranmaları amacıyla kazıkları bir arada bağlamaktır. Kazık başlıklarının tasarımı kazıkların sayısı ve yapısal yükler ile değişir. Şekil 11.26'da tipik kazık başlığı planlamaları görülmektedir. Bazan tek kazık başlıkları, zemine gömülü yapısal kirişler olan *bağ krişleri* ile birleştirilir. Yapım anında bağ kirişleri sürekli temellere benzer. Fakat, amaçları önemli biçimde farklıdır.



Şekil 11.25 Bir kazık başlığı bir gruptaki kazıkları bağlayan yapısal bir üyedir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

11.1 Eksenel yükler ile yanal yükler arasındaki farkı açıklayınız.

11.2 Aşağıdaki kazık türlerinin başlıca avantaj ve dezavantajlarını tartışarak, herbiri için potansiyel kullanım alanları hakkında önerilerde bulununuz:

- Ahşap
- Çelik
- Öngerdirmeli beton

11.3 Öndelgi nedir ve ne zaman kullanılabilir? Ön delginin çapı ve uzunluğunun gereğinden fazla olması durumunda ne olur?

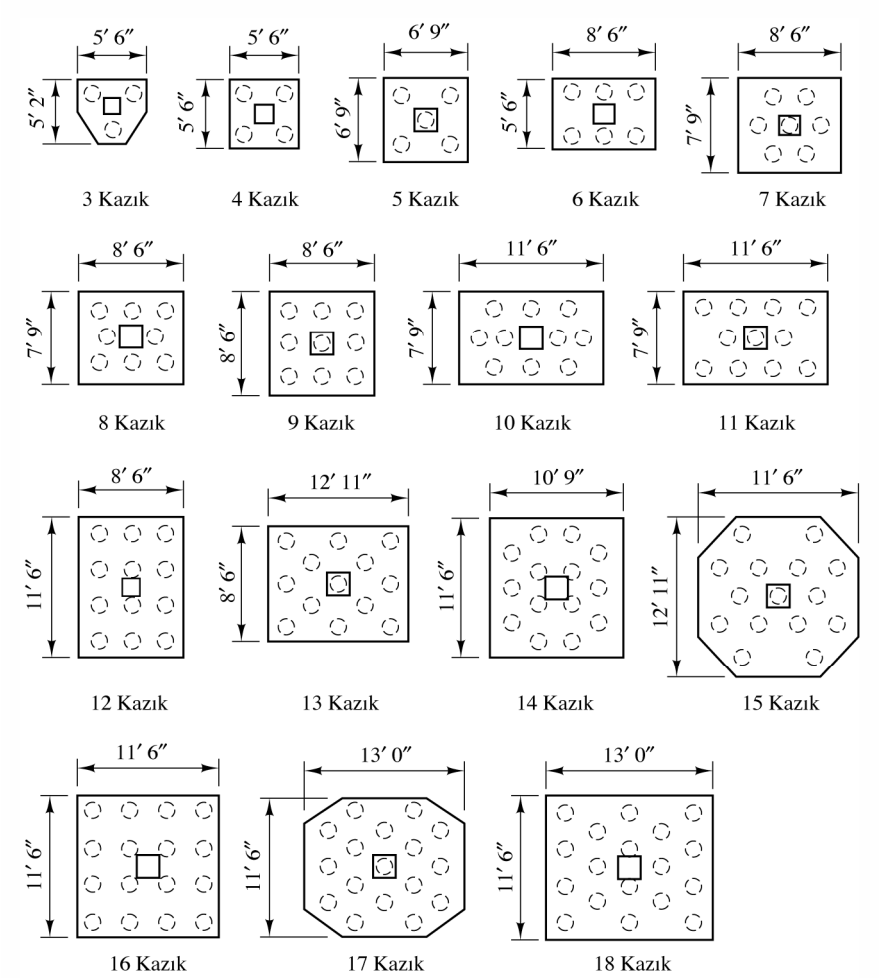
11.4 Yüzeyden 25 m ile 40 m derinlikler arasında ve yüzeyi dalgalanmalı bir anakaya bulunması durumunda, ağır bir yapıyı desteklemek için hangi çeşit kazık veya kazık çeşitleri uygundur? Toplam eksenel yük kapasitesinin %20'den daha azının üstteki zeminden geldiğini kabul ediniz. Tercihinizin nedenlerini açıklayınız.

11.5 Çoğu beton kazıklar geleneksel olarak donatı ile inşa edilme yerine neden öngerdirmeli şekilde imal edilirler?

11.6 Kazık inşaatı kapsamında yastık neye denir? Ne zaman kullanılırlar? Bunların kullanılma amacı nedir?

11.7 Yapıları destekleyen kazık temellerde herbir kolonun altında üç kazık bulunmasının sebebi nedir?

11.8 Gevşek kumlarda ön delgi yapmadan kazık çakılması, bu zeminleri sıkılaştırma eğilimindedir. Bu sıkılaşmanın böyle kazıkların yük taşıma kapasitesi üzerindeki etkisi nasıldır?



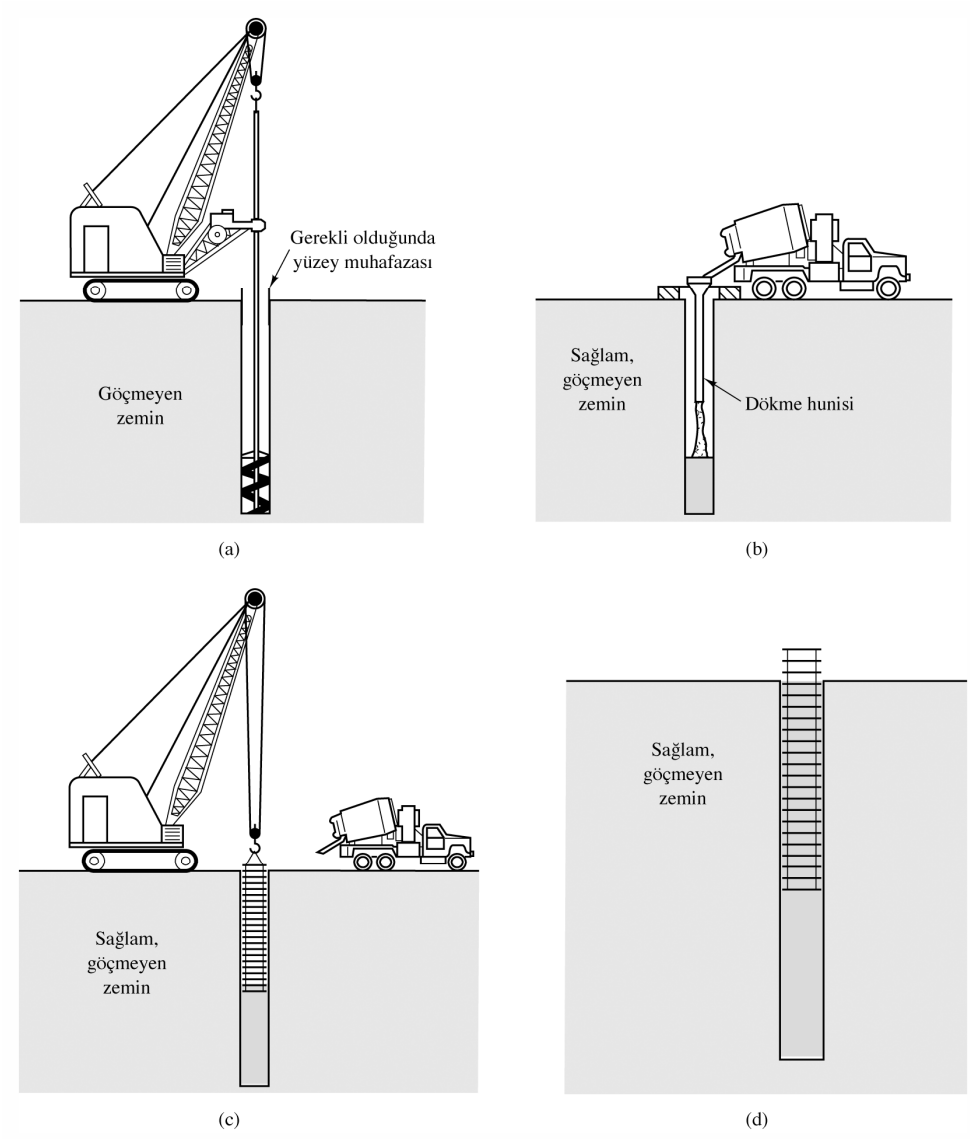
Şekil 11.26 Kazık başlıklarının tipik konfigürasyonları (CRSI, 1992).

11.4 DELGİLİ ŞAFTLAR

Delgili şaftlar derin temelin bir başka tipidir. Kazıklar ve delgili şaftlar arasındaki temel fark şudur: kazıklar, zemine çakılan önceden imal edilmiş elemanlardır. Halbuki, delgili şaftlar yerinde-dökme kazıklardır.

Uygun zeminlerde, *kuru yöntem* olarak bilinen yapım yöntemi genellikle aşağıdaki gibidir:

1. Bir *sondaj makinesi* kullanarak zeminde, Şekil 11.27a'da gösterildiği gibi, gerekli derinliğe kadar silindirik bir delik (*kuyu*) açın.
2. Şekil 11.27b'de gösterildiği gibi, kuyunun alt kısmını betonla doldurun.
3. Şekil 11.27c'de gösterildiği gibi, önceden imal edilmiş donatı çelik kafesi kuyunun içine yerleştirin.
4. Şekil 11.27d'de gösterildiği gibi, kuyuyu betonla doldurun.



Şekil 11.27 Sağlam zeminlerde kuru yöntem kullanarak delgili şaft inşası: (a) Şaftın deliğinin açılması; (b) betonun dökülmesi; (c) çelik kafes donatısının yerleştirilmesi ve (d) beton dökümünün tamamlanması (Reese ve O'Neill, 1988).

Zor zemin koşullarında kullanılan diğer yapım yöntemleri bu bölümde daha sonra ele alınmıştır.

Bu tip derin temelin tanımlanmasında mühendisler ve müteahhitler, aşağıdakiler de dahil olmak üzere farklı terimler kullanmaktadır:

- Ayak
- Delgili ayak
- Delgili kazık
- Yerinde dökme kazık
- Keson
- Delgili keson
- Delgili kuyu içi dökme temel (*CIDH*)

Ancak, delgili şaftlar, *burgu ile dökme kazıklar*, *basınçla püskürtmeli temeller*, *kademeli inceltilmiş temeller* ve *enjeksiyonlu ankrajlar* gibi yerinde dökme betonu da içeren bazı diğer yöntemlerle aynı değildir. Bu yöntemler bu bölümde daha sonra ele alınmıştır.

Tarihçe

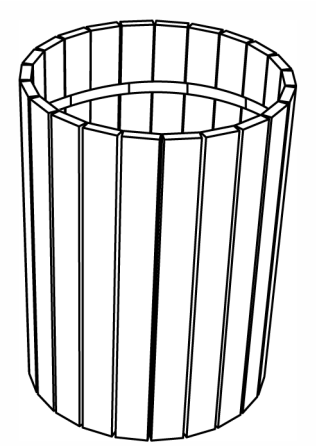
Zeminlerin niteliği genellikle derinlikle birlikte iyileşmektedir. Bu yüzden, yapıları daha derin taşıyıcı malzemeler üzerinde mesnetlemek amacıyla, zayıf yüzey zeminlerini sıyırmak genellikle yararlıdır. Eski Yunanlılar bile zayıf kaliteli zeminlerin kaldırılmasının önemini anlamıştır (Kerisel, 1987).

Ondokuzuncu yüzyılın sonlarında ve yirminci yüzyılın başlarında inşaatçılar uygun taşıyıcı zeminlere ulaşmanın geleneksel tekniklerini değişkemeye başlamıştır. En büyük gelişmelerin çoğu, Büyük Göller bölgesinin büyük şehirlerinde meydana gelmiştir. Daha uzun ve daha ağır binalar ortaya çıkmaya başladıkları zaman, mühendisler geleneksel yüzeysel temellerin yeterli olmayacağının farkına varmıştır. Aşırı oturma problemli yıllardan sonra, herbir kolonun altında bir el kazımı şafttan oluşan temel sistemleri kullanmaya başlamışlardır.

General William Sooy-Smith, bu yeni teknolojide öncülerden biri idi. Onun 1892'de geliştirilen *Chicago Kuyu Yöntemi*, Şekil 11.28'de gösterildiği gibi, müteahhit'in yaklaşık 1 m çapında ve 0,5 ile 2 m derinlikte silindirik bir kuyuyu elle açmasını gerektirmektedir. Göçmeyi önlemek için, müteahhitler kuyu duvarını yerinde çelik halkalar ile tutturulan düşey ahşap tahtalar ile kaplamış ve daha sonra bu işlemi taşıyıcı tabakaya ulaşıncaya kadar tekrarlamıştır. Sonunda, kazı tabanını bir çan oluşturacak biçimde genişletmişlerdir ve zemin yüzeyine kadar betonla doldurmuşlardır.

Elle kazı yöntemleri yavaş ve yorucu idi. Bu yüzden, makine ile şaft kazılarının gelişi normal bir gelişme idi. Eski makine, petrol kuyuları açmak için kullanılana benzerdi. Bu nedenle, ilk zamanlardaki gelişmelerin çoğu, petrol üretim alanlarında, özellikle Texas ve California'da meydana gelmiştir. 1900 ve 1930 yılları arasında beygir ve motor-sürmeli birkaç kuyu açma aletleri ortaya çıkmıştır. Fakat, kapasiteleri çok sınırlı idi. 1920'li yılların sonunda imalatçılar Şekil 11.29'da gösterilen gibi, yük vagonuna monte edilmiş pratik sondaj makineleri inşa etmekteydi. Böylece, delgili şaft yapımını tümüyle gelişmiş hale getiriyorlardı.

Sonraki otuzbeş yıllık sürede imalatçılar ve müteahhitler çeşitli kesici aletler ile birlikte daha büyük ve daha güçlü makineler geliştirmiştir. Ayrıca, güç zemin koşulları ile ilgilenmek için, muhafaza borusu ve sondaj çamuru gibi yapım tekniklerini petrol endüstrisinden almışlardır. 1960'lı yıllar ile, delgili şaftlar, çakma kazıklara en güçlü rakip olmuşlardır.



Şekil 11.28 Chicago Kuyu Yöntemi kullanılarak yapılan ilk şaftlara bir örnek. Burada görülen, ahşap kalıplardan sadece biridir; kazı, ilave ahşap kalıplar kullanmak suretiyle arzu edilen derinliğe kadar devam eder.



Şekil 11.29 Kamyona monteli ilk sondaj makinalarından biri ve sondaj ekibi, 1925 yılları civarı (ADSC: The International Association of Foundation Drilling).

Günümüzde delgili şaftlar tek katlı ahşap çerçeveli binalardan, en büyük gökdelenlere değişen aralıkta yapıları taşımaktadır. Örneğin, Chicago'daki Sears Kulesi, bazıları 30 m derinlikte olan 203 delgili şaft üzerinde taşınmaktadır.

Delgili şaft temellerin üstünlükleri şunlardır:

- Sondaj makinesini bir araya toplama ve dağıtma maliyetleri, genellikle kazık çakma makinesi için olanlardan çok daha azdır. Bu durum, özellikle sözü edilen maliyetlerin, toplam maliyetlerin büyük bir kısmını temsil ettiği küçük projelerde önemlidir.

- Yapım işlemi daha az gürültü ve titreşim oluşturur. Bunların ikisi de, mevcut binaların yakınında çalışırken özellikle önemlidir.
- Mühendisler sondaj esnasında kazılan zeminleri gözleyebilir ve sınıflandırabilir; beklenen zemin koşulları ile karşılaştırabilir.
- Müteahhitler beklenmeyen zemin koşullarını gidermek için, inşaat esnasında şaftın çapı veya uzunluğunu kolayca değiştirebilir.
- Delgili şaft temel, özellikle şaft çapı büyük olduğu zaman, taş ve kaya parçalı zeminleri delip geçebilir. Çok çeşitli kayaları da delip geçmek olasıdır.
- Genellikle, herbir kolonu birkaç kazık yerine geniş bir şaft ile desteklemek olasıdır. Böylece, kazık başlığından kurtulunmuş olur.

Delgili şaft temellerin noksanlıkları şunlardır:

- Başarılı yapım, müteaahitin yüzeysel temeller ve hatta çakma kazıklar ile olan becerisinden daha çoğuna bağlıdır. Kötü işçilik, tasarım yükünü taşıyamıyabilecek kadar zayıf temeller üretebilir. Ne yazık ki, bu kusurların çoğu görülebilir değildir. Bu özellikle önemlidir. Çünkü, tek bir delgili şaft, çakma gurup kazıklarda var olan fazlalık avantajına sahip değildir.
- Çakma kazıklar zemini kenara iter. Böylece, zemindeki yanal gerilmeleri arttırırlar ve daha fazla kenar sürtünme kapasitesi oluştururlar. Buna rağmen, şaft inşası yerden zemini çıkarır. Bu nedenle, yanal gerilmeler sabit kalır veya azalır. Böylece bir şaft, karşılaştırılabilir boyutlardaki bir kazıktan daha az kenar sürtünme kapasitesine sahip olabilir. Buna rağmen, bu etki en azından beton ve zemin arasında oldukça pürtüklü temas yüzeyi ve karşılık gelen daha yüksek sürtünme katsayısı ile denkleştirilir.
- Kazık çakması ucun altındaki zemini sıkılaştırır. Halbuki, şaft inşası bunu yapmaz. Bu nedenle, şaftlardaki birim uç taşıma gücü daha düşük olabilir.
- Tam ölçekli yükleme deneyleri çok pahalıdır. Bu yüzden, eksenel yük kapasitesini tahmin etmek için tek pratik yol, zemin özelliklerine dayandırılan yarı ampirik yöntemler kullanmaktır. Biz tipik olarak bağımsız kontrole sahip değiliz. Ancak, Bölüm 12 ve 15'de tartışıldığı gibi, Osterberg yük deney aleti ve yüksek deformasyonlu dinamik etki deneyleri bu problemin üstesinden gelebilir.

Çağdaş Yapım Teknikleri

Müteahhitler herbir projenin gereksinimlerine bağlı olarak farklı ekipman ve teknikler kullanırlar (Greer ve Gardner, 1986). Tasarım mühendisi, delgili şaftların ne zaman ve nerede uygun olduğunu bilmek için bu teknikler ile aşina olmalıdır. Yapım yöntemi şaftın yük kapasitesini de etkiler. Bu yüzden, mühendis ve müteahhit tasarım ve yapım yöntemleri arasındaki uyumluluğu temin etmek için işbirliği yapmalıdır.

Sondaj Makineleri: Delgili şaftların çoğu 500 ile 1200 mm çapında ve 6 ile 24 m derinliktedir. Bu şaftları delmek için tipik olarak Şekil 11.30'da gösterilen gibi kamyona monteli modern bir sondaj makinesi kullanılır. Şekil 11.31 ve 11.32'de gösterilenler gibi, güç veya ender projeler için özel koşullara göre tasarlanmış makineler mevcuttur. Bazı makinelerle, 8 m kadar büyük çapta ve 60 m'ye kadar derinlikte şaftlar açmak mümkündür.



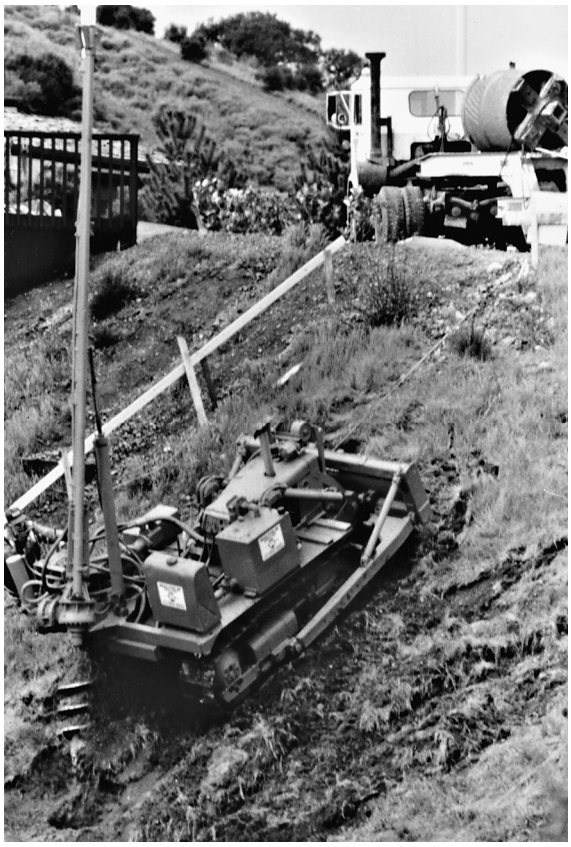
Şekil 11.30 Delgili şaftlar inşa etmede kullanılan tipik bir sondaj makinası. Bu sondaj kulesi ile çapı 1800 mm'ye ve boyu 24 m'ye ulaşan şaftlar delmek mümkündür (ADSC: The International Association of Foundation Drilling).

Sondaj Aletleri: Müteahhitler, herbiri belirli bir yeraltı koşuluna veya delme tekniğine uygun farklı sondaj aletleri kullanırlar. Şekil 11.33'de gösterilen helezon şekilli *burgu* en yaygın olanıdır.

Sondaj makinesi, burgu zemin ile dolana kadar, burguyu zemine döndürerek sokar. Sonra, burguyu dışa çeker ve Şekil 11.34'de gösterildiği gibi, kesilen zemin parçalarını atmak için onu etrafında döndürür. Bu işlem, şaft arzu edilen derinliğe ulaşıncaya kadar tekrarlanır.

Geleneksel helezon şekilli burgular çoğu zeminlerde ve yumuşak kayalarda etkilidir. Ancak, zor koşullar ile karşılaştığı zaman müteahhit özel burgular veya diğer aletler ile değiştirme seçeneğine sahiptir. Örneğin, sert dişlere ve kılavuz *sivri uçlara* sahip bugular, kazılması güç zeminde veya kısmen sert kayada etkilidir. Sarmal şekilli kök aletler, büyük taş ve kaya parçalarını gevşetmeye yardım eder. Böylece, çakma kazıkta refüye neden olabilen koşullar altında deliğin ilerlemesini sağlar. Bu özel aletlerin bazıları Şekil 11.35'de gösterilmiştir.

Diğer sondaj aletleri ise şunlardan oluşur:



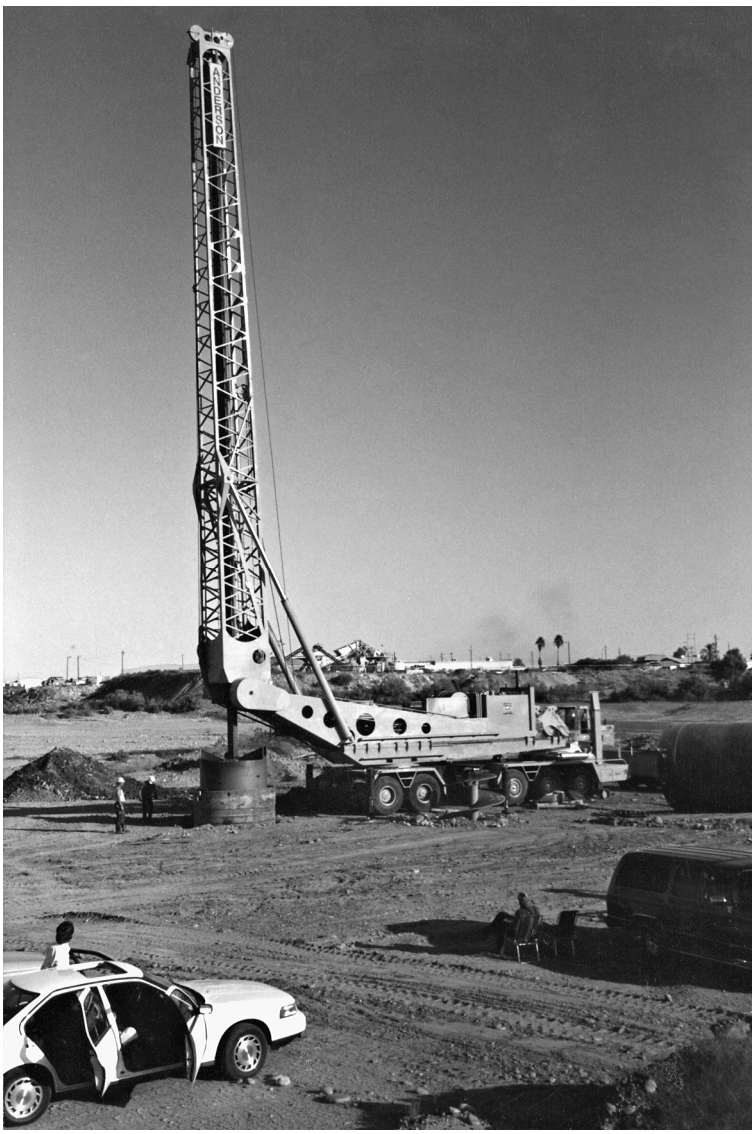
Şekil 11.31 Paletli araca yüklenmiş küçük sondaj makinası engebeli arazide çalışabilir (ADSC: The International Association of Foundation Drilling).

- Kuyu dışına yükseltilen silindirik bir kovada kesilen parçaları toplayan ve boşaltılan *kovalı burgular*. Bunlar özellikle akıcı kumlarda yararlıdır.
- Şaftın tabanını genişletmek için yayılabilen kollara sahip *çan şekilli kovalar*. Bu genişletmeler, *çanlar* veya *alt ucu genişletmeler* diye adlandırılır.
- Çıkarılabilir silindirik bir karota yol açarak, dairesel bir delik açan *karotiyerler*.
- Sert kayaları kesmek için *çok silindirli darbeli uçlar*
- Kuyudan kesilen son zemin parçalarını çıkarmak ve uç taşıma için uygun temiz bir taban sağlamak için *boşaltma kovaları.*

Bu aletlerin bazıları Şekil 11.36'da gösterilmiştir.

Sağlam Zeminlerde Sondaj Teknikleri: Sağlam zeminlerde müteahhitler, Şekil 11.27'de gösterildiği gibi, şaft inşa etmek için *kuru yöntem* (*açık kuyu yöntemi* olarak da bilinir) kullanır. Bu kuyular genellikle geleneksel helezon şekilli burgular kullanarak çok hızlı ilerler ve herhangi bir özel destek gerektirmeden açık kalır. Açık kuyuyu temizlik ve doğrultu için kontrol ettikten sonra, çelik donatı kafesi yerleştirmek ve betonu üstten içeriye dökmek basit

bir konudur. Bazı müteahhitler, betonu dağıtmak için oluklu huni veya beton pompası kullanır. Sağlam zeminlerdeki açık kuyu şaftlar, basitlikleri ve yapım ucuzluğu ve tam güvenilir olmalarından dolayı çok yaygındırlar.



Şekil 11.32 8 m çapında ve 60 m derinliğe kadar delikler açabilen son derece büyük bir sondaj kulesi (Anderson Drilling Co.).



Şekil 11.33 Tipik bir helezonlu burgu (ADSC: The International Association of Foundation Drilling).

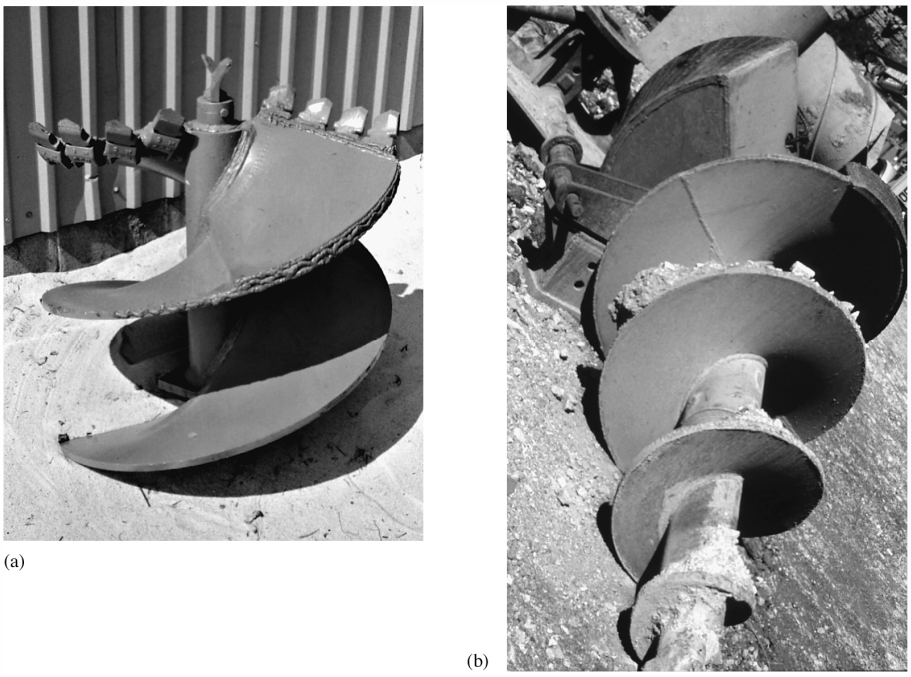


Şekil 11.34 Kuyuda kesilen malzemeyi atmak için burgunun döndürülmesi (ADSC: The International Association of Foundation Drilling).

Açık kuyu yöntemi kullanarak yeraltı su seviyesi altında sert zeminleri kazmak da mümkündür. Genellikle, müteahhit kuyu ilerlerken basitçe suyu dışarı pompalar ve suyu boşaltılmış şaftın içine betonu yerleştirir.

Göçen veya Sıkışan Zeminlerde Sondaj Teknikleri: Beton yerleştirilmesi öncesinde veya esnasında kenarlar düşerken kuyunun *çöktüğü* söylenir. Bu durum özellikle su tablası altında temiz kumlarda olasıdır. *Sıkma*, ya sondaj anında veya sonrasında kuyu kenarlarının içe doğru şişmesi anlamına gelir ve yumuşak killerde ve siltlerde veya oldukça organik

zeminlerde büyük olasılıklıdır. Bu koşulların ikisi de şaftta *boğazlanmaya* (çapında bir bölgesel azalmaya) veya Şekil 11.37'de gösterilen gibi betonda zemin içerilmesine neden olabilir. Bunların ikisi de fecî sonuçlara yol açabilir.



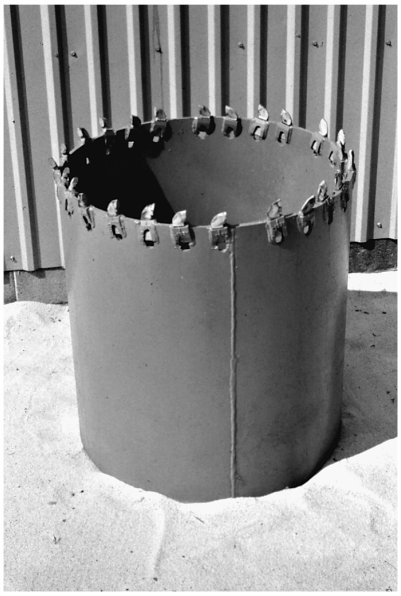
(a) (b)

Şekil 11.35 Zor yeraltı şartları için özel helezonlu burgular (a) Sertleştirilmiş dişliler ve baltadan oluşan burgu; (b) Spiral şekilli kök burgusu (ADSC: The International Association of Foundation Drilling).

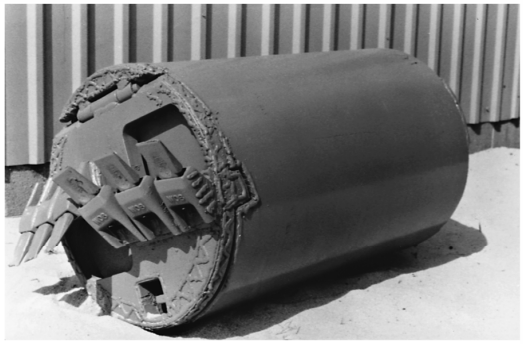
Bu problemleri önlemek için en yaygın iki yapım tekniği, *muhafaza borusu* veya *sondaj çamuru* kullanmaktır.

Şekil 11.38'de gösterilen muhafaza borusu yöntemi aşağıdaki usulleri kullanır:

1. Çöken tabaka ile karşılaşana kadar geleneksel yöntemler kullanarak delik açılır.
2. Çelik boru (muhafaza) deliğin içine yerleştirilir ve Şekil 11.38a ve 11.39'da gösterildiği gibi, çöken tabakayı geçeçek şekilde ileri sürülür. Müteahhitler bunu, Şekil 11.21'deki gibi titreşimli şahmerdanlar kullanarak yapar. Bu muhafazanın çapı genellikle 50 ile 150 mm'dir. Şaftın üst kısmının çapından daha küçüktür.
3. Şekil 11.38b'de gösterildiği gibi daha küçük çapta bir burgu kullanarak, muhafaza içinden ve aşağıdaki çökme yapmayan zeminlerin içine delik açılır.
4. Muhafaza yoluyla donatı çelik kafes ve beton yerleştirilir ve Şekil 11.38c'de gösterildiği gibi çekip çıkarılır. Bu çok kritik bir adımdır. Çünkü, muhafazanın erken çıkartılması, şaftta zeminlerin betona karışmasına neden olabilir.



(a)



(b)



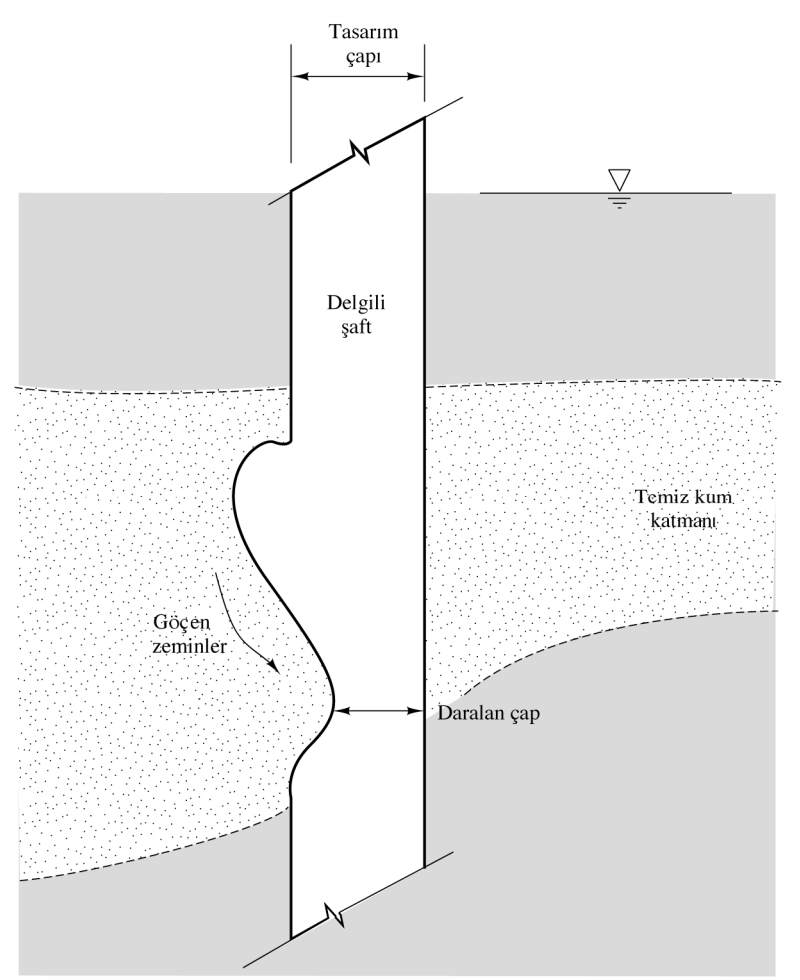
(c)

Şekil 11.36 Özel sondaj gereçleri: (a) Karotiyer; (b) kovalı burgu; (c) çok kafalı darbeli matkap (ADSC: The International Association of Foundation Drilling).

Bu yöntemde muhafazayı yerinde bırakma ve muhafaza ve bulamaç yöntemlerini birleştirme seçeneği dahil, birçok değişme vardır.

Sondaj çamuru yöntemi (*bulamaç yöntemi* olarak da bilinir) Şekil 11.40'da gösterilmiştir. Aşağıdaki yöntemi kullanır:

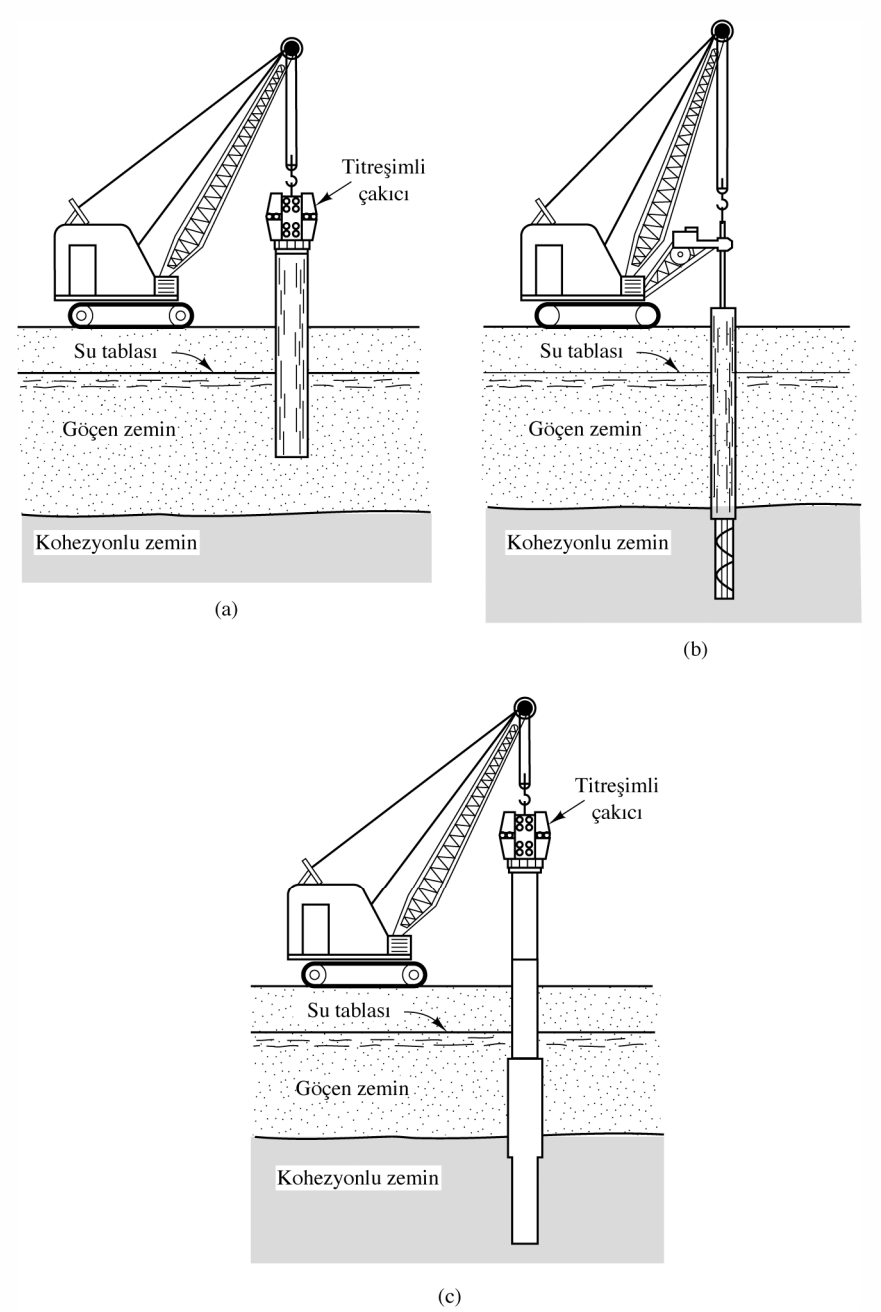
1. 3 m kadar bir *ilk hareket deliği* açılır.
2. *Sondaj çamuru* veya *bulamaç* oluşturmak için bu delik su ve bentonit kili karışımı ile doldurulur. Deniz suyu olduğu zaman, bentonit yerine atapuljit kili kullanılır. Uygun bir biçimde karıştırıldığı zaman, sondaj çamuru çok kirli su görüntüsüne sahiptir ve zemine uyguladığı hidrostatik basınç nedeniyle kuyuyu açık tutar.
3. Şekil 11.39a'da gösterildiği gibi, sondaj aletleri bulamaç içinden geçirilerek delik ilerletilir. Gerekli olduğu zaman su ve bentonit ilave etmeye devam edilir.
4. Şekil 11.39b'de gösterildiği gibi, donatı çeliği kafesi doğrudan bulamaç içine yerleştirilir.
5. Şekil 11.39c'de gösterildiği gibi, tabana uzanan *tremi borusu* kullanarak kuyu betonla doldurulur. Beton, bulamacı zemin yüzeyine iter. Bulamaç burada tutulur.



Şekil 11.37 Göçen veya sıkışan zeminlerde olası problemler.

Beton ve çubuk arasındaki bağ kalitesi hakkında endişe etmeyiniz. İlk önce çubuk bulamaç içine batırılmasına rağmen, araştırma bu bağın tatminkar olduğunu göstermiştir. Bununla birlikte, bulamaç çevredeki zemin üstünde ve içinde bir pasta oluşturabilir. Böylece kenar sürtünme direncini azaltır. Bazı şartnameler, müteahhitin betonu yerleştirmeden önce, bulamaç pastasını temizlemek için, kuyuların kenarlarını sürterek kazımasını gerektirir.

Alt Ucu Genişletilmiş Şaftlar: Alt ucu genişletilmiş şaft (*çan şekilli şaft* olarak da bilinir) Şekil 11.41'de gösterildiği gibi, genişletilmiş tabanlı bir şafttır. Genellikle, genişletilmiş çapın şaft çapına oranı (B_b/B_s) 3'den büyük olmamalıdır. Müteahhitler, Şekil 11.42'de gösterildiği gibi özel çan şeklini alabilen kovalar kullanarak taban genişletmeleri yaparlar.

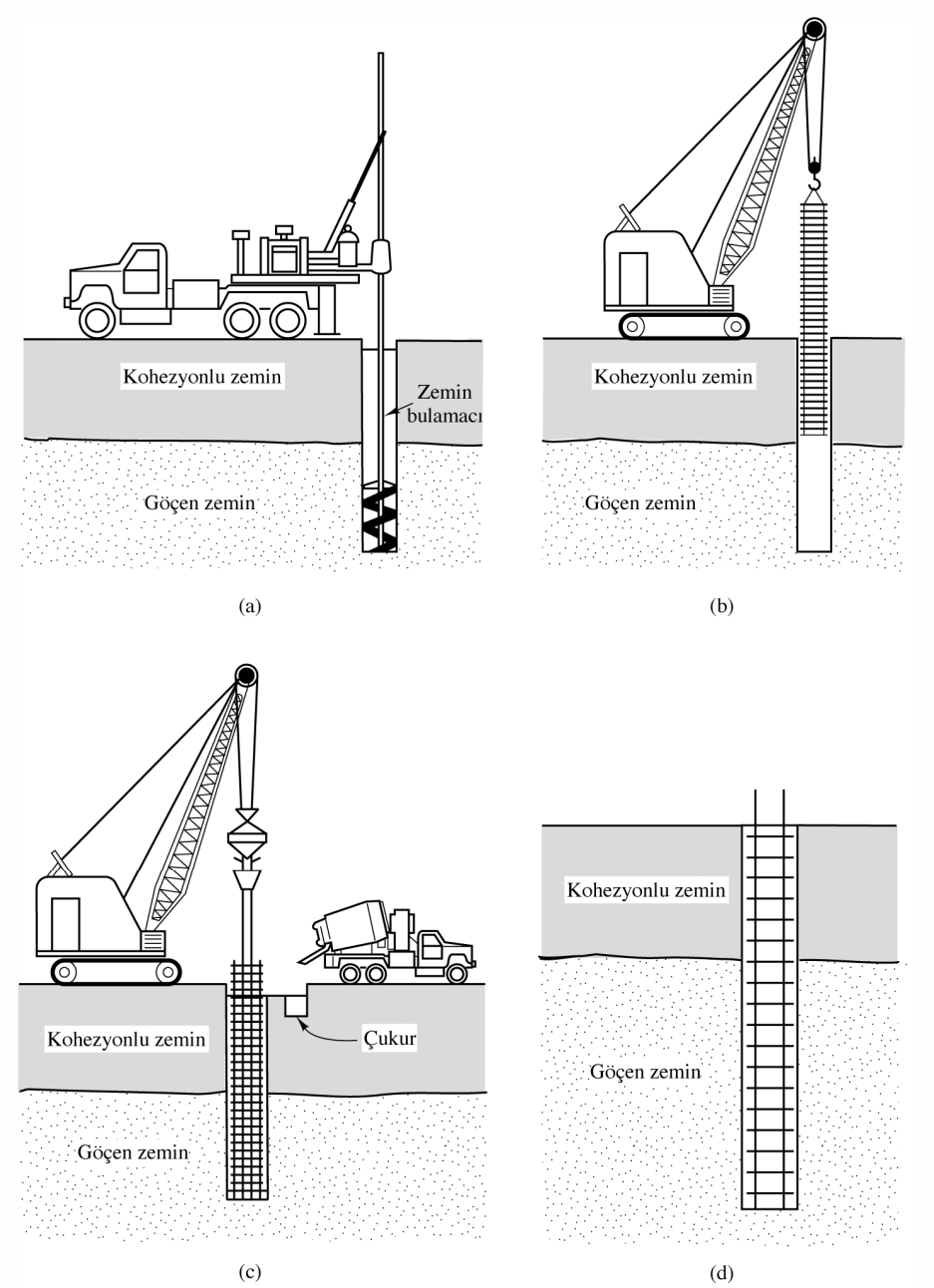


Şekil 11.38 Göçen veya sıkışan zeminlerde çalışırken muhafaza borusu kullanımı: (a) Muhafaza borusunun yerleştirilmesi; (b) muhafaza borusunun içinde ve aşağısında delme ve (c) donatı çeliği ile betonun yerleştirilmesi ve muhafaza borusunun çıkarılması (Reese ve O'Neill, 1988).

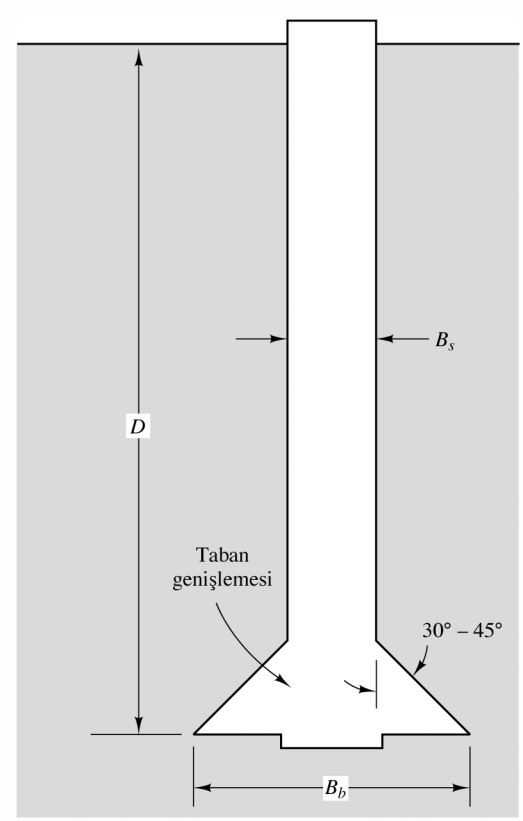


Şekil 11.39 Yüklenici bu inşaat alanında muhafaza borusu kullanmaktadır. Fotoğrafın alt kısmında görülen birinci muhafaza borusu halihazırda yerleştirilmiş durumdadır. Ancak, bu muhafaza borusunun uzunluğu tijin uzunluğu ile sınırlıdır. Muhafaza borusunun daha büyük derinliklere indirilmesi gerektiği durumlarda ikinci ve daha küçük çaplı bir muhafaza borusu fotoğrafta görüldüğü gibi birincinin içinden geçirilerek yerleştirilir.

Alt ucu genişletilmiş şaftların daha büyük olan taban alanı, uç taşıma kapasitelerini arttırır ve bu nedenle, özellikle sağlam zeminler ve kayaya oturtulan şaftlar için yararlıdır. Ancak, maksimum uç taşımasını harekete geçirmek için gerekli yerdeğiştirme, tipik olarak taban çapının yüzde 10 mertebesindedir. Bu, yapının izin verebileceğinden daha fazla olabilir. Alt ucu genişletilmiş şaftlar da, genişletilmiş alt ucun tavanı ve üstündeki zemin arasındaki temas nedeniyle daha büyük kaldırma kapasitelerine sahiptir.



Şekil 11.40 Göçen veya sıkışan zeminlerde çalışırken sondaj çamurunun kullanılması: (a) Bulamaç kullanarak deliğin açılması; (b) bulamaç içine çelik kafes donatının yerleştirilmesi; (c) özel bir boru kullanarak betonun tabana yerleştirilmesi ve yukarıda bulamaçın geri alınması ve (d) tamamlanan temel (Reese ve O'Neill, 1988).



Şekil 11.41 Tabanı genişletilmiş bir delgili şaft.



Şekil 11.42 Bir şaftın tabanında çan veya genişletilmiş alan oluşturmada kullanılan özel kova.

Ne yazık ki, alt ucu genişletilmiş şaftların inşası inşaat işçilerine zarar verebilir. Ayrıca, genişletilmiş tabanın altı, betonu yerleştirmeden önce gevşek zeminlerden temizlenmelidir. Bu işlem zor ve pahalı olabilir.

Alt ucu genişletilmiş şaftlar, geçmişte olduğu kadar sıklıkla yapılmamaktadır. Çünkü, öncelikle, sadece derin-düz bir şaft delmek ve ilave kenar sürtünmesine güvenmek genellikle çok ekonomik değildir. Ancak, özellikle sağlam bir zemin tabakası bulunabildiği zaman, alt ucu genişletilmiş şaftlar halen inşa edilmektedir.

Beton: Delgili şaftlarda betonun uygun bir biçimde akması ve tamamen kuyuyu doldurması için, yeterli kıvama sahip olması gerekir. Çok katı betonu kullanmak şaftı zayıflatan boşluklara yol açar. Tipik olarak, dökme işlemi 100 ve 220 mm arasında olmalıdır. Bu aralığın alt sınırı, geniş aralıklı donatıya sahip büyük çaplı kuru kuyular için ve üst sınırı sondaj sıvısı altında yerleştirilen beton için çok uygundur. Bazan, yeterli mukavemeti yitirmeden yüksek bir çökme elde etmek için beton katkı maddelerini içermek uygundur.

Bazı kimseler delgili şaft betonda şişebilen çimentoları test etmiştir. Bu çimentolar, beton prizlenirken betonun hafifçe şişmesine neden olur. Böylece, yanal toprak basıncını ve kenar sürtünme direncini arttırır. Şu ana kadar bu yalnızca bir araştırma konusu olmuştur. Ancak, gelecekte yapım uygulamasının önemli bir kısmı haline gelebilir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

11.9 Delgili şaftın çakma kazığa tercih edildiği iki durumu tanımlayınız. Daha sonra da, bunun tersinin geçerli olduğu iki durumu açıklayınız.

11.10 Göçme ve sıkma hangi şartlar altında problem oluşturur? Bu problemlerin üstesinden gelmede müteahhit hangi inşaat yöntemlerini kullanabilir?

11.11 Kuru yöntemle delgili şaft inşası hangi zemin şartları için idealdir?

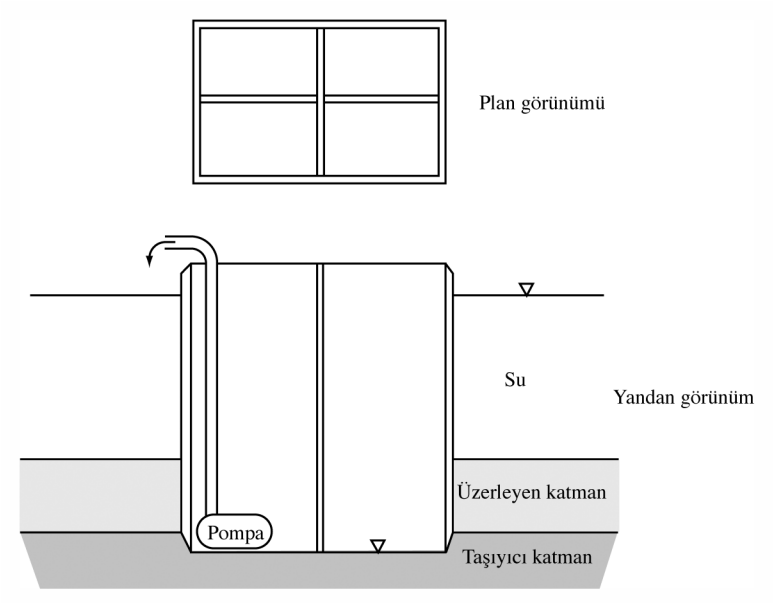
11.5 KESONLAR

Keson terimi, kutu veya sandık anlamına gelen Fransızca *caisse*'den türetilmiştir. Temel mühendisliğine uygulandığında, zeminde arzu edilen derinliğe sokulan, önceden imal edilmiş boş bir kutu veya silindirdir. Böylece bir temel oluşturulur[1]. Kesonlar çoğunlukla köprü ayaklarının inşasında ve nehirlerin ve diğer su kütlelerinin altında temeller gerektiren diğer yapılarda kullanılmaktadır. Çünkü, kesonlar iş sahasına yüzdürülebilir ve yerinde batırılabilirler.

Açık Kesonlar

Açık keson, Şekil 11.43'de gösterildiği gibi atmosfere açık bir kesondur. Çelik veya donatılı betondan yapılabilirler. Zemine girmeyi kolaylaştırmak için normalde kenarları alt kısmında sivriltilmiştir.

[1] ''Keson'' sözcüğü bazan delgili şaft temelleri tanımlamak için de kullanılır. Çünkü, başlangıçta ''makine ile kazılmış kesonlar'' olarak geliştirilmişlerdi. Ancak, bu terminolojinin kullanımı karışıklığa neden olmaktadır ve bu nedenle kaçınılmalıdır.



Şekil 11.43 Açık bir keson.

Bazan keson sahaya varmadan, önerilen temel sahası taranır[2]. Tarama çalışması, üst zeminlerin bir kısmını kaldırmak için ekonomik bir yol olabilir. Böylece, keson yoluyla kazılması gereken miktarlar azaltılır. Sonra keson yerine yüzdürülür ve zemine batırılır. Alçalırken, içindeki zemin çıkartılır ve üstten dışa çekilir ve içerde biriken su dışa pompalanır. Bu işlem, keson arzu edilen derinliğe batıncaya kadar ve taşıyıcı tabakaya ulaşıncaya kadar devam eder. Ondan sonra temel oluşturmak için keson, beton ile doldurulur.

Kesonlar, inşaat sırasında verilen çeşitli yüklere, tamamlanan yapıdan kaynaklanan yapısal ve hidrodinamik yüklere direnmek için tasarlanmalıdır. Ayrıca, zemine girerken kenar sürtünme kuvvetlerinin üstesinden gelmek amacıyla yeterli ağırlığa sahip olmalıdır.

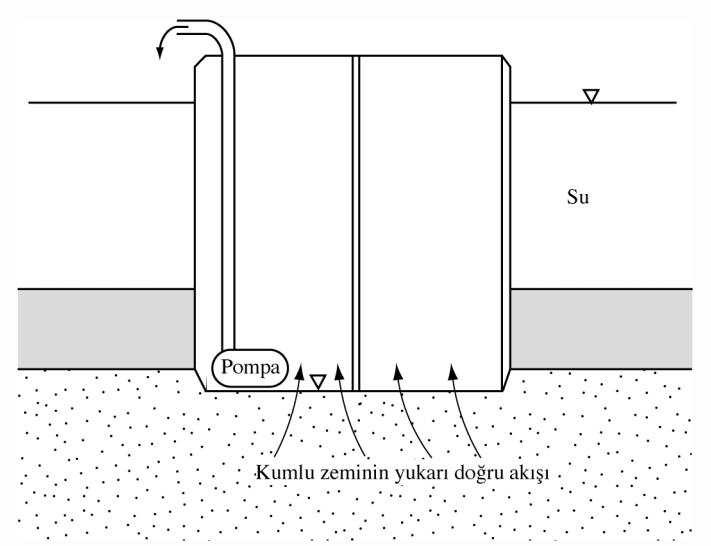
Pnömatik Kesonlar

Açık kesonlar içindeki kazı, çevre su seviyesinin oldukça aşağısına uzandığı zaman, tabana akan su Şekil 11.44'de gösterildiği gibi, zeminlerde kum kaynamasına yol açabilir. Bu, büyük olasılıkla temiz kumlarda meydana gelir ve akan suyun yukarı doğru sızma kuvvetlerinden ileri gelir.

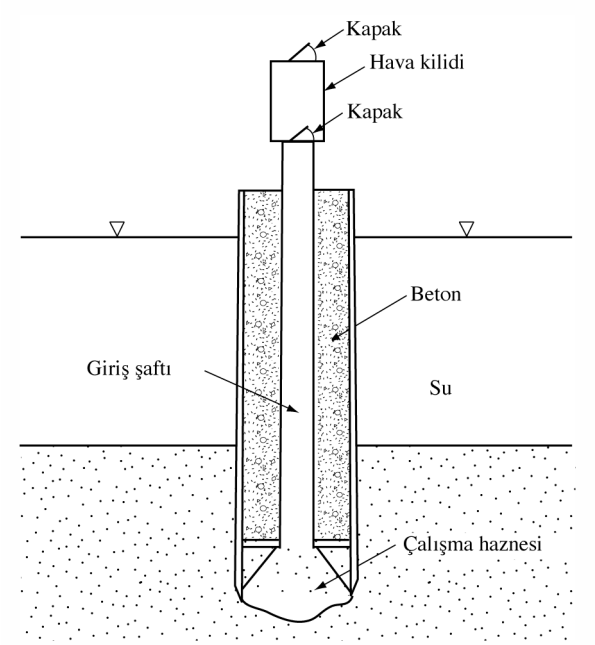
Bu problemi gidermenin bir yolu, kesonun alt kısmının sızdırmazlığını sağlamak ve onu, Şekil 11.45'de gösterildiği gibi, basınçlı hava ile doldurmaktır. Eğer hava basıncı boşluk suyu basıncına eşit veya onu aşarsa, kazıya çok az su girer. Böylece, sızma kuvvetleri ve kum kaynaması koşulları için potansiyel ortadan kaldırılır.

Ayrıca, o zaman gerekli olan pompalama maliyetleri de minimum olmaktadır. Bu yöntem ilk kez yaklaşık 1850'de Londra'da Thames Nehri üzerinde Chepstow Köprüsü

[2] Tarama, bir su kütlesinin tabanından zeminin çıkartılması işlemidir. Bu normalde, daha büyük gemiler için yeterli su derinliği sağlamak amacıyla kullanılan, özel-donanımlı gemiler kullanarak yapılır.



Şekil 11.44 Açık bir kesonun altında kum kaynaması oluşması.



Şekil 11.45 Havalı keson yeraltı suyunun akşını kesmede sıkıştırılmış hava kullanmaktadır.

inşaası esnasında İngiliz mühendis Isambard Kingdom Brunel (1806–1859) tarafından kullanılmıştır. Kuzey Amerika'daki köprü temellerinin çoğu, New York City'deki Brooklyn ve Williamsburg Köprüleri de dahil, bu yöntem kullanılarak inşa edilmiştir.

Örneğin, yeraltı suyu altında 50 ft'lik bir kazı yaklaşık olarak aşağıdaki *p* basıncını gerektirir:

$$p \approx u = \gamma_w z_w = (62{,}4 \text{ lb/ft}^3)(50 \text{ ft})\left(\frac{1 \text{ ft}^2}{144 \text{ inç}^2}\right) = 22 \text{ lb/inç}^2$$

Bu, bir gölde su yüzeyinin 50 ft aşağısında bir dalgıcın karşılaşacağı basıncın aynısıdır. *Kum köstebeği* diye adlandırılan yapım personeli, bu gibi basınçlar altında üç saatlik vardiyelerle çalışabilir. Bazı durumlarda, 48 lb/inç^2'ye (35 kPa) kadar hava basınçları kullanılabilir. Ancak, vardiye zamanı otuz dakikaya düşer (White, 1962).

İşçiler bu kazı alanlarına, dışa ve çalışma hücresine bağlanmış kapılara sahip ara hücre olan bir havalandırma süzgeci içinden geçerek girerler. İşçiler dış kapı yoluyla girerler. Sonra her iki kapı kapatılır ve hücre yavaşça basınçlı hava ile doldurulur. Basınç, çalışma hücresindekine ulaştığı zaman, işçiler bağlantı kapısını açar ve çalışma hücresine girer. Bu işlem, işçiler çıkarken tersine çevrilir.

Havalandırma süzgecindeki hava basıncı çok hızlı düşürülürse, işçilerin vucutlarında nitrojen kabarcıkları oluşur. Bu, *dekompresyon hastalığı* olarak da bilinen *keson hastalığına* neden olur. Eklemlerde ve göğüste şiddetli ağrılara, deri kaşıntısına, kramplara ve felce yol açar. St. Louis'deki Eads Köprüsü inşaası esnasında ondört kişi keson hastalığından ölmüştür. Dalgıçlar, eğer yüzeye çok hızlı yükselirlerse, aynı problemi yaşayabilirler.

Basınçlı hava altında çalışma tehlikeleri, işçiler için gerekli emniyet tedbirlerini sağlamanın büyük masrafları ve diğer temel tiplerinin varlığı nedeniyle, pnömatik kesonlar ender kullanılır. Ancak, bazı durumlarda ekonomik olarak uygulanabilirler. Örneğin, Danimarka'daki Büyük Kemer Köprüsü pnömatik kesonlar kullanarak inşa edilecektir (Prawit ve Volmerding, 1995).

11.6 BETON İLE DOLDURULMUŞ MANDREL ÇAKMALI İNCE KABUKLAR

Çakma kazıkların ve yerinde dökülmüş delgili şaftların en iyi özelliklerinin bazılarını birleştirmenin bir yöntemi, Şekil 11.46'da gösterildiği gibi bir mandrel çakmalı ince muhafaza kullanmaktır. Alfred Raymond 1897'de bu yöntemin ilk uyarlamasını geliştirmiş ve daha sonra kademeli konik kazık düzenlemek için bu uyarlamayı sadeleştirmiştir.

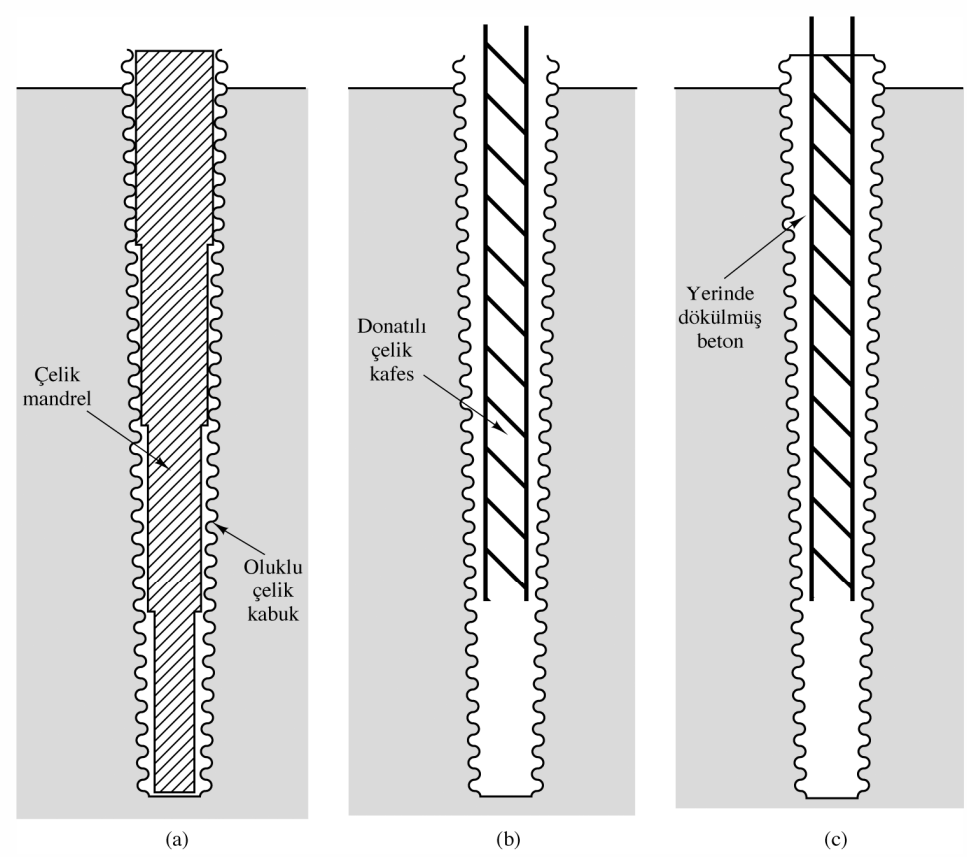
Bu tip temel aşağıdaki gibi inşa edilir:

1. Çelik mandrel şahmerdan kılavuzunda tutulur. Bu mandrel silindirik olup, ince muhafazanın iç kısmına uygundur. Bu mandrelin amacı, şahmerdandan kaynaklanan çakma gerilmelerini muhafazanın kenarlarına ve tabanına iletmektir.
2. İnce muhafaza (oluklu çelik dren boruya benzer) mandrelin üstüne çekilir.
3. Şahmerdanı kullanarak mandrel ve muhafaza zemine çakılır.
4. Mandrel çıkarılır ve muhafaza incelenir.
5. Donatı çeliği kafesi muhafazanın içine yerleştirilir (isteğe bağlıdır).
6. Muhafaza beton ile doldurulur.

Bu tasarımın avantajları şunlardır:

- Muhafaza, betonu dökmek için temiz bir yer sağlar. Bu yüzden, yapısal bütünlük, delgili bir şafttan daha iyi olabilir.

- Çakma esnasında gelişen deplasman ve muhafaza üzerindeki oluklar, yüksek kenar sürtünme direncine yol açar.
- Muhafazalar ve mandrel iş yerine parça parça nakledilebilir ve orada monte edilebilir. Bu nedenle, uzun kazıklar inşa etmek olasıdır.



Şekil 11.46 Mandrel ile sürülen et kalınlığı ince ve betonla doldurulmuş kazığın inşası: (a) Çelik mandrel sürülerek et kalınlığı ince borunun zemine sürülmesi; (b) mandrelin çekilmesi ve donatı çeliğinden oluşan kafesin yerleştirilmesi; (c) borunun beton ile doldurulması.

Bununla birlikte, bu tasarımın şöyle dezavantajları da vardır:

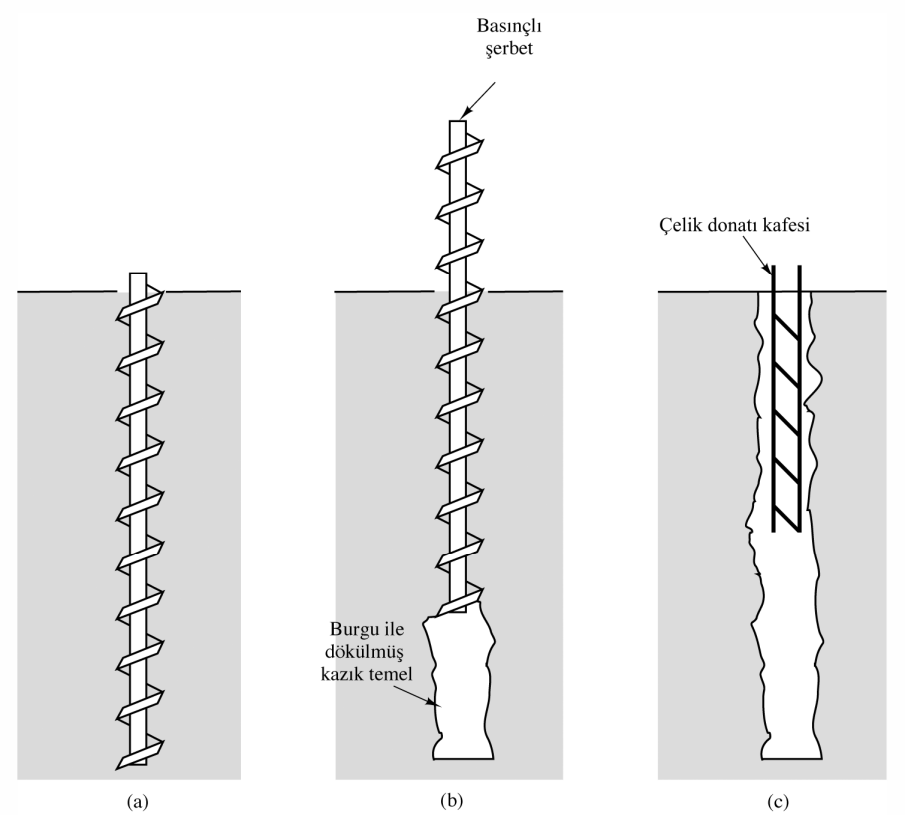
- Şahmerdan ve diğer teçhizatın bir yerden diğerine nakli gereklidir. Bu yüzden, kazık başına maliyet en az geleneksel çakma kazıkların maliyeti kadar yüksek olacaktır.
- Eklenemezler. Bu nedenle, toplam uzunluk şahmerdanın yüksekliği ile sınırlıdır.

11.7 BURGU İLE DÖKME KAZIKLAR

Burgu ile dökme kazık, 1940'ların sonunda ve 1950'lerin başında A.B.D.'nde geliştirilen bir çeşit yerinde dökme kazıktır (Neate, 1989). Aşağıdakiler dahil, bir çok adla bilinirler (DFI, 1990):

- Burgu ile basınç enjeksiyonlu (APG) kazık
- Burgu ile yerinde dökme kazık
- Sürekli helezon burgu kazık
- Saplama harç kazıklar
- Burgu baskı kazık
- Burgu kazık
- Enjeksiyonlu fore kazık
- Burgu ile harç enjeksiyonlu kazık

Uzman müteahhitler burgu ile dökme kazıkları, aşağıda tanımlandığı gibi ve Şekil 11.47'de gösterildiği gibi inşa ederler:



Şekil 11.47 Burgu ile yerinde döküm kazığının inşası: (a) Delikli burgu ile arzu edilen derinliğe kadar delik açılması; (b) çimento enjeksiyonu kuyuya verilirken delikli burgunun çekilmesi; (c) çelik çukbukların yerleştirilmesi (tercihe bağlı).

1. Geçici altı tıkaçlı boş gövdeli bir burgu kullanarak gerekli derinliğe kadar delinir. A.B.D.'nde 300, 350 veya 400 mm çaplı burgular çok yaygındır. Japon müteahhitler 1 m kadar büyük çapta kazıklar inşa etmiştir. Bu teçhizat, zemin araştırma amaçları için kullanılan boş gövdeli burgulara benzer fakat daha büyüktür. Bu burgular bir vinçten asılır ve bir pnömatik veya hidrolik motor ile çakılırlar. Kazığın derinliği 27 m kadar büyük olabilir. Fakat, 6 ile 15 m uzunluklar daha tipiktir.
2. Çimento harcı (kum, portland çimentosu ve su) yüksek basınç altında burgunun ortasından enjekte edilir. Bu harç kuvvetleri, alt tıkacı dışa iter ve ondan sonra burgunun altından dışarı akmaya başlar.
3. Harç enjekte edilirken, yavaş yavaş ve düzgün olarak yükselir ve zemin parçalarını zemin yüzeyine getirirken, kazığı oluşturmak için burguyu döndürür.
4. Zemin yüzeyine ulaştığı zaman burgu çıkartılır ve harçlı kuyu içine donatı çeliği yerleştirilir. Bu, merkezî olarak yerleştirilmiş tek bir çubuktan veya önceden imal edilmiş bir çelik kafesten oluşabilir. Harcın çökme yeteneği çok yüksek olduğu ve içinde çakıl bulunmadığı için, çelik kafesi yeni harç enjeksiyonlu kazığın içine doğrudan yerleştirmek olasıdır.

Bu yöntemin avantajları şunlardır:

- Yapım maliyeti düşüktür. Çünkü, bazan vinç yerel olarak kiralanabilir. Böylece, nakliye masrafları azaltılır.
- Gürültü ve titreşim düzeyleri çakma kazıklara göre çok daha düşüktür.
- Burgu, kuyuyu göçmekten korur. Böylece delme esnasında zemin hareketleri potansiyeli azaltılır.
- Harç, basınç altında enjekte edilir. Bu nedenle, zeminin içine girer ve iyi bir birleşme sağlar. Basınç, zeminin biraz sıkışmasını da sağlar.
- Bu teknik, çakma kazıklar veya delgili şaftlar ile güçlüklere neden olabilenlerin bazıları dahil, çok çeşitli zeminlerde kullanılabilir.

Ancak, bu tekniğin dezavantajları da vardır (Massarsch vd., 1988; Brons ve Kool, 1988):

- Tamamlanmış kazığın kalitesi ve bütünlüğü, müteahhitin becerilerine çok bağlıdır. Örneğin, eğer burgu çok hızlı yükseltilirse veya yeteri kadar döndürülmezse, betona zemin bulaşmış olur. Ayrıca, ekipman operatörü için enjeksiyon basıncı hakkında karar vermek zordur.
- Belirli koşullarda burgu ile delme işlemi yukarıya çok fazla zemin çekebilir. Böylece, zeminde yanal gerilmelerde azalmaya neden olur. Örneğin, eğer burgu gevşek bir kumdan geçerse ve sonrada güçlü bir tabaka ile karşılaşırsa, hızlı ilerlemeyez ve sürekli dönme yüzeye daha fazla kum getirebilir.
- Yapım süreci ekipman arızalarına oldukça duyarlıdır. Enjeksiyon başlar başlamaz meydana gelbilecek önemli bir arıza, temelin terk edilme nedeni olabilir.
- Donatı çelik kafeslerin yerleştirilmesi, özellikle ağır donatı gerekli olduğunda zor olabilir. Bu, kazığın yanal yüklere direnme yetisini sınırlandırabilir (enjeksiyondan önce burgunun ortasına büyük tek bir çubuk yerleştirerek kaldırma yüklerine karşı koyulur).

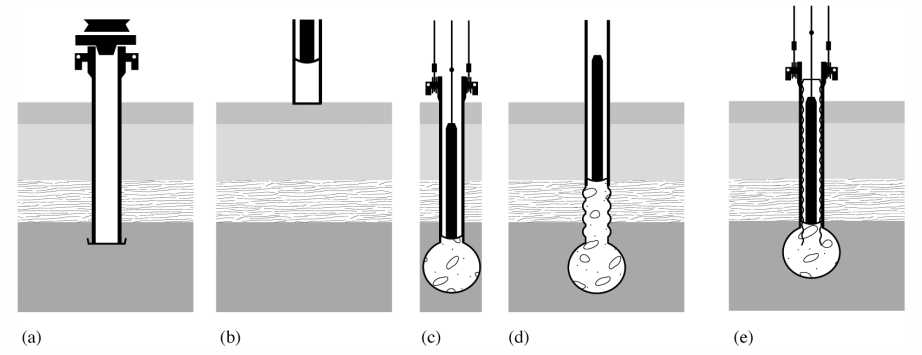
- Bu kazıklar büyük taş ve kaya parçaları içeren zeminlerde (burgu bunları delemeyecektir) veya kalın tortulu yüksek derecede organik zeminlerde (enjeksiyon basıncı altında sıkışırlar ve bu nedenle çok fazla hacimde harç gerektirirler) kullanılamaz.
- Çakma kazıklardan farklı, kazık kapasitesi hakkında bağımsız bir kontrol olarak kullanmak amacıyla şahmerdan darbe sayısı yoktur (burgu torku iyi bir gösterge gibi görünmez).

Burgu ile dökme kazıklar tipik olarak karşılaştırılabilir boyutlarda geleneksel çakma kazıklar kadar büyük bir yük kapasitesine sahip olmamalarına rağmen, genellikle çok daha ucuzdurlar. Nakliye maliyetleri çakma kazıklara göre daha ucuz ve bu teknik göçen zeminlerde daha iyi çalıştığı için, burgu ile dökme kazıklar daha çok kumlu zeminlerde küçük ile orta-boy yapılarda kullanılır.

11.8 BASINÇ İLE ENJEKTE EDİLMİŞ TEMELLER

Edgarg Frankignoul Birinci Dünya Savaşından önce Belçika'da basınç ile enjekte edilmiş münferit (PIF) temeli geliştirmiştir. Bu teknik, serbest düşüşlü bir tokmak kullanarak zemin içinde sıkıştırılan yerinde dökme beton kullanır. Bu tokmaklama etkisi, çevre zemini sıkıştırır. Böylece, yük taşıma kapasitesini arttırır. PIF temeller genellikle *Franki kazıkları* olarak adlandırılır. Diğer adlandırmalar *ampul kazık*, *tabanı genişletilmiş kazık*, *sıkıştırılmış beton kazık* ve *kompakt kazıktır.*

PIF'leri inşa etmek için kullanılan yapım teknikleri aşağıda anlatılmış ve Şekil 11.48'de gösterilmiştir.



Şekil 11.48 PIF temelin inşası: (a) Üst çakma yöntemi (b) alt çakma yöntemi (c) bitirilmiş taban; (d) muhafaza borusuz şaft; (e) muhafaza borulu şaft; (Franki Northwest Co.'ya ait bir broşürden ve izin alarak basılmıştır).

Aşama 1: Çakma: Bu işlem geçici olarak zemine *çakma tüp* sokmakla başlar. Bu tüp, özel olarak yapılmış 300 – 600 mm çaplı çelik bir borudur. Müteahhit, aşağıdaki yöntemlerden birini kullanarak tüpü zemine sokar:

- *Üst çakma yöntemi*: Çakma tüpüne geçici bir alt plaka yerleştirilir ve sonra dizel bir şahmerdan kullanarak tüp gerekli derinliğe çakılır. Plaka, daha sonra beton tüp içinden tokmaklanırken bağlantısız hale gelir.

- *Alt çakma yöntemi*: Çökme yeteneği düşük beton bir tapa tüpün altına yerleştirilir ve şahmerdan kullanarak içine sokulur. Sonra da, bu tapaya vurmaya devam edilir ve böylece tüp zemine itilir.

Aşama 2: Tabanın Oluşturulması: Çakma tüpü gerekli derinliğe ulaşınca, tel kablolar ile tüp yerinde tutulur. Tüpün içine küçük beton yükler yerleştirilir ve tekrarlanan şahmerdan darbeleri ile zemine çakılır. Bu şahmerdanın ağırlığı 1400 ile 4500 kg arasında olup, tipik olarak 6 m yükseklikten düşer. Eğer üst çakma yöntemi kullanılsaydı, bu işlem geçici alt palkayı dışarı itecekti. Böylece, zeminde, uç taşıma alanını arttıran ve çevre zemini sıkılaştıran bir beton ampülü oluşturulur. Bu işlem, belirli hacimde betonu dışarı çıkartmak için, belirli sayıda şahmerdan darbesi gerekli oluncaya kadar devam eder.

Aşama 3: Şaftın İnşası: Şaft, PIF tabanını zemin yüzeyine kadar sürdürür. Şaftların iki tipi yaygın olarak kullanılır:

- *Sıkıştırılmış bir şaft* inşa etmek için, ilave beton yükleri çakarken aynı zamanda çakma tüpünü kademeli olarak yüklenir. Bu teknik, çevre zemini sıkılaştırır. Böylece, çevre sürtünme direncini arttırır. Taban üsttünde daha güçlü bir zemin sağlayarak, uç-taşıma gücü direncini de arttırır.
- *Muhafazalı bir şaft* inşa etmek için, çakma tüpü içine oluklu muhafaza borusu sokulur. Sıfır-çökmeli bir beton tıkaç yerleştirilir, sıkıştırılır ve tüp geri çekilir. Sonra, muhafaza geleneksel beton ile doldurulur. Bu yöntem o kadar çok yük kapasitesi geliştirmemesine rağmen, 9 m'den daha uzun kazıklar için genellikle daha ekonomiktir. Muhafazalı bir şaft, eğer organik zemin gibi çok yumuşak zeminler ile karşılaşılır ise, zorunludur. Çünkü, bu zeminler sıkıştırılmış şaft yöntemi için gerekli yanal desteği sağlamazlar.

Müteahhit, kaldırma veya yanal yüklere direnmek için şaftın iki tipini de güçlendirebilir. Sıkıştırılmış şaft için donatı kafesi, şahmerdan ve çakma tüp arasına uygun gelir. Böylece, şahmerdanın serbestçe düşmesine izin verir.

PIF temeller, teker teker veya iki ya da daha fazla guruplarda yerleştirilebilir ve bir kazık başlığı ile birleştirilebilirler. Tablo 11.1'de PIF temellerin tipik boyutları ve tipik kapasiteleri verilmiştir. Gerçek tasarım kapasitesi, Bölüm 14'de anlatılan teknikleri kullanarak belirlenmelidir.

Şekil 11.49'da zemin dışına çekip çıkartılan ''mini'' bir PIF görülmektedir.

PIF temellerin avantajları aşağıdakileri içerir:

- Yapım işlemi zemini sıkılaştırır. Böylece, zeminin mukavemetini ve yük taşıma kapasitesini arttırır. Bu avantaj en çok, yaklaşık yüzde 15'den daha azı 200 No'lu elekten geçen kumlu veya çakıllı zeminlerde geçerlidir. Bu nedenle, PIF'ler en çok bu tür zeminler için uygundur.
- Sıkıştırılmış şaftlar kullanıldığı zaman, yapım işlemi şaft ve zemin arasında pürüzlü bir ara yüzey üretir. Böylece kenar sürtünme direncini daha fazla geliştirir.

- Tabanı çan şeklinde delgili şaftları inşa etmenin güç veya olanaksız olduğu gevşek kumlar gibi zeminlerde geniş tabanlı PIF'leri inşa etmek (böylece ilave uç taşıma alanı kazanarak) olasıdır.

Tablo 11.1 Tipik PIF boyutları ve kapasiteleri.

	Tipik izin verilebilir aşağı doğru kapasite		Taban yarıçapı[a]		Nominal şaft çapı			
					Sıkıştırılmış		Muhafazalı	
PIF türü	(k)	(kN)	(in)	(mm)	(in)	(mm)	(in)	(mm)
Mini	100	450	24 – 30	600 – 750	-	-	10,6 – 11,1	270 – 280
Orta	200	900	34 – 40	850 – 1000	17	430	12,2 – 14	300 – 360
Standart	400	1800	34 – 40	850 – 1000	22	560	16 – 17,6	400 – 450
Büyük	500	2200	34 – 40	850 – 1000	23	580	19	480
Maksi	600	2700	34 – 40	850 – 1000	25	630	22	560

Franki Northwest Co.'ya ait bir broşürden ve izin alarak basılmıştır.

[a] Çok gevşek zeminlerde taban çapı burada verilenden daha büyük olabilir. Bunun tersine, PIF'ler grup olarak yerleştirildiğinde bu boyut biraz daha küçük olabilir.



Şekil 11.49 Bu mini "PIF" zeminden çıkarılmıştır. Taban çapı 600 mm'dir (fotoğraf: William J. Neely).

Dezavantajları da şunlardır:

- Muhafazalı PIF'ler için kenar sürtünme direnci, halka şeklinde boşluktan dolayı güvenilir değildir. Bu boşluk, çakma tüpü yukarı çekildikten sonra kum ile

doldurulmasına rağmen, şaft ve zemin arasındaki bağlantı güvenilirliği hakkında emin olamayız.

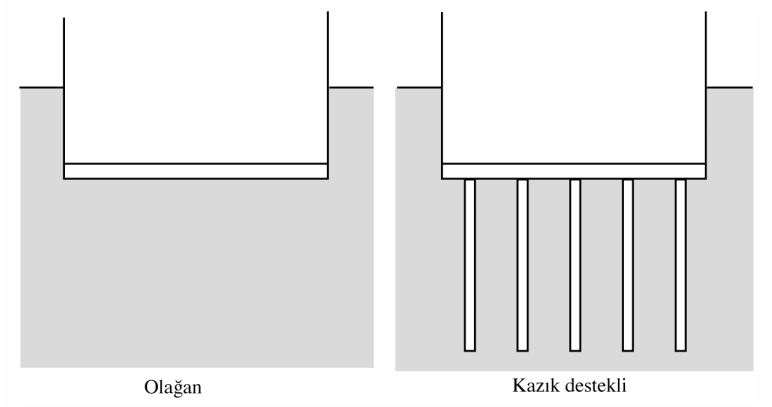
- Yapım işlemi büyük yer titreşimleri oluşturur ve bu nedenle hassas yapılar yakınında mümkün olmayabilir. Bu titreşimler, yakındaki PIF'lerde prizlenmemiş betona da zarar verebilir.
- Yapım ekipmanı hacimli ve taşıması zordur ve bu nedenle büyük çalışma alanları gerektirir.
- Sıkıştırılmış şaftlar büyük miktarlarda donatı çeliği içeremez.
- Herbir PIF, karşılaştırılabilir boyutlardaki bir kazık veya delgili şafttan daha yüksek bir yük kapasitesine sahip olmasına rağmen, inşa etmek de çok pahalıdır. Bu nedenle, mühendis hangi tipin daha ekonomik olduğunu belirlemek amacıyla herbir proje için seçenekleri bir bir değerlendirmelidir.
- Genellikle, sıkıştırılmış PIF'lerde uzunluk yaklaşık 9 m ve muhafazalı PIF'lerde yaklaşık 21 m'den küçük olduğu zaman ekonomiktirler.

Burgu ile Dökme Şaftlı PIF'ler

Bazı müteahhitler PIF tabanını burgu ile dökme şaftla birleştirmiştir (Massarsch vd., 1988). Bu tip temelin kenar sürtünme direnci çok daha büyük ve geleneksel muhafazalı PIF'inkinden daha güvenilir olacaktır. Fakat, sıkıştırılmış şaft PIF'inki kadar büyük olmayacaktır. Ancak, burgu ile dökme bir şaft, sıkıştırılmış şaft PIF'den daha hızlı ve daha düşük maliyette inşa edilebilir. Böylece, orta maliyette oldukça yüksek kapasite sağlar. Bu temeller çok az sayıda inşa edilmiştir.

11.9 KAZIK DESTEKLİ VE KAZIK İLE GÜÇLENDİRİLMİŞ RADYELER

Radye temellerin çoğu, Bölüm 10'da tartışıldığı gibi, doğrudan altta bulunan zeminler üzerinde desteklenmiştir. Ancak, net temas basıncı çok yüksek veya zemin çok sıkışabilir olduğu zaman, bu gibi radyeler aşırı oturmalara uğrar. Bu gibi durumlar için bir tercih, Şekil 11.50'de gösterildiği gibi, *kazık destekli bir radye* kullanmaktır. Bu kazıklar radye boyunca dağıtılır. O zaman radye büyük bir kazık başlığı gibi davranır. ''Kazık'' destekli radyeler, delgili şaftlar veya diğer tip derin temeller kullanarak da inşa edilebilir.



Şekil 11.50 Geleneksel radye temel ve kazık destekli radye temel.

Kazık destekli radyelerin çoğu, yapısal yüklerin tümünü derin temellere aktarmak için tasarlanırlar. Ancak, diğerleri kısmen temel tabanı ile altta bulunan zemin arasındaki temas basıncına güvenir ve derin temelleri yükün arta kalanını taşımak için kullanırlar. *Kazık ile güçlendirilmiş radye* diye adlandırılabilen bu sonraki tasarım çok daha ucuz olabilir ve büyük olasılıkla gelecekte daha sıkça kullanılacaktır.

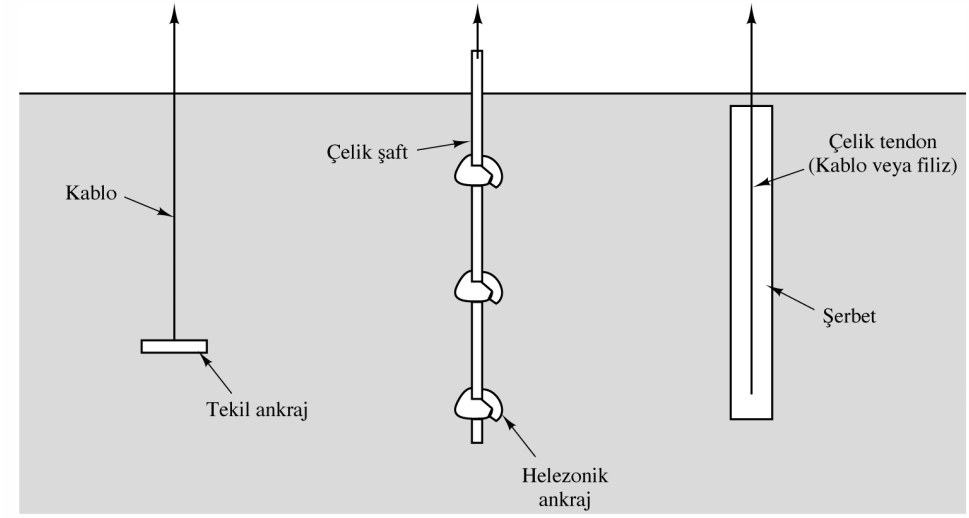
11.10 ANKRAJLAR

Genellikle *ankraj* terimi öncelikle kaldırma (çekme) yüklerine direnmek için tasarlanan bir temel ile ilgilidir. Temellerin çoğu bazı kaldırma yüklerine karşı koyabilmalerine rağmen, ankrajlar özellikle bu iş için tasarlanmışlardır ve genellikle bunu daha etkili olarak ve daha düşük maliyette yapabilirler.

Hafif ağırlıklı yapılar çoğunlukla ankrajları gerektirir. Çünkü, yapı üzerindeki yanal rüzgar ve deprem yükleri bazı temeller üzerinde genellikle kaldırma yüklerine neden olur. Bu yapılar, enerji nakil kuleleri, radyo antenleri ve seyyar evleri içerir. Bu yapıların bir kısmı ankrajlar kullanarak, zemine bağlanan gergi telleri ile sağlamlaştırılır.

Ankrajlar toprak istinat yapılarına yanal destek sağlamak için yatay olarak da (veya hemen hemen öyle) yerleştirilebilir. Bunlar, *geriye bağlama ankrajları* diye adlandırılır. Duvara dıştan destek ihtiyacını ortadan kaldırırlar ve böylece inşaat ve kalıcı yapılar için daha çok alan sağlarlar.

Kulhawy (1985), Şekil 11.51'de gösterildiği gibi, ankrajları üç sınıfa ayırır. Bunlar, aşağıdakileri kapsar:



Şekil 11.51 Ankraj çeşitleri (Kulhawy, 1985'den; ASCE'nin izni ile kullanılmıştır).

- *Yayma ankrajlar* zemine çakılan veya sokulan, sonra da bir ankraj oluşturmak için genişletilen veya döndürülen özel tasarlanmış yapısal elemanlardır.
- *Helezon ankrajlar* büyük vidalara benzeyen spiralli çelik şaftlardır. Şekil 11.52'de gösterildiği gibi, özel ekipman kullanarak zemine vidalanırlar.

- *Enjeksiyonlu ankrajlar* çelik halat ve harç ile doldurulmuş sondaj kuyularıdır. Halat, çekme yüklerini ankraja iletir. Bu durumda, ankraj bu yükleri kenar sürtünme yoluyla çevre zemine aktarır.



Şekil 11.52 Bir palplanş duvarda arka bağı olarak kullanılan helezonik bir ankrajın yerleştirilmesi. Ankrajlar yerleştirildikten sonra ön kısmındaki zemin kazılır (fotoğraf: A. B. Chance Company).

Tasarım yükü kapasiteleri, geometri ve zemin tipinden hesaplanabilir. Spiral ankrajlar için, ankrajı yerleştirmek için gerekli tork, yük kapasitesinin bir göstergesi olabilir. Geriye bağlama ankrajları gibi kritik uygulamalarda mühendisler genellikle hidrolik krikolar kullanarak, yerleştirilen ankrajlara yükleme deneyi yaparlar.

Bazı ankrajlar nominal aşağı doğru, kesme ve moment yüklerine direnebilirler ve böylece diğer temel uygulamalarında kullanılabilirler. Örneğin, Şekil 11.52'dekilere benzer helezon ankrajları, elektrik direkleri, bayrak direkleri, işaret levhaları, mobil telefon antenleri ve diğer benzer yapıları mesnetlemek için kullanılabilir. Bazı durumlarda bu temeller betonsuz yapılabilir. Bu, uzak bölgelerde önemli bir avantaj olabilir. Helezon ankrajlar, aşırı oturmaya uğrayan yüzeysel temellerin alttan takviyesi için kullanılabilir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

11.12 Nehirleri ve diğer su kütlelerini enine geçen köprülerde kanal ortası temellerin inşası konusunda değişik teknikler vardır. Bunlardan biri, bu bölümde tanımlanmış olan kesondur. Diğeri de kazıkların feribottan çakılması işlemidir. Bu iki yöntemin avantaj ve dezavantajlarını karşılaştırınız.

11.13 Burgu ile dökme kazıkların imalatı sırasında bir inşaat müfettişinin gözlemesi gereken kritik konuları belirtiniz.

11.14 Basınçla enjekte edilen sömeller, yaklaşık olarak %15 veya daha az ince tane içeren kumlu veya çakıllı zeminlerde idealdir. Rijit ve doygun killerde bu yöntem neden daha az etkindir?

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Derin temeller, yapısal yüklerin bir kısmını veya tamamını daha derin zeminlere ileten temellerdir.
2. Derin temeller yapım yöntemlerine dayalı olarak sınıflandırılabilir. Önemli sınıflamalar şunlardır:
   - Kazıklar
   - Delgili şaftlar
   - Kesonlar
   - Beton ile doldurulmuş mandrel-çakmalı ince muhafazalar
   - Burgu ile dökmeli kazıklar
   - Basınç ile enjekte edilmiş temeller
   - Ankrajlar
3. Yük transfer analizleri, uygulanan yükleri normalde iki sınıfa ayırır: eksenel yükler (çekme ve bası) ve yanal yükler (kesme ve moment).
4. Derin temeller, eksenel yükleri iki mekanizma yoluyla zemine aktarır: kenar sürtünme ve uç taşıma.
5. Kazıklar zemine çakılan veya başka türlü sokulan önceden imal edilmiş elemanlardır. Ağaç, beton, çelik ve diğer malzemelerden yapılırlar. Herbiri kendi avantaj ve dezavantajlarına sahiptir ve en iyisi birbirinden farklı uygulamalar için uygundurlar.
6. Kazıklar, bir şahmerdanla donatılan kazık çakma donanımı kullanarak yerleştirilir. Bir kere daha tekrarlarsak, çeşitli arazi koşullarına yer verecek geniş bir ekipman dağılımı mevcuttur.
7. Delgili şaftlar, silindirik bir kuyu açarak ve yerinde beton dökerek inşa edilirler. Kuyuyu delmek ve beton yerleştirilinceye kadar onu açık tutmak için çeşitli yöntemler mevcuttur.
8. Genişletilmiş bir şaft, genişletilmiş taban alanına sahip olandır. Bu tasarım izin verilebilir uç taşıma yükünü arttırır.
9. Keson, bir temel oluşturmak için zemine batırılan önceden imal edilmiş bir kutu veya silindirdir. Daha çok köprüler ve nehirler veya diğer su kütleleri altında diğer yapılar için kullanılır.
10. Mandrel çakmalı betonla doldurulmuş ince muhafazalar, kazıklar ile delgili şaftlar arasında bir geçiştir. Bunlar kademeli – konik kazıklar olarak da bilinir.
11. Burgu ile dökülen kazıklar, boş gövdeli burgu yoluyla yüksek basınçta çimento harcı enjekte ederek yapılırlar. Genellikle, kazıklardan veya delgili şaftlardan daha düşük kapasiteye sahiptirler. Fakat, ayrıca özellikle sıkışan veya göçen zemin koşullarında genellikle daha ucuzdurlar.
12. Basınçla enjekte edilmiş temeller (franki kazıkları olarak da bilinir) bir ampul oluşturmak için katı betonu zemin içine tokmaklayarak yapılır. Bunlar, yüksek kapasiteli temeller olup, genellikle belirli tür zemin profillerinde yüksek yükleri desteklemek için kullanılır.
13. Kazık destekli veya kazık ile güçlendirilmiş radyeler, altında derin bir temel bulunan radye temelden oluşur. Bunlar, genellikle radye yükün bir kısmını ve derin temeller geri kalanını taşısın diye tasarlanır.

14. Ankrajlar, öncelikle çekme kuvvetlerine karşı koymak için tasarlanan özel derin temellerdir.

Sözlük

Açık keson
Açık uçlu boru kazık
Ankraj
Ayak
Basınçla enjekte edilmiş temel
Basınçlı su tatbiki
Baş
Bir cihazın parçaları
Buharlı şahmerdan
Bulamaç yöntemi
Burgu ile dökme kazık
Büyük deplasmanlı kazık
Çelik boru kazık
Çelik H kazığı
Çift zamanlı şahmerdan
Delgili şaft
Derin temel
Dizel şahmerdan
Eksenel yük
Franki kazık
Göçen zemin
Helezonlu burgu
Hidrolik şahmerdan
Kademeli konik kazık
Kapalı uçlu bor kazık
Kazık
Kazık başlığı
Kazık çakıcı
Kazık destekli radye
Kazık ile güçlendirilmiş
Kazık tokmağı
Kenar sürtünme direnci
Keson
Kompozit kazık
Kuru yöntem
Küçük deplasmanlı kazık
Mandrel çakmalı beton ile doldurulmuş ince muhafaza
Miğfer
Muhafaza yöntemi
Önceden delik açma
Önceden kuyu açma
Ön gerdirmeli beton
Pnömatik yöntem
Pnömatik şahmerdan
Radye
Refü
Serbest düşüşlü tokmak
Sıkışan zemin
Sondaj donanımı
Tabanı genişltilmiş şaft
Tek zamanlı şahmerdan
Titreşimli şahmerdan
Uç taşıma direnci
Yanal yük
Yastık
Zemin tıkaç

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

11.15 "Temel tipi", "tipik uygulamaları", "en iyi zemin şartları", "avantajları" ve "dezavantajları" başlıklarını koyacak şekilde beş kolonlu ve "kazıklar", "delgili şaftlar", "mandrelle sürülerek içi beton doldurulan ince et kalınlıklı borular", "burgu ile yerinde dökülmüş kazıklar" ve "basınçla enjekte edilmiş sömeller" başlıklarını koyacak şekilde dört satırdan oluşan bir tablo hazırlayınız. Her bir temel tipi için uygun bilgileri kullanarak bu tabloyu doldurunuz.

11.16 On katlı olarak yapılması planlanan bir işyeri binası yüzeyden 60 ft kadar derine gömülen bir dizi derin temel ile desteklenecektir. Sahadaki zemin gevşek–orta sıkı, iyi derecelenmiş kum (SW) ve siltli kum (SW) şeklinde olup, su tablasının yüzeyden derinliği 12 ft'dir. Bu proje için hangi tür temel(ler) daha uygundur? Hangi temel(ler) uygun değildir? Tercihiniz ile ilgili nedenleri açıklayınız.

11.17 Önemli bir limanda donatılı yeni bir ayak inşa edilecektir. Zemini oluşturan malzeme başlıca düşük plastisiteli silt (ML) ve kil (CL) şeklinde olup, kum ara katmanları da içermektedir. Bu proje için hangi tür temel(ler) daha uygundur? Hangi temel(ler) uygun değildir? Tercihiniz ile ilgili nedenleri açıklayınız.

12

Derin Temeller – Yapısal Bütünlük

Amsterdam, die oude Stadt, is gebouwed op plan
Als die stad eens ommevelt, wie zal dat betalen?

Aşağıdaki gibi çevrilen eski bir Hollanda çoçuk yuvası şiiri:

Eski Amsterdam kazıklar üstüne inşa edilende
Velev ki göçtüğü demde bedelini kim ödeye?

Derin temeller, yapıdan kaynaklanan yükleri güvenli bir biçimde zemine iletmek için yeteri kadar yapısal bütünlüğe sahip olmalıdır. Bu, uygulanan gerilmeleri güvenli olarak sürdürmek için yeteri kadar dayanıma ve deformasyonları izin verilebilir sınırlar içinde tutmak için yeteri kadar rijitliğe sahip olması anlamına gelir. Bu bölüm, derin temellerin yapısal dayanım yönlerini, Bölüm 16 yapısal deformasyon yönlerini, Bölümler 13 ile 16 da geoteknik mühendisliği yönlerini kapsar ve Bölüm 17 bu malzemenin tam bir tasarıma nasıl bütünleştirildiğini gösterir.

Bu bölüm, yönetmelik gereksinimleri konusunda birçok kaynak içerir ve model bina yönetmelikleri (ICBO, BOCA, SBCCI, ve ICC) ile AASHTO *Karayolu Köprüleri için Standart Şartnameleri* kullanır. Ancak, zaman ve okunabilirlik kısıtlamalarından dolayı, yalnızca seçilmiş yönetmelik gereksinimlerini içereceğiz. Bu yönetmeliklerin herbiri, burada dahil edilmeyen diğer biçok ayrıntılı gereksinimleri de içerir ve bazı idarî oteriteler kendi gereksinimlerini ilave ederler. Bu nedenle, mühendisler temel tasarımları geliştirirken daima uygulanabilir yönetmeliğe başvurmalıdır.

12.1 TASARIM FELSEFESİ

Teknik literatür, derin temel tasarımının yapısal yönleri hakkında çok az bilgi sağlar. Bu, geoteknik yönler üzerindeki dağ gibi bilgi ile tam bir zıtlık teşkil eder. Bina yönetmelikleri tasarım kriterleri sunar. Ancak, genellikle üst yapı kriterleri ile uyumsuzdurlar ve bazan eksik veya şüphelidirler. Birçok şekilde, bu, ne yapı mühendislerinin ne de geoteknik mühendislerinin kendilerine ait olarak iddia etmediği sahipsiz bir konudur. Bununla birlikte, derin temeller bu problemlere rağmen yapısal yükleri güvenle taşımak için tasarlanabilir.

Kemerlenme

En yumuşak zeminler bile eksenel olarak yüklü derin temellerdeki yeraltı kemerlenmesini önlemek için, özellikle bir kazık başlığı mevcut olduğu zaman, yeteri kadar yanal destek sağlar. Bethlehem Çelik Şirketi (1979) herhangi bir şahmerdan darbesi olmaksızın çok yumuşak zeminlere yerleştirilen (yani, kendi ağırlığı altında batmış) kazık dahil, çelik H kazıkları üzerinde birkaç yükleme deneyini rapor etmiştir. Bu kazıkların hiçbiri kemerlenmemiştir.

Eğer üst zeminler çok yumuşak ise, hem eksenel hem de yanal yüklere maruz kalan narin derin temellerde yeraltı kemerlenme problemleri oluşabilir. Bu bir sorun ise, Bölüm 16'da anlatıldığı gibi, *p-y* analizi kullanarak kontrol edilmelidir. Eğer kemerlenme bir problem olarak ortaya çıkarsa, Bölüm 16'da tartışıldığı gibi, eğilme rijitliği (*EI*) daha büyük bir enine kesit kullanarak çözülmelidir.

Zemin üstü kemerlenme, demir yolu köprüsü ayakları için olanlar veya su kütlesi içinde çakılanlar gibi, zeminin yukarısına uzanan kazıklarda bir problem olabilir. Bu durumlarda, zemin üzerindeki parça, standart yapısal analiz yöntemleri kullanarak kontrol edilmeli ve eğer gerekli ise desteklenmelidir.

Kemerlenme, kazık çakma esnasında, özellikle su içinde çakılan uzun, narin kazıklarda daha büyük bir sorundur. Müteahhitler bu durumları, şahmerdan boyutunu sınırlandırarak, çakmanın ilk aşamalarında daha düşük güç ayarları kullanarak veya geçici yanal destek sağlayarak kontrol altında tutabilir.

Üstyapı Tasarımı ile Karşılaştırma

Derin temeller, yeraltında kemerlenme bir sorun olmasın diye tasarlandıkları için, yapısal tasarım, üst yapıdaki kısa kolonlar için olana benzer. Ancak, bazı önemli farklılıklar vardır:

- Temeller için yapım toleransları çok daha geniştir ve kalite kontrolü daha güçtür.
- Kazıklar çakılırken hasar görebilir. Bu yüzden, inşa edilen kapasite beklenenden daha az olabilir.
- *Kalıcı gerilmeler* çakma esnasında kazıklar içinde kilitlenebilir. Bu nedenle, yapı tamamlandıktan sonra kazıklar içindeki gerçek gerilmeler, uygulanan yapısal yükler tarafından oluşturulanlardan daha büyük olabilir.
- Delgili şaftlarda ve diğer yerinde dökme temellerdeki beton, ideal koşullar altında yerleştirilmez ve bu nedenle agregaların ayrılması, zeminden kaynaklanan kirlenme ve diğer problemlerle karşı karşıya kalabilir.

Bu nedenle, derin temeller için daha muhafazakâr tasarım kriterleri kullanılır. Bu gereğinden fazla muhafazakârlık, öncelikle daha düşük izin verilebilir gerilmeler şeklinde ve analiz yöntemlerinde muhafazakâr sadeleştirmeler olarak ortaya çıkar.

Ancak, bazen proje yükü için izin verilebilir gerilmeler, yapı yönetmelikleri tarafından izin verildiği gibi, gereğinden daha düşüktür. Bunun nedeni, bu tasarım değerlerinin bazıları servis yüklerinden kaynaklanan gerilmelere dayandırılmamış olmasıdır. Ancak, çakma gerilmelerini izin verilebilir sınırlar içinde tutmanın dolaylı bir yoludur. Başka bir ifadeyle, bu düşük izin verilebilir gerilmeleri kullanarak tasarlanan kazıkların enine kesiti daha büyüktür ve bu nedenle çakma gerilmeleri de daha düşüktür. Ancak, çakma gerilmelerini

sınırlandırmanın bu dolaylı yolu artık gerekli değildir. Çünkü, Bölüm 15'de tartışıldığı gibi, dalga denklem analizleri kullanarak, daha doğru hesaplanabilirler. Bu nedenle, bazıları dalga denklem analizleri kullanarak, çakma gerilmelerinin bağımsız olarak değerlendirilmeleri koşuluyla, proje yükleri için daha büyük izin verilebilir gerilmeleri kullanmayı önermiştir. Ancak, pratikte bu yapılabilmeden önce uygulanabilir yönetmelikler değişmelidir.

LRFD'ye Karşı ASD

Yapı mühendisleri yapısal elemanları tasarlamada iki farklı yöntem kullanırlar:

- *İzin verilebilir gerilme tasarım* (*ASD*) *yöntemi* (*emniyetli gerilme tasarım yöntemi* olarak da bilinir): Bu yöntem, yapısal eleman tasarım yüklerine maruz kaldığı zaman oluşan gerilmelere dayanır. Mühendis, tasarımın elverişli olup olmadığını belirlemek için, bu gerilmeleri izin verilebilir gerilme (bir emniyet faktörü ile bölünen dayanım) ile karşılaştırır.
- *Yük ve direnç faktörü tasarımı* (*LRFD*) *yöntemi* (*nihai dayanım tasarım yöntemi* olarak da bilinir): Bu yöntem, yük faktörlerinin kullanımı yoluyla tasarım yüklerini arttırır. Sonra, bunları nihai yük taşıma kapasitesi ile karşılaştırır.

Bölümler 2 ve 21 ASD ve LRFD arasındaki farkları daha detaylı ele almaktadır.

ASD, bu iki yöntemin eski olanıdır. 1960'lı yıllardan önce tüm yapısal tasarımlar bu yönteme dayandırılmıştır. Ancak, o zamandan beri LRFD yöntemi yavaş yavaş popülerlik kazanmaktadır ve sonunda ASD'nin yerini alacaktır. Yaygın olarak, hemen hemen tüm donatılı beton yapılar LRFD (Amerika Beton Enstitüsü USD veya *nihai dayanım tasarımı* diye adlandırır) kullanarak tasarlanır ve çelik tasarım, eski ASD yönetmeliğinden, yeni LRFD yönetmeliğine geçiş sürecindedir. Ancak, ahşap ve kâgir yapılar hala ASD kullanarak tasarlanır.

Derin temellerin bu yeni LRFD yönetmeliklerinden hariç tutulması ilginçtir. Güncel yapı yönetmelikleri (ICBO, BOCA, SBCCI, IBC), üst yapıdaki elemanları tasarlamada kullanılan yöntemi dikkate almaksızın, ASD kullanarak derin temellerde, betondan yapılmış olanlarında bile, izin verilebilir gerilmeleri açıkça belirtmektedir.

Konuları daha da güçleştirmek için, derin temelleri birleştiren başlıklar ve bağ kirişleri, Bölüm 9'da yüzeysel temelleri tasarlamak için LRFD'yi kullandığımız yola çok benzer LRFD kullanarak tasarlanır. Böylece, yapısal tasarımın bir kısmı ASD'ye ve bir kısmı LRFD'ye dayandırılır.

Bu kafa karıştırıcı meselelerin durumu, sonunda analizler için genel olarak LRFD'yi benimseme yoluyla çözüme ulaştırılacağı umulmaktadır. Bu arada, tasarım mühendislerinin derin temel sisteminin herbir elemanını tasarlarken, doğru yükleri ve doğru yöntemi kullanmada çok dikkatli olması gerekir. Bu bölümdeki tartışmalar, herbir analiz için hangi yükün kullanılması gerektiğini tanımlar.

12.2 YÜKLER VE GERİLMELER

Yapısal tasarım, temeldeki hem eksenel (bası veya çekme) hem de yanal (kesme ve moment) yükleri dikkate almalıdır. Burulma yükleri genellikle önemsizdir. Ancak, özel durumlarda dikkate alınması gerekebilir.

ASD kullanırken, eksenel yüke maruz kalan bir temelde *z* derinliğinde eksenel çekme veya bası gerilmesi aşağıdaki gibi olur:

$$f_a = \frac{P}{A} \tag{12.1}$$

Temeldeki bir *M* momentinin neden olduğu maksimum lif gerilmesi aşağıdaki gibidir:

$$f_b = \frac{M}{S} \tag{12.2}$$

Burada:

f_a=eksenel yükün neden olduğu ortalama normal gerilme
f_b=eğilme yükünün lifte neden olduğu en uç normal gerilme
P=temelde *z* derinliğinde eksenel çekme veya bası kuvveti
M= temelde *z* derinliğinde moment
S=elastik kesit modülüdür.

Bu bir ASD analizi olduğu için, *P* ve *M* değerleri (2.1)-(2.4) eşitliklerini kullanarak hesaplanan veya kılavuz yönetmelikte sunulan benzer denklemlerden hesaplanan faktörsüz yükler olmalıdır.

Çelik H kazıkları ve yaygın çelik boru kazıklar için kesit modülleri Tablo 12.1 ve 12.2'de verilmiştir. Ahşap kazıklar gibi, *B* çaplı dolu dairesel enine kesitli temeller için aşağıdaki deklemi kullanınız:

$$S = \frac{2I}{B} = \frac{\pi B^3}{32} \tag{12.3}$$

Kenar uzunluğu *B* olan kare enine kesitler için aşağıdaki denklemi kullanınız:

$$S = \frac{2I}{B} = \frac{B^3}{6} \tag{12.4}$$

Enine kesit alanı sabit temellerde f_a gerilmesi, eksenel yükün bir kısmı kenar sürtünmesi yoluyla zemine aktarırken, derinlikle beraber küçülür. Ancak, kolaylık için mühendisler genellikle f_a'yı tüm tasarım yükünü (yani, kenar sürtünmesi nedeniyle herhangi bir yük transferini ihmal ederek) kullanarak hesaplar. Gerilme f_b momente göre derinlikle artar veya azalabilir. Biz öncelikle, Bölüm 16'da anlatılan yöntemleri kullanarak hesaplanabilen temeldeki maksimum moment, M_{max}, nedeniyle, f_b ile ilgilenmek durumundayız.

ASD yöntemini kullandığımız için, izin verilebilir eksenel ve eğilme gerilmeleri sırayla F_a ve F_b olup, tasarım aşağıdaki koşulu karşılamalıdır:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \leq 1 \tag{12.5}$$

Bu nedenle, bir temeldeki moment yüklerinin varlığı, onun eksenel yük kapasitesini azaltır. Belirli bir enine kesit için eksenel ve momet yüklerin tüm olası kombinasyonlarını gösteren bir *etkileşim diyagramı* geliştirmek de mümkündür. Etkileşim diyagramlarının kullanımı daha sonra bu bölümde örneklenecektir.

Tablo 12.1 A.B.D.'nde kullanılan standart H kazığı kesitleri (AISC Manual of Steel Construction, American Institute of Steel Construction; izin alarak kullanılmıştır).

	Alan, A (in^2)					X – X ekseni		Y – Y ekseni	
Adlama[a]	Toplam	Sadece ağ	B_1 derinliği (in)	B_2 genişliği (in)	F_aA (k)[c]	I (in^4)	S (in^3)	I (in^4)	S (in^3)
HP 8x36	10,6	3,56	8,02	8,16	134	119	29,8	40	9,9
HP 10x42	12,4	4,05	9,70	10,07	156	210	43,4	72	14,2
HP 10x57	16,8	5,65	9,99	10,22	212	294	58,8	101	19,7
HP 12x53	15,5	5,11	11,78	12,04	195	393	66,8	127	21,1
HP 12x63	18,4	6,18	11,94	12,12	232	472	79,1	153	25,3
HP 12x74	21,8	7,34	12,13	12,21	275	569	93,8	186	30,4
HP 12x84	24,6	8,39	12,28	12,29	310	650	106	213	34,6
HP 13x60	17,5	5,75	12,54	12,90	221	503	80,3	165	25,5
HP 13x73	21,6	7,20	12,75	13,00	272	630	98,8	207	31,9
HP 13x87	25,5	8,65	12,95	13,10	321	755	117	250	38,1
HP 13x100	29,4	10,04	13,15	13,20	370	886	135	294	44,5
HP 14x73	21,4	6,88	13,61	14,58	270	729	107	261	35,8
HP 14x89	26,1	8,53	13,83	14,69	329	904	131	326	44,3
HP 14x102	30,0	9,87	14,01	14,78	378	1050	150	380	51,4
HP 14x117	34,4	11,47	14,21	14,88	433	1220	172	443	59,5

[a] Kazık adlamasında ilk rakam inç cinsinden nominal kesit derinliğidir. İkinci rakam da ft başına libre cinsinden ağırlıktır.

[b] Yumuşak metrik HP kesitleri burada listelenen ile aynı boyuttadır.

[c] Moment sıfır olduğu zaman izin verilebilir eksenel yükte (yani F_aA'da) F_a=0,35f_y ve f_y=36 k/in^2'dir.

Analiz amaçları için, kesme yükleri ve eksenel veya moment yükleri arasındaki herhangi bir etkileşimi ihmal ediniz. Emniyetli gerilme analizi için, kesme gerilmesi f_v, kesme kapasitesi F_v'yi aşmamalıdır:

$$f_v = V/A \tag{12.6}$$

$$f_v \leq F_v \tag{12.7}$$

Burada:

f_v=z derinliğinde temeldeki kesme gerilmesi
V= z derinliğinde temeldeki kesme kuvveti
A= z derinliğinde temelin enine kesit alanı
F_v= z derinliğinde temeldeki izin verilebilir kesme gerilmesidir.

En büyük kesme gerilmesi temelin üstünde meydana gelir ve faktörsüz uygulanan kesme kuvveti V'yi kullanarak hesaplanır.

Tablo 12.2 A.B.D.'nde yaygın olarak kullanılan çelik boru kazık kesitleri.

Adlama[a]	Alan, A (in^2)	Ağırlık (lb/ft)	I (in^4)	S (in^3)	F_aA (k)[b]
PP 12,75x0,250	9,82	33	192	30,1	124
PP 12,75x0,375	14,58	50	279	43,8	184
PP 12,75x0,500	19,24	65	362	56,7	242
PP 12,75x0,625	23,81	81	439	68,8	300
PP 12,75x0,750	28,27	96	511	80,1	356
PP 14x0,250	10,80	37	255	36,5	136
PP 14x0,375	16,05	55	373	53,3	202
PP 14x0,500	21,21	72	484	69,1	267
PP 14x0,625	26,26	89	589	84,1	331
PP 14x0,750	31,22	106	687	98,2	393
PP 14x1,000	40,84	139	868	124,0	515
PP 16x0,250	12,37	42	384	48,0	156
PP 16x0,375	18,41	63	562	70,3	232
PP 16x0,500	24,35	83	732	91,5	307
PP 16x0,625	30,19	103	894	111,7	380
PP 16x0,750	35,93	122	1047	130,9	453
PP 16x1,000	47,12	160	1331	166,4	594
PP 18x0,250	13,94	47	549	61,0	176
PP 18x0,375	20,76	71	807	89,6	262
PP 18x0,500	27,49	94	1053	117,0	346
PP 18x0,625	34,12	116	1289	143,2	430
PP 18x0,750	40,64	138	1515	168,3	512
PP 18x1,000	53,41	182	1936	215,1	673
PP 20x0,375	23,12	79	1113	111,3	291
PP 20x0,500	30,63	104	1457	145,7	386
PP 20x0,625	38,04	129	1787	178,7	479
PP 20x0,750	45,36	154	2104	210,4	571
PP 20x1,000	59,69	203	2701	270,1	752
PP 24x0,500	36,91	126	2549	212,4	465
PP 24x0,625	54,78	186	3705	308,8	690
PP 24x0,750	72,26	246	4787	398,9	910
PP 24x1,000	89,34	304	5797	483,1	1126
PP 24x1,500	106,03	361	6739	561,6	1336
PP 30x0,500	46,34	158	5042	336,1	584
PP 30x0,625	68,92	235	7375	491,7	868
PP 30x0,750	91,11	310	9589	639,3	1148
PP 30x1,000	112,90	384	11687	779,1	1423
PP 30x1,500	134,30	457	13679	911,6	162

[a] Kazık adlamasında birinci rakam dış çapı, ikinci rakam ise duvar kalınlığını temsil eder.

[b] Moment sıfır olduğu zaman izin verilebilir eksenel yükte (yani F_aA'da) F_a=0,35f_y ve f_y=36 k/in^2'dir.

12.3 KAZIKLAR

Kazıkların yapısal tasarımı aşağıdaki yükleme koşullarının herbirini dikkate almalıdır:

- *İşlem yükleri,* imal edilme zamanı ve şahmerdan iskelesinde bulunma ve çakılmaya hazır zaman arasında kazığa uygulanan yüklerdir. Bu yükler; vinçler, çatallı yükleyiciler ve diğer inşaat teçhizatı ile oluşturulur.
- *Çakma yükleri* çakma esnasında şahmerdanın neden olduğu yüklerdir.
- *Servis yükleri* tamamlanmış yapıdan kaynaklanan tasarım yükleridir.

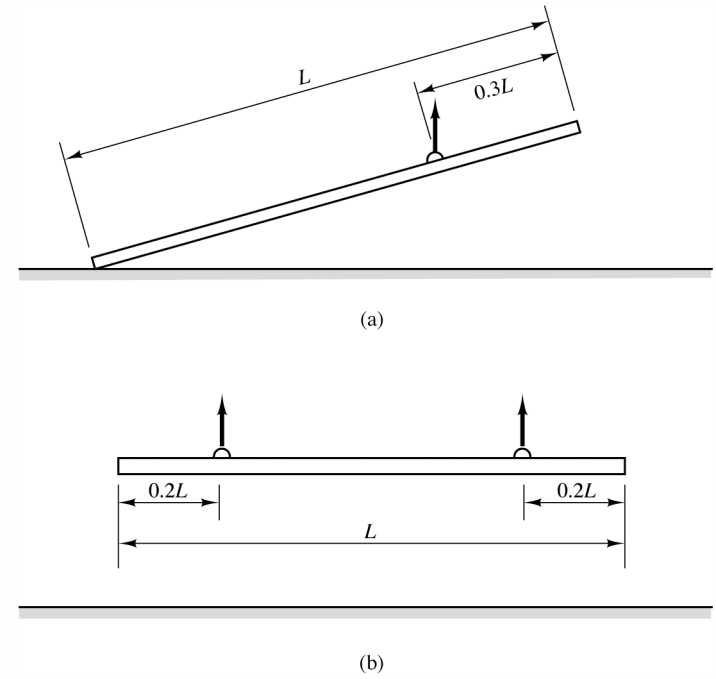
En kritik işlem yükleri, genellikle kazık Şekil 12.1'de gösterildiği gibi sadece bir veya iki kaldırma noktasından hemen hemen yatay pozisyonda asılı tutulduğu zaman meydana gelir. Bu, servis yüklerinden kaynaklananlardan daha büyük eğilme gerilmeleri üretebilir. Beton kazıklar özellikle büyük ağırlıkları ve küçük çekme dayanımlarından dolayı, bu yüklerden kaynaklanan hasara eğilimlidir. PCI (1993a) işlem gerilmesini kazığın ağırlığına artı atalet ve çarpma etkileri için ilave yüzde 50'ye dayandırarak hesaplamayı önermektedir. Kazık tasarımcısı, Şekil 12.2'de gösterildiği gibi, kazık uzunluğu boyunca kaldırma noktalarını açıkça belirleyerek bu işlem yüklerine yer vermelidir.



Şekil 12.1 Bu öngerdirmeli beton kazık bir kablo yardımıyla kazık tijlerine bağlanmaktadır. Bu işlem sırasında kazıkta gerilmeler meydana gelmektedir.

Çakma yükleri de, özellikle müteahhittin büyük bir şahmerdan kullanması durumunda önemlidir. Ahşap ve beton kazıklar özellikle bu gibi hasara eğilimlidir. Çakma gerilmeleri başlıca bası şeklindedir. Ancak, bazı durumlarda önemli çekme gerilmeleri gelişebilir. Bu

çakma gerilmelerini hesaplamak için, Bölüm 15'de tartışıldığı gibi, bir dalga denklemi analizi kullanınız ve böylece uygun bir şahmerdan ve kazık çakma cihazı parçalarının seçimine kılavuzluk ediniz.



Şekil 12.2 Kazığı yerine çakana kadar yapılan işlemlerde kazıkta oluşan gerilmeleri izin verilebilir bir aralıkta tutmak için kazık üzerinde özel kaldırma noktaları: (a) tek noktadan kaldırma; (b) iki noktadan kaldırma.

Tasarım çabasının çoğu servis yüklerine odaklanır. En kritik kombinasyonu belirlemek için, genellikle servis yüklerinin çeşitli kombinasyonlarını dikkate almak gereklidir.

Ahşap Kazıklar

ASTM D25-91'de ahşap kazıkların minimum boyutları açıkça belirtmektedir. Ancak, belirli bir bölgedeki bulunabilir boyutlar, yerel olarak mevcut ağaçların yüksekliğine ve türlerine bağlıdır. Ahşap kazıkların baş kısımlarının çapı tipik olarak 200 ile 450 mm arasında ve ayak çapları da 125 ile 250 mm arasındadır. Ahşap kazıkların uzunluğu ağaçların yüksekliği ile sınırlı olup, tipik olarak 6 ile 20 m'dir.

Ahşap, imal edilmiş ürün değil; doğal malzeme olduğundan, izin verilebilir tasarım gerilmelerini belirlemek güçtür. Ahşap kazıklar için tasarım kriterleri aşağıdakiler dahil birçok faktörü dikkate almak zorundadır:

- Ağaç türleri
- Ahşabın kalitesi (yani, budaklar, düzlük vs.)
- Ahşabın su içeriği

- Çakma esnasında maruz kaldığı herhangi bir hasarın büyüklüğü
- Islah etme tip ve yöntemi (normalde dayanımı azaltır)
- Bir kazık grubundaki kazıkların sayısı (eğer bir kazık zayıf ise fazlalık)

Kuzey Amerika'da kullanılan ahşap kazıkların büyük çoğunluğu ya Güney çamı ya da Douglas köknarı olup, çoğu bina yönetmelikleri bu iki tip için servis yükleri altında yaklaşık 8,3 MPa izin verilebilir bir eksenel gerilme (F_a) verir. Bu tasarım değeri büyük olasılıkla, çakma gerilmelerini kontrol etmek için bir dalga denklem analizi kullanılması koşulu ile yeterlidir. Ancak, dalga denklemi analizi yokluğunda, mühendislerin çoğu özellikle önemli uç taşıma olduğu zaman, bu izin verilebilir gerilmenin çok yüksek olduğuna inanır (Armstrong, 1978; Davisson, 1989; Graham, 1985) ve bazıları 4,8 MPa kadar düşük değerleri savunmuştur. Proje yükleri için bu düşük değer, dolaylı olarak çakma gerilmelerini azaltan daha büyük bir enine kesite neden olur.

Egilmenin (bükülme, F_b) neden olduğu izin verilebilir en uçtaki lif gerilmesi, tipik olarak yaklaşık $2F_a$'dır. İzin verilebilir kesme gerilmesi (F_v) tipik olarak $0{,}09F_a$ ile $0{,}10\ F_a$'dır. Ahşap kazıklar uca doğru inceldiği için, kaldırma yüklerine karşı koymak için çok uygun değildirler. Bu nedenle, izin verilebilir kaldırma kapasitesi kazık ağırlığının yüzde 90'ı ile sınırlandırılır. Bu gibi kazıklarda çekme gerilmeleri en küçük düzeydedir.

Ahşap kazıklar genellikle işlem esnasında yapısal hasara maruz kalmaz. Ancak, müteahhit, koruyucu işlemi çıkarabilecek ve işlenmemiş ahşabı açığa vurabilecek büyük aşınmalardan kaçınmalıdır. Ancak, bu kazıklar Bölüm 11'de anlatıldığı gibi çakma esnasında kolayca hasar görebilirler. Bu gibi hasardan kaçınmak için, maksimum çakma gerilmeleri 20 MPa'ı aşmamalıdır (PDCA, 1998). Bu, ahşap kazıkların yalnızca hafif ağırlıklı şahmerdanlar ile çakılması gerektiği anlamına gelir ve sert çakma koşullarındaki sahalarda kullanılmamalıdırlar.

Örnek 12.1

Belirli bir kolon yükü, 16 ahşap kazık grubu üzerinde taşınacaktır. Herbir kazık 30 ft uzunluğunda olup, baş çapı 12 inç ve ayak çapı 7 inçtir. Baş sıradaki herbir kazığın tepesi 40 k eksenel yüke ve 3,9 k kesme yüküne tabi olacaktır. 7,0 ft-k'lık maksimum moment, 8 ft derinlikte meydana gelmektedir. Yapısal tasarım tatmin edici midir ? f_a=800 lb/inç^2 kullanınız.

Çözüm

1. Maksimum moment derinliğinde eksenel ve eğilme gerilmelerini kontrol ediniz:

8 ft derinlikte B=12 – (8/30)(12–7)=10,7 inç

$$A = \frac{\pi B^2}{4} = \frac{\pi(10{,}7)^2}{4} = 89{,}9\ \text{inç}^2$$

8 ft derinlikteki P'nin baş kısımdaki P'ye eşdeğer (muhafazakâr) olduğunu varsayınız.

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{40.000}{89{,}9} = 445\ \text{lb/inç}^2$$

$$S = \frac{\pi B^3}{32} = \frac{\pi(10{,}7)^3}{32} = 120\ \text{inç}^3$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{(7{,}0 \text{ ft - k})(12 \text{ inç/ft})(1000 \text{ lb/k})}{120 \text{ inç}^3} = 700 \text{ lb/inç}^2$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{445}{800} + \frac{700}{1600} = 0{,}99 \le 1 \quad \text{tamam}$$

2. Kazığın başındaki kesme gerilmesini kontrol ediniz (maksimum kesme noktası):

$$F_v = 0{,}09F_a = (0{,}09)(800) = 72 \text{ lb/inç}^2$$

$$A = \frac{\pi B^2}{4} = \frac{\pi(12)^2}{4} = 113 \text{ inç}^2$$

$$f_v = \frac{V}{A} = \frac{3900}{113} = 34{,}5 \text{ lb/inç}^2 < 72 \quad \text{tamam}$$

Tasarım kabul edilebilir ⇐ **Cevap**

Çelik Kazıklar

Çelik kazıklar genellikle ASTM standardı A36'ya uyan yumuşak çelikten yapılır. Bu malzemenin akma dayanımı (F_y) 250 MPa olup, çoğu projeler için yeterlidir. F_y değeri 450 MPa kadar yüksek kazıklar da vardır. Ancak, sıkça belirtilmezler. Çünkü, çoğu uygulamalar yüksek dayanım gerektirmez ve ayrıca kaynak yaparak birleştirilmeleri de çok zordur. Ayrıca, bazı bina yönetmelikleri kazıklarda daha yüksek akma dayanımlarının kullanımına izin vermez.

Çelik kazıklardaki izin verilebilir eksenel gerilme (F_a) ya çekme veya bası için tipik olarak 0,35F_y ile 0,50F_y'dir (87–124 MPa arası) (Rempe, 1979). AASHTO çok muhafazakâr olup, F_a=0,25 F_y ile 0,33 F_y kullanır. Bu iki aralıktaki yüksek değerler, genellikle yalnızca çakma koşulları elverişli olduğu zaman uygundur (yani, kazığın düz çakılacağı ve iri taşlar veya diğer engellemeler ile saptırılmayacağı yerlerde) ve çakma gerilmeleri bir dalga denklemi analizi ile kontrol edilir (Bölüm 15'de tartışıldığı gibi). Karşılaştırma için, mühendisler üstyapıda A36 çeliği için 0,60 F_y ile 0,66 F_y'lik izin verilebilir bir gerilme kullanır.

Üstyapıda kullanılan çelik tasarım yöntemleri bazan eğilme (bükülme) gerilmeleri için faklı izin verilebilir gerilme (F_b) kullanır. Ancak, kazıklar için F_b=F_a kullanınız.

Yapı mühendisleri üstyapıda F_v=0,40F_y izin verilebilir kesme gerilmesi kullanır. Kazıklardaki en büyük kesme gerilmesi tepede oluşur. Böylece, daha önce listelenen kazık ve üstyapı arasındaki farklılıklar o kadar önemli değildir. Bu nedenle, kazıklar için aynı izin verilebilir kesme gerilmesini kullanabiliriz. Ancak, kesme direnci için tüm en kesit alanını kullanmayınız. H kazıkları için sadece gövdeyi; boru kazıklar için toplam en kesit alanının yarısını kullanınız.

Standart H kazık enine kesitleri Tablo 12.1'de listelenmiştir. Boru kazıklar çok çeşitli çaplarda ve et kalınlıklarında bulunabilir; daha yaygın boyutların bazıları Tablo 12.2'de listelenmiştir. Çelik boru kazıklarda yanal yükün yönü dikkate alınmaksızın sabit bir atalet momenti (I) ve kesit modülü (S) söz konusudur. Ancak, H kazıkları için I ve S cidara kıyasla yükün yönüne bağlıdır. Genellikle tasarımcının, yapılan cidar doğrultusu üzerinde kontrolu

yoktur. Bu yüzden, zayıf eksenin (Y-Y) I ve S değerleri kullanılmalıdır. Ancak, bazan doğrultu açıkça belirtilir ve X-X ekseni özellikleri kullanılabilir.

Yüksek dayanımı ve uzayabilmesinden dolayı, çelik kazıklar işlem esnasında normalde hasara maruz kalmazlar. Ancak, özellikle müteahhitin büyük bir şahmerdan kullanması durumunda hasara uğrayabilirler. PDCA (1998) çakma gerilmelerini $0{,}9F_y$ ile sınırlandırmayı önermiştir.

Örnek 12.2

Büyük bir işaret levhası, et kalınlığı 10 mm, çapı 400 mm olan, serbest başlı bir çelik boru kazık üstünde taşınacaktır. İşaret levhası kazığın tepesine 20 kN düşey aşağı doğru bir yük, 12 kN'luk bir kesme yükü ve 95 kN-m'lik bir devrilme momenti yükleyecektir. Kazık A36 çeliğinden yapılmıştır. Bu tasarım yeterli midir?

Çözüm

Bu bir serbest başlı kazık (Bölüm 16'da belirtildiği gibi) olduğu için, maksimum moment, uygulanan momente eşittir.
Kazığın tepesindeki eksenel ve eğilme gerilmelerini kontrol ediniz.

$$A = \frac{\pi 0{,}400^2}{4} - \frac{\pi 0{,}380^2}{4} = 0{,}0123\ \text{m}^3$$

$$f_a = \frac{20}{0{,}0123} = 1600\ \text{kPa} = 1{,}6\ \text{Mpa}$$

$$I = \frac{\pi 0{,}400^4}{64} - \frac{\pi 0{,}380^4}{64} = 2{,}33\text{x}10^{-4}\ \text{m}^4$$

$$S = \frac{2I}{B} = \frac{2(2{,}33\text{x}10^{-4}\ \text{m}^4)}{0{,}400\,\text{m}} = 1{,}17\text{x}10^{-3}\ \text{m}^3$$

$$f_b = \frac{M}{S} = \frac{95}{1{,}17\text{x}10^{-3}} = 81500\ \text{kPa} = 81{,}5\ \text{MPa}$$

$$F_y = 250\ MPa$$

$$F_a = F_b = 0{,}35F_y = (0{,}35)(250) = 87\ \text{MPa}$$

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} = \frac{1{,}6}{87} + \frac{81{,}5}{87} = 0{,}96 < 1{,}0 \quad \text{tamam}$$

Enine kesit alanının yarısını kullanarak kesme gerilmelerini kontrol ediniz.

$$f_v = \frac{12}{0{,}0123/2} = 1950\ \text{kPa} = 1{,}95\ \text{MPa}$$

$$F_v = 0{,}4F_y = (0{,}4)(250) = 100\ \text{MPa}$$

$$f_v << F_v \quad \text{tamam}$$

Tasarım tatmin edicidir.

Eğilme gerilmelerinin bu tasarımda etkin olduğuna dikkat ediniz.

Beton Doldurulmuş Çelik Boru Kazıklar

Boş çelik boru kazıklar yeteri kadar yapısal kapasite sağlamadığı zaman, mühendisler bazan bunları beton ile doldurur. Beton hem eksenel hem de yanal yapısal kapasiteyi arttırır ve kazığın içine biraz korozyon koruması sağlar. Ancak, beton dolgu aşağı doğru geoteknik yük kapasitesini geliştirmez (çünkü, açık uçlu boru kazıklar bile genellikle tümüyle tıkanmış olurlar). İlave beton ağırlığı nedeniyle, geoteknik kaldırma kapasitesi hafifçe artar.

Emniyetli gerilme analizi kullanarak, beton doldurulmuş boru kazıkları tasarlayınız:

Eksenel basınç yükleri için:

$$F_a = \frac{0{,}35F_y A_s + 0{,}33f'_c A_c}{A} \tag{12.8}$$

Eksenel çekme yükleri için:

$$F_a = \frac{0{,}35F_y A_s}{A} \tag{12.9}$$

Eğilme yükleri için:

$$F_b = 0{,}35F_y \tag{12.10}$$

Burada:

F_a=toplam kesit alanına dayalı izin verilebilir eksenel gerilme
F_b=toplam kesit alanına dayalı izin verilebilir eğilme gerilmesi
F_y=çeliğin akma gerilmesi (genellikle 250 MPa)
f'_c =betonun 28 günlük basınç dayanımı
A_s=çeliğin enine kesit alanı
A_c=betonun enine kesit alanı
A=toplam enine kesit alanı=A_s+A_c

Eğer çakma koşulları özellikle uygunsa, (12.8)–(12.10) eşitliklerinin birinci teriminin katsayısı 0,50'ye arttırılabilir ve daha önce anlatıldığı gibi bir dalga denklemi analizi yapılır.

Bir kez daha tekrar edersek, AASHTO değerleri daha muhafazakârdır. Beton gerilmelerini 0,40 f'_c ve çelik gerilmelerini 0,25F_y ile sınırlandırır.

Öngerdirmeli Beton Kazıklar

Örnek bina yönetmelikleri ve AASHTO yönetmeliği, öngerdirmeli beton ayrıntısı hakkında özel gereksinimleri ve izin verilebilir basınç gerilmesi için aşağıdaki gereksinimi şart koşar:

$$F_a = 0{,}33f'_c - 0{,}27f_{pc} \tag{12.11}$$

Burada:

F_a=eksenel yük nedeniyle betondaki izin verilebilir basınç gerilmesi

f'_c =betonun 28 günlük basınç dayanımı

f_{pc}=toplam kesitteki efektif öngerdirme gerilmesidir.

Bu gereksinim, sadece eksenel basınca maruz kalan kazıklar için uygundur. Ancak, yanal veya kaldırma yüklerine maruz kazıklar için destek sağlamaz.

Amerika Beton Enstitüsü ACI 318-99 yönetmeliği (ACI, 1999) bazı özel sismik gereksinimler hariç [21.8.4] beton kazıkların tasarımını içermez [1.1.5]. Yönetmeliklerin yorumu ile ilgili kaynaklar ACI 543R-74 *Beton Kazıkların Tasarımı, Üretimi ve Yerleştirilmesi için Öneriler* (ACI, 1974), PCI (1993a) ve IBC gibi diğer idari yönetmeliklere başvuran ‘’genel bina yönetmeliği’’dir. ACI 543’deki maddeler, ACI 318-63’ün şimdi kullanımda olmayan bölümlerine dayandırılan dönüştürülmüş bölümlere sahip emniyetli gerilme (ASD) analizleri kullanır. Bu nedenle, en az bir yönetmelik bakış açısından, öngerdirmeli beton kazıklar için yapısal tasarım ihtiyaçları, özellikle yanal yükler var olduğu zaman, şaşırtıcı bir biçimde belirsiz ve eksiktir.

Bu ikileme en işe yarar çözüm, büyük olasılıkla normal öngerdirmeli elemanlar için yönetmelik gereksinimlerini kullanarak, öngerdirmeli beton kazıkları tasarlamak, ondan sonra bu tasarımı (12.11) eşitliğine karşı kontrol etmektir. Önceden dökülmüş Öngerdirmeli Beton Enstitüsü (PCI, 1993a) bu yaklaşıma dayandırılan öngerdirmeli beton kazıklar için standart tasarımlar geliştirmiştir. Şekil 12.3 ve Tablolar 12.3 ve 12.4, (12.11) eşitliğini kullanarak hesaplandığı gibi izin verilebilir basınç yükü (ASD’ye dayanarak) ile beraber, boyutları ve diğer verileri sunmaktadır. Şekil 12.4, bu kazıkların bazıları için bir *etkileşim diyagramıdır*. Bu etkileşim diyagramı, sürdürülebilir faktörlü normal ve moment yüklerin çeşitli birleşimlerini göstermektedir. PCA (1993) kazık boyutlarının çok geniş bir aralığı için, etkileşim diyagramlarının çok daha detaylı serisini sağlamaktadır.

Bir ön gerilmeli beton kazığı boyutlandırmak için aşağıdaki prosedürü kullanınız:

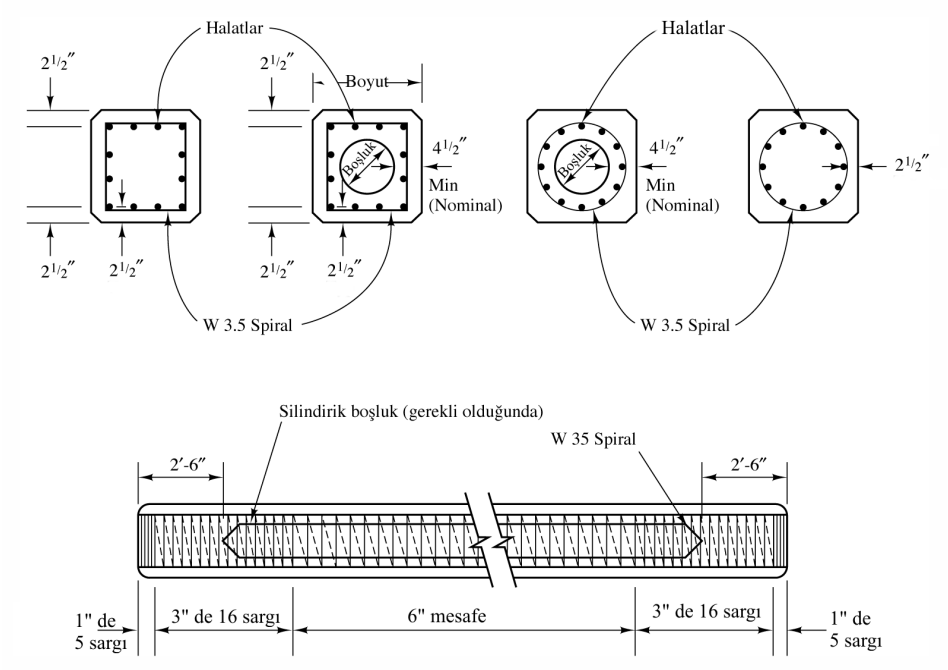
1. (2.1)–(2.4) eşitliklerini (veya idari yönetmelikten karşılaştırılabilir denklemleri) kullanarak, kazığa etkiyen faktörsüz basınç yükünü hesaplayın.
2. Tablo 12.3 veya 12.4’ün son dört kolonunda listelenen izin verilebilir basınç yüklerini kullanarak, bir kazık boyutu seçin. Bu izin verilebilir yükler (12.11) eşitliğine dayandırılır ve böylece bu yönetmelik ihtiyacını karşılayan bir kazık sağlar. En uygun boyut, en azından 1. adımda hesaplanan faktörsüz basınç yükü kadar büyük izin verilebilir bir kapasiteye (F_aA) sahip en küçük kazıktır. Eğer çekme ve moment yükleri yoksa, o zaman bunu tasarım kazık boyutu olarak kullanın. Aksi takdirde, bu prosedürün geri kalanı ile devam edin.
3. (2.7)-(2.17) eşitliklerini kullanarak, ACI faktörlü basınç, çekme ve moment yüklerini hesaplayın. Moment yük, normalde Bölüm 16’da anlatılan teknikleri kullanarak elde edilen maksimum momente dayandırılmalıdır.
4. Şekil 12.4’ü kullanarak (veya PCI, 1993a’da verilen etkileşim diyagramlarının daha ayrıntılı dizisini), gerekli kazık boyutunu seçin. En uygun boyut, hem çekme hem de bası için aşağıdaki koşulların ikisini de karşılayan en küçük kazıktır:

Tablo 12.3 Kare şekilli standart öngerdirmeli beton kazıklar (PCI, 1993a'dan).

Kazık çapı (in)	İç çapı (in)	Alan, A (in^2)	Ağırlık (lb/ft)	Atalet momenti, I (in^4)	Kesit modülü, S (in^3)	Çevre uzunluğu (ft)	Sıkışmada F_aA (k) (f_{pc} = 700 lb/in^2)			
							f_c' (lb/in^2)			
							5000	6000	7000	8000
10	Deliksiz	100	104	833	167	3,33	146	178	212	244
12	Deliksiz	144	150	1728	288	4,00	210	258	304	352
14	Deliksiz	196	204	3201	457	4,67	286	350	416	480
16	Deliksiz	256	267	5461	683	5,33	374	458	542	628
18	Deliksiz	324	338	8748	972	6,00	472	580	688	794
20	Deliksiz	400	417	13333	1333	6,67	584	716	848	980
20	11	305	318	12615	1262	6,67	444	546	646	746
24	Deliksiz	576	600	27648	2304	8,00	840	1030	1220	1410
24	12	463	482	26630	2219	8,00	676	828	982	1134
24	14	422	439	25762	2147	8,00	616	754	894	1034
24	15	399	415	25163	2097	8,00	582	714	846	976
30	18	646	672	62347	4157	10,00	942	1156	1370	1582
36	18	1042	1085	134815	7490	12,00	1522	1866	2210	2552

Tablo 12.4 Sekizgen ve daire şekilli standart öngerdirmeli beton kazıklar (PCI, 1993a'dan).

Kazık çapı (in)	Kazık şekli/ iç çapı (in)	Alan, A (in^2)	Ağırlık (lb/ft)	Atalet momenti, I (in^4)	Kesit modülü, S (in^3)	Çevre uzunluğu (ft)	Sıkışmada F_aA (k) (f_{pc} = 700 lb/in^2)			
							f_c' (lb/in^2)			
							5000	6000	7000	8000
10	Skz./deliksiz	83	85	555	111	2,76	120	148	176	202
12	Skz./deliksiz	119	125	1134	189	3,31	172	212	252	290
14	Skz./deliksiz	162	169	2105	301	3,87	236	290	344	396
16	Skz./deliksiz	212	220	3592	449	4,42	308	378	448	518
18	Skz./deliksiz	268	280	5705	639	4,97	390	480	568	656
20	Skz./deliksiz	331	345	8770	877	5,52	482	592	702	810
20	Sekizgen/11	236	245	8050	805	5,52	342	422	500	578
22	Skz./deliksiz	401	420	12837	1167	6,08	584	718	850	982
22	Sekizgen/13	268	280	11440	1040	6,08	390	480	566	656
24	Skz./deliksiz	477	495	18180	1515	6,63	696	854	1012	1168
24	Sekizgen/15	300	315	15696	1318	6,63	438	536	636	736
36	Yuvarlak/26	487	507	60007	3334	9,43	710	872	1032	1192
48	Yuvarlak/38	675	703	158222	6592	12,57	986	1208	1430	1654



Şekil 12.3 Standart öngerdirmeli kazık tasarımları (PCI, 1984).

$$P_u \leq \phi P_n$$

$$M_u \leq \phi M_n$$

5. Tasarım için, 2. ve 4. adımlardan elde edilen kazık boyutlarının büyüğünü kullanın.

Sismik yüklere maruz kalan öngerdirmeli beton kazıklar, kazık başlığı ile bağlantıda kolay kırılganlığa eğilimli olabilirler. Bu problemden kaçınmak için, mühendislerin çoğu, Şekil 11.12'de gösterildiği gibi, kazık başının içine yumuşak çelik çubukları gömerler ve bunları kazık başlığı ile birleştirmede kullanırlar. Bu çubuklara, öngerdirmeli halatlardan daha kolay şekil verilebilir.

Öngerdirmeli beton kazıklar da işlem ve çakma gerilmelerine direnebilmelidirler. PCI (1993a) Tablo 12.5'de anlatılan maksimum işlem ve çakma gerilmeleri için tasarlamayı önermektedir. Bu hesaplamalar faktörsüz yüklere dayandırılır.

Örnek 12.3

Kare şekilli öngerdirmeli beton kazık, aşağıdaki tasarım servis yüklerini taşımak durumundadır:

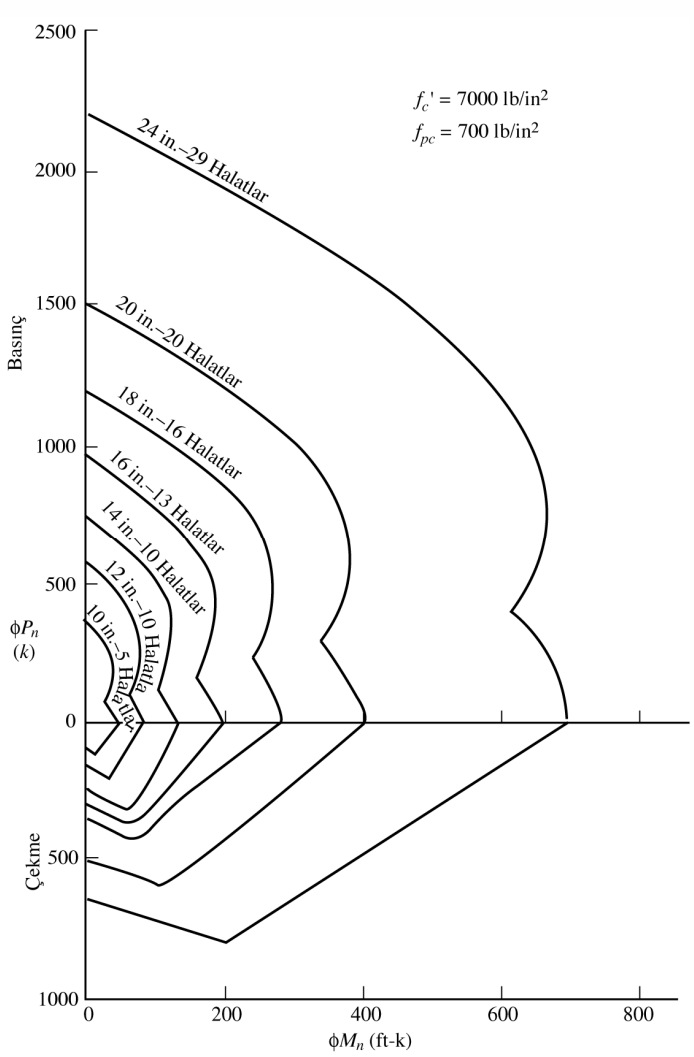
Eksenel basınç

Ölü yük=100 k

Hareketli yük=120 k

Moment

Ölü yük=100 ft-k



Şekil 12.4 Seçilmiş PCI standart öngerdirmeli beton kare kazıklar için etkileşim diyagramları (PCI, 1993a'dan derlenmiştir). Bu kapasiteler ACI faktörlü yüklerine dayalıdır [(2.7)-(2.17) eşitlikleri].

Hareketli yük=120 ft-k

Bu yükleri güvenle taşıyacak kazık boyutunu seçiniz.

Çözüm

Faktörsüz basınç yükü aşağıdaki gibidir:

$$P = P_D + P_L = 100 + 120 = 220 \text{ k}$$

$f'_c = 7000$ lb/inç^2 kullanıldığında minimum kazık boyutu 12 inç^2 (Tablo 12.3'den) olur.
Şekil 12.4 faktörlü yüklere dayalıdır. Bu nedenle, ACI yük faktörlerini uygulamak gereklidir:

$$P_u = 1{,}4P_D + 1{,}7P_L = (1{,}4)(100)+(1{,}7)(120)=344 \text{ k}$$

$$M_u = 1{,}4M_D + 1{,}7M_L = (1{,}4)(50)+(1{,}7)(20)=104 \text{ ft-k}$$

Şekil 12.4'e ve $P_u \le \phi P_n$ ve $M_u \le \phi M_n$ gereksinimlerine dayalı olarak, 14 inç'lik bir kare kazık kullanılmalıdır.

$f'_c = 7000$ lb/inç^2 olan 10 adet öngerdirmeli çelik halatlı, 14 inç^2 öngerdirmeli beton kullanınız. ⇐ ***Cevap***

Tablo 12.5 Öngerdirmeli beton kazıklarda izin verilebilir nakliye ve çakma gerilmeleri (PCI, 1993a'dan derlenmiş; izin alarak kullanılmıştır).

	Brüt kesitte izin verilebilir gerilme	
Yükleme şartı	(MPa)	(lb/in^2)
Nakliye gerilmeleri[a]		
Esnek	$F_b=0{,}50(f_c')^{0,5}+f_{pc}$	$F_b=6(f_c')^{0,5}+f_{pc}$
Çakma gerilmeleri		
Bası	$0{,}85\,f_c' - f_{pc}$	$0{,}85\,f_c' - f_{pc}$
Çekme	$0{,}50(f_c')^{0,5}+f_{pc}$	$6(f_c')^{0,5}+f_{pc}$

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

12.1 F_y=50 k/in^2 olan çelikten yapılmış bir HP 13x60 kazığı sadece bası şeklinde yüklenecektir (yani, moment veya kesme yükü söz konusu değildir). $F_a=0{,}35F_y$ kullanarak, bu kazık için maksimum izin verilebilir bası yükünü hesaplayınız.

12.2 F_y=36 k/in^2 olan ve A36 çeliğinden yapılmış bir boru kazığın 200 k'lık bir bası yükü ve 40 ft-k'lık moment yükünü taşıması gerekmektedir. $F_a=0{,}35F_y$ kullanarak, Tablo 12.2'de verilen standart kazıklar listesinden uygun kazık boyutunu seçiniz.

12.3 F_y=36 k/in^2 olan ve A36 çeliğinden yapılmış bir PP20x0,500 boru kazığı, 28 günlük basınç dayanımı 3000 lb/in^2 olan beton ile doldurulacaktır. Kazığın sadece bası şeklinde yüklendiği durumda (sıfır moment, sıfır kesme) maksimum izin verilebilir yükü hesaplayınız.

12.4 Bir binanın kolonlarından biri, oniki öngerdirmeli beton kazıktan oluşan bir grup kazık tarafından desteklenecektir. Kazık grubu üzerine gelen toplam aşağı doğru tasarım yükü 4900 k'dır. Bu yükün oniki kazığa eşit şekilde dağıtıldığını ve moment ile kesme yüklerinin sıfır olduğunu varsayarak, uygun bir kazık boyutu ile birlikte 28 günlük beton basınç dayanımını belirleyiniz.

12.5 $f'_c = 7000$ lb/inç^2 ve bir kenarının uzunluğu 18 inç olan kare kesitli, öngerdirmeli bir beton kazık şu yükleri taşımak durumundadır:

bası şeklinde ölü yük=400 k
bası şeklinde hareketli yük=200 k

eğilme şeklinde ölü yük=60 ft-k
eğilme şeklinde hareketli yük=75 ft-k

Bu tasarım tatmin edici midir? Verdiğiniz cevabı nedeni ile birlikte açıklayınız.

12.4 DELGİLİ ŞAFTLAR

Delgili şaft temeller de yapısal tasarımlar için iyi tanımlanmış yönetmelik hükümleri eksikliğiden çekmektedir. Model bina yönetmeliklerinin hepsi de açıkça bir maksimum bası gerilmesi belirtmektedir:

$$F_a = 0.33 f'_c \tag{12.12}$$

(12.1) ve (12.12) eşitliklerini birleştirip, $f_a = F_a$ yerdeğiştirmesini yapmak suretiyle, delgili şaftlar için yönetmelik minimum çapı aşağıdaki gibi bulunur:

$$B = \sqrt{\frac{3{,}86P}{f'_c}} \tag{12.13}$$

Burada:

B=(12.12) eşitliğini sağlamak için minimum şaft çapı
P=faktörsüz bası yükü
f'_c =betonun 28 günlük basınç dayanımıdır.

Tasarım çapı, 200 mm veya 6 inç'in katı olmalıdır.

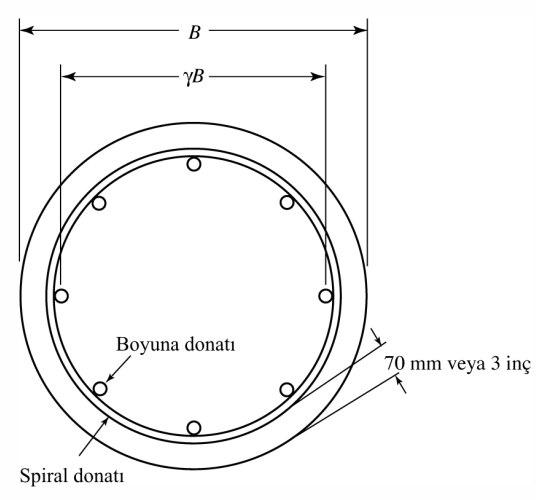
Amerika Beton Enstitüsü ACI 318-99 yönetmeliği (ACI, 1999) özellikle derin temelleri içermezken [1.1.5] (belirli sismik koşullar hariç), AASHTO *Karayolu Köprüleri için Standart Şartnameler* (AASHTO, 1996) donatılı beton kolonlar gibi aynı tasarım kriterlerini kullanır [4.6.6.1] ve tasarımcıya ASD veya LRFD'yi kullanma seçeneği verir.

Bu nedenle, belki de en iyisi, delgili şaftların hem kısa kolonlar için standart ACI tasarım kriterlerini hem de (12.13) eğitliğini sağlayacak şekilde tasarlanmasıdır. Bu, hem faktörlü yükleri (ACI tasarım için) hem de faktörsüz yükleri [(12.13) eşitliği için) kullanarak şaftı değerlendirmeyi gerektirir.

Etkileşim Diyagramlarının Kullanımı

Şekiller 12.6–12.9'daki etkileşim diyagramları, spiral donatılı dairesel kısa kolonlar için ACI tasarım gereksinimlerini sunan boyutsuz çizimlerdir. Bu diyagramlar, Şekil 12.5'de gösterildiği gibi, boyuna donatı çeliği daire çapının, toplam şaft çapına oranına dayandırılır. Bu etkileşim diyagramları f'_c = 4000 lb/inç^2 (27,6 MPa) ve f_y=60 k/inç^2 (413,7 MPa) değerlerine dayandırılır. Diğer malzeme dayanımları için, ilave etkileşim diyagramları geliştirilebilir.

Bu etkileşim diyagramları, birleştirilmiş eksenel ve eğilme yüklerine direnmek için, gerekli çelik oranını (ρ) verir:



Şekil 12.5 Şekil 12.6'dan 12.9'a kadar olan etkileşim diyagramları için γ'nın tanımı.

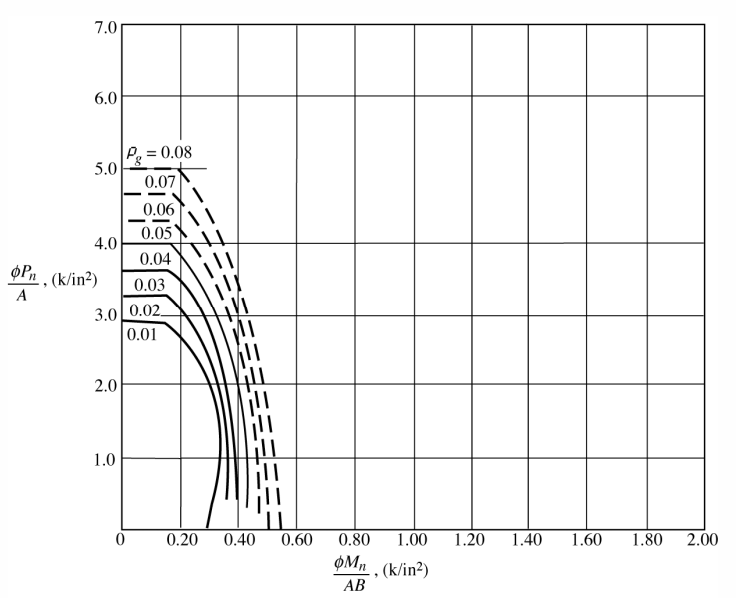
$$\rho = \frac{A_s}{A_g} = \frac{4A_s}{\pi B^2} \tag{12.14}$$

Burada:

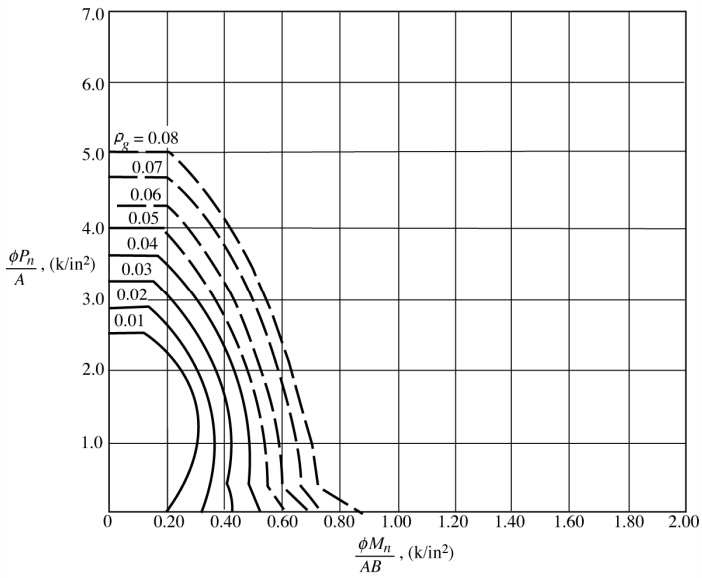
ρ=çelik oranı
A_s=boyuna çelik çubukların enine kesit alanı
A_g=delgili şaftın toplam alanı
B=delgili şaftın çapıdır.

Aşağıdaki prosedür, bu etkileşim diyagramlarına ve örnek bina yönetmeliği gereksinimine dayandırılan delgili şaftlar için yapısal tasarımlar geliştirmede kullanılabilir:

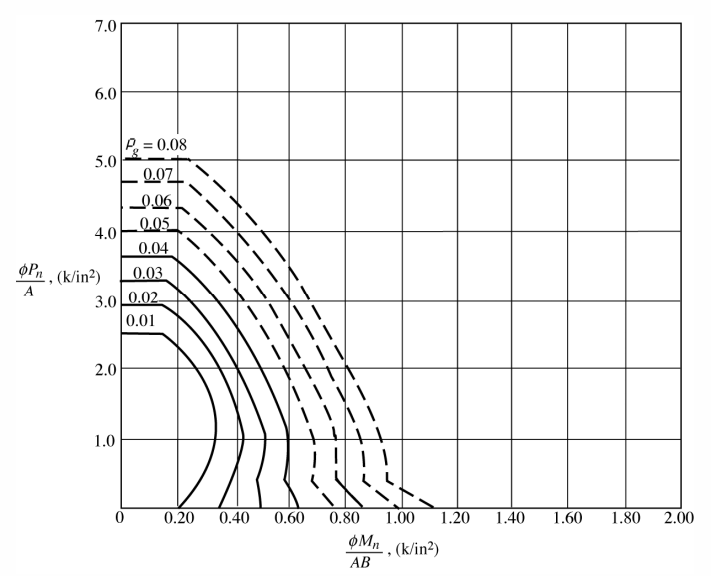
1. (2.1)-(2.4) eşitliklerini (veya düzenleyici bir yönetmelikten benzer denklemler) kullanarak, faktörsüz eksenel bası yükünü kullanınız.
2. 1. adım'dan faktörsüz bası yükü ile (12.13) eşitliğini kullanarak, minimum şaft çapını (B) hesaplayınız. Bu çap, 200 mm'nin veya 6 inç'in katı olarak ifade edilmelidir.
3. Boyuna donatı çeliği daire çapını hesaplayınız. Boyuna çelik için #8 (metrik #25) çubukları, ½ inç çaplı spiral donatı ve ACI tarafından gerekli olarak 70 mm beton kaplama varsayarak, boyuna çelik dairenin çapı yaklaşık olarak B–180 mm veya B–7,5 inç'dir.
4. γ'yı hesaplamak için Şekil 12.5'i kullanınız ve bu değere dayalı olarak uygun etkileşim diyagramını seçiniz. Bu kitapta γ=0.45, 0.60, 0.75 ve 0.90 değerleri için etkileşim diyagramları verilmiştir. İki diyagram kullanmak ve interpolasyon yapmak gerekli olabilir.
5. (2.7)–(2.17) eşitliklerini kullanarak faktörlü bası yükünü (P_u) hesaplayınız. Bu, yapıdan temelin tepesine verilen bası yüküdür.
6. (2.7)–(2.17) eşitliklerini kullanarak faktörlü moment yükünü (M_u) hesaplayınız. Bu, temelde herhangi bir noktadaki maksimum moment yükü olup, Bölüm 16'da anlatılan teknikleri kullanarak hesaplanır. Eğer şaftın tüm boyu için aynı donatıyı kullanmak



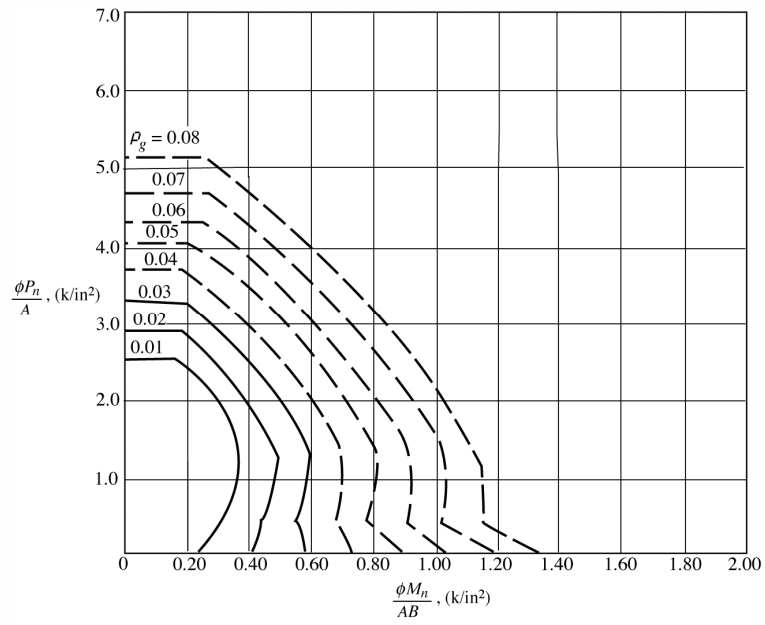
Şekil 12.6 f_c'=4000 lb/in^2 (27,6 MPa), f_y=60 k/in^2 (413,7 MPa) ve γ=0,45 değerleri ile birlikte, spiral donatılı delgili şaftlar için etkileşim diyagramı (McCormac, 1988'den; izin alarak kullanılmıştır).



Şekil 12.7 f_c'=4000 lb/in^2 (27,6 MPa), f_y=60 k/in^2 (413,7 MPa) ve γ=0,60 değerleri ile birlikte, spiral donatılı delgili şaftlar için etkileşim diyagramı (McCormac, 1988'den; izin alarak kullanılmıştır).



Şekil 12.8 f_c'=4000 lb/in^2 (27,6 MPa), f_y=60 k/in^2 (413,7 MPa) ve γ=0,75 değerleri ile birlikte, spiral donatılı delgili şaftlar için etkileşim diyagramı (McCormac, 1988'den; izin alarak kullanılmıştır).



Şekil 12.9 f_c'=4000 lb/in^2 (27,6 MPa), f_y=60 k/in^2 (413,7 MPa) ve γ=0,90 değerleri ile birlikte, spiral donatılı delgili şaftlar için etkileşim diyagramı (McCormac, 1988'den; izin alarak kullanılmıştır).

istersek, o zaman bu gerekli tek M_u değeridir. Seçenek olarak, eğer donatıyı çeşitli derinliklerde kesmek istersek (derinlikle momentte azalmadan dolayı) o zaman M_u'yu derinliğin bir fonksiyonu olarak hesaplamamız gerekir. Bölüm 16'da bu veriyi geliştirme yöntemleri anlatılmıştır.

7. P_u/A ve M_u/AB'yi hesaplayınız. Burada, A şaftın toplam enine kesit alanıdır (yani, betonun ve donatı çeliğinin birleştirilmiş alanı).
8. Etki diyagram(lar)ı çeşitli çelik oranları (ρ) için basınç ve moment kapasitelerini ($\phi P_n/A$ ve $\phi M_n/AB$) verir. Bu diyagramları kullanmak için, 7. adımdan P_u/A ve M_u/AB değerlerini çiziniz ve aşağıdaki koşulların ikisi de karşılanacak şekilde, gerekli çelik oranını (ρ) seçiniz:

$$\frac{P_u}{A} \le \frac{\phi P_n}{A}$$

$$\frac{M_u}{AB} \le \frac{\phi M_n}{AB}$$

ρ değeri 0,01 ve 0,08 arasında olmalıdır. Eğer γ değeri iki diyagramın kullanılmasını gerektirirse, o zaman herbiri için ρ'yu belirleyerek interpolasyon yapınız. ρ>0,08 ise, çapı (B) arttırarak ρ'yu hesaplayınız. Ancak, (12.13) eşitliğinden hesaplanandan daha küçük B kullanmayınız.

9. (12.14) eşitliğini ve Tablo 9.1'i kullanarak, boyuna donatı çubuklarının boyutunu ve sayısını seçiniz. En az altı çubuk olmalı [ACI 10.9.2] ve çubuklar arası net aralık (d_b) en az 25 mm'ye (1 inç) ya da (hangisi daha büyük ise) maksimum agrega boyutunun 4/3 katına eşit olmalıdır [ACI 3.3.2 ve 7.6.1].
10. Aşağıdaki denklemi kullanarak, spiral çeliği boyutlandırınız [ACI 10.9.3]:

$$\rho_s = 0{,}45\left(\frac{A}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y} \qquad (12.15)$$

Burada:

ρ_s=spiral donatı hacminin toplam göbek hacmine oranı

A=delgili şaftın toplam enine kesit alanı=$\pi B^2/4$

A_c=göbeğin enine kesit alanı (yani, spiral donatının dış çapı ile sınırlanan dairenin alanı)

f'_c = betonun 28 günlük basınç dayanımı

f_y =çeliğin akma dayanımıdır (maksimum 420 MPa veya 60.000 lb/inç^2).

Tasarım amaçları için, #3 veya #4 (metrik #10 veya #13) çubukları yeterli spiral donatı olabilir. Fakat, yapım usulleri, kafesin aşırı distorsiyonlardan kaçınmak için, daha büyük çaplı (yani, #6 veya metrik #19) çubuğu zorunlu hale getirebilir. Mesafe (yani, spiral çubuklar arasındaki düşey mesafe) tipik olarak 75 ve 150 mm arasındadır.

Delgili şaftların yapısal tasarımı hakkında daha çok bilgi için O'Neill ve Reese'e (1999) başvurunuz.

Örnek 12.4

Bir delgili şaft temeldeki maksimum bası ve moment yükleri aşağıdaki gibidir:

Bası

P_D=300 k

P_L=260 k

Moment

M_D=240 ft-k

M_L=80 ft-k

f'_c =4000 lb/inç^2 ve f_y =60.000 lb/inç^2 kullanarak, gerekli çap ve donatıyı belirleyiniz.

Çözüm

Faktörsüz yük:

$$P = P_D + P_L = 300 + 260 = 540 \text{ k}$$

Gerekli çap:

$$B = \sqrt{\frac{3{,}86P}{f'_c}} = \sqrt{\frac{3{,}86(560.000 \text{ lb})}{4000 \text{ lb/inç}^2}} = 23 \text{ inç}$$

B=24 inç kullan.

$$\gamma = \frac{24 - 7{,}5}{25} = 0{,}69$$

Faktörlü yükler:

$$P_u = 1{,}4\,P_D + 1{,}7P_L = (1{,}4)(300) + (1{,}7)(260) = 862 \text{ k}$$

$$M_u = M_D + M_L = (1{,}4)(240) + (1{,}7)(80) = 472 \text{ ft-k}$$

Boyuna donatı:

$$A = \frac{\pi(24)^2}{4} = 452\ in\text{ç}^2,$$

$$\frac{P_u}{A} = \frac{862}{452} = 1{,}91 \text{ k/inç}^2$$

$$\frac{M_u}{AB} = \frac{472 \text{ ft-k}}{(452 \text{ inç}^2)(2 \text{ ft})} = 0{,}52 \text{ k/inç}^2$$

Şekil 12.7'den (γ=0,60); ρ=0,055

Şekil 12.8'den (γ=0,75); ρ=0,038

Doğrusal interpolasyon ile, ρ=0,045

$$(A_s)_{\text{gerekli}} = \frac{\rho\pi B^2}{4} = \frac{0{,}045\pi(24)^2}{4} = 20{,}4 \text{ inç}^2$$

Onaltı adet #10 çubuk kullanın (gerekli çelik alanı ve minimum ile maksimum mesafe gereksinimlerini sağlar).

Spiral donatı:

$$A_c = \frac{\pi(24-6)^2}{4} = 254\ \text{inç}^2$$

$$\rho_c = 0{,}45\left(\frac{A}{A_c} - 1\right)\frac{f'_c}{f_y}$$

$$= 0{,}45\left(\frac{452}{254} - 1\right)\frac{4000}{60000}$$

$$= 0{,}023$$

p=mesafe olsun
Dönme başına çelik hacmi =18 π A_s=56,5 A_s
Dönme başına göbek hacmi= π 18^2 p/4=254 p

$$\rho_s = \frac{56{,}5}{254\ \text{p}} = 0{,}023$$

#6 çubukları için (A_s=0,44 inç^2), p=4,2 inç
Merkezde 4 inç'lerde #6 çubukları kullanın.

Nihai tasarım:

Onaltı boyuna #10 çubuklu ve merkezde 4 inçde bir #6 spiral donatılı, 24 inç çaplı şaft kullanınız. ⇐ ***Cevap***

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

12.6 Bir delgili şaft temel üzerine gelecek yükler şu şekildedir: P_D=800 k, P_L=350 k, M_D=400 ft-k, M_L=320 ft-k. f'_c =4000 lb/inç^2 ve f_y =60 k/inç^2 kullanarak (sadece yapısal bakış açısından) gerekli çap ve donatıyı belirleyiniz.

12.7 Bir delgili şaft temel üzerine gelecek yükler şu şekildedir: P_D=320 k, P_L=150 k, M_D=350 ft-k, M_L=380 ft-k. f'_c =4000 lb/inç^2 ve f_y =60 k/inç^2 kullanarak (sadece yapısal bakış açısından) gerekli çap ve donatıyı belirleyiniz.

12.5 BAŞLIKLAR

Kazık temeller, hemen hemen her zaman gruplar halinde yerleştirilir. Bu nedenle, tek kolon birçok kazıkla taşınır. Bazan, özellikle de binalarda herbir kolon için tek büyük çaplı şaft genellikle daha ekonomik olmasına rağmen, delgili şaft temeller de guruplar halinde yerleştirilir. Kolon ile onun derin temellerini birleştiren donatılı beton eleman *başlık* veya *kazık başlığı* diye adlandırılır. Şekil 12.10 yapım halinde bir başlığı ve Şekil 12.11 ise tamamlanmış bir başlığı göstermektedir.



Şekil 12.10 Burada görülen dokuz adet öngerdirmeli kazık grubu (her sırada üç kazığın olduğu üç sıra kazık) bir yapının sadece bir kolonunu destekleyecektir. Bu kazıklar bir kazık başlığı ile birleştirilecektir. Fotoğrafta, her bir kazıktan dışarı doğru çıkan düşey çelik çubuklar ile birlikte başlığa ve bağlantı kirişine ait bazı çubukların da yerleştirilmiş olduğu görülmektedir. Bağlantı kirişindeki üzengi dizisine dikkat ediniz. Çeliğin tamamı yerleştirildikten sonra başlık ve bağlantı kirişi tek blok olacak şekilde beton dökülecektir.



Şekil 12.11 Bu köprü ayağı bir grup kazık temel ile desteklenmektedir. Donatılı başlık ayak ve temeli birbirine bağlamaktadır. Bu başlık, sahadaki temiz kumlu zeminden dolayı, düz yüzeyler veren kontrplak kalıplar kullanılarak dökülmüştür.

Kazık başlıklarını tasarım işlemi, yüzeysel temellerin tasarımına çok benzer. İki tasarım da kolondan gelen nokta yükleri temelin veya başlığın tabanı boyunca dağıtmalıdır. Temel farklılıklar aşağıdaki gibidir:

- Başlıklar üstüne etkiyen yükler, yüzeysel temellerin çoğuna etkiyenlerden daha büyüktür.
- Başlıklar üstündeki yükler, tabanın küçük bir kısmı üstünde dağıtılır (yani, münferit derin temeller). Halbuki, yüzeysel temeller üstündeki yükler tüm taban boyunca dağıtılır.

ACI yönetmeliği kazıkların veya delgili şaftların tasarımını yönlendirmemesine rağmen, ''kazıklar üstünde temeller'' diye adlandırdığı, başlıkların tasarımını içermektedir [15.2.3]. Başlıklar için tasarım işlemi, aşağıdaki ilave gereksinimler ile, yüzeysel temellerinkine çok benzer:

- Tasarım, münferit kazıkların veya şaftların çevresindeki zımbalayıcı kesmeyi karşılamalıdır [ACI 15.5]
- Etkili derinlik (*d*) en az 300 mm olmalıdır [ACI, 15.7]. Bu minimum kalınlık *T* veya 400 mm anlamına gelir.
- Münferit kazıklar veya şaftlar ve başlık arasındaki temas kuvveti her iki elemanın kapasitesini aşmamalıdır [ACI 15.8.1].

12.6 BAĞ KRİŞLERİ

Derin temeller, Şekil 12.10'da gösterildiği gibi, bazan bağ krişleri ile birleştirilir. Üniform Bina Yönetmeliği, sismik yüklere maruz derin temellerin tümü için bağ kirişleri zorunluluğu getirir [UBC 1807.2] ve kolon düşey yükünün yüzde 10'una eşit yatay bir bası veya çekme kuvvetine karşı koymak için tasarlanmaları gerektiğini açıkça belirtir. Ancak, yönetmelik, eğer bir başka uygun yanal tutma biçimi sağlanırsa, bir ayrıcalık sağlamaktadır.

Bağ kirişleri, üstyapıdaki herhangi bir eleman gibi aynı biçimde tasarlanır ve altta bulunan zeminden herhangi bir desteğe dayanmamalıdır.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Derin temeller, yapıdan uygulanan yükleri zemine iletmede yeterli yapısal bütünlüğe sahip olmalıdır. Bu, derin temellerin uygulanan gerilmeleri güvenle sürdürmek için yeterli dayanıma ve deformasyonları izin verilebilir sınırlar içinde tutmak için yeterli rijitliğe sahip olması anlamına gelir.
2. Servis yükleri altında yeraltı kemerlenmesi, genellikle derin temellerde problem değildir.
3. Derin temeller, üst yapıdaki benzer elemanlardan genellikle daha muhafazakâr tasarlanır.
4. Tasarım standartları, yapısal tasarım için son zamanlarda hem ASD hem de LRFD yöntemlerini içerir. Bu kafa karıştırıcı olabilir. Öngerdirmeli beton kazıklar ve delgili şaftlar bir ASD ve LRFD kombinasyonu kullanarak tasarlanırken, ahşap ve çelik kazıklar normalde sadece ASD kullanarak tasarlanır.

5. Kazıklar, işlem yükleri, çakma yükleri ve servis yüklerini taşımak amacıyla tasarlanmalıdır. Delgili şaftlar yalnızca servis yükleri için tasarlanır.
6. Çeşitli kazık malzemeleri için izin verilebilir gerilmeler bina yönetmeliklerinde belirtilmiştir. Fakat, bu kriterler genellikle eksiktir.
7. Kazık başlıkları, bazı ilave gereksinimler ile, yüzeysel temeller için olan yöntemlere benzer yöntemler kullanarak tasarlanır.
8. Bazı yönetmelikler, sismik yüklere maruz kalan derin temelleri birleştirmek için bağ kirişlerini zorunlu hale getirir.

Sözlük

Bağ kirişi	İzin verilebilir gerilme tasarımı (ASD)	Örnek Bina yönetmeliği
Çakma yükleri	Kazık başlığı	Rezidüel gerilmeler
Emniyetli gerilme tasarımı	Kemerlenme	Spiral donatı
Etkileşim diyagramı	Kesit modülü	Yük ve Direnç Faktörü
İşlem yükleri	Nihai dayanım tasarım (USD)	Tasarımı (LRFD) Servis yükleri

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

12.8 Benzer yapılara kıyasla temeller için daha güvenli yapısal tasarımlar kullanılmasının sebebi nedir?

12.9 Nakliye sırasında hasar görmeye en az duyarlı kazık hangisidir?

12.10 A36 çeliğinden yapılmış bir PP18x0,500 çelik boru kazığı 200 k'lık bası yükü taşımaktadır. Kazık gerilmelerini kabul edilebilir sınırlar içinde verecek olan maksimum izin verilebilir momenti ve kesme kuvvetini hesaplayınız.

12.11 A36 çeliğinden yapılmış bir HP12x84 kazığı için bir etkileşim diyagramı (izin verilebilir moment yükünün bası yüküne karşı grafiğini) çiziniz. Eğilmenin zayıf eksende meydana geldiğini varsayınız.

12.12 f_c'=6000 lb/in^2 ve f_{pc}=700 k/in^2 değerlerine sahip, 12 inç'lik kare şeklinde ve 60 ft uzunluğundaki bir öngerdirmeli beton kazık Şekil 12.1 ve 12.2a'da gösterilen noktalardan kaldırılacaktır. Kazığın ağırlığını atalet ve çarpma etkilerinden dolayı %50 arttırarak bu kazığın moment ve kesme diyagramlarını çiziniz. Sonra da oluşan eğilme gerilmelerini hesaplayarak bu kaldırma şeklinin PCI'nın izin verilebilir gerilme kriterlerini sağlayıp sağlamadığını belirleyiniz. Sağlanmadığı durumda, kabul edilebilir başka bir kaldırma yöntemi öneriniz.

12.13 Başlık çapı 250 mm olan 15 m uzunluğunda bir ahşap kazık 500 kN'luk bir bası yüklemesine maruz kalacaktır. Kazıkta kesme veya moment yükü söz konusu değildir. Bu tasarım, yapı mühendisliği bakış açısından kabul edilebilir bir tasarım mıdır?

12.14 A36 çeliğinden yapılan bir H kazığı 250 k'lık bir bası yükü ile birlikte 50 ft-k'lık moment yükünü desteklemek durumundadır. En ekonomik H kazığı kesitini seçiniz. Çakma şartlarının elverişli olduğunu, çakma gerilmelerinin dalga denklemi ile hesaplanabileceğini ve projenin model yapı yönetmeliklerinden birine uyması gerektiğini varsayınız.

12.15 Öngerdirmeli bir beton kazık şu tasarım yüklerine dayanmak durumundadır: P_D=85 k, P_L=70 k, M_D=80 ft-k ve M_L=70 ft-k. Bu yükleri güvenli bir şekilde taşıyacak kazık boyutunu seçiniz.

12.16 375 k'lık bası yükünü, 20 k'lık kesme yükünü ve 200 ft-k'lık moment yükünü aynı anda taşıyabilecek en ucuz A36 çelik boruyu bulunuz. Çeliğin bir pound'unun her kazık boyutu için aynı olduğunu varsayınız.

12.17 Delgili bir şaft temel f_c'=27,6 MPa ve 60 numara (metrik, 420 numara) donatı çeliği ile birlikte betondan yapılacaktır. Tasarım yükleri P_D=1100 kN, P_L=950 kN, M_D=400 kN-m ve M_L=250 kN-m'dir. Bu yükleri taşıyabilmek için gerekli çapı ve donatıyı bulunuz.

13

Derin Temeller – Statik Yükleme Deneylerine Dayalı Eksenel Yük Kapasitesi

Gerçekte, zemin mekaniği temel mühendisinin yararlanması gerektiği bilgi topluluklarından yalnızca biridir. Eğer bu sanatın diğer yönlerini dışlayarak çalışılırsa, temel mühendisliğindeki tüm problemlerin, doğrudan bilimsel çözümden kolay etkilendiği gibi, hatalı ve tehlikeli izlenime yol açar. Ne yazık ki, doğanın düzensiz davranışları ve ekonomik talepler bu olasılığı elemek için birleşir.

Temel Mühendisliği, Peck, Hanson ve Thornburn. Telif hakkı © 1974
John Wiley and Sons Inc. İzinle yeniden basılmıştır.

Derin temellerin çoğu için en önemli geoteknik tasarım gereksinimi, uygulanan yükleri taşımak için yeterli eksenel yük kapasitesine sahip olmasıdır. Bu nedenle, geoteknik mühendisleri eksenel yük kapasitesini değerlendirme yöntemleri geliştirmiş olup, bu yöntemleri temelleri uygun bir biçimde boyutlandırmada kullanmaktadırlar. Biz bu yöntemleri üç sınıfa ayıracağız:

- Prototip temeller üzerinde tam ölçekli statik yükleme deneyleri
- Laboratuvar veya arazi deneylerinden elde edilen zemin özelliklerine dayalı analitik yöntemler
- Kazık çakma dinamiğine veya dalga yayılmasına dayalı dinamik yöntemler

Bu bölüm, tam ölçekli statik yükleme deneylerini; Bölüm 14 ve 15 de sırayla analitik ve dinamik yöntemleri tartışmaktadır.

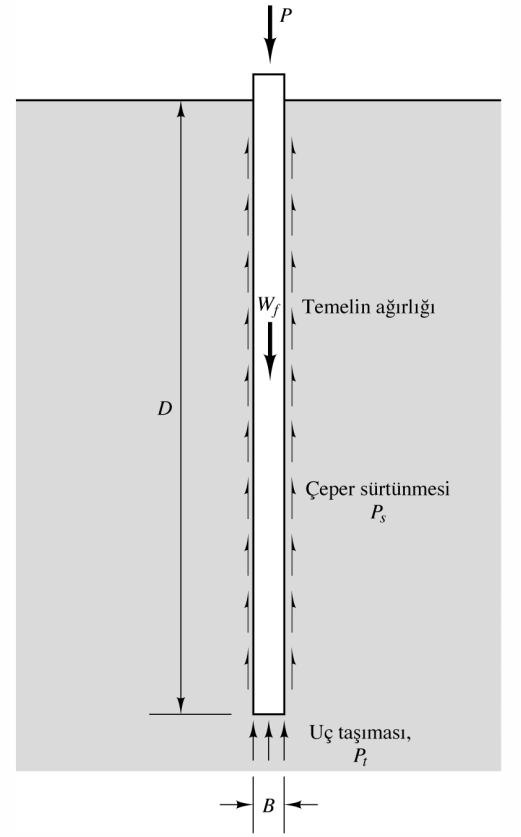
Derin temellerin çoğu ayrıca önemli yanal yükler taşımak zorunda olup, bu yükler tasarımın belirli yönlerini kontrol edebilir. Bölüm 16 yanal yük kapasitesini değerlendirme yöntemlerini ele alır. Son olarak, Bölüm 17 bu malzemeyi bir araya getirir ve bir derin temel tasarımının nasıl geliştirilmesi gerektiğini tartışır.

Yük kapasitesi terimini kullanırken çok dikkatli olmak gerekir. Ya göçmeye neden olmak için gerekli yük olan *nihai yük kapasitesinden*, ya da nihai yükün bir emniyet faktörü ile bölümünden elde edilen *izin verilebilir yük kapasitesinden* söz edebilir. Bu iki tanım arasındaki karışıklık genellikle yanlış anlamaların ve dava açmaların kaynağı olmuştur. Bu nedenle, sıfatsız *yük kapasitesi* terimi, bu bölümün başlığında olduğu gibi, yalnızca genel

anlamda kullanılmalıdır. Ancak, doğrudan veya dolaylı olarak sayısal bir değerden bahsederken, daima ‘’nihai’’ veya ‘’izin verilebilir’’ sıfatını içeriniz.

13.1 YÜK AKTARIMI

Derin temeller, uygulanan eksenel yükleri, Şekil 13.1’de gösterildiği gibi, *kenar sürtünme* ve *uç temas* şeklinde iki mekanizma yoluyla yere aktarır. Kenar sürtünme direnci (*çevre sürtünme direnci* olarak da bilinir) temelin kenarı boyunca kayma sürtünmesinin ve temel ile zemin arasındaki adezyonun sonucudur. Aksine, uç temas direnci (*nokta temas direnci*, *sivri uç temas direnci* veya *uç temas direnci* olarak da bilinir) temel tabanı ve zemin arasındaki basınç yüklemesinin sonucudur ve yüzeysel temellerdeki yük aktarımına benzer.



Şekil 13.1 Eksenel yüklerin sürtünme ve uç taşıma yoluyla bir derin temelden zemine aktarılması.

Aşağı Doğru (Bası) Yükler(i)

Kenar sürtünmesi ve uç teması aslında direncin farklı biçimleridir. Bu nedenle, bunların herbirini ayrı ayrı değerlendirmek gelenekseldir. Böylece, izin verilebilir aşağı doğru (bası) yük kapasitesi (P_u) aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$P_a = \frac{P_{nih}}{F} = \frac{P_t + P_s - W_f}{F} \quad 13.1)$$

Burada:

P_a=izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesi
P_{nihai}=nihai aşağı doğru yük kapasitesi
P_t=uç temas direnci
P_s=kenar sürtünme direnci
W_f=temelin ağırlığı (eğer gerekli ise, suyun kaldırma kuvvetini dikkate alarak)
F=emniyet faktörüdür.

Net uç temas direncini (P_t') kullanarak bu formülü basitleştirebiliriz:

$$P_t' = P_t - W_f \quad (13.2)$$

$$P_a = \frac{P_t' + P_s}{F} \quad (13.3)$$

Birim uç temas ve kenar sürtünme dirençleri bakımından yeniden yazıldığında aşağıdaki formül elde edilir:

$$P_a = \frac{q_t' A_t + \Sigma f_s A_s}{F} \quad (13.4)$$

Temel aşağıdaki tasarım kriterini karşılamalıdır:

$$P \leq P_a \quad (13.5)$$

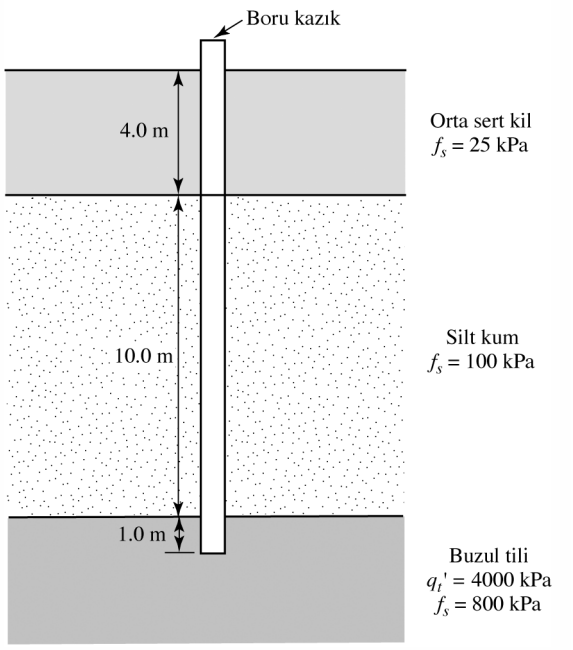
Burada:

P=aşağı doğru tasarım yükü [(2.1), (2.2), (2.3a) ve (2.4a) eşitliklerinden]
P_a=izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesi
q_t' =net birim uç temas direnci
A_t=uç temas alanı
f_s=birim kenar sürtünme direnci
A_s=kenar sürtünme alanı
F=emniyet faktörüdür.

Uç temas ve kenar sürtünme alanları temel geometrisine bağlı olup, net uç temas ve kenar sürtünme dirençleri öncelikle zemin özelliklerine bağlıdır. Net birim kenar sürtünme direnci tipik olarak derinlikle değişir. Bu yüzden, temeli parçalara ayırmalı; herbir parçadaki kenar sürtünmesini bulmalı ve toplam kenar sürtünmesini hesaplamak amacıyla toplanmalıdır.

Örnek 13.1

800 kN'luk bir bası yükü, Şekil 13.2'de gösterilen zemin profiline çakılan 400 mm çapında, 15 m uzunluğunda bir çelik boru kazığa uygulanacaktır. Net birim uç temas ve birim kenar sürtünme dirençleri gösterildiği gibidir. Emniyet faktörünü 3 alarak, aşağı doğru yük kapasitesini hesaplayınız ve tasarımın kabul edilebilir olup olmadığını belirleyiniz.



Şekil 13.2 Örnek 13.1 için önerilen boru kazık.

Çözüm

Uç temas

$A_t=\pi(0,2)^2=0,126\ m^2$

$q_t' = 4000\ kPa$

Kenar sürtünmesi : orta sert kil

$A_s = (0,4)\pi(4,0) = 5,03 m^2$

$f_s = 25\ kPa$

Kenar sürtünmesi : siltli kum

$A_s = (0,4)\pi(10,0) = 12,57 m^2$

$f_s = 100\ kPa$

Kenar sürtünmesi : buzul kil

$A_s = (0,4)\pi(1,0) = 1,26 m^2$

$f_s = 800\ kPa$

$$P_a = \frac{q_t' A_t + \Sigma f_s A_s}{F}$$

$$= \frac{(4000)(0,126) + (25)(5,03) + (100)(12,57) + (800)(1,28)}{3}$$

$$= \frac{504 + 126 + 1257 + 1024}{3}$$

=970 kN ⇐ ***Cevap***

$P = 800\ kN \le P_a$ ***Tasarım tatmin edicidir*** ⇐ ***Cevap***

Yukarı Doğru (Çekme) Yükler(i)

Bir yüzeysel temelin yukarı doğru (çekme) yük kapasitesi, o temelin ağırlığı ile sınırlıdır. Bu nedenle, bu temeller bu gibi yüklere karşı direnmede çok etkili değildir. Ancak, derin temeller hem ağırlık ve hem de kenar sürtünmesi (şimdi zıt yönde etkiyen) kullanır ve bu nedenle yukarı doğru yüklere direnmede daha etkilidirler. Genişletilmiş tabanlı derin temeller, tabanın üstündeki temas yoluyla ilave kaldırma yüklerine direnebilir.

Eğer yukarı doğru yükler mevcutsa, temel aşağıdaki tasarım ölçütünü sağlamalıdır:

$$(P_{\text{yukarı}}) \# (P_{\text{yukarı}})_a \tag{13.6}$$

Burada:

P_{yuk}=pozitif olarak ifade edilmiş, yukarı doğru (çekme) uygulanan yük
$(P_{\text{yuk}})_a$=izin verilebilir yukarı doğru (çekme) yük kapasitesidir.

Bazı temeller hem aşağı hem de yukarı doğru yüklere maruz kalır. Örneğin, normal koşullar altında aşağı doğru bir yük var olabilir [(2.1) ve (2.2) eşitlikleri]. Fakat, net bir kaldırma yükü sismik yükler dikkate alındığı zaman var olabilir [(2.3a) ve (2.4a) eşitlikleri]. Bu gibi durumlarda temel, (13.5) ve (13.6) eşitliklerinin ikisini de sağlamalıdır.

D/B>6 olan düz ve derin temellerde izin verilebilir yukarı doğru yük kapasitesi $[(P_{\text{yuk}})_a]$ aşağıdaki gibidir:

$$(P_{\text{yuk}})_a = \frac{W_f + \Sigma f_s A_s}{F} \tag{13.7}$$

Burada:

$(P_{\text{yuk}})_a$=izin verilebilir yukarı doğru yük kapasitesi
W_f= temelin ağırlığı (eğer gerekli ise, suyun kaldırma kuvvetini dikkate alarak)
f_s=birim kenar sürtünme direnci
A_s=kenar sürtünme alanı
F=emniyet faktörüdür.

Bölüm 14.4'de tartışıldığı gibi, yukarı doğru yükleme için f_s değeri, aşağı doğru yükleme için olan değerden biraz daha azdır.

Eğer temelin bir kısmı veya tamamı yeraltı su seviyesi altında batık ise, o zaman hesaplanan W_f değeri, suyun kaldırma etkilerini dikkate almalıdır. Bu, basitçe suyun birim ağırlığı ile batık hacmi çarparak ve bu değeri kuru ağırlıktan çıkararak yapılabilir.

Eğer D/B<6 ise, yukarı doğru göçme esnasında temelin etrafında bir zemin konisi oluşabilir. Bu onun kaldırma kapasitesini azaltır (Kulhawy, 1991). Neyse ki, derin temellerin büyük bir çoğunluğu, bu problemden kaçınmak için yeteri kadar uzundur. Bu yüzden, kenar sürtünme direnci, aşağı doğru yükleme için olana eşit varsayılabilir.

Tekrarlı yukarı ve aşağı yükler, eşit büyüklüklü statik yüklerden daha sorunlu olabilir. Turner ve Kulhawy (1990) kumlarda derin temelleri çalışmış ve kaldırmada, belirli bir kritik seviyeden daha küçük tekrarlı yüklerin göçmeye neden olmadığını, fakat o seviyeden yeteri kadar büyük tekrarlı yüklerin, temelin göçmesine neden olduğunu bulmuştur. Statik ve tekrarlı kapasiteler arasındaki en büyük farklar, sıkı kumlarda ve büyük derinlik-çap oranlı temellerde meydana geliyor gibi görünmektedir.

Çan şeklinde delgili şaftlar veya basınçla enjekte edilmiş temeller gibi, genişletilmiş tabanlı derin temeller tabanın üstündeki temastan yukarı doğru ilave kapasite kazanırlar. Bu ilave kapasiteyi değerlendirme yöntemleri Bölüm 14'de ele alınmıştır.

Temas Alanları A_t ve A_s

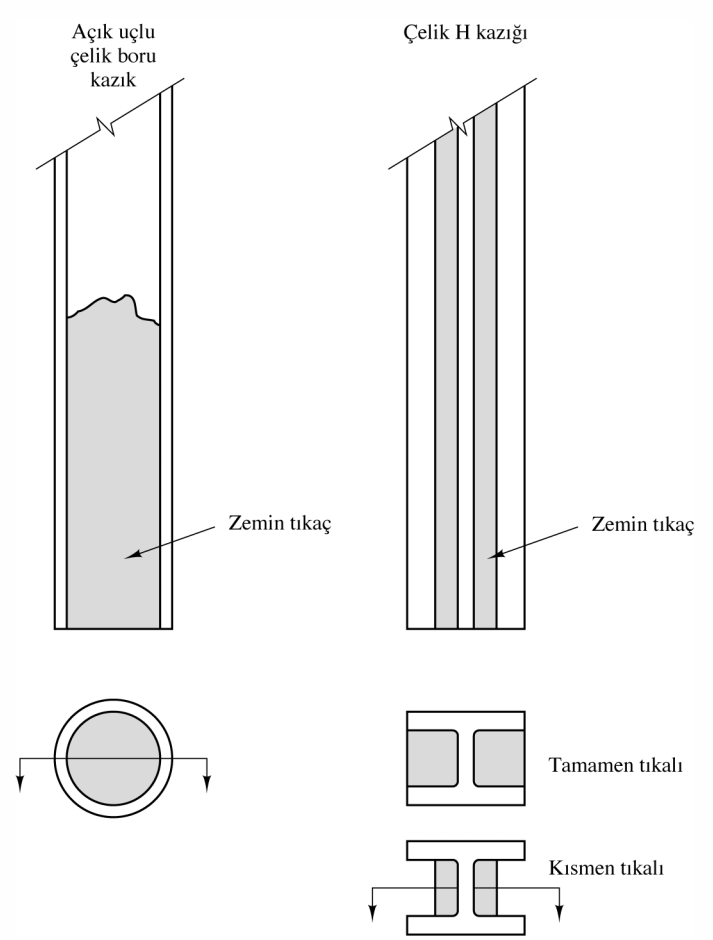
(13.4) ve (13.5) eşitliklerini kullanırken, uç temas ve kenar sürtünme alanlarını (A_t ve A_s) değerlendirmek zorundayız. Bu şekilde yapmanın yolu temelin şekline ve tipine bağlıdır.

Kapalı Kesitli Temeller: *Kapalı kesitli temel*, temelin etrafında iyi tanımlanmış bir yüzey boyunca temel-zemin temasının meydana geldiği bir derin temeldir. Bunlar, H kazıkları ve bazı açık uçlu boru kazıklar hariç, hemen hemen tüm derin temelleri içerir. Basit geometrileri nedeniyle, bu temeller için uç temas ve kenar sürtünme alanlarını (A_t ve A_s) hesaplamak kolaydır. Belirli bir tabaka için A_s, o tabaka ile temastaki temel yüzey alanı iken, A_t'nin tasarım değeri basitçe temelin uç alanıdır (yani, dolu enine kesit alanı).

Altta genişletilmiş tabanlı delgili şaftlar veya basınçla enjekte edilmiş temeller gibi, kapalı kesitli temeller biraz daha karmaşıktır. Tipik olarak, A_t'yi hesaplamak için tüm taban alanını kullanırız. Fakat, kenar sürtünmesini değerlendirirken genişletilmiş kenarı ihmal ederiz.

Açık Kesitli Temeller: *Açık kesitli temeller* zayıf olarak tanımlanmış temel zemin temaslarına sahip olan derin temellerdir. Bunlar, açık uçlu çelik boru kazıkları ve çelik H kazıklarını içerir. Bu zayıf olarak tanımlanan temaslar, A_t ve A_s'yi hesaplamayı güçleştirir.

Açık uçlu boru kazıklar çakılırken önce zeminde ''kurabiye dilimleme'' eğiliminde olurlar ve uç temas alanı (A_t) çeliğin enine kesit alanına eşittir. Kazık aşağı doğru ilerlerken, zemin borunun içine girer. Bir noktada, kazık içindeki zemin sert biçimde iyice yerleşir; kazık ile aşağı doğru hareket etmeye başlar. Daha sonra, Şekil 13.3'de gösterildiği gibi, bir *zemin tıkacı* haline gelir ve o zaman uç temas alanı, kazığın ve zemin tıkacının en kesit alanı olur. Diğer bir ifadeyle, kazık şimdi aynı bir kapalı uç kazık gibi davranır (yani, tabana kaynatılmış dairesel çelik bir plakaya sahip kazık).



Şekil 13.3 Açık uçlu çelik boru kazıklarda ve H kazıklarda zemin tıkaması.

Zemin tipi, zemin kıvamı, yerinde gerilmeler, kazık çapı, kazık girme derinliği, yerleştirme yöntemi, penetrasyon hızı ve benzeri birçok faktör zemin tıkaçlarının oluşumunu etkiler (Paikowsky ve Whitman, 1990; Miller and Lutenegger, 1997). Açık uçlu çelik boru kazıklarda penetrasyon-çap oranı (*D/B*) 10 ile 20 (killerde) veya 25 ile 35'den (kumlarda) büyük olduğu zaman, zemin tıkacı sert bir biçimde iyice yerleşmiş olarak dikkate alınabilir (Paikowsky ve Whitman, 1990). Kazıkların çoğu bu kriteri karşılar.

Açık uçlu boru kazıklar tıkandıkları zaman kapalı uçlu kazıklar gibi aynı kenar sürtünme alanına (A_s) sahiptir. Kenar sürtünme alanını hesaplarken, boru kazıkların yalnızca dış tarafını kullanınız. Zemin tıkacı ve kazığın iç kısmı arasındaki sürtünmeyi dahil etmeyiniz.

H kazıklarındaki zemin tıkacı uç temas ve kenar sürtünme alanlarının ikisini de etkiler. H kazıkların flanşları arasındaki boşluk, boru kazıkların iç kısmındaki boşluktan çok daha küçüktür. Bu nedenle, bir zemin tıkacı oluşturmak için daha az penetrasyon gereklidir.

Analiz amaçları için, genellikle Şekil 13.3'de gösterildiği gibi, H kazıkların tamamen tıkalı hale geldiği varsayımına dayanarak, H kazıklardaki A_t ve A_s'yi hesaplayabiliriz.

Eğer açık kesitli temeller sağlam kayaya çakılırsa; çelik, zemin tıkacı ve sağlam kayanın göreceli rijitlikleri, büyük olasılıkla uç temasın herşeyden önce çelik ve kaya arasında meydana geleceği şeklindedir. Bu nedenle, bu durumda genellikle en iyisi A_t 'yi çeliğin enine kesit alanına (A_s) eşit kullanmak ve uç teması hesaplarında herhangi bir sıkışmayı gözardı etmektir.

Emniyet Faktörü

Tasarım emniyet faktörü (F) aşağıdakiler dahil birçok etkene bağlıdır:

- *Yapının tipi ve önemi ve göçmenin sonuçları* **:** Büyük köprüler gibi kritik yapıların temelleri daha yüksek bir emniyet faktörü gerektirir. Küçük, içinde yaşanılmayan yapı temelleri daha düşük bir emniyet faktörü kullanabilir.
- *Zemin tipi* : Killerde daha yüksek bir emniyet faktörü kullanınız.
- *Zeminin alansal değişkenliği* : Değişen zemin profillerini değerlendirmek daha zordur ve bu nedenle daha yüksek bir emniyet faktörü kullanımını gerektirebilir.
- *Yeraltı araştırma programının tamlığı* : Yoğun yeraltı araştırma programları, yeraltı koşulları hakkında daha fazla bilgi sağlar ve bu nedenle daha düşük bir emniyet faktörünü gerektirebilir.
- *Yürütülen zemin deneylerinin tipi ve sayısı* : Kapsamlı laboratuvar ve/veya arazi deneyleri de zemin koşulları hakkında daha fazla bilgi sağlar ve daha düşük bir emniyet faktörünü gerektirebilir.
- *Sahada veya yakında tam ölçekli statik yük deney sonuçlarının bulunabilirliği* : Daha sonra bu bölümde anlatılan bu deneyler, yük kapasitesini belirlemek için en güvenilir yoldur ve bu nedenle daha düşük bir emniyet faktörü kullanmak için güçlü bir temel sağlar.
- *Sahada veya yakında dinamik deney sonuçlarının bulunabilirliği* : Bölüm 15'de anlatılan bu deneyler de bir fikir verir ve daha düşük emniyet faktörlerini gerektirebilir.
- *Beklenen düzey ve yapım denetimi ve kalite kontrol yöntemleri* : Eksiksiz yöntemler daha düşük emniyet faktörlerini gerektirebilir.
- *Yapının ömrü süresince tasarım yüklerinin gerçekten meydana gelme olasılığı* : İşyeri binaları gibi bazı yapılar tasarım hareketli yükleri büyük olasılıkla hiç üretmeyecektir. Halbuki, depolar gibi diğer yapılar büyük olasılıkla üretecektir. Bu nedenle, sonraki yapılar daha büyük emniyet faktörü gerektirebilir.

Dikkate alınması gereken bu faktörlerden ve uygun mühendislik kanısından dolayı, mühendis genellikle belirli bir tasarım için uygun emniyet faktörünü belirlemede büyük bir sağduyuya sahiptir.

Yukarı doğru yüklerin analizleri için daha yüksek emniyet faktörleri kullanmak iyi bir uygulamadır. Çünkü, kaldırma yenilmeleri çok daha ani ve fecîdir. Örneğin, Mexico City'deki bazı kazık temeller 1985 depreminde kaldırma şeklinde yenilmiş ve 3 m (10 ft) zemin dışına çekilmiştir. Bu nedenle, mühendislerin çoğu, aşağı doğru yükleme için olandan 1,5 ile 2 kat daha yüksek tasarım değerleri kullanır.

Tablo 13.1'de inşa kontrol tipine dayalı olarak kazık temeller için tipik tasarım emniyet faktörleri verilmiştir. Bu yöntemler henüz anlatılmamıştır. Ancak, daha sonra bu bölümde ve izleyen bölümlerde değinilecektir. Bu tablodaki değerler, orta halli arazi tanımlama programlarına sahip tipik zemin profillerinde alışılmış yapıları taşımak için kullanılan kazıklar içindir. Diğer koşullar için daha yüksek veya daha düşük değerler kullanılabilir.

Tablo 13.1 Kazık tasarımı için tipik emniyet faktörleri.

	Emniyet faktörü, *F*	
İnşaat kontrol yöntemi[a]	Aşağı doğru yükleme (Hannigan vd., 1997)	Yukarı doğru yükleme
Dalga denklemi analizi ile statik yük deneyi	2,00[b]	3,00[b]
Dalga denklemi analizi ile dinamik deney	2,25	4,00
Dalga denklemi analizi ile belirteç kazıklar	2,50	5,00
Dalga denklemi analizi	2,75	5,50
Kazık çakma formülleri[c]	3,50	6,00

Notlar: [a] Terimlerin çoğu henüz tamamlanmamakla birlikte bunların hepsi de bölüm sonunda ve sonraki bölümlerde ele alınacaktır.
[b] Statik yük deneyinin çok kapsamlı olması durumunda aşağı doğru ve yukarı doğru yükler için emniyet faktörleri sırayla 1,7 ve 2,5 olarak alınabilir.
[c] Hannigan vd. özellikle Gates formülüne işaret eder.

Tam ölçekli yükleme deneyleri hariç, Tablo 13.1'de anlatılan inşa denetim yöntemleri kazık çakma dinamiğine dayandırılır ve bu nedenle delgili şaft temellere uygulanamaz. Bu nedenle, delgili şaftlar için emniyet faktörü herşeyden önce yükleme deneyi bilgisinin bulunabilirliğine, arazi koşullarının üniformluğuna, arazi tanımlama programının tamlığına bağlıdır. Tablo 13.2'de sıradan yapıları taşıyacak delgili şaftların tasarımı için tipik emniyet faktörleri verilmiştir. Tekrar edersek, mühendis diğer koşullar için daha yüksek ve daha düşük değerler kullanabilir. Örneğin, geçici bir yapıyı destekleyen temeller daha küçük bir değer kullanırken, özellikle kritik bir yapıyı destekleyen temeller daha yüksek bir değer kullanarak tasarlanabilir.

Tablo 13.2 Delgili şaftlar için tipik emniyet faktörleri.

Tasarım bilgileri			Emniyet faktörü, *F*	
Statik yük deneyi	Zemin şartları	Saha Değerlendirme Proğramı	Aşağı doğru yükleme	Yukarı doğru yükleme
Evet	Üniform	Kapsamlı	2,00[a]	3,00[a]
Evet	Düzensiz	Orta	2,50	4,00
Hayır	Üniform	Kapsamlı	2,50	5,00
Hayır	Üniform	Orta	3,00	6,00
Hayır	Düzensiz	Kapsamlı	3,00	6,00
Hayır	Düzensiz	Orta	3,50	6,00

Not: [a] Statik yük deneyinin çok kapsamlı olması ve yeraltı şartlarının da çok iyi tanımlanmış olması durumunda aşağı doğru ve yukarı doğru yükler için emniyet faktörleri sırayla 1,7 ve 2,5 olarak alınabilir.

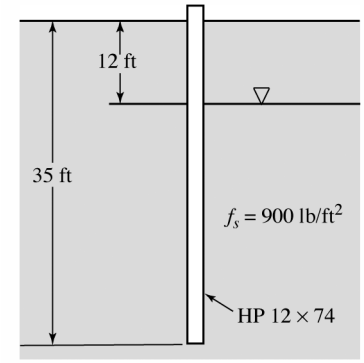
Derin temellerin diğer tipleri, genellikle Tablo 13.1 ve 13.2'de sunulanlar gibi aynı aralıkta değişen emniyet faktörleri kullanarak tasarlanmalıdır. Bu emniyet faktörlerinin seçimi daha önce anlatılan çeşitli faktörlere bağlıdır.

Hem aşağı doğru ve hem de yukarı doğru yükleme için gerçek emniyet faktörü (yani, gerçek yük ile bölünen gerçek kapasite) çoğunlukla formüllerde kullanılan tasarım *F* değerinden çok daha yüksektir. Bunun nedeni şunlardır:

- Genellikle zemin dayanım verilerini muhafazakâr olarak yorumlarız.
- Gerçek servis yükleri, özellikle depolardan başka binalarda büyük olasılıkla tasarım yüklerinden daha azdır.
- İnşa edilen temel boyutları planlanandan daha büyük olabilir.
- Analiz yöntemlerinin bazıları (tümü değil!) muhafazakârdır.

Örnek 13.2

Şekil 13.4'deki çelik H kazık temel, civarda statik yükleme deneyi veya dinamik deney verileri olmaksızın, bir dalga denklem analizinin avantajı ile tasarlanmıştır (Bölüm 15'de tartışıldığı gibi). Bu temelin izin verilebilir kaldırma kapasitesini hesaplayınız.



Şekil 13.4 Örnek 2.2 için önerilen kazık temel.

Çözüm

Kaynak: Tablo 12.1'deki H kazık verileri.

W_f=ağırlık – suyun kaldırma kuvveti

$$= (35\text{ ft})(74\text{ lb/ft}) - (35 - 12\text{ ft})\left(\frac{21{,}8\text{ inç}^2}{144\text{ inç}^2/\text{ft}^2}\right)(62{,}4\text{ lb/ft}^3)$$

$$= 2370\text{ lb}$$

F=5,5 (Tablo 13.1'den)

$$A_s = \left(2\frac{12{,}13}{12} + 2\frac{12{,}21}{12}\text{ ft}\right)(35\text{ ft}) = 142\text{ ft}^2$$

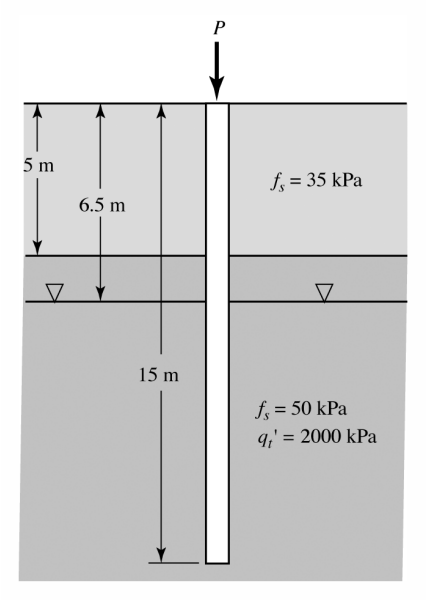
$$(P_{\text{yuk}})_a = \frac{2370 + (900)(142)}{5{,}5} = \mathbf{23{,}7\text{ k}} \qquad \Leftarrow \textit{Cevap}$$

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

13.1 Derin temellerdeki uç teması tekil temellerdeki nihai taşıma gücüne benzer. Ancak, kenar sürtünmesinin sığ temellerde bir eşdeğeri bulunmamaktadır. Sığ temellerin kenar kısımlarındaki sürtünme niçin ihmal edilir?

13.2 Sığ temelleri tasarlarken temelin ağırlığı uygulanan kolon yüküne eklenir [örnek olarak bkz. (5.1) eşitliği]. Ancak, derin temellerdeki aşağı doğru yüklerde bu ağırlık açık bir şekilde hesaplanmaz [bkz. (13.4) eşitliği]. Aşağı doğru yüklere maruz kalan derin temellerde ağırlığın nasıl hesaba katıldığını açıklayınız.

13.3 Profili Şekil 13.5'de verilen zeminde, çapı 500 mm ve derinliği 15 m olan bir delgili şaft inşa edilecektir. Eksenel tasarım yükleri P_D=400 kN, P_L=300 kN, P_E=∀600 kN şeklindedir. Elde mevcut herhangi statik yükleme verisi bulunmamaktadır. Zemin koşulları nispeten üniform olup, arazi inceleme proğramı vasat bir derecede gerçekleştirilmiştir. (2.1), (2.2), (2.3a) ve (2.4a) eşitliklerini kullanarak, aşağı doğru ve yukarı doğru tasarım yüklerini hesaplayınız. Sonra, izin verilebilir aşağı doğru ve yukarı doğru yük kapasitelerini hesaplayarak bu tasarımın tatmin edici olup olmadığını belirleyiniz.



Şekil 13.5 Problem 13.3 için önerilen delgili şaft temel.

13.2 GELENEKSEL STATİK YÜK DENEYLERİ

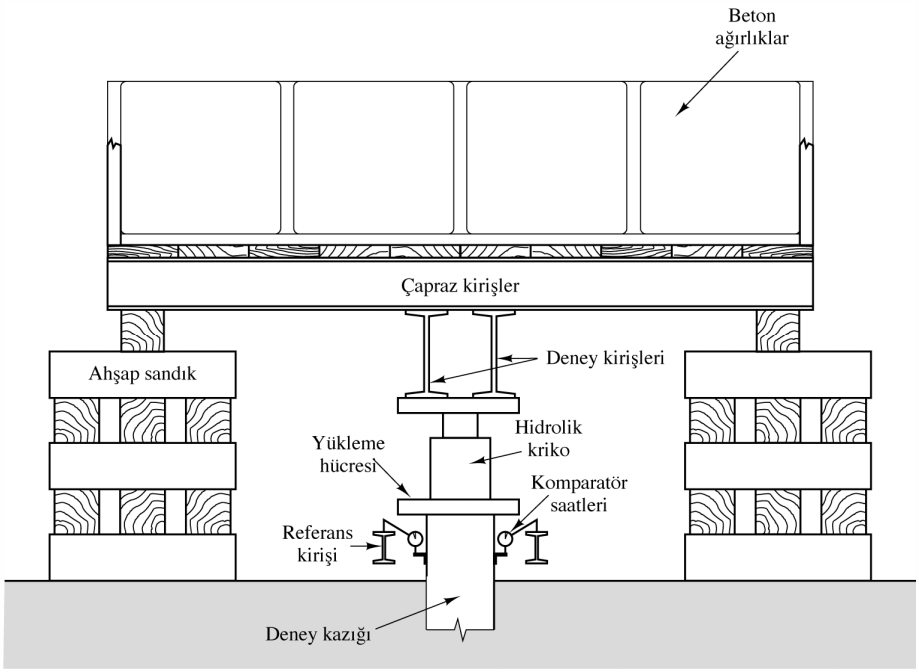
Derin temeller için nihai aşağı ve yukarı doğru yük kapasitelerini belirlemede en doğru yol, temellerin imalatı için önerilen sahada tam boyutlu örnek bir temel inşa etmek ve o temeli göçünceye kadar yavaşça yüklemektir. Bu yöntem, *geleneksel statik yük deneyi* olarak bilinir. Diğer yöntemlerin tümü, nihai yük kapasitelerini dolaylı olarak belirler ve bu nedenle şüphelidirler. Ancak, statik yük deneyleri çok daha pahalı ve çok zaman alıcı olup, bu nedenle çok iyi düşünülerek karar verilmelidir.

Bir statik yük deneyinin amacı, bir yük-oturma eğrisi veya kaldırma deneyleri durumunda, bir yük-kabarma eğrisi geliştirmektir. Bu eğri daha sonra nihai yük kapasitesini belirlemede kullanılır.

Gereçler

Bir statik yük deneyini yürütmek için, temele arzu edilen yükleri uygulamanın ve oluşan oturmaları ölçmenin bir yöntemi olmalıdır. Değişik başarı düzeyleriyle, geniş çeşitlilikte cihaz kullanılmıştır (Crowther, 1988). İlk deneyler genellikle deney yükünü önceden imal edilmiş beton bloklar veya pik demir gibi ölü yükleri temelin üstüne aşama aşama yığarak veya temelin üstüne bir tank yerleştirerek ve onu kademe kademe su ile doldurarak üretilmiştir. Ne yazık ki, bu yöntemler tehlikeli olabilir. Çünkü, yıkılmalarına neden olabilen aşırı eksantirisitelere yol açmaksızın büyük ağırlıklar yerleştirmek zordur. Bu nedenle, bu yöntemler günümüzde ender olarak kullanılır.

Daha güvenli bir seçenek, Şekil 13.6'da gösterildiği gibi, ağırlıklar için birkaç mesnet sağlamak ve bunları daha sonra deney yükü sağlamada kullanılan hidrolik kriko için bir reaksiyon olarak kullanmaktır. Bu sistem çok dengelidir ve yıkılmaya daha az eğilimlidir. Fakat, pahalı ve hantaldır.

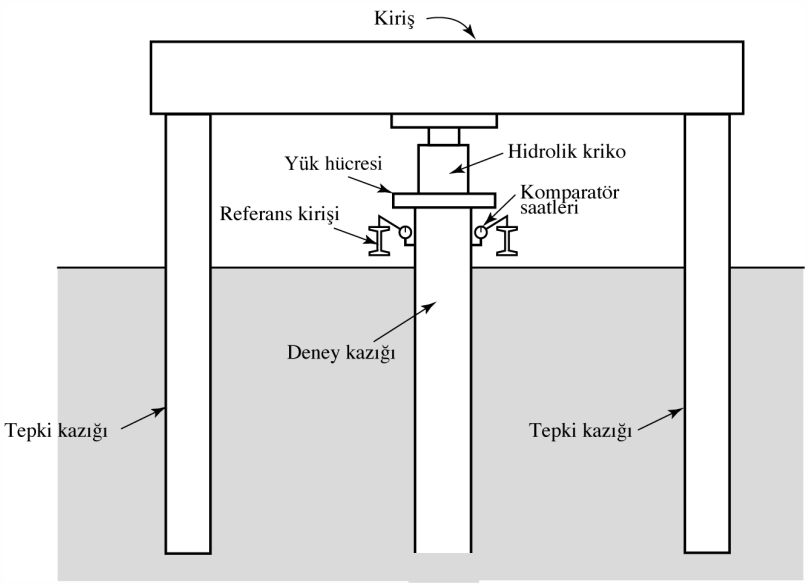


Şekil 13.6 Bir statik yük deneyinde deney yükü oluşturmada ölü yükten destek alan hidrolik kriko kullanımı.

Deney yükü için reaksiyonlar geliştirmenin en yaygın yöntemi, deneme temelinin iki kenarına *reaksiyon kazıkları* (veya derin temellerin başka tipini) yerleştirmek ve Şekil 13.7 ve 13.8'de gösterildiği gibi onları bir kirişle birleştirmektir. Kiriş ve deneme temeli arasına yerleştirilen hidrolik kriko aşağı doğru yük sağlar. Yukarı kaldırma deneyleri için, kriko; kiriş ve reaksiyon kazıklarının biri arasına yerleştirilir.

Geleneksel olarak mühendisler uygulanan yükü deney esnasında hidrolik krikoyu ayarlayarak ve hidrolik sıvı basıncını izleyerek ölçmüştür. Ancak, dikkatli yapıldığı zaman

bile bu yöntem yüzde 20 veya daha fazla hata içerir (Fellenius, 1980). Bu nedenle, kriko ve kazık arasına bir yük hücresi (kuvvet ölçen bir alet) yerleştirmek ve uygulanan yükü ölçmek için onu kullanmak en iyisidir.



Şekil 13.7 Bir statik yük deneyinde deney yükü oluşturmada kiriş ve reaksiyon kazıklarından destek alan hidrolik kriko kullanımı.

Kazık, uygulanan yükün herbir artışına karşılık olarak oturur (veya bir kaldırma deneyi durumunda kabarır). Bu oturma, Şekil 13.6 ve 13.7'de gösterildiği gibi, *referans kirişlerine* takılan ölçerler veya LVDT'ler (doğrusal voltaj yerdeğiştirme dönüştürücüleri) kullanarak ölçülür. Bir jalon ya da bir kablo ile birlikte ayna gibi bir yedekleyici sistem kullanmak akıllıca olur.

Prosedür

Statik yük deneylerinin *kontrollü gerilme deneyleri* (*sürdürülen yük* veya *ML deneyleri* olarak da bilinir) ve *kontrollü deformasyon deneyleri* olmak üzere iki çeşidi vardır. Bunlardan birincisi, önceden belirlenmiş yükleri (bağımsız değişken) ve ölçülmüş oturmaları (bağımlı değişken) kullanırken, sonraki deney zıt yaklaşım kullanır. ASTM D1143 iki yöntemi de tanımlamıştır. Deneylerin büyük çoğunluğu kontrollü gerilme yöntemi kullanır. Bu nedenle, tartışacağımız sadece budur.

Derin temel yapımı, özellikle kazık çakımı, Bölüm 14'de tartışıldığı gibi çevre zemini değiştirir. Bu değişme genellikle geçici olarak nihai yük kapasitesini değiştiren boşluk suyu basınçlarına yol açar. Bu nedenle, deneyi yürütmeden önce en iyisi aşırı boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesi için zaman ayırmaktır. Bu tipik olarak kumlarda en az 2 gün ve killerde en az 30 gün bir gecikme gerektirir.

Kontrollü gerilme deneylerini yürütürken, saha ekibi deney yükünü artışlı olarak uygular ve herbir artış altında temelin hareket etmesine izin verir. Sonra, karşılık gelen hareketleri

kaydeder ve bir yük-yerdeğiştirme eğrisi oluştururlar. Deney önceden belirlenmiş bir tasarımı kontrol etmek için planlandığı zaman, önerilen tasarım yükünün tipik olarak yüzde 25, 50, 75, 100, 125, 150, 175 ve 200'ü artışlar kullanılır. Ancak, genellikle bu yük sırası nihai yük kapasitesine ulaşmak için yeterli değildir. Bu yüzden, mühendis temelin aşırı tasarlanıp tasarlanmadığını saptayamaz ve bu nedenle temellerin yapımı üzerinde tasarruf etme fırsatını kaybedebilir. Bu nedenle, Bölüm 13.3'de belirtildiği gibi ''göçmeye'' ulaşıncaya kadar deneyi sürdürmek daha iyidir.



Şekil 13.8 Bu hidrolik kriko, çelik boru kazığına bası yükü uygulamaktadır. Kriko, desteğini yukarıdaki kirişten almaktadır. Yukarıdaki kiriş ise yükü çekme şeklinde reaksiyon kazıklarına (arka plan) aktarmaktadır. Ön plandaki referans kirişine ve komparatör saatine dikkat ediniz. Bu düzenek temel oturmasını ölçmede kullanılmaktadır.

Yavaş ML deneyi olarak bilinen geleneksel yöntem, temel hareket etmeyi durduruncaya kadar veya hareketin hızı kabul edilebilir derecede küçük oluncaya kadar bu yüklerin herbirini artışlı olarak sürdürür. Bu kriter, herbir yükü en az 1 veya 2 saat, bazan daha fazla tutmayı gerektirebilir. Bu yüzden, bu deneylerin tamamlanması için 24 saat veya daha fazla zaman gerekebilir.

Son zamanlarda *hızlı ML deneyi* daha yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntem, zaman aralığının sonundaki kazık hareketinin hızını dikkate almaksızın, herbir yük artışını önceden belirlenmiş bir zaman aralığı için tutma durumu hariç, yavaş deneye benzer. Tipik olarak, herbir yük artışı, beklenen tasarım yükünün yaklaşık yüzde 10'udur ve 2,5 ile 15

dakika tutulur. Crowther (1988) herbir artışı 5 dakika süreyle tutmayı önermektedir. Bu süreç, beklenen tasarım yükünün yüzde 200'üne veya ''göçmeye'' ulaşıncaya kadar devam eder ve genellikle tamamlamak için 2 ile 5 saat gerektirir. Bu, derin temellerin çoğu için en iyi yöntem olabilir.

Kalite Kontrol

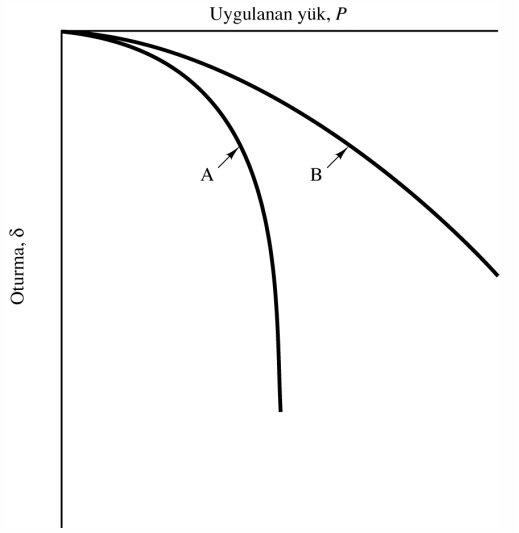
Ne yazik ki, statik yük deneylerini yürüten ekip bazan memnun edici işçilikten daha azını kullanır. Bu nedenle, deney sonuçları her zaman güvenilir değildir. Bu özellikle yavaş ML deneyleri için doğrudur. Peck'in (1958) statik yük deneylerini gözden geçirmesi, aşağıdakiler de dahil olmak üzere, bu problemlerin bazılarını kanıtlamıştır:

- Aşağı doğru yükte artışın yukarı doğru bir sapmaya neden olduğu durumlar
- Yük-oturma eğrisindeki düzensizlik
- Alışılmamış çizim ölçeklerinin neden olduğu yanıltıcı yük-oturma eğrileri

Bu sebeplerden dolayı, belirli bir kalite kontrol programına sahip olmak önemlidir. Ayrıca, deney bir uzman mühendisin denetimi altında yapılmalıdır.

13.3 DENEY SONUÇLARININ YORUMU

Yük–oturma eğrisi elde edildiği zaman, nihai yük kapasitesini belirlemek gerekir. Bu, ''göçmenin'' nerede meydana geldiğini belirlememiz gerektiği anlamına gelir. Yumuşak killerdeki kazıklar için, bu nispeten kolaydır. Bu zeminlerde yük–oturma eğrisinin Şekil 13.9'daki A eğrisi ile gösterildiği gibi belirgin bir *dalışı* söz konusudur ve nihai kapasite bu dalışa karşılık gelen yüktür. Ancak; kumlarda, ara zeminlerde-, ve sert killerdeki kazıklar, B eğrisi ile gösterildiği gibi belirli bir göçme noktası olmaksızın eğimli bir eğriye sahiptir.



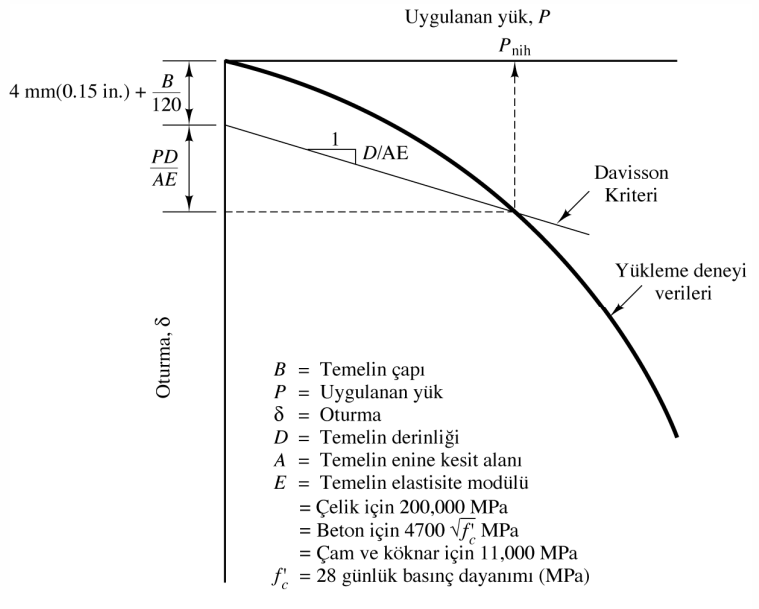
Şekil 13.9 Tipik yük-oturma eğrileri: A eğrisi yumuşak kil zeminler için (eğikliğe dikkat ediniz) ve B eğrisi ara zeminler, sert killer ve kumlu zeminler için tipiktir (hep artan yükler).

Yük-oturma eğrisinin sonraki tipini yorumlamak için, bir çok farklı yöntem önerilmiş olup (Fellenius, 1990), bu yöntemler genellikle önemli derecede farklı sonuçlar üretir. Örneğin, Fellenius (1980) bir statik yük deneyinin sonuçlarını analiz etmede dokuz farklı yöntem kullanmış ve hesaplanan nihai kapasitenin 362 k'den 470 k'ye değiştiğini bulmuştur. AASHTO[1] şartnamelerinin ilk yayınlarında bulunan bir başka yöntem yalnızca 100 k nihai kapasite vermektedir!

En çok tutulan yöntemlerden biri, Davisson (1973) yöntemidir. Şekil 13.10'da gösterildiği gibi, 4 mm+*B*/120+*PD*/(*AE*) şeklindeki oturma değerinde meydana gelen nihai kapasiteyi tanımlar. Bu formüldeki son terim, kenar sürtünmesine sahip olmayan bir kazığın elastik sıkışmasıdır.

Davisson yönteminin en iyi uyumu, hızlı ML deneylerinden elde edilen verilerle sağladığı görünmektedir. Yavaş ML deneylerinden elde edilen verilere uygulandığı zaman, aşırı muhafazakâr sonuçlar üretebilir.

A.B.D.'ndeki birçok mühendis ton (2000 lb'ye eşdeğer) kullanarak kazık kapasitelerini ifade etmeyi tercih eder. Halbuki, diğerleri kip (kilopound veya 1000 lb) kullanır. Bu kitapta yapısal ve geoteknik uygulamanın geri kalanı ile uyumluluğu sürdürmek amacıyla sadece kip kullanılmıştır.

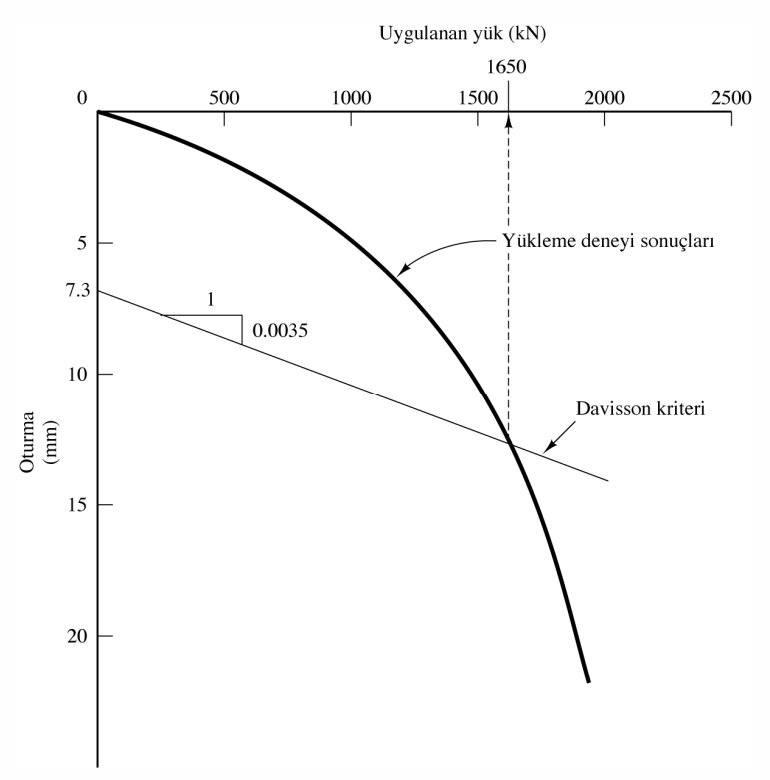


Şekil 13.10 Kazıklarda statik yük deney verilerini yorumlamada Davisson yöntemi.

Örnek 13.3

Şekil 13.11'de gösterilen yük-oturma verileri, 400 mm kare şekilli, 17 m uzunlukta bir beton kazık ($f'_c = 40\ MPa$) üzerinde yürütülen tam öçekli statik yük deneyinden elde edilmiştir. Davisson yöntemini kullanarak, nihai aşağı doğru yük kapasitesini hesaplayınız.

[1]Amerika Devlet Karayolu ve Ulaşım Görevlileri Birliği.



Şekil 13.11 Örnek 13.3 için statik yük deney verileri.

Çözüm

$$E = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{40\ \text{MPa}} = 30.000\ \text{MPa}$$

$$4\ \text{mm} + \frac{B}{120} + \frac{PD}{AE} = 4\ \text{mm} + \frac{400\ \text{mm}}{120} + \frac{P(17.000\ \text{mm})}{(0.400^2)(30.000.000\ \text{kPa})}$$

$$= 7{,}3\ \text{mm} + 0{,}0035\ P$$

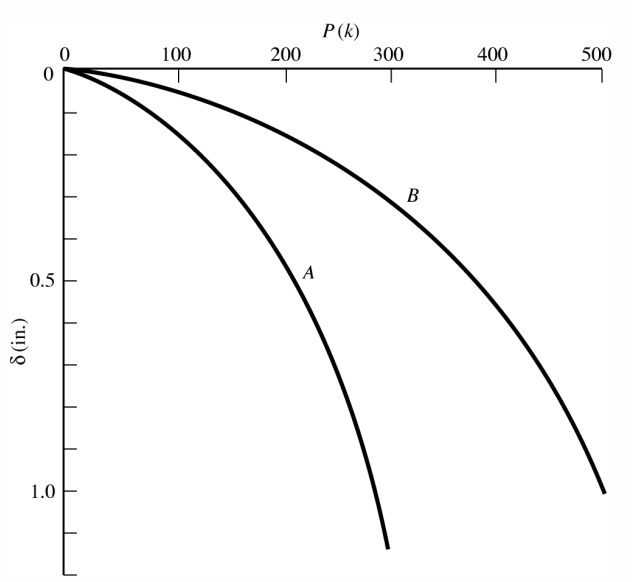
Bu çizginin yük-yerdeğiştirme eğrisi üzerinde çizilmesiyle $\boldsymbol{P_{nih}}$**=1650 kN** ⇐***Cevap***

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

13.4 Tipik bir derin temel projesinde birkaçyüz adet kazık kullanımı söz konusu olabilirken, sadece bir veya iki statik yükleme deneyi yapılır. Bu nedenle, bu deney kazıklarından elde edilen bilgi, imal edilecek kazıklara uygulanmak durumundadır. İmal kazıkların yük kapasitesinin deney kazıklarının yük kapasitesinden farklı olmasına yol açabilecek faktörlerden bazılarını açıklayınız.

13.5 Şekil 13.12'deki A eğrisi 40 ft uzunluğundaki 12 inçlik kare kesitli ve deliksiz bir beton kazık üzerinde yapılan statik yükleme deneyinden elde edilmiştir. $f_c^{'} = 6000$ lb/in^2 olduğuna göre, Davisson yöntemini kullanarak nihai yük kapasitesini hesaplayınız.

13.6 Şekil 13.12'deki B eğrisi 60 ft uzunluğundaki bir PP18x0,375 kazığı üzerinde yapılan statik yüklem deneyinden elde edilmiştir. Davisson yöntemini kullanarak nihai yük kapasitesini hesaplayınız.



Şekil 13.12 Statik yük deneyleri için yük – oturma eğrileri.

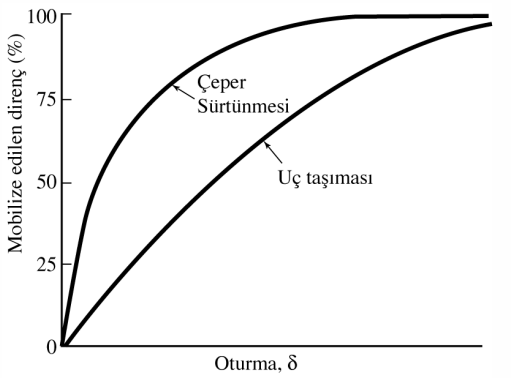
13.4 ZEMİN DİRENCİNİN HAREKETE GEÇİRİLMESİ

Gerilmeler ve birim deformasyonlar daima bir arada oluşur. Her ne zaman bir malzemeye gerilme uygulansa, karşılığında birim deformasyonlar gelişir. Bir başka ifadeyle, her ne zaman bir malzemeye yük uygulanırsa, ona uygun bir deformasyonla karşılık verir. Bunlardan biri olmadan diğerinin olması imkânsızdır.

Yük ve deformasyon arasındaki bu ilişki, derin temellerin uygulanan yüklere nasıl tepki verdiğini anlamamıza yardımcı olur. Bu bölümde daha öncede tartışıldığı gibi, derin temeller üzerine etkiyen aşağı doğru yüklere kenar sürtünme direnci ve uç temas direnci ile karşı konur. Bu bileşenlerin herbiri ayrı ayrı hesaplanır. Daha sonra, izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesini bulmak amacıyla (13.4) eşitliği kullanarak bunlar birleştirilir. Ancak, bu dirençlerin hiçbiri, karşılık gelen deformasyon olmaksızın gelişemez. Bu deformasyona *oturma* denir. Bu nedenle, kenar sürtünme ve uç temas dirençlerinin nihai değerlerini değerlendirme yanında, bu dirençleri harekete geçirmek için gerekli oturma hakkında da bir şey bilmek gerekir. Bu oturmanın bir kısmına kazığın elastik sıkışması neden olsa da, bunun çoğu zemindeki birim deformasyonların sonucudur.

Şekil 13.13'de gösterildiği gibi, tüm birim kenar sürtünmesini (f_s) harekete geçirmek için, oturmanın yalnızca 5 ile 10 mm'si gereklidir. Yük-oturma eğrisi epeyce dikleşir. Bu yüzden, iyi tanımlanmış bir ''nihai kenar sürtünme direnci'' söz konusudur. Ancak, uç teması

için yük-oturma eğrisi o kadar dik değildir ve genellikle iyi tanımlanmış nihai değere ulaşmaz. Bu nedenle, ''nihai birim uç temas direncinin'' tanımı belirsiz olur; öznel hale gelir. Ayrıca, temel çapının belki de yüzde 10'nuna tekabül eden ''nihai'' direnç ile, uç temasını harekete geçirmek için daha çok oturma gereklidir. Küçük çaplı temeller bile (B=300 mm gibi) nihai uç temas direnci geliştirmek için yaklaşık 30 mm oturma gerektirir. Bu değere ulaşmak için, daha büyük temeller daha çok oturma gerektirir.



Şekil 13.13 Aşağı doğru yükler altında kenar sürtünmesi ve uç teması için yük – yerdeğiştirme eğrileri.

Kenar sürtünmesi ve uç temas tepkisi arasındaki fark en azından üç önemli anlama gelir:

1) Geleneksel bir statik yük deneyi esnasında, temelin başında elde edilen yük-oturma eğrisi gerçekten kenar sürtünme ve uç temas eğrilerinin bir birleşimidir.
2) Yük-oturma eğrisinin şekli nedeniyle, birim uç temas direncinin (q_t') belirlenmesi güçtür. Yüzeysel temellerde, çok daha iyi belirlenmiş bir yenilme biçimine dayandırılan nihai taşıma gücüne (q_{nih}) oldukça zıttır. Mühendisler q_t' nü tanımlamada çeşitli yöntemler kullanmıştır. Bu, farklı analiz yöntemlerinin çoğunlukla farklı sonuçlar verme nedeninin bir kısmıdır.
3) 5 ile 10 mm'lik bir oturmada, hemen hemen kenar sürtünmesinin tamamı harekete geçirilmiş olacaktır. Fakat, uç temasının yalnızca küçük bir bölümü harekete geçirilmiş olur. Bu nedenle, yeterli kenar sürtünme direnci var olduğu sürece, servis yüklerinin hemen hemen tamamını taşıyacak ve uç teması emniyet faktörü olacaktır.

Tablolar 13.1 ve 13.2'ye göre, aşağı doğru yükler için emniyet faktörleri genellikle 2 ve 3 arasındadır. Bu yüzden, toplam kenar sürtünme direnci ($\Sigma f_s A_s$) nihai kapasitenin en az üçte biri ile yarısından oluştuğu sürece, servis yükünün tamamına karşı koymak için ''yeterli kenar sürtünme direnci'' var olmalıdır. Derin temellerin çok büyük bir çoğunluğu için durum budur. Bu, servis yükü altında oturmanın, temelde kenar sürtünmesini (5 ile 10 mm) artı elastik sıkışmayı (tipik olarak <5 mm) 15 mm'den daha fazla olmayan toplam bir harekete geçirmek için gerekli olandan daha az olması anlamına gelir. Bu, hemen hemen tüm yapılar için δ_a'dan daha azdır.

Ancak, eğer temel herşeyden önce uç temasına dayanıyorsa (yani, $\Sigma f_s A_s$ nihai kapasitenin 1/3 ile 1/2 'sinden daha azını içeriyorsa), o zaman servis yükleri altındaki oturma, özellikle temel çapının büyük olduğu durumda aşırı olabilir ve kontrol edilmelidir.

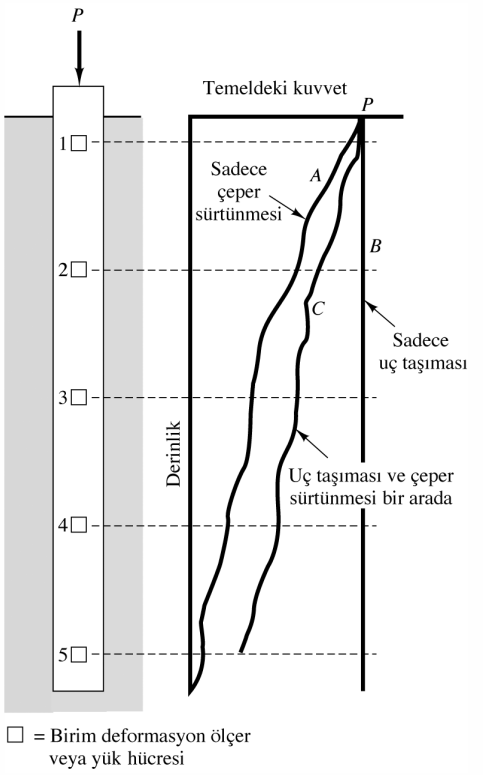
Bölüm 14'de tartışıldığı gibi, diğer koşullar da derin temellerde oturma problemlerine neden olabilir.

13.5 ALETLİ STATİK YÜK DENEYLERİ

Geleneksel statik yük deneyleri sadece temelin tepesindeki yük-oturma ilişkisi hakkında bilgi verir. Bu veri çok yararlı olsa da, bu yükün zemine nasıl aktarıldığını da bilmek gerekir. Ne kadar kenar sürtünmesi ve ne kadar uç teması gelişir? Temel boyunca kenar sürtünmesi nasıl dağıtılır? Temele ilave aygıt yerleştirerek bu soruların cevabı bulunabilir. Bu yaklaşım, *aletli statik yük deneyi* yapmayı sağlar.

Birim Deformasyon Ölçerleri ile Aletlendirme

Kapalı uçlu çelik boru kazıklar, Şekil 13.14'de gösterildiği gibi kazığın iç kısmına bir dizi birim deformasyon ölçer yerleştirerek donatılabilir. Bu birim deformasyon ölçerlerden elde edilen verileri kullanarak, herbir derinlikte kazıktaki kuvvet hesaplanabilir ve böylece kenar sürtünme direnci ile uç temas direncinin dağılımı belirlenebilir.



Şekil 13.14 Aletli tipik bir statik yük deneyi.

Örneğin, eğer uygulanan yük tümüyle kenar sürtünmesi yoluyla zemine aktarılırsa, derinliğe karşı kuvvetin çizimi Şekil 13.14'deki A eğrisine benzer (yani, temeldeki kuvvet uçta sıfıra ulaşarak derinlikle yavaş yavaş sönümlenir). Aksine, eğer direnç bütünüyle uç teması ise; çizim B eğrisine benzer (yani, derinlikle sabit). Temellerin çoğunda hem kenar sürtünmesi hem de uç teması vardır ve bu nedenle eğri C'ye benzer biçimde gelişir.

Bu verileri kullanarak herbir tabaka için birim kenar sürtünme direnci (f_s) ve net uç temas direnci (q_t') hesaplanabilir. Bu değerler daha sonra başka uzunluk ve çaplı temelleri tasarlamak için kullanılabilir.

Delgili şaftlar ve beton kazıklar beton içine yük hücreleri yerleştirerek donatılabilir. Bu yük hücreleri, çeşitli derinliklerde betondaki gerilmeyi ölçer.

Kontrol Çubukları ile Aletlendirme

Donatılmış statik yük deneyleri yapmanın başka bir şekli, temelin iç kısmına *kontrol çubukları* yerleştirmektir. Bu çubuklar, temelin tepesinden belirli derinliğe uzanır ve koruyucu kol içinde kılıflanır. Bu çubuklardaki oturma temelin tepesindeki oturma ile karşılaştırılarak, temeldeki kuvvet hesaplanabilir. Bu kuvvet sırayla f_s ve q_t' nü hesaplamada kullanılabilir.

Donatılmış statik yük deneyleri, geleneksel statik yük deneylerinden daha pahalıdır. Bu nedenle, genellikle sadece önemli projelerde veya araştırmada kullanılırlar. Bu gibi deneylerin sonuçları, Bölüm 14'de anlatılan statik tasarım yöntemlerinin bazıları için taban oluşturur.

Örnek 13.4

İki kontrol çubuğu, 45 ft uzunlukta ve kapalı uçlu PP20x0.750 kazık içine yerleştirilmiştir. Bu kazık, aşağıdaki sonuçları veren bir statik yük deneyine tabi tutulmuştur:

Göçmedeki deney yükü	250.040 lb
Göçmedeki ölçme saati oturma okumaları:	
Kazık başında (Ölçü aleti # 1)	0,572 inç
20 ft derinlikte ankrajlanmış kontrol çubuğu (Ölçü aleti # 2)	0,530 inç
45 ft derinlikte ankrajlanmış kontrol çubuğu (Ölçü aleti # 3)	0,503 inç

20 ve 45 ft' de kazıktaki kuvveti hesaplayınız. Kazıktaki ortalama f_s değerini ve q_t' değerini bulunuz.

Çözüm

Kazık aralığı 1-2 (üst 20 ft)

$$\delta_1 - \delta_2 = \left(\frac{P_1 + P_2}{2}\right)\frac{L}{AE}$$

$$0{,}572 - 0{,}530 = \left(\frac{250.040 + P_2}{2}\right)\frac{(20)(12\,\text{inç/ft})}{(45{,}36)(29\text{x}10^6)}$$

P_2=210.360 lb ⇐ ***Cevap***

$$\bar{f}_s = \frac{\Delta P}{A}$$

$$= \frac{250.040 - 210.360}{\pi(20/12)(20)}$$

=379 lb/ft² ⇐ ***Cevap***

Kazık aralığı 2-3 (alt 25 ft)

$$\delta_2 - \delta_3 = \left(\frac{P_2 + P_3}{2}\right)\frac{L}{AE}$$

$$0{,}530 - 0{,}503 = \left(\frac{210.360 + P_3}{2}\right)\frac{(25)(12\,\text{inç/ft})}{(45{,}36)(29\text{x}10^6)}$$

P*₃=26.420 lb** ⇐ ***Cevap

$$\bar{f}_s = \frac{\Delta P}{A}$$

$$= \frac{210.360 - 26.420}{\pi(20/12)(25)}$$

=1410 lb/ft² ⇐ ***Cevap***

$$q_t' = \frac{P_t}{A_t}$$

$$= \frac{26.420}{\pi(20/12)^2/4}$$

=12,100 lb/ft² ⇐ ***Cevap***

Yorum

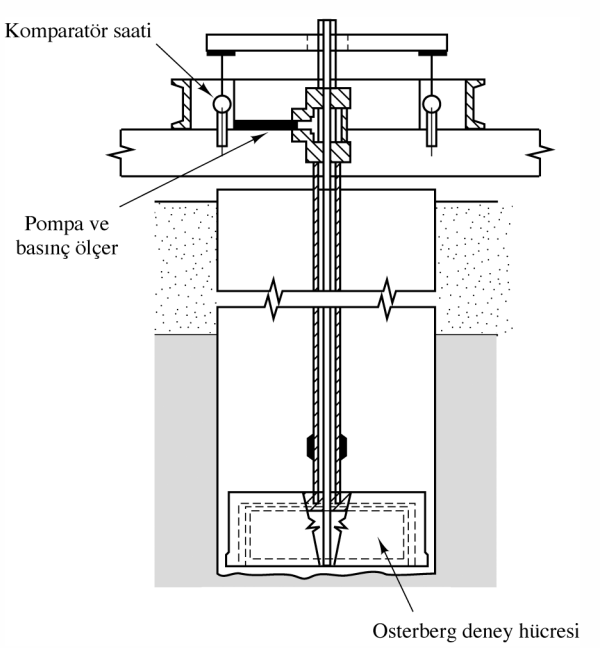
Bu f_s ve q_t' değerleri daha sonra bu sahada önerilen kazıkların başka çap ve gömülme derinliklerinde yük kapasitesini hesaplamada kullanılabilir. Bu nedenle, bu teknik, yük deney sonuçlarına bir ekstrapolasyon uygulama yöntemidir.

Bu analizde, kazık çakıldıktan sonra fakat yük uygulanmadan önce kontrol çubukları ölçme saatlerinin sıfırlandığı varsayılmış ve böylece dolaylı olarak kazık ağırlığı nedeniyle kazık sıkışması dikkate alınmıştır.

13.6 OSTERBERG YÜK DENEYLERİ

Kazıklar üzerindeki statik yük deneyleri, normalde herbir kolonu taşımak için bir kazık grubu gerekli olmasına rağmen, hemen hemen daima tek bir kazık üzerinde yürütülür. Bu nedenle, yükleme çerçevesi, kriko ve diğer donanımın sadece önerilen kolon yükünün bir bölümünü geliştirmesi gerekir. Ancak, delgili şaft temeller tipik olarak daha geniş çaplı olup, buna göre kapasiteleri de daha büyüktür. Çoğu tasarımlar, herbir kolonu taşımak için yüksek kapasiteli tek bir delgili şaft kullanır. Bu, delgili şaftlar üzerinde geleneksel statik yük deneylerini yürütmeyi daha zor ve pahalı hale getirir. Çünkü, donanımın aynı şekilde daha büyük olması gerekir. Genellikle bu ilave maliyetler engelleyicidir.

Neyse ki, A.B.D.'nde Osterberg (1984) ve Brezilya'da DaSilva yüksek kapasiteli statik yük deneylerini yürütme maliyetini azaltan bir yöntem geliştirmiştir. Bu yöntem, pahalı deney çerçevesini ortadan kaldırır ve Şekiller 13.15 ve 13.16'da gösterildiği gibi şaftın tabanında hidrolik yassı bir kriko ile yerdeğiştirir. Beton yerleştirildiği zaman, operatör hidrolik sıvıyı krikoya pompalar ve hem basıncın hem de hacmin izini sürer. Kriko genişler ve şafta yukarı doğru baskı yapar (Osterberg, 1984). Bir ölçme saati bu hareketi ölçer. Böylece, eksenel harekete karşı kenar sürtünme kapasitesinin bir grafiği elde edilir.



Şekil 13.15 Osterberg yük deneyi için düzenek (Loadtest Inc.).

Bu alet, yassı krikonun tabanından zemin yüzeyine uzanan bir kontrol çubuğu da içerir. Tabanda aşağı doğru hareketi ölçer ve böylece eksenel harekete karşı uç temas basıncının bir çizimini verir.

Bu iki çizim, temelde kenar sürtünmesinden veya uç temasından dolayı göçme olana kadar devam eder. Eğer önce uç temas yenilmesi meydana gelirse, nihai çevre sürtünmesini elde etmek için verilere ekstrapolasyon yapılmalıdır. Ancak, önce kenar sürtünmesi yenilmesi oluşursa, tepeye nominal statik bir yük ilave etmek mümkün olabilir ve o zaman uç temas kapasitesini bulmak üzere deneye devam edilir. Deney tamamlandığı zaman kriko harç ile doldurulur ve temel yapısal yüklerini taşımada kullanılabilir.

Osterberg deneyi kazıklar ile de kullanılabilir. Bu durumda kazık, tabana iliştirilen hücre ile çakılır.



Şekil 13.16 Delgili şaftta çelik kafes tabanına yerleştirilen Osterberg hücresi.

13.7 TAM ÖLÇEKLİ STATİK YÜK DENEYLERİNİN KULLANILDIĞI DURUMLAR

Tam ölçekli yük deneyleri nihai yük kapasitesinin en doğru değerlendirmesini sağlar. Bu yüzden, bu gibi deneylerin avantajına sahip temel tasarımları, Tablolar 13.1 ve 13.2'de gösterildiği gibi, düşük bir emniyet faktörü kullanabilir. Nihai yük kapasitesini değerlendirmenin diğer yöntemleri dolaylı ve eksik olup, bu nedenle daha büyük belirsizlikleri telafi etmek için, daha yüksek emniyet faktörleri kullanmalıdır. Tasarım emniyet faktöründeki bu fark, temel yapım maliyetlerini önemli bir biçimde etkileyebilir. Örneğin, emniyet faktörünü 2'den 3'e değiştirmek, temel yapım maliyetlerinin çoğunu yüzde elli arttırır. Ancak, yük deneyleri pahalıdır. Bu nedenle, yapım tasarrufları deneyi yapma maliyeti ile karşılaştırılmalıdır. Birçok durumda muhafazakâr tasarım yük deneyinden ucuzdur. Belirli bir sahada statik yük deneyleri yürütüp yürütmeme ve kaç deney yürütülmesi gerektiği kararı öncelikle ekonomiye dayanır.

Örneğin, Oakland'da (California) I-880 karayolunun yeniden inşa projesi için (1989 Loma Prieta Depremi anında bir viyadük çökmesi nedeniyle gerekli idi) kapsamlı statik yük deneyleri yapılmıştır. Bu 3,5 milyon dolarlık deney programı 10 milyon dolar tasarruf sağlamıştır. Çünkü, temellerin yapımının daha kesin tasarımını olanaklı hale getirmiştir.

Tam ölçekli statik yük deneyleri aşağıdaki koşulların biri veya daha fazlası mevcut olduğu zaman, büyük olasılıkla ekonomiktir:

- Temellerin çoğu yerleştirilmek suretiyle inşa edilir. Bu yüzden, herbiri üzerinde küçük tasarruflar önemli bir biçimde toplam yapım maliyetini azaltır. Statik yük deneyleri, eğer 3000 m serî kazık yerleştirilecekse, büyük olasılıkla ekonomiktir.

- Zemin koşulları düzensiz ve olağan dışıdır ve bu nedenle, Bölüm 14'de anlatılan analitik yöntemler ile değerlendirmek zordur.
- Kazık, dramatik göçmelere (yani, dik olarak inen bir yük-oturma eğrisi) eğilimli zeminlerde mesnetlenir.
- Yapı özellikle önemlidir veya özellikle oturmalara hassastır.
- Mühendis alanda çok az veya hiç deneyime sahip değildir.
- Temeller yukarı kaldırma yüklerine karşı koymalıdır (göçmenin sonuçları çok daha büyüktür).

İdeal olarak, statik yük deneyleri serî kazıkların inşaasından daha önce yürütülür. Bu, tasarımı kesin hale getirmek, temelleri inşa etmek için bir sözleşme geliştirmek ve serî kazıkları imal etmek için zaman sağlar. Ne yazik ki, bu da ilave kazık çakma donanımı ve ekibini toplama ve dağıtmayı gerektirir. Bu çok pahalıdır. Seçenek olarak, mühendis statik yük deneyi avantajı olmaksızın kazıkları tasarlayabilir ve imal edebilir; daha sonra da ilk dizi kazıkların bazısını *prova deneyine* tabi tutabilir. Bu yöntem daha hızlı olup, ek montaj maliyetlerinden tasarruf sağlar. Fakat, tasarımda son dakika değişiklikleri oluşturabilir.

Statik yük deneyleri için uygulama durumu, bir coğrafik alandan diğerine önemli bir biçimde değişir. Bazı yerlerde, çok büyük yapılar için bile nadiren kullanılırlar. Halbuki, başka yerde hemen hemen tüm kazık destekli yapılar için gereklidirler. Bazan uygulamadaki bu farklılıklar, yerel zemin ve jeolojik koşulların veya yapı yönetmeliği gereksinimlerinin sonucudur. Ancak, diğer durumlarda, statik yük deneylerinden aşırı veya daha az yararlanma öncelikle gelenek ve alışkanlığın sonucu gibi görünmektedir.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Çoğu derin temeller için en önemli geoteknik tasarım kriteri, uygulanan yükleri taşımak için yeterli eksenel yük kapasitesine sahip olmalarıdır. Statik yük deneyleri, analitik yöntemler veya dinamik yöntemler kullanarak bu kapasiteyi değerlendirebiliriz.
2. Derin temeller aşağı doğru eksenel yükleri zemine kenar sürtünmesi ve uç temas yoluyla aktarır. Kaldırma yükleri, kenar sürtünmesi ve büyük olasılıkla genişletilmiş tabanın tavanındaki temas yoluyla aktarılır.
3. Çelik H kazıkları gibi açık kesitli temeller ve açık uçlu çelik boru kazıkların tasarımı zemin tıkamasını dikkate almalıdır.
4. Tasarım emniyet faktörü birçok etkene dayandırılmalıdır ve biraz da özneldir. Kaldırma yükleri için daha yüksek bir emniyet faktörü kullanılır. Çünkü, yukarı kaldırma göçmeleri daha anidir.
5. Geleneksel statik yük deneyi, prototip derin temelin tepesine bir dizi yük uygulamaktan ve karşılık gelen oturmaların ölçülmesinden oluşur.
6. Statik yük deney sonuçlarını yorumlamanın kabul edilmiş ortak yöntemi yoktur. Ancak, Davisson yöntemi geniş çapta kullanılmaktadır.
7. Donatılmış bir statik yük deneyi, kenar sürtünmesi ve uç temas dağılımını ölçmek için temelin iç kısmında aletler içeren geleneksel bir deneydir.

8. Osterberg yük deneyi, temelin tabanına yerleştirilen hidrolik yassı bir kriko kullanarak deney yükünü uygular.
9. Statik yük deneylerini yapmak pahalı olup, genellikle sadece deney maliyetini dengelemek için seri temel maliyetlerindeki tasarrufların yeterli olduğu yeteri kadar büyük projeler olduğu zaman ekonomiktir. Daha küçük projelerde avantajsız veya bir yük deneyi maliyeti olmaksızın, daha muhafazakâr bir tasarım daha düşük toplam proje maliyetine neden olabilir.

Sözlük

Açık kesitli temel	Geleneksel statik yük deneyi	Osterberg yük deneyi
Aşağı doğru yük kapasitesi	Genişletilmiş taban	Sürdürülen yük deneyi
Dalış	Kapalı kesitli temel	Tam ölçekli statik yük deneyi
Davisson yöntemi	Kenar sürtünme direnci	Uç temas direnci
Donatılmış statik yük deneyi	Kenar sürtünmesi	Uç teması
Düz temel	Kontrollü deformasyon deneyi	Yukarı doğru yük kapasitesi
Geçici yapı	Kontrollü gerileme deneyi	

KASPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

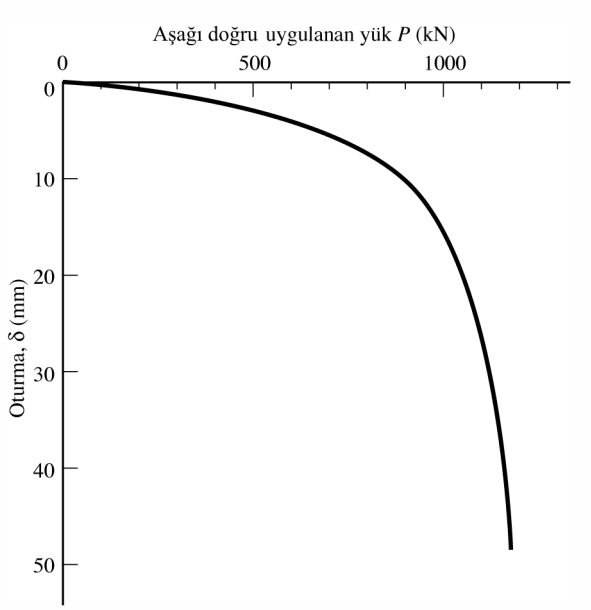
13.7 Kazık yükleme deney sonuçları genellikle "doğru" yük kapasitesi olarak göz önüne alınır ve diğer deneylerin tümü bu standart ile karşılaştırılır. Ancak, yükleme deneylerini yapma ve yorumlamanın çok değişik şekilleri vardır. Bu nedenle, bir kazık için tam anlamıyla tek bir "doğru" kapasite belirleyebilir miyiz? Açıklayınız.

13.8 Et kalınlığı 10 mm ve taban plakası da 20 mm kalınlığında olan 350 mm çapındaki kapalı uçlu bir çelik boru kazık, aşağı doğru yükler için f_s=50 kPa ve yukarı doğru yükler için f_s=40 ve q_t'=9000 kPa olan bir zeminde 18,5 m derinliğe kadar çakılacaktır. Bu kazık, dalga denklemi analizi yardımıyla ve dinamik yöntemle çakılacaktır. İzin verilebilir aşağı doğru ve yukarı doğru yük kapasitelerini hesaplayınız.

13.9 250 mm'lik kare şeklinde ve 15 m uzunluğunda öngerdirmeli bir beton kazık (f_c'=40 MPa) Amsterdam'da bir sahada Heijnen ve Janse (1985) tarafndan tanımlanan şekilde çakılmıştır. 31 gün sonra yapılan olağan bir yükleme deneyinden Şekil 11.17'deki yük – oturma eğrisi elde edilmiştir. Davisson yöntemini kullanarak bu kazığın nihai yük kapasitesini hesaplayınız.

13.10 Bir feribottan 20 ft derinlikteki suyun tabanından itibaren zemin içine 31 ft derinliğe kadar çakılan 60 ft uzunluğunda ve 16 inç kare şekilli kazıkta bir statik yükleme deneyi yapılmıştır. Kazık başından 30 ft ve 59 ft mesafede A ve B yardımcı kazıkları çakılmıştır. Yenilme drumunda şu veriler elde edilmiştir: Başlıktaki yük=139200 lb, başlıktaki oturma=1,211 inç, A yardımcı kazığındaki oturma=1,166 inç ve B yardımcı kazığındaki oturma=1,141 inç'tir. A yardımcı kazığından elde edilen bilgiyi kullanarak kazığın elastisite modülünü hesapladıktan sonra bu değerle birlikte diğer tüm verileri kullanarak zeminin q_t've f_s değerlerini hesaplayınız.

İpucu: A yardımcı kazığı çamur hattından (zemin yüzeyinden) sadece 1 ft derine ankrajlanmıştır. Esasen bu nokta ile kazık tepesi arasında çeper sürtünme direnci sıfırdır ve 30 ft derinliğindeki kuvvet de kazığın tepesindeki ile aynıdır.



Şekil 13.17 Problem 13.9 için statik yükleme deney sonuçları.

14

Derin Temeller – Analitik Yöntemlere Dayalı Eksenel Yük Kapasitesi

Temellerde görkem yoktur.

Karl Terzaghi, 1951

Derin temellerin eksenel kapasitesini belirlemenin ikinci yolu *analitik yöntemler* kullanmaktır. Bu yöntemler, birim kenar sürtünme direncini (f_s) ve net birim uç temas direncini (q_t') hesaplamak amacıyla, efektif sürtünme açısı (ϕ') veya CPT konik uç direnci (q_c) gibi belirli zemin özellikleri kullanır. Sonra bu değerler, izin verilebilir aşağı doğru ve yukarı doğru yük kapasitelerini hesaplamak için (13.4) ve (13.5) eşitliklerinde yerine konur. Grup etkilerini ve oturmayı değerlendirmek için ilave analitik yöntemler mevcuttur.

Analitik yöntemler statik yük deneylerinden çok daha ucuz olup, bu nedenle de çok caziptirler. Ancak, hesaplanan kapasiteler o kadar kesin değildir. Bu yüzden, yalnızca analitik yöntemlere dayandırılan tasarımlar, karşılık olarak daha muhafazakâr olmak zorundadır. Bu ilave muhafazakârlık, Tablolar 13.1 ve 13.2'de listelenen emniyet faktörlerinde yansıtılmıştır. Bu, herhangi bir yük deneyi verisi içermeyen tasarımların daha yüksek bir tasarım emniyet faktörü gerektirdiğini belirtir.

Bu bölüm, eksenel yüklere karşı koymak amacıyla derin temellerin tasarımı için çeşitli analitik yöntemleri tartışmaktadır. Bu bölümün çoğu, tümünü kullanmanın doğrudan ve kolay olduğu, çeşitli denklemler ve grafiklerin kullanımı yoluyla q_t' ve f_s'yi elde etmek için özel yolları ele alır. Ancak, bu yöntemlerin uygulamalı mühendislik tasarım problemlerinde doğru uygulanışı, derin temellerde kenar sürtünme ve uç temas dirençlerinin nasıl geliştiğinin eksiksiz anlaşılmasını ve mühendislik kanaatinin dikkatli kullanılmasını da gerektirir. Mühendisin, bu yöntemlerin sınırlarını da anlaması gerekir. Bu becerileri geliştirmeye yardım etmek için, derin temellerin inşası esnasında zeminde meydana gelen değişmeleri ve bu değişmelerin çözümsel analiz yöntemlerini nasıl etkilediğini tartışarak başlayacağız.

14.1 İNŞAAT SIRASINDA ZEMİNDE MEYDANA GELEN DEĞİŞMELER

Yüzeysel temellerin yük kapasitesini değerlendirirken, mühendisler inşa öncesi zemini deneye tabi tutar ve bu deney sonuçlarını Bölümler 5-10'da anlatılan analitik yöntemlerde kullanır. Yüzeysel temellerin inşası, altta bulunan zeminleri önemli bir biçimde değiştirmez. Bu nedenle, bu yapım öncesi zemin özellikleri yapım sonrası koşulları da yansıtır. Derin temelleri tasarlamadaki analitik yöntemler aynı genel yaklaşımı kullanır. Fakat, önemli bir fark vardır: derin temelleri inşa etme işlemi çevredeki zeminleri değiştirir. Örneğin, kazıklar zemine çakılırken zemini kenara iterler. Böylece, zeminde büyük yatay gerilmelere neden olurlar. Bu değişmeler önemlidir. Çünkü, zeminin mühendislik özelliklerini değiştirirler. Bu, yapım öncesi zemin deneylerinin, yapım sonrası koşulları doğru olarak yansıtamayacağı anlamına gelir. Bazan bu değişmeler yararlı iken, diğer zamanlar zararlıdır. Ancak, iki durumda da yük kapasite analizlerine başka bir karmaşıklık verir. Bu nedenle, yük kapasitesini hesaplamanın çözümsel yöntemlerini akıllıca uygulamak için, mühendis bu değişmeleri anlamak zorundadır.

Kazıklar

Killerdeki Değişmeler

Distorsiyon: Bir kazık zemine çakılırken, ucun altındaki zemin, yolun dışına hareket etmelidir. Bu hareket hem kesme hem de basınç distorsiyonlarına neden olur. İlave distorsiyonlar ilerleyen kazığın kenarı boyunca kayma sürtünmesinin bir sonucu olarak meydana gelir. Bu distorsiyonlar kapalı uçlu çelik boru kazıklar gibi, büyük deplasman kazıkları etrafında en büyüktür. Örneğin, Cooke ve Price (1973) 168 mm kapalı uçlu boru kazığı çakmanın sonucu olarak Londra kilinde distorsiyon gözlemiştir. Kazığın kenarından kazık çapının 1,2 katı kadar yarıçap içindeki zemin aşağı çekilmişken, çapların 1,2 ve 9 katı arasındaki yarıçap içinde zemin yukarı doğru hareket etmiştir.

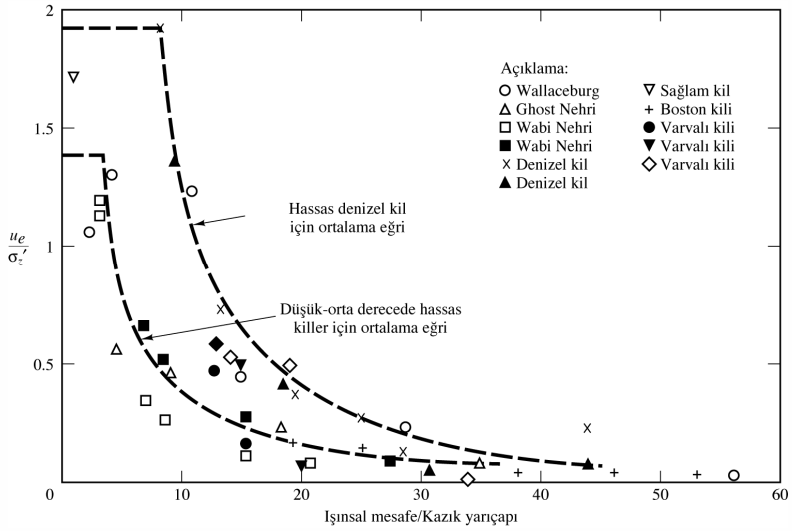
Kilin bu yoğrulması yapısını değiştirir ve dayanımını rezidüel dayanıma yakın bir değere azaltır. Bununla birlikte, şu anki analiz teknikleri maksimum mukavemete dayalıdır ve dolaylı olarak maksimum ile rezidüel dayanım arasındaki farkı dikkate alır. Rezidüel mukavemete dayalı bir analiz daha mantıklı olabilir. Ancak, henüz bu gibi yöntem kusursuz hale getirilmemiştir.

Basınç ve Aşırı Boşluk Suyu Basınçları: Kazık çakma işlemi de bitişik zeminleri sıkıştırır. Eğer suya doygun zeminler mevcut ise, bu basınç Bölüm 3'de tartışıldığı gibi aşırı boşluk suyu basınçları üretir. Aşırı boşluk suyu basıncının (u_e) orijinal düşey efektif gerilmeye (σ'_z) oranı Şekil 14.1'de gösterildiği gibi, kazık yarıçapının 30 ile 40 katı bir mesafede yavaş yavaş sıfıra düşerek, kazık yakınında 1,5 ile 2 kadar yüksek olabilir. En büyük sıkışma kazık ucuna yakın meydana gelir. Bu nedenle, o bölgedeki u_e/σ'_z 3 ile 4 kadar yüksek olabilir (Airhart vd., 1969). Bu yüksek boşluk suyu basınçları, zeminin dayanımını ani bir şekilde düşürür. Bu, kazığı yerleştirmeyi daha kolay hale getirir fakat, geçici olarak kazığın yük taşıma kapasitesini azaltır.

Aşırı boşluk suyu basınçlarının varlığı daima kısa süreli bir koşuldur. Çünkü, oluşan hidrolik eğim suyun bir kısmının akıp uzaklaşmasına neden olur; bu durumda, kazıktan

[1] Tiksotropi, bazan örselenmiş bir malzemenin (bu durumda zeminin) kendi haline bırakılması durumunda sertleşmesidir.

radyal olarak uzaklaşır. Böylece, boşluk suyu basınçları sonunda hidrostatik duruma döner. Eğer kazık ahşap ise, suyun bir kısmını da ahşap içine çekebilir. Bu, tiksotropik etkiler ile birlikte[1] ve konsolidasyon sonunda eski haline döner veya hatta kilin dayanımını arttırır. Dayanımdaki bu artışı, kazık çakımından birkaç gün sonra şahmerdanı tekrar kurarak ve darbe sayısındaki artışı kaydederek gözlemek mümkündür. Bu olay *sertleşme* veya *donma* olarak bilinir.



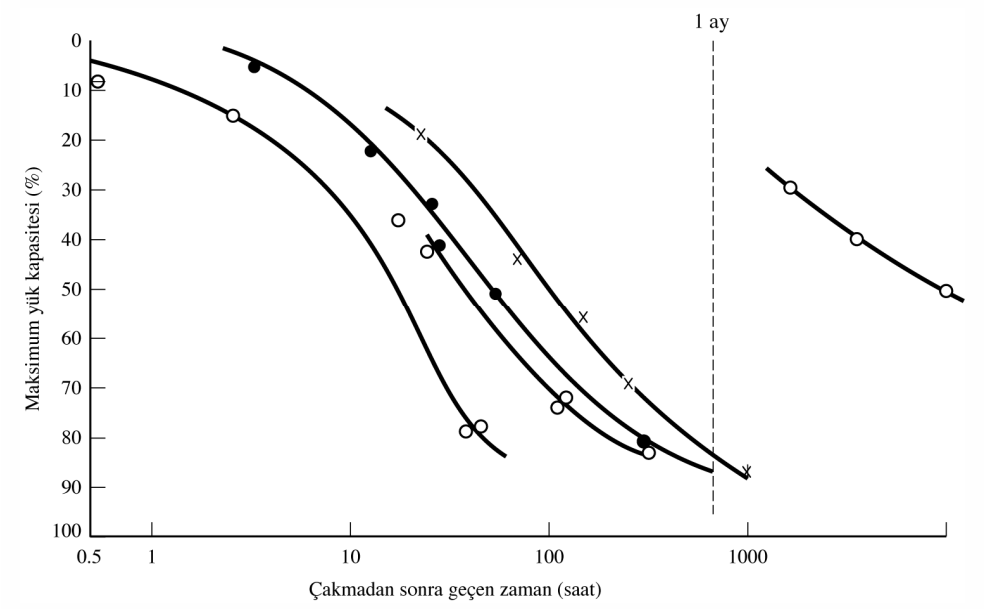
Şekil 14.1 Doygun kil içine çakılan izole kazıkların etrafında ölçülen aşırı boşluk suyu basınçlarının (u_e) özeti (Poulos ve Davies, 1980'in Pile Foundation Analysis and Design adlı kitabından uyarlanmıştır. Telif hakkı © John Wiley ve Sons'a ait. İzin alarak basılmıştır).

Killerin çoğunda, tek bir kazık etrafında gelişen aşırı boşluk suyu basınçları Şekil 14.2'de gösterildiği gibi, karşılığında yük kapasitesinde artışlar ile, bir aydan daha az bir sürede tamamen sönümlenir. Ancak, kazık guruplarında aşırı boşluk suyu basınçları çok daha büyük bir zemin bölgesi içinde gelişir ve sönümlenmek için bir yıl veya daha fazla zaman gerektirebilir. Bu gecikme önemlidir. Çünkü, yük kapasitesi kazanım hızı bu durumda yapım hızından daha yavaştır. Bu nedenle, üstyapı inşa edildikten sonraya kadar kazık tam kapasitesine ulaşamaz.

Kazık ve Zemin Arasında Temas Kaybı: Kazıklar çakma esnasında sallanır. Böylece, zemin ve kazıklar arasında boşluklara yol açar. Yumuşak killer büyük ihtimalle bu boşluğun içine geri akar. Fakat, sert killer akmaz. Tomlinson (1987) zemin yüzeyinden 8 ile 16 çap derinliğe uzanan bu gibi boşlukları gözlemiştir. Uygulanan yanal yüklere maruz kalan kazıklar da zemin yüzeyine yakın boşluklara yol açabilir. Bu nedenle, bu bölge içindeki sürtünme, özellikle sert killerde güvenilmez olabilir.

Kumlardaki Değişmeler: İlerleyen kazıktan kaynaklanan zemin sıkışması da gevşek suya doygun kumlarda aşırı boşluk suyu basınçları üretir. Ancak, kumların hidrolik iletkenliği

(permeabilitesi) killerinkinden çok daha yüksektir. Bu nedenle, aşırı boşluk suyu basınçları çok çabuk sönümlenir. Böylece, tam kazık kapasitesi hemen hemen bir anda gelişir.



Şekil 14.2 İzole kazığın yük kapasitesinin zamanla artması (Soderberg, 1962'den).

Çok sıkı kumlarda kazıkları çakarken, biraz yerel açılma (zemin genişlemesi) meydana gelebilir. Bu durum, geçici olarak kayma dayanımını arttıran ve kazığı çakmak için çok daha zor hale getiren negatif boşluk suyu basınçları oluşturur. Bu etki özellikle hızlı devir yapan şahmerdanlar kullanırken belirgindir.

Genellikle önemli olan, kazık çakımı esnasında kumda meydana gelen kalıcı değişmelerdir. Kazıktan kaynaklanan çarpma ve titreşimler, partikülün yeniden düzenlenmesine, ezilmesine ve sıkışmasına neden olur. Gevşek kumlarda bu etkiler özellikle belirgindir ve mühendisler bazan kazıkları tamamen sıkıştırma için kullanır. Acak, kazıkları yerleştirmede sıkı kumlar muhtemelen önceden delme veya basınçlı su tatbiki gerektirir. Bunların ikisi de kumu gevşetir ve kısmen veya tamamen bu etkiyi yok eder.

Kazık grupların merkezindeki kum, birden fazla kazıktan etkilenir ve bu nedenle, grubun kenarına yakın kumdan daha sıkı hale gelir. Bu da büyük olasılıkla orta kazıkların toplam aşağı doğru yükün daha büyük bir kısmını taşımasına neden olur.

Delgili Şaftlar

Delgili şaft temeller için yapım yöntemleri, kazıklar için olanlardan tamamen farklıdır. Kazıklar çakılırken zeminleri kenara iter. Böylece yanal toprak basıncını arttırırlar. Halbuki, delgili şaft yapımı zeminde zeminin yanal olarak genişlemesini sağlayan geçici bir kuyu üretir. Böylece, yanal toprak basıncını azaltır. Ayrıca, kazık çakımı ucun altındaki zemini sıkıştırırken, delgili şaft inşası sıkıştırmaz. Beton kuyunun içine yerleştirildiği zaman, zemin üzerine dışa doğru hidrostatik bir basınç uygular ve bu basınç en azından kısmen zemini

tekrar sıkıştırır. Ancak, bu etki büyük olasılıkla zemini orijinal durumuna geri çevirmesi için yeterli değildir. Bu nedenle, kazıklar ve delgili şaftlar, temel boyutları benzer olsa bile, aynı kenar sürtünmesi ve uç temas dirençleri geliştirmez.

Net yanal genişleme miktarı ve delgili şaft temellerin yük kapasitesi üzerindeki etkisi, betonu yerleştirmeden önce sondaj deliğinin ne kadar uzun süre açık bırakıldığına bağlı olarak değişir. Eğer sondaj deliği uzun bir süre için açıksa, çok fazla genişleme meydana gelir ve yük kapasitesi önemli bir biçimde azaltılabilir. Ayrıca, toptan göçme için çok elverişli zaman vardır. Bu nedenle, en iyisi mümkün olan en kısa zamanda betonu yerleştirmektir. Tercihen de birkaç saat içinde ve kesinlikle aynı iş günü içinde yapılmalıdır.

Killerde çalışırken, kuyuyu açma işlemi de zemin özelliklerini değiştirir. Çünkü, burgu kili sıvar ve yoğurur. Bu durum kilin kesme dayanımını ve kenar sürtünme direncini azaltabilir.

İnşaat esnasında sondaj çamuru kullanımı da kenar sürtünme direncini etkileyebilir. Çünkü, çamurun bir kısmı sondaj kuyusu duvarlarında iyice yerleşmiş olabilir. Bu etki müteahhitin yapım yöntemlerine, işçiliğe ve zemin tipine çok bağlıdır ve karşılığında yük kapasitesindeki azalma en azdan en çoğa değişebilir. En iyi sonuçlar, sıvı çamur dikkatlice karıştırıldığı ve yalnızca kısa bir süre için yerinde olduğu zaman elde edilir (yani, beton mümkün olduğu kadar kısa bir sürede yerleştirilir).

Bazan delgili şaftlar bilerek veya bilmeyerek yerinde bırakılan muhafaza borusu ile inşa edilir. Bu yöntem ciddî bir şekilde kenar sürtünme direncini azaltır. Çünkü, muhafaza borusunun kısımları ve çevre zemin arasında genellikle bir boşluk vardır.

Bu zararlı etkiler genellikle özenli yapım yöntemleri ile kontrol altında tutulabilir ve çoğunlukla bir kazığın giremediği sert zemin veya yumuşak kayada delme yeteneği gibi, delgili şaftların diğer avantajları ile dengelenebilir.

Derin Temellerin Diğer Tipleri

Derin temellerin diğer tiplerinin inşası ile zeminde meydana gelen değişmeler tam olarak çalışılmamıştır. Ancak, bu değişmeler halen önemli olup, genellikle kazıkların inşasından kaynaklananlardan oldukça farklıdır. Örneğin, delgili şaft inşası, kazık çakımının yaptığı gibi zeminleri sıkıştırmaz ve bu nedenle önemli pozitif aşırı boşluk suyu basınçlarına neden olmaz. Gerçekten, bazı zeminlerde biraz gevşeme bile olabilir. Bu da, negatif aşırı boşluk suyu basınçları üretebilir.

Derin temel inşa yöntemlerinin farklı tipleri zeminde farklı değişmelere neden olduğundan, genellikle bir tip için geliştirilen bir analiz yöntemi, diğer bir tipi tasarlamada kullanılmaz. Tasarlanan temel tipi için özellikle geliştirilen analiz yöntemlerini kullanmak önemlidir.

Analitik Tasarım Yöntemleri Üzerindeki Etki

q_t' ve f_s'yi belirlemede analitik yöntemlerin çoğu, ampirik olarak statik yük deneylerinin sonuçları ile ölçülen zemin özelliklerini karşılaştırarak geliştirilmiştir. Bu nedenle, bu bölümde tartışılan zemin değişmelerinin çoğu, dolaylı olarak yöntemlerin içine dahil edilmiştir. Örneğin, bir araştırma mühendisi kumlar içine çakılan çelik boru kazıklar üzerinde bir dizi statik yük deneyleri yapabilir. Bu deneylere, herbir kumun içsel sürtünme açısı (ϕ') ölçümleri ile eşlik edilebilir ve sonra da f_s için bir ampirik formül geliştirmek

amacıyla ϕ' ve düşey effektif gerilmenin (σ'_z) bir fonksiyonu olarak kullanılabilir. Kalan faktörler dolaylı olarak fonksiyona dahil edilir.

Analitik yöntemlerin çoğu bu yolla geliştirildiği için, bu yöntemleri yalnızca yöntemin geliştirildiği temeller ile kıyaslanabilir temellere uygulamak önemlidir. Örneğin, önceki parağrafta anlatılan denklem, çelik boru kazıklar için geliştirilmiş olup, bu nedenle aynı uzunluk ve çapa sahip olmalarına rağmen, büyük olasılıkla burgu ile dökmeli kazıklara uygulanamaz. Bu nedenle, bu bölümde anlatılan analitik yöntemlerin çoğu derin temelin belirli bir tipi ile ilgilidir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

14.1 Öngerdirmeli bir beton kazık, şahmerdanla 1 ft'lik derinliği 17 darbe ile geçecek şekilde doygun bir kil zemine çakılmaktadır. Ne var ki, kazık istenilen derinliğe kadar çakılamadan çakma kulesi arıza yapar ve çakmaya 15 saatlik ara verilmek zorunda bırakır. Kule onarıldıktan sonra çakma işlemine kalınan yerden devam edilir fakat, bu sefer çakma işlemi 1 ft'lik derinliği 25 darbe ile geçecek şekilde değiştirilir. Darbe sayısındaki bu başlıca değişimi açıklayınız.

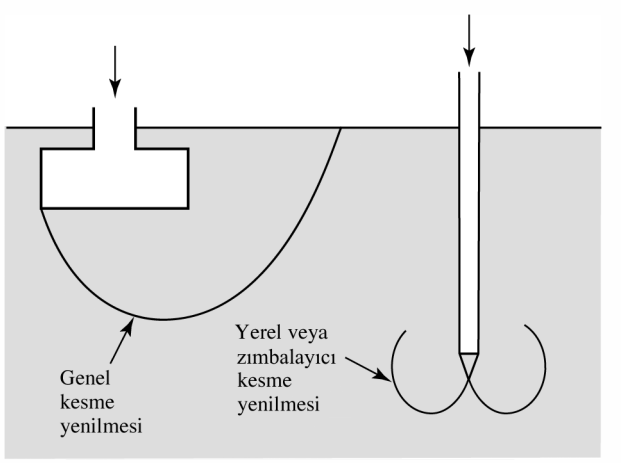
14.2 Kazıkların yerleştirilme işleminde kazıkçı müteaahhitler bazan ön delgi yapmaktadırlar. Bu işlemde önce sondajla kazık çapından küçük bir delik açılır ve kazık deliğe çakılır. Bu ön delgi işlemi kenar sürtünme direncini etkiler mi? Niçin? Ön delgi kuyusunun çapı önemli midir? Niçin?

14.3 Delgili şaftlarda betonun deliği açtıktan hemen sonra dökülmesi delgili şaft müteahhitleri için neden önemlidir? Beton dökülmeden önce müteahhitin çok fazla beklemesi ne gibi zararlı sonuçlar doğurur?

14.2 UÇ TEMASI

Derin temeller için net birim uç temas direnci (q'_t) yüzeysel temeller için nihai taşıma gücüne (q_{nih}) benzer görünmektedir. Bu nedenle, Terzaghi'nin taşıma gücü formüllerini [(6.4)–(6.6) eşitliklerini] kullanarak, uç temas direnci hesaplanabilir gibi düşünülebilir. Ancak, arada önemli farklılıklar vardır:

- Bölüm 6'da tartışıldığı gibi, yüzeysel temeller için taşıma gücü analizlerinin çoğu genel kayma yenilmesine dayandırılır. Bu nedenle, zemin sıkışamaz ve kayma yüzeyleri Şekil 14.3'de gösterildiği gibi zemin yüzeyine uzanır varsayımlarına dayandırılırlar. Ancak, derin temellerdeki uç temas yenilmeleri genellikle yerel veya zımbalayıcı kesmenin bir sonucu olarak meydana gelir ve bu nedenle Şekil 14.3'de gösterildiği gibi sadece kazık ucuna yakın kaymayı içerir. Örneğin, bir kazık zemine çakılırken kazığın ucu altında oluşan şey budur. Bu nedenle, q'_t zeminin hem dayanımına hem de sıkışabilirliğine bağlıdır.
- Şekil 6.2'de gösterildiği gibi, yerel ve zımbalayıcı kesme yenilmeleri için yük-oturma eğrilerinde belirgin bir yenilme noktası yoktur. Bu nedenle, ''yenilmeyi'' nasıl belirlememiz gerektiği veya ne zaman oluşacağını tam olarak bilmek, her zaman net değildir. Ayrıca, yenilme ölçütü, genellikle mukavemet ve hizmet verebilirlik gereksinimleri arasındaki ayırımı zorlaştıran oturmaya dayandırılır.
- Derin temellerde gömülme derinliği (D) çok büyük ve çap (B) küçüktür. Bu nedenle, (6.4)- (6.6) eşitliklerindeki ikinci terim baskındır.



Şekil 14.3 Tekil sömellerdeki genel kesme yenilmesi ile derin temellerdeki yerel yenilme ve zımbalayıcı kesme yenilmesi arasında bir karşılaştırma.

Bu nedenle, basitçe Terzaghi'nin taşıma gücü formüllerini uygulayarak uç temas direnci hesaplanamaz. Özellikle derin temeller için geliştirilmiş özel yöntemler kullanmak gerekir.

Kumlar

Kumlarda derin temellerin altında gelişebilen herhangi aşırı boşluk suyu basınçları çok hızlı sönümlenir. Bu yüzden, boşluk suyu basıncı (3.9) eşitliği kullanarak hesaplanabilir. Bu nedenle, bir efektif gerilme analizi kullanarak, uç temas basıncı değerlendirilebilir. Seçenek olarak, CPT q_c değeri gibi diğer zemin parametreleri ile ampirik ilişkiler kullanılabilir.

Kazıklar: Kumlu zeminlerde kazıkların uç temas direnci aşağıdaki formülü kullanarak ifade edilebilir (Kulhawy vd., 1983):

$$q'_t = B\gamma N^*_\gamma + \sigma'_{zD} N^*_q \qquad (14.1)$$

Burada:

q'_t =net birim uç temas direnci

B=kazık çapı

N^*_γ , N^*_q =taşıma gücü faktörleri

γ=kazık ucunun hemen altında zeminin birim ağırlığı (eğer uç yeraltı su seviyesinin altında yerleştirilmiş ise, $\gamma - \gamma_w$ kullanınız)

σ'_{zD}=kazık ucundaki düşey efektif gerilmedir.

D/B>5 olduğu zaman, bu hemen hemen tüm derin temeller için doğrudur. (14.1) eşitliğindeki ilk faktör önemsiz olur ve dikkate alınmayabilir.

Yüzeysel temellerde kullanılan taşıma gücü faktörleri (N_γ ve N_q) sürtünme açısı (ϕ') ile tanımlanan kayma dayanımının fonksiyonlarıdır. Çünkü, genel kayma göçmeyi kontrol eder. Ancak, (14.1) eşitliğindeki N_γ' ve N_q' hem kayma dayanımına hem de sıkışabilirliğe bağlıdır. Bunun nedeni, üç yenilme biçiminin herhangi birinin (genel, yerel veya zımbalayıcı kesme) etkin olabilmesidir. Zeminin *rijitlik indeksini* (I_r) kullanarak, sıkışabilirlik etkileri tanımlanır (Vesić, 1997):

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(\sigma'_{zD}\tan\phi')} \tag{14.2}$$

Burada:

I_r=rijitlik indeksi
E=uç çevresindeki zeminin elastik modülü
ν = uç çevresindeki zeminin Poisson oranı
σ'_{zD}=uç seviyedeki düşey efektif gerilme
ϕ' = uç çevresindeki zeminin efektif sürtünme açısıdır.

I_r'nin büyüklüğü tipik olarak (yaklaşık) 10 ile 400 arasındadır. Yüksek I_r değerli zeminler, geleneksel taşıma gücü teorisi ile örneklendiği gibi, genel kaymada göçer. Ancak, düşük I_r değerliler, zemin sıkışabilirliğinin önemli ve yerel ile zımbalayıcı kesme yenilme biçimlerinin etkili olduğunu gösterir.

Bu analizde elastisite modülünün (E) Bölüm 7'de anlatılan Schmertmann analizinde kullanılan eşdeğer elastisite modülüne (E_s) çok yakın olduğunu varsayabiliriz. Bu nedenle, Tablo 7.5'i veya (7.17) eşitliğini kullanarak, SPT ve CPT verilerinden E'yi hesaplayabiliriz. Ne SPT ne de CPT verisi mevcut ise, tahminî bir N_{60} kullanılabilir. Poisson oranının değeri Tablo 14.1'den elde edilebilir.

Tablo 14.1 Zemin ve kayalarda Poisson oranının tipik değerleri (Kulhawy vd., 1983'den).

Zemin veya kaya türü	Poisson oranı, ν
Doygun kil, drenajsız şartlar	0,50
Kısmen doygun kil	0,30 – 0,40
Sıkı kum, drenjlı şartlar	0,30 – 0,40
Gevşek kum, drenjlı şartlar	0,10 – 0,30
Kumtaşı	0,25 – 0,30
Granit	0,23 – 0,27

Vesić'e (1977) göre, taşıma gücü faktörleri (N_γ^*, N_q^*) aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$N_\gamma^* = 0{,}6(N_q^* - 1)\tan\phi' \tag{14.3}$$

$$N_q^* = \frac{(1+2K_o)N_\sigma}{3} \tag{14.4}$$

$$N_\sigma = \frac{3}{3-\sin\phi'} e^{\frac{(90-\phi')\pi}{180}} \tan\left(45+\frac{\phi'}{2}\right) I_r^{\frac{4\sin\phi'}{3(1+\sin\phi')}} \qquad (14.5)$$

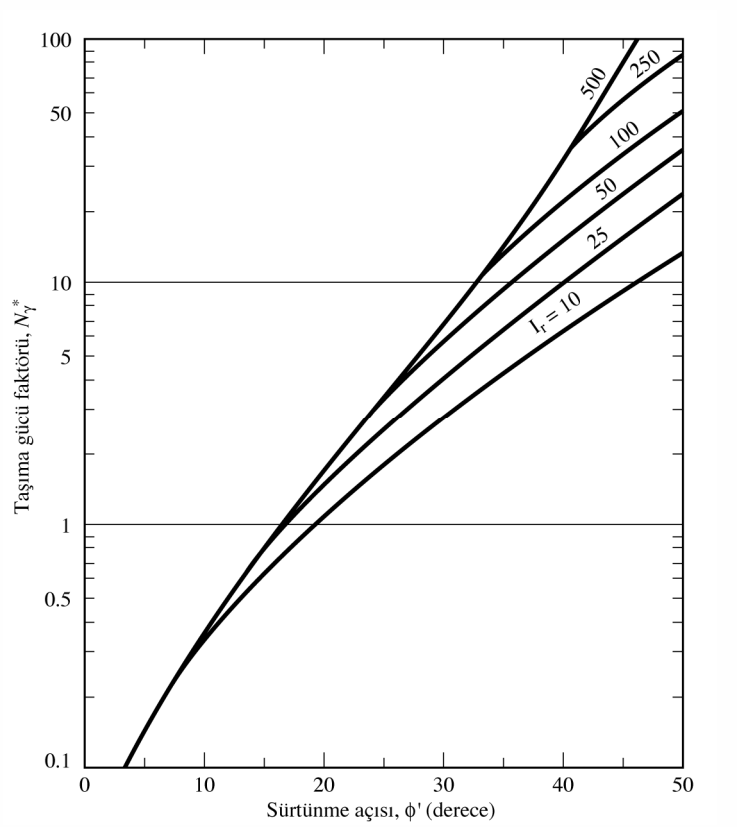
Burada:

$N_\gamma^*, N_q^*, N_\sigma$ =taşıma gücü faktörleri

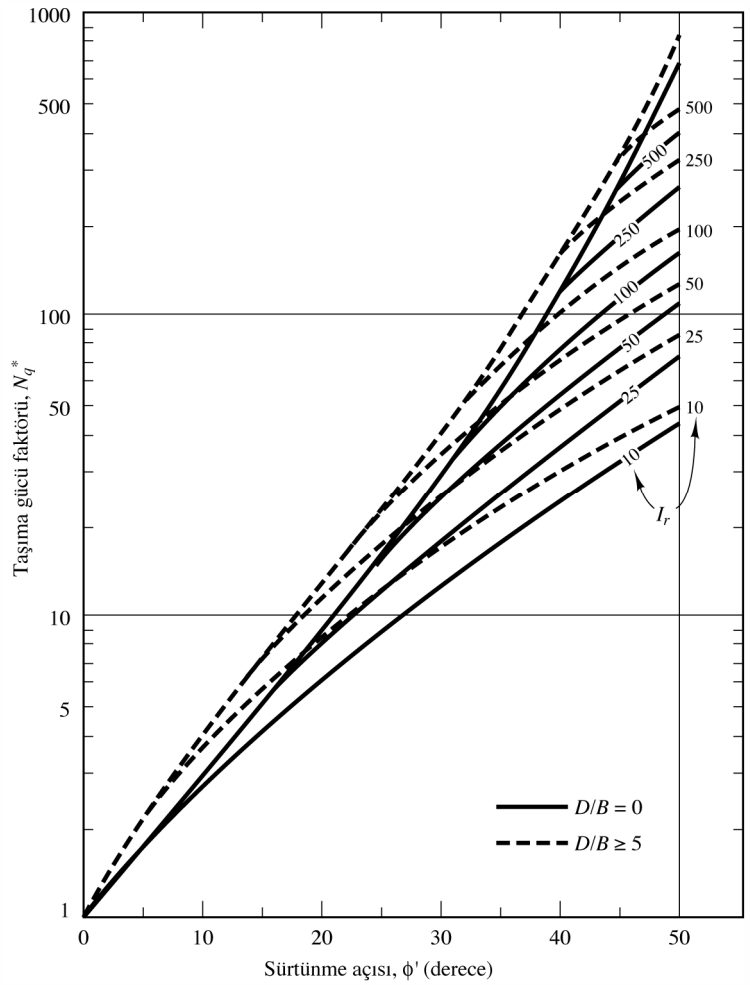
K_o=sükûnetteki yanal toprak basıncı katsayısı [(3.15) eşitliği kullanarak hesaplanabilir]

ϕ'=efektif sürtünme açısıdır.

Bu denklemlerin sonuçları, tipik K_o değerleri kullanarak Şekiller 14.4 ve 14.5'de grafik biçiminde sunulmuştur.



Şekil 14.4 Taşıma gücü faktörü N_γ*. Bu grafik K_0'ın varsayılan değerlerine dayalı olup, (14.3) eşitliğinden farklı sonuçlar verebilir. Ancak, bu fark toplam uç taşıma direncinin sadece küçük bir kısmını oluşturur (Kulhawy vd., 1983'den. Telif hakkı ©1983. Electric Power Research Institute. İzin alarak basılmıştır).



Şekil 14.5 Taşıma gücü faktörü N_q* (Kulhawy vd., 1983'den. Telif hakkı ©1983. Electric Power Research Institute. İzin alarak basılmıştır).

Örnek 14.1

Kare şekilli 400 mm'lik öngerdirmeli beton bir kazık Şekil 14.6'da gösterilen zemin profiline 16 m çakılacaktır. Net nihai uç temas kapasitesini hesaplayınız.

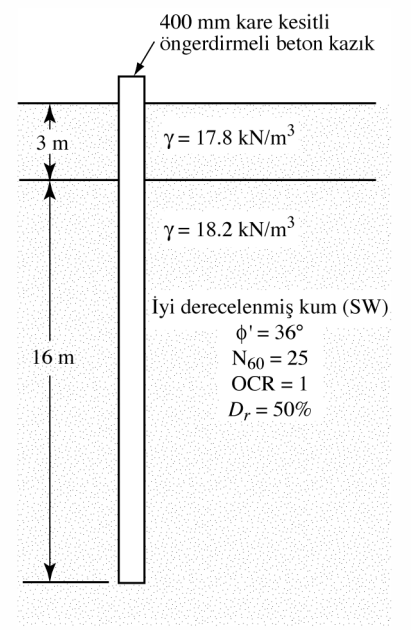
Çözüm

$$\sigma'_{zD} = \Sigma \gamma H - u$$

$$= (17{,}8)(3) + (18{,}2)(13) - (9{,}8)(13)$$

$$= 163 \text{ kPa}$$

(7.17) eşitliğinden:



Şekil 14.6 Örnek14.1 ve 14.2 için önerilen kazık.

$$E_s = \beta_0 = \sqrt{OCR} + \beta_1 N_{60}$$

$$= (5000)\sqrt{1} + (1200)(25)$$

$$= 35.000 \text{ kPa}$$

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)\,\sigma'_{zD} \tan\phi'}$$

$$= \frac{35.000}{2(1+0{,}30)(163)\tan 36}$$

$$= 114$$

Şekil 14.4'den: $N^*_\gamma = 14$

Şekil 14.5'den: $N^*_q = 76$

$$q'_t = B\gamma N^*_\gamma + \sigma'_{zD} N^*_q$$

$$= (0{,}4)(18{,}2 - 9{,}8)(14) + (163)(76)$$

$$= 12.400 \text{ kPa}$$

$q'_t A_t = (12.400)(0{,}4)^2 = \mathbf{1990\ kN}$ ⇐ ***Cevap***

Delgili Şaftlar: Kazık çakımından kaynaklanan çarpmalar ve titreşimler kazıkların altındaki zemini sıkılaştırır. Bu, kazığın uç temas direncini arttırır. Ne yazık ki, bu; burgu işleminin ve

geçici gerilme rahatlamasının zemini gevşettiği delgili şaftlar altında oluşmaz. Bu nedenle, kumlardaki delgili şaftlar için net birim uç temas direnci, kazıklar için olandan daha azdır.

Delgili şaftların analitik tasarımı genellikle donatılmış tam ölçekli statik yük deneylerinden geliştirilen ampirik denklemlere dayandırılır (O'Neill ve Reese, 1999). Çeşitli araştırmacılar bu yük deneylerinin farklı yorumlarını sunmuştur. Ancak, O'Neill ve Reese uç temas direncini, taban çapının yüzde 5'lik oturmasında oluşan direnç olarak tanımlamıştır. Bu ölçüte dayanarak, kumlarda delgili şaftlar için net birim uç temas direncini $N_{60} \leq 50$ ile hesaplamayı önermişlerdir. Şöyle ki:

$$q_t' = 1200 N_{60} \leq 60.000\,\text{lb/ft}^2 \qquad \text{(14.6 İngiliz)}$$

$$q_t' = 57{,}5 N_{60} \leq 2900\,\text{kPa} \qquad \text{(14.6 SI)}$$

Burada:

q_t' =net birim uç temas direnci (lb/ft^2 veya kPa)
N_{60}=ucun altında, uç ve $2B_b$ derinliği arasındaki ortalama SPT-N değeri
B_b=delgili şaft'ın taban çapıdır.

N_{60}>50 ise, daha sonra bu bölümde anlatıldığı gibi, zemin ara malzeme olarak sınıflandırılır.

Yaklaşık 1200 mm'den büyük taban çaplı şaftlar, O'Neill ve Reese tarafından belirtildiği gibi ''maksimum'' uç taşıma direncini geliştirmek için yaklaşık 60 mm oturmayı gerektirir. İzin verilebilir uç temas direncini geliştirmek için, normal emniyet faktörleri ile maksimum uç temas direnci yaklaşık 25 mm oturmaya dönüşür. Bunun maksimum izin verilebilir oturmaya eşit olduğunu varsayarak, daha büyük çaplı şaftlar; özellikle eğer uç teması toplam kapasitenin büyük bir kısmını temsil ediyorsa, aşırı oturmalar geçirebilir. Bu problemi ele almak için iki yol vardır:

1) (14.7) eşitliğini kullanarak q_t' nü en düşük değere (q_{tr}') indiriniz:

$$q_{tr}' = \frac{50\ \textit{inç}}{B_b} q_t' \qquad \text{(14.7 İngiliz)}$$

$$q_{tr}' = \frac{1200\ \textit{mm}}{B_b} q_t' \qquad \text{(14.7 SI)}$$

O zaman tasarım q_{tr}' ne dayandırılır. Ya da:

2) Altbölüm 14.7'de anlatıldığı gibi, bir oturma analizi yapınız ve tasarımı, proje yükleri altındaki oturmayı izin verilebilir sınırlar içinde olacak şekilde ayarlayınız.

İzin verilebilir toplam oturma 25 mm'den büyük veya küçükse, o zaman aşırı oturmaların problem olabileceği çap benzer biçimde farklı olur.

Burgu ile Dökme Kazıklar: Neely (1991) kumlardaki burgu ile dökme kazıkların uç temas direnci için aşağıdaki ampirik formülü geliştirmiştir. Bu formül, çapları 300 ve 600 mm arasında ve gömülme derinlikleri 4,5 ile 26 m arasında olan kazıklar üzerindeki altmışaltı yük

deney sonuçlarına dayalıdır. Harç tüketimi verisi her zaman mevcut değildi. Bu yüzden, gerçek kazık çapının biraz büyük olmasına rağmen, verileri burgu çapına göre azaltmıştır. Bu nedenle, bu formülü kullanarak kapasite tahminleri de burgu çapına dayandırılmalıdır.

$$q_t' = 3800 N_{60} \le 150{,}000\ lb/ft^2 \qquad \text{(14.8 İngiliz)}$$

$$q_t' = 190 N_{60} \le 7500\ kPa \qquad \text{(14.8 SI)}$$

Burada:

q_t' =net birim uç temas direnci (lb/ft^2 veya kPa)

N_{60}=ucun altında, uç ve yaklaşık B_b derinliği arasındaki SPT darbe sayısıdır.

(14.6) ve (14.8) eşitlikleri karşılaştırıldığında, burgu ile dökme kazıkların uç temas direncinin delgili şaftlardan çok daha fazla olduğu görülmektedir. Ancak, bu formüller arasındaki farkların nedeni büyük olasılıkla yük deney verilerinin yorumundaki farklılıklardır. Bu farklar, eşit çaplı temel dirençlerinde önemli büyüklükte değildir. Herhangi bir durumda, küçük çaplı burgu ile dökme kazıklar $q_t' A_t$ değerini sınırlandırır. Bu yüzden, yük aktarımının çoğu kenar sürtünmesi yoluyla oluşur.

Basınçla Enjekte Edilmiş Kazıklar: Neely (1989, 1990a, 1990b) SPT *N* değerlerinden, basınçla enjekte edilmiş temellerin (PIFs) net birim uç temas direncini (q_t') hesaplamanın ampirik yöntemlerini geliştirmiştir. Bu yöntem, muhafaza borulu şaftlar ile 93 PIFs ve sıkıştırılmış şaftlar ile 41 PIFs üzerinde yürütülmüş yük deneyleri sonuçlarına dayandırılmıştır. Bu kazıkların tümü kumlar veya çakıllara oturtulmuştur. Temiz kum ve çakıllara oturtulan muhafaza borulu PIFs için Neely'nin fomülü şöyledir:

$$q_t' = 560 (N_1)_{60} \frac{D}{B_b} \le 5600 (N_1)_{60} \qquad \text{(14.9 İngiliz)}$$

$$q_t' = 28 (N_1)_{60} \frac{D}{B_b} \le 280 (N_1)_{60} \qquad \text{(14.9 SI)}$$

Burada:

q_t' =net birim uç temas direnci (lb/ft^2, kPa)

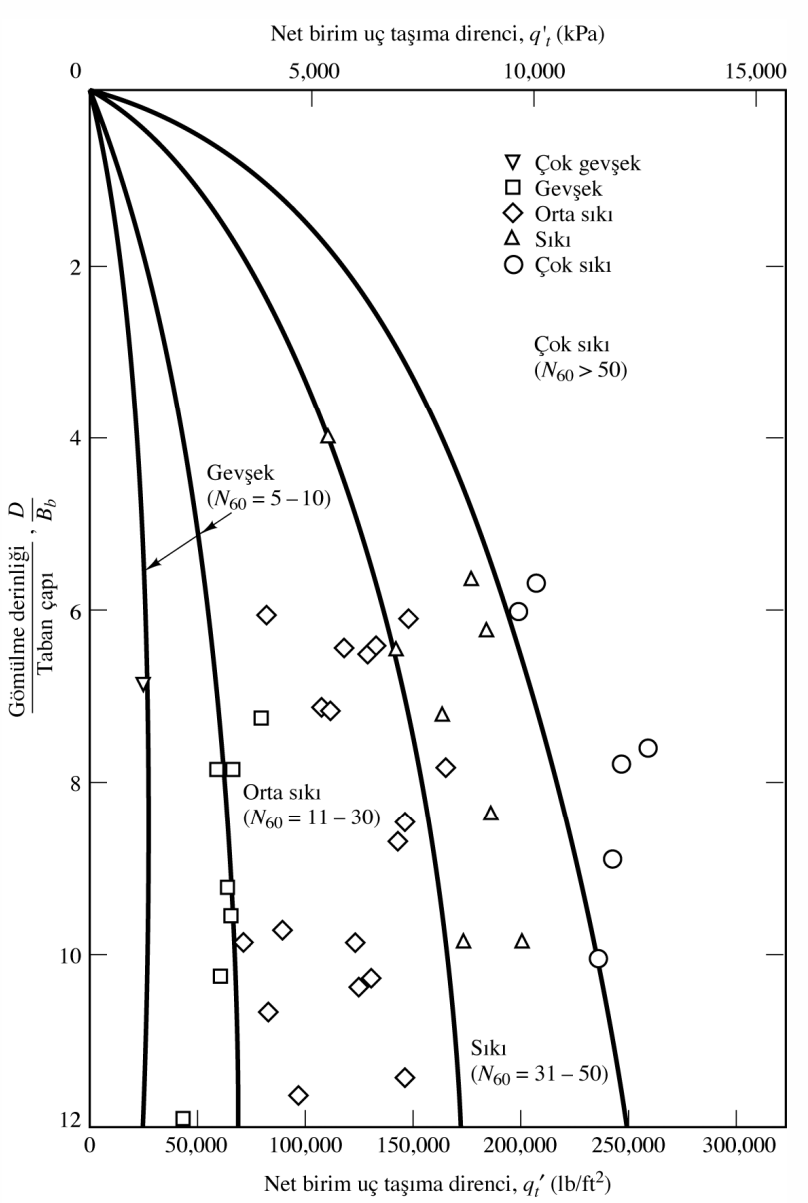
$(N_1)_{60}$=ucun altında, uç ve yaklaşık B_b derinliği arasındaki düzeltilmiş SPT*N* değeri

D=PIF tabanına derinlik

B_b=PIF taban çapıdır.

Neely, sıkıştırılmış şaft PIFs için, Şekil 14.7'de gösterildiği gibi, tasarım uç temas önerilerini grafik biçiminde sunmuştur.

Neely'nin verileri, karşılaştırılabilir bir *N* değeri ile siltli kumlar ve killi kumların temiz kumdan daha az uç temas direncine sahip olduğunu göstermektedir. Yüzde 25 ince tane içerikli zeminler, (14.9) eşitliği veya Şekil 14.7 ile tahmin edilenin yaklaşık yarısı kadar bir uç temas direncine sahip olabilir.



Şekil 14.7 Temiz kum ve çakıllarda sıkıştırılmış PIF şaftları için net birim uç taşıma direnci, q_t' (Neely, 1990b'den. ASCE'den izin alarak basılmıştır).

PIF inşaası esnasında meydana gelen zemin sıkışmasından dolayı, net birim uç temas dirençleri özellikle temiz kumlarda [(14.6) ve (14.9) eşitliklerini kıyaslayınız] karşılaştırılabilir boyutlardaki delgili şaftlarınkinden çok daha büyüktür.

Killer

Killerin düşük hidrolik iletkenliklerinden dolayı, derin temellerin ucu altında drenajsız koşulların olduğunu varsayabiliriz. Bu nedenle, drenajsız kayma dayanımını (s_u) kullanarak q'_t hesaplanır. $s_u \leq$ 250 kPa olan killerde D/B>3 derin temelleri için aşağıdaki denklemi kullanınız:

$$q'_t = N^*_c s_u \tag{14.10}$$

Burada:

q'_t =net birim uç temas direnci

N^*_c =taşıma gücü faktörü (O'Neill ve Reese, 1999)

= s_u =25 kPa'da 6,5

= s_u =50 kPa'da 8,0

= $s_u \geq$ 100 kPa'da 9,0

s_u = ucun altında, uç ve 2B arasındaki zeminin drenajsız kayma dayanımıdır.

s_u >250 kPa olan killer, daha sonra bu bölümde tartışıldığı gibi, ara malzemeler olarak değerlendirilmelidir.

s_u değeri tek eksenli basınç, üç eksenli basınç gibi laboratuvar deneylerinden veya arazi deneylerinden belirlenir. Bununla birlikte, özellikle çatlaklı killer ile çalışırken dikkatli olunuz. Bu çatlakların açıklığı numunelerin boyutlarına kıyasla genellikle büyüktür. Bu nedenle, deney sonuçları tüm zemin kütlesinden çok, çatlaklar arasındaki zemini yansıtır. Bu gibi durumlarda, s_u'yu ona göre (belki ölçülen değerin 0,75 katı kadar bir değere) azaltınız.

Daha önce tartışıldığı gibi, nihai uç temas direncine ulaşmak için, büyük çaplı temellerin ona göre daha fazla oturmaya ihtiyacı vardır. Taban çapının (B_b) 1900 mm'den büyük olması durumunda, (14.10) eşitliğinden bulunan q'_t değeri çoğu binalar için kabul edilemeyecek (25 mm'den büyük) oturmalara neden olabilir. Oturmaları izin verilebilir sınırlar içinde tutmak için, q'_t değerini q'_{tr} ne düşürünüz ve şu ilişkiyi kullanınız (O'Neill ve Reese, 1999):

$$q'_{tr} = F_r q'_t \tag{14.11}$$

$$F_r = \frac{2,5}{\psi_1 B_b + 2,5\psi_2} \leq 1,0 \tag{14.12}$$

$$\psi_1 = 0,0085 B_b + 0,083(D/B_b) \tag{14.13 İngiliz}$$

$$\psi_1 = 0,28 B_b + 0,083(D/B_b) \tag{14.13 SI}$$

$$\psi_2 = 0,014\sqrt{s_u} \tag{14.14 İngiliz}$$

$$\psi_2 = 0,065\sqrt{s_u} \tag{14.14 SI}$$

Burada:

q'_{tr} =azaltılmış net birim uç temas direnci

q'_t =net birim uç temas direnci

B_b=temel tabanındaki çap (m)

D=gömülme derinliği (m)

s_u = temel tabanı altında, temel tabanı ve $2B_b$ derinliği arasındaki zeminde drenajsız kayma dayanımıdır (kPa).

Ara Malzemeler ve Kaya

Ara malzemeler (intermediate geomaterials) sert zeminleri ve yumuşak kayaları tanımlamada kullanılan yeni bir terimdir. O'Neill ve Reese (1999) 250 kPa< s_u <2500 kPa olan kil şeylleri veya çamurtaşları gibi malzemeleri kohezyonlu veya çimentolanmış; veya N_{60}>50 olan buzul kili gibi malzemeleri de kohezyonsuz olarak tanımlamıştır. Bu malzemeleri değerlendirmek güç olabilir. Çünkü, zemin ve kaya arasında mühendislik özelliklerine sahiptirler.

Kayayı $s_u \geq 2500$kPaşeklinde bir malzeme olarak tanımlayacağız. Bu, $q_u \geq 5000$kPaşeklinde bir tek eksenli basınç dayanımına karşılık gelir. Bu tanım, ille de ara malzemeler olarak sınıflandıracağımız bazı malzemeler içeren kayının jeolojik tanımına karşılık gelmez.

Hepsi olmamak kaydıyla, bazı derin temeller aşağıda anakayaya kadar uzanır. Bu gibi tasarımlar, anakayanın artan dayanım ve rijitliğinin avantajını kullanır ve bu nedenle zemine oturtulmuş temellerden daha fazla uç temas direncine sahiptir. Ancak, bu gibi tasarımın yapılabilirliği aşağıdakiler dahil birçok faktöre bağlıdır:

- Anakayaya olan derinliğin, zemin yüzeyinde sıfır metreden (bir yüzeysel temel durumu) aşağıya binlerce metre derinliğe ulaşabilmesi (bu, derin temellerin teknik ve ekonomik ulaşımının oldukça altındadır).
- Zemin üzerinde taşınamayacak kadar çok yüksek tasarım yüklerinin bulunması.
- Üstteki zeminlerin uygulanan yükleri taşıyabilecek dayanımda olması.
- Üstte bulunan zeminin bir kısmını veya tamamını aşındırabilecek oyulma potansiyeli.
- Zeminlerde oturmanın neden olduğu aşağı doğru çekme yükleri potansiyeli. Bu olay Bölüm 18'de tartışılmıştır.

Ara malzemeler ve anakayadaki uç temas direncinin değerlendirilmesi, zemine göre daha zordur. Çünkü, çoğunlukla değerlendirilmesi güç olabilen *süreksizlikler*in özelliğine bağlıdır. Neyse ki, bu malzemelerdeki q'_tnün muhafazakâr tahminleri bile, ekonomik bir tasarım üretmek için çoğunlukla yeteri kadar yüksektir. Çok sağlam kayada q'_t, özellikle delgili şaftlarda temeldeki izin verilebilir gerilmeyi aşabilir. Bu durumda, yapısal kapasite tasarımı kontrol edebilir. Eğer yapısal yükler çok yüksek ve uç temas direncin ana kaynağı ise, muhafazakâr tasarım değerleri çok pahalı olan bir temel tasarımına yol açabilir. Bu durumlarda, tam ölçekli statik yük deneyleri uygun olabilir. Osterberg deneyi özellikle bu gibi durumlarda yararlıdır.

O'Neill ve Reese (1999) delgili şaft temeller için q_t' nü değerlendirmede aşağıdaki yöntemleri önermektedir. Bu yöntemler, derin temellerin diğer tipleri için de uygun olacaktır.

Kohezyonlu Ara Malzeme ve Kaya: *Kaya Kalite Göstergesi* veya *RQD* kayanın veya karottan elde edilen ara malzemenin bütünlüğünün bir ölçüsüdür. 100 mm'den daha uzun karot parçalarının yüzdesi olarak tanımlanır. Yüzde 90'dan daha büyük RQD değerleri, tipik olarak çok iyi malzemeyi gösterirken, yüzde 50'den daha az olanları zayıf veya çok zayıf malzemeyi yansıtır. *Tek eksenli basınç dayanımı* (q_u), laboratuvarda betonun basınç dayanımını ölçmeye benzer bir teknik kullanarak, karot numuneler üzerinde ölçülür. Ayrıca, bu değer drenajsız kayma dayanımının (s_u) iki katına eşittir. Uç temas direncini değerlendirmede O'Neill ve Reese, RQD'yi ve temelin tabanı ile tabandan aşağı yaklaşık 2*B* derinlik arasındaki tek eksenli basınç dayanımını kullanmıştır.

RQD=%100 ve temelin ara malzeme veya kaya içinde en az 1,5*B* derinliğe uzandığı durumda:

$$q_t' = 2{,}5 q_u \tag{14.15}$$

RQD %70-100 arasında, tüm eklemler kapalı (yani, boşluk içermiyor ve yumuşak malzeme dolgusu yok), hemen hemen yatay ve $q_u > 500$ kPa ise:

$$q_t' = 7970(q_u)^{0{,}51} \tag{14.16 İngiliz}$$

$$q_t' = 4830(q_u)^{0{,}51} \tag{14.16 SI}$$

Burada; q_u birimi lb/inç^2 ve MPa ve q_t' birimi de lb/ft^2 ve kPa'dır.

Malzeme eklemli, eklemler rastgele yönelimde ve bu eklemlerin durumu sahada veya deney kazılarından değerlendirilebiliyorsa:

$$q_t' = [t^{0{,}5} + (mt^{0{,}5} + t)^{0{,}5}]\, q_u \tag{14.17}$$

Buradaki *m* ve *t* Tablo 14.2 ve 14.3'den belirlenir.

Tablo 14.2 Tablo 14.3'de kullanılmak üzere kaya ve ara malzemelerin tanımlanması (O'Neill ve Reese, 1999'dan).

Kaya veya ara malzeme	Tanımlama
A	İyi gelişmiş kristal klivajları içeren karbonat kayaları (örnek; dolotaşı, kireçtaşı, mermer)
B	Taşlaşmış arjilli kayalar (örnek; çamurtaşı, silttaşı, şeyl, sleyt)
C	Arenitli kayalar (örnek; kumtaşı, kuvars)
D	İnce taneli mağmatik kayalar (örnek; andezit, dolerit, diyabaz, riyolit)
E	İri taneli mağmatik ve metamorfik kayalar (örnek; amfibolit, gabro, gnays, granit, norit, kuvarsdiyorit)

Kohezyonsuz Ara Malzemeler: Kohezyonsuz ara malzemeler için, O'Neill ve Reese aşağıdaki eşitliği kullanmaktadır:

$$q_t' = 0{,}59\left[(N_1)_{60}\right]^{0{,}8}\sigma'_{zD} \qquad (14.18)$$

Burada:

q_t' =net birim uç temas direnci

$(N_1)_{60}$=saha yöntemleri ve jeolojik yük gerilmesi ≤ 100 için düzeltilmiş SPT-*N* değeri

σ'_{zD}=temel tabanındaki düşey efektif gerilmedir.

Tablo 14.3 (14.17) eşitliği için *m* ve *t* değerleri (O'Neill ve Reese, 1999).

Kaya veya ara malzemenin tanımı	Eklem tanımı	Eklem açıklığı	*t*	*m*				
				Tip A	Tip B	Tip C	Tip D	Tip E
Mükemmel	Taze (kapalı)	>3 m	1	7	10	25	17	25
Çok iyi	Kenetli	1 – 3 m	0,1	3,5	5	7,5	8,5	12,5
İyi	Az bozuşmuş	1 – 3 m	$4x10^{-2}$	0,7	1	1,5	1,7	2,5
Orta	Orta bozuşmuş	0,1 – 1,0 m	10^{-4}	0,14	0,2	0,3	0,34	0,5
Kötü	Bozuşmuş ve dolgulu	30 – 300 mm	10^{-5}	0,04	0,05	0,08	0,09	0,13
Çok kötü	Çok bozuşmuş	<50 mm	0	0,007	0,01	0,015	0,017	0,025

Temel taban çapı 1200 mm'den büyükse, bu hesaplanmış değer oturmayı kontrol etmede (14.7) eşitliği kullanarak azaltılmalıdır.

14.3 KENAR SÜRTÜNMESİ

Birim kenar sürtünme direnci (f_s), yük oturma eğrisindeki keskin kırılmadan dolayı uç temasdan daha açık bir biçimde tanımlanır. Kenar sürtünme analizi kayma sürtünmesi ilkesine dayandırılır ve en doğru biçimde efektif gerilmeleri kullanarak yapılır. Ancak, kenar sürtünmesi toplam gerilmeler kullanarak da değerlendirilebilir.

Efektif Gerilme Analizleri

Aşırı boşluk suyu basınçları genellikle inşaat sırasında ve hemen sonrasında derin temellerin, özellikle killerdeki kazıkların kenarları boyunca mevcuttur. Ancak, bu basınçlar hızla sönümlenir. Bu nedenle, genellikle yapının hizmet ömrü süresince hidrostatik koşullar mevcuttur. Yapının hizmet ömrü süresince temele ilave bir yük yerleştirilirse, temelin kenarı boyunca sıfır veya az miktarda boşluk suyu basıncı oluşur. Çünkü, zeminin ilave sıkışması söz konusu değildir. Bu nedenle, hidrostatik boşluk suyu basıncını kullanarak, düşey efektif gerilme hesaplanabilir ve efektif gerilme analizini kullanarak da kenar sürtünme direnci bulunabilir.

İlkeler

Kenar sürtünmesi, basit bir kayma sürtünme modeli kullanarak tanımlanabilir:

$$f_s = \sigma'_x \tan\phi_f \qquad (14.19)$$

Burada:

f_s =birim kenar sürtünme direnci

σ'_x =yatay efektif gerilme (temel eksenine dik)

$\tan\phi_f = \mu$ =zemin ve temel arasındaki sürtünme katsayısı

ϕ_f =zemin-temel ara yüzeyindeki sürtünme açısıdır.

Araştırmacılar sürtünme katsayısını ($\tan\phi_f$) ölçmek için laboratuvar deneyleri kullanmış ve bu katsayıyı zeminin efektif içsel sürtünme açısı (ϕ') ile ilişkilendirmiştir. Tablo 14.4'de tipik ϕ_f/ϕ' değerleri verilmiştir. Suya doygun sıkı zeminler bu değerin dağılım aralığının yüksek uç kısmına düşerken, kuru ve gevşek zeminler alçak uç kısmında bulunur.

Tablo 14.4 Derin temeller ile zemin arasındaki arayüzeyde ϕ_f/ϕ' nün yaklaşık değerleri (Kulhawy vd., 1983 ile Kulhawy, 1991'den).

Temel tipi	ϕ_f/ϕ'
Pürüzlü beton	1,0
Düz yüzeyli beton (örnek; prefabrik kazık)	0,8 – 1,0
Pürüzlü çelik (örnek; basamaklı ve giderek çapı daralan kazık)	0,7 – 0,9
Düz çelik (örnek; boru kazık veya H kazığı)	0,5 – 0,7
Ahşap (örnek; ahşap kazık)	0,8 – 0,9
Kuru yöntem veya geçici muhafaza ve iyi inşaat teknikleri kullanarak inşa edilmiş delgili şaft	1,0
Bulamaç yöntemi ile inşa edilmiş delgili şaft (yüksek değerler daha özenli inşaat yöntemlerine karşılık gelir)	0,8 – 1,0

Bölüm 3'de tartışıldığı gibi, yatay ve düşey efektif gerilmeler arasındaki oran yanal toprak basıncı katsayısı (K) olarak tanımlanır:

$$K = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} \tag{14.20}$$

Derin temel inşası, Bölüm 14.1'de tartışıldığı gibi, çevre zeminlerde önemli değişmelere neden olur. Bu nedenle, yanal toprak basıncı katsayısı (K) genellikle inşaat öncesi zemindeki yanal toprak basıncı katsayısına (K_o) eşit değildir. K/K_o oranı aşağıdakiler dahil birçok faktöre bağlıdır:

- *Derin temellerin tipi* – Delgili şaft inşası biraz gerilme gevşemesine neden olurken, kazık çakımı çevre zeminlerin sıkışmasına neden olur.
- *Düşük deplasmanlı kazıklara karşı yüksek deplasman* – Kapalı uçlu çelik borular gibi yüksek deplasmanlı kazıklar, çelik H kazıklar gibi düşük deplasmanlı kazıkların yaptığından çok daha fazla zeminin yerdeğiştirmesine neden olur ve bu nedenle çok yüksek bir K/K_o oranına sahiptir. Ancak, bu kazanımın bir kısmı, krip etkileri yerel olarak yüksek yatay gerilmeleri gevşetme eğilimindeyken, zamanla kaybedilebilir.

- *Zemin kıvamı* – Sıkı zeminler daha büyük bir K/K_o oranına neden olan distorsiyona daha fazla direnç sağlar.
- *Özel inşaat teknikleri* – Önceden delme veya basınçlı su uygulaması zemini gevşetir. Böylece, K/K_o oranını azaltır.

K'nın olası en büyük değeri $K_p = \tan^2(45 + \phi'/2)$'ye eşit olan pasif toprak basıncı katsayısıdır[2]. Kulhawy vd. (1983) Tablo 14.5'deki K/K_o oranlarını önermiştir.

(14.19) ve (14.20) eşitlikleri, Tablo 14.4 ve 14.5'deki faktörler ile birleştirildiğinde aşağıdaki denklem elde edilir:

Tablo 14.5 İnşaattan sonraki yanal basınç katsayısının inşaattan öncekine yaklaşık oranı (Kulhawy vd., 1983 ile Kulhawy, 1991'den).

Temel tipi ve inşaat yöntemi	K/K_o
Kazık – jet ile	0,5 – 0,7
Kazık – küçük yerdeğiştirme, çakma	0,7 – 1,2
Kazık – büyük yerdeğiştirme, çakma	1,0 – 2,0
Delgili şaft – minimum kuyu çeperi örselenmesi ve çabuk beton dökme ile birlikte kuru yöntemle inşa edilmiş	0,9 – 1,0
Delgili şaft – iyi işçilikli bulamaç inşaatı	0,9 – 1,0
Delgili şaft – kötü işçilikli bulamaç inşaatı	0,6 – 0,7
Delgili şaft – su tablası altında muhafaza borulu yöntem	0,7 – 0,9

$$f_s = K_0 \sigma'_z \left(\frac{K}{K_0}\right)\left(\frac{\phi_f}{\phi'}\right) \qquad (14.21)$$

(14.21) eşitliğinde değerlendirilmesi en zor olan faktör K_o'dır. Bu, (3.15) eşitliği kullanarak hesaplanabilir. Bu da aşırı konsolidasyon oranının (OCR) bulunmasını gerektirir. Bu değer killerde, Bölüm 3'de anlatıldığı gibi, konsolidasyon deneyleri yaparak ve (3.24) eşitliği kullanarak yapılabilir. Ancak, normal konsolide olduğu farzedilen zeminlerde bile, genellikle Şekil 14.8'de gösterildiği gibi aşırı konsolide bir kabuk vardır. Bu kabuk tabakası genellikle zemin yüzeyinden 3 ile 6 m veya daha derine uzanır. Sonuç olarak ''normal konsolide'' zemin çökellerindeki K_o tipik olarak zemin yüzeyine yakın yerlerde oldukça yüksektir ve derinlikle yavaş yavaş küçülür (Kulhawy, 1984; 1991).

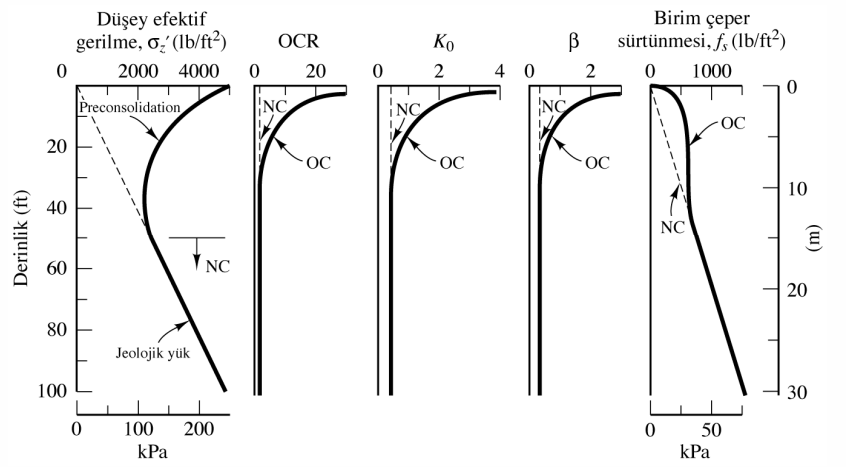
Daha klasik aşırı konsolide killerde (yani, üst tabakanın kaldırılması ile önceden sıkıştırılmış olanlar), aşırı konsolidasyon oranı (OCR) derinlikle azalır. Bu yüzden, K_o da derinlikle azalır.

Ne yazik ki, kumlarda OCR'yi değerlendirmek çok zordur. Çünkü, uygun örselenmemiş numuneler elde edemeyiz. Bu, ara tabakalı killer mevcut olduğu zaman bile doğrudur. Çünkü, bu tabakaların OCR'si özellikle eğer kuruma oluşmussa, farklı olabilir.

Yanal toprak basınçlarını değerlendirmede presiyometre (PMT), dilatometre (DMT) veya K_o basamaklı bıçağı gibi bazı arazi deneyleri kullanılabilir. Bu deneylerin hiçbiri Kuzey Amerika'da mevcut değildir. Fakat, gelecekte kullanımları artabilir.

[2] Pasif toprak basınçları Bölüm 23'de daha ayrıntılı tartışılmıştır.

β Yöntemi: (14.21) eşitliğindeki faktörlerin bazılarını değerlendirmede karşılaşılan güçlüklerden dolayı, mühendisler bazan bu denklemi aşağıdaki gibi yeniden daha uygun bir biçimde tanımlamaktadır (Burland, 1973):



Şekil 14.8 Çeper sürtünme direncini etkileyen parametrelerin tipik dağılımı (Kulhawy, 1991'den. Van Nostrand Publishers'dan izin alarak basılmıştır). NC=normal konsolide, OC=aşırı konsolide.

$$f_s = \beta \sigma_z' \tag{14.22}$$

$$\beta = K_0 \left(\frac{K}{K_0} \right) \tan \left[\phi' \left(\frac{\delta}{\phi'} \right) \right] \tag{14.23}$$

Kenar sürtünme direncini hesaplamanın bu tekniği *beta yöntemi* olarak bilinir. Uygulamada, tasarım β değerleri, tam ölçekli statik yük deneylerinden geri hesaplama ve bulunan değerleri de zemin özellikleri ile temel tipi arasında ilişki kurarak elde edilmektedir. Daha sonra bu ilişkiler, bu değerleri yeni temellere uygulamada kullanılır.

β yöntemini kullanırken, zemini yeraltı su seviyesinde ve zemin tabaka sınırlarında tanımlanan tabaka sınırları ile katmanlara bölünüz. Sonra da, (14.22) eşitliğini kullanarak, herbir tabakanın orta noktasındaki f_s'yi hesaplayınız.

Kumlar: Kumlardaki büyük deplasmanlı kazık temeller için, Bhushan (1982) aşağıdaki eşitliği önermektedir:

$$\beta = 0{,}18 + 0{,}65 D_r \tag{14.24}$$

Burada:

D_r= kumun ondalık biçiminde ifade edilen relatif yoğunluğudur.

(14.24) eşitliği büyük olasılıkla ϕ_f/ϕ' oranı yaklaşık 0,7 ve K/K_o oranı yaklaşık 1 olan kapalı uçlu çelik boru kazıklar üzerinde yürütülen bir dizi yük deneylerine dayandırılır. Derin

temellerin diğer tipleri için β değeri, Tablo 14.4 ve 14.5'in gösterdiği gibi, benzer biçimde daha yüksek veya daha düşük olacaktır. $N_{60} \geq 15$ olan kumlarda delgili şaftlar için O'Neill ve Reese (1999) β için aşağıdaki denklemi değerlendirmeyi önermekte ve f_s'yi maksimum 190 kPa değeri ile sınırlandırmaktadır:

$$\beta = 1{,}5 - 0{,}135\sqrt{z} \qquad 0{,}25 \leq \beta \leq 1{,}20 \qquad \text{(14.25 İngiliz)}$$

$$\beta = 1{,}5 - 0{,}245\sqrt{z} \qquad 0{,}25 \leq \beta \leq 1{,}20 \qquad \text{(14.25 SI)}$$

Burada:

z=zemin tabakasının orta noktasına olan derinliktir (m).

$N_{60} < 15$ ise, (14.25) eşitliğinden elde edilen β değerlerini $N_{60}/15$ oranı ile çarpınız.

Bu β fonksiyonu 1,5 m ve 26 m derinliklerde sınır değerine ulaşır. Bu nedenle, tabaka sınırları bu iki derinliklerde yerleştirilmelidir. Diğer bir sınır, yeraltı suyu seviyesinde yerleştirilmelidir. İlave sınırlar her 6 m de ve kum tabakasının bittiği yerde yerleştirilmelidir ve kil veya kaya analizleri kullanmaya başlamak zorunlu hale gelir.

Burgu ile dökme kazıklar için, Neely (1991) β yöntemini kullanarak ortalama birim kenar sürtünme direncini hesaplar:

$$\bar{f}_s = \bar{\beta}\,\bar{\sigma}'_z \leq 140 \text{ kPa } (2800 \text{ lb/ft}^2) \qquad (14.26)$$

Burada:

$\bar{f}_s$ =ortalama birim kenar sürtünme direnci

$\bar{\beta}$ =ortalama beta faktörü (Şekil 14.9'dan)

$\bar{\sigma}'_z$ =kazığın uzunluğu boyunca ortalama düşey efektif gerilmedir.

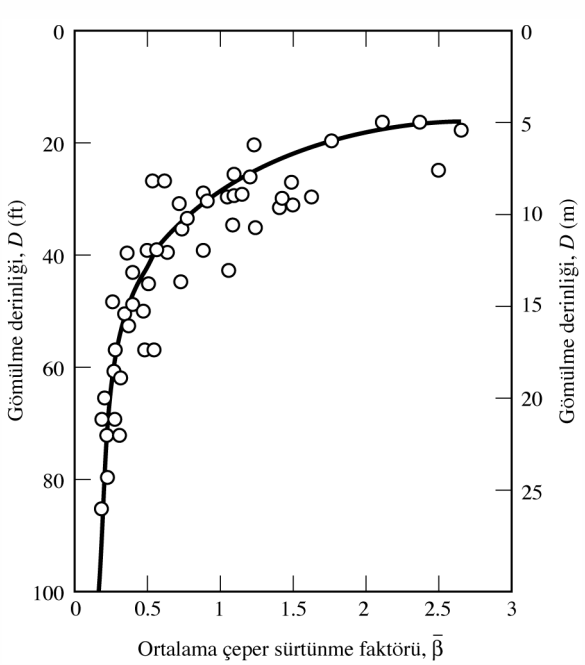
Beta faktörü (β) derinlikle doğrusal olmayan şekilde değişir. Şekil 14.9'da çeşitli kazık uzunlukları için ortalama değeri ($\bar{\beta}$) verilmiştir. Bu nedenle, bu grafiği kullanırken, kazığın uzunluğuna dayanan yalnızca bir $\bar{\beta}$ değeri belirleyiniz ve bu değeri (14.26) eşitliğinde kullanınız. Herbir tabaka için β değerini belirlemek amacıyla, zemini tabakalara ayırmayınız.

Basınçla enjekte edilmiş temeller (PIFs) için, kenar sürtünme direnci, muhafaza borulu bir şaft kullanılması durumunda muhafaza borusu ve zemin arasındaki halka biçiminde boşluktan dolayı ihmal edilmelidir. Ancak, sıkıştırılmış şaftlı PIFs yüksek yanal gerilmeli çok iyi şaft-zemin temasına ve pürüzlü bir yüzeye sahiptir ve bu nedenle yüksek kenar sürtünme direnci geliştirebilirler. Neely (1990b) bu direnci, (14.26) ve Şekil 14.10'u kullanarak hesaplamaktadır.

Çakıllar: Rollins, Clayton, ve Mikesell (1997) çakıllarda (>yüzde 50 çakıl boyutu) delgili şaft temeller için, (14.25) eşitliğinin gözden geçirilmiş bir uyarlamasını geliştirmek amacıyla, tam ölçekli statik yük deneylerinin bir dizisini kullanmıştır:

$$\beta = 3{,}4e^{-0.026z} \qquad 0{,}25 \leq \beta \leq 3{,}00 \qquad \text{(14.27 İngiliz)}$$

$$\beta = 3{,}4e^{-0.085z} \qquad 0{,}25 \le \beta \le 3{,}00 \qquad \text{(14.27 SI)}$$



Şekil 14.9 (14.26) eşitliğinde kullanılan ortalama beta faktörü, $\overline{\beta}$ (Neely, 1991'den. ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

Çakıllı kumlar (yüzde 25-50 çakıl boyutu) için:

$$\beta = 2 - 0{,}061z^{0{,}75} \qquad 0{,}25 \le \beta \le 1{,}80 \qquad \text{(14.28 İngiliz)}$$

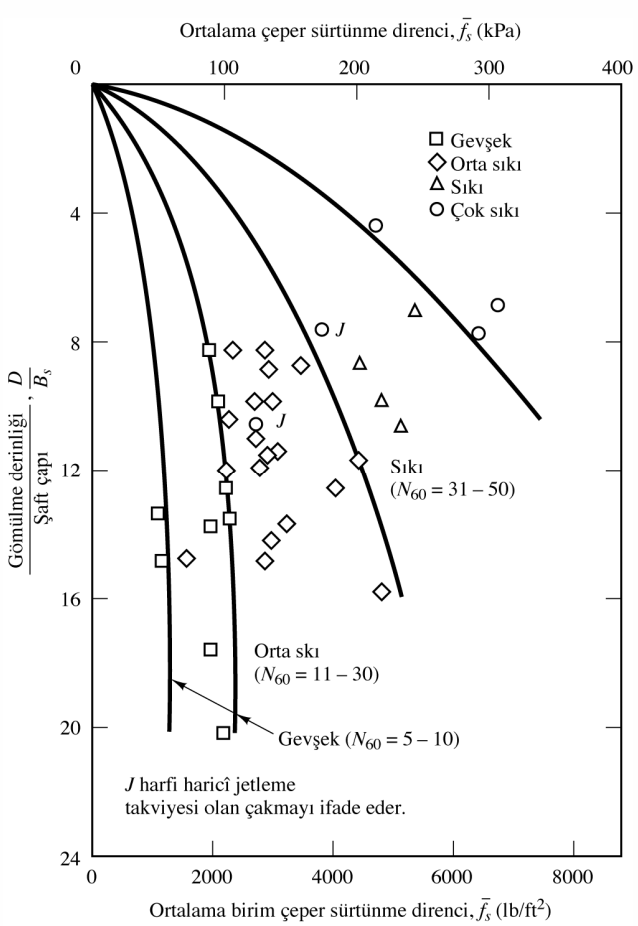
$$\beta = 2 - 0{,}151z^{0{,}75} \qquad 0{,}25 \le \beta \le 1{,}80 \qquad \text{(14.2 SI)}$$

Burada:

z=zemin tabakasının orta noktasına derinlik (ft, m)
e=tabii logaritma tabanıdır (=2,178).

Ayrıca, β değeri çakıllı zeminlerdeki kazıklar için kumlu zeminlerdekinden yüzde 20 ile 30 daha yüksek olmalıdır. Bu yüzden, (14.24) eşitliği muhafazakâr olmak zorundadır.

Siltler ve Killer: Normal konsolide siltler ve killer, sırayla tipik olarak β=0,27 ile 0,50 ve β=0,25 ile 0,35 değer aralıklarındadır (Fellenius, 1999). Hafif aşırı konsolide zeminler aralığın üst kısmında yer alırken; yumuşak, normal konsolide zeminler genellikle bu dağılımların alt sınırına yakın yere düşerler. Zeminin ileri derecede aşırı konsolide olması durumunda β, Şekil 14.11'de gösterildiği gibi çok yüksek olabilir.



Şekil 14.10 Kumlu zeminlerde sıkıştırılmış PIF şaftlar için ortalama birim çeper sürtünme direnci (Neely, 1990b'den. ASCE'den izin larak kullanılmıştır). Bu değerler sadece çakma tüpünün zemine olağan şekilde sürüldüğü durumda uygundur. Bu işleme yardımcı olmada jetleme kullanılması çeper sürtünme direncini azaltmaktadır.

Killerde zemin yüzeyinden 1,5 m içinde kenar sürtünme direnci; kurumanın neden olduğu kil büzülmesi, yanal yüklerin neden olduğu temel hareketi, çakma esnasında kazık sallanması ve diğer faktörlerden dolayı göz ardı edilmelidir.

Örnek 14.2

2,75 emniyet faktörü kullanarak, Örnek 14.1'de anlatılan kazığın izin verilebilir aşağı doğru kapasitesini hesaplayınız. Bu kazık, basınçlı su uygulaması kullanmaksızın çakılacaktır.

Çözüm

β=0,18+0,65(0,50)=0,50 (ϕ_f/ϕ'=0,7 ve K/K_o=1'e dayanarak)

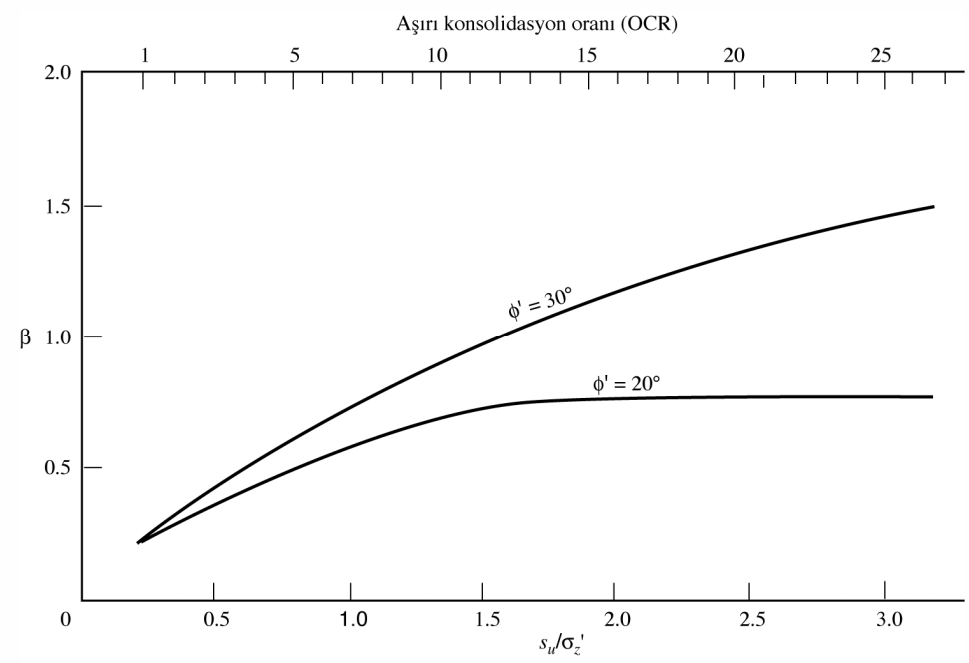
Tablo 14.4'den $\phi_f/\phi' \approx 0{,}9$

Tablo 14.5'den $K/K_o \approx 1$

$$\therefore \quad \beta = 0{,}50\left(\frac{0{,}9}{0{,}7}\right)\left(\frac{1}{1}\right) = 0{,}64 \text{ kullanınız.}$$

Katman	Derinlik (m)	σ_z' (kPa)	f_s (kPa)	A_s (m^2)	$f_s A_s$ (kN)
1	0 – 3	26,7	17,1	4,8	82
2	3 – 10	82,8	53,0	11,2	594
3	10 – 16	137,4	87,9	9,6	844
					1520

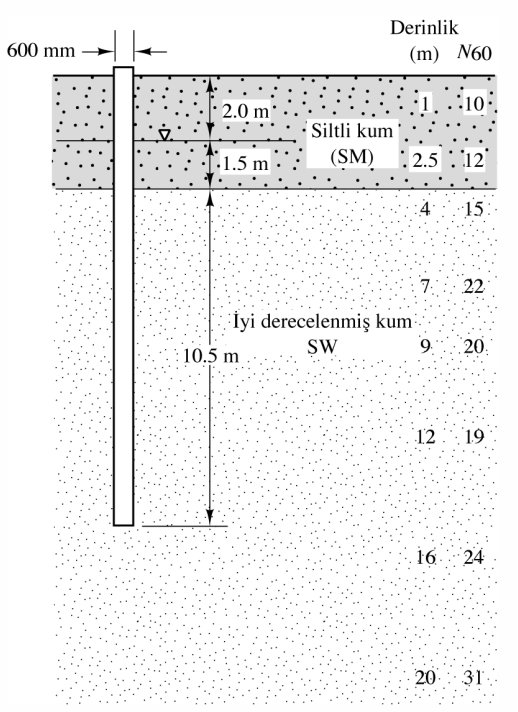
$$P_a = \frac{q_t' A_t + \Sigma f_s A_s}{F} = \frac{1990 + 1520}{2{,}75} = \mathbf{1276} \qquad \Leftarrow \textit{Cevap}$$



Şekil 14.11 Killer için β değerleri [Randolph ve Wroth, 1982'den ve (3.15) eşitliğinden uyarlanmıştır]. Normal konsolide veya hafifçe aşırı konsolide zeminler için bu değerler Fellenius tarafından önerilene yakındır. Ancak, ileri derecede aşırı konsolide zeminler için değerler çok daha yüksektir. Küçük yerdeğiştirme kazıkları ile çalışırken bu değerleri yaklaşık olarak %20 oranında azaltınız.

Örnek 14.3

Şekil 14.12'de gösterilen delgili şaft, sahada yapılmış statik yük deneyleri avantajı olmaksızın tasarlanacaktır. Zemin koşulları üniformdur ve saha inceleme programı orta düzeydedir. İzin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesini hesaplayınız.



Şekil 14.12 Örnek 14.3 için delgili şaft temel.

Çözüm

Bu zeminlerin birim ağırlıkları (γ) verilmemiştir (çünkü, büyük olasılıkla bu kumlu zeminlerden uygun biçimde örselenmemiş numune almak olası değildi). Bu bilgi olmaksızın yük kapasitesi hesaplanamaz. Bu nedenle, her bir tabaka için γ değeri Tablo 3.2'den tipik değerler kullanılarak tahmin edilmelidir:

Yeraltı suyu seviyesi üzerindeki siltli kum: $\gamma \approx 17$ kN/m^3

Yeraltı suyu seviyesi altındaki siltli kum: $\gamma \approx 20$ kN/m^3

Yeraltı suyu seviyesi altındaki kum: $\gamma \approx 20$ kN/m^3

Denklem 14.25'i kullanarak β'yı hesaplayınız:

Tabaka	z (m)	β	σ_z' (kPa)	f_s (kPa)	A_s (m^2)	P_s (kN)
Su tablası üstünde siltli kum	1,00	1,20	17,0	20,4	3,77	77
Su tablası altında siltli kum	2,75	1,09	41,5	45,2	2,83	128
Kum (3,5 – 9 m)	6,25	0,88	77,3	68,0	10,37	705
Kum (9 – 16 m)	11,15	0,68	130,9	89,0	9,42	838
						1748

Her tabakanın orta noktasında z ve σ'_z nü nasıl hesapladığımıza dikkat ediniz.

Net birim uç-temas direncini hesaplamak için (14.6) eşitliğini kullanınız. Şaftın tabanından aşağı 2*B* derinliği içinde N_{60} değerleri olmamasına rağmen, tasarım için N_{60}=22'nin mantıklı olacağı görünmektedir.

$$q'_t = 57{,}5\,N_{60} = (57{,}5)(22) = 1265 \text{ kPa}$$

$$A_t = \frac{\pi(0{,}6)^2}{4} = 0{,}283\,\text{m}^2$$

Emniyet faktörünü 3 alarak (Tablo 13.2'den):

$$P_a = \frac{q'_t A_t + \Sigma f_s A_s}{F}$$

$$= \frac{(1265)(0{,}283) + 1748}{3}$$

=702 kN ⇐ ***Cevap***

Toplam Gerilme Analizleri (α Yöntemi)

Toplam gerilme analizleri kolayca yapılmasına ve teknik olarak daha doğru olmasına rağmen, mühendisler killerde genellikle drenajsız mukavemete dayalı toplam gerilme analizlerini kullanarak, kenar sürtünme direncini değerlendirir. (14.29) eşitliğinde tanımlandığı gibi, *alfa yöntemi* bu yaklaşımı formülleştirmenin en yaygın yoludur. Alfa yöntemi, beta yönteminden daha az kesin olmasına rağmen, çok daha geniş çapta kullanılmaktadır ve bu nedenle daha büyük deneyim tabanı avantajına sahiptir. Alfa yöntemi denklemi şöyledir:

$$f_s = \alpha\, s_u \qquad (14.29)$$

Burada:

f_s = birim kenar sürtünme direnci

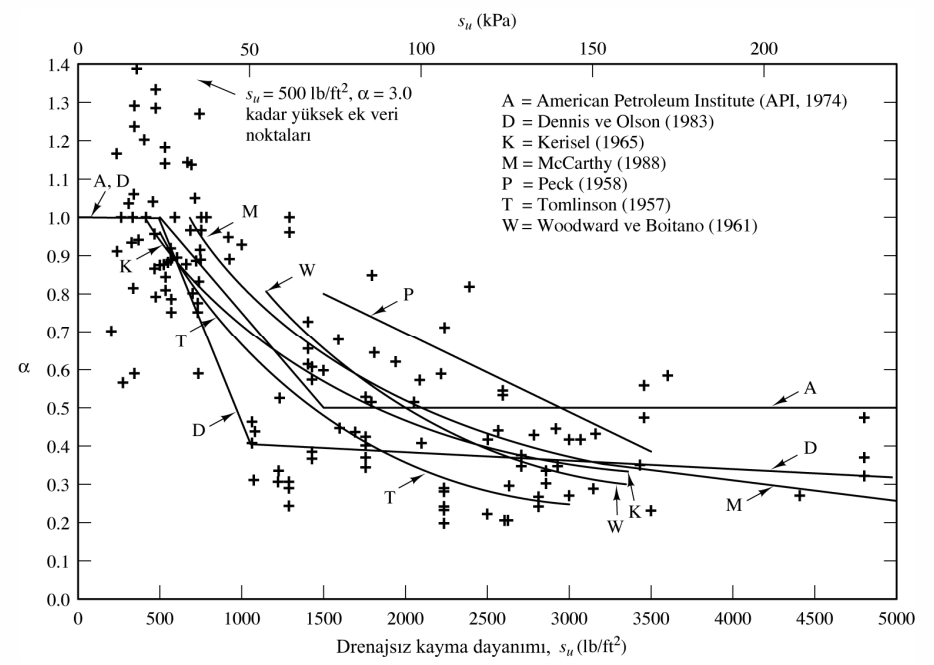
α **=** adezyon faktörü

s_u = temele bitişik zeminde drenajsız kayma mukavemetidir.

Alfa yönteminin formülleştirilmesi ve *adezyon faktörü,* kenar sürtünmesinin zemin ve kazık arasındaki ''yapışkan''etkisinden dolayı olduğu şeklinde yanlış bir izlenim verir. Bu yanıltıcıdır. Kenar sürtünme direncinin klasik bir kayma sürtünmesi problemi olduğunu düşünmek daha doğrudur.

Adezyon faktörü (α) deneysel olarak kazık yük deney sonuçlarından elde edilir. İdeal olarak, bu, sahaya-özgü şekilde yapılabilir. Bu, o sahada diğer çap ve uzunluklu kazıkların tasarımında yardımcı olmak amacıyla bize deney sonuçlarını genişletme imkanı sağlar. Sahaya-özgü verilerin yokluğunda, çeşitli sahalardaki yük deneylerinden elde edilen genel α değerlerini kullanabiliriz. Şekil 14.13'de, önerilen birkaç fonksiyon ile birlikte, tam ölçekli

statik yük deneylerinden geri hesaplama yoluyla bulunan α değerleri görülmektedir. Açıkça görüldüğü gibi, bu verilerde büyük bir dağılma vardır.



Şekil 14.13 Tam ölçekli statik yükleme deneylerinden geri hesaplanmış olarak α'nın ölçülmüş değerleri ve önerilen birkaç fonksiyon ile karşılaştırılması (yük deneyi verileri Vesić, 1977'den).

Şekil 14.13'deki çeşitli α fonksiyonları arasında API fonksiyonu büyük olasılıkla kazıklar için çok yaygın olarak kullanılır:

s_u <25 kPa (500 lb/ft^2) için:

$$\alpha = 1{,}0 \qquad (14.30)$$

25 kPa (500 lb/ft^2)< s_u <75 kPa (1500 lb/ft^2) için:

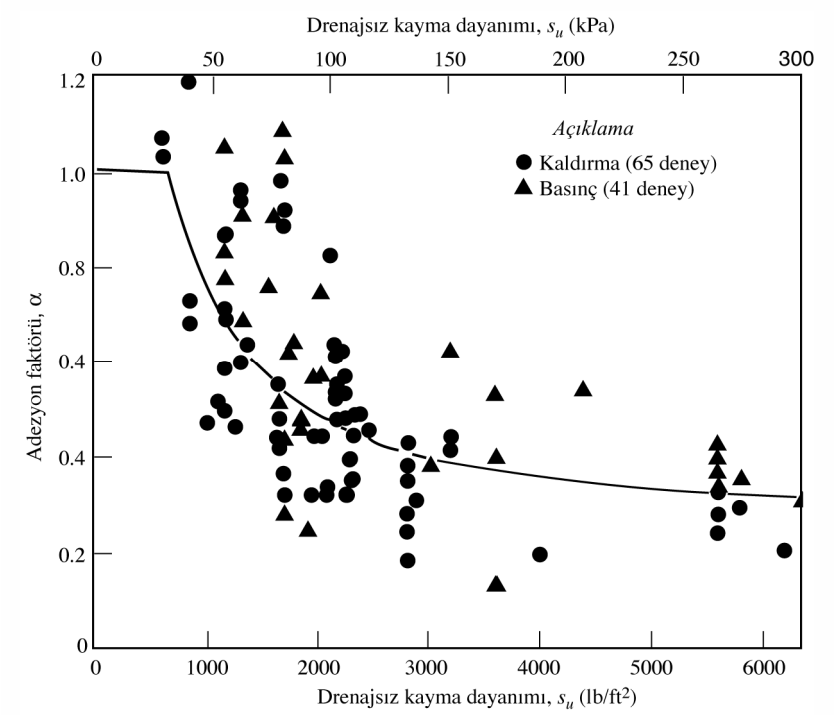
$$\alpha = 1{,}0 - 0{,}5\left(\frac{s_u - 500\,\text{lb/ft}^2}{1000\,\text{lb/ft}^2}\right) \qquad (14.31\ \text{İngiliz})$$

$$\alpha = 1{,}0 - 0{,}5\left(\frac{s_u - 25\,\text{kPa}}{50\,\text{kPa}}\right) \qquad (14.31\ \text{SI})$$

s_u >75 kPa için:

$$\alpha = 0{,}5 \qquad (14.32)$$

Şekil 14.14, aygıtlarla donatılmış yük deneylerinden elde edilen delgili şaftlar için geri hesaplama ile bulunan α değerlerini göstermektedir. Bir kere daha tekrarlarsak, sonuçlarda geniş bir dağılma vardır. Bu grafikteki α eğrisini veya Şekil 14.15'de gösterildiği gibi Reese ve O'Neill (1989) yaklaşımını kullanabiliriz. Reese ve O'Neill f_s'yi maksimum 260 kPa değeri ile sınırlandırır.



Şekil 14.14 Delgili şaftlarda çeper sürtünme hesaplamaları için α faktörü (Kulhawy ve Jackson, 1989'dan; ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

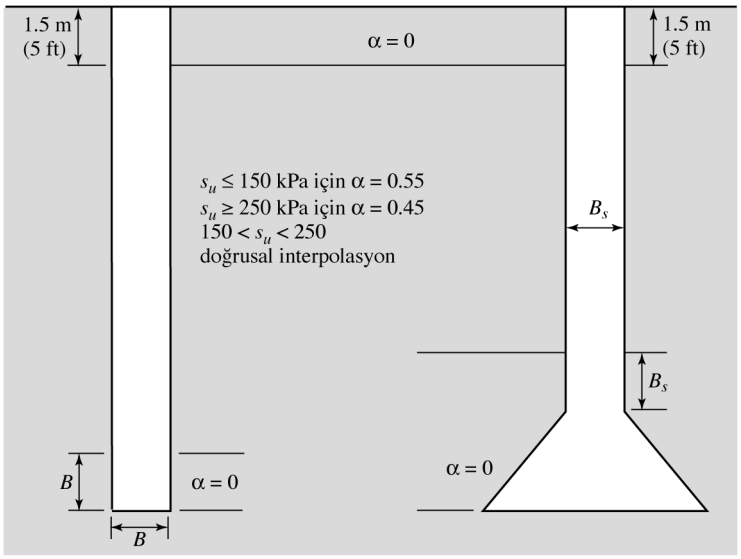
Bu bölümde sunulan α faktörlerinin tümü, hassas olmayan killer (S_t) içindir. Hassas killerde, tam ölçekli statik yük deneyleri, özel laboratuvar deneyleri veya bir diğer doğrulama yöntemi uygundur (O'Neill ve Reese, 1999).

Örnek 14.4

Şekil 14.16'da gösterilen zeminde açık kuyu yöntemi kullanarak 60 ft uzunluğunda bir delgili şaft inşa edilecektir. Bu şaft 24 inç çapında olacak ve tabanı 60 inç çapta çan şeklinde oluşturulacaktır. Bu temel, arazi yük deneyi avantajı olmaksızın tasarlanacaktır. Zemin koşulları üniform ve yeraltı araştırma programı kapsamlıdır. İzin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesini hesaplayınız.

Çözüm

$$q_t' = 9s_u = (9)(4000) = 36.000 \text{ lb/ft}^2$$



Şekil 14.15 Delgili şaftlarda çeper sürtünme hesaplamaları için α faktörü (O'Neill ve Reese, 1999'dan).

$$A_t = \frac{\pi B_b^2}{4} = \frac{\pi 5^2}{4} = 19{,}6 \text{ ft}^2$$

Katman	Derinlik (ft)	Kalınlık (ft)	s_u (lb/ft²)	α	f_s (lb/ft²)	A_s (ft²)	$f_s A_s$ (k)
1	0 – 5	5,0	–	0	–	–	0
2	5 – 12	7,0	1600	0,55	880	44	39
3	12 – 37	25,0	1400	0,55	770	157	121
4	37 – 56,5	19,5	4000	0,48	1920	122	234
5	56,5 – 60	3,5	–	0	–	–	0
							394

F=2,50 kullanınız (Tablo 13.2'den)

$$P_a = \frac{q_t' + \Sigma f_s A_s}{F}$$

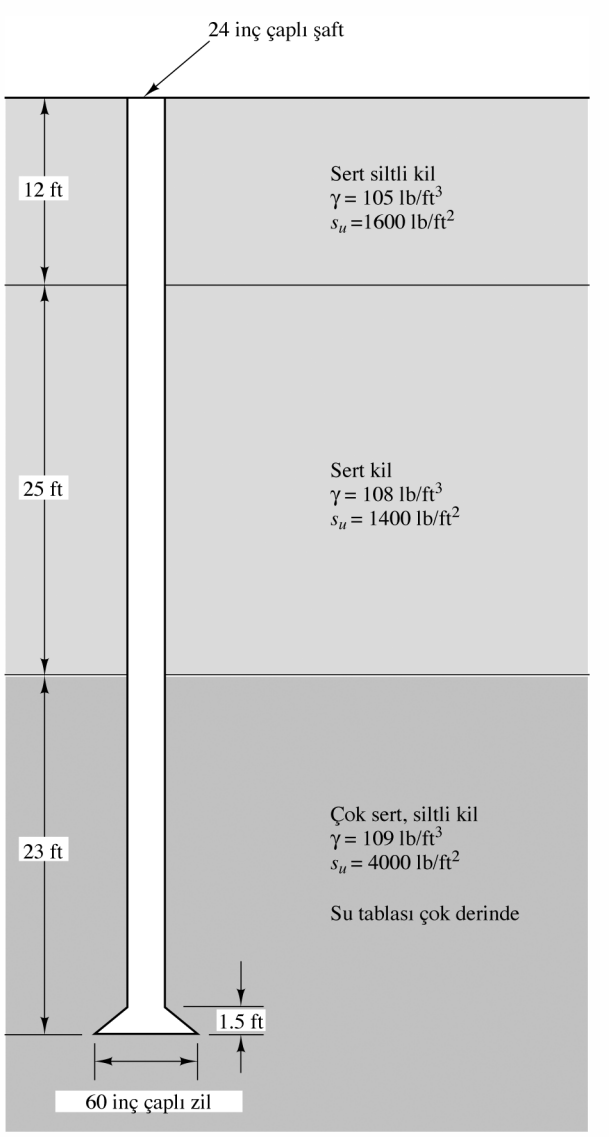
$$= \frac{(36)(19{,}6) + 394}{2{,}5}$$

=440 k ⇐***Cevap***

Ara Malzeme ve Kaya

Delgili şaft temellerin avantajlarından biri, bir kazığın girebileceği ara malzemeler ve kaya içinde açılabilmeleridir. Bu tabakalar büyük kenar sürtünmesi ve uç temas dirençleri

geliştirebilir ve bu nedenle yüksek kapasiteli temelleri taşıyabilirler. O'Neill ve Reese (1999) delgili şaft temeller için bu dirençleri hesaplama yöntemlerini vermiştir.



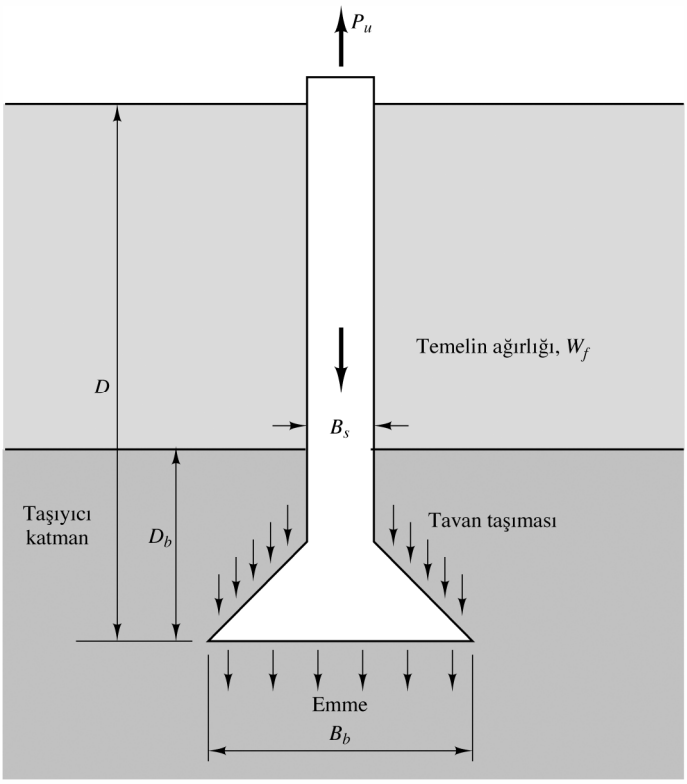
Şekil 14.16 Örnek 14.4 için delgili şaft temel.

14.4 YUKARI DOĞRU YÜK KAPASİTESİ

Bir derin temel aşağı doğru yüklere maruz kaldığı zaman, biraz elastik sıkışmaya ve Poisson etkisinden dolayı çapta küçük bir artışa uğrar. Ancak, yukarı doğru yüklere maruz kaldığı zaman, tersi oluşur: Temel ''uzar'' ve çap hafifçe küçülür. Sonuç olarak, yukarı doğru yükleme için [(13.7) eşitliği] birim kenar sürtünme direnci (f_s) aşağı doğru yükleme için

olandan daha küçük olabilir. Tasarım için, yukarı doğru yükleme için f_s değerleri, statik yük deney verileri daha yüksek değerlerin kullanımını haklı göstermedikçe, muhafazakâr yaklaşımla aşağı doğru yükleme için olan değerlerin yüzde 75'ine sabitlenebilir. İlave bilgi için, O'Neill ve Reese (1999)'e bakınız.

Çan şekilli delgili şaftlar veya basınçla enjekte edilmiş temeller gibi geniş tabanlı derin temeller, Şekil 14.17'de gösterildiği gibi tabanın üstündeki temas yoluyla yukarı doğru kapasite kazanır. Bu kapasite büyük olabilir. Fakat, miktarını belirlemek güçtür. O'Neill (1987) ve O'Neill ve Reese (1999) killer için aşağıdaki ilişkiyi önermiştir:



Şekil 14.17 Tabanı genişletilmiş derin temellerde ilave yukarı doğru kapasitesi.

$$(P_{yuk})_a = \frac{(s_u N_u + \sigma_{zD})(\pi/4)(B_b^2 - B_s^2)}{F} \tag{14.33}$$

Fisürsüz kil için:

$$N_u = 3{,}5 D_b/B_b \leq 9 \tag{14.34}$$

Fisürlü kil için:

$$N_u = 0{,}7 D_b/B_b \leq 9 \tag{14.35}$$

Burada:

$(P_{yuk})_a$=izin verilebilir yukarı doğru yük kapasitesi

s_u =taban üzerindeki zeminde drenajsız kayma dayanımı

σ_{zD}=temel tabanındaki toplam gerilme

B_b =genişletilmiş tabanın çapı

B_s =şaftın çapı

D_b =taşıyıcı tabaka içinde genişletilmiş tabanın gömülme derinliğidir.

(14.33) eşitliğinden hesaplanan kapasite (13.7) eşitliğinden hesaplanana ilave edilebilir. Bununla birlikte, genişletilmiş tabandan kaynaklanan yukarı doğru basınç, şaftın aşağı kısmının kenar sürtünme direnci ile etkileşir. Bu nedenle, O'Neill temel tabanı ve taban üzerinde $2B_b$ mesafesi arasındaki kenar sürtünmesini ihmal etmeyi önermektedir.

Tabanın yeraltı su seviyesinden aşağıda bulunması durumunda emme kuvvetleri yukarı doğru ilave dirence neden olabilir. Bu yükler, kısa süreli (yani, 1 dakikadan daha az) yükleme için büyük olabilse de, ek araştırma özelliklerini ve büyüklüklerini daha iyi belirleyene kadar, en iyisi onları ihmal etmektir.

Kumlarda, basınçla enjekte edilmiş temeller için efektif gerilme analizi kullanılır:

$$(P_{yuk})_a = \frac{N_u \sigma'_{zD} A_b}{F} \qquad (14.36)$$

Burada:

$(P_{yuk})_a$=izin verilebilir yukarı doğru yük kapasitesi

N_u =kırılma faktörü (Şekil 14.18'den)

σ'_{zD}=temel tabanındaki düşey efektif gerilme

A_b =genişletilmiş temel taban alanı

F=emniyet faktörüdür.

Tekrar etmek gerekirse, bu kapasite (13.7) eşitliğinden hesaplanana ilave edilebilir.

Çan biçimli delgili şaftlar kumlarda elverişli değildir. Bu nedenle, bu denklem delgili şaft temellere uygulanamaz.

Örnek 14.5

Örnek 14.4'de anlatılan delgili şaftın izin verilebilir yukarı doğru yük kapasitesini hesaplayınız.

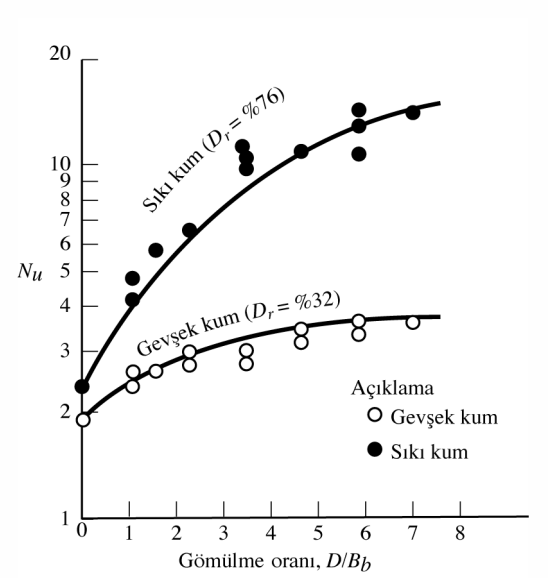
Çözüm

F=5,0 kullanınız (Tablo 13.2'den).

Çan tabanının üzerinde $2B_b$ noktası aşağısındaki kenar sürtünmesini ihmal ediniz.

$$2B_b = (2)(5) = 10 \text{ ft}$$

Böylece, tabaka 4; Derinlik=37 – 50 ft arası; A_s =82 ft^2; $f_s A_s$ =157 k'ya değişmiş olur.



Şekil 14.18 Kumlu zeminlerde tabanı genişletilmiş temeller için kırılma fakörü N_u (Dickin ve Leung, 1990'dan).

$$\Sigma f_s A_s = 39+121+157 = 317 \text{ k}$$

Çana yakın zemin ''çok sert kil'' olarak tanımlanmıştır ve bu nedenle büyük olasılıkla çatlaklıdır.

$$N_u = 0{,}7\frac{D_b}{B_b} = 0{,}7\left(\frac{60}{5}\right) = 8{,}4$$

$$\sigma_{zD} = \Sigma\gamma H = (105)(12)+(108)(25)+(109)(23) = 6467 \text{ lb/ft}^2$$

$$(P_{\text{yuk}})_a = \frac{(s_u N_u + \sigma_{zD})(\pi/4)(B_b^2 - B_s^2)}{F}$$

$$= \frac{[(4000)(8{,}4)+6467](\pi/4)(5^2-2^2)}{(5)(1000 \text{ lb/k})}$$

$$= 132 \text{ k}$$

$$W_f = \left[\frac{\pi(2)^2}{4}(58{,}5) + \frac{\pi(2+5)/2}{4}(1{,}5)\right](0{,}150 \text{ k/ft}^3) = 30 \text{ k}$$

Suyun kaldırma kuvveti için ayarlama gerekli değildir. Çünkü, yeraltı su seviyesi şaft tabanının aşağısındadır.

(13.7) eşitliğini kenar sürtünme direncine uygulanan 0,75 faktör ile kullanarak, çan hariç yukarı doğru kaldırma kapasitesini hesaplayınız.

$$(P_{\text{yuk}})_a = \frac{W_f + \Sigma f_s A_s}{F} = \frac{30 + (317)(0{,}75)}{5} = 54 \text{ k}$$

Toplam yukarı doğru yük kapasitesi aşağıdaki gibidir:

$$(P_{yuk})_a = 132+154 = \mathbf{186\ k} \qquad \Leftarrow \textit{Cevap}$$

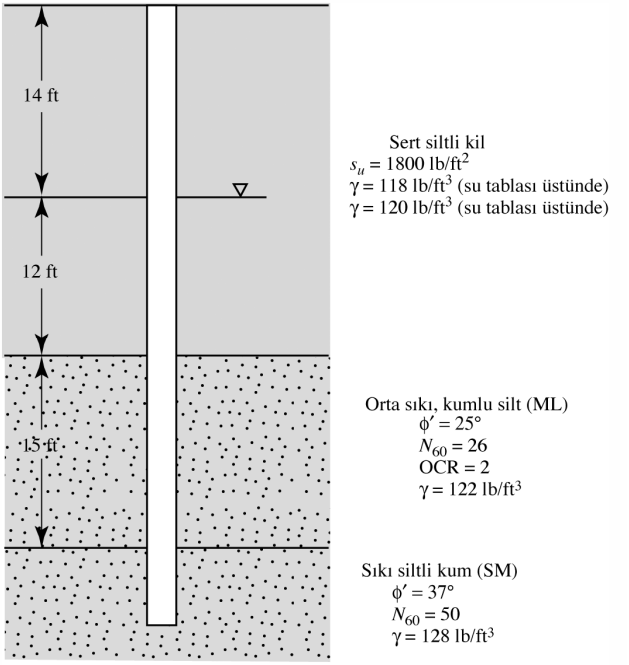
SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

14.4 Bir işyeri binası bir dizi şaft temel üzerine oturtulacaktır. Bu şaft temellerin çapı 700 mm, uzunluğu 12,0 m olup, şaftlar açık kuyu yöntemi ile inşa edilecektir. Sahadaki zemin profili aşağıdaki gibidir:

Derinlik (m)	Zemin sınıfı	Drenajsız kayma dayanımı, s_u (kPa)
0 – 2,2	Katı killi silt (CL)	70
2,2 – 6,1	Katı siltli kil (CL	85
6,1 – 11,5	Çok katı kumlu kil (CL)	120
11,5 – 30,0	Çok katı kumlu kil (CL)	180

Su tablası yüzeyden 50 m derindedir. Sahaya ait bir statik yük deneyi yoktur. Zemin şartları üniform olup, arazi inceleme prosedürü vasat düzeyde gerçekleştirilmiştir. Herbir şaft için izin verilebilir aşağı ve yukarı doğru yükleme kapasitelerini hesaplayınız.

14.5 Tabanında 1 inç kalınlığında bir plaka bulunan kapalı uçlu bir PP16x0,500 kazığı, profili Şekil 14.19'da verilen zemine 45 ft kadar çakılacaktır. Bu kazık daha sonra beton ile doldurulacaktır. Kazıklar, sahada herhangi bir statik yükleme deneyi yapılmaksızın tasarlanmış fakat, sahada dinamik deneyler yapılmış ve dalga analizi gerçekleştirilmiştir. İzin verilebilir aşağı ve yukarı doğru yükleme kapasitelerini hesaplayınız.



Şekil 14.19 Problem 14.5 için zemin profili.

14.6 Bir endüstri binası, profili aşağıda verilen zemin içinde 45 ft derinliğe kadar çakılacak olan, 14 inç'lik kare şekilli bir dizi öngerdirmeli beton kazık ile desteklenecektir. Su tablası 15 ft derinde olup, katmanların tümü normal konsolide olarak varsayılabilir. Bu kazıkların tasarımında sahadaki statik yükleme deneyleri, dinamik deneyler veya belirteç kazıklardan hiçbiri kullanılmamışsa da, bir dalga analizi yapılmıştır. Herbir kazık için izin verilebilir aşağı ve yukarı doğru yükleme kapasitesini hesaplayınız.

Derinlik (ft)	Zemin sınıfı	Sürtünme açısı, ϕ' (derece)	Relatif sıkılık, D_r	N_{60}	Birim ağırlık, γ (lb/ft^3)
0 – 10,0	Siltli kum (SM)	33	%40	12	100
10,0 – 16,5	Kumlu silt (ML)	31	%50	16	110
16,5 – 35,0	İnce-orta kum (SW)	35	%62	30	125
35,0 – 65,0	İyi derecelenmiş kum (SW)	37	%68	35	126

14.7 Problem 14.6'da tanımlanan endüstri binası için alternatif tasarım olarak burgu ile dökme kazıklar da düşünülmektedir. Uygun bir kazık çapı seçerek, beton kazıklar için öngörülen izin verilebilir aşağı doğru yüklemeyi gerçekleştirmek için gerekli gömme derinliğini bulunuz. Daha sonra da, yukarı doğru yükleme kapasitesini kontrol ederek, beton kazıkların yukarı doğru yükleme kapasitesi ile karşılaştırınız. Yeterli bir yukarı doğru yükleme kapasitesi sağlamak için, gerekli olduğu takdirde burgu ile dökme kazığın boyunu uzatınız. Son olarak da gerekli kazık uzunluğunu açıklayınız.

14.8 Problem 14.6'da tanımlanan endüstri binası için alternatif tasarım olarak delgili şaftlar da düşünülmektedir. Herbir kolon, bir dizi kazığın yerini alacak olan bir şaft ile desteklenecektir. Uygun bir şaft çapı seçerek, dört adet kazıktakine eşdeğer yukarı ve aşağı doğru yüklemelere karşı koyacak şaft uzunluğunu bulunuz.

14.9 Problem 14.6'da tanımlanan endüstri binası için alternatif tasarım olarak, sıkıştırılmış şaftlar ile birlikte 20 ft derinliğinde bir dizi basınçla enjekte edilmiş temel düşünülmektedir. Herbir PIF 4 adet kazığın yerini alacaktır. Tablo 11.1'deki bilgileri kullanarak uygun bir PIF tipi seçiniz. Sonra da, dört kazıktakine eşdeğer aşağı ve yukarı doğru yüklemelere karşı koymak için gerekli boyutları hesaplayınız.

14.10 Problem 14.6'da tanımlanan zemin profili, kazık tipi ve yapıyı kullanarak, 95 k'lık bir bası yüküne karşı koymak için gerekli kazık uzunluğunu bulunuz.

14.11 (14.6) ve (14.9) eşitliklerine göre, kumlardaki delgili şaftlara kıyasla, kumdaki PIF temellerin net birim uç taşıması nasıl olur? Aradaki farkın nedenini açıklayınız. Bu farkın hangi çeşit kumlarda en yüksek düzeyde olmasını beklersiniz?

14.5 CPT SONUÇLARINA DAYALI ANALİZLER

Mühendisler, konik penetrasyon deneyi (CPT) sonuçlarına dayandırılan analitik yöntemler de geliştirmiştir. Bu yöntemler, CPT ve derin temellerdeki yük transfer mekanizması arasındaki benzerliklerden dolayı çok caziptir. Konik uç direnci (q_c') net birim uç temas direncine (q_t') ve konik çeper sürtünmesi (f_{sc}) de birim kenar sürtünme direncine (f_s) çok yakındır. CPT aslında bir minyatür kazık yük deneyi olup, başlangıçta kısmen kazık kapasitelerini tahmin etmek için bir alet olarak geliştirilmişti. CPT verilerinden q_t' ve f_s tasarım değerlerini geliştirmek için halen ampirik ilişkiler kullanmamız gerekmesine

rağmen, bu ilişkiler derin temellere daha çok dolaylı ilişkilere sahip parametrelere dayalı olanlardan daha kesin olmalıdır.

CPT tabanlı yöntemler aşağıdakileri içerir:

- *Hollanda yöntemi* (*Avrupa yöntemi* olarak da bilinir) (Heijnen, 1974; DeRuiter ve Beringen, 1979)
- *Nottingham ve Schmertmann yöntemi* (Nottingham, 1975; Nottingham ve Schmertmann, 1975; Schmertmann, 1978)
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées tarafından geliştirilen *LCPC yöntemi* (*Fransız yöntemi* olarak da bilinir) (Bustamante ve Gianeselli, 1982; Briaud ve Miran, 1991)
- *Meyerhof yöntemi* (Meyerhof, 1956, 1976, 1983)
- *Tumay ve Fakhroo yöntemi* (Tumay ve Fakhroo, 1981)
- *Eslami ve Fellenius yöntemi* (Eslami ve Fellenius, 1997)

Burada sadece Eslami ve Fellenius yöntemini ele alınmıştır.

Temel ilke

Eslami ve Fellenius, eksenel yük kapasitesini değerlendirmek için bir yöntem geliştirmek amacıyla, onüç ülkede toplam kırk araziden yakındaki CPT sondajları ile birlikte 102 tam ölçekli statik yük deneylerinin sonuçlarını kullanmıştır. Yük deneylerinin tümü kazıklar üzerinde yürütülmüş ve zemin koşulları yumuşak kilden çakıllı kuma değişmiştir.

Bu yöntem, deney devam ederken konik uç yakınındaki boşluk suyu basıncını ölçmek için bir piyezometre ile donatılan standart bir CPT sondası olan *piyezokoni* (CPTU deneyi olarak da bilinir) kullanımı yoluyla elde edilen ilave veri avantajını kullanır. Bu boşluk suyu basıncı, hidrostatik boşluk suyu basıncı (geleneksel durağan bir piyezometre kullanarak ölçülebilen gibi) ile ilerleyen koninin neden olduğu aşırı boşluk suyu basınçlarının toplamıdır. Kumlu zeminlerde, aşırı boşluk suyu basıncı genellikle çok küçüktür. Fakat, killerde büyük olabilir.

Piyezokoniler kullanırken *düzeltilmiş konik direncini* (q_T) elde etmek için, boşluk basıncı verileri ölçülen q_c değerleri ile birleştirilir. Düzeltme faktörleri piyezokoninin ayrıntılarına bağlıdır. Bu nedenle, bu düzeltme normalde orijinal CPT verilerini indirgerken uygulanır ve mühendise derinliğe karşı q_T çizimi sağlanır.

Eslami ve Fellenius yöntemi, q_T değerlerine aşağıdaki gibi ilave boşluk suyu basıncı düzeltme uygulamasını gerektirir:

$$q_E = q_T - u_2 \tag{14.37}$$

Burada:

q_E =efektif konik direnç

q_T =düzeltilmiş konik direnç

u_2 =konik uç gerisinde ölçülen boşluk suyu basıncıdır.

Bu düzeltme, analizi efektif gerilmeler ile çok daha yakın düzene sokmak için planlanmıştır. Kumlarda u_2 yaklaşık olarak hidrostatik boşluk suyu basıncına eşit olmalıdır. Bu nedenle,

bu yöntem, yeraltı su seviyesi bilindiği ve artezyen koşulları mevcut olmadığı sürece, sadece geleneksel CPT verisi (yani, boşluk suyu basıncı verisi yok) mevcut olsa bile kumlarda kullanılabilir.

Uç Taşıması

Bu yöntem, net birim uç temas direnci (q_t') ile efektif konik direncini (q_E) ilişkilendirir. Uç taşıma yenilmeleri zımbalayıcı ve yerel kesmenin bir sonucu olarak meydana gelir ve bu nedenle sadece ucun çevresindeki zeminleri etkiler. Bu nedenle, bu analiz aşağıdaki bölgelerde q_E değerlerini dikkate alır:

Zayıf bir zemin içinden sıkı bir zemin içine yerleştirilen kazıklar için: kazık ucundan 8*B* yukarıda – kazık ucundan 4*B* aşağıda
Sıkı bir zemin içinden zayıf bir zemin içine yerleştirilen kazıklar için: kazık ucundan 2*B* yukarıda – kazık ucundan 4*B* aşağıda

İki durumda da *B* kazık çapıdır. Daha sonra, tanımlanan derinlik aralığında *n* ölçümlü q_E değerlerinin geometrik ortalaması (q_{Eg}) aşağıdaki denklemi kullanarak hesaplanır:

$$q_{Eg} = \frac{(q_E)_1 (q_E)_2 (q_E)_3 \ldots\ldots (q_E)_n}{n} \tag{14.38}$$

Genelde q_E verilerindeki düzensiz sivrilmeler ve alçalmalar q_{Eg}'nin hesaplamasında dahil edilmelidir. Ancak, olağandışı pikler ve alçalmalar, zemin profilinin temsilcisi gibi görünmüyorlarsa, ''düzleştirilebilir''. Örneğin, zeminde arada sırada bulunan çakıl, yanlış piklere neden olabilir.

Daha sonra, net birim uç temas direnci, yük deney sonuçları kullanarak deneysel olarak q_{Eg} ile ilişkilendirilmiştir:

$$q_t' = C_t q_{Eg} \tag{14.39}$$

Burada:

q_t' =net birim uç temas direnci
C_t =uç temas katsayısı
q_{Eg}=geometrik ortalama efektif konik dirençdir.

Eslami ve Fellenius, herhangi bir zemin tipindeki kazık temeller için C_t =1 kullanmayı önermektedir. Ayrıca, bazı diğer yöntemlerden farklı olarak q_t' ne herhangi bir üst sınır koymazlar.

Kenar Sürtünmesi

Birim kenar sürtünme direncini (f_s) hesaplama yöntemi, q_t' nü hesaplamak için kullanılan yönteme benzer. Eğer analiz bir bilgisayar ile yapılıyorsa (genellikle böyledir; çünkü, CPT verileri elektronik biçimde sağlanabilir), kenar sürtünme analizi aşağıdaki denklemi kullanarak, herbir CPT veri noktası için yapılır:

$$f_s = C_s q_E \tag{14.40}$$

Burada:

f_s = birim kenar sürtünme direnci

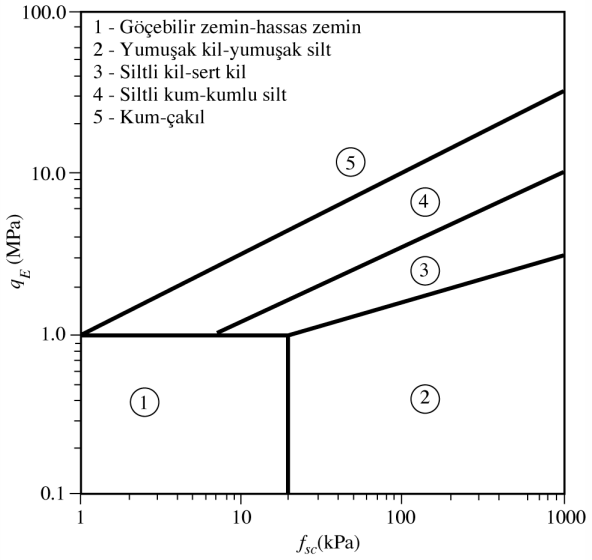
C_s =kenar sürtünme katsayısı (Tablo 14.6'dan)

q_E =efektif konik dirençdir.

Tablo 14.6 Kenar sürtünme katsayısı, C_s (Eslami ve Fellenius, 1997).

	C_s	
Zemin türü	Aralık	Tipik tasarım değeri
Yumuşak, hassas zeminler	0,0737 – 0,0864	0,08
Kil	0,0462 – 0,0556	0,05
Katı kil veya kil ile siltin karışımı	0,0206 – 0,0280	0,025
Silt ile kumun karışımı	0,0087 – 00134	0,01
Kum	0,0034 – 0,0060	0,004

C_s değeri zemin tipine bağlıdır ve Tablo 14.6'yı kullanarak seçilmelidir. Bu zemin sınıflaması, Şekil 14.20'yi kullanarak doğrudan CPT verilerinden elde edilebilir.



Şekil 14.20 CPT verilerine dayalı zemin sınıflaması (Eslami ve Fellenius, 1997'den).

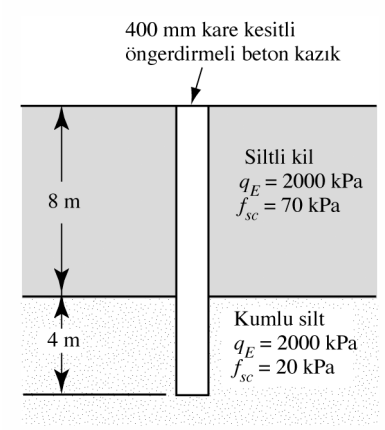
CPT verisi tipik olarak 100 ile 200 mm derinlik aralıklarında sağlandığından dolayı, hesaplamaları el ile yürütürken, bu yöntem herbir veri noktasında kullanılamıyacak kadar yorucudur. Bu nedenle, el hesaplamaları genellikle kazık ucu ile zemin yüzeyi arasındaki zemini CPT sonuçlarına göre herbir tabakayı temsil eden q_E değerleri ile tabakalara böler. Çoğu zemin profilleri için beş ile on tabaka yeterlidir.

Doğruluk

Son olarak, Eslami ve Fellenius bu yöntemi bağımsız yük deney verilerine (yani, yöntemi geliştirmek için kullanılan veriler değil) uygulamıştır. Bu karşılaştırma, bu yöntemi kullanarak yapılan ortalama nihai kapasite tahminlerinin ölçülen nihai kapasitenin (yani, sistematik ön yargı yoktur) yaklaşık yüzde 2'si içinde ve tahminlerin yüzde 95'inin ölçülen nihai kapasitenin yaklaşık yüzde 30'u içinde olduğunu göstermektedir. Bu çok iyi bir doğruluk derecesidir (Örneğin, Şekil 14.13 ile karşılaştırın) ve kesinlikle Tablo 13.1 ve 13.2'deki emniyet faktörleri ile ima edilen aralık içindedir. Ancak, pratikte bu hassasiyete ulaşmak, Tablo 14.6'dan C_s değerlerinin dikkatli seçimini gerektirir. Bu, bazı zeminler için güç olabilir.

Örnek 14.6

400 mm'lik kare şekilli öngerdirmeli bir beton kazık Şekil 14.21'de gösterilen zemin profiline 12,0 m çakılacaktır. Emniyet faktörü 2,5 ile birlikte Eslami ve Fellenius yöntemini kullanarak izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesini hesaplayınız.



Şekil 14.21 Örnek 14.6 için zemin profili.

Çözüm

Uç taşıma:

$$q'_t = C_t q_{Eg} = (1)(2500) = 2500 \text{ kPa}$$

$$A_t = (0,4)^2 = 0,16 \text{ m}^2$$

Kenar sürtünmesi:

Siltli kil tabaka (üst 1,5 m'yi ihmal ediniz)

$$f_s = C_s q_E = (0,025)(2000) = 50 \text{ kPa}$$

$$A_s = (4)(0,4)(8 - 1,5) = 10,4 \text{ m}^2$$

Kumlu silt tabakası:

$$f_s = C_s q_E = (0{,}01)(2500) = 25 \text{ kPa}$$

$$A_s = (4)(0{,}4)(4) = 6{,}4 \text{ m}^2$$

Aşağı doğru yük kapasitesi

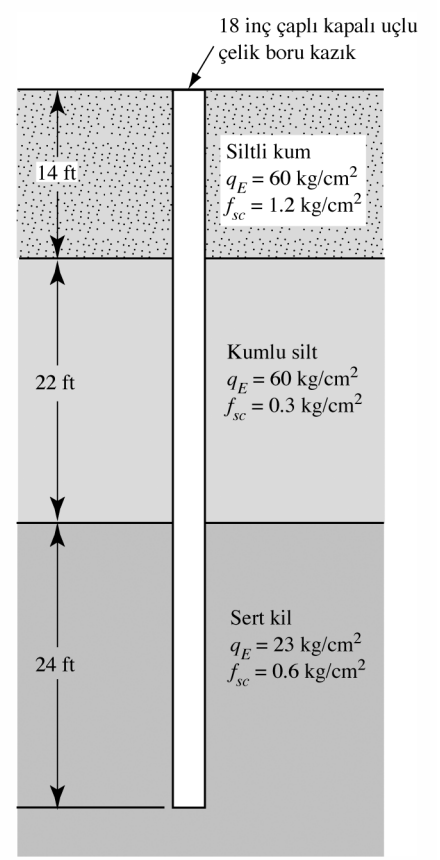
$$P_a = \frac{q_t' A_t + \Sigma f_s A_s}{F}$$

$$= \frac{(2500)(0{,}16) + (50)(10{,}4) + (25)(6{,}4)}{2{,}5}$$

=432 kN ⇐***Cevap***

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

14.12 Eslami ve Fellenius yöntemini kullanarak, Şekil 14.22'de gösterilen zemin profiline 60 ft çakılması planlanan, 18 inç çaplı kapalı uçlu çelik boru kazık için izin verilebilir aşağı doğru yükleme kapasitesini hesaplayınız. Emniyet faktörünü 2,5 alınız.



Şekil 14.22 Problem 14.12 için CPT sonuçları ve zemin profili.

14.6 GRUP ETKİLERİ

Kazık temeller, Bölüm 11'de tartışıldığı gibi, genellikle üç veya daha fazla gruplarda yerleştirilirler. Burgu ile dökme kazıklar gibi, derin temellerin diğer tipleri de gruplar halinde yerleştirilebilir.

Gruptaki kazıkların uygun aralığı önemlidir. Eğer çok yakın (yani, 2,0–2,5 çaptan veya merkezden merkeze 600 mm'den daha az) iseler, yerleştirme ve hizalamadaki hatalar için yeteri kadar yer olmayabilir. Aksine, eğer aralık çok geniş ise, kazık başlığı çok büyük ve pahalı olacaktır. Bu nedenle, kazıklar genellikle merkezde 2,5 ile 3,0 çap aralıkta yerleştirilir.

Grup Etkinliği

Bir gruptaki kazıklar ve bitişik zemin arasındaki etkileşimler çok karmaşık olup, grubun nihai kapasitesi ille de kazıkların sayısı ile çarpılan tek bir kazığın nihai kapasitesine eşit değildir. Eksenel yük kapasitesi üzerindeki bu etkileşimlerin tesiri *grup etkisi* diye adlandırılır. Bu etki, aşağıdakiler dahil birkaç faktöre bağlıdır:

- Kazıkların sayısı, uzunluğu, çapı, düzenlenmesi ve aralığı
- Yük aktarma biçimi (uç temasa karşı kenar sürtünmesi)
- Kazıkları yerleştirmek için kullanılan inşa usulleri
- Kazıkların yerleştirme sırası
- Zemin tipi
- Kazıklar çakıldıktan sonra geçen zaman
- Kazık başlığı ve zemin arasındaki etkileşim (eğer varsa)
- Uygulanan yükün yönü.

Mühendisler, grup kazıkların izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesini aşağıdaki gibi bir grup etki faktörü (η) kullanarak hesaplar[3]:

$$P_{ag} = \eta N P_a \tag{14.41}$$

Burada:

P_{ag} = grup kazığın izin verilebilir aşağı veya yukarı doğru kapasitesi

η =grup etki faktörü

N=gruptaki kazıkların sayısı

P_a =tek bir kazığın izin verilebilir aşağı veya yukarı doğru kapasitesidir.

İzin verilebilir yük kapasitesi hesaplanırken, başlığın tabanı ve altta bulunan zemin arasında etkiyen temas basıncı her zaman gözardı edilir.

Converse ve Labarre grup etkisini dile getiren ilkler arasındaydı. Fakat, η'yü hesaplayacak bir fomül geliştirmek için, elde sıfır veya çok az deney verisine sahiptiler. Bu nedenle, grup kazık geometrisi ve grup etkisi arasında varsayılan ilişkilere güvenmeye zorlanmışlardır. Böylece, *Converse – Labarre Formülü* için bir temel oluşturmuşlardır (Bolin, 1941):

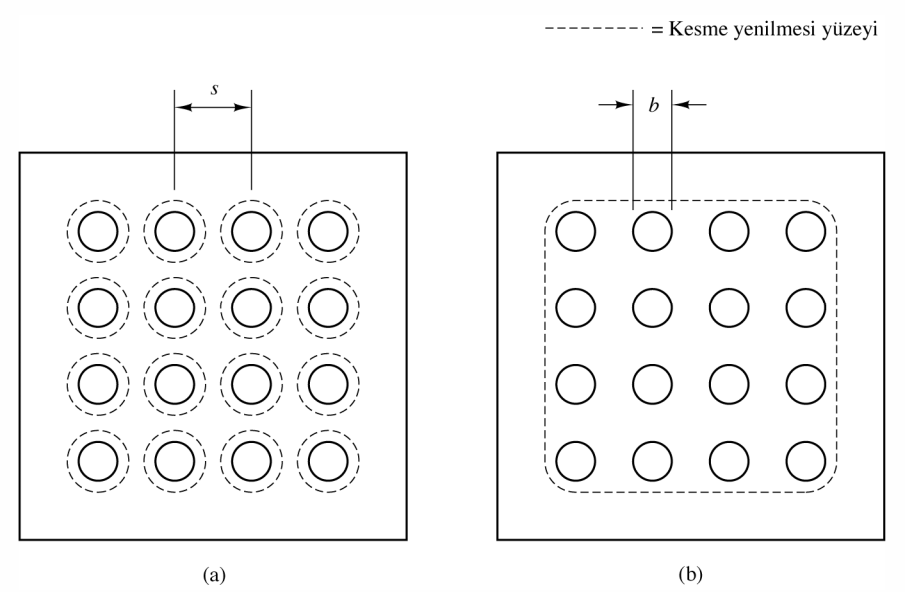
[3] Bazı otoriteler, burada gösterildiği gibi, etki faktörünü tüm kazık kapasitesine uygulamayı önerirken, diğerleri onu yalnızca kenar sürtünme bileşenine uygular.

$$\eta = 1 - \theta \frac{(n-1)m + (m-1)n}{90mn} \tag{14.42}$$

Burada:

m=kazıkların sıra sayısı
n=sıra başına kazıkların sayısı
$\theta = \tan^{-1}(B/s)$(derece olarak ifade edilmiştir)
B=tek bir kazığın çapı
s=kazıkların merkezden-merkeze aralığıdır (kazıklar arasındaki net mesafe değil).

Bir diğer yaklaşım, Şekil 14.23'de gösterildiği gibi, *tek göçme* ile *blok göçmesini* karşılaştırmaktır. Tek göçme, kazıklar arasındaki zeminin durağan kalması ve münferit kazıkların onu delip geçmesi anlamına gelir. Halbuki, blok göçme zeminin kazıklarla hareket etmesi, böylece büyük tek bir parça olarak göçmesi anlamına gelir. Tahminen, blok göçme, eğer kazıkların çevrelerinin toplamı, grup kazığın çevresinden daha büyükse, etkilidir ve grup etki faktörü bu iki çevrenin oranı olarak varsayılır:



Şekil 14.23 Kazık gruplarında yenilme tipleri: (a) münferit yenilmeler her bir kazığın çevresi boyunca oluşur, (b) blok yenilmesi kazık grubunun çevresi boyunca oluşur.

$$\eta = \frac{2s(m+n) + 4B}{\pi mnB} \leq 1 \tag{14.43}$$

(14.42) ve (14.43) eşitlikleri gibi grup kazık etki formülleri geniş çapta kullanılmasına rağmen, herşeyden önce önsezi ve varsayıma dayandırılmışlardır ve bunları doğrulamak için az veriye sahiptiler veya hiç güçlü veriye sahip değillerdi. Bu problemin üstesinden gelmek için, bazı araştırmacılar grup kazıkların verimini çalışmak amacıyla model yük

deneyleri yürütmüşlerdir. Bu deneyler biraz anlayış sağlamasına rağmen, ölçek etkileri, özellikle gerçek zemine kıyasla modeldeki düşük efektif gerilmeler, sonuçları yorumlamayı zorlaştırmaktadır. Bu problemlerin bir kısmını, zeminin görünen birim ağırlığını net arttırma etkisine sahip ve bu yolla efektif gerilmeleri arttıran bir santrifüj içinde model deneyler yaparak azaltabiliriz. Fakat, henüz bu gibi deneylerin birkaçı yapılmıştır.

Gurup kazıklar üzerindeki tam-ölçekli statik yük deneyleri, model deneyler ile olan problemlerin üstesinden gelir ve grup davranışını çalışmak için en iyi yöntemdir. Ne yazık ki, bunlar deneyi yürütmek için gerekli olan büyük yük çerçeveleri, krikolar ve diğer gereçlerden dolayı çok pahalıdır. Model deneylerin çok yönlülüğünden de yoksundurlar. Bu nedenle, çok az tam ölçekli statik deneyler yapılmıştır (DiMillio vd., 1987a, 1987b; O'Neill, 1983).

Belki istisnai projeler hariç, alışılmış tasarım vasıtası olarak, ne model deneyler ne de tam ölçekli statik deneyler kullanılmıştır. Ancak, bir araştırma ortamında yapılan bu gibi deneylerin sonuçları, alışılmış kazık tasarımlarında grup etkilerini değerlendirmek için bir ölçüt geliştirmek amacıyla kullanılabilir.

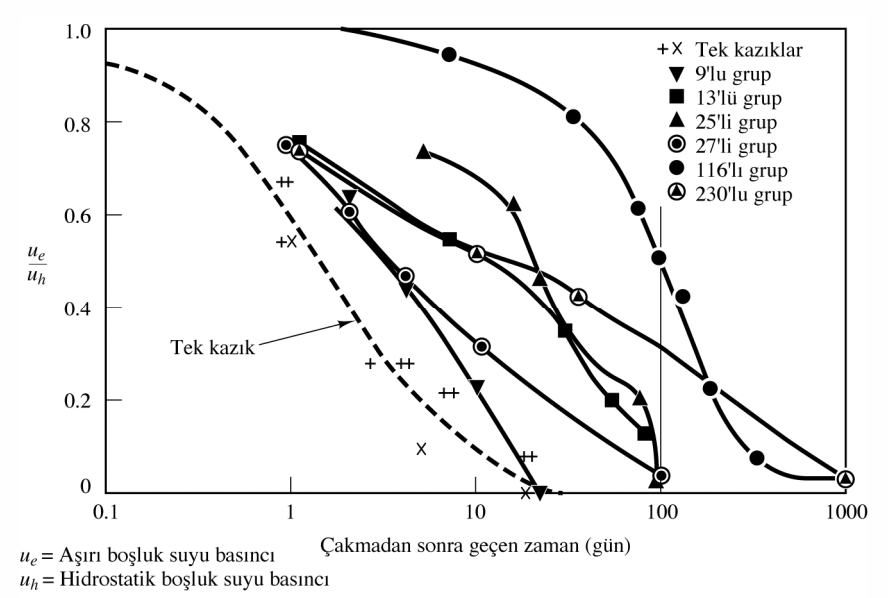
Kumlarda Deneyler: Kumlardaki kazıkların model ve tam ölçekli statik yük deneylerinden grup etki faktörleri, O'Neill (1983) tarafından belirtildiği gibi, aşağıdakileri önermektedir:

- Gevşek kumlarda η daima 1'den büyüktür ve $s/B \approx 2$'de maksimuma ulaşır. Gruptaki kazıkların sayısı ile de artar gibi görünmektedir.
- $2<s/B<4$ (normal aralık) olan sıkı kumlarda, kazık önceden delme ve basınçlı su tatbiki olmaksızın yerleştirildiği sürece, η genellikle biraz 1'den büyüktür.
- Önceden delme ve basınçlı su tatbiki ile yerleştirilen kazıklar ve delgili şaftlar, daha düşük (belki yaklaşık 0,7 kadar düşük) grup etki faktörlerine sahiptir.

Kumlardaki yüksek η değerleri, aslında çakma esnasında oluşan ışınsal konsolidasyon ve yanal gerilmede meydana gelen artıştan dolayı gibi görünmektedir. Eğer önceden delme ve basınçlı su tatbiki kullanılırsa, daha az konsolidasyon meydana gelir.

Killerde Deneyler: Killerdeki model ve tam ölçekli statik deneylerden elde edilen sonuçlar, kumdakilerden oldukça farklıdır (O'Neill, 1983). Grup etki faktörü (η) genellikle 1'den küçüktür ve gruptaki kazıkların sayısı artarken küçülür. Ölçülen η değerlerinin bazıları 0,5 kadar düşüktür.

Diğer önemli fark, killerdeki gruplar için η'nün zamanla artmasıdır. Bunun nedeni, killerdeki kazık grupları etkinliğinin çoğunlukla kazık çakımının neden olduğu aşırı boşluk suyu basınçları ile kontrol edilmesidir. Bu basınçların büyüklüğü, münferit kazıkların yakınındaki boşluk suyu basınçlarından önemli bir biçimde yüksek olmamasına rağmen, daha büyük bir zemin hacmini kuşatırlar ve bu nedenle, Şekil 14.24'de gösterildiği gibi, çok daha yavaş sönümlenirler. Münferit kazıklar için aşırı boşluk suyu basınçlarının hemen hemen tamamı kazık çakımından günler veya haftalar içinde sönümlenir. Halbuki, gruplarda bir yıl veya daha fazla devam edebilirler.



Şekil 14.24 Tam ölçek statik kazık gruplarını kuşatan zeminde ölçülmüş aşırı boşluk suyu basınçları (O'Neill, 1983'den; ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

Uygulama için Tavsiyeler

Şu ana kadar yürütülen araştırma birçok anlayış sağlamasına rağmen, kazık grupların davranışı hala biraz gizemli olup, grup etkisini değerlendirmenin etraflı bir yöntemi henüz geliştirilmemiştir. Bu nedenle, grup etki faktörü η'nün tasarım değerlerini geliştirmek amacıyla, mevcut bilgiyi mühendislik yargısı ve muhafazakâr tasarım yöntemleri ile birlikte kullanmalıyız. Hannigan vd. (1997) kazık grupları için aşağıdaki tavsiyelerde bulunmuştur:
Kumlarda:

- Önceden delme ve basınçlı su uygulaması kullanılmadığı, kazıklar merkezde en az 3 çap ve grubun temeli zayıf zeminler ile oluşturulmadığı sürece η =1 kullanınız.
- Her ne zaman mümkünse, önceden delme ve basınçlı su tatbikinden sakınınız. Çünkü, bu yöntemler yük kapasitesini önemli bir biçimde azaltabilir. Eğer bu yöntemler kullanılmak zorunda ise, dikkatli bir biçimde kullanılmalıdırlar.
- Eğer sınırlı kalınlıkta sağlam bir tabaka üzerinde inşa edilen bir kazık grubu altında zayıf bir çökel yer alırsa, o zaman nihai grup kapasitesi, ya bireysel kazıkların nihai kapasitelerinin toplamının, ya da kazık grubundan oluşan eşdeğer bir temelin blok göçmesine ve altta bulunan zayıf zemin içine zımbalama yapan çevrelenmiş zemine karşı grup kapasitesinin küçüğüdür.
- Kazıklar, merkezden-merkeze en az 3 çap aralıklarda yerleştirilmelidir.

Killerde:

- Merkezden-merkeze en az 3 kazık çaplarında aralık kullanın.

- Kazık grubunun izin verilebilir kapasitesini hesaplamak için aşağıdaki yöntemi kullanınız:
  1) Drenajsız kayma dayanımı (s_u) 95 kPa'dan küçük ise ve kazık başlığı yer ile sıkı bir temasta değilse, (14.41) eşitliğini merkezden-merkeze 3 çap aralıklı gruplar için η =0,7 ve merkezden-merkeze 6 çap aralıklı veya daha fazla gruplar için η =1,0 ile kullanınız. Orta aralıklar için, bu iki değer arasında doğrusal interpolasyon yapınız.
  2) Drenajsız kayma dayanımı (s_u) 95 kPa'dan küçük ve kazık başlığı yer ile sıkı bir temasta ise, (14.41) eşitliğini η =1,0 ile kullanınız.
  3) Drenajsız kayma dayanımı (s_u) 95 kPa'dan büyükse, başlığın zeminle sıkı bir temasta olup olmadığına bakmaksızın, (14.41) eşiliğini η =1,0 ile kullanınız.
  4) Aşağıdaki formülü kullanarak, blok göçmesine karşı grup kapasitesini hesaplayınız.

$$P_{ag} = 2D(B_g + L_g)s_{u1} + B_g L_g s_{u2} N_c^* \qquad (14.44)$$

$$N_c^* = 5\left(1 + \frac{D}{5B}\right)\left(1 + \frac{B}{5L}\right) \le 9 \qquad (14.45)$$

Burada:

P_{ag}=izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesi

B_g =kazık grubunun genişliği

L_g =kazık grubunun uzunluğu

D=kazık grubunun gömülme derinliği

s_{u1} =gömülme derinliği boyunca killerdeki drenajsız kayma dayanımının ağırlıklı ortalaması

s_{u2} =kazık grubunun tabanı ve tabanın altında $2B_g$ derinliği arasındaki ortalama drenajsız kayma dayanımı

N_c^* =taşıma kapasitesi faktörüdür.

  5) Adımlar 1 ve 4'den uygulanabilir değerlerin en küçüğünü kullanınız.
- Kazık çakımının neden olduğu aşırı boşluk suyu basınçlarından dolayı, suya doygun killerdeki kazık grupların kısa vadeli nihai kapasitesi, nihai değerin yaklaşık 0,4 ile 0,8'ine kadar azaltılacaktır. Ancak, aşırı boşluk suyu basınçları sönümlenirken, nihai kapasite artacaktır. Artma hızı herşeyden önce aşırı boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesine bağlıdır. Küçük gruplar uzun vadeli η 'ye büyük olasılıkla 1 veya 2 ay içinde ulaşacaktır. Bu, yükleme hızından daha çabuk olabilir. Halbuki, büyük gruplar bir yıl veya daha fazlasını gerektirebilir. Eğer grup, aşırı boşluk suyu basınçları tamamen sönümlenmeden önce, tüm tasarım yüküne maruz kalacak ise, o zaman daha ayrıntılı bir analiz garanti edilmelidir. Bazı durumlarda, aşırı boşluk suyu

basınçlarının sönümlenmesini izlemek amacıyla piyezometreler yerleştirmek uygun olabilir.

14.7 OTURMA

Bölümler 12–17'de anlatılan yöntemleri kullanarak tasarlanan derin temellerin çoğunda, yaklaşık 12 mm'den daha fazla toplam oturma olmamalıdır. Bu, hemen hemen tüm yapılar için kabul edilebilir bir durumdur. Bu nedenle, mühendisler çoğunlukla derin temeller için oturma hesapları yapmaz. Ancak, belirli koşullar aşırı oturmalara neden olabilir. Bu yüzden, mühendis bunları tanıyabilmeli ve değerlendirebilmelidir. Bunlar aşağıdakileri içerir:

- Yapı özellikle oturmaya hassastır.
- Temelin çapı büyüktür ve izin verilebilir kapasitenin büyük bir kısmı uç teması nedeniyledir.
- Özellikle ucun altında olmak üzere, bir veya daha fazla yüksek derecede sıkışabilir tabaka mevcuttur.
- Yapının ömrü süresince aşağı doğru çekme yükleri gelişebilir.
- Mühendis, kazık tepkisini kolonun tabanına yerleştirilen bir eşdeğer ''yay'' bakımından ifade etmelidir. Bu analitik model, bazı karmaşık yapısal analizlerde kullanılır.

Yük-Oturma Tepkisi

Derin temellerin yük-oturma tepkisi, yaklaşık olarak aşağıdaki ilişkilerle tanımlanmıştır (Fellenius, 1999'dan uyarlanmıştır):

$$\frac{(q_t')_m}{q_t'} = \left(\frac{\delta}{\delta_u}\right)^g \tag{14.46}$$

$$\frac{(f_s)_m}{f_s} = \left(\frac{\delta}{\delta_u}\right)^h \le 1 \tag{14.47}$$

Burada:

q_t' =birim uç temas direnci

$(q_t')_m$=harekete gerçirilmiş net birim uç temas direnci

f_s =birim kenar sürtünme direnci

$(f_s)_m$=harekete geçirilmiş birim kenar sürtünme direnci

δ =oturma

δ_u =nihai direnci harekete geçirmek için gerekli oturma

=uç teması için $B/10$

=kenar sürtünmesi için 10 mm (0,4 inç)

g=0,5 (kil) – 1,0 (kum)

h=0,02 – 0,5 arasındadır.

Derin temeller de elastik sıkışma geçirir. Bu, görünür ‘’oturma’’nın bir başka kaynağıdır. Aşağıdaki eşitliği kullanarak hesaplanabilir:

$$\delta_e = \frac{Pz_c}{AE} \tag{14.48}$$

Burada:

δ_e =temelin elastik sıkışması nedeniyle oturma
P=herbir temeldeki aşağı doğru yük
z_c =zemin direncinin ağırlık merkezine derinlik (tipik olarak yaklaşık 0,75*D*)
D=gömülme derinliği
A=tek bir temelin enine kesit alanı
E=temelin elastisite modülü
=çelik için 29.000.000 lb/inç^2 (200.000 MPa)
=beton için 57.000 $\sqrt{f_c'}$ lb/inç^2 (4700 $\sqrt{f_c'}$ MPa)
=Güney çamı veya Douglas köknarı için 1.600.000 lb/inç^2 (11.000 MPa)’dir.

(14.46)–(14.48) eşitlikleri yaklaşık yük oturma eğrilerini geliştirmede kullanılabilir.

Örnek 14.7

Kumlu bir kile çakılan 40 ft uzunluğunda HPI14x73 kazığı, 170 k’lık hesaplanmış bir nihai kenar sürtünme kapasitesine ($\Sigma f_s A_s$) ve 90 k’lık bir nihai uç temas kapasitesine ($q_t' A_t$) sahiptir. (14.46)–(14.48) eşitliklerini kullanarak bir yük-oturma eğrisi geliştiriniz. Daha sonra, temel izin verilebilir yüke (3 emniyet faktörü ile) maruz kaldığı zaman, oturmayı belirleyiniz.

Çözüm

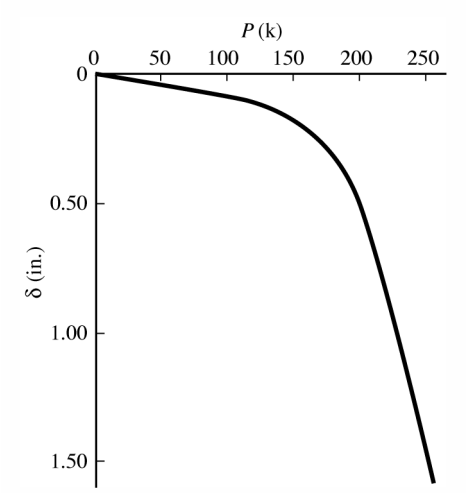
Uç temas için δ_u =14/10=1,4 ve kenar sürtünmesi için 0,4 kullanınız.
g=0,75 ve *h*=0,10 kullanınız.

	Kenar sürtünmesi			Uç taşıması					Ayar.
δ			$(f_s A_s)m$			$(q_t' A_t)_m$	P	δ_e	δ
(in)	δ/δ_u	$(f_s)_m/f_s$	(k)	δ/δ_u	$(q_t')_m/q_t'$	(k)	(k)	(in)	(in)
0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0,05	0,12	0,81	138	0,04	0,08	7	145	0,08	0,13
0,10	0,25	0,87	148	0,07	0,14	12	160	0,09	0,19
0,20	0,50	0,93	159	0,14	0,23	21	180	0,10	0,30
0,40	1,00	1,00	170	0,29	0,39	35	205	0,12	0,52
0,60	1,50	1,00	170	0,43	0,53	48	218	0,13	0,73
1,00	2,50	1,00	170	0,71	0,78	70	240	0,14	1,14
1,40	3,50	1,00	170	1,00	1,00	90	260	0,15	1,55

P’nin ayarlanmış δ değerlerine karşı grafiği Şekil 14.25’te çizilmiştir.

İzin verilebilir aşağı doğru yük şöyledir:

$$P_a = \frac{q_t' + \Sigma f_s A_s}{F} = \frac{90 + 170}{3} = 87\text{k}$$



Şekil 14.25 Örnek 14.7 için yük – oturma hesaplamalarının sonuçları.

P=87 k'da δ =**0.08 inç** ⇐***Cevap***

Yorum

Nihai kapasitenin yüzde altmışbeşi kenar sürtünmesidir. Sadece bunun yarısı izin verilebilir yük altında harekete geçirilir. Bu nedenle, karşılığındaki oturma çok küçüktür.

O'Neill ve Reese Yöntemi

O'Neill ve Reese (1999) servis yükleri altında delgili şaftların oturmasını hesaplamak için Şekiller 14.26–14.29'daki grafikleri geliştirmiştir. Bu grafikler, oturmayı harekete geçirilmiş direncin gerçek dirence oranı bakımından ifade etmektedir. Delgili şaftlar üzerindeki tam ölçekli yük deneylerinden geliştirilmişlerdir ve bu nedenle (14.46) ve (14.47) eşitliklerinden daha kesin olmalıdırlar. Eğer hesaplanan oturma çok büyükse, tasarımı ona göre değişkemek için bu grafikleri kullanınız.

Sert ve sıkı zeminlerdeki delgili şaftların yük-oturma eğrileri, Şekiller 14.26-14.29'da gösterilen dağılımların üst sınırına doğru olma eğilimindedirler (yani, nihai kapasitelerine ulaşmak için daha az oturma gereklidir). Aksine, yumuşak veya gevşek zeminlerdeki delgili şaftlar, bu dağılımların alt sınırına doğru meyletmektedir ve daha büyük oturma gerektirir.

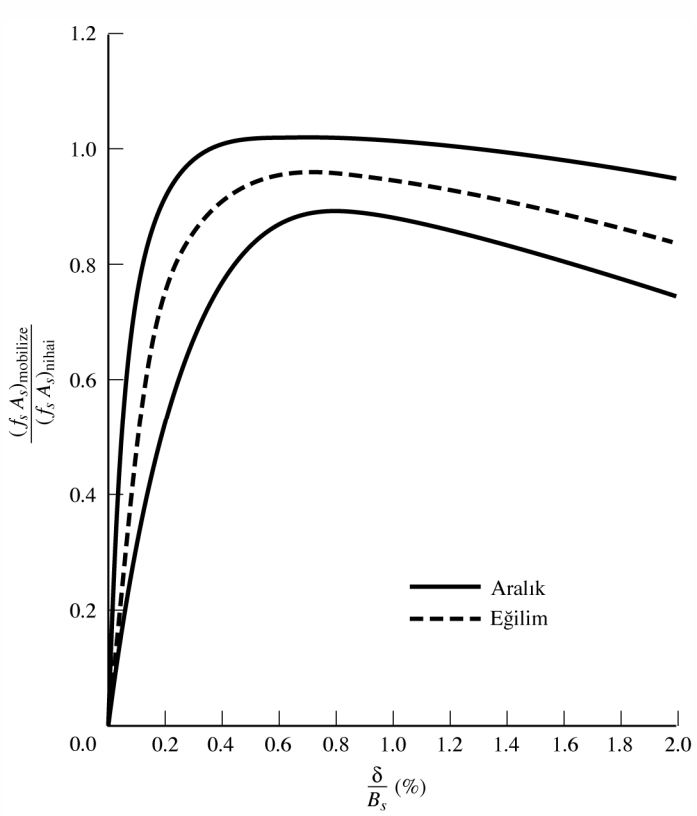
Eğer delgili şaftların altında sıkışabilir bir zemin bulunursa, oturma, Şekiller 14.26–14.29 ile belirtilenden daha büyük olacaktır. Bu ilave oturma, aşağıda tartışılan eşdeğer temel yöntemini kullanarak değerlendirilmelidir.

Örnek 14.8

Örnek 14.4'deki şaftın oturmasını, izin verilebilir aşağı doğru yük için hesaplayınız. f'_c =3000 lb/inç^2 kullanınız.

Çözüm

Örnek 14.4'den:



Şekil 14.26 Killerdeki delgili şaftlarda çeper sürtünmesi – oturma ilişkisinde yük transferini gösteren normalize edilmiş eğriler (O'Neill ve Reese, 1999).

B=24 inç
B_b=60 inç
P_s=394 k
P_t' =706 k
P_a=440 k'dır.

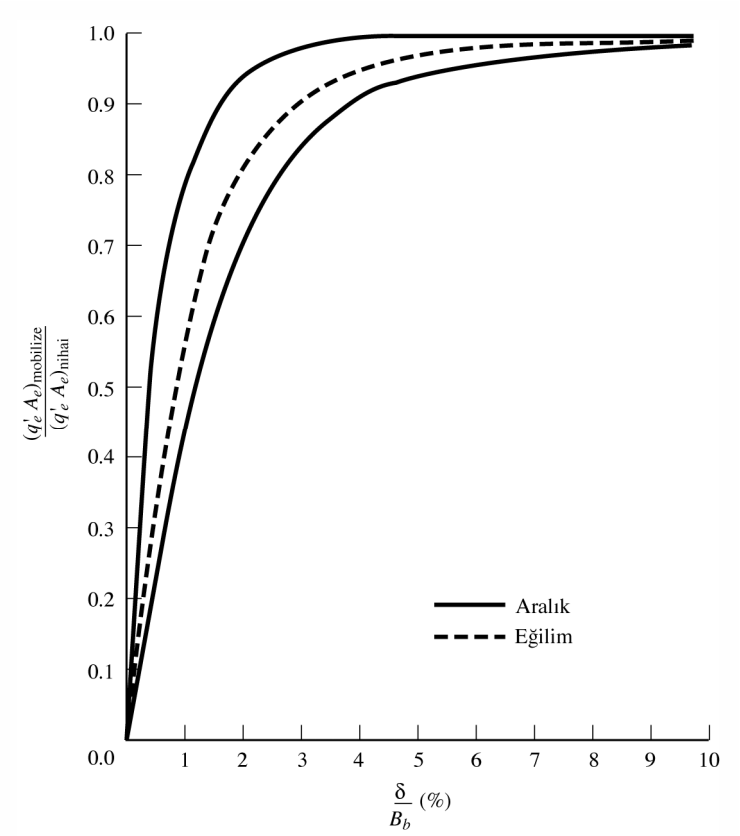
$$E = 57.000\sqrt{f_c'} = 57.000\sqrt{3000} = 3.100.000 \text{ lb/inç}^2$$

$$A = \pi 12^2 = 452 \text{ inç}^2$$

δ =0,20 inç'i deneyiniz.

δ /B=0,20/24=%0,8 Şekil 14.26'dan $\rightarrow$ çalışma P_s=(1,0)(394) =394 k
δ /B=0,20/60=%0,3 Şekil 14.27'den $\rightarrow$ çalışma P_t' =(0,25)(706)=176 k

540 k>440



Şekil 14.27 Killerdeki delgili şaftlarda uç taşıması – oturma ilişkisinde yük transferini gösteren normalize edilmiş eğriler (O'Neill ve Reese, 1999).

$$\delta_{ayar.} = \delta + \frac{Pz_c}{AE}$$

$$= 0{,}20 + \frac{(570.000)(0{,}75)(60)(12\ \text{inç/ft})}{(452)(3.100.000)}$$

$$= 0{,}42\ \text{inç}$$

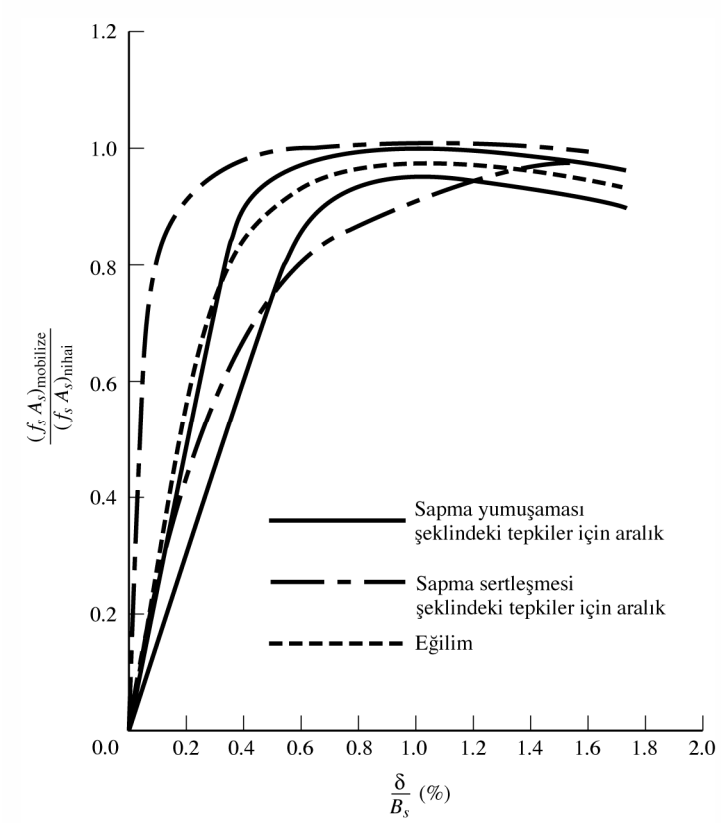
δ =0,10 inç'i deneyiniz.

δ /B=0,10/24=%0,4 Şekil 14.26'dan $\rightarrow$ çalışma P_s =(0,92)(394)= 362 k

δ /B=0,10/60=%0,2 Şekil 14.27'den $\rightarrow$ çalışma P'_t =(0,1)(706) = 71 k

433 k<440

$$\delta_{ayar.} = \delta + \frac{Pz_c}{AE}$$



Şekil 14.28 Kumlardaki delgili şaftlarda çeper sürtünmesi – oturma ilişkisinde yük transferini gösteren normalize edilmiş eğriler (O'Neill ve Reese, 1999).

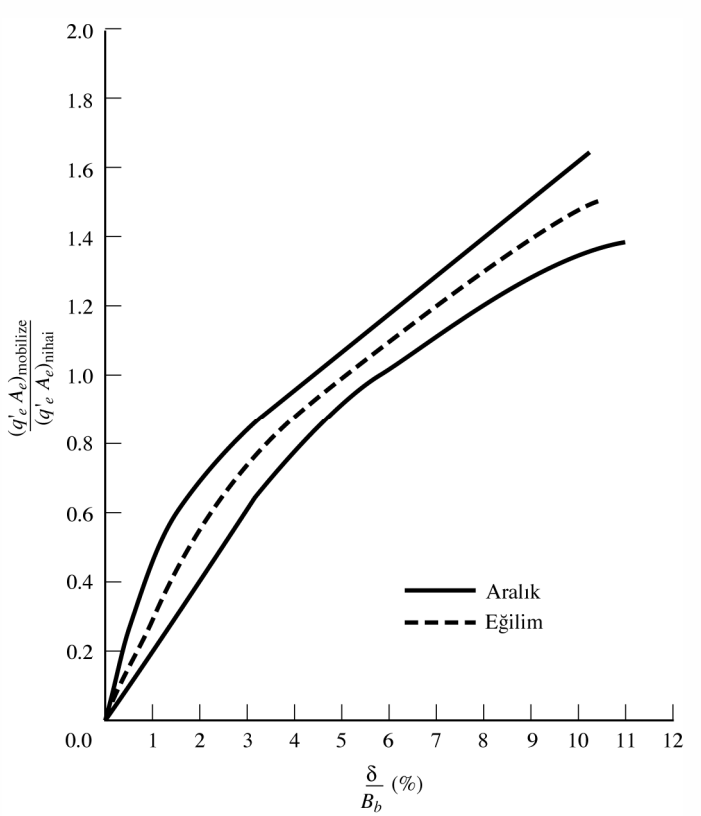
$$= 0{,}10 + \frac{(433.000)(0{,}75)(60)(12\text{ inç/ft})}{(452)(3.100.000)}$$

$$= 0{,}27\text{ inç}$$

$$\delta = 0{,}27 + (0{,}42 - 0{,}27)\left(\frac{440 - 433}{570 - 433}\right) = \textbf{0.28 inç} \qquad \Leftarrow \textit{Cevap}$$

Yorum

Kenar sürtünme direnci nihai kapasitenin yalnızca yüzde 36'sını sağlar. Bundan başka, çalışma yükünün yüzde 82'sini taşır. Bunun nedeni, şaft sadece küçük bir oturmadan (bu durumda, yaklaşık 0,2 inç'den) sonra tüm kenar sürtünmesini harekete geçirecektir. Halbuki, uç temasın tamamının harekete geçirilmesi çok daha fazla oturma gerektirir (bu durumda, yaklaşık 3 inç). Bu nedenle, çalışma yükleri altında, bu şaft kenar sürtünmesinin hemen hemen tamamını, fakat uç temasın yalnızca küçük bir kısmını, harekete geçirmiştir. Böylece, kalan uç temas direnci emniyet faktörünü oluşturan yedek olur. Nihai kapasitesini kazanması için yaklaşık 3 inç oturması gerekecektir.



Şekil 14.29 Kumlardaki delgili şaftlarda uç taşıması – oturma ilişkisinde yük transferini gösteren normalize edilmiş eğriler (O'Neill ve Reese, 1999).

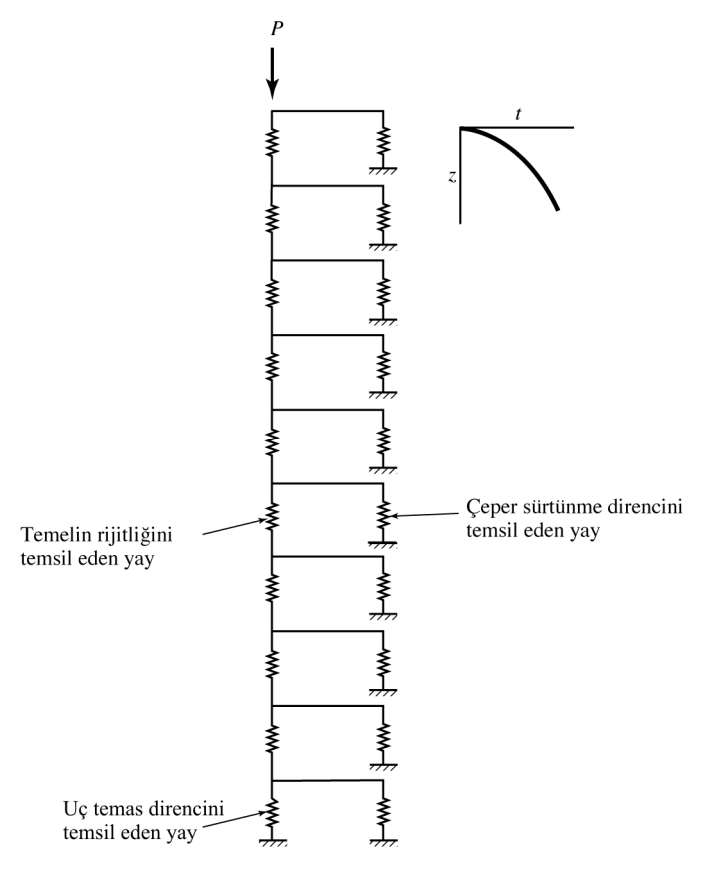
t–z Yöntemi

t-z yöntemi, derin bir temelin oturmasını hesaplamak için, Şekil 14.30'da gösterilen sayısal modeli kullanır. Bu model, temeli herbiri belirli bir elastisite modülüne sahip bir dizi elemanlara böler. Herbir elemana etkiyen kenar sürtünme direnci, en alt eleman üzerinde etkiyen uç temas gibi, doğrusal olmayan bir ''yay'' kullanarak modellenebilir. Bu yayların yük-deplasman özellikleri *t-z eğrileri* kullanarak tanımlanır (Kraft, Ray ve Kagawa, 1981). Burada, *t* yük ve *z* de o kazık parçasının oturmasıdır. Sonra, bu modelin tepesine bir yük uygulanır ve temel statik dengeye varıncaya kadar hareket eder. O süre içinde ilgili oturma kaydedilir.

Bu model açıkça temelin eksenel sıkışmasını ve uzunluğu boyunca zemin özelliklerindeki potansiyel değişmeleri dikkate alır ve bu nedenle bu faktörleri dolaylı olarak dikkate alan yöntemlerden daha kesin olmalıdır. Ancak, bu yöntemin asıl doğruluğu *t-z* eğrilerini uygun bir biçimde tanımlama yeteneğimize bağlıdır.

Deneysel *t-z* eğrileri, aygıtla donatılmış yük deneylerinden geri hesaplamalarla geliştirilmiştir. Drenajsız kayma dayanımı veya efektif sürtünme açısı gibi zemin özellikleri ile ilişkilendirilmişlerdir.

Bu, diğer temellere uygulanmalarını sağlar. *t-z* analizlerini yürütmek için, ticarî bilgisayar yazılımı mevcuttur (örneğin, bkz. www.ensoftinc.com).



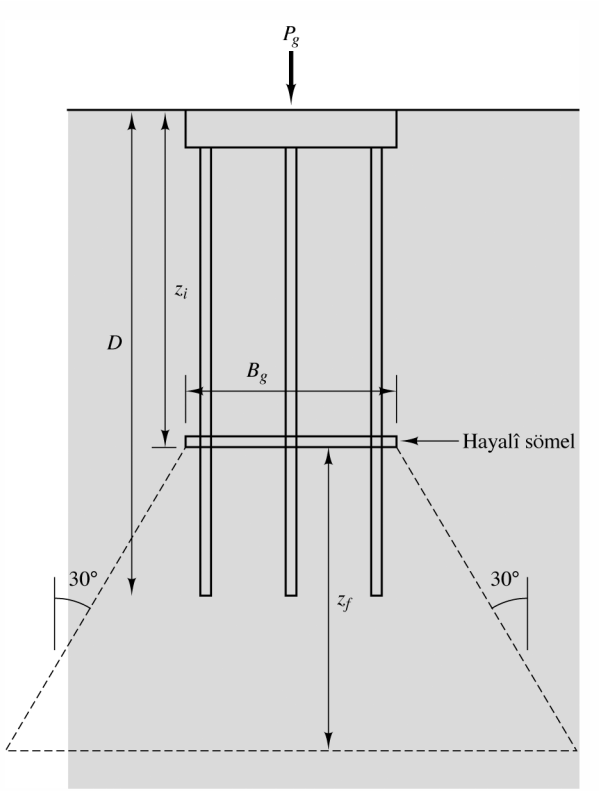
Şekil 14.30 *t – z* yöntemi için sayısal model.

Hayalî Temel Yöntemi

Hayalî temel yöntemi bir derin temel grubunun oturmasını Şekil 14.31'de gösterildiği gibi hayalî bir temel ile yerdeğiştirerek hesaplar. Bu yöntem, özellikle tasarım, altında sıkışabilir zeminler bulunan bir derin temeller grubundan oluştuğu zaman yararlıdır. Şöyle ki; bu zeminlerin sıkışması kenar sürtünmesi ve uç teması harekete geçirmek için gerekli oturmalardan çok daha önemlidir.

Herşeyden önce kenar sürtünmesine dayanan temeller için, hayalî temeli 0,67*D* (burada *D* gömülme derinliği) derinliğe yerleştirin. Başlıca, uç temasa dayanan temeller için hayali temeli ayak seviyesinde yerleştirin. Hem kenar sürtünmesi hem de uç temas önemli olduğu zaman, hayali temeli bu iki durum arasında yerleştirmek için, doğrusal interpolasyon kullanınız.

Sonra, hayalî temelin oturmasını hesaplamak için, Bölüm 7'de anlatılan teknikleri kullanınız ve (14.48) eşitliğini z_c =hayalî temele z_i derinliği ile kullanarak, temellerin elastik sıkışmasını ilave ediniz.



Şekil 14.31 Bir derin temel grubunun oturmasını hesaplamada hayalî temel kullanımı.

Bu yöntem, kazıklar üzerindeki yapısal yüklerden başka faktörlerin neden olduğu oturmaları da dikkate alabilir. Örneğin, yapım işlemi yeraltı su seviyesini düşürmeyi içerebilir. Bu, zemindeki efektif gerilmeyi arttırır ve böylece oturmaya yol açar.

Aşağı çekme Yükleri

Eğer bir derin temeli çevreleyen zeminler otururs a, *aşağı çekme* olarak bilinen aşağı doğru bir kenar sürtünme yüküne neden olurlar. Bu yük çok büyük olabilir ve aşırı oturmanın kaynağı olmuştur. Bu olay Bölüm 18'de tartışılmıştır.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

14.13 Kazık gruplarında "blok yenilmesi" ne demektir?

14.14 Ön delgi veya jetleme yapmaksızın gevşek kuma çakılan kazıkların tipik grup etkinliği ne kadardır? Ön delgi ve jetleme bu faktörü nasıl etkiler? Niçin?

14.15 Doygun kilde kazık çakmadan hemen sonraki grup etkinlik faktörü düşük iken zamanla artmaktadır? Bu durum niçin oluşur?

14.16 Bir statik yükleme deneyinin sonuçlarına dayalı olarak bir kazığın net uç taşıma kapasitesi 200 k ve kenar sürtünme kapasitesi de 500 k olarak bulunmuştur. Bu kazıklar 3x4'lü gruplar halinde çakılacaktır. Grup etkinlik faktörü 1,15 olarak tahmin edilmiştir. Emniyet faktörünü 3,0 alarak, bu grup için izin verilebilir aşağı doğru yükleme kapasitesini hesaplayınız.

14.17 500 mm kare kesitli bir öngerdirmeli beton kazık (f_c' =40 MPa) kil zemin içine 20 m çakılacaktır. Nihai kenar sürtünme kapasitesi $\Sigma f_s A_s$=1450 kN ve nihai net uç taşıma kapasitesi ($q_t' A_t$) de 300 kN'dur. (14.46)-(14.48) eşitliklerini kullanarak bir yük-oturma eğrisi geliştiriniz. Sonra da, emniyet faktörü=2,5 için izin verilebilir yükü ve buna karşılık gelen oturmayı hesaplayınız.

14.18 Siltli kil türü bir zeminde 1500 mm çapında ve 22 m derinliğinde bir delgili şaft inşa edilecektir. Nihai kenar sürtünme kapasitesi $\Sigma f_s A_s$=6200 kN ve nihai net uç taşıma kapasitesi ($q_t' A_t$) de 4000 kN'dur. Bu uç taşıma kapasitesi (14.7) eşitliğindeki azalım faktörünü kullanmaksızın, (14.6) eşitliği kullanılarak hesaplanmıştır. O'Neill ve Reese yöntemini kullanarak bir yük-oturma eğrisi geliştiriniz. Sonra da, emniyet faktörü=2,5 için izin verilebilir yükü ve buna karşılık gelen oturmayı hesaplayınız.

14.19 3,5 m'lik kare şeklinde olmak üzere, 5x5'lik kazık grubu 1200 kN'luk bir aşağı doğru yükü destekleyecektir. Gruptaki beton kazıkların (f_c' =40 MPa) herbiri 30 mm kare kesitli ve 20 m uzunluktadır. Yük transferi %75'lik kenar sürtünmesi ve %25'lik uç taşıması şeklindedir. Sahadaki zemin profili de şu şekildedir:

0 – 25 m: Aşırı konsolide, sert kil; γ=18,6 kN/m^3
γ_{sat}=19,7 kN/m^3, $C_r/(1+e)$=0,04
>25 m: Sıkı kum ve çakıl

Su tablası yüzeyden 10 m derindedir. Hayalî temel yöntemini kullanarak, bu kazık grubunun oturmasını hesaplayınız.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Eksenel yük kapasitesini değerlendirmenin analitik yöntemleri, zemin özelliklerine dayandırılan yöntemlerdir. Bu yöntemler q_t' ve f_s'yi değerlendirir. Sonra da, bunlar eksenel yük kapasitesini hesaplamak için temelin geometrisi ile birleştirilir.
2. Analitik yöntemler, tam ölçekli statik yük deneylerinden daha az doğrudur; fakat, analiz etmek için daha ucuz ve daha esnek olma avantajlarına sahiptirler. Ancak, doğruluktaki bu kayıptan dolayı, yapım maliyetlerini arttıran, yüksek emniyet faktörleri kullanmayı gerektirirler.
3. Derin temelleri inşa etme işlemi, zeminde önemli değişikliklere neden olur. Bu değişiklikler distorsiyonu, sıkıştırmayı, aşırı boşluk suyu basınçlarını, temas basıncı ve gevşemeyi içerir. Bu değişiklikleri ölçmek zordur. Bu nedenle, analitik yöntemlerin tümü statik yük deneylerinden ayarlanmalıdır.
4. Kenar sürtünmesi için yük-oturma eğrisi iyi tanımlanmış bir kapasiteye sahiptir; fakat, uç teması için çok kötü olarak tanımlanmıştır. Bu nedenle, uç temas ''kapasitesi'' yoruma tabidir.

5. Tüm kenar sürtünme direnci, sadece 5 ile 10 mm oturmadan sonra harekete geçirilir. Buna rağmen, uç temas kapasitesinin tümünü harekete geçirmek için daha çok oturma gereklidir. Bu nedenle, kenar sürtünmesi genellikle servis yüklerinin çoğunu taşır.
6. Yüzeysel temellerdeki taşıma kapasitesi yenilmelerinden farklı olarak, derin temellerdeki uç temas yenilmeleri genellikle yerel ve zımbalayıcı kesmedir.
7. Kenar sürtünme analizlerini yapmanın en iyi yolu, efektif gerilmeleri kullanmaktır. Çünkü, drenajlı koşullar normalde mevcuttur. Bununla birlikte, toplam gerilme yöntemleri de mevcuttur.
8. Düz temellerin yukarı doğru yük kapasitesi, Poisson etkisi nedeniyle aşağı doğru yük kapasitesinden daha azdır. Genişletilmiş bir tabanın varlığı önemli bir biçimde yukarı doğru yük kapasitesini arttırır.
9. Konik penetrasyon deneyi, iyi bir analitik analiz için temel oluşturur. Çünkü, bu deney aslında bir minyatür kazık yük deneyidir.
10. Derin temeller gruplar halinde yerleştirildiği zaman, grup etkileşim tesirlerini dikkate almalıyız. Bu etkiler grup etki faktörü ile tanımlanmıştır.
11. Derin temeller için oturma analiz yöntemleri vardır. Bu analizler özellikle çapın büyük, temelin altında yumuşak zemin veya aşağı çekme yükleri mevcut olduğu zaman önemlidir.

Sözlük

Alfa yöntemi	Düzen	Münferit göçme
Analitik yöntem	Efektif gerilme analizi	Olası kapasite
Aşırı boşluk suyu basıncı	Elastik sıkışma	Rijitlik indeksi
Beta yöntemi	Grup etki faktörü	Sıkışma
Biçim değiştirme	Grup etkisi	*t-z* yöntemi
Blok göçme	Hayalî temel	Toplam gerilme analizi
Donma	Kenar sürtünmesi	Uç taşıması

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

14.20 Kazık tasarımlarında konik penetrasyon deneyi niçin iyi bir veri kaynağıdır?

14.21 İnşaat yapılması planlanan bir sahadaki zemin profili aşağıdaki gibidir:

Derinlik (m)	Zemin sınıfı	Drenajsız kayma dayanımı, s_u (kPa)
0 – 2,5	Katı siltli kil (CL)	80
2,5 – 6,7	Yumuşak kil (CL)	15
6,7 – 15,1	Orta kil (CL)	30
15,1 – 23,0	Katı kil (CL)	100

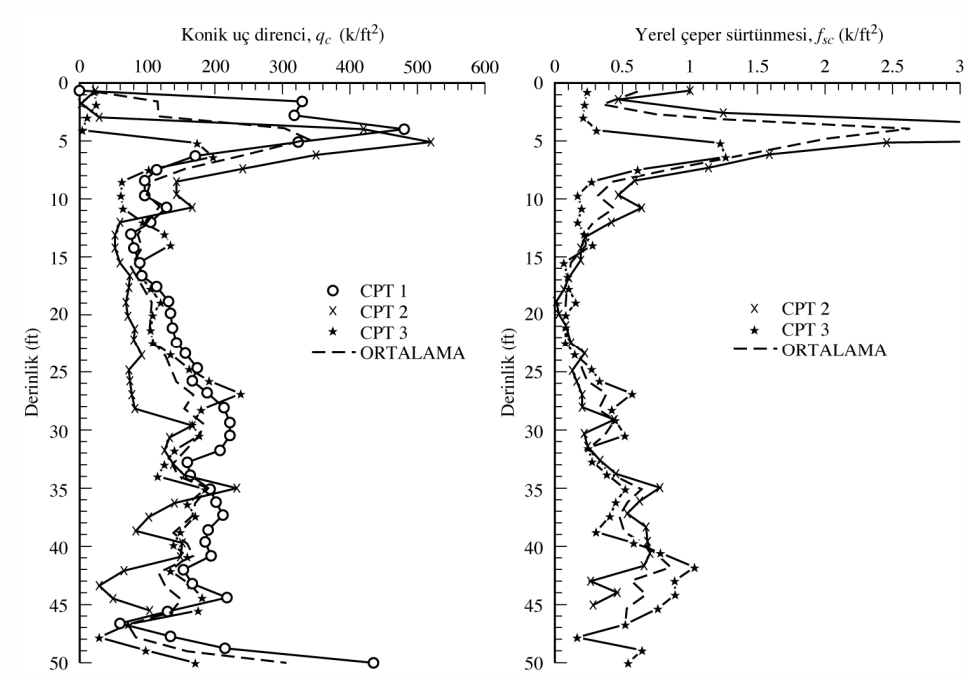
350 mm'lik kare beton kazık için bir izin verilebilir aşağı doğru yükleme – derinlik diyagramı çiziniz. 5 ile 20 m arasındaki kazık gömülme derinliğini göz önüne alınız ve emniyet faktörünü 3,0 olarak hesaba katınız.

14.22 Bir HP13x87 kazığı kil zemin içine 45 ft çakılmıştır. Bu zeminin su tablası (yüzeyden 12 ft derinde) üstündeki birim ağırlığı 100 lb/ft^3, su tablası altındaki birim ağırlığı da 112 lb/ft^3'dür. Kazık ucu civarındaki zeminin drenajsız kayma dayanımı 2800 lb/ft^2'dir. Bir statik yükleme deneyine göre niha aşağı doğru yük kapasitesi 143 k'dır.
Bu sahadaki diğer kazıkların tasarımında kullanılmak üzere HP 13x87 kazıkları için sahaya özgü bir β faktörü hesaplamak istiyorsunuz. Bu sonuçlara göre β faktörü kaçtır?
İpucu: β'yı ortalama σ'_z ve ölçülmüş ortalama f_s'ye göre hesaplayınız.

14.23 Problem 14.22'deki bilgileri kullanarak, sahaya özgü bir α faktörü hesaplayınız.

14.24 12 inçlik bir kare öngerdirmeli kazık, Bölüm 4'deki Şekil 4.14'de verilen CPT sonuçları ile tanımlanan zemin içine 45 ft çakılacaktır. Emniyet faktörünü 2,8 alarak ve aşağıdaki yöntemleri kullanarak izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesini hesaplayınız.

14.25 San Francisco Hunter's Point'de (California) kapalı uçlu beş adet kazık borudan oluşan bir kazık grubu kumlu bir hidrolik dolgu içine çakılacaktır (DeMillio vd., 1987a). Buraya yakın bir noktada tek bir izole kazık çakılmıştır. Her bir kazığın dış çapı 10,75 inç ve uzunluğu da 30 ft'dir. Grup kazıkları merkezden merkeze 3 – 4 ft mesafeli olarak yerleştirilmiş olup, kazık başlıkları zemin üzerinde yerleştirilmiştir. Zeminin üstteki 4,5 ft'lik kısmı önceden delgili ve çakılması tamamlanan kazıkların 5 ft'lik kısmı zemin yüzeyinden dışarıda bırakılmıştır. Bu durumda, her bir kazığın sadece 20,5 ft'lik kısmı zemin ile temas halindedir. Başka bir ön delgi veya jetleme yapılmamıştır.
Bu kazıklar çakılmadan önce kapsamlı bir zemin incelemesi yapılmıştır. Araştırmada SPT, CPT, DMT ve dğer deneyler kullanılmıştır. CPT sonuçları Şekil 14.32'deki gibidir.

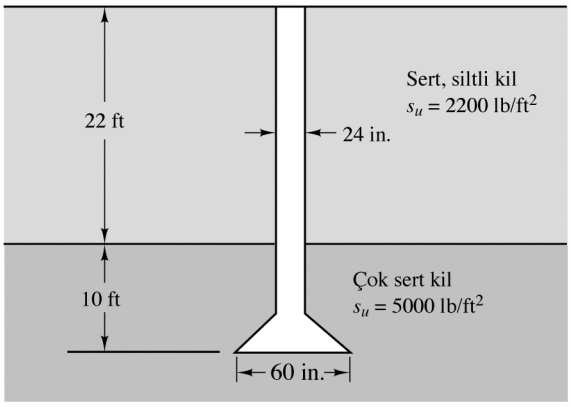


Şekil 14.32 Problem 14.25 için CPT verileri.

a. Bu CPT verilerini kullanarak tek kazığın nihai aşağı doğru yük kapasitesini hesaplayınız.
b. Kazık yükleme deneyine dayalı olarak tek kazığın nihai aşağı doğru yük kapasitesi (Davisson yöntemine göre) 80 k bulunmuştur. Yükleme deneyi verileri başka yöntemlerle değerlendirildiğinde nihai yük kapasiteleri 80 ile 117 k arasında çıkmıştır. Hesaplamanız ne kadar doğrudur?
c. CPT verilerini kullanarak kazık grubunun nihai aşağı doğru yük kapasitesini hesaplayınız.
d. Bir kazık grubu yükleme deneyine dayalı olarak kazık grubunun nihai aşağı doğru yük kapasitesi, yükleme deneyi verilerini kullanan değişik yöntemlere göre 432 ile 573 k arasında çıkmıştır. Hesaplamanız ne ölçüde doğrudur?

14.26 Örnek 14.3'deki şaftın izin verilebilir aşağı doğru yüke maruz kaldığı durumdaki oturmayı hesaplayınız.

14.27 Bir karayolu köprüsü Şekil 14.33'de görülen türden tabanı genişletilmiş bir dizi delgili şaft temel ile desteklenecektir. Herhangi bir statik yükleme deneyi yapılmış olmasa da, zemin şartları üniform olup, kapsamlı bir yeraltı araştırması yapılmıştır. Su tablası çok derinde bir yerdedir. Şaftlar muhafazasız kuyu yöntemi ile delinecektir. Her bir şaft için izin verilebilir aşağı doğru ve yukarı doğru yük kapasitelerini hesaplayınız.



Şekil 14.33 Problem 14.27 için önerilen delgili şaft.

14.28 Problem 14.27'deki şaftın izin verilebilir aşağı doğru yüke maruz kalması durumunda şaftın oturmasını hesaplayınız.

14.29 24 inç çapında, 40 ft uzunluğunda aletle donatılmış ve Şekil 13.14'dekine benzer bir delgili şaft üzerinde tam ölçekli bir yükleme deneyi yapılmıştır. Deney ekibi yük – oturma verilerini ve beş yükleme hücresindeki kuvvet verilerini düzenli olarak kaydetmiştir. Yenilme durumunda uygulanan (Bölüm 13'de tanımlanan Davisson yöntemi kullanarak hesaplanan) yük 739600 lb'dir. Yükleme hücrelerinde okunan kuvvetler aşağıdaki gibidir:

Yükleme hücresi No.	Derinlik (ft)	Kuvvet (lb)
1	3,0	719.360
2	12,0	636.120
3	21,0	487.500
4	30,0	304.320
5	39,0	135.400

İki zemin katmanı bulunmaktadır: Birincisi zemin yüzeyinden 15 ft derine kadar inmekte ve birim ağırlığı 117 lb/ft^3; diğeri de 15 ft ile 60 ft derinlikleri arasında yer almakta ve su tablası üstündeki ve altındaki birim ağırlıkları sırayla 120 lb/ft^3 ve 127 lb/ft^3'tür. Su tablasına derinlik 17 ft'dir.

İki zemin katmanına ait ortalama β faktörünü ve net birim uç taşıma direnci q_t' nü hesaplayınız.

Not: Sahaya özgü β ve q_t' değerleri hesaplandıktan sonra bu sahadaki diğer çap ve uzunluklardaki şaftların tasarımında kullanılabilir.

14.30 18 inç çapında burgu ile dökülmüş bir kazık temelin iyi derecelenmiş bir siltli kum içerisine çakılması ve 150 k'lık bası yükü taşıması öngörülmektedir. Zeminin su tablası üstündeki birim ağırlığı 120 lb/ft^3, su tablası altındaki birim ağırlığı128 lb/ft^3 ve N_{60} değeri 25'dir. Su tablası yüzeyden 45 ft derindedir. Emniyet faktörünü 3,0 alarak, gerekli çakma derinliğini hesaplayınız.

14.31 Problem 14.30'daki verileri kullanarak ve burgu ile dökme kazık yerine 30 ft derinliğinde muhafaza borulu şaft ve enjeksiyon sömeli alarak, gerekli taban çapını hesaplayınız.

15

Derin Temeller – Dinamik Yöntemlere Dayalı Eksenel Yük Kapasitesi

Geçen akşam bu kazık çakma formüllerinin bazılarının türetildiği makaleleri okudum ve sonuç uykumun çok fazla bozulduğu idi.

Öncü Temel Mühendisi Lazarus White (1936)

Derin temellerin eksenel yük kapasitesini belirlemenin üçüncü yolu *dinamik yöntemler* kullanmaktır. Bu yöntemler, bir kazık şahmerdanı veya diğer çarpma kaynağından olanlar gibi, dinamik yüklere temelin tepkisine dayandırılır. Bu dinamik yüklere tepkiyi izleyerek, mühendis statik yük kapasitesi tahminleri geliştirebilir. Bazı dinamik yöntemler çakılabilirlik ve yapısal bütünlük hakkında da bilgi sağlar.

15.1 KAZIK ÇAKMA FORMÜLLERİ

Kazıkları çakarken, kazığı belirli bir mesafeye çakmak için gerekli şahmerdan vuruşlarının sayısı olan *darbe sayısını* izlemek çok kolaydır. İngiliz birimlerinde darbe sayısı normalde darbe/ft olarak ifade edilir; SI birimlerinde ise darbe/250 mm olarak veya belki bazı başka birimler ile ifade edilir. Darbe sayısı kayıtları normalde tüm çakım işlemi için sürdürülür. Fakat, en önemli değer son ft (veya 250 mm) içindeki darbe sayısıdır. Çünkü, çakmaya karşı tam kazık direncini temsil eder.

Sezgisel olarak, zor çakılan kazıkların (yani, yüksek darbe sayılı olanlar) daha kolay çakılan kazıkların aşağı doğru yük kapasitesinden daha büyük yük kapasitesine sahip olacaklarını bekleriz. Bu nedenle, darbe sayısı ve yük kapasitesi arasında bazı ilişkiler olmalıdır. Mühendisler, şahmerdan ağırlığı, darbe sayısı ve diğer faktörler arasında ampirik ilişkiler geliştirerek, bu ilişkiyi statik yük kapasitesi ile tanımlama girişiminde bulunmuşlardır. Bu ilişkiler ortaklaşa olarak *kazık çakma formülleri* olarak bilinir.

Kazık çakma formüllerinin yüzlercesi önerilmiştir. Bunların bazıları 1850'li yıllar kadar eskidir. Bu formüller farklı biçimlere sahip olmasına rağmen, tümü şahmerdan ile verilen çakma enerjisine dayandırılan kazık kapasitesini hesaplamanın ortak yöntembilimini paylaşır. Çakma esnasında yapılan işi hesaplamak için enerji korunumu ilkesini kullanırlar ve ampirik katsayılar kullanarak, çakma sistemindeki çeşitli kayıpları ve yetersizlikleri dikkate alma girişiminde bulunurlar.

Mühendisler, kazık çakma formüllerini aşağıdaki gibi kullanırlar:

- Tam ölçekli yük deney verisi mevcut olmayan sahalarda, kazıkların statik yük kapasitesini değerlendirmek için, statik kazık çakma formülleri kullanılmıştır. Pratikte herbir kazık belirli bir minimum kabul edilebilir darbe sayısına karşılık gelen gerekli bir yük kapasitesine sahiptir. Bu nedenle, herbir kazık belirli bir darbe sayısına ulaşıncaya kadar çakılır.
- Tam ölçekli yük deney verisi mevcut olan sahalarda mühendisler, yük deney sonuçlarını karşılamak amacıyla standart kazık çakma formüllerinin birini değişker. Örneğin, eğer belirli bir formül, deney kazık kapasitesini olduğundan yüzde 20 fazla tahmin ederse, o zaman araziye özgü düzeltme faktörü 1/20 ile değişkenir. Sonra, bu geleneksel formül bu sahadaki diğer kazıklara uygulanır ve bu nedenle, yük deney sonuçlarına ekstrapolasyon uygulamanın bir yoludur.

Mühendis herbir kazığın kapasitesini, kazık çakılırken sadece nihai darbe sayısını belirleyerek hesaplayabildiği için, kazık çakma formülleri uygundur. Bu nedenle, bu formüller genellikle inşaat kontrol gereçleridir.

Tipik Kazık Çakma Formülleri

Tüm kazık çakma formüllerinde ortak olan temel ilişki aşağıdaki gibidir:

$$P_a = \frac{W_r h}{sF} \tag{15.1}$$

Burada:

P_a=izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesi

W_r=şahmerdan tokmağı ağırlığı

h=şahmerdan darbesi (şahmerdanın düştüğü mesafe)

s=çakma sonunda darbe başına kazık batması (penetrasyon)

F=emniyet faktörüdür.

1851'in *Sanders formülü* 8 kadar yüksek bir emniyet faktörü ile (15.1) eşitliğini kullanır. Bu nispeten yüksek değer kısmen doğru bir emniyet faktörüdür ve kısmen enerji kayıplarını izah etme yöntemidir.

En gözde kazık çakma formüllerinden biri, yüzyıldan daha uzun bir süre önce ilk kez *Mühendislik Haberleri* dergisinde basılandır (Wellington, 1888). O zamandan beri *Engineering News Formülü* olarak bilinir:

$$P_a = \frac{W_r h}{F(s + c)} \tag{15.2}$$

Yük deney verilerine dayanarak, Wellington teorik batma ve gerçek batma arasındaki farkı dikkate almak için c katsayısını 1 inç (25 mm) kullanmayı önermiştir. Ancak, onun veri tabanı yalnızca serbest düşüşlü tokmaklar ile çakılan ahşap kazıkları içermiştir. Bazı mühendisler, orijinal formülün bir parçası olmamasına rağmen, tek zamanlı şahmerdanlar

için *c*=0,1 inç (2 mm) kullanmışlardır. Wellington, emniyet faktörü için de 6 kullanmayı önermiştir.

Wellington görünüşe göre, formülü için şunu açıkladığı zaman, işinde fazla güvene sahipti:

> ...not edilecek bazı önemsiz ve gözardı edilebilir elemanlar hariç, kazıkların teorik olarak kusursuz taşıma gücü denklemi için ilk kez doğru biçimde ortaya çıkarıldı; ve o genel biçimle ilgili iddia ediyorum ki, teorik olarak kusursuz, pratik böyle bir formüle girmesi gereken biri diğeri ile uygun ilişkideki herbir sabiti içerir ve onu daha karmaşık yaparak değişkenemez...(Wellington, 1892)

Engineering News Formülü o zamandan beri geniş çapta kullanılmış ve alışılmış bir biçimde kazıkların ve şahmerdanların diğer tiplerine uyarlanmıştır. Diğer kazık çakma formülleri *Değişkenmiş Engineering News Formülü*, the *Hiley Formülü*, *Gates Formülü* ve diğer birçoklarını içerir.

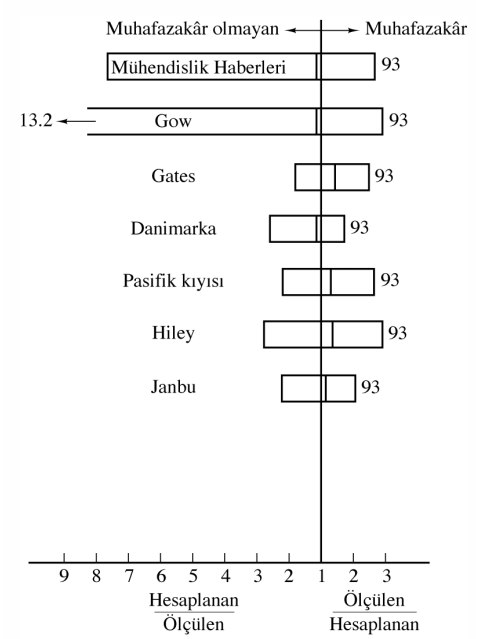
Doğruluk Derecesi

Kazık çakma formülleri caziptir ve pratikte halen geniş çapta kullanılmaktadır. Ne yazık ki, bu yöntemlerin doğruluğu, etkileyici olmalarından daha azdır. Cummings (1940) bu formüllerin yetersizliklerini anlatan ilklerden biriydi. O zamandan beri birçok mühendis bu formüllerin kullanımına karşı çıkmış ve gerçeğe uygun birçok tartışma ortaya çıkmıştır. Terzaghi'nin (1942) yorumları tipiktir:

> Apaçık eksikliklerine ve güvenilir olmamalarına rağmen, kazık formülleri uygulamacı mühendisler arasında halen büyük bir talep görmektedir. Çünkü, bu formüllerin kullanımı kazıkların tasarımını çok basit bir yönteme indirmektedir. Bu yapmacık basitleştirme için insanın ödediği bedel çok yüksektir. Bazı durumlarda, kazık formülü vasıtasıyla elde edilen sonuçlara dayandırılarak tasarlanan bir temelin emniyet faktörü çok fazladır ve diğer durumlarda önemli oturmalar yaşanmıştır.
>
> ...Doğasında olan eksikliklerden dolayı, mevcut formüllerin tamamı, kazık ağırlığı ve şahmerdan arasındaki oran gibi, kazık çakma işlemlerinin sonucu hakkında çok önemli koşulların etkisi ile ilgili bütünüyle yanıltıcıdır. Kazıkların penetrasyonu üzerinde şahmerdanın çarpma etkisi ile ilgili güvenilir bilgi elde etmek için, çarpmanın neden olduğu titreşimleri dikkate almak gereklidir.
>
> ...Newton'un kendisi teorisinin, ''bir şahmerdan darbesinin'' neden olduğu çarpmayı içeren problemlere uygulanmasına karşı uyarıda bulunmuştur (ASCE izni ile kullanılmıştır).

Bir başka makalede Peck (1942) bir grup ocak demiri parçaları üzerinde çeşitli kazık kapasitelerini numaralandırmayı, rastgele küçük bir parçayı seçmeyi ve tasarım için o kapasiteyi kullanmayı önermiştir. Peck'in verileri, bu yöntemin bile kazık çakma formüllerinden daha doğru olacağını göstermektedir.

Herkes Cummings, Terzaghi ve Peck ile hemfikir değildi. Bu nedenle, bu konu özellikle 1940'lı yıllar süresince sıcak tartışmaların gündemi olmuştur. Ancak, kazık yük deneyleri ve kazık çakma formülleri ile hesaplanan kapasiteler arasındaki karşılaştırmalar, bu formüllerdeki yanlışları açık bir biçimde göstermiştir. Bu verilerin bazıları yüzde 90 güven aralıkları biçiminde Şekil 15.1'de verilmiştir. Bu kazıkların tümü öncelikle veya sadece kum olan zeminlere çakılmıştır. Kile çakılan kazıkların tahminleri, don etkilerinden dolayı çok daha kötü olacaktır.



Şekil 15.1 Ölçülen kazık kapasitesinin (kazık yükleme deneylerinden) değişik kazık çakma formüllerinden hesaplanan kapasitelere oranı. Dikdörtgen çubuklar %90 güvenilirlik aralığını ve her bir çubuğun ortasına yakın çizgi de ortalamayı temsil eder. Her bir çubuğun sağındaki, rakam veri nokta sayısıdır (Olson ve Flaate, 1967'nin verilerinden).

Enerji korunumu ilkesi kesinlikle geçerli olmasına rağmen, kazık çakma formülleri değer kaybetmektedir. Çünkü, gerçek kazık çakma durumunda enerji kayıplarının tümünü doğru olarak dikkate almak çok zordur. Bu belirsizliklerin kaynakları aşağıdakileri içerir:

- Formülü oluşturmak için kullanılan kazık, şahmerdan ve zemin tipleri, formülün kullanıldığı sahadakiler ile aynı olmayabilir. Bu büyük olasılıkla orijinal Engineering News Formülü'ndeki yanlışlar için önemli nedenlerden biridir.
- Formüller don etkilerini dikkate almaz.
- Şahmerdanlar her zaman ayarlanmış verimlerde çalışmaz.
- Yastıkların enerji emme kapasiteleri önemli bir biçimde değişebilir.
- Formüller kazıktaki esnekliği dikkate almaz.
- Zeminlerin statik ve dinamik mukavemeti arasında basit bir ilişki yoktur.

Bunun gibi birçok sorundan dolayı, Davisson (1979) şunu belirtmiştir "...umulur ki bu gibi formüller uygulamadan kaldırılır." Dalga denklem analizleri, bir sonraki altbölümde tartışıldığı gibi, çok daha iyi sonuçlar sağlar. Bu nedenle, kazık çakma formüllerini kullanmaya devam etmek için çok az gereksinim vardır.

15.2 DALGA DENKLEM ANALİZLERİ

Kazık çakma formüllerinin bu kadar güvenilmez olmaları talihsizliktir. Çünkü, kazık kapasitesini şahmerdan darbe sayıları bakımından tanımlamak çok yararlıdır. Bu gibi fonksiyonlar, belirli bir sahada yerleştirilen herbir kazığa kolayca uygulanabilen uygun bir inşa kontrol yöntemi sunar. Bu nedenle, güvenilir bir dinamik yönteme sahip olmak çok yararlı olacaktır.

Bu gereksinimi karşılamak için, mühendisler kazık çakma dinamiğini detaylı incelemiş ve sonunda dinamik analizin bir başka tipini geliştirmiştir: *dalga denklem yöntemi*. Bu yöntem, darbe sayısına karşı kapasitenin daha doğru bir fonksiyonunu sağlar; çakma teçhizatını mümkün olduğu kadar etkin yapmaya yardımcı olur ve çakma gerilmelerini hesaplar.

Kazık Çakma Dinamiği

Kazık çakma formülleri, kazığı klasik Newton fiziğine maruz kalan rijit bir kütle olarak dikkate alır. Başka bir deyişle, tüm kazığı aşağı doğru hareket eden bir parça olarak varsayarlar. Gerçekte, kazık şahmerdanı ile sağlanan çarpma yükü, ortaya çıkan gerilmenin kazığın tabanına ulaşması için gerekli olan zamana kıyasla çok kısadır. Bu nedenle, kazığın bazı kısımları aşağı doğru hareket ederken, diğer kısımları durağan veya hatta yukarı doğru hareket eder (yansıtılan dalgaya karşılık). Bu nedenle, kazık çakma işlemini değerlendirirken, gerilme dalga yayılım etkilerini dikkate almak çok daha iyidir. Isaacs (1931) dalga yayılımına dayanarak kazıkları değerlendirme avantajlarını öneren ilk gibi görünmektedir.

Kazık gibi uzun, narin bir çubukta gerilme dalgalarının tek boyutlu yayılımı, *tek boyutlu dalga denklemi* ile tanımlanmıştır:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{E}{\rho}\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \tag{15.3}$$

Burada:

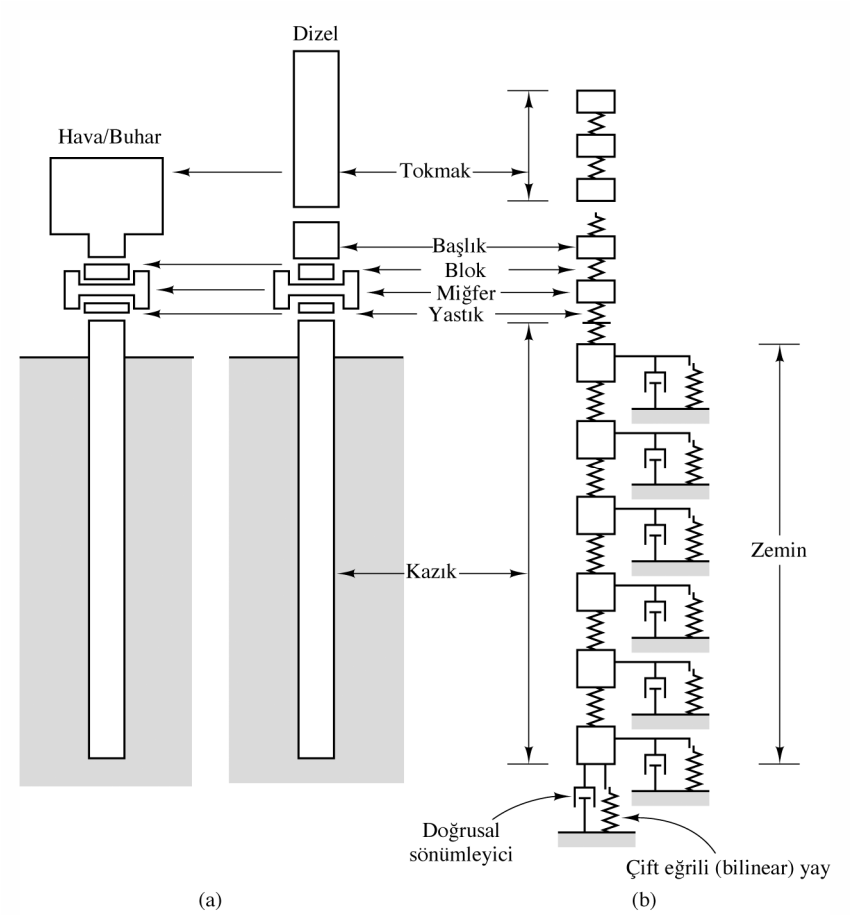
z=zemin yüzeyinden aşağı derinlik
t=zaman
u=z derinliğinde kazığın deplasmanı
E=kazığın elastisite modülü
ρ =kazığın kütle yoğunluğudur.

Sınır şartları basit olduğu zaman bu formül kullanışlıdır. Ancak; temel, kazıklar ile ilgili karmaşık sınır koşulları ile çok daha zor hale gelmektedir. Analitik çözüm mevcuttur (Warrington, 1997). Fakat, hemen hemen tüm pratik problemler sayısal yöntemler kullanarak çözülür ve bu, sayısal bilgisayarlar mevcut oluncaya kadar mümkün değildi. Smith, İkinci Dünya Savaşından hemen sonra (Smith, 1951) bilgisayarların ilk sivil uygulamalarının biri gibi görünen sayısal çözümleri denemiştir. Daha sonra, çalışmasını daha iyi hale getirmiş (Smith, 1960; 1962), böylece kazıkların çağdaş dalga denklemi analizleri temelini oluşturmuştur.

Smith'in sayısal modeli kazığı, şahmerdanı ve çakma yedek teçhizatını Şekil 15.2'de gösterildiği gibi, ayrı elemanlara böler. Herbir eleman, gerçek sistemin karşılığındaki kısmının kütlesine eşit bir kütleye sahiptir. Bu elemanlar, karşılığındaki eleman gibi aynı rijitliğe sahip yaylar ile birleştirilmiştir. Örneğin, eğer kazık 1 ft uzun elemanlara bölünürse, sayısal model kazıktaki karşılığı olan kütleler ve yaylar 1 ft kazığın kütle ve rijitliklerine karşılık gelecektir.

Kazık sisteminin bazı kısımlarını modellemek diğerlerinden daha zordur. Örneğin, şahmerdanı modellemek kazıktan daha zordur. Bu özellikle dizel şahmerdanlar için

doğrudur. Çünkü, enerji verimleri çakma sertliği ile değişir. Neyse ki, yeni programların bazıları geliştirilmiş şahmerdan modellerini içermektedir.

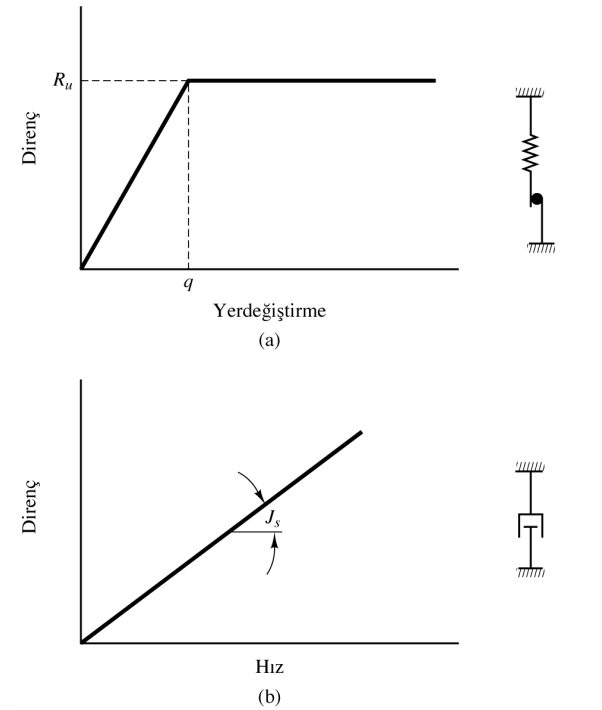


Şekil 15.2 Dalga denklemi analizlerinde kullanılan sayısal model: (a) gerçek sistem; (b) sayısal model (Goble, 1986'dan).

Bu yöntem, kenar sürtünmesi ve uç temas basınçlarını modellemek için, elemanların kenarları boyunca ve en alt elemanın tabanında bir dizi yaylar ve sönümleyiciler kullanarak, kazık ve zemin arasındaki ara yüzeyi de modeller. Yaylar, çakmaya karşı direnci deplasmanın bir fonksiyonu olarak modeller; sönümleyici de direnci hızın bir fonksiyonu olarak modeller.

Smith, Şekil 15.3'de gösterildiği gibi, iki eğrili (bi-linear) elastik-plastik yay ve bir doğrusal sönümleyici kullanmayı önermiştir. Yay direnci, *titremek* olarak bilinen, bir q deplasmanına ulaşıncaya kadar artar. O noktada, *nihai dirence* (R_u) ulaşır ve tamamen plastik hale gelir. Sönümleyici direnci hızın doğrusal bir fonksiyonudur ve *Smith sönümleme faktörü* (J_s) ile tanımlanır. Bu, kazık ve zemin arasında etkiyen kuvvetlerin basitleştirilmiş bir

görünüşü olmasına rağmen, pratik problemler için iyi çalışıyor gibi görünmektedir. Daha ayrıntılı yay ve sönümleyici fonksiyonlar da kullanılabilir.



Şekil 15.3 Zemin-kazık arayüzeyi için Smith modeli: (a) bi-lineer yaylar ve (b) doğrusal sönümleyiciler.

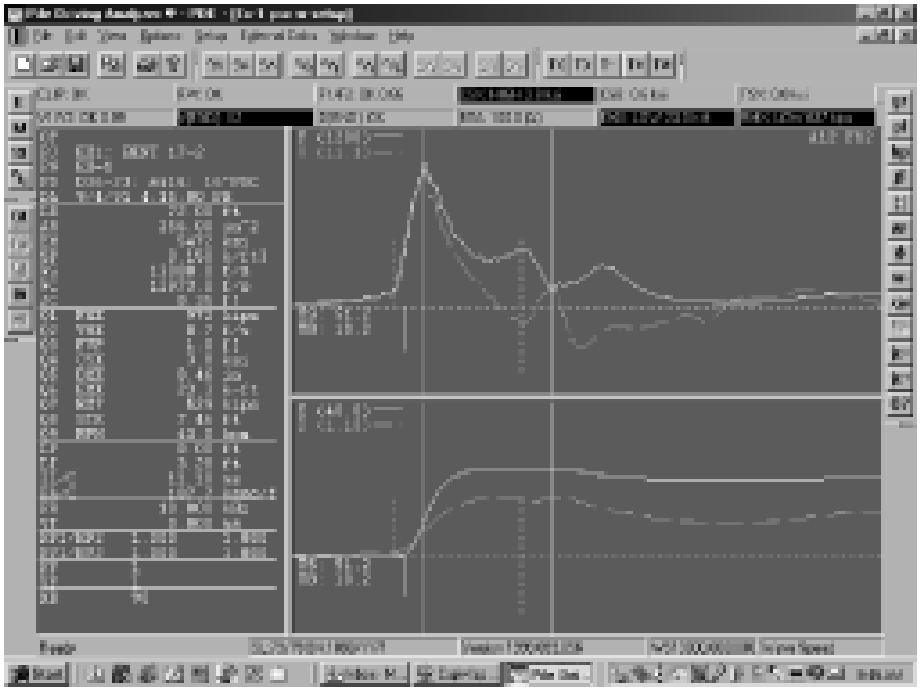
Herbir eleman için q, R_u ve J_s değerleri zemin tipi ve diğer faktörlere dayandırılır. Araştırmacılar dalga denklem analizlerini, kazık yük deney sonuçları ile karşılaştırarak tavsiye edilen değerleri geliştirmiştir. Bu nedenle, en iyisi bu değerleri fiziksel zemin özellikleri değil de, deneysel ayar katsayıları olarak düşünmektir.

Smith tüm durumlarda 2,5 mm'lik bir titreşme değeri kullanmayı önermiştir. Diğerleri onun önerisini biraz değişkemiş ve kazık çapının mm'si başına 0,008 mm bir titreşme değeri kullanmıştır. Bu tavsiyeler genellikle kabul edilebilir sonuçlar üretmesine rağmen, çok daha büyük (belki 150 mm kadar çok) titreşme durumları vardır. Bu özel durumların farkına varamama ve çok küçük bir titreşme değerinin kullanımı kazık kırılmasına ve/veya refüye neden olabilir.

Bir araya getirilir getirilmez, sayısal model, şahmerdan tokmağı elemanlarına çarpma hızına eşit aşağı doğru bir hız vererek kazık çakmasını taklit eder. Bu kazığın tabanına giden, yol boyunca deplasmanlar ve dirençler üreten bir gerilme itişi oluşturur. Tabana ulaştığı zaman, itki geriye yukarı doğru yansır ve geriye kazığın tepesine gider. Sonunda, dalga enerji kayıpları nedeniyle sönümlenir. Gerçek kazıkta, bu işlem çok hızlı oluşur ve gerilme dalgaları, bir sonraki şahmerdan darbesi meydana gelmeden önce, tamamen sönümlenir.

Genellikle, yansıyan dalgalar basınç dalgalarıdır. Bu nedenle, kazık yalnızca basınç dalgalarına maruz kalır. Ancak, eğer kazık sert bir tabakadan geçip, ucu çok daha yumuşak bir tabaka içine inşa edilirse, yansıyan dalga çekme olabilir. Bu özellikle beton kazıklarda önemlidir. Çünkü, çekme dayanımları basınç dayanımından çok daha azdır. Bu nedenle, çekme dalgası kazıkta kırılmaya neden olabilir.

Gerilmeler sönümlendiği zaman, kazık, *batma* olarak bilinen, birkaç mesafe ilerlemiş olacaktır. Model, batma büyüklüğünü tahmin eder. Fakat, genellikle onu batmanın tersi olarak ifade eder. Bu *darbe sayısıdır* (yani, şahmerdan darbeleri/ft). Şekil 15.4'de gösterildiği gibi, bir *taşıma grafiği*, belirli bir sahada belirli bir şahmerdan ile çakılan, belirli bir kazık tipi ve boyutu için darbe sayısına karşı nihai yük taşıma kapasitesinin bir çizimidir. Farklı çaplar, uzunluklar veya tiplerdeki kazıkları temsil etmek için veya farklı şahmerdanlar için birkaç taşıma grafiği geliştirmek gerekli olabilir.



Şekil 15.4 Bir dalga denklemi analizinden elde edilen tipik bir taşıma grafiği.

Taşıma grafiği (veya grafikleri) elde edilir edilmez, yapım kontrolü vasıtası olarak kullanılabilirler. Örneğin, eğer belirli bir kazık 100 k'lık bir nihai tasarım kapasitesine sahipse, saha mühendisi basitçe uygun taşıma grafiğine baş vurur ve gerekli darbe sayısını belirler veya gözlemlenen bir darbe sayısı göz önünde tutulursa, grafik karşılık gelen yük kapasitesini gösterir.

Donma (Sertleşme) Etkileri

Altbölüm 14.1'de tartışıldığı gibi, suya doygun killere çakılan kazıklar, geçici olarak yük kapasitesini azaltan aşırı boşluk suyu basınçlarına neden olurlar. Bu basınçlar sönümlendiği

zaman, kapasite geri gelir. Bu işlem *donma* veya *sertleşme* olarak bilinir. Tiksotropik etkiler de kazık donmasına katkıda bulunur.

Biz herşeyden önce, donma oluştuktan sonra, yük kapasitesi ile ilgiliyiz. Ayrıca, çakma esnasında elde edilen verilere dayandırılan dinamik analizler, yalnızca donma öncesi kapasiteyi verir. Bu nedenle, mühendisler bu tip zeminlerde *tekrar vurma* darbe sayıları kullanır. Bunlar, kazığı çaktıktan bir süre sonra (belki birkaç gün) kazığı ilave birkaç inç çakmak ve darbe sayısını izlemek amacıyla, kazık çakıcıyı kazığa geri getirerek elde edilirler (Hussein, Likins ve Hannigan, 1993).

Çakma Gerilmelerinin Analizleri ve Uygun Çakma Teçhizatının Seçimi

Kazık çakma şahmerdanları, çok farklı boyutlarda ve enerji oranlarında bulunabilir. Örneğin, küçük bir şahmerdanın enerji türü sadece 10 kN.m kadar olabilir. Halbuki, daha büyük bir şahmerdan için 300 kN.m üzerinde olabilir. Bu nedenle, herbir proje için uygun şahmerdanı seçmek çok önemlidir. Eğer şahmerdan çok küçükse, kazığı etkin bir biçimde çakmayacaktır ve eğer şahmerdan çok büyükse, tasarlanan gömülmeye ulaşmak mümkün olabilir; Şekil 15.5'de gösterildiği gibi, kazık aşırı gerilebilir ve kırılabilir. Ayrıca, yastıklar gibi, kazık çakma sisteminin diğer parçaları herbir proje için uygun seçilmelidir. Neyse ki, en uygun şahmerdan ve çakma aksesuarlarını seçmek için dalga denklem analizleri kullanılabilir. Çünkü, bu analizler Bölüm 12'de listelenen izin verilebilir gerilmeler ile karşılaştırılabilen kazıktaki çakma gerilmelerini değerlendirir. Deneme ve yanılma yoluyla, uygun bir şahmerdan ve aksesuarlar seçilebilir. Bu işlem, *çakılabilirlik analizi* olarak bilinir.



Şekil 15.5 Bu kazıklar yüklenicinin çok büyük bir şahmerdan seçmiş olmasından dolayı çakma sırasında hasar görmüştür. Bir çakılabilirlik analizi bu problemleri önceden ortaya koyabilir ve yüklenicinin daha uygun bir şahmerdan seçmesini sağlayabilirdi (Goble Rausche Likins and Associates Inc.).

Örneğin, bir mühendis çok sert bir tabaka içine bir kazığı çakmayı önerebilir. Bölüm 14'de anlatılan teknikleri kullanarak yürütülen bir sayısal analiz, bu kazık için çok yüksek izin verilebilir kapasiteyi gösterebilir. Ancak, istisnai büyük bir şahmerdan kullanmaksızın bu sert zemin içine kazığı çakmak güç veya imkansız olabilir ve o şahmerdan kazığa zarar verebilir. Bu durumda, artan çakma gerilmelerini karşılamak için daha güçlü bir kazık kullanmak veya zemin koşullarına daha iyi uyarlamak için temeli yeniden tasarlamak gerekebilir. Bu gibi problemler, inşa öncesinde bir çakılabilirlik analizi yürüterek tespit edilebilir ve düzeltilebilir.

Dalga Denklemi Analizi Bilgisayar Yazılımı

Halka açık ilk kullanılabilir dalga denklemi bilgisayar yazılımı Texas A&M Üniversitesi'nde geliştirilen TTI programı idi (Edwards, 1967). 1976'da Case Teknoloji Enstitüsü'ndeki[1] araştırmacılar WEAP (Kazıkların Dalga Denklem Analizi) programını geliştirmişlerdir. Bu program birkaç kez gözden geçirilip düzeltilmiştir ve herkese açıktır (bak http://uftrc.ce.ufl.edu/info-cen/info-cen.htm). WEAP programı o zamandan beri GRLWEAP gibi (bak www.pile.com) daha gelişmiş patentli programların temelini oluşturmuştur.

Dalga denklem analizi bilgisayar yazılımı her tarafta bulunabilir ve kişisel bilgisayarlarda kolayca kullanılabilir. Bu nedenle, kazık çakma formüllerini kullanmayı sürdürmeye gerek yoktur.

15.3 YÜKSEK DEFORMASYONLU DİNAMİK DENEYLER

Derin temellerin statik yük kapasitesini değerlendirmenin bir başka yöntemi, temelin üzerine aygıtlar yerleştirmek ve bunları, temel dinamik bir çarpma yüküne tabi iken, elde edilen yük ve oturma verilerini izlemektir. Dinamik yüklere karşı ölçülen bu tepki daha sonra tasarım statik yük kapasitelerini geliştirmede kullanılabilir.

Dinamik yüklemenin en yaygın kaynağı bir kazık şahmerdanıdır. Çünkü, bu aygıt zaten sahadadır ve bu nedenle çok az veya sıfır bir ilave maliyeti temsil eder. Bu nedenle, bu deneyler çok yaygın olarak kazıklar üzerinde yürütülür. Ancak, dinamik yükler serbest düşmeli şahmerdanlar veya patlayıcılar ile de elde edilebilir. Bu delinmiş şaftların ve derin temellerin diğer tiplerinin deneyini olanaklı hale getirir.

Bu yöntem, kenar sürtünmesi ve uç taşımasını harekete geçirmek için temelde yeterli deformasyon gerektirir ve bu nedenle *yüksek deformasyonlu dinamik deney* diye adlandırılır. Bir sonraki altbölüm, yapısal bütünlüğü değerlendirmek için kullanılan, düşük deformasyonlu dinamik deneyi ele alır.

Case Yöntemi

Yüksek deformasyonlu dinamik deneyler, 1960'lı ve 1970'li yılların başlarında Cleveland'da (Ohio) Case Teknoloji Enstitüsünde (şimdi Case Western Reserve Üniversitesi olarak bilinir) geliştirilmiştir. *Case Yöntemi* bir dinamik kuvvetler analizine ve kazık çakılırken sahada ölçülen ivmelere dayandırılır (Rausche, Goble ve Likins, 1985; Hannigan, 1990). Case yöntemi, kazık kapasiteleri, çakma gerilmeleri, yapısal bütünlük, ve şahmerdan/çakma sistemi performansı hakkında kullanıcı girdisine hemen tepki verebilen bilgisayar uygulamaları sağlar.

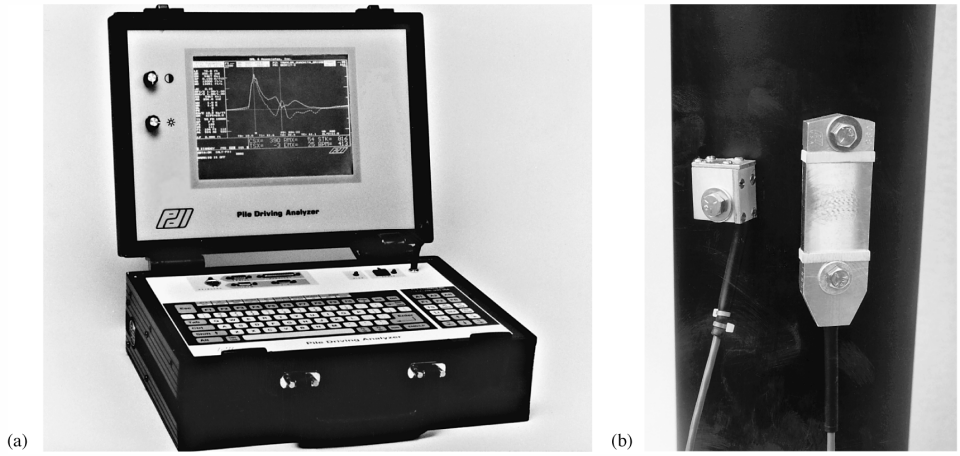
[1] Şimdi Case Western Reserve Üniversitesi olarak anılmaktadır.

Kazık Çakma Analizörü: 1960'lı yıllarda, çakma esnasında kazıktaki kuvvetleri ve ivmeleri ölçmek için arazi ekipmanı geliştirilmiş ve 1970'de ticari olarak mevcut hale gelmiştir. Şu anda metodolojisi standart hale getirilmiş ve ASTM standardı D4945'de anlatılmıştır.

Bu ekipman üç parça içerir:

- Kazığın tepesine yakın takılmış bir çift *deformasyon sensörleri*
- Kazığın tepesine yakın takılmış bir çift *ivme ölçer*
- Bir *kazık çakma analizörü* (PDA)

Deformasyon sensörleri, ivme ölçerler ve bir kazık çakma analizörü Şekil 15.6'da gösterilmiştir.



Şekil 15.6 (a) Kazık çakma analiz cihazı; (b) kazık çakma analiz cihazına veri sağlamak üzere kazığın tepesine yakın bir yere monte edilen ivme ölçer (solda) ve deformasyon sensörü (sağda) (Pile Dynaics Inc.).

Kazık çakma analizörü, kazık çakılırken, deformasyon sensörleri ve ivme ölçerlerin çıktısını izler ve bu verileri aşağıdaki gibi değerlendirir:

- Kazığın elastisite modülü ve enine kesit alanı ile birleştirilen deformasyon verisi, kazıktaki eksenel kuvveti verir.
- Zamana göre integrali alınmış ivme verisi, kazık içinde seyehat eden dalgaların partikül hızını verir.
- Zamana göre iki kez integrali alınan ivme verisi, şahmerdan darbesi esnasında kazığın deplasmanını verir.

Bu veriyi kullanarak, PDA daha sonra anlatılan yöntemi kullanarak Case yöntemi kapasitesini hesaplar ve sonuçları hemen gösterir. Ayrıca, arazi verilerini, daha sonra bu bölümde anlatılan CAPWAP analizi için girdi sağlamak amacıyla bir diskete kaydeder.

Dalga Yayılımı: Şahmerdan çarpması, kazıkta aşağı seyahat eden bir basınç dalgası palsına yol açar. Seyahat ederken, pals aşağı doğru (pozitif) partikül hızına neden olur. Eğer kazık

yalnızca uç temas direncine sahipse (kenar sürtünmesi yok), pals tabandan yansır ve bir başka basınç dalgası olarak geriye yukarıya seyahat eder. Bu yansıyan dalga yukarı doğru hareket eden (negatif) partikül hızı üretir.

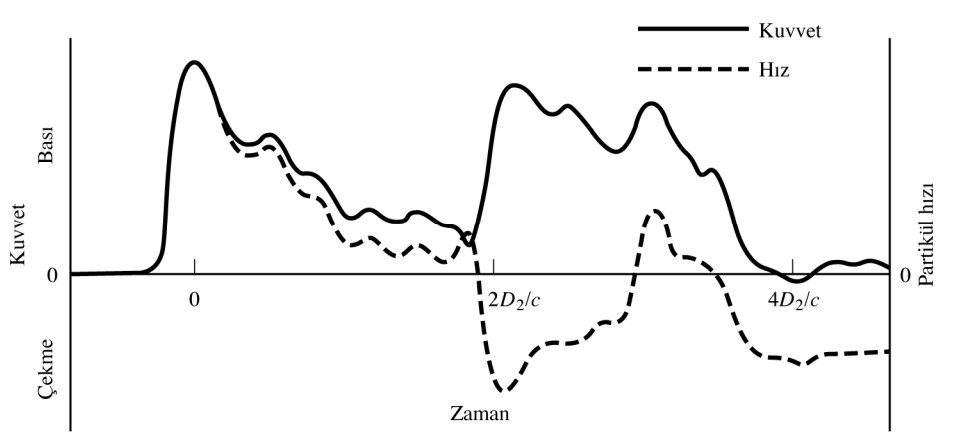
Dalganın kazığın tabanına seyehat etmek ve geri dönmek için gerekli zaman $2D_2/c$'dir. Burada:

D_2 =deformasyon transdüktörleri ve ivme ölçerlerinden kazık ucuna mesafe

c=kazıktaki dalga hızıdır.

$2D_2/c$ süresi şahmerdan darbeleri arasındaki süreye kıyasla çok kısadır. Bu nedenle PDA tek bir darbe sayısının etkilerini gözlemleyebilir.

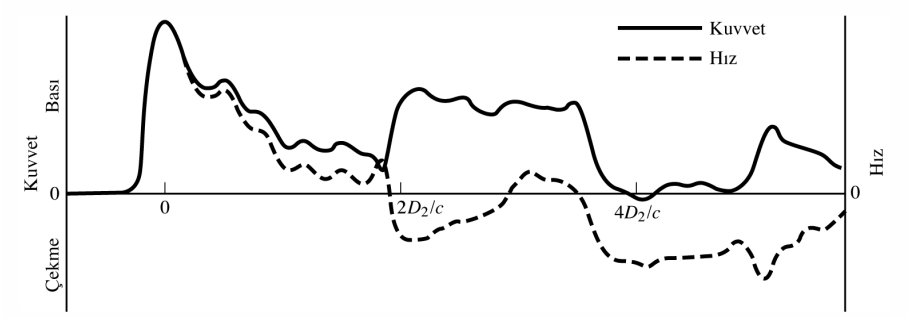
Bu uç temas kazığının (PDA ile ölçüldüğü gibi) tepesine yakın kuvvet ve partikül hızı çizimleri Şekil 15.7'dekilere benzer. Geri gelme atımının $2D_2/c$ zamanda dönmesine dikkat ediniz. Bu çizimler, *dalga izleri* diye adlandırılır.



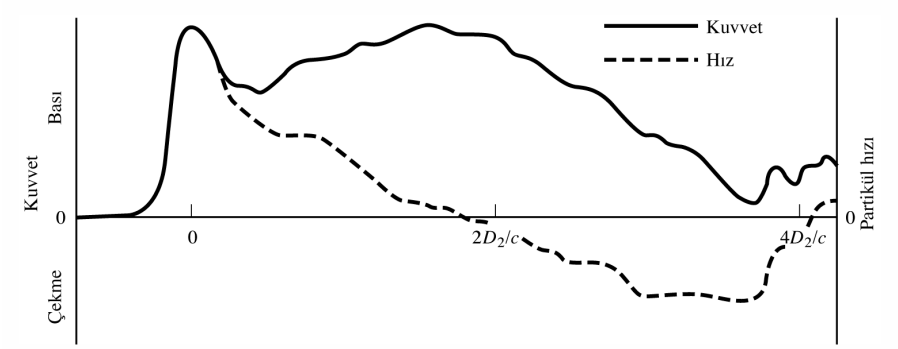
Şekil 15.7 Bir uç taşıma kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları (Hannigan, 1990'dan. Deep Foundations Institute'den izin alarak kullanılmıştır).

Şimdi, kenar sürtünme direncine de sahip olmayan ve önceki kazıktan çok daha az uç temas direncine sahip bir kazık göz önünde bulundurunuz. Bu durumda, aşağı doğru hareket eden dalgadaki enerjinin çoğu kazığı ilerletmek için tüketilir. Bu nedenle, yansıyan dalga Şekil 15.8'deki dalga izinde gösterildiği gibi, daha küçük bir kuvvete ve daha küçük bir hıza sahiptir. Bu nedenle, $2D_2/c$ zamanda dalga izinin şekli temas direncini yansıtır.

Sonunda, çok az uç temas dirençli bir sürtünme kazığı göz önünde bulundurunuz. Basınç dalgası palsı kazıkta aşağı seyahat ederken, kenar sürtünme direnci ile karşılaşır. Herbir direnç artışı kazıkta yukarı geriye seyehat eden yansımış bir dalga üretir. Bu nedenle, kazık tepesine yakın ölçülen dalga izi Şekil 15.9'dakine benzer olacaktır. Zaman ölçeği aygıtlar altındaki derinliğe karşılık gelir ve kuvvet ve hız çizimleri arasındaki düşey mesafe çeşitli derinliklerdeki zemin direncini yansıtır.



Şekil 15.8 Şekil 15.7'den daha az uç direnci olan bir uç taşıma kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları (Hannigan, 1990'dan. Deep Foundations Institute'den izin alarak kullanılmıştır).



Şekil 15.9 Bir sürtünme kazığı için kazığın tepesine yakın kesimde kuvvet ve partikül hızı ile zaman ilişkisinin tipik diyagramları (Hannigan, 1990'dan. Deep Foundations Institute'den izin alarak kullanılmıştır).

Dalga izi de kazık bütünlüğü verisi sağlar. Örneğin, eğer kazık çakma esnasında kırılırsa, kırılma kazık çakma analizörü tarafından kaydedilen dalga izini değiştiren yansımış bir dalga üretir (Rausche ve Goble, 1978).

Case Yöntemi Analizleri: Case yöntemi, dalga izi verilerinden statik kazık kapasitesini belirlemek için bir analitik tekniktir (Hannigan, 1990). PDA bu yöntemi kullanarak, kazık kapasitesini çözmek için programlanmıştır ve bu hesaplamanın sonuçlarını arazide gerçek zamanda verir.

Case yöntemi hesaplamaları, arazide statik yük deneyinden belirlenebilen ampirik bir korelasyon faktörü (J_c) içerir. Bu nedenle, mühendisler statik yük deney sonuçlarını belirteç kazıklara veya seçilmiş mamul kazıklara genişletmek için bu yöntemi kullanır. Ancak, çoğu projeler için, mamul kazıkların tümü üzerinde PDA ölçümlerini elde etmek ekonomik olmayacaktır.

Case yöntemini, bir arazi yük deneyi olmaksızın, diğer benzer zeminlerden J_c değerlerini alarak kullanmak da olasıdır. Bu yaklaşım kesin değildir. Fakat, halen çok yararlıdır.

CAPWAP

Case yöntemi yararlı olsa da, gerçek kazık çakma dinamiğinin ve ilgili bitişik zeminin basitleştirilmesidir. Ampirik olarak elde edilen sönümleme faktörü J_c, analizi ayarlar. Bu nedenle, uygun değeri seçmek için nihai sonuçlar mühendisin yeteneğinden daha iyi değildir. Aksine, bir dalga denklem analizi çok daha kesin sayısal bir modelden yararlanır. Fakat, şahmerdan ile dağıtılan gerçek enerjinin zayıf tahminlerinden olumsuz etkilenir. Neyse ki, bu iki yöntemin güçlükleri ve zayıflıkları övgü niteliğindedir. Bu nedenle, geliştirilmiş bir analiz oluşturmak amacıyla onları birleştirebiliriz (Rausche, Moses, ve Goble, 1972). Bu birleştirilmiş analiz CAPWAP olarak bilinir (CAse Pile Wave Analysis Program).

CAPWAP'de kullanılan sayısal model aslında şahmerdan ve ayrıntılarının kaldırılması ve kazık çakma analizöründen elde edilen kuvvet-zaman ve hız-zaman verileri ile değiştirilmesi hariç, Şekil 15.3'deki ile aynıdır. Bu analiz R_u (zemin ''yayları''ndaki nihai direnç), q (titreşim) ve J_c (Case yöntemi sönümleme faktörü) değerleri verir.

PDA verileri üzerinde yapılan bir CAPWAP analizi aşağıdaki gibi kullanılabilir:

- Daha sonra en uygun çakma ekipmanını seçmek ve taşıma grafiği üretmek için kullanılabilen bir dalga denklemi analizi için daha doğru girdi sağlamak.
- Seçilmiş imalat kazıklarının PDA analizlerinde kullanmak için araziye özgü Case yöntemi sönümleme faktörü (J_c,) sağlamak.
- Kazık düzeninin nicel ölçümlerini elde etmek (Fellenius vd., 1989).
- Gerçeği gibi statik yük deney sonuçları.

Şekil 15.10 CAPWAP analizinden örnek bir çıktı göstermektedir.

CAPWAP analizleri, statik yük deneylerinin gerekli sayısını azaltmak amacıyla veya yük deneylerinin ekonomik olmadığı yerde kullanılabilir.

Serbest Düşüşlü Tokmaklar Kullanan Deneyler

Case Yöntemi ve CAPWAP analizleri, başlangıçta kazık temeller ile kullanmak için geliştirilmişlerdi. Çünkü, bu analizler kazık çakılırken elde edilen ivme ve gerilme verilerine bağlıdırlar. Çok yakın zamanlarda, mühendisler bu yöntemleri gerekli deformasyonları oluşturmak için serbest düşmeli tokmakları kullanarak, şaft temellere uygulamıştır. Bu yöntem, analitik yöntemlerden belirlenen yük kapasitesinin dinamik doğrulamasını sağlayabilir. Aynı zamanda, bir statik yük deneyinden daha az masraflıdır.

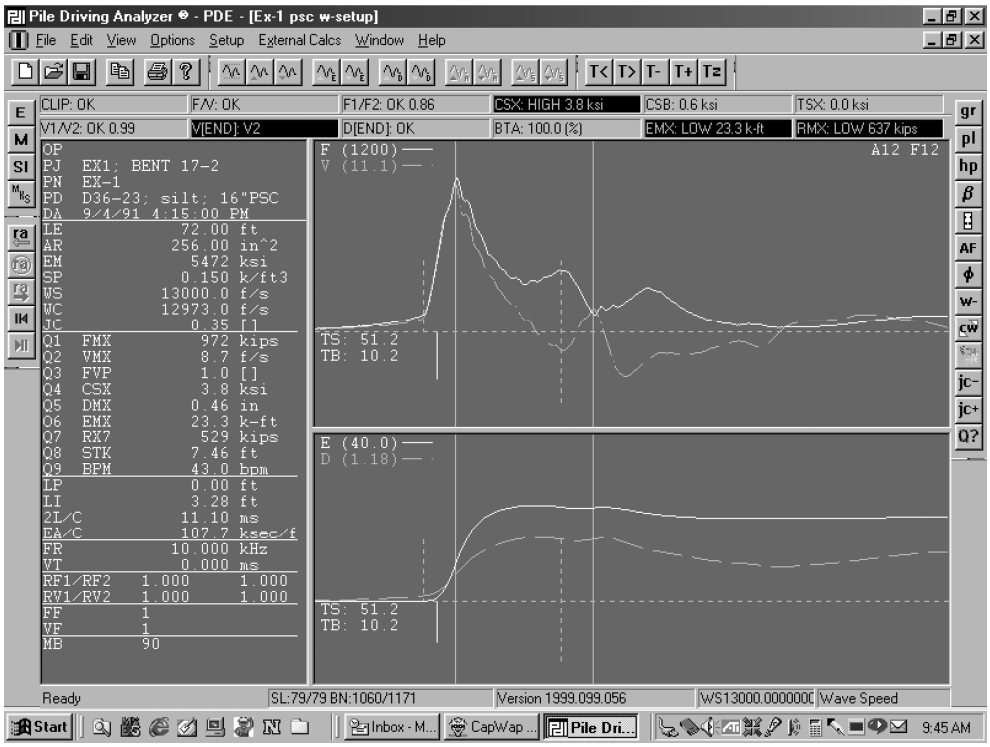
Şekil 5.11 bu deneyleri yapmak için kullanılan tipik serbest düşmeli bir tokmağı göstermektedir. Tipik olarak, bu deney gerekli statik deney yükünün yaklaşık yüzde 1,5'una eşit bir ağırlık ve şaft uzunluğunun yaklaşık yüzde 8,5'una eşit düşüş yüksekliği veya 2 m, hangisi daha büyükse, kullanır. Ancak, gerçek teçhizat ihtiyaçları, bir dalga denklem analizi kullanarak önceden belirlenmelidir (Hussein, Likins ve Rausche, 1996). Teçhizatlandırma ve veri analizi aslında kazıklar için olan ile aynıdır.

Statnamic Deney

Statnamic deney, derin temellerin statik yük kapasitesini değerlendirmek için bir başka yüksek deformasyonlu dinamik deney yöntemidir. Bu yöntem temeli, Şekiller 15.12 ve 15.13'de gösterildiği gibi, temel ve bir kütle arasına konulan bir basınç hücresi içine

yerleştirilen yavaş yanan patlayıcılar patlatılarak yüklenir. Patlamadan kaynaklanan kuvvet, temelde aşağı doğru hareket oluşturur. Bu hareket, yük ve deplasman aletleri kullanarak izlenir ve bu aletlerden elde edilen veriler doğrudan, bir statik yük deneyinden elde edilene benzer bir yük-deplasman eğrisi olarak çizilir. Kütle, bu kuvvet için bir tepki sağlar.

Aşağıda, ölçüm mühendisinin dinamik kazık deneyi sırasında göreceği bir PDA ekranı verilmiştir.

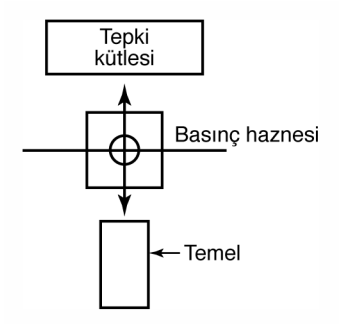


Şekil 15.10 Bir CAPWAP analizinden elde edilen örnek sonuç. Üstteki diyagram CAPWAP modeli ile araziden elde edilen kazık çakma analizi arasındaki hesaplama uyumunu göstermektedir. Sol alttaki grafik, hesaplanmış bir yük – oturma eğrisi ve sağ alttaki de zemin direncinin hesaplanmış dağılımını göstermektedir (Goble Rausche Likins and Associates Inc.).

Bir statnamic deneyinden kaynaklanan yükleme, bir kazık şahmerdanı veya serbest düşmeli tokmağınkinden çok daha uzun sürer (0,1 – 0,2 s). Bu nedenle, temel aşağı doğru hemen hemen tek bir parça gibi hareket eder ve rijit bir kütleymiş gibi analiz edilebilir. Bu nedenle, statnamic deney temelin dinamik tepkisinin sayısal bir modeline bağlı değildir. Onun yerine, doğrudan bir yük-deplasman eğrisi geliştirir ve bu nedenle, çok hızlı olarak yürütülmesi hariç, kavramsal olarak bir statik yük deneyine benzer. Ayrıca, bu özellik, temelin enine kesit alanı veya elastisite modülü bilgisi olmaksızın deneyin yürütülmesini sağlar. Bu özellikle, delinmiş şaftları denerken yararlıdır.



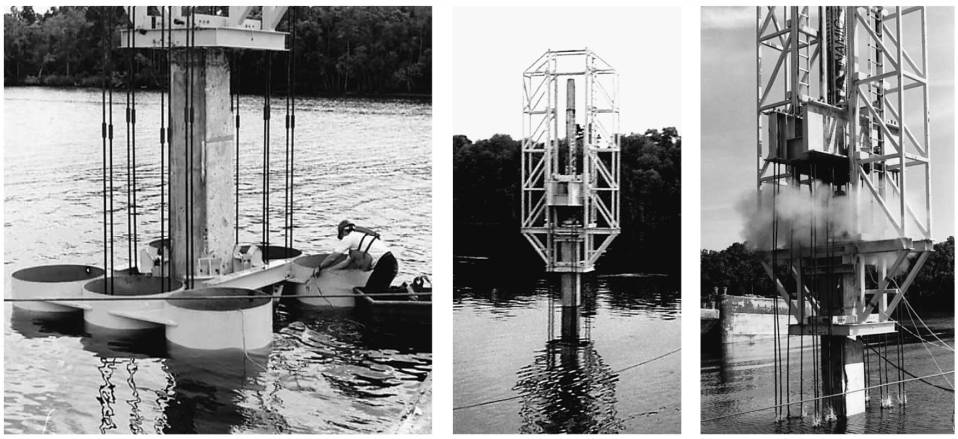
Şekil 15.11 Bu bırakmalı şahmerdan bir delgili şaft temel üzerinde yüksek deformasyonlu dinamik yükleme deneyi yapmada kullanılmaktadır.



Şekil 15.12 Statnamik deneyinin şeması.

Deneyden elde edilen yük-deplasman eğrisi daha sonra, ''türetilmiş statik'' veya ''eşdeğer statik'' yük-deplasman eğrisini üretme girişiminde, ataletsel ve sönümleme kuvvetlerini dikkate almak amacıyla ayarlanır. Temellerin çoğu için, bu analiz temelin rijit bir kütle gibi davrandığını varsayabilir.

Veri indirgeme yöntemleri, ataletsel ve sönümleme kuvvetlerini dikkate alma girişiminde bulunur. Tipik olarak, temel deney esnasında yaklaşık 5 mm oturur. Bu büyük olasılıkla, kenar sürtünme direncinin çoğunu geliştirmek için yeterlidir. Fakat, uç temas direncini tamamen harekete geçirmek için gerekli olan oturmadan daha azdır. Bu nedenle, deney, ilke olarak muhafazakâr olmalıdır. Ancak, zeminin statik tepkisi dinamik tepkisinden farklıdır. Bu nedenle, statnamic'den elde edilen yük-oturma eğrisi, bir statik yük deneyinden elde edilenden farklı olabilir. Veri indirgeme, bu farkı temelin kendisindeki ataletsel etkiler ile birlikte dikkate alma girişiminde bulunur. Ancak, böyle yapmanın uygun yöntemi her zaman açık değildir. Sonuç olarak, statnamic deneylerinden elde edilen kapasiteler, statik yük deneylerinden elde edilenlerden daha yüksek veya daha düşük olabilir. Ayrıca, rijit kütle varsayımı uzun narin temeller için geçerli olmayabilir.



(a) (b) (c)

Şekil 15.13 Su içinde çakılan bir kazık üzerinde yapılan statnamik deneyi. (a) Reaksiyon kütlesi genellikle statnamik basınç odası seviyesinde veya üzerinde yer alır. Ancak, bu durumda reaksiyon kütlesi su altındaki odalardaki sudan oluşmaktadır. (b) Statnamik basınç odası deney kazığının yukarısında yer almaktadır ve bu durumda tendonlar vasıtasıyla su altındaki kütleye bağlıdır. Çoğu deneylerde bu basınç odası reaksiyon kütlesi tarafından gizlenir. (c) Patlama basınç odası içinde gerçekleşir ve sonra kazık üzerine aşağı doğru bir yük uygular (Fotoğraflar: Berminghammer Foundation Equipment'den).

Statnamic deneyler derin temellerin yanal yük kapasitesini değerlendirmek için de kullanılmış olup, statik yanal yük deneylerine bir alternatiftir. Bu statnamic deneyler, yatay bir basınç hücresi kullanarak yapılır. Tasarım yanal yükler genellikle dinamik (yani, rüzgar veya deprem) olduğu için, statnamic deney, gerçek servis yüklerinin daha iyi bir temsili olabilir ve bu nedenle statik yanal yük deneylerinden elde edilenlerden daha gerçekçi kapasiteler sağlayabilir.

Yüksek Deformasyonlu Dinamik Deneylerin Uygulaması

Bu yüksek deformasyonlu dinamik deney yöntemlerinin tümü bir mühendisin bir derin temelin aşağı doğru yük kapasitesini değerlendirmeye yardımcı olur ve bu nedenle analitik yöntemleri kullanarak belirlenen kapasiteler üzerinde bağımsız bir kontrol olarak hizmet verir. Case Yöntemi, kazık çakılırken bu veriyi gerçek zamanda sağlar ve bu nedenle gerekli gömülme derinliğini belirlemek için kullanılabilir. Genellikle bu derinlik, Bölüm 14'de anlatılan analitik yöntemler ile belirtilenden farklıdır. Bu, tasarım çizimleri üzerinde gösterilenden daha uzun veya daha kısa olarak inşa edilmiş bir temel üretir.

CAPWAP analizleri, statnamic deneyler ve serbest düşmeli tokmak deneyleri, temel inşa edildikten sonra yürütülür ve bu nedenle deney şaftı olarak inşa edilmiş derinliği kontrol etmek için kullanılamazlar. Ancak, deney sonuçları yine de yararlıdır. Çünkü, deney temelinin uygunluğunu doğrulayan ve o sahada ileriki temellerin tasarımında yardımcı olan aşağı doğru yük kapasitesinin bağımsız bir doğrulayıcılığını sağlarlar.

15.4 DÜŞÜK DEFORMASYONLU DİNAMİK DENEYLER

Düşük deformasyonlu dinamik deney küçük bir yük ile temelin tepesine vurmak ve bunun sonucu oluşan dalgaları bir veya daha fazla ivme ölçerler kullanarak izlemekten oluşur. Bu deneyler, Şekil 15.14'de gösterildiği gibi, tipik olarak bir marangoz tahta çekici kullanır. Bu yüzden, oluşan deformasyonlar çok küçüktür ve kenar sürtünme veya uç temas direncini tamamen harekete geçirmek için, oturma yeterli değildir. Bu nedenle, düşük deformasyonlu dinamik deneyler, statik yük kapasitesinin bir belirtisini sağlamazlar. Ancak, yapısal bütünlüğü değerlendirmek ve inşa edilmiş uzunluğu belirlemek için çok yararlıdırlar. Bu yöntemler, Altbölüm 17.10'da tartışılmıştır.



Şekil 15.14 Beton dolgulu bir boru kazığın bütünlüğünü değerlendirmede düşük deformasyonlu dinamik deneyin yapılması.

15.5 SONUÇLAR

Dinamik yöntemler, ondokuzuncu yüzyıl sonlarının kaba kazık çakma formüllerinden, statik yük deneylerine kapsamlı ayarlamalar ile gelişmiş sayısal modellere ilerlemiştir. Bu yöntemler, temel mühendislerine çok caziptir. Çünkü, pahalı statik yük deneylerini araştırma zorunluluğu olmaksızın, yük kapasiteleri üzerinde güvenilir bilgi sağlarlar. Ayrıca, bazı dinamik yöntemler çakılabilirlik ve yapısal bütünlük hakkında bilgi sağlar.

Statik yük deneylerinin herhangi bir zamanda modası geçmiş olacağı olası değildir. Fakat, dinamik yöntemler, onlara olan ihtiyacı önemli bir biçimde azaltmıştır. Dinamik yöntemler geliştirilmeye devam ederken, büyük olasılıkla projelerin daha geniş aralığında artan kullanıma sahip olacaktır.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Dinamik yöntemler, bir temelin statik yük kapasitesini belirlemek amacıyla, bir kazık şahmerdanı veya diğer çarpma kaynağından olanlar gibi, uygulanan dinamik yüklere temel tepkisinin değerlendirmelerini kullanır. Bazı dinamik yöntemler çakılabilirlik ve yapısal bütünlük hakkında bilgi de sağlar.

2. Kazık çakma formülleri dinamik yöntemin en eski tipidir. Statik yük kapasitesini darbe sayısı, şahmerdan tipi ve diğer faktörler ile ilişkilendirme girişiminde bulunurlar. Ne yazık ki, bu formüller kazık çakma işlemini aşırı basitleştirir ve bu nedenle, özellikle eğer bir arazi yük deneyi ile ayarlanmamış iseler, çok kesin değildirler.
3. Dalga denklem analizleri çoğunlukla kazık çakma formüllerinin yerini almıştır. Yalnızca ampirik ilişkilere güvenmek yerine, dalga denklem analizi kazığın ayrıntılı bir analitik modelini ve onun çakma sistemini kullanır. Bu analizlerin sonuçları, bir taşıma grafiği (darbe sayısına karşı statik kapasitenin çizimidir) ve çakılabilirlik analizi için temel oluşturan kazık çakma gerilmelerini içerir.
4. Yüksek deformasyonlu dinamik deneyler, uygulanan dinamik yüklere temelin tepkisini kaydetmek için temele takılan aletleri kullanır. Bu yükler genellikle kazık şahmerdanından ileri gelir. Fakat, serbest düşüşlü bir tokmak veya kontrollü bir patlayıcı ile de oluşturulabilirler. Bu aletlerden elde edilen veriler, statik yük kapasitesini belirlemek için kullanılabilir.
5. Düşük deformasyonlu deney çok daha küçük çarpma yükleri kullanır (tipik olarak bir marangoz çekici ile verilir) ve yapısal bütünlüğü değerlendirmek için kullanılır.

Sözlük

CAPWAP	Düşük birim deformasyonlu dinamik deney	Yüksek birim deformasyonlu dinamik deney
Case yöntemi	Engineering News Formülü	Çakılabilirlik analizi
Dalga denklemi	Kazık çakma analizörü	Quake
Darbe sayısı	Kazık çakma formülü	Smith sönümleme faktörü
Dinamik yöntemler	Statnamic deney	
Donma (sertleşme)	Taşıma grafiği	

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

15.1 Kazık çakma formüllerinin neden güvenilir olmadığını ve dalga denklemi analizinin neden daha iyi bir tercih olduğunu açıklayınız.

15.2 Dalga denklemine dayalı analizler donmadan veya düzenekten dolayı artan kazık kapasitesini nasıl hesaba katar?

15.3 15 m uzunluğundaki bir beton kazığın dalga hızı 4000 m/s olup, dakikada 25 darbe ile zemine çakılmaktadır. İlk şahmerdan darbesi ile oluşan dalga, ikinci darbe uygulanana kadar kazığın tabanına giderek geri kazığın tepesine gelir mi? Cevabınızı uygun hesaplamalar ile birlikte vererek, sonuçlar hakkında yorum yapınız.

15.4 Statnamik deneyi neden yavaş yanan patlayıcılar kullanır?

15.5 Bir HP10x53 kazığı, profili Şekil 15.4'te verilen zemine Delmag D-12 şahmerdanı ile çakılacaktır. Kazığın izin verilebilir aşağı doğru yükleme kapasitesi 500 kN'dur. Şekil 15.4'deki taşıma grafiğini ve Tablo 13.1'den uygun bir emniyet faktörünü kullanarak, çakma gerilmelerinin kabul edilebilir olup olmadığını belirleyiniz.

15.6 Problem 15.5'de tanımlanan kazık, f_y=250 MPa özelliği ile birlikte A36 çeliğinden yapılmış olsun. Altbölüm 12.3'de tanımlanan kriterleri kullanarak maksimum izin verilebilir çakma gerilmelerini hesaplayınız ve sonra da Şekil 15.4'deki dalga denklemi analizi sonuçlarını kullanarak bu gerilmelerin kabul edilebilir olup olmadığını belirleyiniz.

15.7 Statik analize göre, Problem 15.5'de tanımlanan kazığın zemine 12,2 m çakılması durumunda, istenen aşağı doğru yük kapasitesi oluşacaktır. Kazık şu halde bu derinliğe kadar çakılmış olup nihai darbe sayısı metre başına 200'dür. Bu değer kabul edilebilir bir değer midir? Neden? Herhangi bir iyileştirme önlemi gerekli midir? Açıklayınız.

15.8 14 inç'lik kare şekilli öngerdirmeli bir beton kazık belirli bir şahmerdan ile çakılacaktır. Dalga denklemi analizine göre, çakma gerilmeleri Tablo 12.5'de tanımlanan maksimum izin verilebilir değerleri aşmaktadır. Bu problemi çözmek için ne yapılabilir? En azından iki çözüm yolu öneriniz.

15.9 Büyük çaplı bir dizi boru kazık, kıyı ötesinde çakılacaktır. Bu kazıklar önemli bir su yapısını destekleyecektir. Ne var ki, inşaat yeri ve kazık boyutundan dolayı tam ölçekli bir statik yükleme deneyi yapmak ekonomik görünmemektedir. Bu kazıkların yük kapasitesini değerlendirmek için uygun bir dinamik yöntem öneriniz ve seçiminizin nedenini açıklayınız.

16

Derin Temeller - Yanal Yük Kapasitesi

Bazıları bardak yarı boş derken, diğerleri bardak yarı dolu der. Yine de, kanımca her ikisi de yanlıştır. Gerçek problem bardağın çok büyük olmasıdır.

Bazen tümüyle ihtiyacımız olan eski bir probleme yeni bir bakış açısıdır.

Bölümler 13 ile 15'deki tartışmalar, sadece eksenel yükleri göz önünde bulundurmuştur. Ancak, derin temellerin çoğu *yanal yükleri* taşımalıdır. Bunlar, Şekil 16.1'de gösterildiği gibi, uygulanan kesme ve/veya moment yükleridir. Yanal yükün kaynakları aşağıdakileri kapsar:

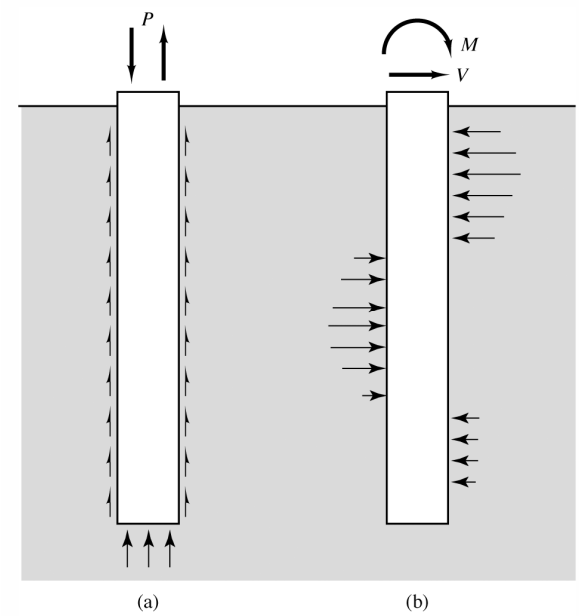
- İstinat duvarlarının arkasındaki toprak basınçlar
- Rüzgar yükleri
- Sismik yükler
- Rıhtım veya diğer liman yapıları ile temas eden gemilerden kaynaklanan bağlantı yükleri
- Toprak şevlerin yokuş aşağı hareketleri
- Köprüler üzerinde araç ivme ve fren kuvvetleri
- Kolonlardaki eksantrik düşey yükler
- Denizdeki yapılar üzerinde okyanus dalga kuvvetleri
- Köprü ayakları üzerinde nehir akım kuvvetleri
- Elektrik iletim kulelerinden kablo kuvvetleri veya elektrikli demiryolu tel mesnet kuleleri
- Kemer veya asma köprüler için kenar ayaklardaki yapısal yükler.

Derin temeller bu yükleri zemine Şekil 16.1'de gösterildiği gibi yanal temas yoluyla aktarır. Bu durum, eksenel yükler ile ilgili kenar sürtünmesi ve uç temasından oldukça farklıdır. Bu nedenle, temelden zemine yük transferini değerlendirirken eksenel ve yanal yük kapasiteleri iki ayrı analiz gerektirir. Bu bölümde, yanal yük analizleri yürütme yöntemleri ele alınmış ve temelde meydana gelen gerilmelerin ve yanal sapmaların nasıl hesaplanması gerektiği gösterilmiştir.

16.1 EĞİK KAZIKLAR

Mühendisler yirminci yüzyılın ortalarına kadar yanal olarak yüklü temellerin nasıl hesaplanması gerektiğini bilmiyordu. Bu yüzden, derin temellerin yalnızca eksenel yüklere direnebildiklerini varsaymışlardı. Bu nedenle, yatay yükler mevcut olduğu zaman

mühendisler, Şekil 16.2'de gösterildiği gibi, temellerin bir kısmını eğik bir açıda yerleştirmiştir. Bu durumda herbir temelin yalnızca eksenel yüklere maruz kaldığı farzedilir.



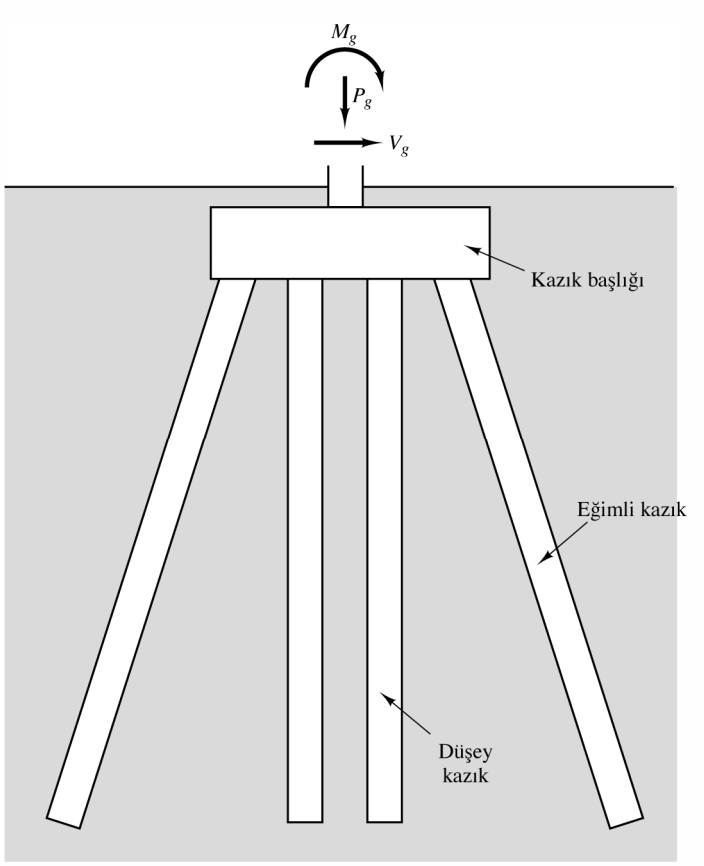
Şekil 16.1 Bir derin temelden yere yük aktarımı: (a) Eksenel yükler çeper sürtünmesi ve uç taşıması vasıtasıyla aktarılmaktadır; (b) yanal yükler yanal taşıma yoluyla aktarılır.

Derin temellerin birçok tipini bir açıda inşa etmek mümkün olsa da, çakma kazıklar en yaygın seçenektir. Bu tarzda çakılan kazıklar *eğik kazıklar* veya *meyilli kazıklar* olarak bilinir. Uygun ekipmanlı müteahhitler genellikle, kazık çakma iskelesini kolayca eğerek, kazıkları 4 düşey – 1 yatay eğimde yerleştirebilir. Ancak, bu çalışmalar düşey kazıkları çakma kadar etkin değildir.

Eğik kazıklar rollerini iyi yerine getirse de, problemlere neden olan en az iki durum vardır:

- Sondaj platformları gibi büyük deniz yapıları su akımları, rüzgar yükleri ve sismik yükler gibi çok büyük yanal yüklere maruzdur. Fakat, bu yükleri barındırmak için, kazıkları yeteri kadar büyük açıda çakmak pratik değildir.
- Eğik kazıklar çok rijit bir temel sistemi oluşturur. Bu, sadece statik yükler mevcut olduğu zaman uygundur. Fakat, deprem ile yüklenenler gibi dinamik yükler uygulandığı zaman, problemlere neden olabilir. Şekil 16.3, bu gibi rijit bir sistemde gelişen büyük yüklerin bir sonucu olarak meydana gelebilen hasarın tiplerini göstermektedir. Daha esnek bir sistem görevini daha iyi yapar. Çünkü, ataletsel kuvvetlerin yükün bir kısmını emmesine izin verir.

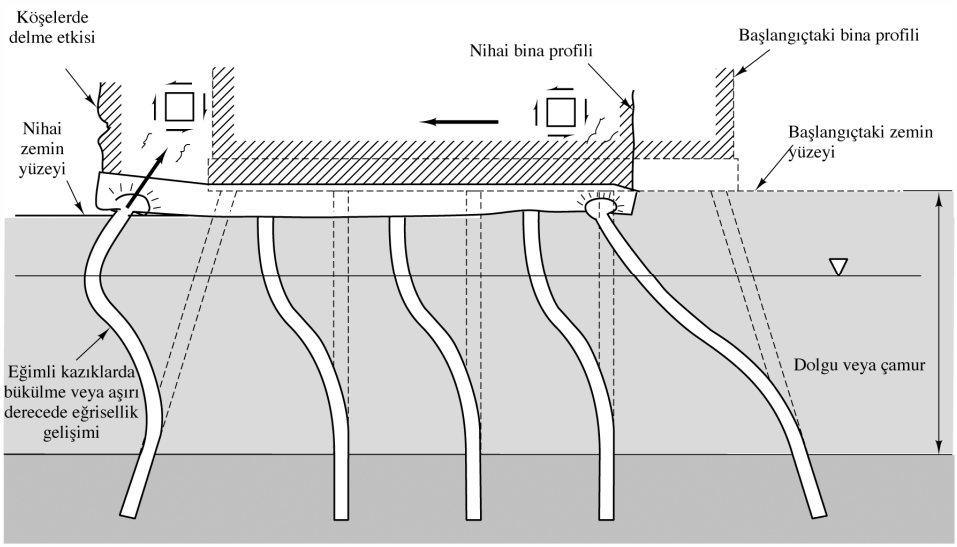
Mühendisler, eğik kazık gruplarının yalnızca eksenel yüklere tabi olmadığının farkına da varmışlardır. Gerçekte, kesme ve moment yükleri de mevcuttur. Çünkü:



Şekil 16.2 Düşey ve yatay yüklerin birleşimine karşı koymada kullanılan eğik kazık.

- Kazık başlığı üzerinde uygulanan düşey ve yatay kuvvetlerin sadece belirli birleşimleri kazıkların tümünde eksenel yükler üretir. Yatay yükler (yani, rüzgar veya sismik yükler) genellikle geçici olduğundan, gerçek çalışma yükleri genellikle birlikte olmaz. Örneğin, yatay yükün sıfır olduğu durumda, düşey yük eğik kazıklarda eğilme gerilmeleri oluşturur.
- Zemin, kazıkların çakılmasından sonra konsolide olabilir (bkz. Altbölüm 18.1'deki aşağı çekme kuvvetleri ile ilgili açıklama). Zeminin bu aşağı doğru hareketi eğik kazıklar üzerinde yanal yüklere neden olur ve eğilmede kırılmalarına bile neden olabilir. Ne var ki, bu gibi bir kırılma büyük olasılıkla gizli olacaktır ve bir deprem veya başka çok büyük bir olay meydana gelene ve eğik kazıklar görevlerini yapamayana kadar belli olmayacaktır.

Bu problemlere rağmen, eğik kazıklar yine de bazı temel problemleri için uygun bir çözümdür. Ancak, yanal yüklere karşı koymak amacıyla derin temelleri tasarlamadaki araştırma ve gelişme, bir sonraki bölümde tartışıldığı gibi, yeni olasılıklara kapı açmıştır.



Şekil 16.3 Sismik yükleme sırasında eğimli kazıkların davranışı (Dowrick, 1987'den; John Wiley ve Sons'dan izin alarak kullanılmıştır).

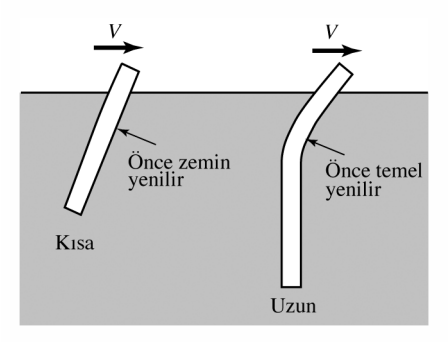
16.2 YANAL YÜKLERE TEPKİ

Eğik kazıkların getirdiği güçlüklerden ve daha ekonomik ve güvenilir tasarımlar için gereksinimden dolayı, mühendisler derin temellerin sadece eksenel yüklere direnebileceği varsayımını yeniden düşünmüşlerdir. Eğer bir derin temel sistemi hem eksenel hem de yanal yüklere direnmek için tasarlanabiliyorsa, o zaman sadece düşey elemanlar kullanarak inşa edilebilir. Bu, daha ekonomik ve daha esnek olacaktır. Bu karakteristikler özellikle denizdeki yapılarda önemlidir. Bu nedenle, petrol endüstrisi, yanal yük analiz yöntemleri geliştirmek amacıyla ilk çabaların çoğunluğunun öncülüğünü yapmıştır.

Uzun Temellere Karşı Kısa Temeller

Yanal yükleri değerlendirirken, derin temeller Şekil 16.4'de gösterildiği gibi *kısa* ve *uzun* olarak iki sınıfa ayrılır. Kısa temel, dönmelere karşı ucu sıkıca tutturmak için yeterli gömülme derinliğine sahip olmayandır. Halbuki, uzun temel ucu sıkıca sabitlenendir. Minimum uzunluğun ''uzun'' olarak değerlendirilmesi hem temelin rijitliğine hem de zemin tarafından sağlanan yanal dirence bağlıdır. Genelde, çelik veya betondan yapılmış olanlar gibi, daha rijit temeller tipik olarak yaklaşık 35'den daha büyük D/B oranı gerektirirken, ahşap kazıklar gibi esnek temeller D/B yaklaşık 20'den büyük olduğu zaman uzundur.

Kısa temellerin nihai yanal kapasitesi öncelikle zemin tarafından kontrol edilir. Başka bir deyişle, temel eğilme kapasitesine ulaşmadan önce zemin göçer. Aksine, uzun temellerin nihai yanal kapasitesi öncelikle temelin eğilme mukavemeti tarafından kontrol edilir. Çünkü, zemin göçmeden önce temel yapısal olarak göçecektir.

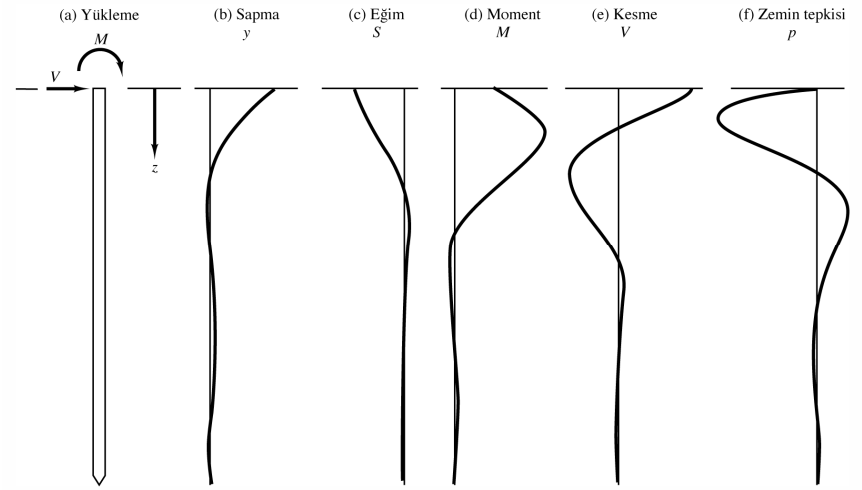


Şekil 16.4 Uzun temellere karşı kısa temeller.

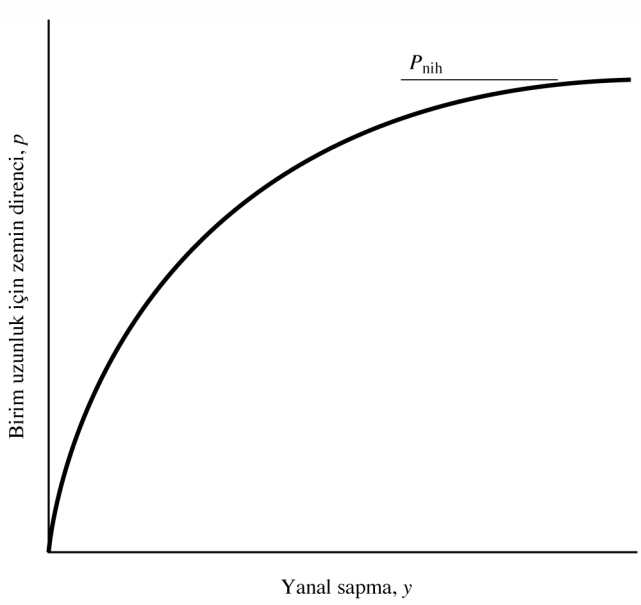
Zemin-Yapı Etkileşimi

Derin temellerden yanal yüklerin zemine transferi bir *zemin-yapı etkileşimi* problemi olup, Bölüm 10'da tartışıldığı gibi, radye temeller ve altta bulunan zemin arasındaki etkileşime çok benzer. Bir başka deyişle, zemin direnci temelin hareketlerine bağlı iken, temeldeki hareketler ve eğilme gerilmeleri zemin direncine bağlıdır. Bu nedenle, analizin geoteknik ve yapısal yönlerini yapay olarak ayıramayız. Her ikisi de aynı zamanda değerlendirilmelidir.

Şekil 16.5 uzun bir temelde, hepsi derinliğin bir fonksiyonu olan yanal sapma, eğim, moment ve kesme ile yanal zemin tepkisi diyagramlarını göstermektedir. Uygulanan kesme ve/veya moment yükleri temelin tepesinde yanal bir sapmaya neden olur. Bu sapma zeminde yanal dirence neden olur ve bu direnç Şekil 16.6'da gösterildiği gibi sapmanın bir fonksiyonudur. Zemin yüzeyine yakın yerde bu zemin direnci, uygulanan yüklere karşı koyar. Bu yüzden, sapma derinlikle azalır. Sonunda, belirli bir derinlikte sıfır sapmaya ulaşır. Ancak, bu derinlikteki kesme ve moment sıfır değildir. Bu nedenle, temel zıt yönde sapma yapar ve yine zıt yönde olan zemin reaksiyonlarına neden olur. Bu etkileşim, gerçekte tüm parametreler sıfır oluncaya kadar devam eder.



Şekil 16.5 Yanal yüklere maruz kalan uzun ve derin temellerdeki kuvvetler ve sapmalar (Matlock ve Reese, 1960'dan; ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).



Şekil 16.6 Yanal sapmanın fonksiyonu olarak birim uzunluk başına zemin direnci (*p*).

Bu çizimlerin şekilleri ve büyüklükleri aşağıdakiler dahil, birçok faktöre bağlıdır:

- Uygulanan yüklerin tipi (kesme ve/veya moment) ve büyüklüğü
- Zemindeki direnç-sapma ilişkisi (*p-y* eğrisi olarak bilinir)
- Temelin elastisite modülü, *E* ve atalet momenti, *I*'nın çarpımı olan temelin eğilme rijitliği.

Derinlikle bu parametrelerin herbirindeki değişme, aşağıdaki gibi yapı mekaniği ilkeleri ile tanımlanır:

$$S = \frac{dy}{dz} \tag{16.1}$$

$$M = EI = \frac{dS}{dz} = EI\frac{d^2y}{dz^2} \tag{16.2}$$

$$V = \frac{dM}{dz} = EI\frac{d^3y}{dz^3} \tag{16.3}$$

$$p = \frac{dV}{dz} = EI\frac{d^4y}{dz^4} \tag{16.4}$$

Burada:

S=temelin eğimi

M=temeldeki eğilme momenti
V=temeldeki kesme kuvveti
p=temelin birim uzunluğu başına yanal zemin direnci
E=temelin elastisite modülü
I=eğilme yönünde temelin atalet momenti
y=yanal sapma
z=zemin yüzeyinden aşağı derinliktir.

Eğer bu eğrilerin birinin şekli, ya hesaplama ya da arazi ölçümleri yoluyla bilinirse, diğerleri uygun sınır koşulları ile aşama aşama integral veya diferansiyel yoluyla hesaplanabilir.

Örnek 16.1

Tam ölçekli bir yanal yük deneyi esnasında yapılan ölçümlere göre, zemin yüzeyi ile 2,0 m derinlik arasındaki belirli bir derin kazığın sapması aşağıdaki denklem ile tanımlanmıştır:

$$y = 0{,}035 - 0{,}010z^{1{,}8}$$

$0 \le z \le 2m$ için derinliğe karşı eğim, moment, kesme ve zemin tepki denklemlerini geliştiriniz.

Çözüm

$$S = \frac{dy}{dz} = -0{,}018z^{0{,}8} \qquad \Leftarrow \textbf{\textit{Cevap}}$$

$$M = EI\frac{dS}{dz} = -0{,}0144z^{-0{,}2}EI \qquad \Leftarrow \textbf{\textit{Cevap}}$$

$$V = \frac{dM}{dz} = 0{,}288z^{-1{,}2}EI \qquad \Leftarrow \textbf{\textit{Cevap}}$$

$$p = \frac{dV}{dz} = -0{,}346z^{-2{,}2}EI \qquad \Leftarrow \textbf{\textit{Cevap}}$$

Yorum

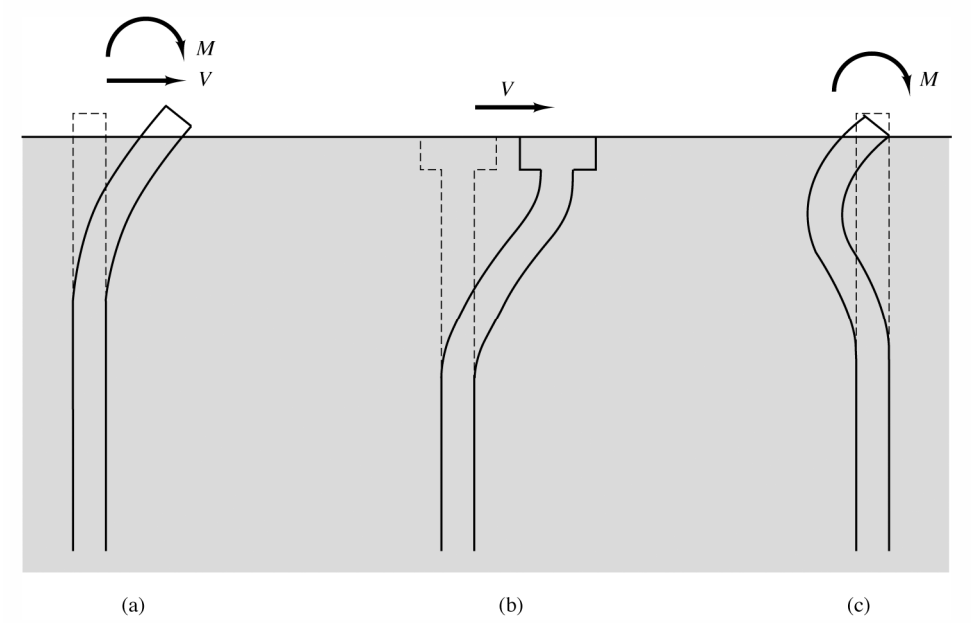
Pratikte, bu eğrilerin şekilleri basit polinomlar ile kolayca belirlenemez. Onun için, integral veya diferansiyel sayısal yöntemler ile yapılmalıdır.

Temel ve yapı arasındaki bağlantı da önemlidir. Çünkü, temeli etkileyen tutma çeşitlerini, (eğer varsa) belirler. Bunlar, (16.1)–(16.4) eşitliklerindeki integralleri yapmak için gerekli sınır koşullarını tanımlar. Mühendisler genellikle aşağıdaki sınırlama koşullarının birinin baskın olduğunu (diğerlerinin de mümkün olmasına rağmen) varsayar:

- Şekil 16.7a'da gösterilen *serbest-baş koşulu* kesme ve/veya moment yüklerine maruz kaldığı zaman, kazık tepesinin serbestçe yanal olarak hareket etmesi ve dönmesi anlamına gelir. Bir karayolu işaret levhası taşıyan tek bir delgili şaft, serbest baş koşulunun bir örneğidir. Bu durumda, tepede uygulanan kesme ve moment yükleri (V ve M) bellidir. Fakat, eğim ve sapma (S ve y) belli değildir.
- Şekil 16.7b'de gösterilen *hareketi kısıtlanmış baş koşulu* (*sabitlenmiş baş koşulu* olarak da bilinir) kazığın tepesi yanal olarak hareket edebilir, fakat dönmesine izin

verilmez. Bir kazık başlığı ile birleştirilen bir kazık grubu bu koşulu çok yakın benzeştirir. Çünkü, kazık başlığında çok az dönme olacaktır. Bu durumda, tepedeki *V* ve *S* bilinir, fakat *M* ve *y* bilinmez.

- Şekil 16.7c'de gösterilen *saf moment koşulu*, uygulanan moment yükü olduğu, fakat uygulanan kesme yükü olmadığı zaman, oluşur. Kazığın tepesinin dönmesine neden olur, fakat yanal hareket yoktur. Bu, üç koşulun en az yaygın olanıdır ve pratikte sık kullanılmaz. Bu durumda, tepede *V*, *S*, *M* ve *y*'nin hepsi bilinir.



Şekil 16.7 Kazık ile yapı arasındaki bağ çeşitleri: (a) serbest baş ve (b) sabitlenmiş baş ve (c) saf moment.

Böylece, bu seçeneklerin birini tercih etmekle, kazığın tepesindeki sınır koşulları tanımlanır. Gerçek kazıklar genelde bu üç ideal koşulun arasında orta bağlantılara sahip olsa da, bu varsayımların biri genelde tasarım amaçları için mantıklıdır. Temel ''uzun'' olmak koşuluyla, uçtaki kesme, moment, dönme ve sapmanın hepsi sıfırdır. Böylece, dört ilave sınır koşulu oluşturulur.

Temel, uygulanan yanal yüklerin çoğunu üst zeminlere aktarır. Bu yüzden, zemin yüzeyinden yaklaşık 10 çap içindeki zemin özellikleri çok önemlidir. Bu nedenle, özellikle üstteki zeminlerin bir kısmını yok edebilen oyulma veya diğer olayları göz önüne alma konusunda dikkatli olmak gerekir.

16.3 YANAL YÜK KAPASİTESİNİ DEĞERLENDİRME YÖNTEMLERİ

Yanal yük kapasitesini değerlendirme yöntemleri hem deneysel hem de analitik yöntemleri içerir ve basitten karmaşığa kadar değişim gösterir. Kapsamlı araştırma sonuçları ve güçlü bilgisayarların yaygın olarak varlığı, bu temelleri analiz etme yeteneğimizi çok geliştirmiştir.

Yanal yük kapasite analizlerinin amaçları, genellikle aşağıdakilerin bir veya daha fazlasını kapsar:

- Yanal yükleri zemine aktarmak için gerekli minimum gömülme derinliğini belirleyin. Yanal yükler temele etkiyen başlıca yükler olduğu zaman, bu kriterler gerekli derinliği kontrol edebilir. Ancak, binaları veya köprüleri taşıyan temellerde olduğu gibi, önemli eksenel yükler mevcut olduğu zaman, gömülme derinliği genellikle eksenel yük etkileri tarafından kontrol edilir.
- Tasarım yanal yükler altında yanal sapmayı hesaplayın. Binalar, köprüler ve diğer benzer yapılar tipik olarak 5 ile 20 mm yanal hareketten daha fazlasına izin vermez.
- Yanal yüklerin temelde neden olduğu kesme ve momentleri belirleyin. Başka zaman kesme ve moment diyagramlarına ihtiyaç varken ve temeli ona göre tasarlarken, bazan sadece maksimum değerlere ihtiyaç duyarız ve tüm temeli bu değerlere direnmek için tasarlarız.

Tam Ölçekli Yanal Yük Deneyleri

Yanal yük kapasitesini değerlendirmenin bir yolu, bir tam ölçekli yük deneyi yürütmektir. Bu deneyler proje sahasına bir veya daha fazla örnek temel yerleştirmeyi, bir dizi yanal yük uygulamayı ve meydana gelen yanal deformasyonu ve kazığın tepesindeki eğimi ölçmeyi kapsar (Reese, 1984; ASTM D3966). Böylece, yük-deformasyon özelliklerini doğrudan belirleyebiliriz. Ayrıca, eğer temele deformasyon ölçerler yerleştirilir ve/veya farklı derinliklerde deformasyonlar ölçülürse (inklonometre ile olduğu gibi) (16.1)–(16.4) eşitliklerini kullanarak temeldeki kesmeleri ve momentleri hesaplayabiliriz.

Tam ölçekli yanal yük deneyleri, tam ölçekli eksenel yük deneylerinden daha az yaygındır. Fakat, özellikle çok büyük projelerde veya zemin koşulları olağan dışı olduğu zaman, arasıra yapılırlar. Şekil 16.8'de tipik bir deney düzeneği görülmektedir. Çoğu yük deneyleri, uygulanan kesme yükleri ile serbest baş koşulu kullanılarak yapılır. Çünkü bu, arazide yapılacak en kolay deney koşuludur.

Bir yanal yük deneyi sonuçları (sapmalar, kesmeler ve momentler) imal edilecek kazıkları tasarlamak için doğrudan kullanılabilir. Seçenek olarak, sahaya özgü *p-y* eğerilerini geri hesaplamada kullanılabilirler. Bu eğriler sonra, farklı baş sınırlama koşullu çok değişik temelleri tasarlamak için, daha sonra bu bölümde anlatılan *p-y* analizleri ile kullanılabilir.

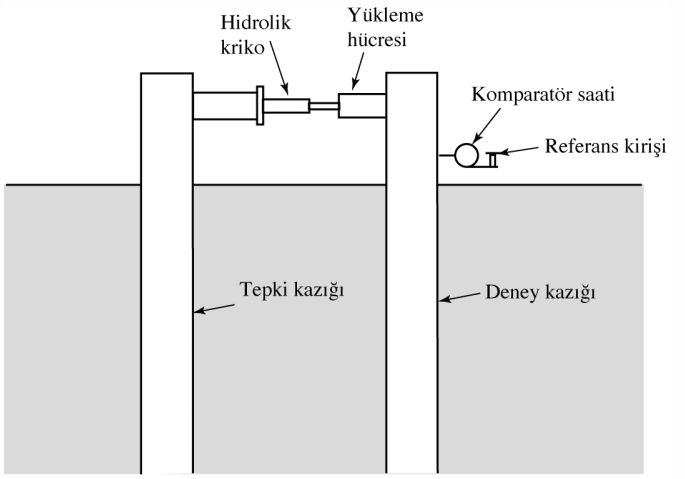
Tam ölçekli yük deneylerinin başlıca dezavantajı maliyettir. Çok pahalıdırlar ve bu nedenle sadece çok büyük projelerde ekonomik olarak haklı gösterilebilirler.

Model Yanal Yük Deneyleri

Yük deneylerinin maliyeti ölçekli model temeller kullanarak ve laboratuvarda deneyler yaparak önemli miktarda azaltılabilir. Şekil 16.9'da bir model yük deneyi için kullanılan alet görülmektedir. Daha düşük maliyetli olmalarının yanında, bu deneyler; yüklemede, sınırlama koşullarında, zemin koşullarında vb. daha esnek avantajlara sahiptir. Ancak, model deneylerinin tam ölçekli temellerin hesaplanmasında kullanılması zor olabilir. Çünkü, çeşitli parametreler (doğrusal boyutlar, gerilmeler kütleler vb.) farklı ölçek oranlarına sahiptir.

Bazı mühendisler bir santrifüj içinde deneyler yaparak model yük deneylerindeki mevcut ölçek problemlerinin bazılarının üstesinden gelme girişiminde bulunmuşlardır.

Santrifüj modeldeki ilave ‘’yerçekimi’’ kütle ve gerilme için ölçek oranını doğrusal boyutlar için olana daha yakın getirmeye yardımcı olur. Ancak, santrifüj deneyler, diğer karmaşıklıklara neden olur ve çok küçük ölçek modeller ile sınırlıdırlar.



Şekil 16.8 Prototip derin temelde tipik bir tam ölçekli yanal yük deneyi. Düşey yükleme deneylerinden farklı olarak, deney sırasında kazıkların ikisi de yaklaşık aynı miktarda hareket ettiğinden, kazıkların ikisi de “tepki” kazığı ve ikisi de “deney” kazığıdır.



Şekil 16.9 Utah State University’de tekrarlı yanal yüklere maruz kalan kazık gruplarının tepkisini değerlendirmede model yükleme deneylerinin yapılışı. Beş model kazıktan her biri 33 mm çapındaki alüminyum tüpten yapılmış ve ondört çift deformasyon komparatörü ile donatılmıştır (fotoğraf: Profesör Joseph Caliendo). Daha fazla ayrıntı için bkz. Moss, Rowlings, Caliendo ve Anderson (1998).

Kilde drenajsız yükleme koşullarını değerlendirmede model yanal yük deneyleri çok etkilidir. Çünkü, drenajsız kayma dayanımı (s_u) efektif gerilmeye bağlı değildir ve bu nedenle ölçekten etkilenmez.

Yanal Statnamik Deney

Diğer seçenek yanal bir statnamic deneyi yapmaktır. Bu teknik, Şekil 16.10'da gösterildiği gibi, yatay olarak uygulanan yük hariç, Bölüm 15'de anlatılan düşey statnamik deney ile aynı ilkeleri kullanır. Yanal statnamik deneyler, statnamik ekipman kendi tepkisini kendi sağladığı için, geleneksel yatay yük deneylerinden farklı olarak sadece bir deney temeli gerektirir.



Şekil 16.10 Bir bot üzerinde yapılan yanal statnamik deneyi. Deney temel, fotoğrafın sol tarafındadır (fotoğraf: Berminghammer Foundation Equipment).

Rijit Analizler

Yanal yük problemlerine uygulanan en eski sayısal analizler temelin tamamen rijit (yani, çok yüksek bir *EI*) olduğunu varsaymıştır. Bu, Bölüm 10'da tartışıldığı gibi, ilk radye temel analizlerinde kullanılan varsayım ile aynı olup, zemin tepki kuvvetlerinin hesabını basitleştirme gerekçesi ile tanıtılmıştır. Broms (1964a, 1964b, 1965) ve diğerleri, yanal yük kapasitesini değerlendirmede bu yöntemi kullanmıştır.

Rijit analizler, minimum gerekli gömülme derinliği ve maksimum moment hakkında bilgi sağlar. Ancak, bu yöntemler temeldeki eğilme dönmelerini ihmal ettiği ve basitleştirilmiş zemin direnç tanımlarını kullandığı için, daha sonra tartışılan rijit olmayan yöntemler kadar kesin değildir.

Rijit analizler şimdi öncelikle, gerekli gömülme derinliğinin yanal yükler ile kontrol edildiği, sokak lambaları veya küçük karayolu işaret levhalarını taşıyanlar gibi, hafif ağırlıklı "kısa" yanal olarak yüklü temeller için kullanılır. Üniform Bina Yönetmeliği [UBC 1806.8.2] ve Uluslararası Bina Yönetmeliği [IBC 1805.7.2] yere gömülen direkler ve kazıklar için aşağıdaki rijit analiz formüllerini kapsamaktadır:

Serbest baş koşulu için:

$$D_{\min} = \frac{A}{2}\left(1+\sqrt{\frac{4{,}36h}{A}}\right) \tag{16.5}$$

$$A = \frac{2{,}34V}{S_1 B} \tag{16.6}$$

Hareketi kısıtlanmış baş koşulu için:

$$D_{\min} = \sqrt{\frac{4{,}25Vh}{S_3 B}} \tag{16.7}$$

Burada:

D_{min}=gerekli minimum gömülme derinliği (m)
V=uygulanan kesme yükü (kN)
h=zemin yüzeyinden V'nin uygulama noktasına düşey mesafe (m)
B=temelin çapı (m)
S_1=z=D_{min}/3'de de izin verilebilir yanal zemin basıncı (kPa)
S_3=z=D_{min}'de de izin verilebilir yanal zemin basıncı (kPa)
z=zemin yüzeyinden aşağı derinliktir (m).

S_1 ve S_3 değerleri Tablo 16.1'de sunulmuştur. Hem UBC hem de IBC, 13 mm (0,5 inç)'lik bir yanal sapma kabul edilebilir olduğu sürece, kısa vadeli yükler (muhtemelen rüzgar veya sismik yükler) için bu tabloda gösterilen değerlerin iki katının kullanımına izin verir.

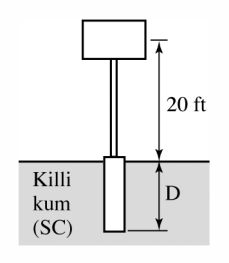
Tablo 16.1 İzin verilebilir yanal zemin basıncı (ICBO, 1997 ve ICC, 2000).

	İzin verilebilir yanal temas basıncı	
Zemin sınıfı	(lb/ft^2)	(kPa)
Masif kristalin temel kayası	1200 z	190 z
Sedimenter ve folyasyonlu kaya	400 z	63 z
Kumlu çakıl ve/veya çakıl (GW ve GP)	200 z	31 z
Kum, siltli kum, killi kum, siltli çakıl ve killi çakıl (SW, SP, SM, SC, GM ve GC)	150 z	24 z
Kil, kumlu kil, siltli kil ve killi silt (CL, ML, MH ve CH)	100 z	16 z

z=yüzeyden maksimum 4,6 m (15 ft) seviyeye kadar olan derinlik. Bu derinliğin altında izin verilebilir yanal temas basıncını 4,6 m'dekine eşit alınız.
Not: UBC veya IBC maksimum z'nin 15 ft veya 15 m olduğunu ifade ederse de, metrik olanı yanlış bir dönüşümdür. Bu tablo orijinalde İngiliz birimleri için geliştirildiğinden, doğru değeri temsil ettiklerini varsayabiliriz.

Örnek 16.2

Bir işaret levhası Şekil 16.11'de gösterildiği gibi, 18 inç çaplı delgili bir şaft temel üzerinde taşınacaktır. Tasarım rüzgar yükü 800 lb olup, levhanın merkezi zeminden 20 ft yukardadır. Gerekli minimum gömülme derinliğini ($D_{\min}$) hesaplayınız.



Şekil 16.11 Örnek 16.2 için önerilen işaret levhası.

Çözüm

Bu, 0,5 inç yanal sapmanın kabul edilebilir olacağı, bir serbest baş koşuludur. Bu nedenle, Tablo 16.1'de gösterilen değerin iki katını kullanınız.

$$S_1 = 150(2)(D_{\min}/3) = 100D_{\min}$$

$$A = \frac{2{,}34(800)}{100(D_{\min})(1{,}5)} = \frac{12{,}5}{D_{\min}}$$

$$D_{\min} = \frac{12{,}5}{2D_{\min}}\left(1+\sqrt{1+\frac{4{,}36(20)}{12{,}5/D_{\min}}}\right)$$

$$D_{\min} = 7 \text{ ft} \qquad \Leftarrow \textit{Cevap}$$

Sabitlik Derinliği Analizleri

Geoteknik mühendislerinin çoğu 1960'lı ve 1970'li yıllarda yanal yük analiz sonuçlarını Şekil 16.12'de gösterildiği gibi *sabitlik derinliği* bakımından tanımlamıştır (Davisson, 1970; Tomlinson, 1987). Bu yöntem, zemin yüzeyi ve sabitlik derinliği arasındaki zemini gözardı eder ve bu derinlik altındaki zemini sonsuz sağlam ve rijit olarak dikkate alır. Bu derinliği yapı mühendisine sağlamışlardır. Yapı mühendisi basitçe, sabitlik derinliğinde rijit bir bağlantı varmış ve o nokta üzerinde zemin direnci yokmuş gibi temeldeki gerilmeleri ve sapmaları hesaplamıştır. Bu yöntem özellikle yapı mühendisi için uygundu. Çünkü, yapısal hesaplamalar doğrudan idi ve gerekli bilginin tümünü sağlıyor gibi görünmekteydi.

Sabitlik derinliği yöntemi, temelin eğilme rijitliğini dikkate alır ve o bakımdan rijit analizler üzerinde bir gelişmedir. Ancak, zemin direncinin aşırı basitleştirilmiş temsilini kullanır ve bu nedenle bu bölümde daha sonra tartışılan *p-y* yöntemi kadar kesin değildir.

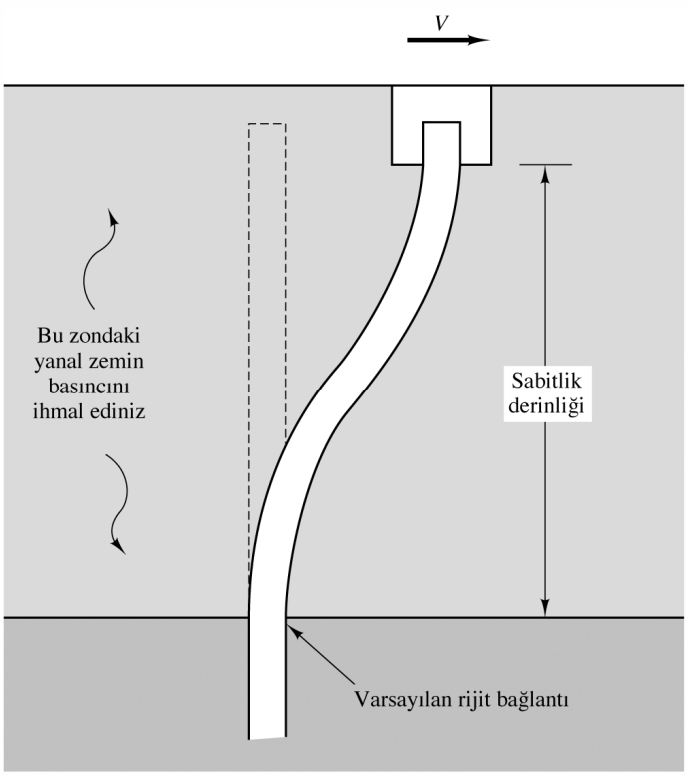
Rijit Olmayan Zemin-Yapı Etkileşim Analizleri

Şu ana kadar anlatılan yöntemlerin eksikliklerinden dolayı, mühendisler temelin eğilme rijitliğini, yanal yüklere zemin tepkisini ve zemin-yapı etkileşiminin etkilerini dikkate alan daha kesin yanal yük analiz yöntemleri geliştirmiştir. Bu analiz, sonlu elemanlar yöntemi veya *p-y* yönteminden birini kullanarak yapılabilir.

Sonlu Elemanlar Yöntemi

Bir sonlu elemanlar yöntemi (FEM) hem temeli hem de zemini bir dizi küçük elemanlara bölmekten ve herbir elemana uygun gerilme-deformasyon özellikleri tayin etmekten oluşur. Analiz daha sonra bu elemanların uygulanan yüklere tepkisini dikkate alır ve bu tepkiyi

temeldeki kesmeleri, momentleri ve yanal sapmaları değerlendirmede kullanır. Sonlu eleman analizleri iki boyutlu veya üç boyutlu elemanlar kullanarak yapılabilir.



Şekil 16.12 Yanal olarak yüklenmiş derin temellerin davranışını tanımlamada sabitlik derinliği yöntemi.

Sonlu eleman analizlerinin doğruluğu, elemanlara doğru mühendislik özellikleri atama yeteneğimize bağlıdır. Bunu temeller için yapmak kolaydır. Çünkü, yapı elemanlarının özellikleri iyi tanımlanmıştır. Fakat, zeminler için çok zordur. Çünkü, zeminler daha karmaşıktır. Örneğin, zemindeki gerilme-deformasyon özellikleri kesinlikle doğrusal değildir. Ayrıca, daha doğru olan üç boyutlu FEM analizleri, daha kapsamlı bilgisayar kaynakları gerektirir.

Sonlu eleman analizleri özel projelerde kullanılmaktadır ve sonunda yanal olarak yüklenmiş derin temelleri değerlendirmede tercih edilen yöntem olabilir. Ancak, hala gelişmektedirler ve alışılmış projelerde kullanılmadan önce, yük deneyi sonuçları ile ilave kalibrasyonlar gerektirirler.

p-y Yöntemi

p-y yöntemi zemin-yapı etkileşimini modellemede bir dizi doğrusal olmayan "yay" kullanır. Bu, Bölüm 10'da tartışıldığı gibi, radye temelleri analiz etmede kullanılan yönteme benzer ve sonlu elemanlar yönteminden çok daha kolaydır. *p-y* yöntemi sonlu elemanlar

yöntemi kadar güçlü olmasa da, kapsamlı olarak tam ölçekli yük deney sonuçları ile kalibre edilmiş olup, ticari bigisayar yazılımının yaygın bulunabilirliği nedeniyle yürütülmesi daha kolaydır. Bu nedenle bu, çoğu pratik tasarım problemlerinde, özellikle "uzun" temellerde tercih edilen yöntemdir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

16.1 Yanal olarak yüklenmiş düşey kazıklar yerine eğik kazıklar kullanmanın başlıca avantajları nelerdir?

16.2 A36 çeliğinden yapılan bir HP 10x57 kazığı üzerinde tam ölçekli bir yanal yük deneyi yapılmıştır. Yanal yük; eğilme X-X ekseninde olacak şekilde uygulanmıştır. Bu deney sırasında yapılan ölçümlere göre, zemin yüzeyi ile 10 ft derinlik arasındaki yanal sapma $y=1{,}52-0{,}001131z^{1{,}5}$ formülü ile tanımlanmaktadır. Formüldeki y ve z'nin birimleri inç'tir. Kesme, moment ve yanal zemin basıncının derinliğe göre grafiklerini çiziniz.

16.3 Çelik kazıktan yapılma bir dizi 'seyyar telefon' anteni kumtaşından oluşan anakayaya dikilecektir. Bu kazığın temel kayası içine gömülecek olan kısmı, 2 ft çapındaki deliğe yerleştirilecek ve etrafı betonla doldurulacaktır. Yanal rüzgar yükünün bileşkesi 600 lb olup, etki noktası da zemin yüzeyinden 50 ft yukarıdadır. Rijit analizi ve serbest baş koşulunu kullanarak, gerekli gömülme derinliğini bulunuz.

16.4 Bir uydu çanak anteni, zemine yerleştirilecek bir beton plak içine gömülen bir direk ile desteklenecektir. Direğin betona gömülecek kısmı, 6 inç çaplı deliğe yerleştirilecek ve etrafı beton ile doldurulacaktır. Çanak üzerine etkiyen yanal rüzgar yükü 200 lb olup, çanağın merkezi beton plaktan 15 ft yukarıdadır. Temeli oluşturan zemin killi kum (SC) ve kumlu kil (CL) şeklindedir. Rijit analizi ve hareketi kısıtlanmış baş koşulunu (beton plaktan dolayı) kullanarak, gerekli gömülme derinliğini bulunuz.

16.5 Bir işaret levhası, herbiri sert siltli kil içine gömülecek olan iki çelik direk tarafından desteklenecektir. Yanal rüzgar yükü 5,4 kN olup, etki noktası zemin yüzeyinden 8 m yukarıdadır. Bu yük, iki direğe eşit şekilde dağıtılmaktadır. Direklerin zemine gömülü kısmı, 300 mm çaplı delikler içinde; etrafı betonla dolu şekilde olacaktır. Rijit analizi ve serbest baş koşulunu kullanarak, gerekli gömülme derinliğini bulunuz.

16.4 *p-y* YÖNTEMİ

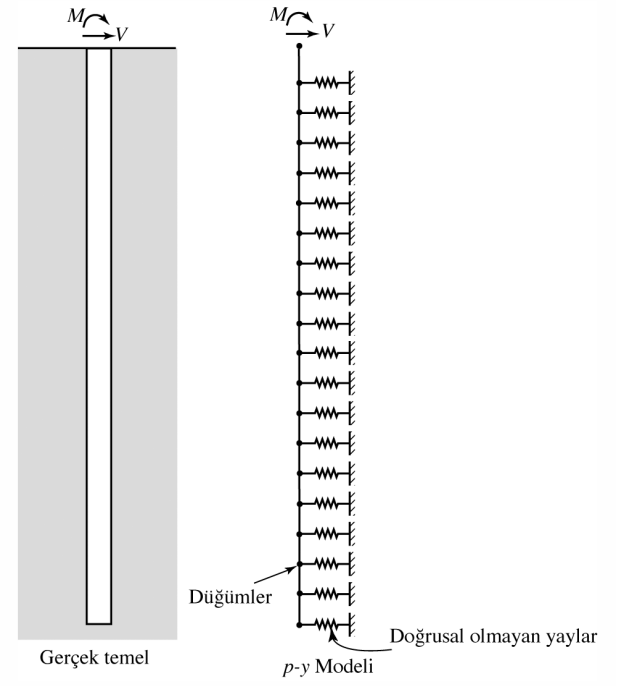
Sayısal Yöntem

p-y yöntemi iki boyutlu sonlu farklar analizi kullanarak temeli modeller. Şekil 16.13'de gösterildiği gibi; temeli, herbir aralığın sonunda bir düğüm ile n aralıklara ve zemini herbir düğüme yerleştirilen bir dizi doğrusal olmayan ''yaylara'' böler. Herbir aralığın eğilme rijitliği uygun EI ile tanımlanır ve herbir yayın yük-deformasyon özellikleri, Şekil 16.14'dekiler gibi bir *p-y eğrisi* ile tanımlanır. Daha önce anlatıldığı gibi, uygun sınır koşulları uygulamak da gereklidir.

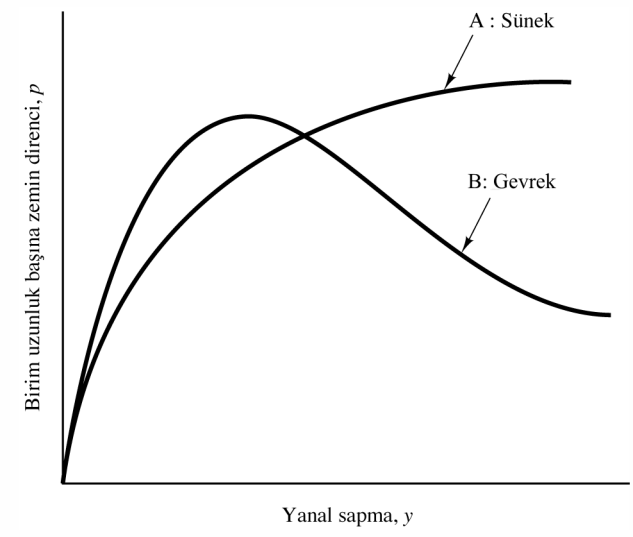
Bu bilgiyi kullanarak ve yapısal yükleri artışlı şekilde uygulayarak, bilgisayar yazılımı bir statik denge koşulu bulur ve herbir aralıktaki kesme, moment ve yanal sapmayı hesaplar.

Bu yöntemle yapılan denemeler, 1950'li yılların sonlarında başlamıştır (McClelland ve Focht, 1958; Matlock ve Reese, 1960). Ancak, bu yöntemin tam gelişimi, yeni bilgisayar yazılımı gelişimini ve tam ölçekli yük deneylerinin kalibrasyonunu gerektirmiştir. Bu işin

çoğu, 1960'lı ve 1970'li yıllar esnasında yapılmış ve 1980'lerde yöntemin doğruluğu ortaya konmuştur. Yine de, bu yöntem devam eden araştırma ve deney yoluyla rafine edilmeye devam etmektedir.



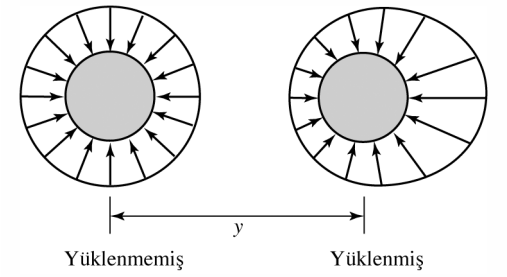
Şekil 16.13 *p – y* yönteminde kullanılan analitik model.



Şekil 16.14 Tipik *p – y* eğrileri.

p-y Eğrileri

p-y yönteminin kalbi, temel ve zemin arasındaki yanal-yük-sapma ilişkilerinin tanımıdır. Bunlar, *p-y* eğrileri biçiminde ifade edilmiştir. Burada, *p* temelin uzunluk başına yanal zemin direncidir (uzunluk başına kuvvet birimlerinde ifade edilmiştir) ve *y* yanal sapmadır. *p-y* ilişkisi başta Bölüm 10'da anlatılan Winkler'in 'temelde elastik kiriş' kavramının doğrusal olmayan uzantısı gibi görünebilir. Yine de, ikisi arasında önemli bir fark vardır: Winkler modeli sadece temel ve zemin arasındaki bası kuvvetlerini dikkate alır. Halbuki, derin bir temele etkiyen yanal zemin yükü, ön kenardaki basınç, iki bitişik kenarlardaki kesme sürtünmesi ve muhtemelen arka kenardaki biraz küçük sıkışmanın sonucudur. Bu bileşenler Şekil 16.15'de gösterilmiştir. Bu nedenle, sayısal model bunları öyle alıyor gibi görünse de, *p-y* eğrisini sadece bir bası olayı olarak düşünmek yanıltıcıdır (Smith, 1989).



Şekil 16.15 Yanal yüklemeye maruz kalmayan bir temel, üniform yanal zemin basıncına maruz kalır. Yükleme yapılıp temel *y* kadar yanal olarak hareket ettiğinde, yanal basınç bir tarafta daha yüksek olur. Bu basınç dağılımının bileşkesi *p*'dir.

Nihai basınç direnci büyük olasılıkla nihai kenar kesme direncinden çok daha büyüktür. Ancak, kenar sürtünmesinin harekete geçirilmesi çok daha az sapmayı gerektirir. Bu yüzden, genellikle çalışma yükleri ile ilgili küçük sapmalarda toplam direncin önemli bir parçası olabilir.

Bir temeldeki belirli bir nokta için *p-y* eğrisi, aşağıdakiler dahil birçok faktöre bağlıdır:

- Zemin tipi
- Yükleme tipi (yani; kısa vadeli statik, uzun süre sürdürülen statik, tekrarlanan veya dinamik)
- Temel çapı ve enine kesit şekli
- Temel ve zemin arasındaki sürtünme katsayısı
- Zemin yüzeyinden aşağı derinlik
- Temel inşa yöntemleri
- Grup etkileşim etkileri.

Bu faktörlerin etkisi iyi kanıtlanmış değildir. Bu yüzden, tam ölçekli yükleme deneylerinden geri hesaplama ile *p-y* eğrilerini ampirik olarak geliştirmek gerekli olmuştur. Bu verilerin çoğu 250 ile 600 mm çaplı çelik boru kazıklardan elde edilmiştir. Çünkü, bunların aletlendirilmesi daha kolaydır. Bu deneyler çeşitli zemin tipleri üzerinde yapılmış ve sonuçlar, efektif sürtünme açısı ve drenajsız kayma dayanımı gibi standart zemin özellikleri ile ilişkilendirilmiştir. Böylece, uygun zemin özelliklerini ölçerek ve ilişkileri kullanarak diğer sahalara genişletilebilir. Reese (1984, 1986) şu ana kadar yürütülen deneylerin bir çoğunu özetlemekte ve analiz ve tasarım için önerilen *p-y* eğrileri sağlamaktadır. Bu eğriler ve ilişkiler de *p-y* bilgisayar yazılımında dahil edilmiştir.

Bazı eğriler, Şekil 16.14'deki A eğrisinde gösterildiği gibi, *sünektir*. Bu eğriler, belirli bir sapmada maksimum dirence (P_{max}) ulaşır ve sonra da daha büyük sapmalarda bu direnci sürdürür. Diğer eğriler, Şekil 16.14'deki B eğrisinde gösterildiği gibi '*gevrektir*' ve büyük sapmalarda azalan bir *p*'ye sahiptir. Gevrek eğriler, özellikle eğer killer sert veya eğer yükleme tekrarlı veya dinamik ise, bazı killerde meydana gelebilir. Statik yükleme altında yumuşak killer ve kumlar sünek eğrilere sahip gibi görünmektedir. Gevrek eğriler, büyük temel hareketleri üretme potansiyellerinden dolayı, daha problemlidirler.

Şu ana kadar toplanan ampirik *p-y* verileri, *p-y* yöntemini pratik bir mühendislik aracı yapmanın esas kısmı olsa da, daha fazla veriye olan gereksimin devam etmektedir. Ekstra aletlerle donatılmış yük deneyleri, bu ilişkiyi anlamamızı ilerletecek ve böylece analiz ve tasarım için daha doğru veri sağlayacaktır. Büyük projelerde tam ölçekli yanal yükleme deneyleri yürütmek ve araziye özgü *p-y* eğrileri geliştirmek uygun olabilir.

Bazı mühendisler arazi presiyometre veya dilatometre deneylerinden *p-y* eğrileri geliştirmeye girişmişlerdir (Baguelin vd., 1978; Robertson vd., 1989). Bu deneyler doğrudan, yanal kazık direncinin bası bileşenine benzer birşey ölçmelerine rağmen, kenar kesme bileşeni ile ilgilenmezler. Bu, Baguelin'in değerlendirmesinin en azından kısmî açıklaması olabilir. Şöyle ki: bu yaklaşım kötümser sonuçlar üretir. Ayrıca, dikkate almak için ölçek etkileri vardır. Daha ileri araştırma, bu yöntemlerin güvenilirliğini geliştirebilir.

Yazılım

İlk geniş çapta kullanılan *p-y* analiz yazılımı COM624 diye adlandırılan bir programdı. Bu program, Austin'de Texas Üniversitesi'nde geliştirilmiştir. Bu program halka açıktır (bak http://uftrc.ce.ufl.edu/info-cen/info-cen .htm). Fakat, ondan sonra daha çağdaş ve kullanmak için daha kolay bir başka yazılım COM624'ün yerini almıştır. Bir başka halka açık program, *Florida Pier*, http://www.dot.state.fl.us/Structures/proglib.htm'den elde edilebilir. Windows tabanlı gözde ticari bir program LPILE diye adlandırılır (bak http://www.ensoftinc.com).

Doğruluk Deecesi

Reese ve Wang (1986) yirmiiki statik tam ölçekli yanal yükleme deneyi sonuçları ile, hesaplanan sapmaları karşılaştırmıştır. Ayrıca, bu deneylerin yirmisi için ölçülmüş ve hesaplanan maksimum momentleri karşılaştırmıştır. Güven aralıkları kullanarak, Şekil 16.16'da belirtilen bu veriler, bu yöntemin iyi sapma tahminleri ve çok iyi moment tahminleri sağladığını göstermektedir.

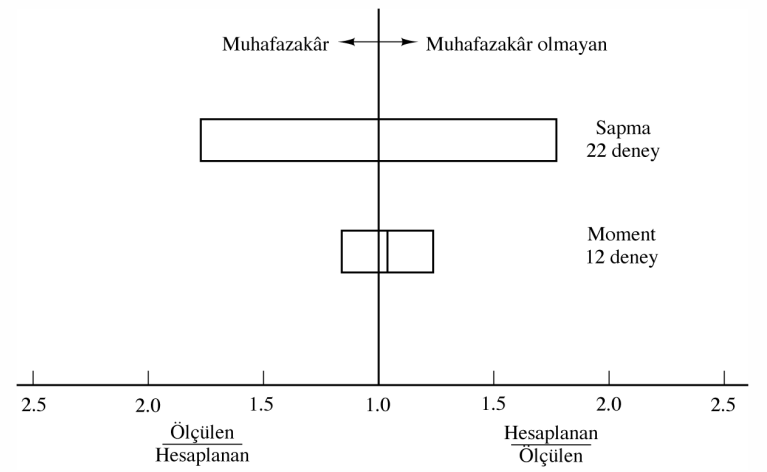
16.5 EVANS VE DUNCAN GRAFİKLERİ

Evans ve Duncan (1982) yanal yük sapma davranışını grafik biçiminde ifade etmenin uygun bir yöntemini geliştirmiştir. Bilgisayar programı COM624'ü kullanarak, bir dizi *p-y* yöntemi bilgisayar analizinden bu grafikleri derlemişlerdir.

Bu grafiklerin avantajları aşağıdakileri kapsamaktadır:

- Analizler daha hızlı yapılabilir ve bir bilgisayar kullanımı gerektirmezler.
- Göz önünde tutulan bir kazık sapmasına karşılık gelen yük, deneme ile olandan çok, doğrudan belirlenebilir.

- Kazıkta göz önünde bulundurulan bir maksimum momente karşılık gelen yük, deneme ile olandan çok, doğrudan belirlenebilir.



Şekil 16.16 $p - y$ analizinden (Reese ve Wang, 1986 verilerine dayalı) hesaplanan yanal sapma ve eğilme momenti %90 güvenilirlik aralığı. Her bir dikdörtgen çubuğun ortasındaki çizgi ortalama tahmini; sağındaki rakam ise veri nokta sayısını temsil eder.

Bu grafikler ayrıca, daha gelişmiş analizlerden bilgisayar çıktısını kontrol etmek için yararlı bir yoldur.

Burada sunulan grafikler asıl yöntemin bir parçası olup, sadece aşağıdaki kriterleri sağlayan derin temellere uygulanır:

- Temelin uzunluğu boyunca rijitlik (EI) sabittir.
- Ya s_u ya da ϕ' olarak ifade edilen zeminin kayma dayanımı ve birim ağırlık (γ) derinlik ile sabittir.
- Temel, tabanda sabit olarak dikkate alınacak yeteri uzunluktadır. Ahşap kazıklar gibi nispeten esnek temellerde bu en az 20 çap uzunluğuna karşılık gelir. Çelik veya betondan yapılan nispeten rijit temeller için uzunluk en az 35 çap olmalıdır.

Uca doğru incelen kazıklarda bu ölçütlerden biraz sapan derin temelleri, zemin yüzeyinden 8 kazık çapı bir derinliğe EI, s_u, ϕ' veya γ değerlerinin ortalamasını alarak idealleştirebiliriz.

Karakteristik Yük ve Moment

Evans ve Duncan *karakteristik kesme yükünü* (V_c) ve *karakteristik moment yükünü* (M_c) aşağıdaki gibi tanımlamıştır:

$$V_c = \lambda B^2 E R_I \left(\frac{\sigma_p}{E R_I} \right)^m (\varepsilon_{50})^n \qquad (16.8)$$

$$M_c = \lambda B^3 E R_I \left(\frac{\sigma_p}{E R_I} \right)^m (\varepsilon_{50})^n \qquad (16.9)$$

$$R_I = \frac{I}{\pi B^4 / 64} \qquad (16.10)$$

=dolu dairesel enine kesitler için 1,00

=dolu kare enine kesitler için 1,70

Plastik kil ve kum için:

$$\lambda = 1{,}00 \qquad (16.11)$$

Gevrek kil için[1]:

$$\lambda = (0{,}14)^n \qquad (16.12)$$

Kil için:

$$\sigma_p = 4{,}2 s_u \qquad (16.13)$$

Kum için:

$$\sigma_p = 2 C_{p\phi} \gamma B \tan^2 (45 + \phi'/2) \qquad (16.14)$$

Burada:

V_c =karakteristik kesme yükü

M_c = karakteristik moment yükü

λ =zeminin gerilme-deformasyon davranışına bağlı boyutsuz bir parametre

B=temelin çapı

E=temelin elastisite modülü

=çelik için 200.000 MPa

=beton için $4700\sqrt{f'_c}$ MPa

=Güney çamı veya Douglas köknarı için 11.000 MPa

f'_c =betonun 28 günlük basınç dayanımı (MPa)

R_I =atalet momenti oranı (boyutsuz)

σ_p=zeminin temsilî pasif basıncı

ε_{50}=zemin dayanımının yüzde 50'sinin harekete geçirildiği eksenel deformasyon (bkz. Tablo 16.2)

m, n=Tablo 16.3'den üssel sabitler

I=temelin atalet momenti

=dolu dairesel enine kesitler için $\pi B^4 / 64$

=kare enine kesitler için $\pi B^4 / 12$

Ayrıca, Bölüm 12'deki tablo halinde verilen değerlere bakınız.

s_u =zemin yüzeyinden 8 kazık çapı derinliğe zeminin drenajsız kayma dayanımı

ϕ' = zemin yüzeyinden 8 kazık çapı derinliğe zeminin efektif sürtünme açısı (derece)

[1] Gevrek kil, mukavemeti pik dayanımdan çok daha az olan rezidüel kildir.

$C_{p\phi}$ =pasif basınç faktörü=ϕ'/10

γ= zemin yüzeyinden 8 kazık çapı derinliğe zeminin birim ağırlığıdır. Eğer yeraltı su tablası bu bölge içinde ise, γ ve γ_b'nin ağırlıklı ortalamasını kullanınız. Burada, $\gamma_b=\gamma-\gamma_w$ (yeraltı su seviyesi altındaki batık birim ağırlıktır).

ε_{50}'nin değeri üç eksenli basınç deneylerinden elde edilebilir. Ancak, böyle bir deney verisi mevcut değilse, Tablo 16.2'deki tipik değerleri kullanınız.

Tablo 16.2 Tipik ε_{50} değerleri (Reese ve Wang, 1997).

Zemin türü	ε_{50}
Yumuşak kil	0,020
Orta katı kil	0,010
Katı kil	0,005
Çok az veya hiç mika içermeyen orta sıkı kum	0,002

Tablo 16.3 *m* ve *n* üslerinin değerleri (Evans ve Duncan, 1982'den).

	V_c için		M_c için	
Zemin türü	*m*	*n*	*m*	*n*
Kil	0,683	–0,22	0,46	–0,15
Kum	0,57	–0,22	0,40	–0,15

Abakların Kullanımı

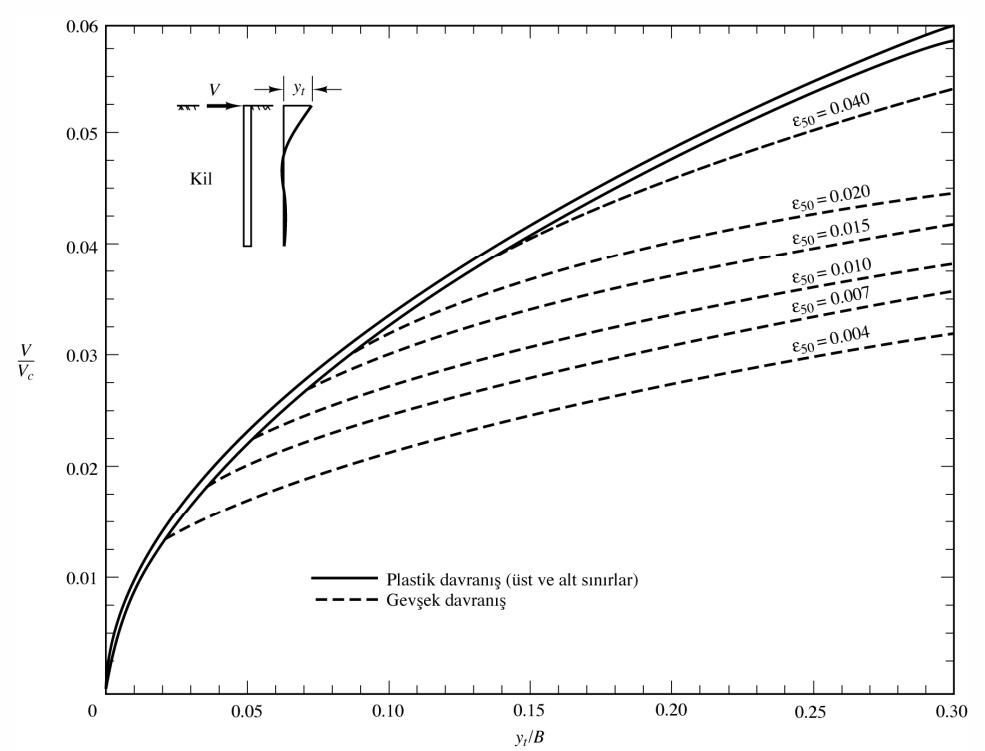
Şekiller 16.17–16.26'daki abaklar gerçek kesme, moment ve sapma arasındaki ilişkileri ifade eder. Burada:

V=temelin tepesindeki uygulanan kesme
M=temelin tepesindeki uygulanan moment
M_{max}=temeldeki maksimum moment
y_t=kazığın tepesindeki yanal sapmadır.

Bazı temeller hem kesme hem de moment yüklerine maruz kalır. İlk yaklaşım olarak, herbir bileşenden yanal sapmaları ve momentleri ayrı ayrı hesaplayınız ve bunları toplayınız. Seçenek olarak, Evans ve Duncan'da (1982) anlatılan doğrusal olmayan yöntemi kullanınız.

Örnek 16.3

12 inçkare kesitli ve 60 ft uzunlukta, betondan yapılma, başlığının hareketi kısıtlanmış bir kazığa 20 k'lık bir kesme yükü uygulanacaktır. Zemin, ϕ' =36^0 ve $\gamma = 120$ lb/ft^3 olan kumdur. Yeraltı suyu 40 ft derinliktedir. Kazık, 28 günlük basınç dayanımı 6000 lb/inç^2 olan betondan yapılmıştır. Kazığın tepesindeki yanal sapmayı ve maksimum momenti hesaplayınız.



Şekil 16.17 Kilde serbest baş şartı için kesme yükü – yanal sapma eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).

Çözüm

Libre ve inç birimleri kullanınız. λ =1,00; R_I=1,70

$$C_{p\phi} = \frac{\phi'}{10} = \frac{36^o}{10} = 3{,}6$$

$$\sigma_p = 2C_{p\phi}\gamma B \tan^2(45 + \phi'/2)$$

$$= (2)(3{,}6)\left(\frac{120\,\text{lb/ft}^3}{(12\,\text{inç/ft}^2)^3}\right)(12\,\text{inç})\tan^2(45 + 36^0/2)$$

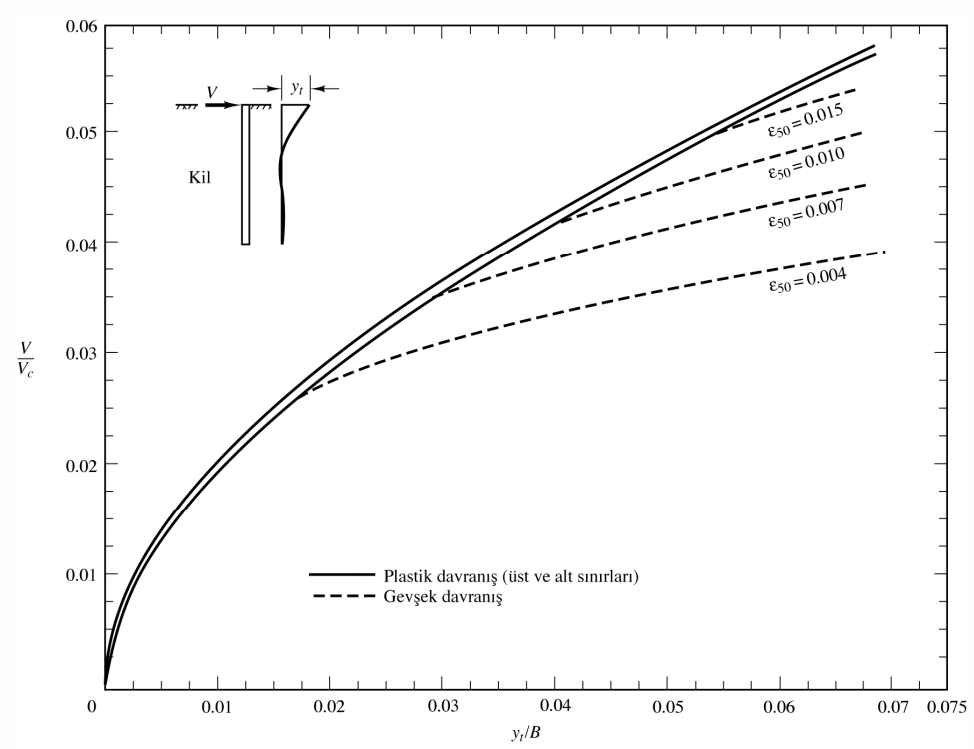
$$= 23{,}1\ \text{lb/inç}^2$$

$$E = 57.000\sqrt{f'_c}$$

$$= 57.000\sqrt{6000}$$

$$= 4.400.000\ \text{lb/inç}^2$$

(16.8) eşitliğini kullanarak:



Şekil 16.18 Kilde hareketi kısıtlanmış baş şartı için kesme yükü – yanal sapma eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).

$$V_c = \lambda B^2 E R_I \left(\frac{\sigma_p}{E R_I}\right)^m (\varepsilon_{50})^n$$

$$= (1{,}00)(12)^2(4.400.000)(1{,}70)\left(\frac{23{,}1}{(4.400.000)(1{,}70)}\right)^{0{,}57}(0{,}002)^{-0{,}22}$$

=3.056.000 lb

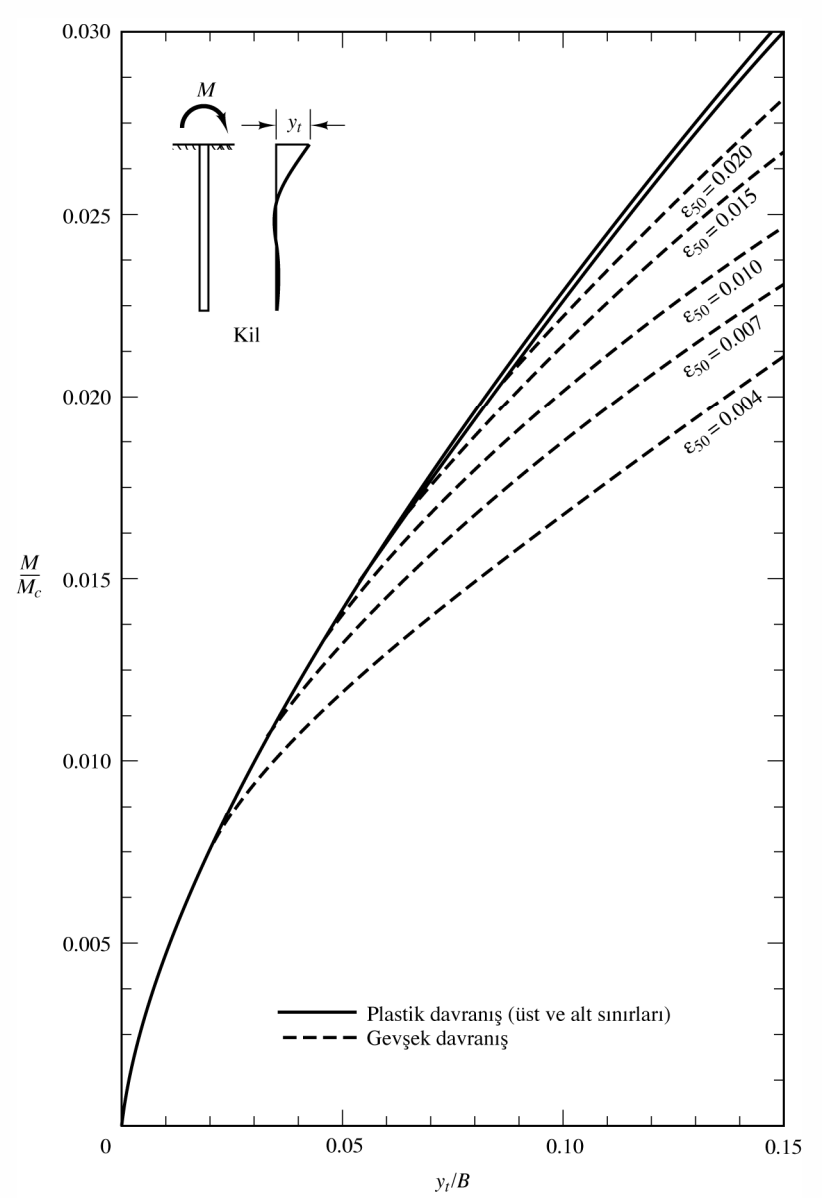
$$V/V_c = 20.000/3.056.000 = 0{,}0065$$

Şekil 16.23'den: $y_t/B = 0{,}0150$

$$y_t = (0{,}0150)(1\,2) = \textbf{0,18 inç} \qquad \Leftarrow \textit{Cevap}$$

(16.9) eşitliğini kullanarak:

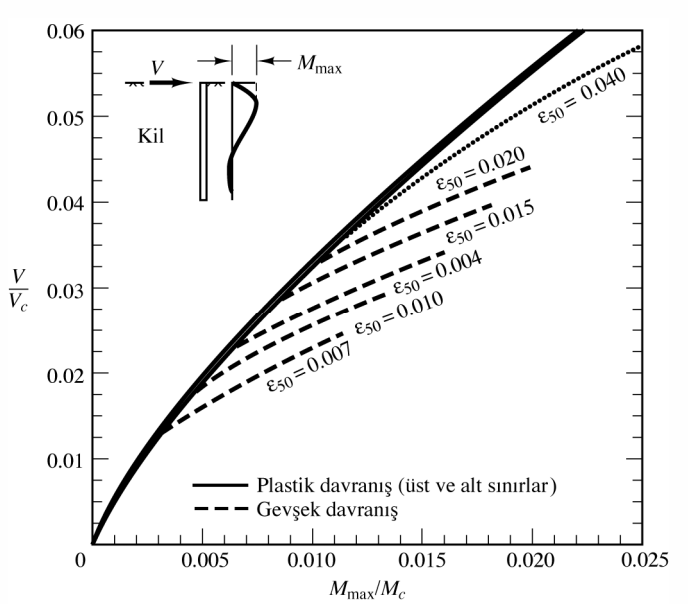
$$M_c = \lambda B^3 E R_I \left(\frac{\sigma_p}{E R_I}\right)^m (\varepsilon_{50})^n$$



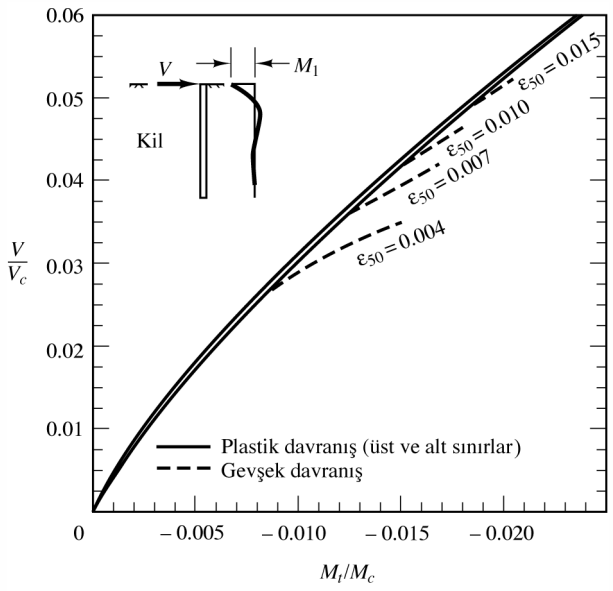
Şekil 16.19 Kilde serbest baş şartı için moment yükü – yanal sapma eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).

$$= (1.00)(12)^3(4{,}400{,}000)(1.70)\left(\frac{23.1}{(4{,}400{,}000)(1.70)}\right)^{0.40}(0.002)^{-0.15}$$

=205,200,000 inç-lb

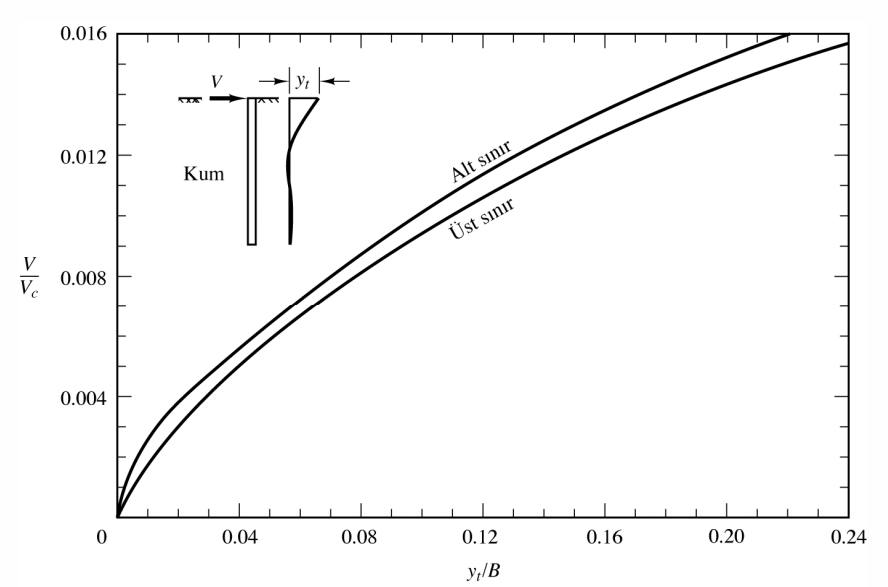


Şekil 16.20 Kilde serbest baş şartı için kesme yükü – minimum moment eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).

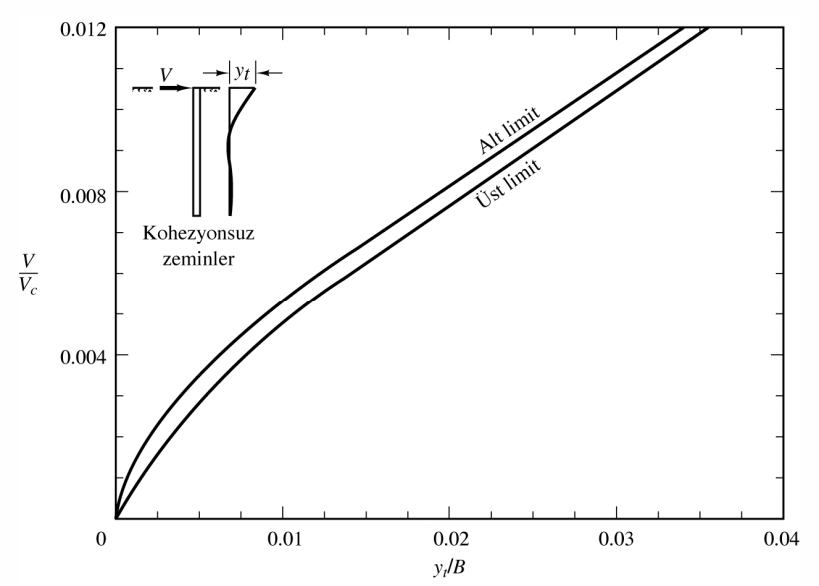


Şekil 16.21 Kilde hareketi kısıtlanmış baş şartı için kesme yükü – maksimum moment eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).

Şekil 16.26'dan: $M_{max}/M_c = 0{,}0041$

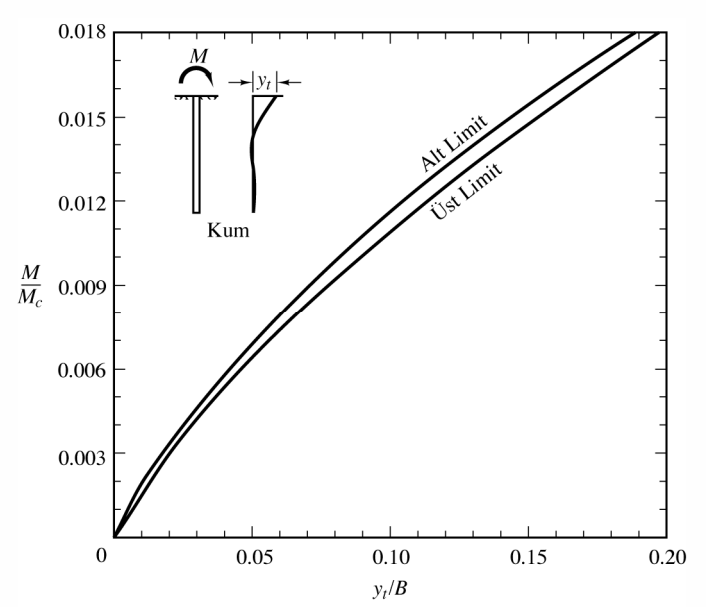


Şekil 16.22 Kumda serbest baş şartı için kesme yükü – yanal sapma eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).

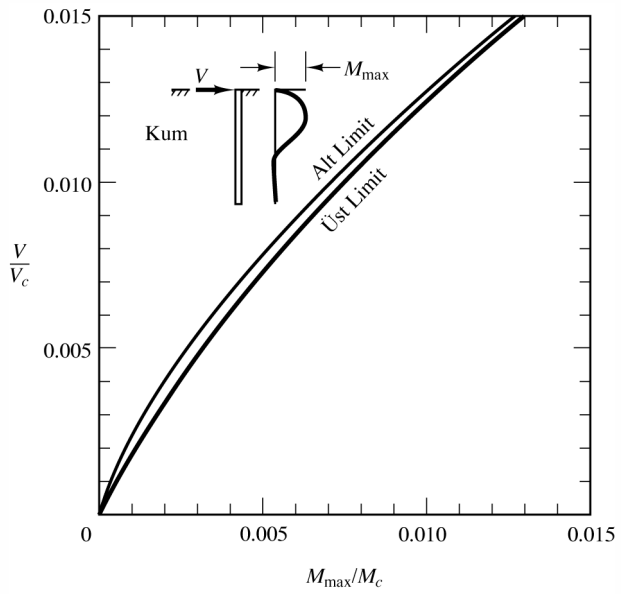


Şekil 16.23 Kumda hareketi kısıtlanmış baş şartı için kesme yükü – yanal sapma eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).

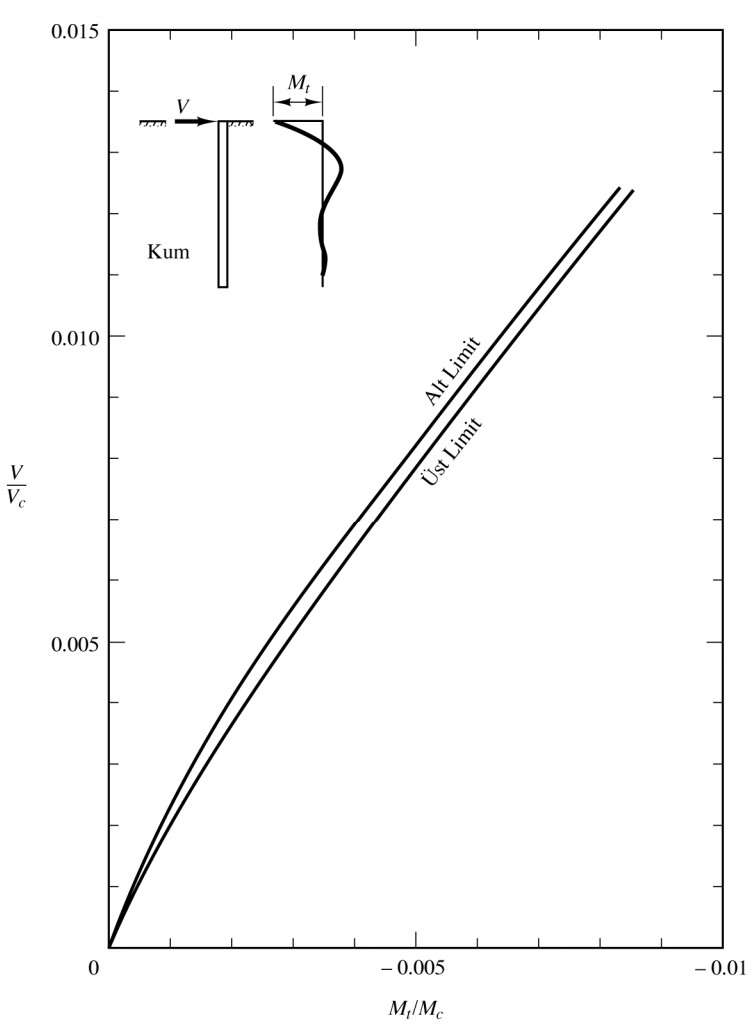
$M_{\max}$ =(0,0041)(205.200.000)=**841.000 inç-lb** ⇐***Cevap***



Şekil 16.24 Kumda serbest baş şartı için moment yükü – yanal sapma eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).



Şekil 16.25 Kumda serbest baş şartı için kesme yükü – maksimum moment eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).



Şekil 16.26 Kumda hareketi kısıtlanmış baş şartı için kesme yükü – maksimum moment eğrileri (Evans ve Duncan, 1982).

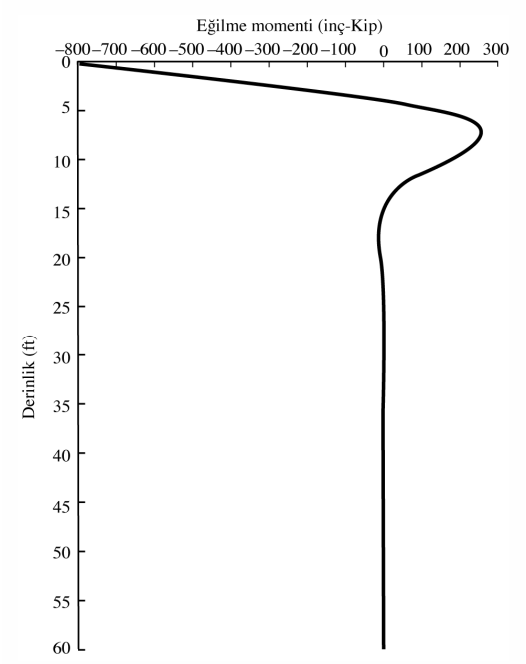
Örnek 16.4

Örnek 16.3'ü *p-y* yöntemini içeren yazılımı kullanarak çözünüz.

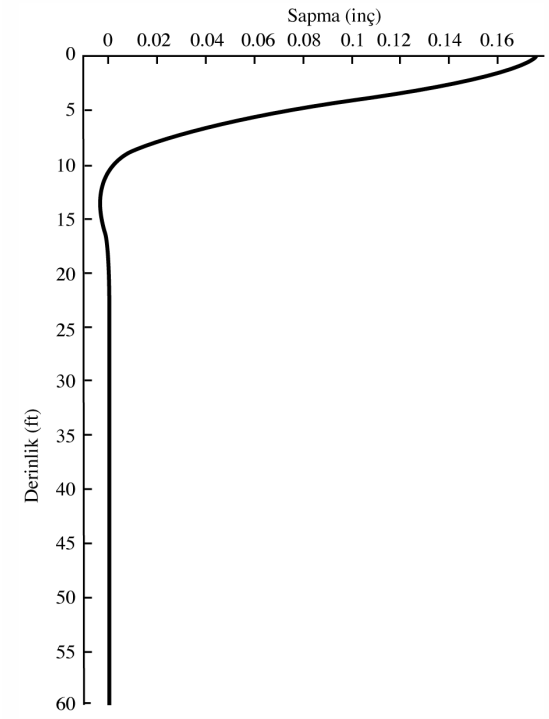
Çözüm

Ticari bir bilgisayar yazılım paketi olan LPILE PLUS 3.0'ü kullanarak, Şekiller 16.27 ve 16.28'deki çizimler elde edilmiştir.

Hesaplanan 0,17 inç sapma ve 790.000 inç-lb maksimum moment, Örnek 16.3'de elde edilen 0,18 inç ve 841.000 inç-lb'ye çok yakındır. Ancak, Evans ve Duncan sadece tepedeki sapma ve maksimum momenti verirken, bilgisayar çözümü moment ve sapmayı derinliğin fonksiyonları olarak sağlar. Bilgisayar yazılımı kesme çizimlerini de verebilir.



Şekil 16.27 Örnek 16.4 için moment diyagramı.



Şekil 16.28 Örnek 16.4 için sapma diyagramı.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

16.6 Yanal olarak yüklenmiş derin temellerin değerlendirilmesinde Evans ve Duncan abakları yerine *p-y* yöntemini içeren bilgisayar programı kullanmanın avantajları nelerdir?

16.7 Çapı 400 mm, et kalınlığı 10 mm ve başlığının hareketi kısıtlanmış bir çelik boru kazığına 30 kN'luk bir kesme kuvveti uygulanacaktır. Kazığın "uzun" olarak değerlendirilebilmesi için, yeterince derine çakılması öngörülmektedir. Zemin, s_u=250 kPA olan gevrek ve sert bir kildir. Evans ve Duncan yöntemini kullanarak, bu kazığın tepesindeki yanal sapmayı ve kazıktaki maksimum momenti hesaplayınız.

16.8 14 inçlik kare şeklinde ve öngerdirmeli "uzun" bir beton kazığa 120 ft-k'lık bir moment uygulanacaktır. Kazığın tepesi serbest baş koşulundadır. Alttaki zemin siltli kum olup, özellikleri de ϕ'=29^o ve γ=119 lb/ft^3 şeklindedir. Kazığın 28 günlük basınç dayanımı 7000 lb/in$^{2'}$dir. Evans ve Duncan yöntemini kullanarak, bu kazığın tepesindeki yanal sapmayı hesaplayınız. Not: bu kazıkta maksimum moment uygulanan momente eşittir.

16.9 Başlığı kısıtlanmış bir HP 13 x 60 kazığı, s_u=3500 lb/ft^2 olan sert plastik kil içine 50 ft gömülmüştür. Bu kazığın baş kısmına, eğilme Y-Y ekseninde gelişecek şekilde bir kesme yükü uygulanacaktır. Evans ve Duncan yöntemini kullanarak, yanal sapmanın 0,5 inçi aşmadığı durumdaki maksimum izin verilebilir kesme yükünü bulunuz.

16.6 GRUP ETKİLERİ

Yanal yüklerin analizi, grup halinde yerleştirilen derin temelleri dikkate aldığımız zaman, karmaşık hale gelmektedir. İki temel soru vardır:

- Uygulanan yükler, gruptaki bireysel temeller arasında nasıl dağıtılır?
- Münferit temelinkine kıyasla grubun nihai kapasitesi ve yük-sapma davranışı nasıldır?

Moment yükleri farklı dağıtılırken, kesme yükleri bir yönde dağıtılır. Bu nedenle, herbir yükleme tipi ayrı ayrı göz önünde bulundurulmalıdır.

Uygulanan Kesme Yüklerine Tepki

Grup davranışını etkileyen biçok faktörden dolayı çoğunlukla kesme yüklerini değerlendirmek zordur (O'Neill, 1983). Bu faktörler aşağıdakileri kapsar:

- Temel elemanlarının sayısı, boyutu, aralığı ve düzenlenmesi
- Zemin tipi
- Tepede birleşme tipi (neyse ki, bir gruptaki temeller hemen hemen daima bir başlık ile birleştirilir; bu yüzden, sadece hareketi kısıtlanmış baş koşulunun dikkate alınması gerekir)
- Başlık ve münferit temeller arasındaki etkileşim
- Başlık ve zemin arasındaki düşey temas kuvveti
- Başlık kenarı ve zemin arasında gelişen yanal direnç
- İçerideki temeller ve ön sıra temelleri için *p-y* eğrileri arasındaki farklar
- Yerleştirme sırası ve yöntemi
- Temellerin inşa edildiği eğim (tasarım çizimleri temelleri tam olarak şakul gösterebilmesine rağmen, gerçekte arzu edilmeyen eğime sahip olacaktır)

Derin temellerdeki kesme yüklerinin değerlendirmeleri açık veya dolaylı olarak *kazık-zemin-kazık* etkileşimini (*PSPI*) dikkate almalıdır (O'Neill, 1983). PSPI oluşur; çünkü, bir kazığın yanal hareketi (veya derin temelin bir başka tipi) kazığın arkasındaki zeminde gerilmenin bir kısmını azaltır. Bu zemin, sırayla, bir sonraki kazığın yanal hareketine daha az direnç sağlar. Bu nedenle, farklı kazıklar farklı *p-y* eğrilerine sahip olabilir. Buna *gölge etki* de denir.

PSPI, temeller çok yakın aralıklı yerleştirildiği zaman çok etkilidir. Bu etkiden dolayı, temellerin ön sırası yükün orantılı payından daha fazlasını taşır. Bazı yük deney verileri bu davranışı doğrulamaktadır (Holloway vd., 1982; Brown vd., 1988; McVay vd., 1995). Net sonuç şudur: bir grubun yanal sapması, grup yükün orantılı payına tabi münferit kazığınkinden daha büyük olacaktır. Geleneksel olarak aralıklı yerleştirilmiş gruplar için, bu oran 2 ile 3 mertebesinde olabilir.

Uygulanan kesme yüklerine grup tepkisini değerlendirmenin bir yolu, PSPI etkilerini yansıtmak amacıyla *p-y* eğrilerini değişkemektir. Bu, aşağıdaki gibi *p-çarpanlarını* uygulayarak yapılabilir (Brown ve Bollman, 1993; Hannigan vd., 1997):

1. Daha önce bu bölümde anlatılan teknikleri kullanarak münferit bir temel için *p-y* eğrisi geliştiriniz.
2. Gruptaki temellerin herbir sırası için *p-y* eğrilerindeki *p* değerlerine aşağıdaki *p*-çarpan faktörlerini uygulayınız:

   Ön sıra: 0,8
   İkinci sıra: 0,4
   Üçüncü ve sonraki sıralar: 0,3

Bu değerler, merkezden-merkeze 3 çap aralığa ve 0,10 ile 0,15 çap yanal sapmalara dayandırılır ve daha büyük aralıklar veya daha küçük sapmalar için muhafazakâr olmalıdır. *p*-çarpanlarının hepsi birden küçük için, bir gruptaki temeller için *p-y* eğrileri, tek bir temel için olanlardan daha kolaydır.

3. 2. adımda geliştirilen düzeltilmiş *p-y* eğrileri ile *p-y* yöntemini kullanarak, herbir sıradaki münferit bir temel için yanal sapma davranışına karşı kesme yükünü belirleyiniz.
4. Gruba uygulanan küçük bir yanal sapmayı (örneğin, 5 mm) dikkate alın ve 3. adımda geliştirilen fonksiyonları kullanarak, gruptaki herbir kazık için karşılık gelen kesme yükünü saptayınız. Gruba etkiyen toplam kesme yükünü bulmak için, bu yükleri toplayınız. Grup için bir kesme yükü-sapma çizimi geliştirmek amacıyla, bu analizi diğer sapma değerleri ile tekrarlayınız.
5. 4. adımda geliştirilen çizimi ve tasarım kesme yükünü kullanarak, yanal sapmayı belirleyiniz. Eğer bu sapma kabul edilebilir değilse, o zaman tasarımı tekrarlayın ve 1. adıma dönün. Yoksa, 6. adımla devam ediniz.
6. 2. adımda geliştirilen *p-y* eğrileri ile bir dizi *p-y* analizleri kullanarak, herbir sıradaki tek bir temel için yanal sapmaya karşı maksimum moment çizimleri geliştiriniz.
7. 4. adımdan çizimi kullanarak, tasarım kesme yüküne tabi iken grubun yanal sapmasını belirleyiniz.
8. 7. adımdan sapmayı ve 5. adımdan çizimi kullanarak, herbir temeldeki maksimum momenti saptayınız.

Normal olarak, aynı yapısal tasarım gruptaki tüm temeller için kullanılır. Bu nedenle, bu tasarım ön sıradaki kesmeler ve momentlere dayandırılmalıdır. Çünkü, bunlar en büyük değerlerdir.

p-çarpan yöntemi, büyük köprüler gibi önemli yapıları taşıyan derin temeller için çok uygundur. Daha küçük yapılar için daha basit fakat daha az kesin bir yöntem kullanılabilir. Bu alternatif yöntem, ön sıradaki herbir temele iki pay ve diğer tüm temellere bir pay verir. O zaman, tüm temeller için yanal yük tasarımı ön sıradakilere etkiyen yüke dayandırılır. Örneğin, 4 kazık grubuna uygulanan 200 kN kesme yükü toplam 20 paya sahiptir ve kazık başına (200/20)(2)=20 k'lık bir tasarım yükü kullanarak değerlendirilecektir.

Tam analiz, gömülü bir kazık başlığının kenarındaki yanal direnci de dikkate alabilir. Bu, (8.8) eşitliğinin ikinci terimini kullanarak hesaplanabilir. (8.8) eşitliğindeki kayma sürtünme bileşeni, (P+W_f) ihmal edilmelidir. Çünkü, başlık tabanı ve altta bulunan zemin arasındaki herhangi bir normal kuvvete güvenemeyiz.

Uygulanan Moment Yüklerine Tepki

Bir derin temeller grubuna moment yükü uygulandığı zaman, kazık başlığı Şekil 16.29'da gösterildiği gibi bir kiriş gibi davranır. Derin temeller, gösterildiği gibi, yukarı ve aşağı doğru tepkiler ile karşılık verir. Bu tepkileri hesaplamak için, temeller ve başlık arasında mafsal bağlantılar olduğunu ve herbir temeldeki tepkinin, başlığın merkez çizgisinden kendi mesafesi ile orantılı olduğunu varsayalım. Böylece:

$$M_g=\Sigma P_i r_i \tag{16.15}$$

$$P_i=P_{\max}(r_i / r_{\max}) \tag{16.16}$$

Burada:

M_g=kazık grubuna uygulanan moment
P_i=i kazığında uygulanan momentten ileri gelen eksenel tepki kuvveti
r_i=başlığın orta çizgisinden i kazığına olan mesafe
P_{max}=orta çizgiden en uzaktaki kazıklardan birinde eksenel tepki kuvveti
r_{max}=başlığın orta çizgisinden en uzak kazığa olan mesafedir.

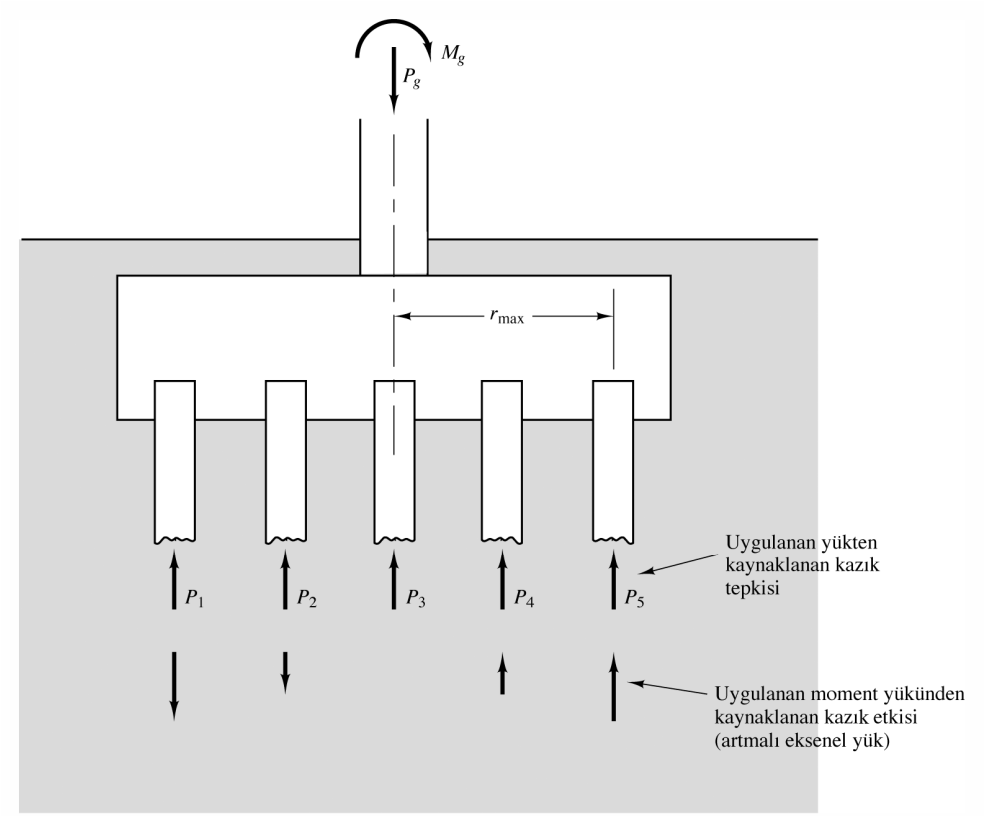
Bu reaksiyon kuvvetleri sonra toplanır veya uygulanan aşağı doğru yük nedeniyle oluşan reaksiyonlardan çıkarılır.

Uygulanan moment yüklerine maruz kalan kazık başlıkları çok az dönme tecrübe eder ve bu nedenle temellerde önemli momentlere neden olmazlar. Başka bir deyişle, eğer yapı başlığa yalnızca aşağı doğru ve moment yükleri uygularsa (yani, uygulanan kesme yükü sıfır), o zaman temeller sadece eksenel yüklere maruz kalır.

Eğer başlığa normal, kesme ve moment yükleri uygulanırsa, o zaman herbiri ayrı ayrı değerlendirilebilir ve meydana gelen gerilmeler çakıştırma kullanarak toplanır.

16.7 YANAL KAPASİTENİN İYİLEŞTİRİLMESİ

Eğer derin bir temelin hesaplanan yanal direnci tatminkar değilse, daha önce anlatılan faktörleri (yani; çap, atalet momenti, guruptaki temellerin sayısı, guruptaki temellerin aralığı, vb.) ayarlayarak direnci geliştirebiliriz. Şekil 16.30'da gösterilenler gibi, diğer yöntemler de kullanılabilir (Broms, 1972).



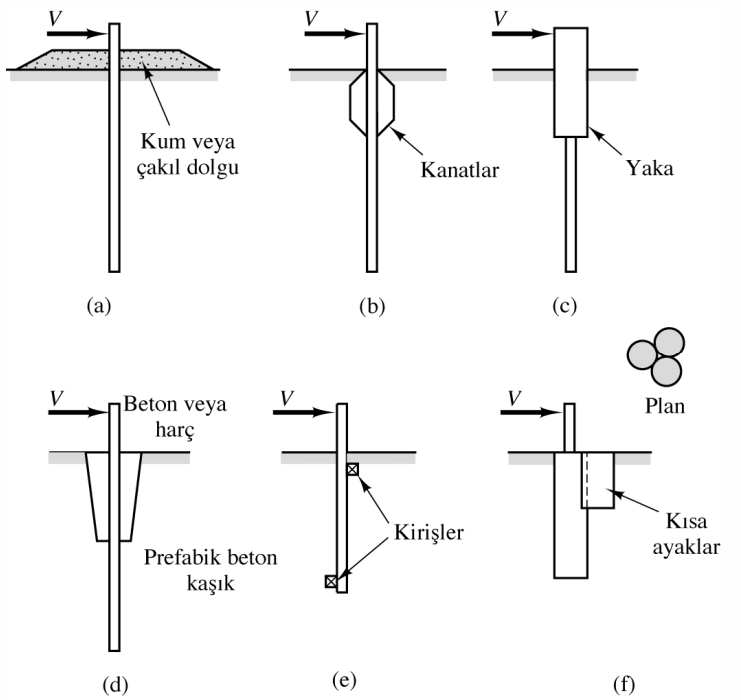
Şekil 16.29 Moment yüklerine maruz kalan bir grup derin temelde ilave eksenel yükler.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. *Yanal yük* temel eksenine dik olarak etkiyen herhangi bir yüktür. Bu nedenle, kesme ve moment yükleri yanal yüklerdir. Ancak, eksenel basınç veya çekme ya da burulma yükleri böyle değildir.
2. Yirminci yüzyılın ortasına kadar, mühendisler derin temellerin yalnızca eksenel yüklere direnebileceğini varsaymıştır. Bu nedenle, yatay yüklere direnmek için eğik kazıklar kullanılmıştır. Son zamanlarda bu varsayım yeniden göz önünde bulundurulmuş olup, şimdi hem eksenel hem de yanal kapasitelere güvenilmektedir.
3. Tasarımda yanal kapasitelerin kullanımı genellikle inşa açısından daha ekonomik, sismik yüklere direnmede daha etkin ve büyük olasılıkla daha güvenilir temeller üretir.
4. Yanal olarak yüklenmiş derin temellerin analizi, yapısal ve geoteknik yönleri eşzamanlı olarak göz ününde bulundurmayı gerektiren, bir zemin-yapı etkileşimi problemidir.

5. Mühendisler yanal yük analizleri yürütürken temelin tepesinde çoğunlukla *serbest baş*, *hareketi kısıtlanmış baş* veya *saf moment* koşulu şeklindeki sınır koşullarının birini varsayar.
6. Yanal yük kapasitesi, tam ölçekli yükleme deneyleri, model yük deneyleri, rijit analizler, sabitlik derinliği analizleri, rijit olmayan zemin-yapı etkileşim analizleri kullanarak değerlendirilebilir. Yükleme deneyleri bazan büyük projelerde kullanılır ve rijit analizler bazı hafif yüklü temeller için kullanılabilir. Fakat, çoğu yanal yük problemleri, rijit olmayan zemin-yapı etkileşimi analiz tipi olan *p-y* yöntemini kullanarak analiz edilir.
7. *p-y* yöntemi temele etkiyen yanal zemin basıncını tanımlamada *p-y* eğrilerini ve sapmaları, kesmeleri ve momentleri hesaplamak için sonlu farklar analizini kullanır. Tasarım *p-y* eğrileri, tam ölçekli yanal yük deneylerinden elde edilen ampirik verilere dayandırılır.
8. Evans ve Duncan, *p-y* yöntemi analizlerine dayandırılan grafik çözümler geliştirmiştir. Bu grafikler, bir bilgisayar çözümü kadar esnek değildir. Fakat, bilgisayar mevcut olmadığı zaman veya bir bilgisayar çıktısını kontrol etmek için yaralıdırlar.
9. Yanal yüklere maruz kalan kazık grupların davranışı sadece kısmen anlaşılmıştır. Tipik kazık aralıkları ile (yani, merkezde yaklaşık 3 çap), yanal sapmalar, uygulanan yükün orantılı payına maruz kalan tek bir kazığınkinden daha büyük olacaktır.



Şekil 16.30 Bir derin temelde yanal direnci arttırma yöntemleri (Broms, 1972'den).

Sözlük

Eğik kazık	*p-y* eğrisi	Serbest-baş koşulu
Gölge etki	*p-y* yöntemi	Sünek zemin tepkisi
Kazık-zemin-kazık etkileşimi	Rijit analiz	Tam-ölçekli yük deneyi
Kırılgan zemin tepkisi	Rijit olmayan analiz	Yanal yük
Kısıtlanmış baş koşulu	Sabitleyici derinlik analizi	Zemin-yapı etkileşimi
Model yük deneyi	Saf moment koşulu	

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

16.10 Aşağıdaki yötemlerden birinin elverişli olduğu durumda tasarım için iki örnek veriniz:
- **a.** International Building Code'da sunulduğu şekliyle rijit analizler [(16.5)-(16.7) eşitlikleri].
- **b.** Uygun bilgisayar programı kullanarak *p – y* yöntemi analizleri.
- **c.** Tam ölçekli yanal yük deneyleri.

16.11 Tam ölçekli bir yanal yükleme deneyinden *p – y* eğrilerinin geri hesaplama ile nasıl elde edileceğini ve diğer derin temel tasarımlarında bu eğrilerin nasıl kullanılacağını açıklayınız.

16.12 75 ft uzunluğunda, kısıtlanmış başlı bir H kazığı, sapma 0,40 inç'den fazla olmamak üzere 36 k'lık bir kesme yüküne maruz kalacaktır. Siltli kumdan oluşan zeminin mühendislik özellikleri c'=0, ϕ'=34°, γ=127 lb/ft^3 şeklinde ve su tablası yüzeyden çok derindedir. Evans ve Duncan yöntemini kullanarak, gerekli H kazığı kesitini (bkz. Tablo 12.1) bulunuz. Eğilmenin Y-Y ekseninde geliştiğini varsayınız.

16.13 Problem 16.12'de tanımlanan H kazığı ayrıca 50 k'lık bir eksenel yük taşımaktadır. Evans ve Duncan yöntemini ve Bölüm 12'de tanımlanan teknikleri kullanarak, kazıktaki gerilmelerin kabul edilebilir olup olmadığını bulunuz. Kazık, A36 çeliğinden yapılmış olup, çakma şartları sadece orta derecede uygundur.

16.14 50 ft uzunluğunda ve kısıtlanmış başlı bir çelik boru kazığa 100 k'lık bir aşağı doğru yükleme ve 20 k'lık kesme yüklemesi uygulanacaktır. Bu kazık, içinde zaman zaman büyük bloklar da içeren iyi derecelenmiş bir çakıl zemine çakılacaktır. Zeminin mühendislik özellikleri c'=0, ϕ'=34°, γ=127 lb/ft^3 şeklinde ve su tablası yüzeyden 30 ft derindedir. Kazık, A36 çeliğinden yapılmış olup, maksimum izin verilebilir yanal sapması 0,75 inç'tir. Evans ve Duncan yöntemini kullanarak, Tablo 12.2'den bu sapma kriterini ve Bölüm 12'de tanımlanan izin verilebilir gerilme kriterlerini sağlayan bir standart kazık kesiti seçiniz.

17

Derin Temeller - Tasarım

Eğer bulunabilirse, o işlerin temelleri sağlam bir yerden ve sağlam bir tabana kazılsın. Fakat, eğer sağlam bir temel bulunamazsa ve yer aşağı doğru gevşek toprak veya bataklık ise, o zaman kazılacak ve temizlenecek ve kızıl ağaç veya zeytin ağacı veya hafifçe yakılmış meşe ağacı kazıkları ile yeniden yapılacaktır ve kazıklar makineler ile bir arada yakın çakılacaktır ve aralarındaki boşluklar odun kömürü ile doldurulacaktır...en ağır temeller bile böyle bir tabana yerleştirilebilir.

Marcus Vitruvius, Roma'lı Mimar ve Mühendis
M.Ö.1'inci yüzyıl
(Morgan tarafından tercüme edildiği gibi, 1914)

11.–16. Bölümlerde derin temel tasarımının çeşitli yapısal, geoteknik ve yapım yönleri ele alınmıştır. Bu bölüm, bu bilginin nasıl birleştirilmesi gerektiğini göstermekte ve kapsamlı bir tasarım geliştirmektedir.

Derin temelleri tasarlama ve inşa etme yöntemi, kirişler ve kolonlar gibi diğer yapısal elemanlar için kullanılanlardan farklıdır. Çünkü, nihai tasarım yapım esnasında karşılaşılan zemin koşullarına bağlıdır. Sonuç olarak, proje çizimleri üzerindeki tasarım kesin değildir ve genellikle inşaat esnasında değişir. Örneğin, bu planlar belirli bir kazığın zemine 15 m gömüleceğini belirtebilir. Fakat, zemin koşulları beklenenden daha sert veya daha yumuşak olabilir ve bu nedenle farklı 'inşa edilmiş' kazık uzunluğu gerektirebilir. Derin temel yapımında bu gibi değişmeler yaygın, hatta alışılagelmiştir.

Ayrıca, derin temel tasarımı geoteknik, yapı ve yapım mühendisleri arasında sıkı işbirliği gerektirir. Bu grupların herbiri katkıda bulunacak deneyime sahiptir. Fakat, hiçbiri diğerlerinden bağımsız çalışamaz.

17.1 SERVİS YÜKLERİ VE İZİN VERİLEBİLİR DEFORMASYONLAR

Tasarım işlemi servis yüklerini tanımlamakla başlar. Bunlar, yapının temele verdiği yükler olup, Bölüm 2'de anlatılan teknikleri kullanarak belirlenirler. Aşağı doğru, yukarı kaldırma, moment ve/veya kesme yükleri içerebilirler ve hem faktörsüz yükler olarak (yani, Denklemler 2.1, 2.2, 2.3a, ve 2.4a'nın en büyüğü) ve hem de ACI faktörlü yükler olarak (yani, Denklemler 2.7 - 2.17'nin en büyüğü) ifade edilmelidirler.

Bu, Bölüm 2.3'de anlatılan teknikleri kullanarak veya bazı diğer uygun analizler ile değerlendirilebilen izin verilebilir toplam ve farklı oturmaları da belirleme zamanıdır. Eğer yanal yükler mevcutsa, izin verilebilir yanal sapma da tanımlanmalıdır. Binalar, köprüler ve diğer benzer yapılar tipik olarak temelde 5 ile 20 mm yanal sapmadan daha fazlasına izin veremez.

Bu işler açıkça münferit temelleri tasarlamak için sonuçları kullanacak yapı mühendisinin alanı içindedir. Ayrıca, yapı mühendisi izin verilebilir oturmaları ve yanal sapmaları ve tasarım yüklerinin dağılımını, yeraltı tanımlama programına rehberlik etmek ve geoteknik tasarım parametreleri geliştirmek için, bu bilgiyi kullanacak geoteknik mühendisine aktarmalıdır.

17.2 YERALTININ TANIMLANMASI

Bir sonraki adım, geoteknik mühendisinin Bölüm 4'de anlatılan teknikleri, sahadaki yeraltı koşullarını tanımlamada kullanmasıdır. Derin temeller genellikle daha ağır yükleri ve çoğunlukla daha önemli yapıları taşıdığı için, yeraltı araştırma programı genellikle yüzeysel temeller için yapılanlardan daha yoğundur. Araştırma sondajlarının en az bir kısmı, önerilen temellerin uç kotundan oldukça aşağı uzanmalıdır. Bu nedenle, geoteknik mühendisi sondajlardan daha da önce temel derinlikleri hakkında en azından bir fikre sahip olmalıdır.

Eksenel ve yanal yük kapasitelerini hesaplama ve çakılabilirlik için gerekli zemin ve kaya parametrelerini sağlama yanında, yeraltı araştırma programı da uygun derin temel tipi seçimi için gerekli bilginin çoğunu sağlar.

Eğer mümkünse, yeraltı araştırma programı civarda daha önce inşa edilmiş derin temeller ve meydana gelebilmiş tüm inşa güçlüklerinin özelliği hakkında da araştırma içermelidir. Örneğin, sığ derinliklerde refüye ulaşan kazık temellerin raporları, özellikle, eğer gerekli yukarı kaldırma kapasitesine ulaşmak için, minimum gömülme derinlikleri gerekli ise, endişe nedeni olabilir. Bu bilgi, geoteknik mühendisinin kişisel tecrübesinden veya o alanda çalışan diğer mühendisler veya müteahhitler ile görüşme yaparak elde edilebilir.

17.3 TEMEL TİPİ

Bundan sonra, geoteknik mühendisi derin bir temelin gerçekten gerekli olup olmadığına karar vermelidir. Bu, çok büyük sonuçları ile önemli bir karardır ve bu nedenle hafife alınmamalıdır. Bazan büyük yapılar bile radye gibi diğer temel tipi üzerinde güvenli olarak taşınabilir. Seçenek olarak, Altbölüm 18.4'de anlatılan teknikleri kullanarak zemin koşullarını iyileştirmek uygun olabilir. Bu şekilde, bir yüzeysel temel tipi kullanarak yapıyı taşıyabilirler.

Eğer derin temeller çok uygun gibi görünüyorsa, mühendis o zaman hangi tipi (kazıklar, delgili şaftlar) kullanacağına karar vermelidir. Bölüm 11'de derin temellerin çeşitli tipleri ele alınmış ve avantaj ile dezavantajları anlatılmıştır. Bir tip bazan belirli bir uygulama için en iyi seçimdir. Fakat, daha çok hepsinin uygun olabileceği birçok potansiyel tasarım vardır. Bu durumda nihai seçim aşağıdakiler de dahil olmak üzere birçok faktöre bağlıdır:

- *Tasarım Yükleri* – Büyük köprüler veya büyük binalar gibi ağır yüklü yapılar daha hafif yüklü olanlardan farklı temel tipleri gerektirir. Ayrıca, yük tipi (basınç, yukarı kaldırma, kesme, moment) seçimi de etkiler.
- *Yeraltı Koşulları* – Altında sağlam zemin ve kaya bulunan alanlar, zayıf zemin koşullu olanlardan daha farklı temeller gerektirir.
- *İnşa edilebilirlik* – Temel, makul yapım yöntemleri ve ekipmanı kullanarak inşa edilebilir olmalıdır. Örneğin, kazıklar veya kesonlar büyük bir nehir üzerine inşa edilen köprünün orta ayağını taşımak için planlanan temeller için büyük olasılıkla en

iyi seçim olacaktır. Her iki tip bir sandaldan inşa edilebilir. Ancak, delgili şaft temellerin bu gibi bir alanda inşa edilmesi hemen hemen imkansız olacaktır.

- *Güvenilebilirlik* – İnşa edilmiş temellerin uygulanan yükleri güvenilir biçimde taşıyabilmesi gerekmektedir. Belirli temel tipleri, belirli sahalarda iyi tercih olmayabilir. Çünkü, yeraltı koşulları güvenilir temellerin inşasına olanak sağlayamayabilir.
- *Maliyet* – Yapım maliyeti, diğer gereksinimler ile oranlı olarak minimumda tutulmalıdır.
- *Malzemelerin, ekipmanın ve uzmanın bulunabilirliği* – Hem kazıklar hem de delgili şaftlar, bu temelleri inşa edebilen çok sayıda müteahhitler nedeniyle çok uzak yerlerden başka tüm yerlerde uygulanabilir tercihlerdir. Bununla birlikte, diğer tiplerin bazıları belirli alanlarda kolay bulunamayabilir. Örneğin, burgu ile dökme kazıklar güneydoğu A.B.D.'nde çok yaygın olarak kullanılır ve nitelikli müteahhitlerin bulunabilirliği hakkında endişe olmaksızın açıkça belirtilebilir. Ancak, bu tip California'da nadiren kullanılır. Bu nedenle, uygun ekipmanın ve uzmanın büyük olasılıkla çok uzaktan getirilmesi gerekecektir ve bu nedenle daha pahalı olacaktır.
- *Yerel tecrübe ve emsal* – Çoğu projeler, benzer temel gereksinimleri ile diğer yapılara yakındır. Geçmiş projelerde başarılı olmuş yöntemler genellikle denenmemiş yöntemlere tercih edilir.

Bu iş öncelikle geoteknik mühendisinin alanı içinde olmasına rağmen, yapı mühendisi ile işbirliği içinde yapılmalıdır. Bazı durumlarda, bir müteahhit ile işbirliği yapmak da uygundur.

17.4 YANAL YÜK KAPASİTESİ

Derin temeller çok narin yapısal elemanlardır ve bu nedenle yanal yükleri eksenel yükler kadar etkin olarak aktarırlar. Yanal yükler var olduğu zaman genellikle gerekli temel çapını zorlarlar. Bu nedenle, yanal yük kapasitesini ele alarak tasarım işlemine başlamak genellikle etkili bir yoldur.

En büyük tasarım yanal yüklü kolonu dikkate alarak ve bu yükü taşımak için gerekli temellerin sayısı ve boyutunu tahmin ederek başlayınız. Örneğin, tasarım mühendisi, dokuz adet 16 inç çaplı çelik boru kazık grubunun gerekli olacağını hesaplayabilir. Bu ön tasarım aslında mühendislik yargısına dayandırılır ve tasarım işlemi için bir başlangıç noktası olarak görev yapar. Eğer bir temeller grubu dikkate alınırsa, tasarım yükleri Altbölüm 16.6'da tartışıldığı gibi, münferit temellere dağıtılmalıdır. Sonra, analiz işlemi ön sıradaki tek bir temeli inceleyerek devam etmelidir.

Yanal yük kapasite analizi genellikle, Bölüm 16'da anlatıldığı gibi, *p-y* yöntemi kullanarak yapılır ve temellerin tabanda sabitlenmiş olarak dikkate alınacağı yeterli bir derinliğe gömüldüğü varsayılmalıdır. Ahşap kazıklar gibi nispeten esnek temeller için, bu en az 20 çap bir derinliğe karşılık gelir. Çelik ve betondan yapılanlar gibi, nispeten rijit temeller için, derinlik en az 35 çap olmalıdır. Gerçek tasarım derinlikleri daha sonra belirlenecektir.

Çelik boru kazıklar durumunda analizin amacı, Bölüm 16'da tartışıldığı gibi, dayanım ve hizmet edebilirlik gereksinimlerini karşılamak amacıyla gerekli et kalınlığını belirlemektir. Bu analiz sonuçlarına dayanarak, ön tasarımın değişkenmesi gerekebilir. Örneğin, eğer gerekli et kalınlığı çok fazla ise, mühendis daha büyük çaplı kazıklar veya grup başına daha

fazla kazıklar kullanmayı seçebilir. Diğer temel tiplerinde ayarlanabilen farklı parametreler söz konusudur.

Büyük köprüler gibi nispeten birkaç temelli büyük yapılarda, mühendis geri kalan temeller için bu tasarım işlemini tekrarlar. Böylece, herbiri için geleneksel bir tasarım geliştirir. Ancak, çoğu binalar gibi daha çok temelli yapılarda, daha sonra geri kalan temelleri tasarlamak için kullanılabilen Şekil 17.1'de gösterilenler gibi, genellikle yanal yük tasarım grafikleri geliştirmek daha uygundur. Bu garfikler çeşitli tasarım seçeneklerini değerlendirmeyi kolaylaştırır ve böylece tasarım işlemini basitleştirir. Tipik olarak, geoteknik mühendisi bu grafikleri geliştirir; daha sonra yapı mühendisi onları özel temelleri tasarlamada kullanır.

Örnek 17.1

Şekil 17.1'deki tasarım grafikleri belirli bir sahada çelik boru kazıklar için geliştirilmiştir. Bu sahada önerilen kolonların biri aşağı doğru 1300 k'lık bir yük ve 110 k'lık bir kesme yükü verecektir. İzin verilebilir yanal sapma 0,5 inç'tir. Üstteki zeminlerin izin verilebilir eşdeğer pasif sıvı yoğunluğu 300 lb/ft^3'dür. Çapları ve et kalınlığı ile beraber kazıkların gerekli sayısını belirleyiniz.

Çözüm

3x3 grupta düzenlenmiş ve bir beton kazık başlığı ile birleştirilmiş dokuz 16-inç'lik kazıklar grubunu deneyiniz. Eğer bu kazıklar merkezden merkeze 3 çap dizilirse, başlık yaklaşık 12 ft geniş ve 3 ft derin olacaktır. Bu nedenle, kazık başlığının kenarına etkiyen yanal direnç şöyle olacaktır:

$$V_{fa} = 0{,}5\lambda_a BD^2 = (0{,}5)(300)(12)(3)^3 = 16.200 \text{ lb}$$

Bu nedenle, kazıklar 110–16=94 k'lık bir kesme yüküne direnmelidir. Bölüm 16.6'da tartışıldığı gibi, kesme yüklerini dağıtmanın basitleştirilmiş başka bir yöntemi kullanıldığında, 12 pay söz konusudur ve ön sıradaki kazıkların birine etkiyen kesme yükü (94/12)(2)=16 k'dır. Aşağı doğru yük düzgün dağıtılır ve 1300/9=144 k/kazık olur.

PP16 X 0.75 kazıklarını deneyiniz (A=35,93 inç^2)

$$f_a = \frac{P}{A} = \frac{144.000 \text{ lb}}{35{,}93 \text{ inç}^2} = 4008 \text{ lb/inç}^2$$

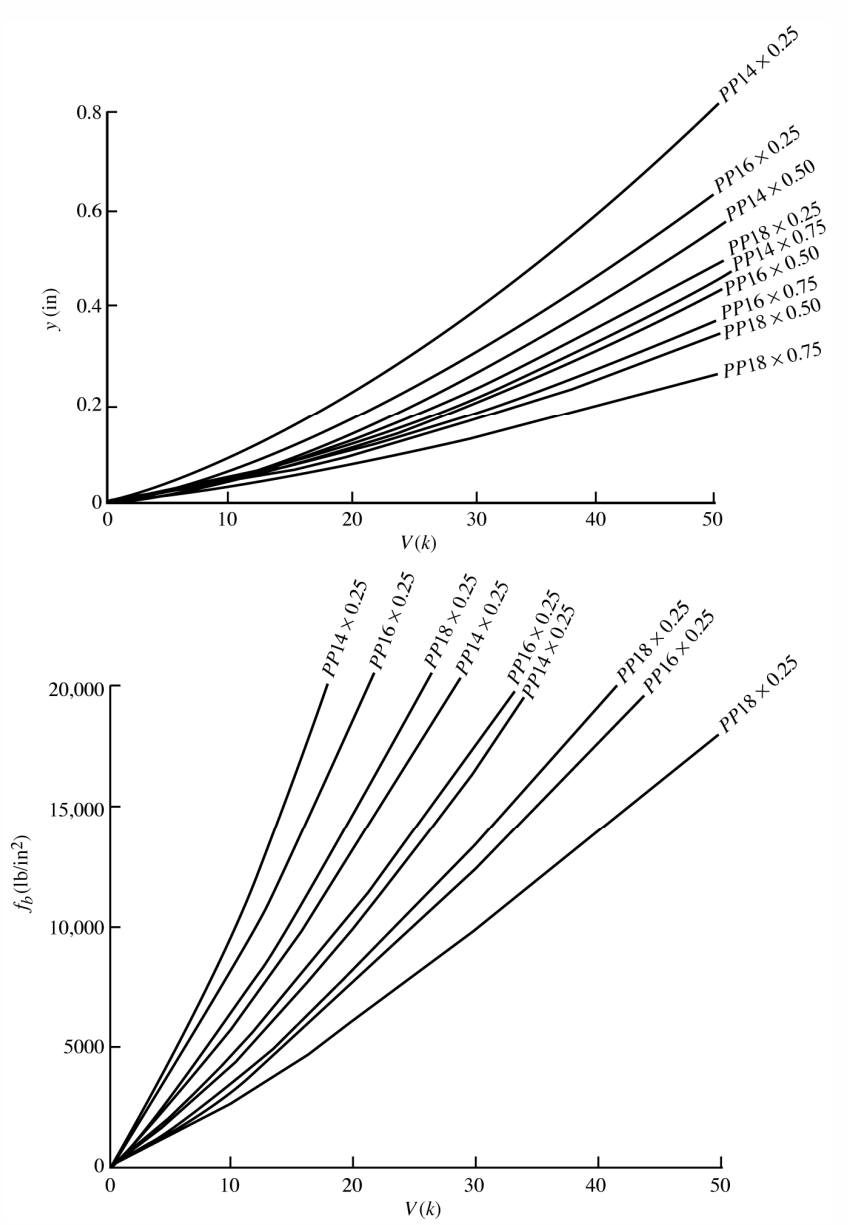
$F_a = F_b = 0{,}35 F_y = 12{,}600$ lb/inç^2 olan A36 çeliği kullanıldığında, maksimum izin verilebilir f_b'yi hesaplamada (12.5) eşitliğinden yararlanılabilir:

$$\frac{f_a}{F_a} + \frac{f_b}{F_b} \le 1 \rightarrow \frac{4008}{12.600} + \frac{f_b}{12.600} \le 1 \rightarrow f_b \le 8592 \text{ lb/inç}^2$$

Şekil 17.1'e göre, bu sahada PP16X0.75 kazığı üzerindeki 16 k'lık bir kesme yükü f_b=6000 lb/inç^2 ve sadece 0,08 inç yanal bir sapma üretecektir. Daha ileri denemeler PP16X0.75 kazığının aşırı gerilmeye maruz kaldığını gösterecektir.

Bu nedenle, **dokuz adet PP 16 X 0.75 kazığı kullanınız** ⇐***Cevap***

Bu tasarım, Bölüm 16.6'da anlatılan *p*-çarpan yöntemini kullanarak daha da rafine edilebilir.



Şekil 17.1 Belirli bir sahada izin verilebilir yanal yük kapasitesini temsil etmek için tipik format. Bu eğriler kesme yüklerine maruz kalan kısıtlanmış başlı çelik boru kazıklar için geliştirilmiştir. Başka şartlarda diğer çeşit eğriler daha uygun olabilir. Not: Bu grafik, *p–y* analizi yapan bilgisayar programı yardımıyla geliştirilmiş olup belirli zemin şartlarına dayalıdır. Tüm sahalarda kullanılacak türden bir grafik değildir.

17.5 EKSENEL YÜK KAPASİTESİ

Tasarım işleminde bir sonraki adım, geoteknik eksenel yük kapasitesini değerlendirmektir. Amaç, derin temellerin gerekli sayısını ve gömülme derinliğini belirlemektir.

Yapım Öncesi Tam Ölçekli Statik Yük Deneyleri

Derin temelleri tasarlamanın en güvenilir yöntemi, Bölüm 13'de tartışıldığı gibi önerilen yapının sahasında bir veya daha fazla tam ölçekli statik yük deneyleri kullanmaktır. İdeal olarak, bu deneyler tasarım aşamasında yürütülmelidir. Böylece, bu sonuçlar, sözleşme yapılmış çizimler üzerinde gösterilen tasarımı geliştirmek için kullanılabilir. Bu yöntem, en düşük yapım maliyetine ve inşa esnasında en az sayıda değişikliklere sahip bir tasarım üretmelidir.

Ne yazık ki, inşaat öncesi yük deneyleri çok pahalıdır. Çünkü, inşa ekipmanının fazladan bir araya getirilmesini ve dağıtılmasını gerektirirler. Tipik olarak, bu gibi deneyler özel bir inşaat sözleşmesi de gerektirirler. Çünkü, imal temeller yerleştirilmeden aylar önce yapılırlar. Sonuç olarak, inşaat öncesi yük deneyleri, Altbölüm 13.7'de tartışıldığı gibi, büyük olasılıkla sadece pahalı temel sistemli büyük projelerde ekonomiktir. Daha küçük projelerde inşaat öncesi yük deneylerini yürütmenin maliyeti genellikle deneyden elde edilen yararı aşar. Bir başka deyişle, daha muhafazakâr tasarımlara neden olmalarına rağmen, daha küçük projelerde diğer tasarım yöntemlerini kullanmak daha az pahalı olabilir.

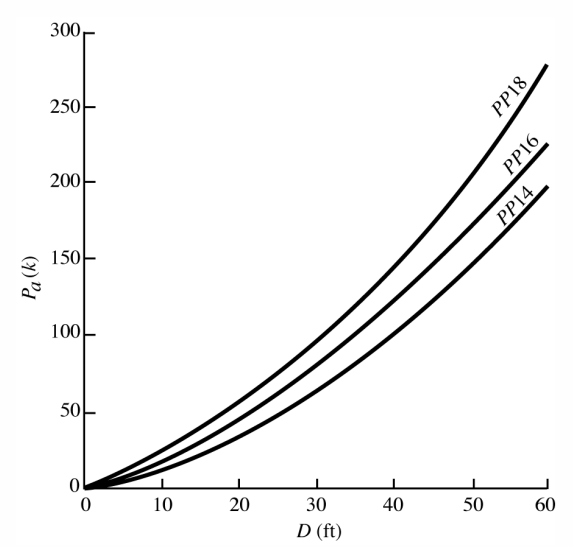
Yüksek kapasiteli temellerde statnamic deneyler veya Osterberg deneyleri genellikle, geleneksel statik yük deneylerinden daha ekonomiktir. Başka bir seçenek, inşaat öncesi örnek belirteç kazıklar çakmak, bir kazık çakma analizörü kullanarak onları izlemek ve bir CAPWAP analizi yapmaktır. Tüm bu yöntemlerin üçü genellikle, özellikle birçok temel inşa edilmesi gerektiği zaman ekonomiktir ve zamandan tasarruf sağlayabilir.

Analitik Yöntemler

İnşaat öncesi bir yük deneyinin yapılıp yapılmadığını dikkate almaksızın, geoteknik mühendisi hemen hemen daima Bölüm 14'de anlatılan analitik yöntemleri kullanarak temel tasarımları geliştirir. Bu yöntemler kolayca çeşitli çap ve uzunlukları dikkate alabilir ve böylece çok çeşitli temelleri tasarlamak amacıyla kullanılabilir. Eğer yük deney verisi mevcutsa, analitik yöntemleri kalibre etmede kullanılabilir. Böylece, daha düşük bir emniyet faktörlü bir tasarım yapılır. Daha büyük belirsizliği yansıtacak yüksek emniyet faktörü hariç, eğer yük deneyi verisi mevcut değilse, bu analiz hemen hemen aynıdır.

Bu analiz sonuçları, Şekil 17.2'deki gibi tipik bir tasarım grafiği gibi verilir. Bu gibi grafikler yanal yük kapasitesi analiz sonuçları ile uyumlu temel çapları dizisini ve tasarım yükleri ile uyumlu uzunluklar dizisini hesaba katmalıdır. Tipik olarak, geoteknik mühendisi bu grafiği geliştirir, sonra da yapı mühendisi münferit temelleri tasarlamak için onu kullanır.

Eğer oturma bir sorun ise, bu safhada o da ele alınmalıdır. Oturma analizleri, Altbölüm 14.7'de anlatılan teknikleri kullanarak yapılabilir. Eğer gerekli ise, oturma kriterlerini karşılamak amacıyla tasarım grafiği değişkenebilir.



Şekil 17.2 İzin verilebilir aşağı doğru eksenel yük kapasiteleri için tipik tasarım grafiği. Bu grafik özel bir zemin profili kullanılarak geliştirilmiş olup, sadece o zemin profiline uygulanabilir. Diğer sahaların tamamında kullanılabilecek türden bir grafik değildir. İzin verilebilir kaldırma kapasitesi ayrı bir tasarım grafiği olarak sunulabilir veya aşağı doğru kapasitenin yüzdesi olarak ifade edilebilir.

Örnek 17.2

Şekil 17.2'deki eksenel yük kapasitesi tasarım grafiği, Örnek 17.1'de tanımlanan saha için geliştirilmiştir. Bu grafiği kullanarak, tasarım gömülme derinliğini bulunuz.

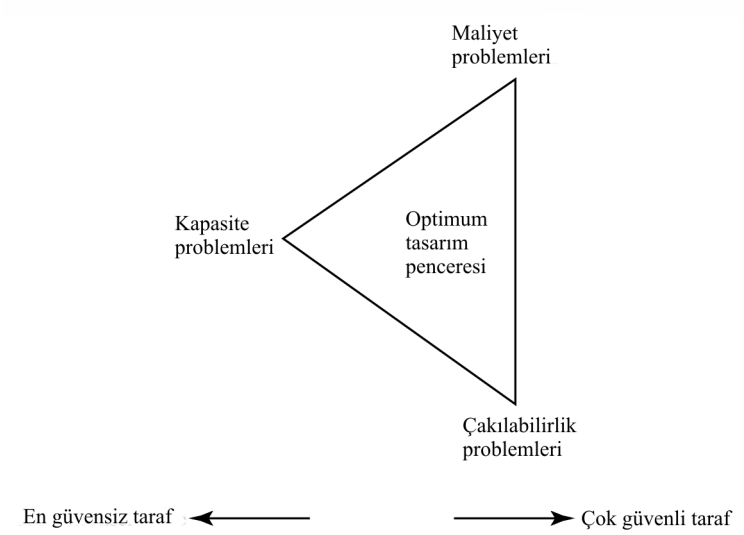
Çözüm

Bu grafiğe göre, 144 k'lık tasarım yüküne direnmek için için, 40 ft derinlikte kazıklar gereklidir. Bu nedenle, **40 ft derinliğe çakılan dokuz PP 16 X 0.75 kazığı kullanınız** ⇐***Cevap***

17.6 ÇAKILABİLİRLİK

Eğer kazık temeller tasarlanıyor ise, geoteknik mühendisi Bölüm 15'de tartışıldığı gibi, dalga denklemi yöntemini kullanarak bir *çakılabilirlik analizi* yapmalıdır. Bu analizin amacı, önerilen kazıkların kazığı aşırı gerilmeye zorlamadan ve aşırı darbe sayısı gerektirmeden, tipik inşa ekipmanı ve teknikleri kullanarak çakılıp çakılamayacağını belirlemektir. Normalde, müteahhit henüz seçilmemiştir. Bu nedenle, mühendis şahmerdan boyutunu ve analiz için diğer parametreleri tahmin etmelidir. Bu, tasarım mühendislerinin neden inşa yöntemleri ile alışık olması gerektiği birçok nedenden biridir! Kullanılacak gerçek çakma gerecinin henüz bilinmemesine rağmen, bu safhada bir çakılabilirlik analizinin yararlı sonuçlar üretmesi gerekir ve yapım problemlerinden kaçınmaya yardımcı olmak için önemli bir kontroldür. Eğer bu analiz potansiyel çakılabilirlik problemleri gösteriyorsa, tasarım ona göre gözden geçirilmelidir. Örneğin, çelik boru kazıklar durumunda, servis yüklerine direnmek için gerekli olandan daha büyük bir et kalınlığı kullanmak gerekli olabilir.

Çakılabilirlik problemleri aşırı tasarlanmış bir temeli gösterebilir. Örneğin, çok büyük bir emniyet faktörü kullanarak tasarlanan temeller, yapısal yükleri taşımak için gerekli olandan daha büyük bir çapa ve/veya gömülme derinliğine sahip olacaktır ve karşılığında böyle bir temeli inşa etmek zor olabilir. Bu durumda, yapısal kapasiteyi arttırmak (et kalınlığını arttırmak gibi), kazıkları, genellikle büyük bir bedelde çakılabilir yapabilir. Şekil 17.3'de kapasite problemleri, çakılabilirlik problemleri ve maliyet problemleri arasındaki ilişki ve tümüyle üçünden sakınan en uygun tasarım penceresi görülmektedir.



Şekil 17.3 Düzensiz şekilde tasarlanmış kazık temellerde kapasite problemleri olabilir (tasarım yüklerini doğru şekilde destekleyemezler), çakma problemleri olabilir (yerleştirilmeleri çok zordur) veya maliyet problemleri olabilir (çok pahalıdırlar). Aşırı güvenli bir tasarımda normalde maliyet ve/veya çakma problemleri olabilirken, muhafazakâr olmayan tasarımda da kapasite problemleri söz konusudur. Optimum tasarım üçgen pencere içine düşer.

Eğer mühendis maliyet problemlerine neden olmaksızın yeterli kapasite ve çakılabilirliğe ulaşmayı zor buluyorsa, tam ölçekli yük deneyleri, CAPWAP analizleri veya daha düşük bir emniyet faktörü gösteren diğer yöntemleri uygulamak gerekli olabilir. Seçenek olarak, en iyi çözüm delgili şaftlar gibi başka tip temel kullanmak olabilir.

17.7 YAPISAL TASARIM

Bu aşamada, geoteknik mühendisinin tasarım önerileri resmi bir raporda hazırlanmış ve sonra da herbir kolon için temellerin tasarlanması amacıyla bunları kullanan yapı mühendisine sunulmuştur. Başka bir deyişle, tasarım işleminin bu aşaması, yapının herbir parçasını desteklemek için gerekli temellerin boyutu, sayısı ve derinliğini belirlemek amacıyla Şekiller 17.1 ve 17.2'de gösterilenler gibi tasarım yükleri ile grafikleri birleştirir.

Yapı mühendisi temellerin yeterli yapısal bütünlüğe sahip olduğundan da emin olmalıdır ve bunu, Bölüm 12'de tanımlanan ilkeleri kullanarak yapar. Kazık başlıkları ve bağlantı kirişleri de bu aşamada tasarlanır.

Bu çabalamanın sonuçları tasarım çizimleri ve şartnameler biçiminde sunulur. Çizimler herbir kolon için temellerin sayısı, boyutu, açıklığı ve tahmin edilen derinliğini gösterir ve şartnameler malzeme dayanımları, özel yöntemler ve benzerlerini sağlar. Tamamlanmış tasarım çizimleri, geoteknik tasarım önerilerinin uygun olarak yerine getirildiğinden emin olmak amacıyla, yeniden inceleme için geoteknik mühendisine geri gönderilmelidir. Zor projelerde, çizimlerin bir yapı mühendisi tarafından tekrar incelemesini yaptırmak yararlı olabilir.

Sonuçlandırıldıkları zaman, bu çizimler ve şartnameler müteahhite sunulan bitmiş tasarım paketinin parçası olur. Bu dökümanların doğru ve tam olması önemlidir. Çünkü, bunlar malsahibi ve müteahhit arasındaki sözleşmede anahtar eleman olur.

17.8 SİSMİK TASARIM

Sismik olarak aktif bölgelerdeki derin temellerin tasarımı, yapı tarafından verilen deprem yüklerini, zeminin bu yükleri soğurma yeteneğini ve zeminin biraz da olsa sismik kökenli azaltmasını dikkate almalıdır. Bazı durumlarda, bu etmenler temel tasarımını kontrol eder ve bu nedenle çok önemlidir.

Depremle ilişkili derin temel göçmelerinin büyük çoğunluğu temelin çevresinde veya altındaki zeminlerin *sismik sıvılaşması* sonucu olmuştur (Martin ve Lam, 1995). Eğer sıvılaşma temellerin yanında meydana gelirse, meydana gelen destek kaybı aşırı yanal hareketlere ve eğilme yenilmesine neden olabilir. Eğer sıvılaşma temellerin altında meydana gelirse, kazık başlığının aşırı oturması veya dönmesi söz konusu olabilir.

Eğer zemin yüzeyi, köprü kenar ayakları çevresinde olduğu gibi düz değilse, sıvılaşan zemin genellikle *yanal yayılma* olarak bilinen bir olaya neden olarak, yanal yönde hareket eder. Bu hareket eden zemin tipik olarak derin kazıkları, feci göçmelere yol açabilen, pozisyonları dışına iter (Barlett ve Youd, 1992). Şekil 17.4'de böyle bir göçme görülmektedir. Yanal yayılmalar, hafif meyilli zeminlerde bile oluşmuştur ve bu nedenle dikkatli bir biçimde değerlendirilmelidirler.

Eğer sıvılaşabilen zeminler sığ derinlikler ile sınırlı ve bir yanal yayılma tehlikesi oluşturmuyor ise, yük taşıma kapasitelerini ihmal etmek ve ona göre derin temelleri tasarlamak mümkün olabilir. Ancak, geniş sıvılaşan zemin bölgelerine, özellikle eğer önemli derinliklere uzanıyorlarsa, tasarımda yer vermek çok zordur. Böyle durumlarda sıvılaşma tehlikesini önlemek için zemin iyileştirme yöntemlerini kullanmak gerekli olabilir.

Sıvılaşamayan zeminlerde büyük olasılıkla derin temel tasarımında tipik olarak kullanılan yüksek emniyet faktörleri nedeniyle, çok az sismik nedenli derin temel yenilmeleri meydana gelmiştir. Bununla birlikte, sismik yüklere direnmek için bu zeminlerde temel tasarımları yine de yeterli dayanım, rijitlik ve süneklik sağlamalıdır ve bu hususlar nihai tasarım üzerinde önemli bir etkiye sahip olabilir. Sismik hususlar, özellikle mevcut yapılar yeni sismik tasarım kriterlerini karşılamak için güçlendirildiği zaman önemlidir.

Sismik tasarımdaki vurgunun çoğu, tipik olarak Bölüm 16'da anlatıldığı gibi, *p-y* analizleri kullanarak değerlendirilen yanal yükler üzerinedir. Bu analizler genellikle sismik

yükü eşdeğer statik yük olarak ele alır. Fakat, dinamik etkileri dikkate almak için zemin özelliklerini ayarlar. İki önemli husus bu analizlere dahil edilmelidir:



Şekil 17.4 Niigata'daki (Japonya) Showa Köprüsü 1964 depremi sırasında alttaki formasyonda meydana gelen yanal yayılmadan dolayı yıkılmıştır. Bu yanal yayılmalar temelleri yerinden sökmeye zorlamış ve basit destekli tabliyelerin desteğini etkisiz hale getirmiştir (Earthquake Engineering Research Center Library, University of California, Berkeley, Steinbrugge Collection).

1. Depremlerin neden olduğu tekrarlı yanal yükleme, sıvılaşma meydana gelmemesine rağmen, ilave yanal sapma ile sonuçlanan *p-y* eğrilerinin yumuşamasına neden olabilir.
2. Bazan tekrarlı yükleme ve meydana gelen yanal hareketler, Şekil 17.5'de gösterildiği gibi, temelin üst kısmının çevresindeki zeminde uca doğru incelen bir boşluğa neden olur. Bu olay özellikle killerde önemlidir ve bir *p-y* analizinde modellenebilir.

Hem aşağı doğru hem de yukarı doğru olan eksenel yük kapasitesi de sismik tasarımın önemli bir kısmı olabilir ve kazık grupların moment kapasitesini kontrol eder. Ayrıca, aşırı oturma veya kabarma üst yapıya hasar verebilen kazık başlıklarının aşırı dönmelerine neden olabilir. Bazı durumlarda, özellikle köprülerde bu hususlar yanal yük kapasitesinden daha önemli olabilir (Martin ve Lam, 1995). Eksenel kapasite ve hareket tipik olarak, önceki bölümlerde tartışıldığı gibi, statik yükler için teknikler; dinamik etkiler, sıvılaşan bölgeler ve zemin boşlukları için uygun etmenler ile kullanarak değerlendirilir.

Beton kazıkların ve delgili şaftların yapısal tasarımı, ACI Bölüm 21.8'de ana hatları belirtildiği gibi, özel yönetmelik gereksinimlerini dikkate almalıdır. Bu gereksinimler sismik

kuvvetler için sürekli yük yollarını ve donatılandırmada uygun ayrıntıları sağlamak için planlanır. Özellikle, bu temeller ve başlıkları arasında sünek bir bağlantı sağlamak önemlidir.



Şekil 17.5 Watsonville (California) yakınında bir köprüyü destekleyen bu temel 1989 Loma Prieta depremi sırasında yerinden oynamış ve zemi ile kazık arasında bir boşluk oluşmuştur. Bu boşluğun büyüklüğü, deprem sırasında oluşan aşırı yanal sapmaların bir belirtisidir (Loma Prieta Collection, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley).

17.9 ÖZEL TASARIM HUSUSLARI

Derin temeller bazan özel hususlara yer vermek için tasarlanır. En yaygın olan ikisi, oyulma ve aşağı çekmedir.

Oyulma

Oyulma nehir tabanlarındaki veya su kıyısı alanlarındaki erozyondan ileri gelen zemin kaybıdır. Köprüler, iskeleler, gemi havuzları ve diğer yapı temellerinin tasarımı için önemli bir husustur. Çünkü, temellerin etrafındaki ve altındaki zeminler yıkanarak uzaklaştırılabilir. Altbölüm 8.8 oyulma sonuçlarını daha ayrıntılı olarak ele almaktadır.

Bir hidrolik değerlendirme, nehir tabanından birkaç metre aşağı uzanabilen oyulma bölgesini tahmin etmek için bir temel oluşturur. Tüm temeller potansiyel oyulma bölgesinden aşağı uzanmalıdır. Bu nedenle, derin temeller (genellikle kazıklar) gereklidir. Bu temeller, üst zeminlerin oyulma ile kaybına rağmen, tasarım yüklerini güvenli bir biçimde taşımak için tasarlanmalıdır.

Kazıklar, bu gibi sahalarda normalde oyulma meydana gelmeden önce çakılır. Bu nedenle, tasarım kapasitesi oyulma sonrası zemin profili ile yönlendirilirken, çakılabilirlik oyulmamış zemin profili ile yönlendirilir. Bu fark, aynı anda hem çakılabilirlik hem de kapasite gereksinimlerini karşılamayı zorlaştırarark, Şekil 7.3'ün en uygun tasarım penceresini daraltır.

Oyulma, kazıkların yanal kapasitesini de azaltır. Çünkü, yanal destek sağlayacak üst zeminler artık mevcut değildir. Başka bir deyişle, yapıdan zemin yüzeyine mesafe daha büyük hale gelir ve böylece kazıklardaki momentler artar. Bu nedenle, yanal yükleri taşımak için daha büyük kazık kesitleri veya eğimli kazıklar kullanmak gerekli hale gelir.

Aşağı Çekme

Mühendisler yapıları genellikle altında yumuşak zeminler bulunan dolgular üzerinde inşa etmek durumunda kalır. Bu dolguların ağırlığı, altta bulunan zeminlerin konsolidasyonuna neden olur. Böylece, zemin yüzeyinde oturmaya yol açar (bkz. Bölüm 11, Coduto, 1999). Eğer yapı dolgu ve yumuşak zemin içinden geçip, altta bulunan sert zemine giren derin temeller üzerinde taşınıyor ise, etrafındaki üst zeminler oturma yaparken, bu temeller aşağı yukarı yerinde kalacaktır. Bu aşağı doğru zemin hareketi, karşılığında *aşağı çekme* olarak bilinen kenar sürtünme kuvvetine neden olur. Ne yazık ki, bu kuvvet şimdi bir dirençten çok bir yüktür. Ayrıca, büyük olabilir ve bu nedenle önemli bir tasarım konusu haline gelir. Altbölüm 18.1 aşağı çekme yüklerini daha ayrıntılı olarak ele almaktadır.

17.10 İNŞAAT SIRASINDA DOĞRULAMA VE YENİDEN TASARIM

Derin temel tasarım çizimleri normalde geri kalan çizimler ile ilişkilidir ve döşeme planları, yapısal bağlantı ayrıntıları veya birçok diğer yapısal ve mimari çizimlerden farklı olarak görünmeyebilir. Bu çizimleri ve ilgili şartnameleri tamamlamak, tasarım işleminin sonunu işaret eder gibi ve müteahhitin derin temeli çizimlerde gösterildiği gibi basitçe inşa etmesi gerektiği şeklinde görünebilir. Yine de, durum bu değildir. Derin temellerin tasarımı inşa süresince devam eder. Asıl tasarımda harhangi bir eksiklik olduğu için değil, fakat tasarım için gerekli tüm bilginin henüz mevcut olmadığı içindir.

İnşa edilmiş temeller tasarım çizimleri üzerinde gösterilenlerden önemli bir biçimde farklı olabilir. Bu farklılıklar herşeyden önce, tasarımda umulan yeraltı koşulları ve inşaat sırasında gerçekten karşılaşılan koşullar arasındaki farklardan dolayıdır. Örneğin, temel belirli bir tabakada uç taşımasını geliştirmek için tasarlanabilir fakat, bu tabakaya olan derinlik sahanın tamamında kaçınılmaz olarak değişir. Bu nedenle, inşa edilmiş gömülme derinliği, temel gerçekten inşa edilene kadar belirlenemez. Delgili şaftlar burgu ile çıkartılan zemin tiplerine dayandırılırken, kazıklar durumunda darbe sayılarına dayandırılır. Bu, geoteknik mühendisinin (ve daha az derecede yapı mühendisinin) inşaat süresince aktif bir rol oynamaya devam etmesinin ve inşa edilmiş temellerin tasarım çizimlerinde gösterilenlerden genellikle çok farklı olmasının nedenidir. Gerçekte, tasarlandığı gibi tam olarak inşa edilmiş temeller kuraldan çok istisnadır.

Dalga Denklem Analizi

Eğer kazık temeller kullanılırsa, inşaat başlamadan önce bir ikinci dalga denklemi analizi yapılmalıdır. Bu analiz müteahhitin çakma teçhizatının özelliklerini kullanmalıdır ve aşağıdaki amaçlara hizmet etmek için planlanır:

- Müteahhite en uygun çakma ekipmanını seçmeye yardım etmek
- Potansiyel çakılabilirlik problemlerini belirlemek ve çözmek
- İnşaat denetiminde kullanılacak bir taşıma grafiği geliştirmek.

Yapım Denetimi ve Deney

İnşaat esnasında yapım işlemini gözlemlemek amacıyla sahada geoteknik mühendisinin bir temsilcisi bulunur. Bu saha mühendisinin iki temel sorumluluğu vardır: inşa edilen temellerin tasarım çizimleri ve şartnamelerin amacını karşıladığını doğrulamak ve değişen yeraltı koşullarının bir sonucu olarak tasarımdaki değişmeler için ihtiyacı kaydetmektir. Çok büyük değişmeler geoteknik mühendisi ve/veya yapı mühendisi ile görüş alışverişinde bulunma gerektirirken, küçük tasarım değişmeleri tipik olarak hemen yapılır.

Eğer inşaat öncesi tam ölçekli yük deneyleri yapılmamış ise, mühendis imal temellerinin inşası öncesinde hemen bir veya daha fazla deney yapmayı seçebilir. Böyle deneyler daha az pahalıdır. Çünkü, kazık çakma ekipmanının ilave toplama ve dağıtmasını ve ekibini gerektirmez. Aynı zamanda, daha küçük bir emniyet faktörünü haklı göstermek için gerekli verileri sağlarlar. Ancak, eğer deney sonuçları beklendiği gibi değilse, bu safhada tasarımı değiştirmek çok güçtür. Çünkü, imal kazıkları daha önce ısmarlanmıştır. Bu gibi değişmeler özellikle beton kazıklarda zordur. Çünkü, eklenmeleri (eğer çok kısa ise) veya kesilmeleri (çok uzun ise) oldukça zordur.

Kazıklar kullanılıyor ise, diğer seçenek inşaatın başlangıcında özel *belirteç kazıklar* çakmaktır. Bunlar, çakma ekipmanı kullanarak yerleştirilen tam ölçekli kazıklar olup, Bölüm 15.3'te tartışıldığı gibi yüksek deformasyonlu dinamik deney yöntemleri kullanarak izlenirler. Case Yöntemi çok sıklıkla kullanılır. Çünkü, bir yük deneyinden çok daha az pahalıdır. Ayrıca, kazık kapasitesi hakkında iyi bir bilgi sağlar. Bu belirteç kazıklardan elde edilen veriler daha sonra tasarımı yeniden değerlendirmek ve imal kazıkları için çakma kriterleri sağlamak için kullanılır.

Saha mühendisi herbir imal kazığı için nihai penetrasyon derinliğini belirlemek amacıyla, tasarım parametreleri bilgisi ile çakma ölçütlerini (aslında bir taşıma grafiği biçimindedir) kullanır. Bazan kazıkların belirli bir darbe sayısına ulaşıncaya kadar çakılması gerekirken, diğer zamanlar belirli bir tabaka içine belirli bir mesafe çakılması gerekir. Killerde, aşırı boşluk suyu basınçları sönümlendikten ve *durulma* oluştuktan sonra, kazıkları tekrar çakarak, bazan *tekrar vurma* darbe sayılarını elde etmek gerekli olabilir. Arasıra, kapasite üzerinde bir başka kontrol olarak bazı kazıklar üzerinde ilave Case Yöntemi analizleri yapılır.

Delgili şaft temellerde saha mühendisi zeminleri kazılırken gözlemler ve umulan zemin koşulları ile onları karşılaştırır. Eğer gerekli ise, gerçek yeraltı koşullarına yer vermek için şaftın derinliği değiştirilebilir. Saha mühendisi özellikle göçme ve benzer problemler üzerinde etkisi olabilen çeşitli inşaat yöntemlerini de kontrol eder. Uç taşıma şaftlarına gelince, müteahhitin betonu yerleştirmeden önce tabanın temiz ve dökünтüsüz olduğunu

doğrulaması gerekir. Kuru kuyularda, kuyu aşağı bir lamba tutmak ve zemin yüzeyinden tabanı gözlemlemek mümkün olabilir. Çeşitli uzaktan teknikler, özellikle kuyu aşağı video kameralar kullanılmıştır. Holden (1988) bentonit bulamacı altında açılan kuyuların tabanını gözlemleyebilen su ve hava jetleri ile donatılmış bir kuyu aşağı kamerayı tanımlamaktadır.

17.11 BÜTÜNLÜK DENEYİ

Derin temel yapımının gittikçe artan ortak yanı, özellikle delgili şaftlarla ilgili olarak inşaat sonrası bütünlük deneyidir. Bu bütünlük deneylerinin amacı, inşa edilmiş temelin yapısal olarak sağlam olduğunu ve önemli kusurlar içermediğini doğrulamaktır.

Yapım kusurlarına karşı en iyi savunma sadece deneyimli ve dürüst müteahhitler kullanma ve nitelikli personel tarafından yerine getirilen yeteri kadar titiz ve doyurucu yapı denetim yöntemleri kullanmaktır. Ne yazık ki, bu önlemlerle bile özellikle güç zemin koşullarında çalışırken yapım kusurları meydana gelebilir. Bu kusurlar özellikle herbir kolon başına yalnızca bir şaft kullanan delgili şaft temellerde önemlidir. Çünkü, bazı grup temeller fazlalıktan yoksundur.

Bütünlük deneyleri, tamamlanmış bir temelin kalitesini değerlendirmek için çeşitli yıkıcı olmayan yöntemleri kapsar (Litke, 1986; Hertlein, 1992). Bu yöntemler aşağıdakileri içerir:

- *Sonik loglama*: Betonu yerleştirmeden önce, delgili şaftın içine iki düşey boru (genellikle PVC boru) yerleştirin. Şaft tamamlandığı zaman, şaft içinde dalga yayılım okumalarını alırken, bir borudan aşağı bir basınç dalgası kaynağı ve diğer borudan aşağı bir alıcı indirin. Boşluklar dalga yayılım biçiminde anormallikler olarak ortaya çıkacaktır.
- *Nükleer loglama*: Gama-gama kaydedici olarak da bilinen bu yöntem, basınç dalgaları yerine radyasyon kullanması hariç, ses kaydediciye benzer. Christopher, Baker ve Wellington (1989) bu konuda bir vakıa analizi yapmıştır.
- *Titreşim analizi*: Bu, şaftın doğal frekanslarını ve iç direncini belirlemek için, tamamlanmış temelin tepesine mekanik bir titreştirici yerleştirmek ve frekansı değiştirmekten oluşur.
- *Basınç dalgası yayılımı*: Bu, bütünlük deneyinin en yaygın yöntemi olabilir. Çünkü, oldukça güvenilir (marjinal durumlarda hariç), hızlı ve nispeten ucuzdur. Tamamlanmış temelin tepesine bir tahta çekiç ile hafifçe vurmaktan ve temelin tepesinde neden olduğu basınç dalgalarını izlemek için ivme ölçerler kullanmaktan oluşur. Gerekli ekipmen Şekil 17.6'da gösterilmiştir. İvme ölçerler şaft'ın tepesine yerleştirilebilir veya içine gömülebilir (Hearne, Stokoe ve Reese, 1981; Olson ve Wright, 1989).

  Bu yöntem, yaklaşık olarak enine kesit alanının yüzde yirmi mertebesinde olan büyük kusurları ortaya çıkarabilir. Ancak, büyük olasılıkla daha küçük kusurları açığa çıkarmayacaktır. Çünkü, yeteri kadar güçlü yansıma üretmezler.
- *Tomografi*: Bu teknik**,** insan vucudunun üç boyutlu görüntüsünü ortaya koymada tıbbi amaçlar için kullanılmaktadır. Bazı araştırmacılar, bu yöntemin delgili şaftlara uygulanabileceğini önermiştir. Böylece, tüm şaftın üç boyutlu görüntüsü ortaya çıkarılır ve en küçük kusurlar bile gösterilir. Ancak, bu yöntem kullanılabilir olmadan önce, büyük teknik engellerin üstesinden gelinmelidir.

Tam ölçekli yük deneyleri (çok sayıda kullanılamayacak kadar pahalı) veya temelin başından sonuna karot alma (pahalı ve kusurları gözden kaçırmak kolay) veya dinamik yük deneyleri gibi bütünlük deneyinin diğer yöntemleri de olasıdır.



Şekil 17.6 Bütünlük deneylerinin gerilme yayılım yönteminde kullanılan ekipman (Pile Dynamics, Inc.'den).

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Derin temelleri tasarlama işlemi, yapı elemanlarının çoğunun tasarlama işleminden farklıdır. Çünkü, tasarım çizimlerinin tamamlanması ile sona ermez. Tasarım, sahada gerçekten karşılaşılan yeraltı koşullarını yansıtmak için, inşaat sırasında genellikle değişir.
2. Derin temellerin uygun tasarımı, geoteknik, yapı ve inşaat mühendisi arasında sıkı bir ilişki gerektirir.
3. Geoteknik mühendisi, temellerin eksenel ve yanal yük kapasitesini değerlendirmek için ana sorumluluğa sahiptir. Geoteknik analizlerinin sonuçları genellikle tasarım grafikleri olarak sunulur.
4. Yapı mühendisi genellikle münferit temelleri tasarlamadan sorumludur ve geoteknik mühendisi tarafından sağlanan tasarım grafiklerini kullanarak öyle yapar. Ayrıca, yapı mühendisi yeterli yapısal bütünlüğe sahip bir tasarım geliştirir.
5. Sismik yüklere maruz kalan derin temellerin tasarımı, hem bu yüklerin zemine aktarılmasını hem de çevre zemin üzerindeki etkilerini göz önünde bulundurmalıdır. Sismik kökenli yenilmelerin çoğuna zemin sıvılaşması ile neden olunmuştur.
6. Bazı derin temel tasarımları oyulma, aşağı çekme veya diğer özel hususları dikkate almalıdır.

7. Derin temeller inşa edilirken bir saha mühendisi bulunmalıdır. Tasarım hedeflerine ulaşmak için tasarımı gerektiği gibi gözden geçirip düzeltme yetkisine sahiptir.
8. Bazı durumlarda yıkıcı olmayan çeşitli deney yöntemlerini kullanarak, tamamlanmış temeller kontrol edilir.

Sözlük

Aşağı çekme	Belirteç kazık	Sismik sıvılaşma
Bütünlük deneyi	İnşa edilebilirlik	Tasarım grafiği
Çakılabilirlik	Oyulma	

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

17.1 Halihazırda inşaat halinde bulunan bir beyzbol stadyumunun temel mühendisisiniz. Tasarım çizimleri stadyumun bir dizi H kazığı ile destekleneceğini ve her bir kazığın tahminî uç kotunu vermektedir. Ancak, inşaat sırasında çoğu kazığın daha büyük derinliklere çakılması gerektiği ortaya çıkmış ve inşaat maliyetlerinin de büyük ölçüde artmasına neden olmuştur. Beyzbol hakkında çok şey bilen fakat temel hakkında çok az şey bilen inşaat sahibi bu ek maliyetden hiç de mutlu olmamıştır. İnşaat meneceri inşaat sahibine bu maliyeti karşılamasını önermişse de inşaat sahibi buna yanaşmamıştır. Bu nedenle de, inşaat meneceri sizden durumu 300 – 500 kelime ile açıklayan ve inşaat sahibini ekstra kazık maliyetini karşılamaya teşvik eden bir yazı yazmanızı istemiştir.

İnşaat sahibinin menecerine güvenen ortalama bir kimse olduğunu fakat kararının da arkasında duracak kadar güçlü iradeye sahip olduğunu hatırdan çıkarmayınız. İnşaat sahibi halihazırda temel müteahhitine fazladan ödeme yapmak niyetinde değildir ve görünüşe göre de müteaahit uzun zaman ve maliyet gerektiren bir adlî süreci başlatabilir. Yazacağınız iyi bir mektup problem durumu mahkemelik olmaktan kurtarabilir.

17.2 Belirteç kazık nedir ve temel tasarım sürecinde ne işe yarar?

17.3 Pekçok mühendis gereğinden fazla bir temel tasarımının tek dezavantajının kazık malzemesindeki ek maliyet olduğuna inanmaktadır. Ancak, muhafazakâr temel tasarımının yapı maliyetini önemli ölçüde etkileyen ve hatta temelin inşasını imkansızlaştıran bir başka sonucu daha vardır. Bu sonuç nedir ve bundan nasıl kaçınılabilir?

17.4 Yeni inşa edilmiş delgili şaft temellerde hangi durumlarda bütünlük testi deneyinin yapılmasını gerekli görürdünüz?

17.5 18 inç çapında kazıklar kullanarak Örnek 17.1 ve 17.2'yi yekrar çözünüz ve sonra da aşağıdaki varsayımları kullanarak hangi tasarımın daha ekonomik olduğunu belirleyiniz:

a. Kazıkbaşlıkları toplam inşaat maliyetinin %20'sini oluşturur ve iki tasarım için de aynıdır. Kalan %80 kazık inşaat maliyeti olup iki tasarım için farklıdır.
b. Kazık inşaat maliyetinin yarısı malzeme ve yarısı da yerleştirme maliyetidir.
c. Malzeme maliyeti çeliğin toplam ağırlığı ile doğru orantılıdır.
d. Ekipmanın araziye getirilmesi ve geri götürülmesi kazık yerleştirme maliyetinin %20'sini oluşturmaktadır ve çakılması gerekli kazık sayısından bağımsızdır.
e. Kazık yerleştirme maliyetinin kalan kısmı, çakılması gereken kazıkların toplam uzunluğu ile doğru orantılıdır.

17.6 12 inç çapındaki yekpare bir çelik kule üzerine bir dizi mobil telefon anteni yerleştirilecektir. Çelik kule ise delgili bir şaft temel ile desteklenecektir. Bu temel üzerine etkiyen faktörsüz yükler P_D=47 k, V_w=72 k ve M_w=7100 in-k şeklindedir. Alttaki zemin s_u=3000 lb/ft^2 olan kumlu katı

plastik kil olup, izin verilebilir yanal temas basıncı 300 lb/ft^2'den maksimum 4500 lb/ft^2'ye kadar çıkmaktadır. Yeraltı suyu yüzeyden 60 ft derindedir. f_c've f_y için uygun değerler seçerek bu delgili şaft için bir tasarım geliştiriniz. Yanal yük tasarımı için IBC rijit analizini kullanınız. Tasarımda ilgili tüm boyutlar ve donatı gösterilmeli ve kulenin bağlanması için gerekli cıvatalar da dahil edilmelidir. İstenen sayıda ve aralıkta ankraj cıvatası kullanabilirsiniz. Yanal sapmada herhangi bir kısıtlama söz konusu değildir ve bu durumda yanal tasarım yükleri sadece mukavemete dayalı olacaktır.

17.7 Problem 17.6'yı *p – y* analiz programı ile çözme yerine IBC rijit analiz formülleri ile çözünüz. Bir moment diyagramı çizerek donatı çeliğindeki uygun kesim noktalarını belirleyiniz. Bu tasarım ile Problem 17.6'da geliştirilen tasarım arasındaki farklılıkları tartışınız.

18

Zayıf ve Sıkışabilir Zeminler Üzerindeki Temeller

Herhangi bir problemin doğru çözümü herşeyden önce problemin gerçekten ne olduğunun doğru anlaşılmasına ve zorluğunun nerede bulunduğuna bağlı iken; ilk önce, daha genel bir biçimde, gerçek özelliğini, sağlıklı uygulamayı engelleyen nedenleri, başarı veya başarısızlığın bağlı olduğu koşulları, hatanın en çok çekinildiği yönleri dikkate almak amacıyla, konumuzun başında yararlı bir biçimde geçici olarak duraklayabiliriz.

A.M. Wellington, 1887

Şehirler büyürken ve uygun alanlar daha da yetersiz hale gelirken, binaları ve diğer yapıları altında zayıf zeminler bulunan sahalara inşa etmek çoğunlukla zorunlu olmaktadır. Bu sahalar potansiyel olarak problemlidir. Bu nedenle, temel mühendisinin işi daha da önemli olmaktadır.

Bu problemli zeminlerin en yaygını, genellikle nehir ağızları yakınında, körfezlerin çevresi boyunca ve bataklıkların altında bulunan yumuşak, suya doygun killer ve siltlerdir. Bu zeminler çok zayıf ve sıkışabilir olup, bu nedenle taşıma gücü ve oturma problemlerine maruz kalırlar. Genellikle, bu problemleri daha da kötüleştiren organik malzeme içerirler.

Altında bu yumuşak zeminler bulunan alanlar sıkça taşkına maruz kalırlar. Bu yüzden, dolgu yerleştirilerek zemin yüzeyini yükseltmek genellikle zorunlu hale gelir. Ne yazık ki, bu dolguların ağırlığı çoğunlukla büyük oturmalara neden olur. Örneğin, Scheil (1979) New Jersey'nin Hackensack Meadowland'de altında tabakalı kil bulunan dolgu üzerine inşa edilen bir binadan bahsetmiştir. Dolgunun yerleştirilmesi esnasında yaklaşık 250 mm, binanın inşası sırasında 12 mm ve bittikten on yıl sonra ilave 100 mm oturma meydana gelmiştir.

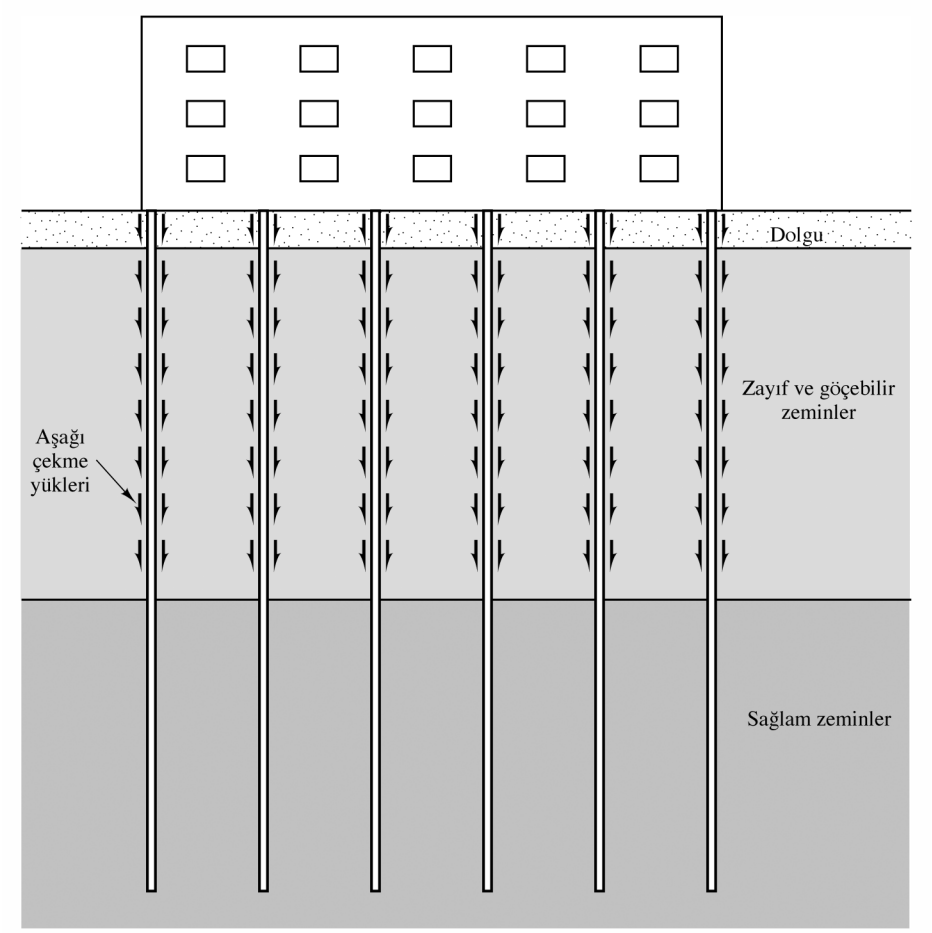
Sismik alanlarda, gevşek suya doygun kumlar *sıvılaşma* oluşumu yoluyla zayıf hale gelebilir. Orta ve güçlü yer sarsıntısı zeminlerde geçici olarak efektif gerilmeyi ve kayma dayanımını azaltan büyük aşırı boşluk suyu basınçlarına neden olabilir. Bu olayın en etkileyici örneklerinden biri, 1964 depreminde, Japonya, Niigata'da meydana gelmiştir. Birçok bina aniden 1 m'den daha fazla oturma yapmış ve çoğunlukla aşırı yan yatmalar bu oturmalara eşlik etmiştir (Seed, 1970). Bir apartman binası düşeyden 80 derece açıda yan yatmıştır!

Neyse ki, mühendisler ve müteahhitler bu problemli zeminler ile başa çıkmak için yöntemler geliştirmiş ve başarılı bir şekilde bu çok zayıf sahalar üzerine birçok büyük yapılar inşa etmiştir. Bu yöntemler, ya ayrı ayrı ya da birlikte, aşağıdakileri kapsar:

- Yapının, zayıf zeminler içinden geçen derin temeller ile desteklenmesi.
- Yapının yüzeysel temeller ile desteklenmesi ve zayıf zeminleri dikkate alacak şekilde tasarlanması.
- Derin veya yüzeysel olmak üzere yüzen bir temel kullanılması.
- Zeminlerin mühendislik özelliklerinin iyileştirilmesi.

18.1 DERİN TEMELLER

Zayıf zeminler ile baş etmenin en yaygın yöntemlerinden biri, Şekil 18.1'de gösterildiği gibi, aşağı daha sağlam zeminlere veya kayaya giren derin temeller kullanmaktır. Böylece, yapısal yükler problemli zeminlere uğramadan geçer. Derin temeller genellikle görevlerini yerine iyi getirse de, mühendis, aşağı çekme yükleri ve yapı ile bitişik zemin arasındaki ara yüzey olmak üzere iki potansiyel problemin farkında olmalıdır.



Şekil 18.1 Derin temeller kullanarak zayıf ve sıkışabilir zeminlerin devre dışı bırakılması ve aşağı çekme yüklerinin oluşması.

Aşağı Çekme Yükleri

Altında yumuşak zeminler bulunan sahalarda yapım genellikle zemin yüzeyi seviye kotunu yükseltmek için dolguların yerleştirilmesini gerektirir. Bu dolguların yerleştirme nedenleri aşağıdakileri kapsar:

- Yakın su kütlelerinden sel baskınına karşı koruma sağlamak
- Yağışa ve kar erimesine yer vermek için yeterli yüzey drenajı sağlamak
- Bir köprüye yaklaşım dolguları gibi, tesviye değişikliklerine yer vermek
- Asfaltları ve diğer hafif ağırlıklı iyileştirmeleri desteklemek için daha sert bir zemin tabakası sağlamak.

Bu dolgular üzerine yerleştirilecek yapılar yine de, tipik olarak dolgu yerleştirildikten sonra yerleştirilen derin temeller üzerinde desteklenebilir. Bu temeller normalde dolgu ve yumuşak zeminler içinden geçer ve altta bulunan daha sert zeminlere uzanır.

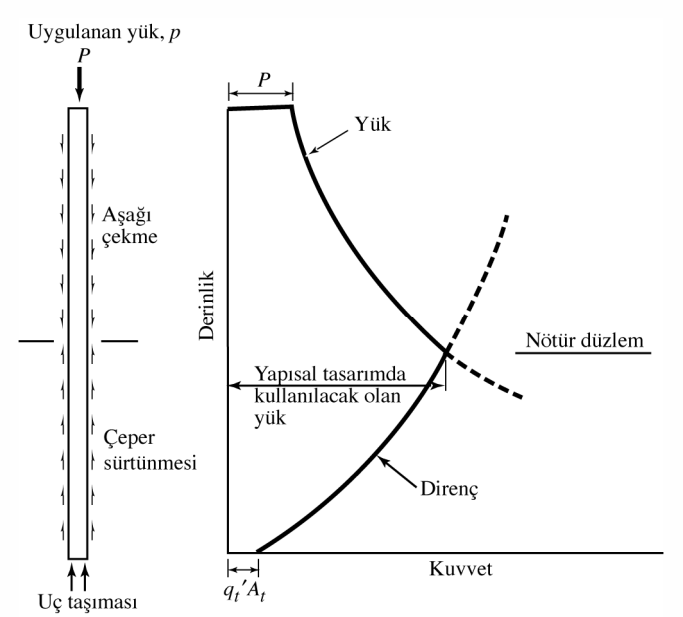
Bu dolguların ağırlığı altta bulunan zeminlerde konsolidasyona neden olur. Bu nedenle, dolgu ve yumuşak zemin aşağı doğru hareket eder. Ancak, eğer derin temeller uygun olarak altta bulunan zeminler ile desteklenirse, çok daha az oturma geçirirler. Temellere göre zeminin aşağı doğru hareketinden dolayı, şimdi üst bölgedeki kenar sürtünme kuvveti yukarı yerine aşağı doğru hareket eder ve Şekil 18.1'de gösterildiği gibi, direnç yerine bir yük olur. Bu yük *aşağı çekme yükü* veya *negatif çevre sürtünme yükü* olarak bilinir. Çok büyük olabilir ve temellerde aşırı oturmalara neden olabilir (Bozozuk, 1972a, 1981). Zemin özelliklerindeki değişimler, dolgu kalınlığı ve diğer faktörlerden dolayı, bir yapı altındaki bazı temellerde aşağı çekme yükleri genellikle daha büyük ve diğerlerinde daha küçüktür. Bu durum farklı oturmalara neden olabilir ve şiddetli durumlarda, bu yükler bazı kazıkları başlıklarının dışına çekebilir. Aşağı çekme yükleri yumuşak zeminler ve üstünde bulunan dolgularda çok belirgin olmasına rağmen, zeminlerin kazığa göre aşağı doğru hareket ettiği durumlarda gelişeceklerdir. Tüm kenar sürtünme direncini harekete geçirmek (Bölüm 13'de tartışıldığı gibi) için sadece birkaç milimetre göreceli hareket gereklidir. Bu nedenle, eğer kazığın ucu kaya içine oturtulmuşsa, aşağı çekme orta sert zeminlerde bile meydana gelebilir.

Aşağı çekme yükleri, dolgu yerleştirilmemesine rağmen, eğer yeraltı suyu daha düşük bir seviyeye düşerse de gelişebilir. Çünkü, boşluk suyu basıncındaki bu azalma efektif gerilmeyi arttırır ve konsolidasyona neden olur.

Aşağı çekme yüklerinin büyüklüğünü hesaplamak için, Bölüm 14'de anlatıldığı gibi, β yöntemini (14.22) eşitliği ile beraber kullanınız. β değerleri, kuvvetin yukarı yerine aşağı etkimesi hariç, kenar sürtünmesi için olanlar ile aynıdır.

Temeli tasarlamak için, Şekil 18.2'de gösterildiği gibi *nötür düzlemin* yerini belirleyiniz. Bu düzlem, temelde zemin ve temel arasında bağıl hareketin olmadığı noktada bulunur (Fellenius, 1999). Başka bir deyişle, aşağı çekme yükü zemin yüzeyinden tarafsız düzleme etkir ve kenar sürtünme direnci nötür düzlemden aşağıda etkir.

Şekil 18.2'deki çizimi geliştirmek için, temelin tepesinde başlayın ve uygulanan aşağı doğru yükü işaretleyiniz. Bu değer sadece ölü yükü içermelidir. Çünkü, hareketli, rüzgar ve sismik yükleri bu analizi etkilemeyecek kadar kısa sürelerde etkir. Sonra, çeşitli derinliklerdeki aşağı çekme yükünü hesaplayın ve derinliğe karşı, uygulanan artı aşağı çekme yükününün bir çizimini geliştiriniz.



Şekil 18.2 Nötür düzlemin yerini bulma yöntemi (Fellenius, 1999'dan).

Sonra, temelin tabanındaki nihai uç temas kapasitesini işaretleyin ve çeşitli derinliklerdeki nihai kenar sürtünme kapasitesini hesaplayınız. Bu veriyi, derinliğe karşı direncin bir çizimini geliştirmek için kullanınız. Nötür eksen, bu iki çizimin kesiştiği noktada bulunur ve bu noktadaki yük temeldeki en büyük basınç yüküdür. Yapısal tasarım bu yüke dayandırılmalıdır.

Aşağı çekme yüklerine maruz kalan derin temellerin aşağı doğru geoteknik yük kapasitesinin nasıl değerlendirileceği hakkında bazı fikir ayrılıkları vardır. Genellikle, aşağı çekme yükü (13.4) eşitliğinden belirlenen izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesinden çıkarılır. Bazı durumlarda, bu yaklaşım izin verilebilir aşağı doğru yük kapasitesinde önemli bir azalmaya neden olur. Bu, yapıyı desteklemek için ilave temellerin veya daha uzun temellerin gerekebileceği anlamına gelir.

Başka bir yaklaşım (Fellenius, 1998) aşağı çekme yükünün, sadece aşırı oturmaya neden olması halinde derin temelin geoteknik yük kapasitesine zararlı olduğunu tartışmaktadır. Bu nedenle, bir oturma analizi yapmayı önermektedir. Eğer temelin ucu sert bir zemin veya anakaya tarafından destekleniyorsa, aşağı çekme yükü önemli temel oturmasına neden olmaz ve bu nedenle geoteknik yük kapasitesinden çıkarılmamalıdır. Ayrıca, Fellenius temel ve zemin arasındaki bağıl hareketin yönünü geçici olarak ters çevirmek için hareketli yüklerin yeteri kadar oturmaya neden olduğunu tartışmaktadır. Bu nedenle, aşağı çekme yükü ve hareketli yük hiçbir zaman aynı anda etkimeyecektir.

Eğer tasarım aşağı çekme yükleri temel tasarımını önemli bir biçimde etkileyecek kadar büyükse, mühendisler genellikle aşağıdaki aşağı çekmeyi azaltma tekniklerinin birini veya daha fazlasını yerine getirmeyi düşünür:

- Kazığı bitüm ile kaplayınız. Böylece, sürtünme katsayısı azaltılır (Bjerrum vd., 1969; Tawfiq ve Caliendo, 1994). Bu yöntem, kazığın bitüm kaplamayı sıyırabilen kum gibi aşındırıcı bir zemin içinden çakılmadığı sürece çok etkindir.
- Dolguyu yerleştirmeden önce kazıkları çakın; Şekil 18.3'de gösterildiği gibi açıkta kalan kısımları yağlanmış polietilen levhalar veya bir başka düşük sürtünmeli malzeme ile sarmalayın ve dolguyu kazıkların etrafına yerleştiriniz.
- Mümkün olduğu takdirde, bentonit ile doldurulmuş, önceden delinmiş büyük çaplı delik kullanınız. Böylece, *K* azaltılır.
- Kazıktan daha büyük çapta bir kazık ucu kullanınız. Böylece, kazık çakılırken daha büyük bir kuyu yapılır.
- Konsolide olan zeminler içinden bir açık uçlu çelik boru kazık çakınız. Zemin tıkacını çıkartınız. Sonra daha küçük çaplı bir yük taşıma kazığını boru içinden ve alt taşıyıcı tabaka içine çakınız. Bu, iç kazığı aşağı çekme yüklerinden ayırır.
- Sürşarj dolgular veya diğer teknikleri kullanarak oturmayı hızlandırın ve oturma tamamlandıktan sonra temelleri yerleştiriniz.



Şekil 18.3 Bu öngerdirmeli beton kazıklar bir köprü abatmanını destekleyecektir. Zemin yüzeyinden dışarı doğru uzamalarının nedeni abatman dolgusunun henüz yerleştirilmemiş olmasıdır. Alttaki zemin sıkışabilir olduğundan ve dolgunun ağırlığından dolayı da oturacağından, kazıklar ile dolgu arasındaki aşağı çekme kuvvetlerini azaltma bakımından kazıklar yağlanmış polietilen yapraklarla sarılmıştır. İnşaatın bir sonraki aşaması bu kazıklar erafında mekanik olarak stabilize edilmiş zemin (MSE) inşası ve bunun da kazıkların üst seviyesine kadar doldurulmasından ibaret olacaktır (Fotoğraf: Dr. Kamal Tawfiq).

Bitişik Zemin ile Arayüzey

Aşağı çekme yüklü problemlerin yeteri kadar ele alınmasına rağmen, dolgular ve yumuşak zeminler içinden uzanan derin temeller başka bir probleme sahip olabilir: zemin otururken, yapı aynı seviyede kalır. Böylece, yapı ve zemin arasında bir boşluk oluşur. 0,5

m veya daha fazla oturmalar yumuşak zemin bir sahada ender karşılaşılan bir durum değildir. Bu nedenle, yapı sonunda zemin yüzeyinden oldukça yukarıda asılı durabilir. Bu, ulaşım güçlükleri, gerilmiş ve kırılmış yeraltı hatları ve kötü estetik dahil ciddî hizmet verebilirlik problemlerine yol açar. Bu problem özellikle yaklaşım dolgularının, kazık destekli köprü kenar ayakları ile karşılaştığı yerde yaygındır ve köprünün kenarındaki yol döşemesinde ani bir çıkıntıya neden olabilir.

Şekil 18.4 kazık bir temel üzerine inşa edilmiş süpermarket binasında bu tip oturma problemini göstermektedir. Bu bina etrafındaki zemin yüzeyi, yirmibeş yıl içinde sürekli bakım gerektiren yaklaşık 400 mm oturma yapmıştır. Tesviyedeki bu değişme, bina etrafındaki yeni asfalt kaplamanın sürekli yerleştirilmesini gerektirmiştir.

Böylece, uygun olarak tasarlanmış derin temeller, yumuşak zemin sahadaki bir yapıyı güvenli bir biçimde taşıyabilir. Fakat, yeni aşağı çekme yükleri ve yapı/zemin ayrışma problemleri de ortaya çıkarırlar. Bu gibi temeller, özellikle hafif ağırlıklı yapılar için pahalı da olabilir. Çünkü, aşağı çekme yükleri yapısal yüklerden daha büyük olabilir.

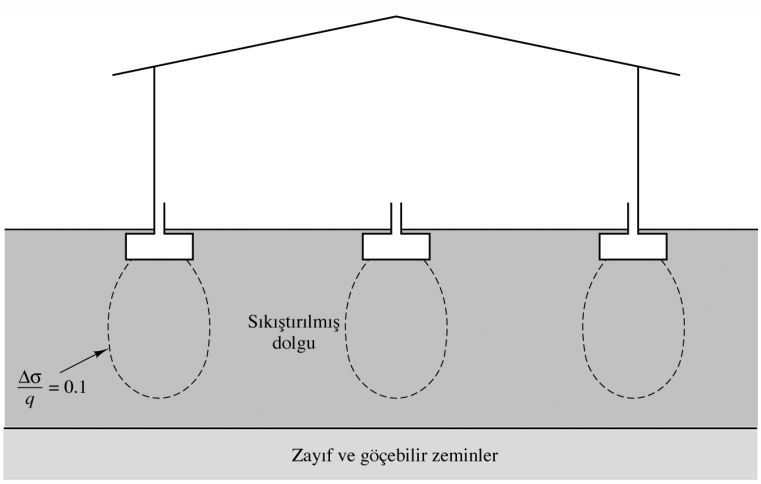


Şekil 18.4 Kazık destekli bu süpermarket binasının etrafındaki zemin yüzeyi 25 yılda yaklaşık olarak 400 mm oturmuş, fakat yapı aynı kotta kalmıştır. Bu durum sürekli olarak yapı etrafında bakım yapılmasını gerektirmiştir. Ön kapıya erişmek için kullanılan eğik yüzeye ve sömel destekli direklerin (bunlar da komşu zeminle birlikte oturmuştur) tepesindeki takviye bloklarına dikkat ediniz.

18.2 YÜZEYSEL TEMELLER

Aşağı çekme yüklü problemlerden ve yapı/zemin ayrılmasından kaçınmak için, bazı mühendisler Şekil 18.5'de gösterildiği gibi yüzeysel temel sistemleri (ya münferit temeller veya radyeler) kullanmıştır. Bunlar özellikle hafif ağırlıklı yapılar için uygundur.

Bir dolguya yerleştirilen hafif yüklü temellerde büyük olasılıkla taşıma gücü problemleri olmayacaktır. Ancak, büyük toplam ve farklı oturmalara maruz kalabilirler. Bu nedenle, mühendis bu oturma problemlerine yer vermek veya kaçınmak amacıyla bir yol sağlamalıdır.



Şekil 18.5 Altında zayıf zemin bulunan dolgular üzerindeki yapıları desteklemede tekil sömel kullanımı.

Oturma Problemlerinin Üstesinden Gelinmesi

Oturma problemleri ile başa çıkmanın bir yolu, dolgu yerleştirme ve sonra oturmanın çoğu oluşuncaya kadar yapının inşasını geciktirmektir. Bu yöntem güvenilir ve ucuzdur. Fakat, birçok yıl beklemeyi gerektirebilir. Ancak, Altbölüm 18.4'de anlatıldığı gibi, sürşarj dolgular kullanarak oturma işlemini hızlandırmak da mümkündür.

Başka bir yöntem, yapıyı büyük oturmaları karşılayacak şekilde tasarlamaktır. New York City'de LaGuardia hava limanında bir hava yolu terminal binası (başlangıçta Eastarn Hava Yolları'na hizmet için inşa edilmiş) iyi bir örnektir (York ve Suros, 1989). Bu bina alanı altında, 1930'lu yıllarda 6–12 m yakılmış atık dolgu ile kaplanmış, 24 m derinlikte yumuşak organik kil tortu bulunmaktadır. Organik kilin sıkışabilirliği 0,29 ile 0,33 arasındadır. Bu binanın yapımı 1979'da başladığı zaman, zemin yüzeyi zaten 2 m'den daha fazla oturmuş ve sonraki yirmi yıl esnasında ilave 450 mm oturma beklenmiştir.

Hava limanındaki diğer binalar kazıklar üzerinde desteklenmiş olup; uçaklar, nakil araçları ve insanların kullanım hakkını sürdürmak amacıyla sürekli bakım gerektirmektedir. Bu nedenle, Eastern Hava Yolları terminal binası münferit sömelli bir yüzdürme temel üzerine inşa edilmiştir. Ayrıca, farklı oturmalara çok toleranslı olarak tasarlanmıştır ve temeller ile yapı arasındaki tesviye krikoları için düzenlemeler içermiştir.

Bina 1988 yılına kadar 56 mm'ye kadar farklı oturmalar ile birlikte toplam 315 mm kadar oturma yapmıştır. Ancak, toleranslı tasarım nedeniyle yapı görevini iyi yapıyordu. İlk düzleme işlemi 1989 için planlanmıştı. Bu durumda, bir kazık temel çok daha pahalı olurdu. Aynı zamanda, görevini o kadar da iyi yerine getirmezdi.

Bu yöntem, Japonya'da Kansai Uluslararası Hava Limanı'ndaki terminal binasında da kullanılmıştır. Bu bina, temeli çok yumuşak deniz zeminleri ile oluşturulan yapay bir ada üzerinde yerleştirilmiştir. Çeşitli kolonlar arasındaki farklı oturmalar belli aralıklarla izlenir ve temel plakası ve kazık başlığı arasına ilave beslemeler yerleştirilir.

Ambarlar gibi ağır bir biçimde yüklenmiş 'tesviye üzeri plak' döşemeli binalar da problemli olabilir. Çünkü, döşeme temellerden daha fazla oturabilir. Bu nedenle, ya döşemeyi yapısal olarak desteklemeli veya bu farklı harekete izin veren yapı ayrıntıları sağlanmalıdır.

Başka bir seçenek, hafif ağırlıklı dolgu malzemeleri kullanmaktır. Dolgu ağırlığı genellikle oturmanın temel nedenidir. Bu nedenle, birim ağırlığı çok düşük olan dolgu malzemeleri kullanmak yararlıdır. Hafif ağırlıklı agregalar veya sentetikler gibi doğal malzemelerden oluşabilir. En yaygın sentetik, 0,19 kN/m^3 birim ağırlıklı plastik köpük olan *genişletilmiş polistirendir* (EPS). Bu, kullandıktan sonra atılabilir kahve bardaklarını yapmada kullanılan ile aynı malzemedir. A.B.D.'nde 610x1220x2440 mm parçalar halinde bulunabilir ve istiflenerek bir dolgu teşkil edilebilir (Horvath, 1992).

Bazı projeler üst yumuşak zeminlerin bir kısmını kazmayı, EPS yerleştirmeyi ve sonra köpüğü ince bir zemin tabakası ile kaplamayı içermiştir. Böylece, doğal zeminlerde gerilmedeki net artış çok küçük olabilir. Köpük, hafif ile orta yüklü münferit temelleri taşıyabilir.

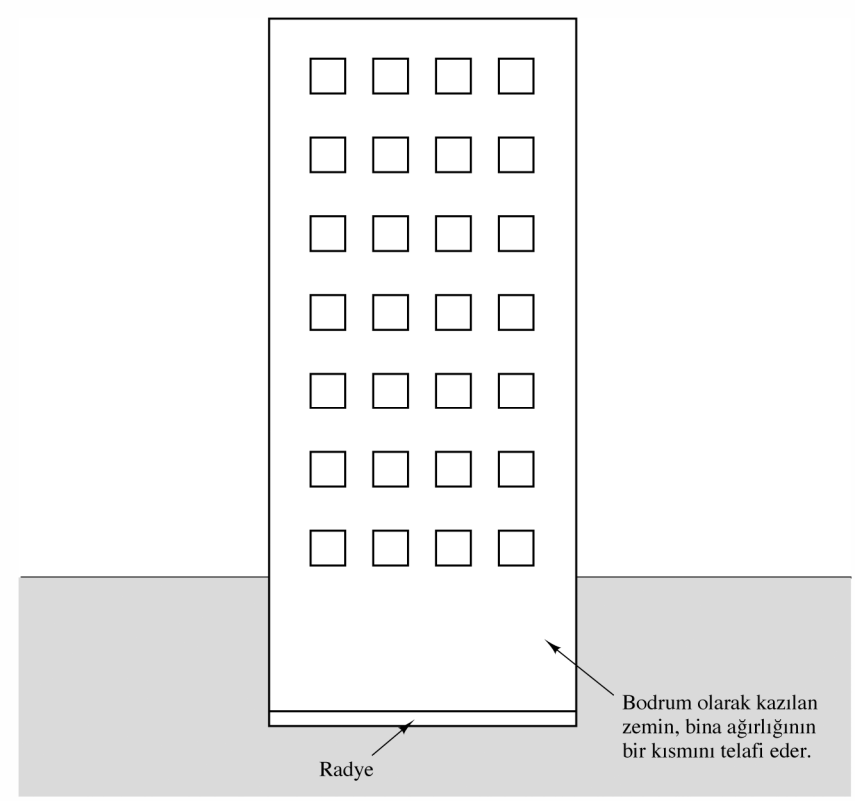
18.3 YÜZEN TEMELLER

Bir yapının oturmasını azaltmanın bir başka yolu, bir *yüzen temel* (*dengelenmiş temel* olarak da bilinir) inşa etmektir (Golder, 1975). Bu, önerilen yapının hemen hemen ağırlığına eşit ağırlıkta bir zemin hacminin kazılmasından ve sonra yapının Şekil 18.6'da gösterildiği gibi, bu kazı içine inşa edilmesinden oluşur. Bu nedenle, zemindeki düşey efektif gerilmedeki artış ($\Delta\sigma'_z$) çok küçüktür. Yüzen temellerin hemen hemen hepsi radyeler veya kazık mesnetli radyelerdir.

Belgelenmiş en eski yüzen temel, 1780 civarında Londra'da yumuşak bir zemin üzerine inşa edilmiş Albion Mill'in temelidir. Bundaki yüzme oranı %50 idi (yani, kazı $\Delta\sigma'_z$i %50 kadar azaltmıştı) ve Farley'e (1827) göre ''bir geminin suda yüzdüğü gibi, tüm bina onun üzerinde yüzerdi''. Bu öncü çabaya rağmen, yüzen temeller yirminci yüzyılın başlarına kadar yaygın hale gelmemiştir. İlk örnekler, Victoria'da Empress Oteli, British Columbia (1912), Cleveland'de Ohio Bell Telefon Şirket Binasını (1925) ve New York, Albany'de Albany Telefon Binasını (1929) içermektedir.

Eğer yapıdan gelen ölü yük ve hareketli yükler sabit ise, teorik olarak $\Delta\sigma'_z$=0 üretecek bir kazı derinliği seçebiliriz. Ancak, hareketli yük zamanla değişir. Bu yüzden, ağırlıklar her zaman tam olarak dengelenmez. Yeraltı su seviyesindeki dalgalanmalar da önemlidir. Çünkü, yeraltı suyu batırılmış ve suyu alınmış bodrumlar üzerinde yukarı doğru kaldırma kuvvetine neden olur. Böylece, $\Delta\sigma'_z$daha da azaltılır. Bu nedenle, en kötü olasılıklı yükleme koşulunu belirlemeli ve kazı derinliğini $\Delta\sigma'_z$ daima sıfırdan büyük olacak şekilde seçmeliyiz.

Yüzen temelleri göz önünde bulundururken, $\Delta\sigma'_z$üzerinde çeşitli parametrelerin etkisini değerlendiren parametrik çalışmalar yürütmek genellikle yararlıdır. Bazan, yüklerde, yeraltı suyu seviyesinde veya diğer faktörlerdeki küçük değişmeler $\Delta\sigma'_z$değerinde çok daha büyük bir değişmeye neden olabilir. Yüzen temeller ile en büyük problem çoğunlukla inşaat sırasında meydana gelir. En kritik zaman, kazı açık olduğu zamandır. Çünkü, yapının inşası henüz başlamamıştır. Bu kazılar kararlı olmayabilir ve bu nedenle özel önlemler gerektirebilir.



Şekil 18.6 Bir yüzen temel.

Torre Latino Americana

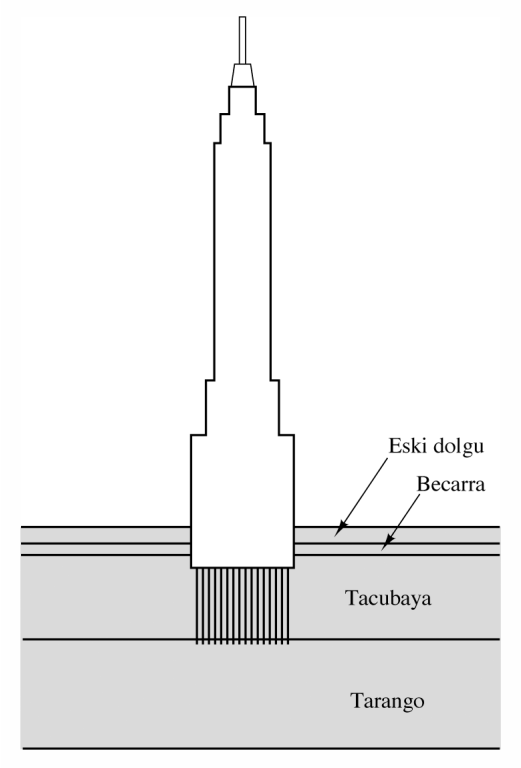
Mexico City'deki 43 katlı Torre Latino Americana binasının inşaatı yüzen temel teknolojisi açısından önemli bir kilometre taşıdır (Zeevart, 1957). Temeldeki son derece zor zemin koşullarından dolayı önemlidir. Alttaki zeminin genel profili şu şekildedir:

0 – 5,5 m : Aztec kalıntıları da içeren eski dolgu. Su tablası yüzeyden 2 m derinde.
5,5 – 9,1 m : *Becarra çökelleri* – kum, silt ve kil ardalanmaları.
9,1 – 33,5 m: *Tacubaya killeri* – Yumuşak volkanik kil; su içeriği=%100–400, $C \approx 0{,}80$; s_u=35–70 kPa
33,5 – 70,0 m: *Tarango kum ve killeri* – Daha sert ve sağlam çökeller; sıkışabilir Tacubaya killerinden çok daha az.

İleri derecede sıkışabilir Tacubaya killeri diğer yapılarda da büyük oturmalara neden olmuştur. Örnek olarak, bu kulenin bulunduğu caddenin karşı tarafında yer alan Güzel Sanatlar Sarayı 1904 ile 1962 yılları arasında 3 m'den fazla oturmuş olup, yılda 12 mm hızla oturmaya devam etmektedir (White, 1962).

Bu büyük ölçekli oturmalardan kaçınmak için, mühendisler 13 m derinliğe kadar kazılar yaparak, Tarango kumlarına kadar inen kazıkların üzerine bir radye temel inşa etmiştir. Kazı ile alınan zeminin ağırlığı binanın ağırlığının yaklaşık yarısı kadardır. Buna göre, yapı yükü

derin zeminere aktarılmış ve yapı oturmuştur. Ancak, bu durum tasarlandığı gelişmiş olup, oturmanın miktarı komşu zemindeki ile eşdeğer düzeyde gelişmiştir.



Şekil 18.7 Torre Latino Americana binası.

18.4 ZEMİN İYİLEŞTİRME

Zayıf veya sıkışabilir zeminler ile başa çıkmanın bir başka yolu onları iyileştirmektir. Bazı zemin iyileştirme teknikleri birçok yıl süreyle kullanılmıştır. Halbuki, diğerleri nispeten yenidir (Mitchell vd., 1978; Mitchell ve Katti, 1981). Bu bölüm oldukça yaygın yöntemlerin bazılarını ele almaktadır.

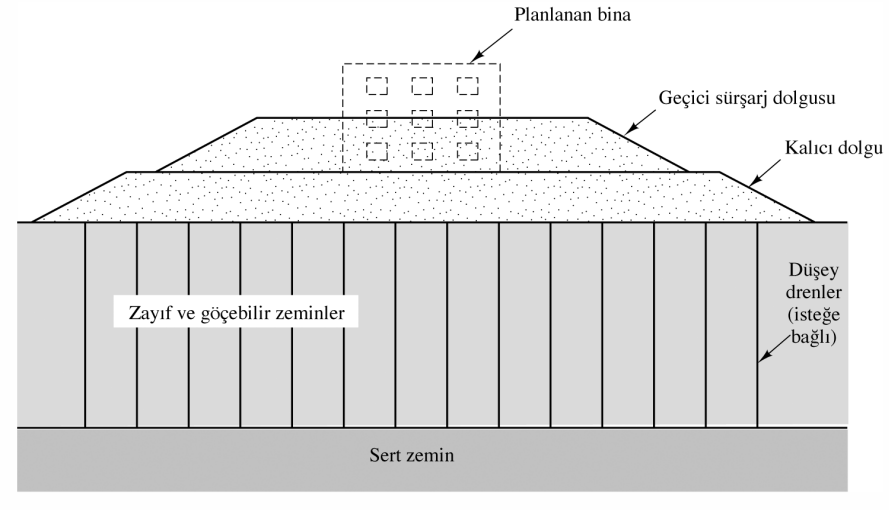
Kaldırma ve Değiştirme veya Kaldırma ve Yeniden Sıkıştırma

Bazen zayıf zeminler basitçe *kaldırılır* ve iyi nitelikli sıkıştırılmış dolgu ile *yerdeğiştirilir*. Bu seçenek özellikle çökel kalınlığının küçük, su tablasının derin ve iyi nitelikli dolgu malzemesinin önceden mevcut olduğu durumda caziptir.

Eğer zemin inorganik ve çok ıslak değilse, o zaman büyük olasılıkla kaldırılması gerekmez. Bu gibi zeminler sadece sıkıştırma suretiyle iyileştirilebilir. Bu durumda, müteahhit sağlam yer açığa çıkarılıncaya kadar zemini kazar, sonra onu tabakalar halinde sıkıştırarak, kazılmış zemini orijinal yerine geri yerleştirir. Bu teknik genellikle *kaldırma ve yeniden sıkıştırma* diye adlandırılır.

Sürşarj Dolgular

Şekil 18.8'de gösterildiği gibi, zayıf zeminlerin geçici bir sürşarj dolgusu ile kaplanması, daha hızlı konsolide olmalarına neden olur. Geçici dolgu kaldırıldığı zaman, zeminin bir kısmı veya tamamı aşırı konsolide olmuştur ve böylece daha güçlü ve daha az sıkışabilir bir nitelik kazanmıştır. Bu işleme *ön yükleme* veya *ön sıkıştırma* denir (Stamatopoulos ve Kotzias, 1985).



Şekil 18.8 Ön yükleme yaparak zemin iyileştirmesi.

Mühendisler, suya doygun siltleri ve killeri iyileştirmek için, herşeyden önce ön yükleme kullanmıştır. Çünkü, bu zeminler statik yükler altında konsolidasyona çok katkıda bulunur. Kumlu ve çakıllı zeminler titreşimli yüklere daha iyi tepki verir.

Zemin suya doygun olduğu zaman, bu zeminin konsolide olması için gerekli süre aşırı boşluk suyu basıncının zemin boşluklarının dışına çıkma yeteneğine bağlıdır (Bölüm 3'deki konsolidasyon teorisi tartışmasına bakınız). Bu zemin çökelinin kalınlığına, permeabilite katsayısına ve diğer faktörlere bağlı olup, zemin mekaniği ilkelerini kullanarak hesaplanabilir. Gerekli süre yalnızca birkaç haftadan otuz yıla veya daha fazlasına kadar değişim gösterir.

Konsolidasyon süreci, Şekil 18.8'de gösterildiği gibi, doğal zemine *düşey drenler* yerleştirerek, bir veya daha fazla mertebede hızlandırılabilir. Bu drenler, aşırı boşluk suyunun çok daha kolay kaçışı için yollar sağlar. En yaygın tasarım, dev bir dikiş makinesine benzeyen bir alet kullanarak, zemine yerleştirilen *fitil drendir*.

Ön yükleme, özellikle sürşarj zeminler bir yerden bir yere taşınabildiği ve böylece sahanın bölüm bölüm ön yüklemeye tabi tutulduğu duurmlarda, diğer bazı iyileştirme tekniklerinden daha ekonomiktir. Düşey drenler maliyeti ikiye katlayabilir.

Vibro-Sıkıştırma ve Vibro-Değiştirme

Kumlu ve çakıllı zeminler titreşimli yüklere maruz kaldığı zaman çok etkin bir biçimde konsolide olurlar. Bu durum, özellikle üst tabaka gerilmesinden dolayı yaklaşık 3 m veya daha fazla derinlikler için geçerlidir.

Almanya'daki mühnedisler bu davranışın farkına varmış ve 1930'larda derinlik vibratörleri geliştirmiştir. Bu yöntemler 1970'li yıllarda daha güzel hale getirilmiş ve şimdi dünyanın her yerinde sıkça kullanılmaktadır.

Bu derinlik vibratörlerinin bazıları aslında çelik boru kazık parçasına takılan vibratörlü kazık şahmerdanlardır (Brown ve Glenn, 1976). *Yer sondası* olarak bilinen bu alet zeminde, bitişik zeminleri sıkılaştırarak, titreştirilir ve sonra geri çekilir. Bu işlem, zeminin tamamı sıkılaştırılana kadar, sahada boydan boya ızgara biçiminde tekrarlanır.

Diğer bir teknik, Şekil 18.9'da gösterildiği gibi, yine ızgara biçiminde, zemine indirilen vibratörlü inşa edilmiş bir sonda kullanır. Bu sonda *vibroflot* olarak bilinir ve bu teknik *vibroflotasyon* diye adlandırılır. Vibroflotlar, girmeye yardım etmek ve zemin sıkıştırmasını geliştirmek için, su jetleri ile donatılır.



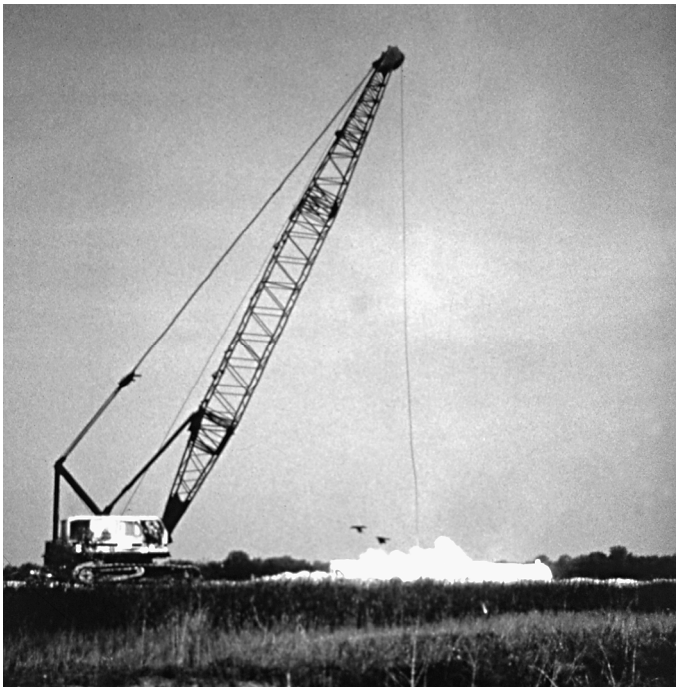
Şekil 18.9 Bu vinç bir vibroflotu zemine indirmektedir (fotoğraf: GKN Hayward Baker Inc.).

Bu tekniklerin ikisi de *vibro-kompaksiyon* olarak sınıflandırılabilir. Çünkü, titreşim kullanarak zeminleri yerinde sıkıştırırlar. İki durumda da sıkıştırma işlemine yardım etmek için ekstra kumlu zemin ilave edilir. Bununla ilgili bir başka yöntem, bir şafta yol açmak için vibratör kullanan *vibro-değiştirme* olup, sonra şaft *taş kolon* oluşturmak için çakıl ile geri doldurulur (Mitchell ve Huber, 1985). Bu teknik kohezyonlu zeminlerde kullanılabilir ve herşeyden önce zayıf zeminler içinden geçerek uzanan yük taşıyıcı elemanlar sağlamak için planlanır. Taş kolon düşey bir dren olarak da iş görür. Böylece, konsolidasyon oturmalarını hızlandırmaya yardımcı olur.

Dinamik Konsolidasyon

Sovyetler 1930'larda lösü sağlamlaştırmak için şiddetli ağırlıklar düşürmeyi denemiştir. Ancak, bu yöntem Fransızlar 1970'de (*ağır tokmaklama* olarak da bilinen) *dinamik konsolidasyonu* geliştirene kadar geniş çapta kabul görmemiştir. Bu teknik, 6 ile 30 m yüksekliklerden, *çarpıcılar* diye adlandırılan, 4 ile 36 Mg ağırlıklar düşürmekten oluşur (Mitchell vd., 1978). Bu ekipman Şekil 18.10'da gösterilmiştir. Düşen ağırlığın çarpma şiddeti zemini önemli derinliklere kadar sıkıştırır. Bu çarpma işlemi ızgara biçiminde tekrarlanır ve sonra üst zeminler geleneksel toprak-tesviye ve sıkıştırma aracı kullanarak düzleştirilir ve sıkıştırılır.

Dinamik konsolidasyon zemin tiplerinin çok geniş aralığında etkin bir biçimde kullanılmaktadır. Nispeten ucuzdur. Fakat, büyük şok dalgaları da oluşturur ve bu nedenle mevcut yapılara yakın yerlerde kullanılamaz.



Şekil 18.10 Büyük bir ağırlığı henüz düşürmüş olan bu vinç, alttaki zeminde dinamik konsolidasyon oluşturmuştur.

Geosentetikler Kullanarak Güçlendirme

Zemin bir bakıma betona benzer. Çünkü, iki malzeme de basınçta güçlü fakat çekmede zayıftır. Neyse ki, bir kompozit malzeme oluşturmak için ikisinin de içine çekme elemanları yerleştirerek iyileştirilebilir. Çelik çubuklar, yalın betona kıyasla çok üstün nitelikli olan, donatılı beton oluşturmada kullanılır. Aynı şekilde, donatılı zemin oluşturmak için çeşitli madeni ve madeni olmayan malzemeler kullanılabilir.

Mühendisler zeminleri güçlendirmek için çoğu kez *geosentetikler* olarak bilinen malzemeler kullanır (Koerner, 1990). Bu uygulamaların çoğu istinat yapılarında ve toprak şevlerde olmasına rağmen, elverişli olarak yerleştirilmiş çekme donatısı, münferit temeller altındaki zeminde eğilme dayanımı da sağlayabilir. Bu uygulama taşıma gücünü arttırır. Ayrıca, böyle bir güçlendirme, uygulanan yükü geniş bir alan üzerinde yayar. Böylece, efektif gerilmedeki değişmeyi ve konsolidasyon oturmasını azaltır. Bu teknik, çoğunlukla derin temeller gerektiren sahalarda münferit temelleri kullanmanın bir yolu olarak kullanılmıştır.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Birçok alanlar iyi bina yerleri özelliğinden yoksundur. O halde, zayıf zemin koşullu yerlerde gelişmeyi zorlarlar. Bu zeminler, genellikle zayıf ve sıkışabilir olup, temel mühendisi için özel problemlere yol açarlar.
2. Yapılar, zayıf zeminlerden geçerek daha derin, daha güçlü tabaka içine uzanan derin temeller üzerinde taşınabilir. Ancak, bu temeller genellikle büyük aşağı çekme yüklerine maruz kalır. Ayrıca, yer ve yapı arasında bir boşluk oluşabilir.
3. Yüzeysel temeller aşağı çekme yükü ve yapı/yer ayrılması problemlerini engeller. Fakat, aşırı oturma problemlerine sahip olabilirler. Bunlara, yapımı geciktirerek veya yapı ve temel arasına krikolar sağlayarak yer verilebilir.
4. Hafif ağırlıklı dolgular, zemini aşırı olarak yüklemeden arzu edilen zemin yüzeyi seviyesini elde etmek için kullanılabilir. Böylece, oturmalar azaltılır.
5. Yüzen temeller, belirli ağırlıkta zemin kazarak yapısal yükün bir kısmını karşılar. Bu temeller oturmaları kontrol etmenin çok etkin bir yolu olabilir.
6. Bazı zayıf zemin koşulları zemini iyileştirerek giderilebilir. Bu konuda birçok teknik mevcut olup, genellikle ekonomik çözümlerdir.

Sözlük

Aşağı çekme
Dinamik konsolidasyon
Düşey drenler
Genişletilmiş polistiren
Geosentetik
Kaldırma ve değiştirme
Kaldırma ve yeniden sıkıştırma
Negatif çevre sürtünmesi
Ön yükleme
Sıvılaşma
Sürşarj dolgu
Toprak sondası
Vibroflotasyon
Vibro-kompaksiyon
Yüzen temel
Zemin iyileştirme

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

18.1 300 mm çapında, 25 m uzunluğundaki bir çelik boru kazık sağlam temele girmeden önce, yeni yerleştirilmiş 2 m kalınlığındaki dolgu seviyesi ile 16 m'lik yumuşak kili geçmek durumundadır. Dolgu, kil ve sağlam zeminin birim ağırlıkları sırayla 20,0 kN/m^3, 13,0 kN/m^3 ve 18,5 kN/m^3 ve β faktörü değerleri de 0,35, 0,25 ve 0,38'dir. Su tablası dolgunun tepesinden 2 m aşağıdadır. Net birim uç taşıma basıncı 4000 kPa'dır. Aşağı çekme yükünü hesaplayınız.

18.2 İki kil çökelinden birinin yanal zemin basıncı (K_o) hariç tüm özellikleri aynıdır. 12 iç'lik kare bir donatılı beton kazık her bir çökel içine çakılmak durumundadır. Aşağı çekme yükü iki kazık için de aynı olur mu?

18.3 Bir yapı su tablası altındaki bir yüzen temel ile desteklenmektedir. Bu temelin altındaki $\Delta\sigma_z'$ nün sıfırdan küçük olması halinde ne olur?

18.4 Sismik sıvılaşmaya duyarlı zeminleri sağlamlaştırmada başvurulan en yaygın yöntem bu zeminlerin sıkılaştırılmasıdır. Bu iş için en uygun zemin iyileştirme yöntemleri nelerdir?

18.5 İnşaat yapılması planlanan bir saha 50 ft kalınlığında ve birim ağırlığı 80 lb/ft^3 olan yumuşak kilden oluşmaktadır. Zemin yüzeyinin kotu +2 ft ve su tablasının kotu da +1 ft'dir.

Sahada planlanan gelişim, yumuşak kilin bir kısmının kazılarak uzaklaştırılması (geçici drenaj ile birlikte), genişletilmiş polistiren blokların +6 ft kota kadar yerleştirilmesi ve sonra da bu blokların 2 ft kalınlığında ve birim ağırlığı 120 lb/ft^3 olan bir dolgu ile kaplanmasıdır. Planlanan yapı, sıkıştırlmış dolgular içine yerleştirilecek olan tekil sömeller üzerine oturacaktır. Binanın toplam ağırlığının sömel alanına bölümü 100 lb/ft^2 olacaktır.

Geçici kazının, yumuşak kilde efektif gerilmedeki net artışı 75 lb/ft^2 olarak vermesi gereken kotunu hesaplayınız. Hesaplamalarınızda kaldırma kuvvetini göz önüne almayı unutmayınız.

19

Şişen Zeminlerdeki Temeller

Soru: ***A.B.D.'nde mülkiyete depremler, taşkınlar, kasırgalar ve fırtınaların tümünün birleşiminden daha fazla hasara neden olan nedir ?***
Cevap: ***Şişen zeminler !***

1987 yılında yapılan bir çalışmaya göre, A.B.D.'ndeki şişen zeminler, binalara, yollara, hava limanlarına, boru hatlarına ve diğer tesislere yılda 9 milyar dolar zarar vermiştir. Bu, yukarıda listelenen felaketlerden kaynaklanan birleştirilmiş hasarın iki katından daha fazladır (Jones ve Holtz, 1973; Jones ve Jones, 1987). Bu hasarların dağılımı yaklaşık olarak Tablo 19.1'de gösterildiği gibidir. Diğer birçok ülkeler de şişen zeminlerden çekmektedir. Dünya çapındaki kayıpları hesaplamak zor olduğundan, bu açıkça uluslararası bir problemdir.

Tablo 19.1 A.B.D.'nde şişebilir zeminlerden ileri gelen yıllık hasar (Jones ve Holtz, 1973 ve Jones ve Jones, 1987'den; ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

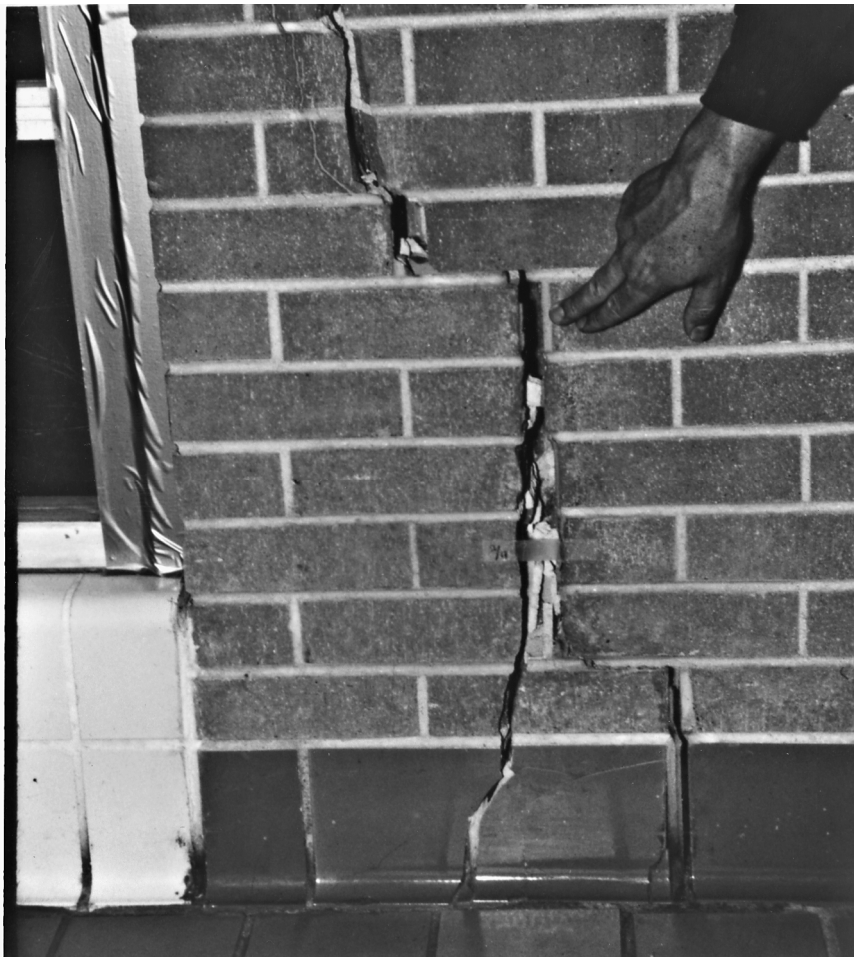
Kategori	Yıllık hasar ($)
Karayolları ve caddeler	4.550.000.000
Ticarî binalar	1.440.000.000
Müstakil evler	1.200.000.000
Kaldırımlar, arka sokaklar ve araç park alanları	440.000.000
Yeraltı hatları ve servisleri	400.000.000
Çok katlı binalar	320. 000.000
Havaalanı tesisleri	160. 000.000
Kentsel heyelanlarla ilgili olarak	100. 000.000
Diğer	390. 000.000
Toplam yıllık hasar (1987)	9.000. 000.000

Şişen zeminlerin neden olduğu hasarlar bazan önemsiz bakım ve estetik sorunları iken, genellikle Şekiller 19.1–19.3'deki örneklerde görüldüğü gibi çok kötüdür. Büyük yapısal deformasyona bile neden olurlar. Holtz ve Hart'a (1978) göre, A.B.D.'nde şişen zeminler üzerine bir yılda inşa edilen 250.000 yeni evin yüzde 60'ı önemsiz hasar geçirmekte ve yüzde 10'u önemli hasara maruz kalmakta; bazıları da tamirin de ötesinde olacak şekilde etkilenmektedir.

Bu gerçeklere rağmen, ''Şişen Zeminler Milyarları Tüketiyor'' ve tabii ki ''Şişen Zemin Yerel Aileyi Öldürdü'' gibi gazete başlıklarını görmeyi beklemiyoruz. Şişen zeminler, fırtınalar veya depremler kadar fecî değildir. Can kaybına değil de, sadece mülk hasarına neden

olurlar. Ayrıca, çok yavaş etkirler ve hasar küçük bir bölgede yoğunlaşmaktan çok geniş alanlar üzerine yayılır. Yine de, ekonomik kayıp büyüktür ve bu kaybın çoğundan problemin doğru olarak tanınması ve tasarımda, yapımda ve yeni imkanların bakımında uygun koruyucu önlemlerin içerilmesi ile kaçınılabilir.

Temel mühendisleri bu potansiyel problemin farkında olmalı ve bu gibi zeminler ile karşılaşıldığı zaman uygun bir şey yapmayı başlatmaya hazır olmalıdır.



Şekil 19.1 Şişebilir zeminin kabarması bu tuğla duvarın çatlamasına neden olmuştur. Bu ve diğer duvarları, tavanları, kapıları ve pencereleri tamir etmeye harcanan 490.000$, yapının ilk maliyetinin yaklaşık üçte birini bulmuştur (fotoğraf: Colorado Geological Survey).

19.1 ŞİŞEN ZEMİNLERİN DOĞASI, KÖKENİ VE OLUŞUMU

Geoteknik mühendisleri şişen zeminlerden bahsettiği zaman, aklımıza genellikle killer veya killerden oluşan sedimenter kayalar ve su muhtevasındaki değişmelerin sonucu olarak

meydana gelen hacim değişmeleri gelir. Bu en yaygın hacimsel büyüme olayıdır ve bu nedenle, bu bölümün başlıca ilgi merkezidir. Zemin şişmesinin diğer daha az yaygın mekanizmaları Altbölüm 19.6'da tartışılmıştır. Tümüyle farklı bir olay olan don kabarması nedeniyle oluşan şişme, Bölüm 8'de ele alınmıştır.



Şekil 19.2 Şişebilir zeminin kabarması tek katlı ahşap iskeletli evin tavanında 0,1 inç genişliğindeki bu çatlağın oluşmasına neden olmuştur.

Kil zeminler çakıl, kum ve siltlerden çok farklıdır. Kil dışındakilerin tümü nispeten reaksiyona girmeyen iri partiküllerden oluşur ve mühendislik özellikleri öncelikle bu tanelerin boyutuna, şekline ve dokusuna bağlıdır. Bunun aksine, killer genellikle plaka şekilli olan çok küçük tanelerden oluşur. Killerin mühendislik özellikleri, bu partiküllerin çok küçük boyut ve büyük yüzey alanından ve doğasında olan elektriksel yüklerinden güçlü bir şekilde etkilenir.

Kilin Şişmesine Sebep Olan Nedir?

Doğada birkaç çeşit *kil minerali* bulunur. Bunların farklılıkları, kimyasal bileşimleri ve yapısal biçimleri ile tanımlanır. En yaygın kil minerallerinin üçü *kaolinit*, *illit* ve *montmorilonittir* (smektit grubunun bir kısmı). Bu minerallerin farklı kimyasal bileşimleri ve kristal yapıları, Tablo 19.2'de gösterildiği gibi, herbirine şişmeye karşı farklı bir hassaslık verir.

Şişme, suyun partiküller arasına ve içine sızdığı ve bunların ayrılmasına neden olduğu zaman meydana gelir. Kaolinit, münferit kil partiküllerini bir arada tutan güçlü hidrojen bağlarının varlığından dolayı şişemeyen bir mineraldir. İllit, sınırlı hacimsel büyümeye izin veren daha zayıf potasyum bağları içerir ve montmorilonit partikülleri sadece çok zayıf olarak bağlanmıştır. Bu nedenle, su montmorilonit killeri içine çok kolay akabilir ve taneleri ayırabilir. Saha gözlemleri, en büyük problemlerin yüksek montmorilonit içerikli zeminlerde meydana geldiğini göstermektedir.

Aşağıdakiler de dahil olmak üzere, kil taneleri üzerinde etkiyen diğer birkaç kuvvet söz konusudur:



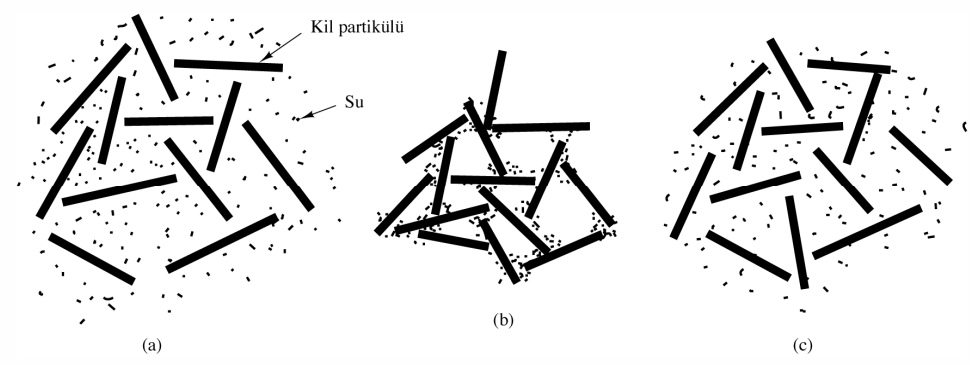
Şekil 19.3 Şişebilir zemin bu tuğla binanın çatlamasına neden olmuştur (fotoğraf: Colorado Geological Survey).

Tablo 19.2 Saf kil minerallerinin şişme potansiyeli (Budge vd., 1964'den).

Şürşarj yükü		Şişme potansiyeli (%)		
(lb/ft²)	(kPa)	Kaolinit	İllit	Montmorillonit
200	9,6	İhmal edilebilir	350	1500
400	19,1	İhmal edilebilir	150	350

- Partiküller arasındaki suyun menisküslerindeki yüzey gerilimi (zemini sıkıştırarak, partikülleri bir araya çekme eğilimindedir)
- Ozmotik basınçlar (suyu içeri getirme eğilimindedir; böylece partikülleri daha fazla uzağa iter ve zemini genişletir)
- Tutulmuş hava kabarcıklarındaki basınçlar (zemini genişletme eğilimindedir)
- Dış yüklerden dolayı efektif gerilmeler (zemini sıkıştırma eğilimindedir)
- London-Van Der Waals moleküller arası kuvvetler (zemini sıkıştırma eğilimindedir).

Hacimsel büyüme yapan killer, bu kuvvetlerdeki değişmelere cevaben şişer veya büzülür. Örneğin, Şekil 19.4a'da gösterildiği gibi, bir montmorilonit kilinin başlangıçta suya doygun olduğunu düşünerek, yüzey gerilmesi ve ozmotik kuvvetlerdeki değişmelerin etkilerini göz önünde bulundurunuz. Eğer bu zemin kurursa, kalan su muhtevası Şekil 19.4b'de gösterildiği gibi, menisküs oluşturarak partiküllerin ara yüzeylerine yakın toplanır ve meydana gelen yüzey gerilim kuvvetleri zeminin büzülmesine neden olarak, partikülleri bir araya daha yakına çeker. Bu safhadaki zemini sıkıştırılmış bir yaya benzetebiliriz; bunları tutan sıkışmış kuvvetler olmasaydı, ikisi de genişlerdi.



Şekil 19.4 Şişebilir kilin büzülme ve şişmesi.

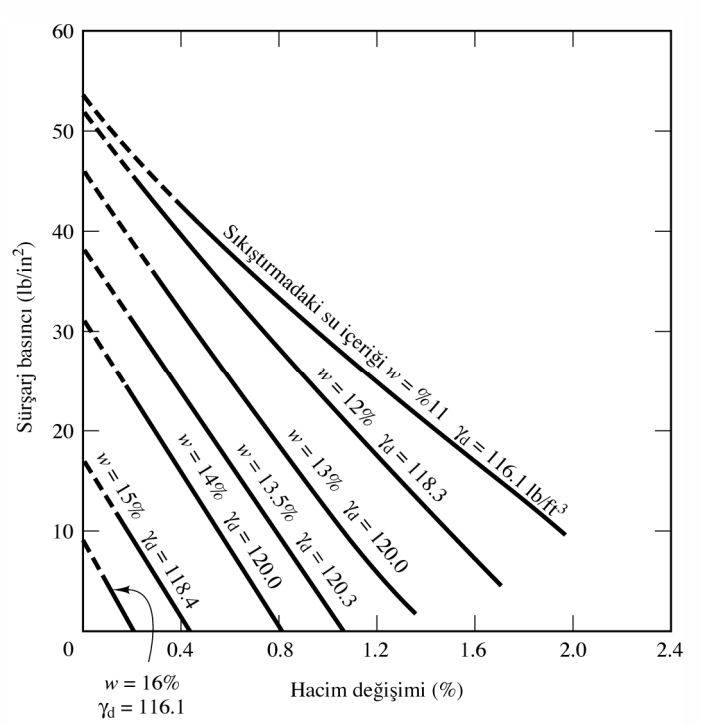
Şekil 19.4b'deki zeminin suya ilgisi (affinity) çok büyüktür ve ozmosluğu kullanarak mevcut suyu içine çeker. Bu safhada çok yüksek *zemin emmesi* olduğunu söyleyebiliriz. Eğer su mevcut olursa, emme suyu taneler arasındaki boşlukların içine çeker ve zemin Şekil 19.4c'de gösterildiği gibi şişer. Analojiye geri dönersek, yay serbest bırakılmıştır ve şimdi belki de dışa doğru itilmektedir.

Hacimsel Büyüme Miktarını Hangi Faktörler Kontrol Eder?

Bir zeminin arazide meydana gelecek potansiyel şişme miktarı aslında birçok faktöre bağlıdır. Bu faktörlerin biri zemindeki şişen killerin yüzdesidir. Örneğin, saf montmorilonit orijinal hacminin onbeş katından daha fazla şişebilir (kesinlikle felaket getiren sonuçlarla!). Fakat, kil mineralleri bu gibi saf bir biçimde nadiren bulunur. Genellikle, şişen kil mineralleri daha kararlı killer ve kumlar veya siltler ile karışıktır. Tipik bir ''montmorilonit'' (gerçekten karışık bir zemin), en kötü laboratuvar koşulları altında bile, büyük olasılıkla yüzde 35 ile 50'den daha fazla şişmez. Arazide çok daha az şişer.

Montmorilonit kilinin iki tipi vardır: kalsiyum montmorilonit ve sodyum montmorilonit (bentonit olarak da bilinir). İkincisi çok daha pahalı, fakat daha az yaygındır.

Dikkate alınacak en önemli değişkenlerin ikisi, başlangıç su muhtevası ve sürşarj basıncıdır. Eğer zemin başlangıçta nemli ise, o zaman ilave şişme için kuru olduğundan çok daha az potansiyel vardır. Ayrıca, orta sürşarj basıncı şişme potansiyelinin çoğunu dizginler (zemini tamamen engellemek için tipik olarak büyük yükler gerekli olmasına rağmen). Şekil 19.5, şişme potansiyeli, başlangıç su içeriği ve sürşarj basıncı arasındaki tipik ilişkiyi göstermektedir.



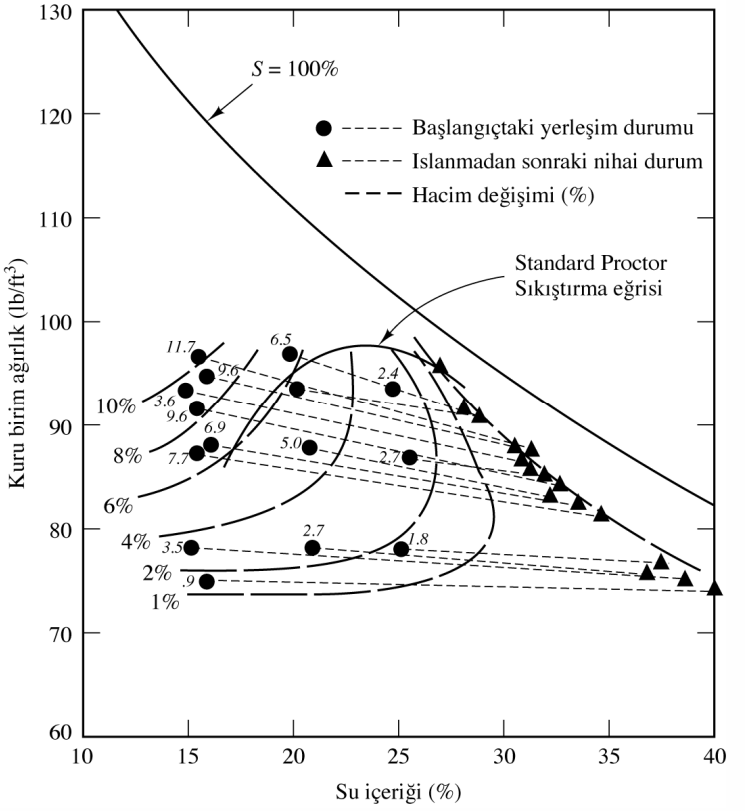
Şekil 19.5 Başlangıç su içeriği ve sürşarj yükünün fonksiyonu olarak şişme potansiyeli (tipik) (Seed, Mitchell ve Chan, 1962'den).

Bu ilişki, yol kaplamaları ve 'tesviye üzeri plak' döşemenin şişen zeminlerden kaynaklanan hasara neden bu kadar hassas olduğunu göstermektedir (bkz. Tablo 19.1). Bu yapıların sağladığı sürşarj yükü çok küçük olup, zemin şişmesine karşı az miktarda direnç vardır. Ancak, 30 cm kalınlığındaki bir alttemelin bile potansiyel kabarmayı nasıl önemli bir biçimde azalttığını da göstermektedir.[1]

Zeminin sıkıştırılmış bir dolguya yoğrulması, o zemini şişmeye daha duyarlı yapabilir (O'Neill ve Poormoayed, 1980). Çünkü, büyük olasılıkla bu işlem zemindeki çimentolaşmayı parçalar ve daha sonra sönümlenen yüksek negatif boşluk suyu basınçlarına neden olur. Özellikle dolguyu sıkıştırmada kullanılan yöntemler (statik sıkıştırmaya karşı yoğurma) ve sıkıştırıldığı durumdaki su muhtevası ile kuru birim ağırlık (Seed ve Chan, 1959) olmak üzere, dolguların şişme özelliklerini etkileyen diğer birçok faktör vardır.

Şekil 19.6'da optimum su muhtevasının ıslak kısmında sıkıştırılan bir zeminin şişme potansiyelini nasıl azalttığını göstermektedir. Ayrıca, zemini daha düşük bir birim ağırlıkta sıkıştırmanın da şişme potansiyelini azalttığını göstermektedir (bunun, azaltılmış kayma dayanımı ve arttırılmış sıkışabilirlik gibi zararlı etkileri de olmasına rağmen).

[1] Bu amaç için alttemel kullanımı biraz tartışmalıdır. İlave sürşarj basıncı sağlamasına rağmen (ki bu iyidir) ilave suyun şişen zeminlere girmesi için bir yol da olabilir (bu da kötüdür). Birçok mühendis ekstra su sızma riskinin çok yüksek olduğunu hissetmekte ve bu nedenle bu yöntemi kullanmamaktadır.



Şekil 19.6 Sıkıştırılmış killerin şişme potansiyeli (Holtz, 1969'dan).

Laboratuvar deneyleri yararlı olmasına rağmen, arazideki şişen zeminlerin davranışını tam olarak tahmin edemeyebilirler. Bunun kısmen nedeni, laboratuvardaki zeminin genellikle suya doymuş olmasıdır. Halbuki, arazideki zeminin suya erişimi sınırlı olabilir. Sahadaki bir zeminin içine suyun akışı aşağıdakiler dahil birçok faktöre bağlıdır:

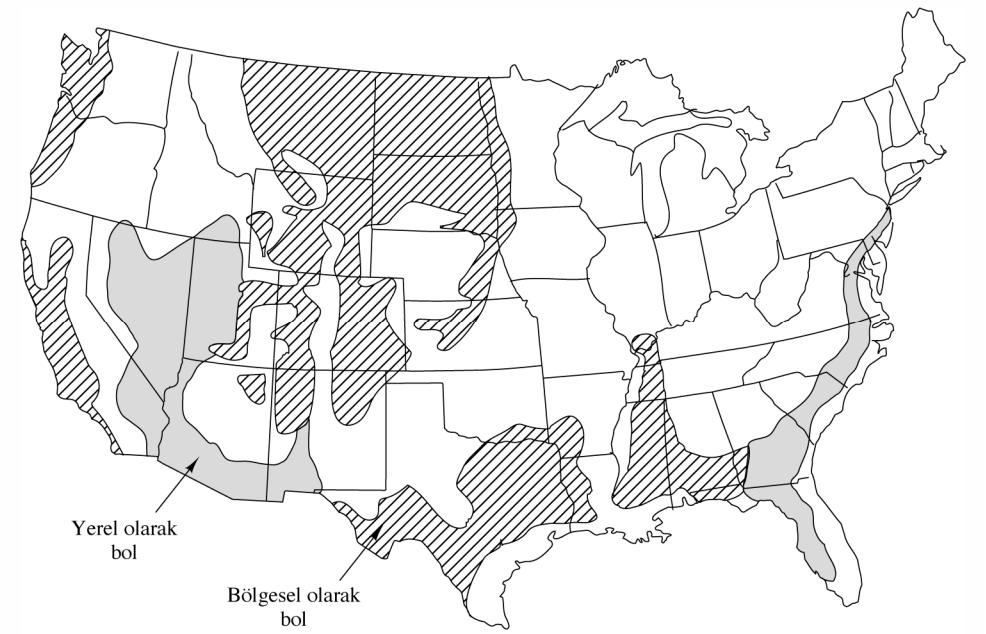
- Suyun temini (yağmur, sulama ve yüzey drenajına bağlıdır)
- Buharlaşma ve terleme (iklim ve bitkiye bağlıdır; büyük ağaçlar kökleri yoluyla büyük miktarlarda su çekebilirler)
- Zemindeki çatlakların varlığı (suyun çatlaklar yoluyla akışı, zemin içinden akışından çok daha kolaydır)
- Kum veya çakıl merceklerinin varlığı (suyun zemine girmesine yardımcı olur)
- Zeminin suya karşı ilgisi (emmesi)

Bu faktörlerden dolayı, Jones ve Jones (1987) arazideki zeminlerin tipik olarak toplam olası şişmenin yüzde 10'u ve 80'i arasında şiştiğini belirtmektedir.

Şişen Killerin Oluşumu

Feldspatlar, mikalar ve kireçtaşları gibi malzemellerin kimyasal bozuşması kil minerallerini oluşturabilir. Oluşan mineralin türü; ana kayanın bileşimine, topoğrafyaya, iklime, yakındaki bitki örtüsüne, bozuşma süresine ve diğer faktörlere bağlıdır.

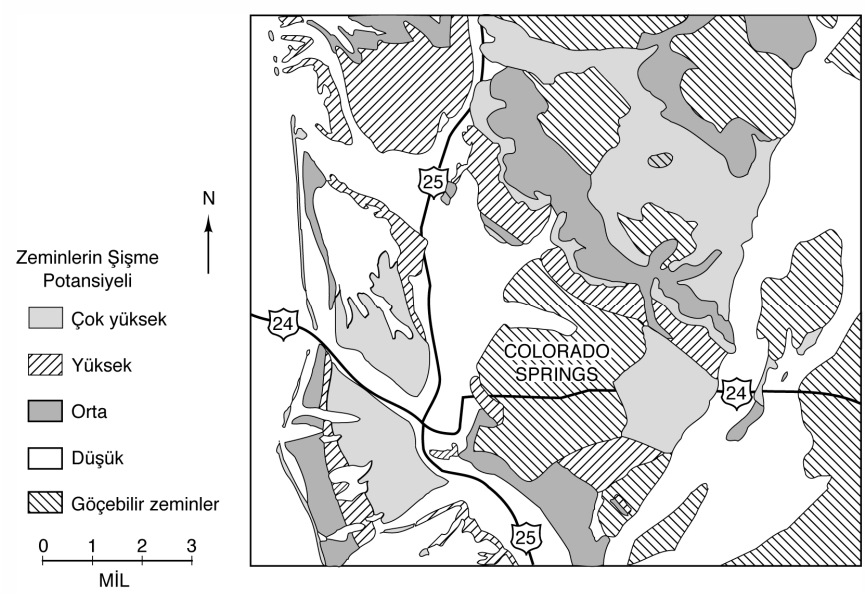
Montmorilonit killeri genellikle ferromagnezyum, kalsiyum feldspat ve volkanik malzemelerin bozuşması sonucu oluşur. Çok büyük olasılıkla magnezyum iyonlarının mevcut olduğu ve yıkanmanın olmadığı alkalik bir ortamda oluşurlar. Bu gibi koşullar büyük olasılıkla yarı-kurak bölgelerde mevcuttur. *Bentonit* (sodyum montmorilonit) volkanik külün kimyasal bozuşması ile oluşur. Şekil 19.7, A.B.D.'ndeki ana montmorilonit çökellerinin yaklaşık coğrafik dağılımını göstermektedir.



Şekil 19.7 A.B.D.'nde belli başlı montmorillonit yataklarının yaklaşık dağılımı (Tourtelot, 1973'den). Erozyon, buzul hareketi ve diğer jeolojik süreçler bu zeminlerin bir kısmını burada görülen kuşakların dışına taşımıştır. Bu nedenle, taralı olmayan alanlar şişebilir zemin problemlerinden muaf değildir.

Şişen killer Kanada'nın kırsal şehirlerinde, Güney Afrika, Avusturalya, Fas, Hindistan, İsrail, Peru, İspanya ve dünyada birçok yerlerde de yaygındır.

Şekil 19.7 sadece bölgesel eğilimleri göstermektedir. Taralı alanlar içindeki zeminlerin tamamı şişen zeminler ve dışındaki zeminlerin tümü de şişmeyen zeminler diye birşey söz konusu değildir. Şişen zeminlerin yerel oluşumu Şekil 19.8'de gösterildiği gibi, geniş çapta değişebilir. Ancak, bu ölçekteki haritalar bile sahaya özgü arazi araştırmalar için bir temsilci değil, sadece yardımcıdır.



Şekil 19.8 Colorado Springs (Colorado) bölgesinde şişebilir zeminlerin dağılımı (Hart, 1974'den).

Şişme Potansiyeli Üzerinde İklimin Etkisi

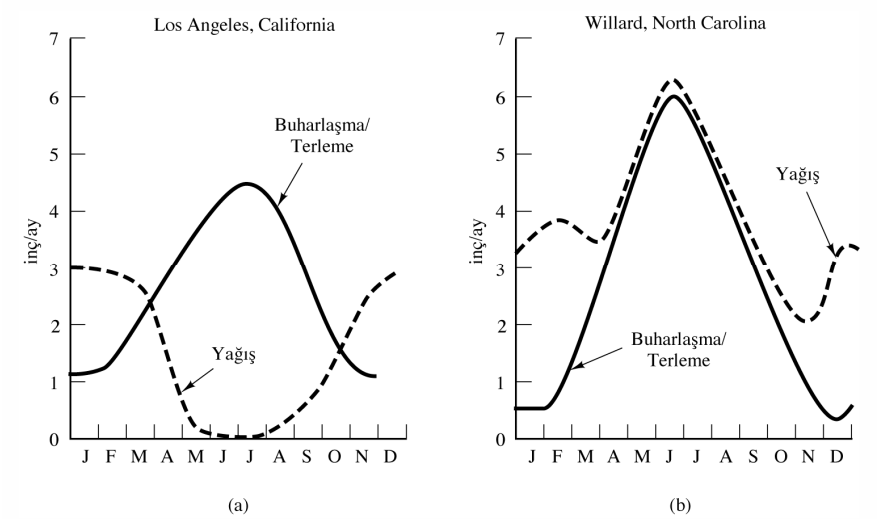
Daha önce tartışıldığı gibi, biraz genişleyen zemin potansiyel olarak büzülebilir ve şişebilir. Fakat, pratikte bu sadece zeminin su muhtevası değişmesi durumunda meydana gelir. Bu gibi değişmelerin olasılığı, zemine giren su (yağış ve sulama yoluyla olduğu gibi) ve zemini terkeden su (genellikle buharlaşma ve terleme yoluyla) arasındaki dengeye bağlıdır.

Nemli iklimlerde, zemin nemli veya ıslaktır ve yıl boyunca öyle kalma eğilimindedir. Bunun nedeni, en büyük buharlaşma ve terleme sürelerinin (yaz ayları) en büyük yağış miktarı ile aynı zamana rastlamasıdır. Şekil 19.9b'de gösterildiği gibi, Kuzey Carolina'daki iklim bu model tipidir. Su muhtevasındaki değişmelerin küçük olmasından dolayı, çok az rötre veya şişme meydana gelecektir. Ancak, zeminin kuruduğu ve büzüldüğü uzun kuraklık süreleri esnasında bazı problemler belirtilmiştir (Hodkinson, 1986; Sowers ve Kennedy, 1967).

Şişen zeminler ile igili problemlerin çoğu kurak, yarı-kurak ve esintili alanlarda oluşur. Çünkü, yağışın ve buharlaşmanın/terlemenin mevsimlik dağılımı zeminin su muhtevasındaki büyük dalgalanmalara neden olur. Kurak ve yarı-kurak alanlardaki yağışın çoğu, buharlaşma ve terleme oranlarının düşük olduğu kış ve ilkbahar süresince oluşur. Bu nedenle, zeminin su muhtevası artar. Sonra, yaz süresince yağış en az ve buharlaşma/terleme en fazladır. Bu yüzden, zemin kurur. Bu nedenle, kışın zemin şişer ve yazın büzülür. Los Angeles'daki iklim Şekil 19.9a'da gösterilmiş olup, bu biçimi segilemektdeir.

Şişen zemin problemlerini etkilemesi açısından, yağışın ve buharlaşmanın/terlemenin yararlı bir ölçüm sistemi Thornthwaite Nem Göstergesidir (TMI) (Thornthwaite, 1948). Bu indeks, yıllık ortalama yağış ve buharlaşma ve terleme yoluyla atmosfere geri dönen su

miktarı arasındaki farkın bir fonksiyonudur. Pozitif değer gereğinden fazla net zemin nemini gösteririrken, negatif değer net açığı gösterir. Thornthwaite bu indeksi kullanarak, iklimleri Tablo 19.3'de gösterildiği gibi sınıflamıştır.



Şekil 19.9 Yağış ve potansiyel buharlaşma-terlemenin (a) Los Angeles'ta (California) ve (b) Willard'da (Kuzey Carolina) yıllık dağılımı (Thornthwaite, 1948'den). Yağışlı Los Angeles kışlarını takip eden çok kurak yazlara dikkat ediniz. Bunun tersine, Willard'da toplam yıllık yağış çok daha yüksektir ve çoğu da yaz mevsiminde gerçekleşmektedir. American Geographical Survey'den izin alarak kullanılmıştır.

Tablo 19.3 Thornthwaite Nem İndisi'ne (TMI) dayalı iklim sınıflaması (Thornthwaite, 1948'den; American Geographical Survey' den izin alarak kullanılmıştır).

TMI	İklim tipi
–60 ile –40 arası	Kurak
–40 ile –20 arası	Yarı kurak
–20 ile 0 arası	Kuru, yarı ılıman
0 ile 20 arası	Nemli, yarı ılıman
20 ile 100 arası	Ilıman
>100	Çok ılıman

Yıl boyunca nem içeriğinin değiştiği alanlarda şişen zeminler çok problemli olduğundan ve bu büyük olasılıkla kurak iklimlerde meydana geleceğinden, en düşük TMI değerli bölgeler problemler için en büyük potansiyele sahiptir. Araştırmacılar, TMI'nın +20'den büyük olmadığı alanlarda, şişen zeminlerin problemlere neden olmaya çok daha eğilimli

olduklarını gözlemlemiştir. Ancak, bu mutlak bir üst sınır değildir. Örneğin, Alabama ve Mississippi'de bazı şişen zemin problemleri meydana gelmiştir (TMI $\approx$ 40).

Şekil 19.10 A.B.D.'nin Thornthwaite konturlarını göstermektedir. Bu bilgi Şekil 19.7 ile birleştirildiğinde, şişen zemin problemlerine sahip alanların büyük olasılıkla aşağıdaki yerleri içerdiği görülür:

- Orta ve güney Texas
- Kayalı Dağların dışındaki Colorado kısımları
- California'nın çoğu, Sacramento'nun güneyi
- Kuzey düzlük eyaletleri
- Büyük havza alanının kısımları (Arizona, Nevada, Utah)

Daha sonra bu bölümde tartışıldığı gibi, insan yapımı gelişmeler belirli bir sahada TMI'yı değiştirebilir.

Aktif Zonun Derinliği

Bir zeminin doğal halindeki su muhtevası, yüzeye yakın kesimlerde derinde olan kısmına göre daha fazla dalgalanır. Bunun nedeni, üst zeminlerin yağış ve buharlaşma/terlemedeki değişmelere daha hızlı tepki vermesidir.

Şişen zemin problemlerini değerlendirirken önemli bir kriter, su muhtevası dalgalanmalarının en büyük derinliği olan *aktif zon derinliğidir* (bkz. Şekil 19.11). Tahminen, bu derinlik altında su muhtevası mantıksal olarak sabittir. Bu yüzden, orada şişme meydana gelmez. Şekil 19.9'a göre Los Angeles'daki zemin su muhtevası çok etkili bir biçimde yazdan kışa değişmektedir. Bu nedenle, oradaki aktif zonun, su muhtevasının daha az değişken olduğu Willard'daki zondan, daha derine uzandığını ummaktayız. Sonuç olarak, şişen zeminler Los Angeles'da daha büyük problem olmalıdır (ve öyledir de!).

O'Neill ve Poormoayed (1980) seçilmiş bazı şehirler için Tablo 19.4'de gösterildiği gibi aktif zon derinliklerini sunmuştur. Bu tabloya göre, San Antonio'daki bir zemin profili, 320 km uzakta Huoston'daki aynı zemin profilinden daha fazla kabarma üretir. Çünkü, San Antonio'da aktif zon daha derindir. Sonuç olarak, benzer yapılar için uygun önleyici tasarım tedbirleri de farklı olacaktır.

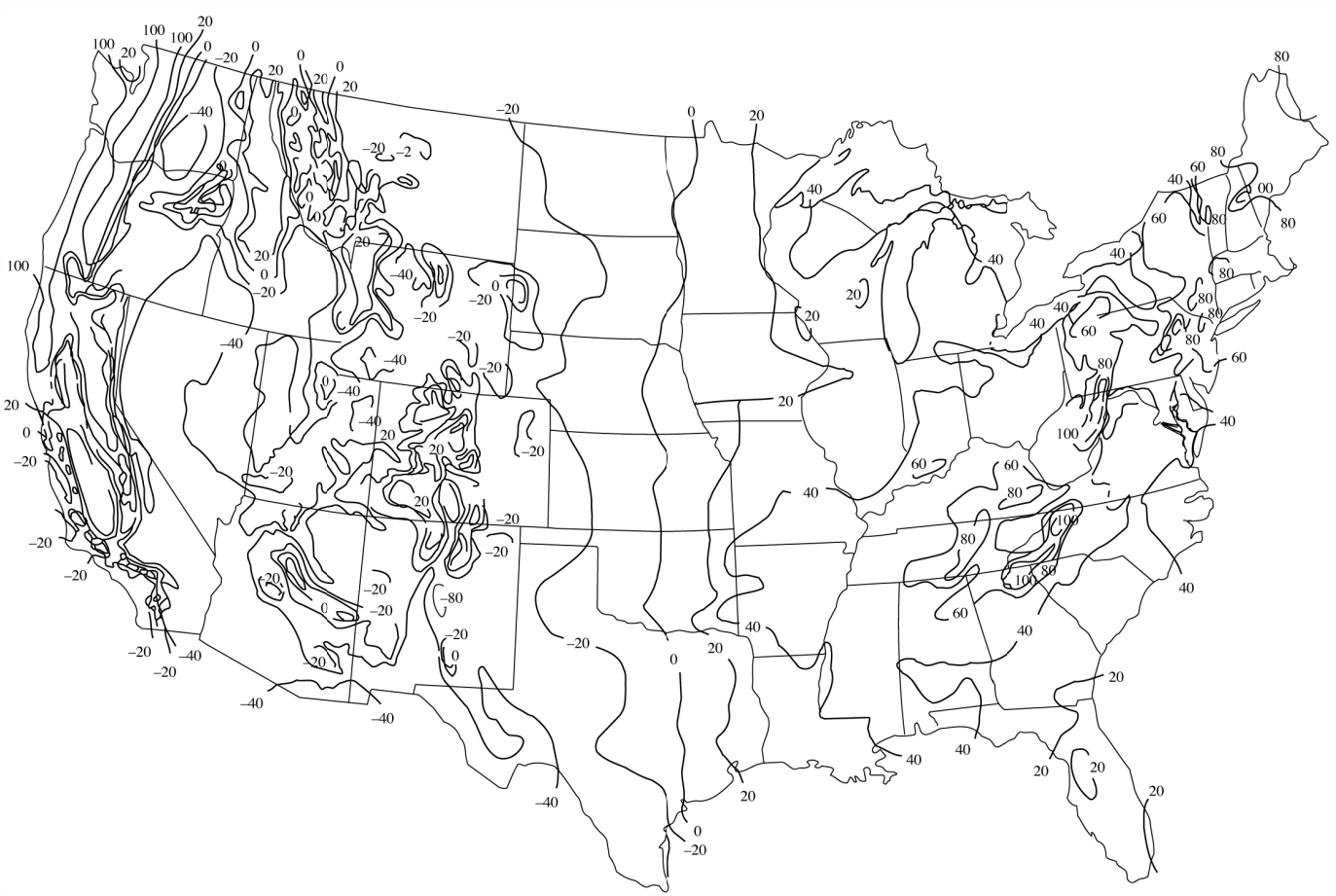
Çok çatlaklı killer tipik olarak daha derin aktif zonlara sahip olacaktır. Çünkü, çatlaklar suyu daha büyük derinliklere iletir. Örneğin, Colorado'da yürütülen saha çalışmaları bazı bölgelerde aktif zonun zemin yüzeyinden aşağı 16 m kadar derine uzanabileceğini göstermektedir (Holtz,1969).

Belirli bir sahadaki aktif zon derinliğini belirlemek zordur ve bu, kabarma analizlerindeki belirsizliğin önemli bir kaynağıdır.

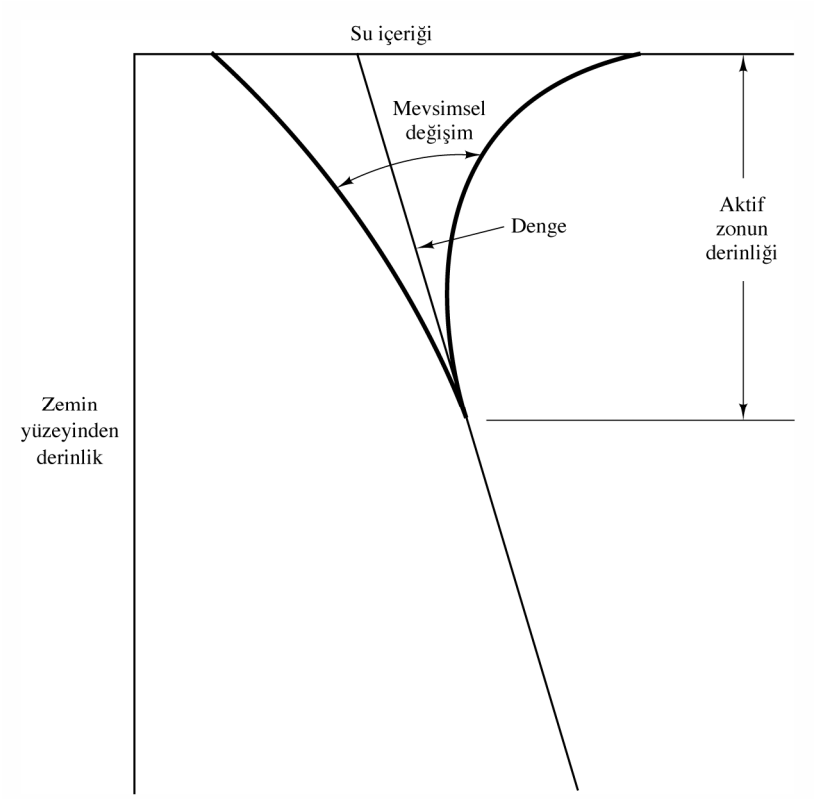
Beşerî Faaliyetlerin Etkisi

Mühendislerin, beşerî faaliyetlerin; özellikle de yeni inşaatların belirli bir sahada nem koşullarını nasıl değiştirdiğini de göz önünde bulundurması gerekir. Örneğin:

- Bitki örtüsünün kaldırılması terlemeyi sona erdirir.
- Tesviye-üzeri-plak döşemelerin, yol kaplamalarının veya diğer geçirimsiz malzemelerin zemin yüzeyine yerleştirilmesi hem buharlaşmayı hem de yağmur suyunun doğrudan girişini durdurur.



Şekil 19.10 A.B.D.'nde Thornthwaite Nem İndisi dağılımı (Thornthwaite, 1948 ve PTI, 1980'den). American Geographical Survey ve Post-Tensioning Institute'den izin alarak kullanılmıştır.



Şekil 19.11 Aktif zon, su içeriğinin dalgalanmalar gösterdiği zemin katmanıdır.

Tablo 19.4 Seçilmiş bazı şehirlerde aktif zonun yaklaşık derinliği (O'Neill ve Pormoayed, 1980'den).

Şehir	Aktif kuşağın derinliği (ft)	Aktif kuşağın derinliği (m)	TMI (Şekil 19.10'dan)
Houston	5 – 10	1,5 – 3,0	18
Dallas	7 – 15	2,1 – 4,2	–1
Denver	10 – 15	3,0 – 4,2	–15
San Antonio	10 – 30	3,0 – 9,0	–14

- Yeşil alanların sulanması zeminde çok daha fazla suya neden olur. Güney California'da, bazıları, yerleşim alanlarındaki sulamanın yıllık yağışın doğal 375 mm'den çok fazla olan 1500 mm veya daha fazla yükseltmeye eşdeğer olduğunu tahmin etmiştir.
- Güçlü ağaçların veya ısıtmalı binaların yerleştirilmesi kurumayı arttırabilir.

Bu değişmeleri ölçmek zordur. Fakat, kurak ve yarı-kurak alanlardaki net etkisi normalde yapılar altındaki nem içeriğini arttırmaktır. Bu daha fazla şişme ve daha fazla yapısal hasara neden olur.

19.2 ŞİŞEN ZEMİNLERİN TEŞHİSİ, TEST EDİLMESİ VE DEĞERLENDİRİLMESİ

Şişen zeminlerin problemlere neden olabileceği bir alanda çalışırken, geoteknik mühendislerinin problemli zeminleri tanıma, test etme ve şişme potansiyelini değerlendirmenin sistemli bir yöntemi ile donanmış olması gerekir. Nihai amaç, önerilen bir projeyi başarılı bir biçimde tamamlamak için hangi önleyici tasarım tedbirlerinin (eğer varsa) gerekli olduğunu belirlemektir.

Tecrübeli bir geoteknik mühendisi genellikle potansiyel olarak şişen zeminleri görsel olarak saptayabilir. Şişebilir olmak için, bir zemin büyük olasılıkla birleştirilmiş semboller CL veya CH (bazı ML, MH ve SC zeminler de şişebilir olmasına rağmen) içinde yer alarak, önemli miktarda kil içeriğine sahip olmalıdır. Kuru, şişebilen bir zemin genellikle çatlaklara, cilalı yüzeylere veya parçalanmalara sahip olacaktır. Bunların hepsi önceki şişme ve rötre işaretleridir. Kuru iken bu zeminler genellikle zemin yüzeyinde çatlaklıdır. Ancak, böyle bir görsel saptama sadece ilk adımdır; özel tasarım tavsiyeleri geliştirmeden önce daha fazla bilgi elde etmeliyiz.

İşlemin bir sonraki aşaması (şişme yüzdesinin belirlenmesi) daha zordur. Bunun için çok çeşitli deney ve değerlendirme yöntemleri önerilmiştir. Ancak, bunların hiçbiri genel veya hatta geniş çapta kabul görmüş değildir. Belirli coğrafik alanlarda çalışan mühendisler genellikle başka yerde kullanılanlardan oldukça farklı olabilen benzer teknikler kullanır. Bu uyumsuzluk, yanıltıcı bir engel olmaya devam etmektdir.

Bu yöntemleri üç grupta sınıflandırabiliriz. İlk grup, zemin şişmesini tamamen "az", "orta" veya "yüksek" gibi terimler ile sınıflayan *nitel yöntemlerden* oluşur ve ampirik tabanlı önleyici tedbirler için temel oluşturur. İkinci grup *yarı nicel yöntemleri* içerir. Bunlar sayısal sonuçlar verirler fakat, mühendisler bunları temel fiziksel özellik olarak değil; şişme göstergesi olarak dikkate alır. Burada ima edilen, tasarım yöntemlerinin de ampirik tabanlı olacağıdır. Son grup, temel fiziksel özelliklerin ölçümleri olan, *nicel* sonuçları sağlayan yöntemleri içerir ve rasyonel veya yarı rasyonel tasarım yöntemi için temel oluşturur.

Nitel Değerlendirmeler

Bu değerlendirmeler sınıfı genellikle Atterberg Limitleri veya kolloid[2] yüzdesi gibi yaygın zemin deneyleri ile olan ilişkilere dayandırılır. Bu gibi ilşkiler yaklaşıktır. Fakat, özellikle ön değerlendirmeler için yararlı olabilirler.

A.B.D. Arazi Islahı Bürosu Tablo 19.5'deki ilişkileri geliştirmiştir. Bir mühendis bir zeminin şişme potansiyelini sınıflamada bunların herhangi birini veya tümünü kullanabilir. Fakat, plastisite indisi ve likit limit ilişkileri büyük olasılıkla en güvenilir olanlardır. Montmorilonit partikülleri genellikle illit ve kaolinitten daha küçüktür. Bu yüzden, şişme kabaca kolloid yüzdesi ile ilişkilendirilir. Mühendisler rötre limiti deneyini nadiren yapar ve bazıları şişme ile olan ilişkisinin geçerliliğini sorgulamıştır.

Chen (1988) Rocky Mountain alanında tecrübesine dayanarak Tablo 19.6'daki ilişkileri önermiştir.

[2] Kolloidler genellikle 0,001 mm'den daha küçük partiküllerin tümü olarak tanımlanır; kil-boyutlu partiküller bazan 0,002 mm'den daha küçük olanlar olarak tanımlanır. Bir zemindeki kolloidlerin veya kil boyutlu partiküllerin yüzdesini ölçmek için hidrometre deneyi kolay bir yoldur. Bu, zeminin potansiyel şişmesinin kaba bir göstergesi olabilir.

Tablo 19.5 Yaygın zemin deneyleri arasında korelasyon (Holtz, 1969 ve Gibbs, 1969'dan).

Kolloid yüzdesi	Plastisite indisi	Büzülme limiti	Likit limit	Şişme potansiyeli
<15	<18	<15	<39	Düşük
13 – 23	15 – 28	10 – 16	39 – 50	Orta
20 – 31	25 – 41	7 – 12	50 – 63	Yüksek
>28	>35	>11	>63	Çok yüksek

Tablo 19.6 Yaygın zemin deneyleri arasında korelasyon (Chen, 1988'den; Elsevier Science Publishers'dan izin alarak kullanılmıştır).

Laboratuvar ve arazi verileri			Şişebilirlik derecesi			Şişme potansiyeli
20 No'lu elekten geçen yüzde	Likit limit	SPT N değeri	Olası şişme (%)[a]	Şişme basıncı (k/ft^2)	Şişme basıncı (kPa)	
<30	<30	<10	<1	1	50	Düşük
30 – 60	30 – 40	10 – 20	1 – 5	3 – 5	150 – 250	Orta
60 – 95	40 – 60	20 – 30	3 – 10	5 – 20	250 – 1000	Yüksek
>95	>60	>30	>10	>20	>1000	Çok yüksek

[a] 50 kPa'lık toplam gerilmeye maruz kaldığı zamanki yüzde hacim değişimi.

Yarı Nicel Değerlendirmeler

Yüklü Şişme Deneyleri

Şişen zeminleri tanımlamanın en yaygın yarı nicel yöntemi, mühendislerin genellikle bir çeşit *yüklü şişme deneyinde* ölçtüğü *şişme potansiyeli* ile ilgilidir. Ne yazık ki, bunlar çok belirsiz ifadelerdir. Çünkü, şişme potansiyelinin birçok farklı tanımları ve hatta geniş dağılımlı deney yöntemleri vardır.

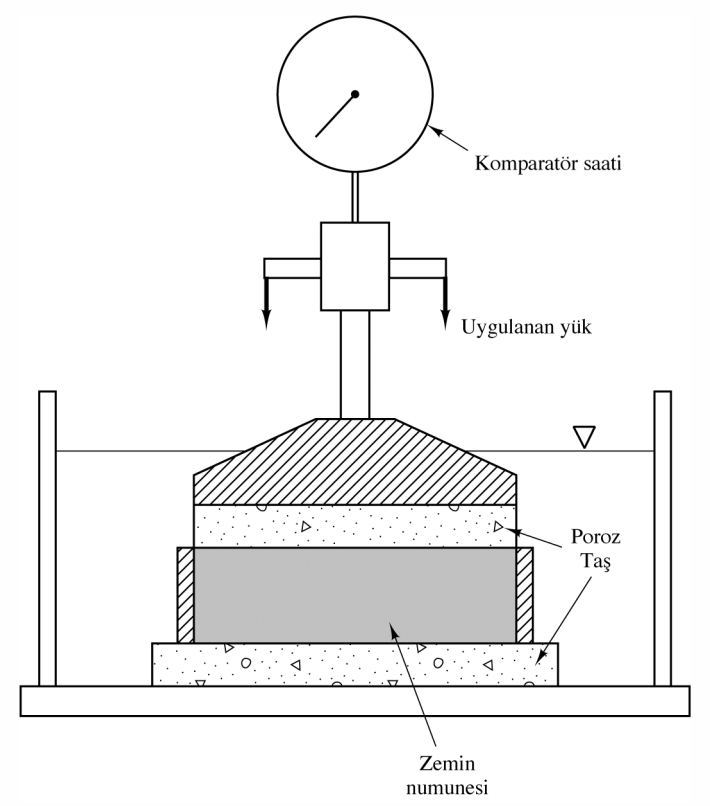
Yüklü şişme deneyleri genellikle Şekil 19.12'de gösterildiği gibi, yanal olarak sınırlandırılmış silindirik bir numuneden yararlanır. Başlangıçta kuru numune bir sürşarj ile yüklenir ve sonra su altında tutulur. Numune düşey olarak şişer ve ilk yükseklik ile bölünen bu yerdeğiştirme genellikle yüzde olarak ifade edilen, şişme potansiyelidir.

Bu metodoloji caziptir. Çünkü, arzu edilen özellikleri doğrudan ölçer, yapılması nispeten kolaydır ve gelişmiş deney teçhizatı gerektirmez (deney geleneksel konsolidometrede yapılabilir). Ancak, genel olarak kabul edilen standart deney yöntemi olmadığı için, deney ayrıntıları değişir ve farklı deneylerden elde edilen sonuçlar her zaman karşılaştırılabilir değildir. Deney kriterlerinin tipik dağılımları aşağıdaki gibidir:

- *Numune boyutu:* Çapı ve yüksekliği nedir? Tipik olarak, numune 50 ile 112 mm çapında ve 12 ile 37 mm yüksekliğindedir. Daha büyük çaplı numuneler kenar sürtünmesine daha az hassastırlar ve bu nedenle daha fazla şişme eğilimindedirler.
- *Hazırlama yöntemi:* Nunume örselenmemiş mi yoksa örselenmiş midir? Eğer örselenmemiş ise, numune nasıl alınmış ve hazırlanmıştır? Eğer örselenmiş ise, numune nasıl sıkıştırılmış, hangi yoğunluk ve su muhtevasına göre yapılmıştır? Ne kadar küre (eğer varsa) izin verilmiştir?

- *İlk su muhtevası:* Deney başında su muhtevası nedir?
  Bazı olasılıklar aşağıdakileri içerir:
    - Arazideki su muhtevası
    - Optimum su muhtevası
    - Havada kurutulmuş su muhtevası.

  Diğer tercihler de mümkündür.
- *Sürşarj yükü:* Sürşarj yükünün büyüklüğü ne kadardır? Genellikle 3 ile 70 kPa arasındadır. Bazı mühendisler sahadakine veya inşa edilmiş üst tabaka gerilmesi olarak beklenene eşit bir sürşarj kullanmayı tercih ederler.
- *Süre:* Şişen zeminler suyun uygulanmasından hemen sonra şişmezler. Suyun zemin içine sızması zaman alır. Bu, deneyin yürütülmesine ne kadar izin verilmeli sorusuna neden olur. Bazı mühendisler deneyi belirli bir süre için yürütürken (yani 24 saat), diğerleri belirli bir şime hızına (0,03 mm/saat'ten daha fazla olmayan gibi) ulaşıncaya kadar devam eder. Sonraki bazı zeminlerde birkaç gün alabilir.



Şekil 19.12 Tipik bir yüklenmiş şişme deneyi.

Snethen (1984) aşağıdaki potansiyel şişme tanımını önermiştir:

Potansiyel şişme, doğal su muhtevası ve yoğunluğundan, arazideki üst tabaka basıncına eşdeğer uygulanan bir yük altında örselenmemiş bir numunenin orijinal yüksekliğinin yüzdesi olarak ifade edilen, denge düşey hacim değişmesi veya ödometre tipi[3] deneyinden (tümüyle yanal sınırlamalı) elde edilen deformasyondur.

Snethen, uygulanan yükün temellerden gelen yükler gibi, uygulanan dış yükleri dikkate alması gerektiğini de önermiştir.

Snethen'ın deney kriterlerini kullanarak Tablo 19.7'de gösterildiği gibi zeminin şişmesini sınıflandırabiliriz.

Tablo 19.7 Arazi örtü gerilmesi değerinde yüklenmiş şişme deneyi sonuçlarına dayalı zemin şişebilirliğinin tipik sınıflaması (Snethen, 1984'den).

Şişme potansiyeli (%)	Şişme sınıfı
<0,5	Düşük
0,5 – 1,5	Orta
>1,5	Yüksek

Şişme İndeksi Deneyi

Şişme indeksi deneyi [ASTM D4829] (ICBO, 1997; Anderson ve Lade, 1981) yüklü şişme deneyini standartlaştırma girişimidir. Bu deneyde zemin numunesi, 102 mm çapta, 25 mm yükseklikte bir halka içinde yaklaşık yüzde 50 suya doygunluk derecesinde yoğrulur. 7,0 kPa'lık bir sürşarj yükü uygulanır ve sonra numune suya doyrulur ve şişme hızı belirli bir değere ulaşıncaya kadar veya 24 saat kadar (hangisi daha uzunsa) beklemeye bırakılır. Şişme miktarı, aşağıdaki gibi tanımlanan *şişme indeksi* bakımından ifade edilir:

$$EI = 1000\, hF$$

Burada:

EI=şişme indeksi

h=zeminin şişmesi (inç)

F=#4 elekten geçen zeminin ağırlıkça yüzdesidir.

Tablo 19.8'de EI deney sonuçlarının yorumu verilmiştir.

Tablo 19.8 Şişme indisi (EI) deney sonuçlarının yorumlanması (Uniform Building Code'un 1997 basımından çoğaltılmıştır. © 1997. Yayıncı olan International Conference of Building Officials'dan izin alarak basılmıştır).

EI	Potansiyel şişme
0 – 20	Çok düşük
21 – 50	Düşük
51 – 90	Orta
91 – 130	Yüksek
>130	Çok yüksek

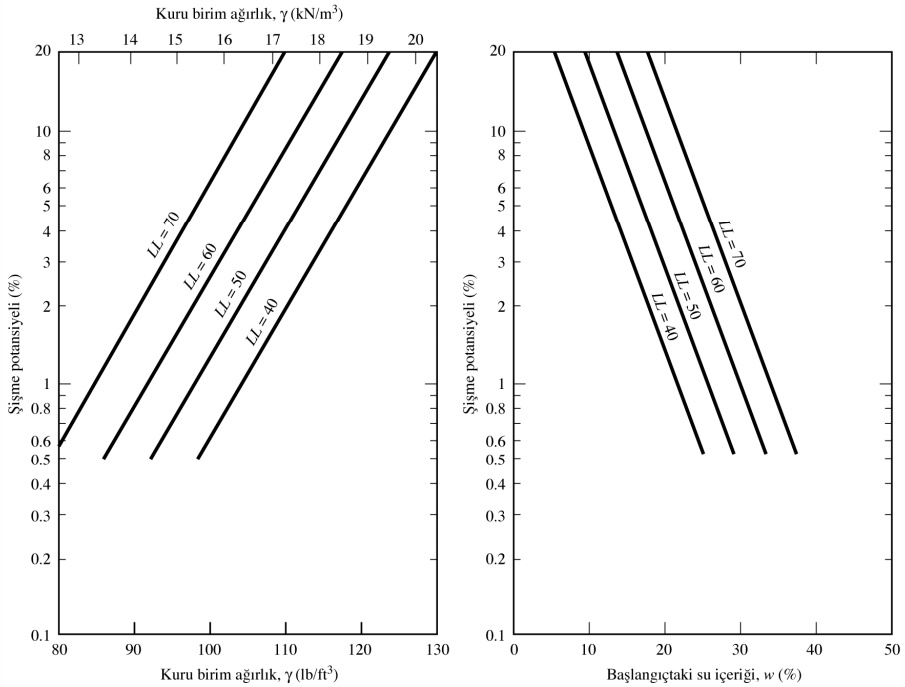
[3] Ödometre ve konsolidometre terimleri eş anlamlıdır.

EI'nın derinlikle değişmesi durumunda deney prosedürü yüzeysel zeminlere vurgu yapan ve daha derin zeminlere az vurgu yapan bir dizi ağırlık faktörleri içerir. Bu genel düşünce ilke olarak geçerli olmasına rağmen, belirtilen faktörler çok sığ olan, sadece 1,2 m aktif zon derinliğini ima etmektedir. Bu nedenle, en iyisi deney yönteminin bu kısmını göz ardı etmek olabilir.

Şişme indeksi deneyi yoğrulmuş bir numune üzerinde yapıldığı için, arazide mevcut olabilen belirli zemin dokusu etkilerini gizleyebilir.

Korelasyonlar

Birkaç araştırmacı şişme potansiyeli ve temel mühendislik özellikleri arasında ampirik korelasyonlar geliştirmiştir. Vijayvergia ve Ghazzaly (1973) Şekil 19.13'de gösterildiği gibi, örselenmemiş zeminler için ilişkiler geliştirmiştir. Su muhtevası, likit limit ve kuru birim ağırlığı bağımsız değişkenler olarak kullanmışlar ve şişme potansiyelini 9,6 kPa (200 lb/ft^2)'lık bir sürşarj yükünde ve arazi su muhtevasına eşit ilk su muhtevasında tanımlamışlardır.



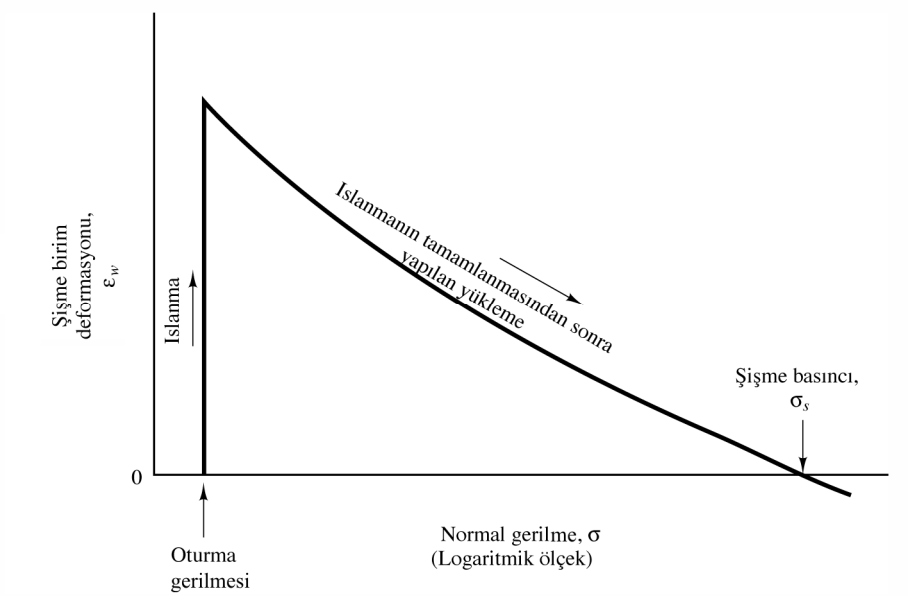
Şekil 19.13 Şişme potansiyeli, likit limit (LL), başlangıç su içeriği (*w*) ve kuru birim ağırlığı (γ_d) arasındaki korelasyonlar. Vijayvergiya ve Ghazzaly (1973)'den. Israel Geotechnical Society'den izin alarak kullanılmıştır.

Şişme Basıncı Deneyleri

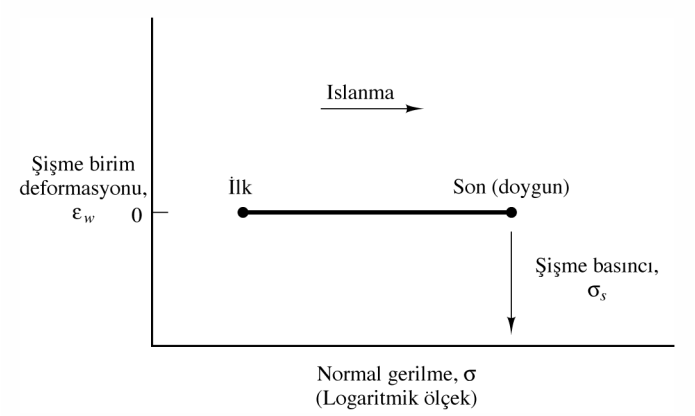
Bu bölümde daha önce tartışıldığı gibi, sürşarj basıncı bir zeminin şişmesini etkiler. Daha yüksek basınçlar daha fazla dizginleme sağlar ve *genişleme basıncı* veya *şişme*

basıncı (σ_s) diye adlandırılan belirli bir basınç tüm şişmeyi engeller. Bazı mühendisler σ_s'yi ölçmeyi seçer ve bunu şişmenin bir ölçüsü olarak kullanır.

Mühendisler bir yüklü şişme deneyi sonunda şişme basıncını, Şekil 19.14'de gösterildiği gibi, numune orijinal hacmine dönünceye kadar sadece normal yükü kademeli arttırarak ölçebilir. Başka bir yöntem, Şekil 19.15'de gösterildiği gibi, düşey deformasyona izin vermeyen değişkenmiş bir konsolidometre kullanmaktır. İlk yöntem daha büyük bir şişme basıncı oluşturma eğilimindedir. Ancak, ikisinden hiçbiri tam olarak arazideki gerçek yükleme ve ıslatma sırasının aynısını yapmaz.



Şekil 19.14 Zemin numunesini yüklenmiş şişme deneyi sonunda yeniden yüklemek suretiyle şişme basıncının tanımlanması.



Şekil 19.15 Sıfır birim deformasyon konsolidometresi kullanarak şişme basıncının tanımlanması.

Bazı mühendisler, şişme basıncının ilk su muhtevasından, ilk doygunluk derecesinden ve zemin tabakasının kalınlığından bağımsız olduğuna ve sadece birim ağırlık ile değiştiğine ve bu nedenle şişen zeminin temel fiziksel özelliği olduğuna inanmaktadır (Chen, 1988). Diğerleri bu değerlendirme ile aynı görüşte değildir ve değiştiğini iddia etmektedir.

Örselenmemiş numuneleri denerken, Chen (1988) şişme basıncını zemini arazideki kuru birim ağırlığında tutmak için gerekli olan basınç olarak tanımlamayı önermektedir. Ayrıca, yüzde 100 göreceli sıkılıkta yoğrulmuş numuneleri deneye tabi tutmayı ve şişme basıncını, bu kuru birim ağırlığı sürdürmek için gerekli olan basınç olarak tanımlamayı önermektedir.

Nicel Değerlendirmeler

Şişen zemin problemlerini ele almak için, daha mantıklı analiz teknikleri geliştirme üzerine artan bir vurgu vardır. Bu genel düşünce daha sonra bu bölümde tartışılmıştır. Bu yöntemler, zemini daha temel bir ilke üzerinde değerlendiren deneyler gerektirir. Bu yaklaşım henüz ayrıntılı olarak geliştirilmemiştir ve pratikte yaygın olarak kullanılmaz. Ancak, gelecekte büyük olasılıkla çok daha baskın olacaktır.

Normal Gerilme ile Şişme Değişimi

Şişme potansiyeli zemin üzerine etkiyen normal gerilme ile değişir. Derin olmayan, hafif yüklü zeminler daha derin ve daha ağır yüklü olanlardan daha çok şişecektir. Bu nedenle, herhangi bir rasyonel yöntem bu ilişkiyi dikkate almalıdır.

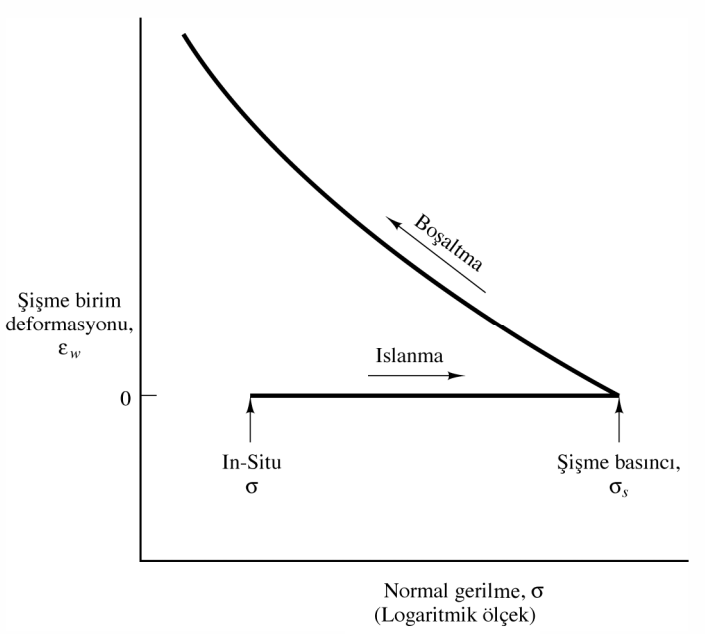
Bu ilişkiyi değerlendirmede bir yol, çeşitli derinliklerde örselenmemiş zemin numuneleri elde etme ve herbiri üzerinde bir yüklü şişme deneyi yapmaktır. *Sabit hacimli şişme* (CVS) deneyi (Johnson ve Stroman, 1976) böyle bir deneydir. Yöntem genellikle aşağıdaki gibi [4] ve Şekil 19.16'da gösterildiği biçimdedir:

1. Bir konsolidometre içine örselenmemiş bir zemin numunesi yerleştirin ve arazideki örtü gerilmesine eşit bir normal yük uygulayın.
2. Numuneyi suya boğun ve herhangi bir şişmeyi engellemek için gerekli olduğu gibi normal yükü kademeli olarak arttırmaya başlayın. Şişme basıncı tamamen geliştirilinceye kadar devam edin.
3. Şişme eğrisini elde etmek için kademeli olarak zeminden yükleri kaldırın. Yük, arazideki örtü gerilmesinden daha az oluncaya kadar devam edin.

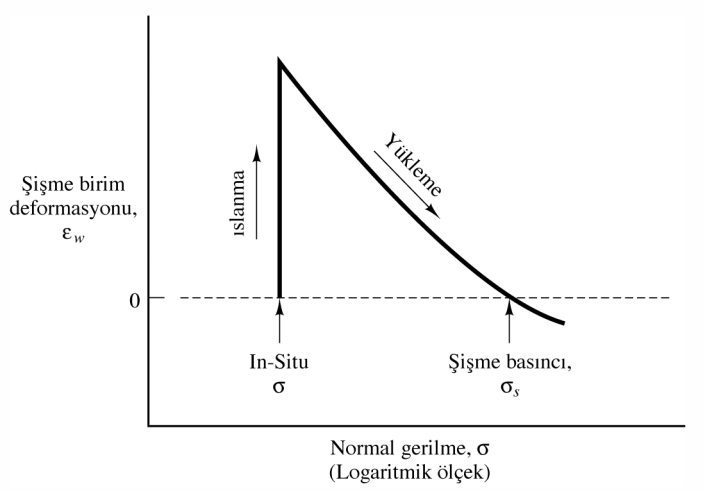
Bir başka benzer yöntem, izleyen ve Şekil 19.17'de gösterilen *değişkenmiş şişme fazla yüklü* (MSO) deneydir (Johnson ve Stroman, 1976):

1. Bir konsolidometre içine örselenmemiş bir zemin numunesi yerleştirin ve tasarım örtü gerilmesine eşit bir normal yük uygulayın (yani, temel yerinde olduktan sonra numune yerindeki gerilme)
2. Numuneyi suya boğun ve tasarım örtü gerilmesi altında şişmeye bırakın.
3. Şişme tamamlandıktan sonra, zemin orijinal hacmine dönünceye kadar zemini kademeli olarak yükleyin. Orijinal hacime karşılık gelen basınç şişme basıncıdır.
4. Arazide örtü tabakasından daha az bir gerilmeye kadar kademeli olarak zeminden yükleri kaldırın.

[4] CVS ve MSO deneylerinin ayrıntıları için bkz. Johnson ve Stroman (1976).



Şekil 19.16 Sabit hacimli şişme (CVS) deney sonuçları.



Şekil 19.17 Değişkenmiş şişme örtüsü (MSO) deney sonuçları.

Johnson ve Stroman (1976), tasarım örtü basınçları önceden bilindiği zaman MSO deneyini ve basınçlar bilinmediği zaman CVS deneyini önermektedir.

Bu deneylerde ölçülen deformasyon, herbir normal gerilme için *potansiyel şişme deformasyonudur* (ε_w). Deney sonuçlarının efektif gerilme (σ') değil de, toplam gerilme

(σ) bakımından ifade edildiğine dikkat ediniz. Bu nedenle, bu bilgi bir *efektif gerilme analizinde* değil; *toplam gerilme analizinde* kullanılacaktır.

Islanma Süreçleri

Arazide meydana gelen şişme deformasyonu mutlaka laboratuvarda ölçülene eşit değildir. Çünkü, arazideki zemin tamamen doygun hale gelmeyebilir. Gerçek şişme deformasyonunun potansiyel şişme deformasyonuna oranı *ıslanma katsayısıdır* (α). Eğer zemin arazideki su muhtevasında kalırsa, o zaman α=0 dır. Eğer tamamen suya doygun hale gelirse, α=1'dir.

Chen (1988) α'nın doygunluk derecesindeki değişme ile yaklaşık olarak orantılı olduğunu belirtmektedir. Böylece:

$$\alpha \approx \frac{S - S_o}{1 - S_o} \tag{19.2}$$

Burada:

S_o=ıslanma öncesi doygunluk derecesi (ondalık şeklinde)
S=ıslanma sonrası doygunluk derecesidir (ondalık şeklinde).

Örneğin, arazideki zeminin başlangıçta yüzde 40 doygunluk derecesinde olması durumunda ve S=yüzde 80'e varıncaya kadar ıslatılırsa, o zaman α=(0,80–0,40)/(1–0,40)=0,67 olur. Diğer bir deyişle, arazideki şişme laboratuvardaki şişmenin yalnızca yüzde 67'si olacaktır.

Ne yazık ki, arazide meydana gelecek doygunluk yüzdesini tahmin etmek çok güçtür. Aşağıdakiler dahil birçok faktöre bağlıdır:

- İçeri akan (ıslanma) ve dışarı akan suyun (buharlaşma ve terleme) hızı ve süresi.
- Zemin içinden akan suyun hızı.
- Zeminin tabakalaşması.

Suya doygun olmayan zeminlerdeki akış, geleneksel hidrolik yükler ile değil; zemin emmesi ile yönlendirilir. Bu yüzden, bazı mühendisler ıslanma derecesini ve derinliğini tahmin etmede zemin emmesi ölçümlerini kullanma girişiminde bulunmuşlardır. Daha fazla ayrıntı için Nelson ve Miller'a (1992) bakınız.

19.3 POTANSİYEL KABARMANIN HESAPLANMASI

Çoğu alanlardaki mevcut uygulama, laboratuvar deney sonuçlarından doğrudan tavsiye edilen tasarım önlemlerine geçiştir ki, bu ikisini birbirine bağlayan hiçbir nicel analiz bulunmamaktadır. Bu gibi atlamalar, sadece mühendisin deneme ve yanılmadan elde edilen tecrübeye güvenebildiği zaman olasıdır. Örneğin, belirli bir jeolojik formasyondaki tesviye-üzeri-plak-döşemelerin, sadece şişme indeksi belirli bir değerden küçük olduğu zaman görevini yeterince yerine getirdiğini bilebiliriz. EI değerinin o formasyondaki yeni bir proje sahasında belirlenen değerden daha az olması durumunda mühendis, tesviye-üzeri-plak bir döşeme kullanmayı önerecektir; değilse, o zaman bir başka döşeme kullanılmalıdır.

Bu çeşit bir metodoloji iklim, aktif zon derinliği, hidrolik iletkenlik (özellikle çatlakların varlığı) ve farklı kabarmanın yapısal toleransı gibi faktörleri dolaylı olarak içerir. Bu nedenle, sadece jeolojik formasyonlar, coğrafi alanlar ve yöntemin türetildiği yapı tipleri ile sınırlıdırlar. Bu sınırlamalar gözlendiği sürece, oldukça etkilidirler. Fakat, yeni koşullara uyarlandığı zaman büyük hasarlara neden olabilir.

Şişen zeminlerin etkilerine direnecek yapıları tasarlamada, bu faktörleri *açıkça* dikkate alanlar gibi daha mantıklı bir yöntemi tercih ederiz. İdeal olarak, böyle bir yöntem potansiyel kabarma ve farklı kabarmayı tahmin edecektir. Mühendislerin yüzeysel temelleri oturma potansiyellerine dayanarak tasarladığı gibi, kabarma potansiyeline dayanarak şişen zeminler üzerindeki yapıları tasarlamak mantıklı olacaktır.

Laboratuvar Deneyi

Kabarma analizleri normal olarak, daha önce anlatılan MSO veya CVS deneyleri gibi laboratuvar şişme deneylerine dayandırılır. Herbir tabakanın şişme özelliklerini belirlemek amacıyla aktif zon içinde farklı derinliklerden elde edilen örselenmemiş numuneler üzerinde bu deneyleri yapınız. Tipik olarak, herbir deneyin başında zeminin su muhtevası arazideki su muhtevasına eşittir. Bu nedenle, laboratuvar deneyleri, eğer zemin arazideki nemden daha ıslak hale gelirse, meydana gelecek şişmeyi temsil eder. Bazan mühendisler numuneleri daha düşük bir su muhtevasına kadar kurutmak suetiyle daha kötü bir koşulu modeller.

Laboratuvar şişme deneyleri yanal olarak kısıtlandığı için, yalnızca düşey yönde şişmenin meydana geldiği bir arazi koşulunu temsil ederler. Zemin yüzeyi düz olduğu zaman, bu uygun bir örnek olabilir. Fakat, zemin yüzeyi eğimli olduğu zaman veya bir istinat duvarı mevcut olduğu zaman yetersizdir. Bu sonraki durumlarda, yatay şişme genellikle çok önemlidir.

Arazideki şişmenin bir kısmı kildeki çatlakları doldurarak yok edilebilir. Bunlar laboratuvar deneylerinde yansıtılmaz. Çünkü, numuneler normalde çatlak içermez. Ancak, bu hata küçük ve muhafazakâr olmalı ve bu nedenle ihmal edilebilmelidir.

Analiz

Zemin şişmesinin neden olduğu kabarma aşağıdaki bağıntı ile ifade edilir:

$$\delta_w = \Sigma \alpha H \varepsilon_w \qquad (19.3)$$

Burada:

δ_w=zemin şişmesinin neden olduğu kabarma
α=ıslanma katsayısı
H=tabaka kalınlığı
ε_w=potansiyel şişme deformasyonu

Bu analizin yapılış şekli aşağıdaki gibidir:

1. *adım*: Temel altındaki aktif zemin zonunu oturma analizleri için kullanılana benzer biçimde tabakalara bölünüz. Bu tabakalar, temel tabanına yakın nispeten ince (belki

1 ft veya 0,25 m kalın) ve derinlikle birlikte daha kalın olmalıdır. Son tabakanın altı ile aktif zon tabakasının altı çakışmalıdır.

2. *adım:* Herbir tabakanın orta noktasında düşey toplam gerilmeyi (σ_z) hesaplayınız. Bu gerilme geostatik gerilmelerin ve oluşan gerilmelerin toplamı olmalıdır (yani, hem zeminin ağırlığını hem de temelden kaynaklanan yükü dikkate almalıdır).
3. *adım:* Laboratuvar şişme deneylerinin sonuçlarını kullanarak, herbir tabakanın orta noktasında potansiyel şişme deformasyonunu (ε_w) hesaplayınız.
4. *adım:* Derinliğe karşı doygunluk derecesinin ilk profilini belirleyiniz. Bu, normalde bir araştırma kuyusundan çıkarılan zemin numunelerinin su muhtevası deneyi sonuçlarına dayandırılır.
5. *adım:* Derinliğe karşı doygunluk derecesinin son profilini tahmin ediniz. Daha önce de tartışıldığı gibi, bu profili tahmin etmek zordur. Analizdeki en büyük belirsizlik kaynağıdır. Bu profili geliştirme teknikleri aşağıdakileri içerir:

   Tercih 1: Geçmiş proje gözlemlerine dayanarak ampirik hesaplamalar kullanınız. Binalar ve yol kaplamaları dahil, kaplanmış alanlar altındaki denge nem koşulları çalışmaları, nihai su muhtevasının genellikle plastik limitin 1,1 ile 1,3 katı aralığında olduğunu göstermektedir.

   Tercih 2: Suyun doygun hale geleceğini, fakat orijinal yeraltı suyu tablası üstündeki boşluk suyu basıncının sıfıra eşit kalacağını varsayınız. Bu varsayım birçok temel mühendisliği problemleri için yaygındır ve şişen zemin problemlerinin çoğu için, özellikle sulama ve zayıf yüzey drenajından kaynaklanan fazla su zemine girebilirse, uygun olabilir.

   Tercih 3: Negatif bir hidrostatik yük mevcut olacak şekilde bir emme profilinin gelişeceğini varsayınız. Bu senaryo, derinlikle 9,8 kPa/m (bir ft derinlik başına 62.4 lb/ft^2) oranında azalan bir zemin emmesine dayandırılır.

   Tercih 4: Zemin yüzeyinde *S*=%100 olduğunu ve aktif zonun tabanında doğal *S*'ye azaldığını varsayınız.

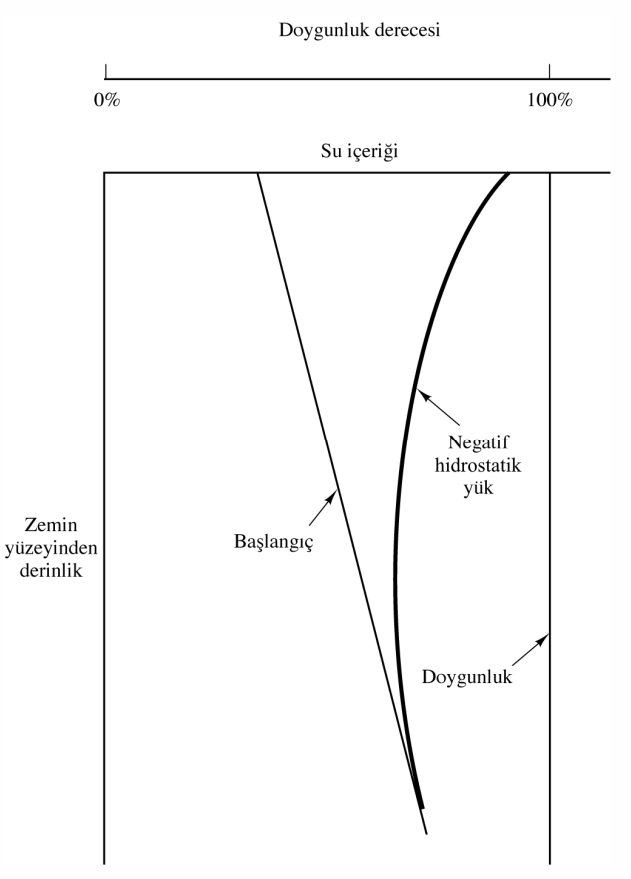
   İkinci ve üçüncü tercihler grafik olarak Şekil 19.18'de gösterilmiştir.
6. *adım:* Herbir tabaka için kabarmayı hesaplayınız ve (19.3) eşitliğini kullanarak bunları toplayınız.

Kabarma hesaplamaları hakkında ilave bilgi için McDowell (1956), Lambe ve Withman (1959), Richards (1967), Lytton ve Watt (1970), Johnson ve Stroman (1976), Snethen (1980), Mitchell ve Avalle (1984) ve Nelson ve Miller'a (1992) müracaat ediniz.

Örnek 19.1

140 kN'luk kolon bası yükü 0,5 m derinlikteki kare sömel tarafından taşınacaktır. İzin verilebilir temas basıncı 150 kPa'dır. Önerilen bu sömel altındaki zemin, mevcut doygunluk derecesi %25 olan şişen kildir. Zeminin birim ağırlığı 17,0 kN/m^3 aktif zon derinliği 3,5 m'dir. Laboratuvar şişme deneyi sonuçları şekilde gösterilmiştir.

Şişen zeminlerin ıslanması nedeniyle bu temelin potansiyel kabarmasını hesaplayınız.



Şekil 19.18 Nihai su içeriği profilleri.

Çözüm

$$W_f = 0{,}50B^2(23{,}6\text{kN/m}^3) = 11{,}8B^2$$

$$B = \sqrt{\frac{P + W_f}{q_A}}$$

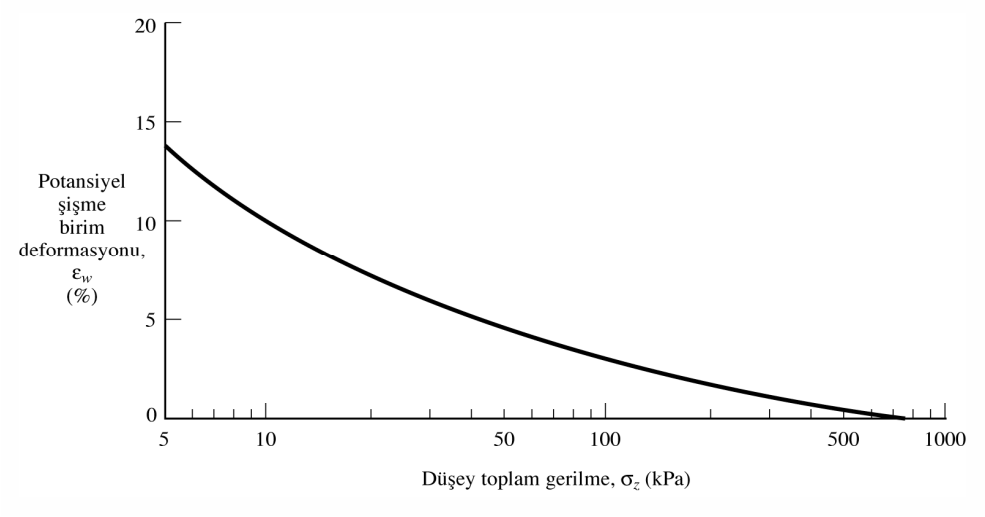
$$= \sqrt{\frac{140 + 11{,}8B^2}{150}}$$

$$= 1{,}00 \text{ m}$$

$$\sigma'_{zD} = \gamma D - u = (17{,}0 \text{ kN/m}^3)(0{,}5 \text{ m}) - 0 = 8\text{kPa}$$

Islanmadan sonra *S*'nin zemin yüzeyinde %100'den aktif zon tabanında %25'e değiştiğini varsayınız. (7.7) eştliğini kullanarak $\Delta\sigma_z$'yi hesaplayınız ve σ_z'yi hesaplamak için bunu σ_{z0}'a (geostatik

gerilmeye) ilave ediniz. Laboratuvar verisini kullanarak ε_s'yi; (19.2) eşitliğini kullanarak α'yı ve (19.3) eşitliğini kullanarak δ_w'yi bulunuz.



Şekil 19.19 Örnek 19.1 için laboratuvar deney sonuçları.

Derinlik (m)	H (mm)	Zemin katmanının orta noktasında z_f (mm)	σ_{z0} (kPa)	$\Delta\sigma_z$ (kPa)	σ_z (kPa)	ε_w (%)	S_0 (%)	S (%)	α	δ_w (mm)
0,50 – 0,75	250	0,12	11	141	152	2,0	25	90	0,87	4,3
0,75 – 1,00	250	0,32	15	126	141	2,1	25	80	0,73	3,8
1,00 – 1,50	500	0,75	21	89	68	3,5	25	70	0,60	10,5
1,50 – 2,00	500	1,25	30	63	33	3,9	25	50	0,33	6,4
2,00 – 3,00	1000	2,00	42	56	14	4,5	25	30	0,07	3,1
								Toplam		28

Hesaplanan kabarma **28 mm**'dir. ⇐***Cevap***

Farklı Kabarma

Genellikle farklı oturmaların normal bina temelleri tasarımını kontrol ettiği gibi, farklı kabarmalar da şişen zeminler üzerindeki temellerin tasarımını kontrol eder. Farklı kabarma, sıfırdan toplam kabarmaya kadar olan aralıkta değişebilir. Fakat, tipik olarak toplam kabarmanın dörtte biri ile yarısı arasındadır (Johnson ve Stroman, 1976). En büyük farklı kabarmalar büyük olasılıkla kırık su hatları, zayıf yüzey drenajı veya zararlı ağaç kökleri gibi konu dışı etkiler nedeniyle şişme olduğu zaman meydana gelecektir. Çok çatlaklı zemin profilleri, yüksek hidrolik iletkenlikleri nedeniyle, muhtemelen daha yüksek farklı kabarmalara neden olur.

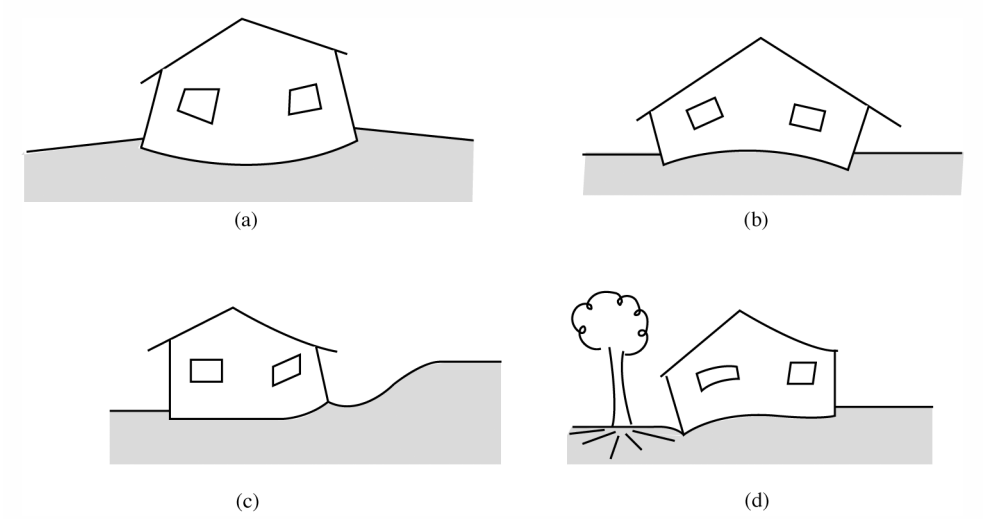
Donaldson (1973) aşağıdaki kabarma faktörleri için tasarlama yapmayı önermiştir (burada kabarma faktörü=farklı kabarma/toplam kabarmadır):

Üst 3 m'de yüksek hidrolik iletkenlikli profil
Konu dışı etkiler olmaksızın 0,50
Konu dışı etkilerle0,75

Üst 3 m'de düşük hidrolik iletkenlikli profil
Konu dışı etkiler olmaksızın 0,25
Konu dışı etkilerle0,40

19.4 TİPİK YAPISAL BOZULMA BİÇİMLERİ

Şişen zeminler üzerindeki binalarda tipik bir tehlike biçimini tanımlamak zordur. Çünkü, kabarmanın tam biçimi birçok faktöre bağlıdır. Ancak, belli koşullarda, kurak alanlardaki binalar Şekil 19.20a'da gösterildiği gibi yukarıya doğru iç bükey biçimde çarpılmalarına neden olan, bir *kenar kaldırması* geçirme eğilimindedir (Simons, 1991). Aksine, nemli iklimlerde şişen zemin kuruduğu zaman, Şekil 19.20b'de gösterildiği gibi kenarların çökmesine neden olarak büzülebilir. Daha soğuk iklimlerdeki tesviye-üzeri-plak döşemeli ısıtılmış binalar bazen altta bulunan kil zeminlerin kuruması ve büzülmesinin neden olduğu merkezde bir çöküntü geçirirler. Dallas bölgesinde 125 ile 150 mm kabarmalar yaygındır ve 200 ile 300 mm kadar kabarmalar da ölçülmüştür (Greenfield ve Shen, 1992).

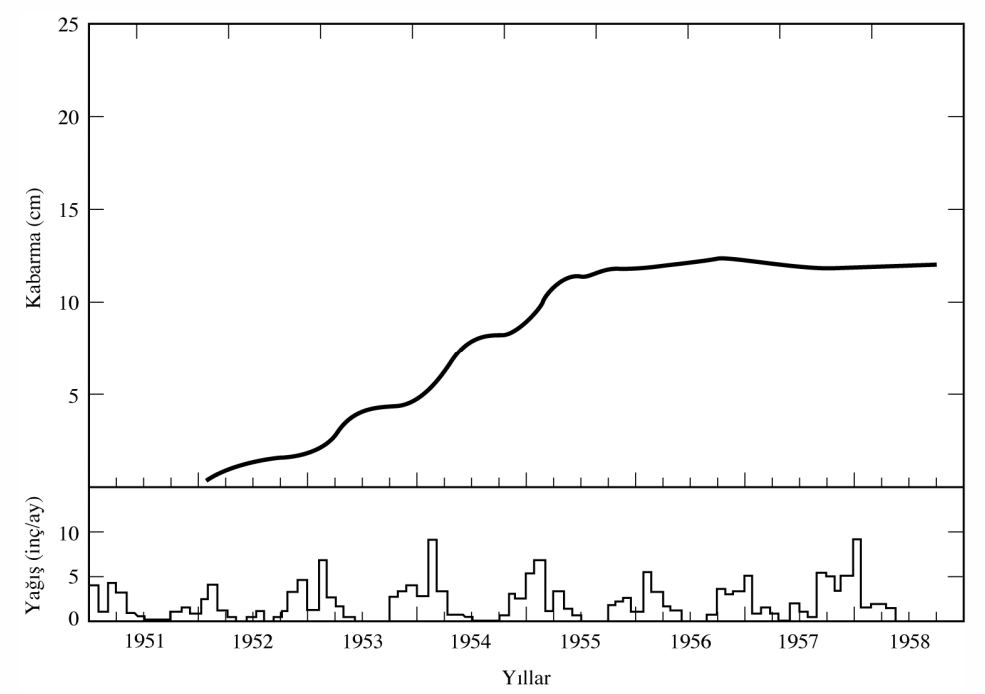


Şekil 19.20 Şişebilir zemin kabarmalarından ileri gelen tipik bozukluk biçimleri: (a) kenar kalkması; (b) ortanın kalkması; (c) drenaj problemlerinden dolayı yerel kabarma ve d) arsız ağaç köklerinin neden olduğu yerel büzülme.

Özel yerel koşullar genellikle bu paterni değişker. Örneğin, kötü yüzey drenajı veya binanın bir köşesine yakın sızdıran bir su hattı Şekil 19.20c'de gösterildiği gibi, büyük olasılıkla ilave yerel kabarmaya neden olur. Aksine, başka yerdeki zararlı ağaç kökleri yerel olarak zemini kurutabilir ve Şekil 19.20d'de gösterildiği gibi yerel rötreye neden olur (Byrn, 1991).

Kurak iklimlerde, kabarma genellikle mevsimsel nem değişmelerine, Şekil 19.21'de gösterildiği gibi yıllık büzülme-şişme devirlerine neden olarak tepki verir. Ancak, ilk 4 ile 6 yıl

süresince gittikçe artan kabarma genellikle gittikçe artan büzülmeyi aşacaktır. Bu yüzden, Şekil 19.21'de gösterildiği gibi, genel bir kabarma eğilimi olacaktır. Sonuç olarak, kuru iklimlerdeki şişen zemin problemleri genellikle yapımdan sonra ilk altı yıl esnasında belli olur.



Şekil 19.21 Güney Afrika'da tek katlı bir tuğla evde elde edilen kabarma kaydı (Jennings, 1969'dan).

Bu tipik bir senaryo olmasına rağmen, şişen zeminlerin her zaman bu şekilde davranacağı anlamına gelmez. Eşi görülmemiş bir şişmenin daha sonra yapı ömründe meydana gelebilmesi de mümkündür. Örneğin, istisnai bir ıslak yıl daha büyük kabarmalara neden olabilir. Aynı şekilde, yüzey topoğrafyasındaki değişmeler bina yakınında gölcüklenmeye neden olabilir ve kabarmaya yol açabilir.

19.5 ÖNLEYİCİ TASARIM VE YAPIM TEDBİRLERİ

Bir sonraki adım, şişen zeminlerden kaynaklanan potansiyel hasarı en aza indirgemek için (fakat yok etmek değil!) uygun tasarım ve yapım yöntemleri geliştirmektir. Mühendislik problemlerinin çoğunda olduğu gibi, şişen zemin problemlerini ele almak sonunda maliyete karşı risk konusuna gelmektedir. Geoteknik mühendisi, bir yapının şişen zeminler ile problemleri olmayacağını garanti edemez. Fakat, hasar riskini azaltma (özellikle büyük hasar) ve yapım maliyetlerini minimumda tutma arasında uygun bir uzlaşma gibi görünen belirli önleyici tedbirlerin kullanımını önerebilir.

Başlıca Önleyici Tedbirler

Şişen bir zemin üzerindeki herhangi bir bina sahası en az aşağıdaki özellikleri içermelidir:

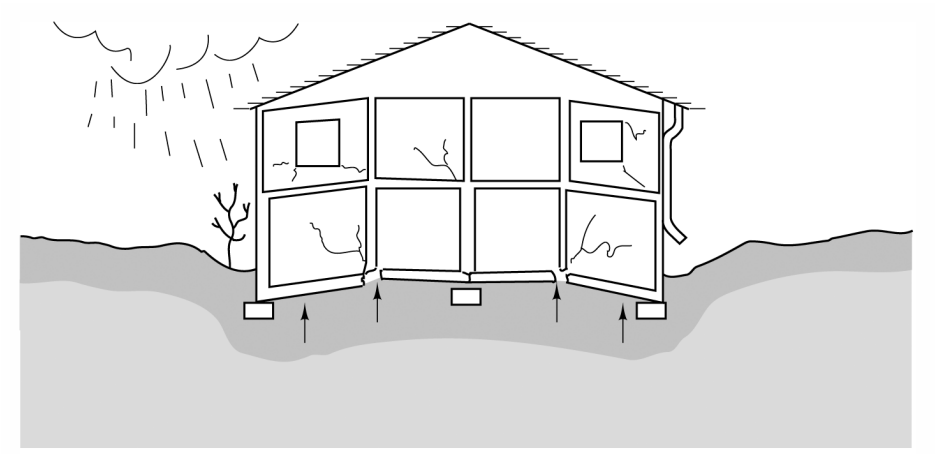
- *Yüzey Drenajı* – Bütün bina sahalarında iyi yüzey drenajı önemli olsa da, şişen zeminlerin mevcut olduğu yerde özellikle kritiktir. Şekil 19.22'de gösterildiği gibi, yapıdan eğimli bir şekilde uzaklaşmalıdır. Çıplak veya kaplanmış alanlar en az yüzde 2, bitkilendirilmiş zemin en az yüzde 5 eğimde olmalıdır. Eğer münkünse, yapının 3 m'si içinde yeri 10 derece eğimlendiriniz.

  Çatıdan yağmur suyunu toplama ve temelden tahliye ederek uzaklaştırmak için, oluklar veya başka yöntemler yarleştirmek de önemlidir.
- *Bodrum arka dolguları* – Eğer yapının bir bodrumu varsa, arka dolgu şişmeyen zeminlerden oluşmalıdır. Yüzey drenaj biçimlerini olumsuz yönde etkileyecek, sonradan ortaya çıkan oturmadan kaçınmak için iyi sıkıştırılmalıdır. Ayrıca, iyi-sıkıştırılmış arka dolgu daha az geçirgendir. Bu nedenle, su çok az olasılıkla zemine sızacaktır.

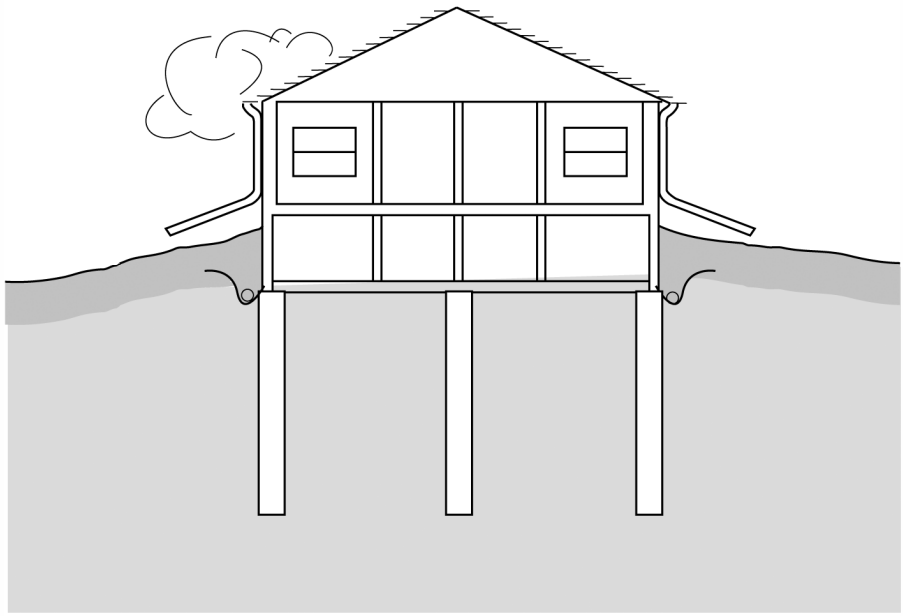
  Girebilecek herhangi suyu yakalamak ve onu dışarıya veya pompalama kuyusuna taşımak için, arka dolgunun tabanına bir dren borusu yerleştiriniz. Bu gibi drenaj borularını, suyu dolgu *içine* getirmede bir kanal rolü oynamalarından sakınmak için, dikkatli bir biçimde planlayınız.
- *Çevre Yeşillendirmesi* – Yapıya yakın sulama, zeminde büyük miktarlarda suya neden olabilir ve yaygın bir şişme kaynağıdır. Bu, özellikle problemlerin sorun çıkaran kaynağı olabilir. Çünkü, sulama sistemleri genellikle ev sahipleri veya şişen zemin sorunlarının yeteri kadar farkında olmayan diğerleri tarafından yerleştirilir. Özel önleyici tedbirler aşağıdakileri içerir:
  - Yapıya hemen bitişik bitki ve sulama sistemleri yerleştirmekten kaçınınız.
  - Yapıya yakın sulama boruları yerleştirmekten sakınınız (sızmalardan kaynaklanan problemleri önlemek).
  - Tüm fıskiye başlarını yapıdan uzağa yöneltiniz.

  Daha önce tartışıldığı gibi, yapıya yakın büyük ağaçlar (özellikle de yüzeye yakın kök sistemli olanları) genellikle problemlidir. Bu ağaçlar büyük miktarlarda suyu zemin dışına çekebilir, böylece zeminin büzülmesine neden olur. Bu nedenle, en iyisi yapıya yakın büyük ağaçlar dikmekten kaçınmaktır.
- *Yeraltı hatları* – Bu hatlar genellikle şişen zeminlerin farklı şişmesinden dolayı deforme olurlar. Su, kanalizasyon veya taşkın dren boruları ile, bu deformasyonlar daha fazla şişmelere neden olan sızmalara neden olabilir. Bu gelişme muhtemelen boruların binaya girdiği yerde meydana gelir ve büyük kabarmalara ve ciddi yapısal tehlikeye neden olabilir.

  Bu potansiyel problemin riski azaltılabilir:
  - Esnek boru malzemeleri kullanarak (yani, kil ve beton boru yerine PVC veya ABS).
  - Büyük kayma ve eğilme gerilmeleri gelişmeyecek şekilde boru yerleştirmek. Bazı durumlarda, bu esnek birleşimlerin kullanımını gerektirebilir.



(a)



(b)

Şekil 19.22 Yüzey drenajı ayrıntıları: (a) kötü drenaj, ıslak şişebilir kil ve (b) iyi drenaj, kuru stabil kil (Colorado Geological Survey).

İlave Önleyici Tedbirler

Bu temel önlemlerin ötesinde, daha kapsamlı önlemler dahil etmek de mümkündür. O'Neill ve Poormoayed (1980) bu önlemleri üç temel sınıfa ayırmıştır:

- Şişme potansiyelini azaltmak veya yok etmek için genişleyen zemini değiştir.
- Temeli etkisinden ayırarak genişleyen kili geç.
- Üst yapıdaki hareketleri azalt.

Bu yaklaşımların herbiri, aşağıda tartışıldığı gibi birkaç özel metodoloji içerir:

Şişen Kilin Değiştirilmesi

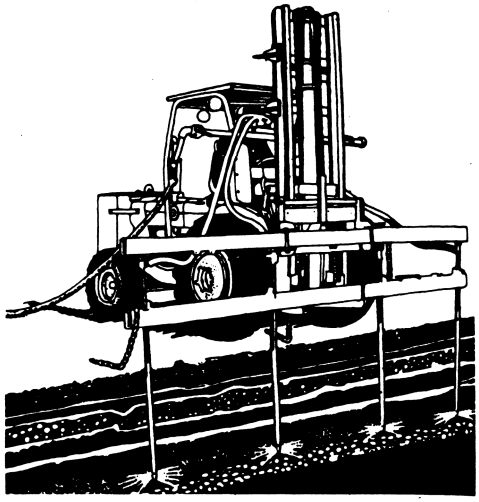
Değiştirme: Şişen zemin problemlerinin üstesinden gelmenin belki de en belirgin yöntemi, zemini kaldırmak ve yenileme olarak şişmeyen bir zemin getirmektir. Dikkatlice yapıldığı zaman pahalı olmasına rağmen, çok etkili bir yöntem olabilir. Ancak, suyun aşağıdaki doğal zeminlere (büyük olasılıkla genişleyen) sızması, böylece aktif zon derinliğini arttırmasına bir yol oluşturabilen çok geçirgen bir zemin kullanmamak için dikkatli olunuz.

Kireç İyileştirmesi: Sulu kireç şişen bir kil ile karıştırıldığı zaman kimyasal tepkime oluşur ve kil aşağıdaki şekillerde iyileştirilir:

- Şişme potansiyeli azalır
- Kayma dayanımı artar
- Su muhtevası azalır (ıslak mevsim süresince yararlıdır; çünkü, zeminin işlenebilirliğini arttırır)

Kireç, zeminle ağırlıkça yaklaşık yüzde 2 ile 8 oranında mekanik olarak karıştırılabilir. Yeterli karışımı garanti etmek için özel ekipman gereklidir ve işlem genellikle sığ derinlikler (meselâ 300 mm) ile sınırlıdır.

Zemini kireç ile iyileştirmenin başka bir yolu, *basınçla enjekte edilmiş kireç* (PIL) olarak bilinen bir teknik kullanarak, kireci bulamaç biçiminde içirtmektir. Kireç bulamacını, Şekil 19.23'de gösterilene benzer ekipman kullanarak yüksek basınç altında zeminin içine zorlamaktır. Bu yöntem zeminleri yaklaşık 2,5 m derinliklere kadar iyileştirmeye yatkındır.



Şekil 19.23 Basınçla enjekte edilen kireç (PIL) sistemi (GKN Hayward Baker Inc.'den).

PIL tekniği çok çatlaklı killerde son derece etkilidir. Çünkü, çatlaklar bulamacın dağıtılması için yollar sağlar. Kimyasal etkilerine ilave olarak, çatlakların kireç ile doldurulması da zeminde nem göçünü yavaşlatır.

Kireç iyileştirmesi kanallarda, karayollarında ve temeli olmayan diğer projelerde çok yaygın olarak kullanılır. Basınçla nüfuz ettirilen kireç tekniği, şişen zeminlerden hasar görmüş mevcut bir yapıya onarımlar yapıldığı zaman da yararlıdır.

Ön ıslatma: Havuzlama, *ön emdirme* veya *ön doyurma* olarak da bilinen bu teknik, zeminin su muhtevasını arttırma girişiminde inşa öncesi sahayı su ile kaplamaktan oluşur. Böylece, zemin önceden şişirilir. Tesviye-üzeri-plak içerecek bir projede kullanıldığı zaman, özellikle sahanın çevresi yeşillendirilmiş ve sulanmış ise veya binanın çevresine nem bariyerleri yerleştirilmiş ise, su muhtevası makul olarak sabit kalır. Buradaki düşünce, yapıyı inşa etmeden önce zeminin genişlemesine neden olmak ve sonra da onu yüksek su muhtevasında sürdürmektir.

Güney California gibi bazı bölgelerde bu teknik iyi çalışır ve genellikle birkaç gün veya hafta iyice ıslatma süresi gerektirir. Ancak, diğer alanlarda gerekli ıslatma süresi kabul edilemeyecek kadar uzundur (meselâ birkaç ay). Islatma sürelerindeki bu farklılıklar, gerekli farklı ıslatma derinliklerden (aktif zon derinliğinin bir fonksiyonu) ve kildeki çatlakların varlığı veya yokluğundan dolayı olabilir.

Islatma işlemi, suyun zemine sızmasına yardımcı olmak amacıyla ilk önce bir düşey kum drenleri karelajı (kum ile doldurulmuş kuyular) delerek hızlandırılabilir. Suda ıslatma maddelerinin kullanımı da bu işlemi hızlandırabilir.

Ön ıslatma tamamlandıktan sonra, bir çalışma platformu sağlamak için genellikle zemin yüzeyini iyileştirmek gereklidir. Bu üst zeminleri kireç ile ıslah etmekten veya zemin yüzeyine 100 ile 150 mm kalınlıkta kum veya çakıl tabakası sermekten oluşabilir.

Nem Bariyerleri: Yatay ya da düşey konumdaki geçirimsiz nem bariyerleri, bir yapı altındaki zeminin su içeriğini dengelemenin etkin bir yolu olabilir. Bu bariyerler yaya kaldırımları veya diğer kaplanmış alanlar biçiminde zemin yüzeyine yerleştirilir veya gömülebilir. İkincisi yeraltı polietileni veya asfalt membranlardan oluşabilir. Nem bariyerleri özellikle geçirimsiz bitki kutuları biçimini alabildiği sulanmış peyzaj alanlar altında yararlıdır.

Bariyerlerin başlıca avantajı, yapının altında daha üniform nem koşullarının gelişmesine yardımcı olmak, böylece farklı kabarmayı azaltmaktır. Toplam kabarmayı etkileyebilir veya etkilemeyebilir.

Nem bariyerleri çok yararlı olabilse de, bunları hiçbir zaman tamamen geçirimsiz olarak göz önünde bulundurmayınız. Genellikle diğer teknikler ile beraber iş gören ilave önlemlerdir.

Şişen Kili Geçme

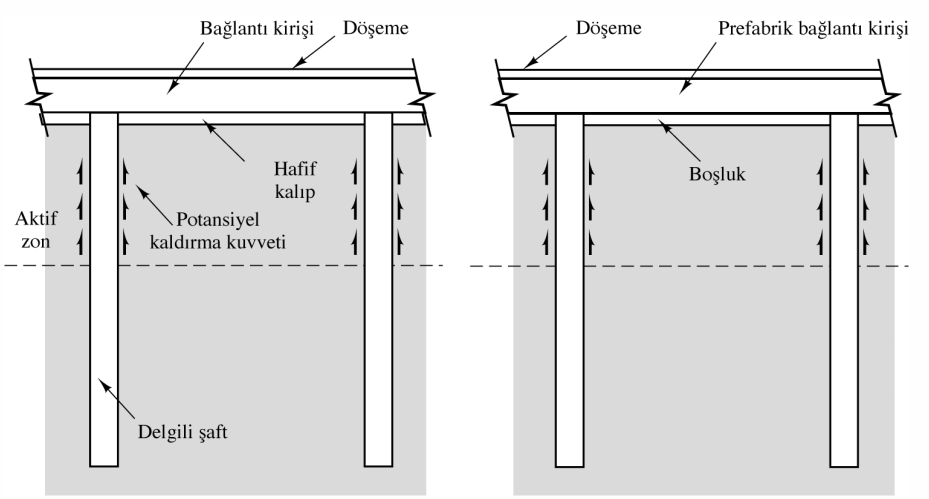
Zeminin su muhtevası yüzeye yakın derinlikte (daha önce anlatılan aktif zon kavramı) olandan daha fazla dalgalanacağından, şişme etkilerini azaltmanın bir yöntemi, yapıyı daha derin temeller üzerinde desteklemek; böylece aktif zonun bir kısmına veya tamamına etki etmeden geçmektir. Bu yöntem, genişleyen zemin tabakası nispeten ince ve altında şişmeyen bir zemin bulunduğu zaman da yararlıdır.

Derinleştirilmiş Temeller: Hafif şişen zeminler ile çalışırken, genellikle basit bir şekilde temelleri derinleştirerek, tesviyeden aşağı yaklaşık 0,5 m'ye kadar yüzeysel temel sistemine sahip olmak olasıdır. Bu genellikle aktif zon derinliğinden daha az olacaktır. Bu nedenle, yine de biraz kabarma mümkün olacaktır. Fakat, büyüklüğü çok daha az olacaktır.

Bu yöntem temelin rijitliğini arttırma avantajına da sahiptir (bu genellikle ilave donatı ile yapılır; örneğin, bir veya iki #4 çubuğu üste ve alta). Böylece, herhangi kabarma geniş bir mesafe üzerine yayılır ve yapının kabarma toleransı iyileştirilir.

Yüzeysel temeller kullanıldığı zaman, uygulanan temas basıncı kabarmayı engelleyecek kadar yüksek olacak şekilde tasarlanmalıdır. Şişme basıncına eşit bir temas basıncı ideal olacaktır. Fakat, genellikle yalnızca çok az şişen zeminlerde olasıdır.

Delgili Şaftlar: Yüksek derecede şişebilen bir zeminde, derinleştirilmiş yüzeysel temeller pratik olmaktan çıkar ve delgili bir şaft temel genellikle tercih edilen sistem olur. Denver (Colorado) bölgesinde hafif yapılar için şaftlar tipik olarak 250 mm ile 300 mm çapında ve 4,5 ile 6 m derinliğindedir (Greenfield ve Shen, 1992). Şaftlar aktif zonun oldukça aşağısına uzanmalıdır. Münferit şaftlar Şekil 19.24'de gösterildiği gibi katlanabilir mukavvanın veya köpük kalıpların üstüne dökülen tesviye kirişleri ile birleştirilir. Bu biçimlerin amacı, tesviye kirişine karşı baskı yapmaksızın zeminin serbestçe genişlemesine izin vermektir. Başka bir alternatif de, önceden dökme tesviye kirişleri kullanmaktır.



Şekil 19.24 Delgili şaft ve yükseltilmiş bağlantı kirişi içeren tipik bir hafif yapı temeli: (a) hafif kalıplar ıslak çimentonun basıncından hafifçe yüksek basınçlarda göçecek şekilde yerinde dökülmüş bağlantı kirişi; (b) prefabrik beton bağlantı kirişi. Aktif zondaki zeminin kabarmasından dolayı şaft üzerine etkiyen kaldırma kuvvetlerine dikkat ediniz.

Bu sistem, çok daha büyük şaftlar gerektiren büyük yapılarda bile iyi çalışmaktadır.

Şişen zeminlerde delgili şaftları kullanmanın özel sorunlarından biri, Şekil 19.24'de gösterildiği gibi, aktif zon içinde şaftın kenarları boyunca yukarı kaldırma kuvvetlerinin

gelişmesidir. Şaftlar, hem yük transferi hem de aktif zon içinden geçerek uzanan çekme çeliği için ihtiyaç bakımından, bu kuvvetlere yer vermek amacıyla tasarlanmalıdır.

Bu konu daha fazla ciddiye alınmıştır. Çünkü, zemin yatay olarak, zemin ve şaft arasında artan bir normal gerilmeye dönüşen şişme girişiminde bulunur. Bu sırasıyla kenar sürtünmesinin daha fazla harekete geçirilmesine izin verir ve yukarı kaldırma kuvvetini arttırır.

Reese ve O'Neill (1988) aktif zondaki birim yukarı kaldırma kenar sürtünmesini aşağıdaki gibi hesaplamayı önermiştir:

$$f_s = a\sigma_{hs} \tan\phi_r \qquad (19.4)$$

Burada:

f_s=birim yukarı kaldırma kenar sürtünmesi
a=bir ampirik katsayı
σ_{hs}=yatay şişme basıncı
ϕ_r=kilin efektif rezidüel sürtünme açısıdır.

Tasarım amaçları için yatay şişme basıncının (σ_{hs}) bir şişme basıncı deneyinden elde edilen düşey şişme basıncına eşit olduğunu düşününüz.

Ne yazık ki, karşılıklı ilişki katsayısını (a) henüz büyük bir doğrulukla tanımlayamıyoruz. O'Neill ve Poormoayed (1980) San Antonio'da aletle donatılmış tek bir şafttan geri hesaplama ile 1,3 değerini bulmuştur. Bu değer, çalışması model deneylere dayandırılan Chen (1988) ile çok yakın uyumludur ve pratikte başarılı bir şekilde kullanılmıştır. Bu, kullanmak için daha fazla deneysel veri elde edene kadar büyük olasılıkla mantıklı bir sayıdır.

Laboratuvar deneylerinden efektif rezidüel sürtünme açısını elde ediniz. Chen (1988) sert kil ve tabakalı kil için genellikle 5 ile 10 derece mertebesinde olduğunu önermektedir.

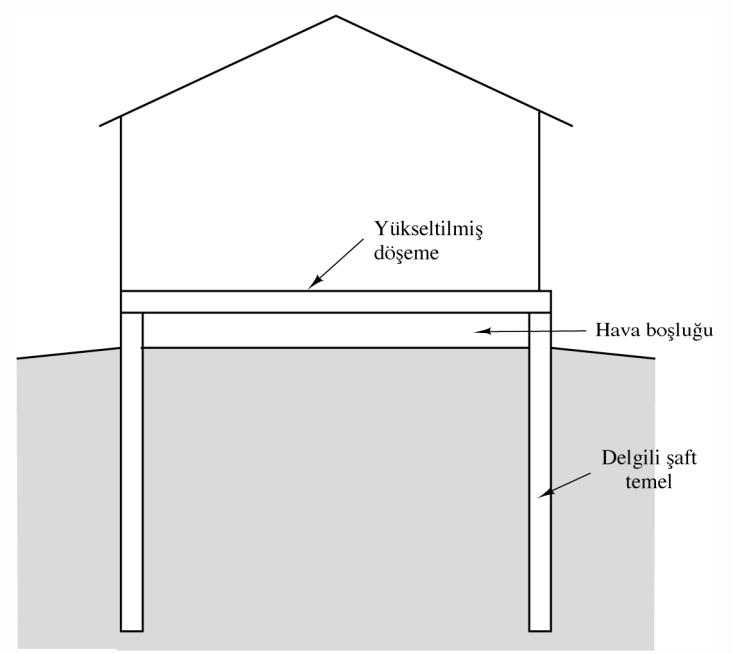
Eğer zemin şişecekse, şaft kısımlarının bir net çekme kuvveti geliştirebileceği olasılığını göz önünde bulundurunuz. Bu nedenle, tasarım çelik donatı çubuklarını içermeli ve çubuklar şaftın tabanına uzanmalıdır. Denver'da hafif ağırlıklı yapıları destekleyen şaftlarda tipik olarak en az iki tam uzunlukta #5 tip 40 çubuk var iken, Dallas'da iki #6 çubuğu yaygındır (Greenfield ve Shen, 1992).

Yukarı kaldırma yükleri için tasarlamaya bir başka seçenek, aktif zon içinde zemini şafttan ayırmaktır. Bunu yapmanın bir yolu, şaftı kalıcı çelik muhafaza içinde bir mukavva boru ile oluşturmak ve halkalı boşluğu zayıf fakat geçirimsiz bir malzeme ile doldurmaktır.

Tasarım amaçları için yukarı veya aşağı doğru hareketlere direncin, aktif zonun tabanında başladığı düşünülür. Bu direnç, çan tabanlı veya kesme halkalar ile düz bir şaft tarafından üretilir. Bu ikisi genellikle büyük yukarı kaldırma yükleri beklendiği zaman tercih edilir.

Yapısal Olarak Desteklenmiş Döşemeler: Hesaplanan toplam kabarma yaklaşık 25–50 mm'yi geçtiği zaman, geleneksel tesviye-üzeri-plak döşemeler iyi görev yapmayı durdurur. Bu gibi durumlarda en yaygın planlama, Şekil 19.25'de gösterildiği gibi, aktif zon içinden geçen delgili şaft temel üzerinde mesnetlenen yükseltilmiş bir döşeme kullanmaktır. Bu tasarım sadece döşemeyi doğrudan kabarmadan ayrı tutmaz; yağıştan korurken zemin

yüzeyinin havalandırmasını da sağlar. Bu, bina altındaki zemini, tesviye-üzeri-plak döşeme veya bir radye döşeme ile olandan çok daha kuru tutacaktır.



Şekil 19.25 Şişebilir bir kilin, yükseltilmiş bir döşeme ve bir delgili şaft temel ile devre dışı bırakılması.

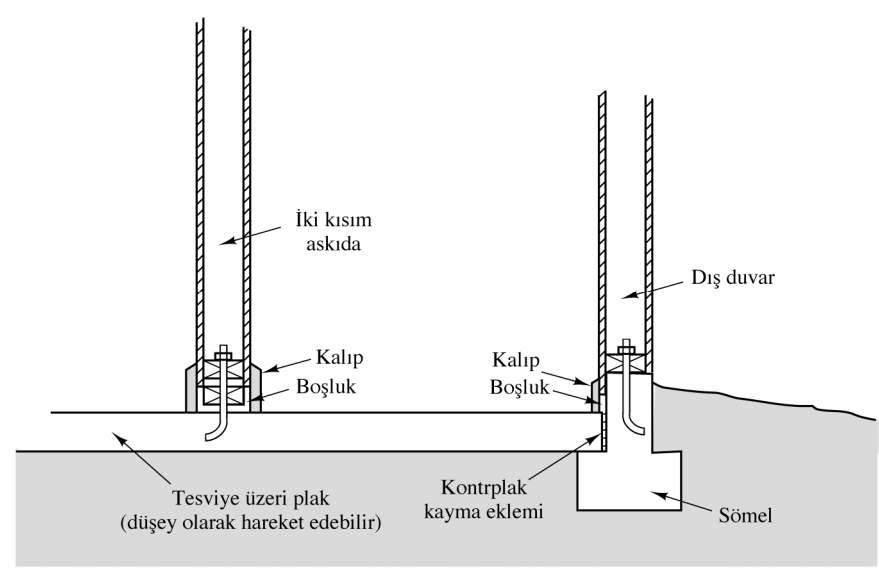
Yapıdaki Hareketlerin Azaltılması

Farklı oturma ve kabarma problemlerini ele almanın bir başka yöntemi, yapıyı bu hareketlere daha toleranslı yapmaktır. Bunu başarmanın birçok yolu vardır ve bu önlemler tek başına veya daha önce anlatılan yöntemler ile beraber kullanılabilir.

Esnek Yapım: Bazı yapılar büyük farklı harekete izin verir ve yine de kabul edilebilir biçimde görevini yerine getirebilir. Çelik kenarlı hafif ağırlıklı endüstri binaları bu tip yapımın bir örneğidir. Bu düşünce üzerinde daha fazla ayrıntılar için Bölüm 2'deki tartışmaya bakınız.

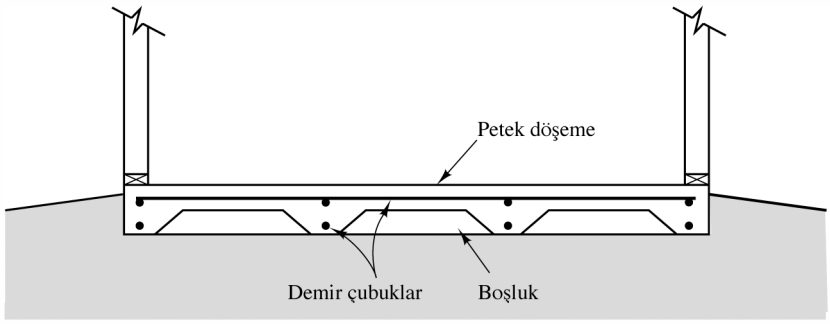
Bir yapıya esneklik katmanın bir başka yolu, Şekil 19.26'da gösterildiği gibi*, yüzer plakalar* kullanmaktır. Bu plakları temellerden ayrı dökmek ve plak ile duvar arasına bir kayıcı kavrama sağlamak, zemin şiştiği zaman plakanın düşey olarak hareketine izin verir.

Yüzer plaka üzerine dayanan herhangi bir yapı da hareket edebilmelidir. Örneğin, fırınlarda esnek bir basınçlı hazne ve havalandırma borusu bulunur. Bölme duvarlar, tabanda esnek kalıp ile kaplanmış bir boşluk ile tavandan asılabilir. Merdivenler de tavandan ve duvardan asılabilir ve plak'a birleştirilmeyebilir. Bu ayrıntıların herbiri Şekil 19.26'da gösterilmiştir. Yüzer plakalar çok yaygın olarak garajlarda ve bodrumlarda kullanılmaktadır. Çünkü, bu tasarım ayrıntılarını uygulamak daha kolaydır.



Şekil 19.26 Yüzen plak ve ilgili tasarım ayrıntıları.

Rijit Temel Sistemleri: Karşıt felsefe, bir bütün olarak hareket edecek kadar rijit ve güçlü bir temel sistemi sağlamaktır. O zaman farklı kabarmalar, biçim bozulmaksızın yapının yan yatmasına neden olacaktır. Geleneksel olarak donatılandırılmış radyeler bu amaç için kullanılmaktadır. Bu radyeler, Şekil 19.27'de gösterildiği gibi, bir bütünü oluşturan parça kirişlerin şeklinden dolayı *petekli plaklar* olarak da bilinir. Plak altında boş alanlar sağlamak için, bu plaklar katlanabilir mukavva kalıplar kullanarak dökülür. Böylece, zemine şişmesi için bir alan sağlanır. Kantey (1980) bazılarının 250 mm'ye kadar kabarmalar geçirdiği ve halen yeterli olarak görevlerini sürdürdüğü Güney Afrika'da, bu tip temel üzerindeki tuğla binaların her zamanki performansını not etmiştir.

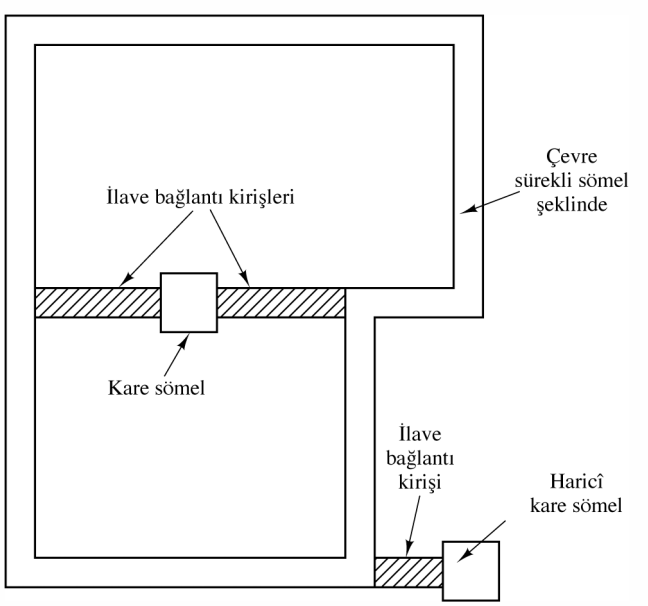


Şekil 19.27 Geleneksel olarak donatılandırılmış radye temel "petekli plak".

Geleneksel kuvvetlendirmeye bir seçenek, radye temelin bir çeşidi olarak, önceden germeli veya sonradan germeli plaklar kullanmaktır. PTI (1980) şişen zeminler üzerinde sonradan germeli plaklar için tam bir tasarım yöntemi sunmaktadır. Bu yöntem, özellikle

yerleşim projeleri için talep görmektedir ve California, Texas ve başka yerlerde yüksek dereceli şişen zeminler üzerinde başarılı bir biçimde kullanılmaktadır.

Bu düşünceyi daha ekonomik olarak hafifçe şişen zeminlere, hiçbir temel diğerlerinden ayrılmayacak şekilde, geleneksel yüzeysel temeller kullanarak uygulayabiliriz. Bu, Şekil 19.28'de gösterildiği gibi, sürekli temeller ve/veya tesviye kirişleri kullanarak başarılabilir. Böyle bir sistem bir radye rijitliğine sahip olmayacak, fakat münferit temellerden çok daha rijit olacaktır ve farklı kabarmaları daha uzun bir mesafe üzerinde yayacaktır.



Şekil 19.28 Bir tekil sömel sisteminin rijitliğini arttırmada sürekli sömeller ve bağlantı kirişlerinin kullanımı.

Hangi Yöntemlerin Kullanılılması Gerektiğinin Belirlenmesi

Gromko (1974) hesaplanan kabarmaya ve duvarların uzunluğunun-yüksekliğe oranına (L/H) dayalı olarak, önleyici tasarım tedbirlerinin seçimine kılavuzluk etmek amacıyla Tablo 19.9'daki kriterleri önermiştir.

19.6 KABARMANIN DİĞER KAYNAKLARI

Şişen killer kabarmanın en yaygın kaynağı olsa da, diğer mekanizmalar da gözlenmiştir.

Şişen Kayalar

Kiltaşı ve şeyl gibi, killerden oluşan tortul kayalar genellikle genişleme eğilimindedir (Linder, 1976). Fiziksel mekanizmalar kil zeminler için olanlara benzer. Fakat, şişme basınçları ve potansiyel kabarma genellikle kayanın yüksek birim ağırlığı nedeniyle çok yüksektir. Ancak, bu kayalar suyu aynı derecede kolay iletmezler. Bu nedenle, arazide potansiyel kabarmaya ulaşmak çok daha güç olabilir.

Tablo 19.9 Hesaplanan kabarmaya dayalı olarak önleyici tasarım tedbirleri (Gromko, 1974'den).

Hesapla bulunan toplam kabarma		Tavsiye edilen inşaat	Yötem	Açıklamalar
$L/H = 1{,}25$	$L/H = 2{,}50$			
< 6 mm < 0,25 inç	< 12 mm < 0,5 inç	Önleme gerek yok		
6 – 12 mm 0,25 – 0,5 inç	12 – 50 mm 0,5 – 2 inç	Harekete tolerans gösteren rijit bina (gerektiğinde çelik donatı)	Temeller: Tekil sömeller, radyeler veya petek	Sömeller, zemin taşıma gücü ile uyumlu şekilde dar ve derin olmalı.
			Kat döşemeleri: Petek, karo	Plaklar eğilmeye karşıkoyacak şekilde tasarlanmalı ve bağlantı kirişlerinden bağımsız olmalıdır.
			Duvarlar	Radye üzerindeki duvarlar radye kadar esnek olmalı. Düşey yönde rijit bağ yok. Tuğla duvarı çubuk veya bantlar ile güçlendir.
12 – 50 mm 0,5 – 2 inç	50 – 100 mm 2 – 4 inç	Hareketi sönümleyen bina	Eklemler: Temiz, esnek	Yapısal birimler arasında temastan kaçınılmalı, veya ekleme su geçirmez bir balzeme yerleştirilebilir.
			Duvarlar: Esnek, ünite inşaatı, çelik iskelet	Duvarlar veya dörtgen yapı birimleri tüm birim olarak kabarmalı
			Temeller: Üç nokta, gözeli veya krikolar	Gözeli temel şişme basıncını azaltmada hafif derecede zemin şişmesine tolerans gösterebilir. Üç nokta yüklemesi zorlayıcı kuvvet olmaksızın harekete izin verebilir.
> 50 mm > 2 inç	> 100 mm > 4 inç	Hareketten bağımsız bina	Delgili şaftlar: Düz, çan şekilli	Yük ile uyumlu en küçük çaplı ve en geniş aralıklı şaftları kullanınız. Bağlantı kirişleri altında açıklık bırakınız.
			Asma kat	Bağlantı kirişi üzerindeki asma katlar zeminden 300 – 450 mm yukarıda.

Diğer bazı kayalar oksidasyon veya karbonasyon gibi kimyasal süreçlerin bir sonucu olarak genişleyebilir. Bu süreçler genellikle orijinal malzemelerden daha büyük bir hacmi dolduran yan ürünlere yol açar (Lindner, 1976).

Çelik İmalat Curufu

Demir cevherinden çelik yapımı işlemi iki temel katı atık tipi üretir: *yüksek fırın curufu* ve *çelik imalat curufu* (Lankford vd., 1985). Yüksek fırın curufu, demir üretmek için demir cevheri ve kireçtaşı birleştirildiği zaman üretilen atıktır. Bu malzeme çok uygun mühendislik özelliklerine sahip olup, beton agregası (biraz problemli), asfalt kaplamalar altında taban malzemesi ve birçok diğer uygulamalarda kullanılmıştır (Lee, 1974). Aksine, çelik imalat curufu demirin çeliğe dönüştürüldüğü zaman üretilir ve çok daha problemli malzemedir.

Çelik imalat curufunda temel problem, yerine konulduktan sonra hacimsel olarak şişebilmesidir. Böylece, şişen killerin neden olduğuna benzer problemlere yol açar. Örneğin, Crawford ve Burn (1968) 5 yıl içinde 75 mm'ye kadar şişen kum boyutlu çelik imalat curufu üzerine inşa edilen bir plak döşeme olayını anlatmıştır. Uppot (1980) altı yıllık yapım içinde kolonlarda 200 mm'ye kadar ve plak döşemelerde 250 mm'ye kadar kabarmalar geçiren bir başka endüstri binasından bahsetmiştir.

Bu şişme, susuz kireç, magnezyum oksitler ve diğer malzemelerin hidratasyonu sonucudur ve curufun orijinal hacminin yüzde 20'sini aşabilir. Spanovich ve Fewell (1968) curufun kullanılmadan önce 30 gün yaşlanmaya bırakılması durumunda şişme potansiyelinin yüzde 50'den daha fazla azaltıldığını gözlemiştir. Bu yaşlanma işlemi oksijen veya suya maruz kalmayı gerektirir. Ancak, 30 yıldan daha fazla gömülü olan (ve böyle prizlenmemiş) curufun halen çok şişebilir olduğunu da gözlemişlerdir.

Bazı mühendisler açık dolgular, kaplanmamış yollar ve demiryolu balastı gibi yüksek toleranslı hareketlere sahip uygulamalar için, prizlenmiş çelik imalatı curufunu kullanmıştır. Japonya'daki mühendisler karayolu kaplamaları için agregalı taban üretmek için, çelik imalatı curufu ve yüksek fırın curufu karışımlarını kullanmıştır (Nagao vd., 1989). Ancak, şişme özellikleri nedeniyle çelik yapımı curufu yapısal temellerin altında kullanılmamalıdır.

Tuz Kabarması

Kurak alanlardaki zeminler bazan gece sıcaklık düşük iken eriyikten kristalleşen ve gündüz sıcaklık yükselirken çözeltiye dönebilen, suda çözünebilen yüksek konsantrasyonlu tuzlar içeririr. Bu tuz kristallerinin oluşumu ve yok oluşu özellikle gündüz ve gece hava sıcaklıkları arasındaki fark 33 ^{0}C veya daha fazla olabildiği zaman, sonbaharın sonlarında ve ilkbaharın başlarında zeminde günlük kabarma ve büzülme devirlerine neden olabilir. Kiristalleşmenin oluşması için biraz su muhtevasının olması gerekmesine rağmen, bu işlem sıcaklıktaki değişmeler ile sürdürülür. *Tuz kabarması* veya *kimyasal kabarma* olarak bilinen bu olay normalde yalnızca zeminin üst 0,3 ile 0,6 m'sinde meydana gelir. Çünkü, tuz konsantrasyonları ve sıcaklık dalgalanmaları bu bölgede en büyüktür.

Las Vegas (Nevada) bölgesindeki zeminlerin çalışmalarına dayanarak, Cibor (1983) tuz kabarmasının 10 ile 15 kPa şişme basınçlarına yol açabileceğini belirtmiştir. Çoğu yüzeysel temeller altındaki temas basıncı, bu şişme basıncından çok daha büyüktür. Bu yüzden, bu temeller hareket etmeksizin kabarma kuvvetlerine karşı koyabilir. Ayrıca,

temellerin tabanı tipik olarak en büyük şişme potansiyeli zonu altındadır. Ancak, çok sığ ve hafif yüklü temellerde kabarma gözlenmiştir.

Tuz kabarmasından kaynaklanan hasar genellikle tesviye-üzeri-plak döşemelerde, yaya kaldırımlarında ve sığ, çok hafif yüklü alanlarda görülür. Örneğin, Blaser ve Scherer (1969) dış beton plaklarda 100 mm kabarmalar gözlemlemiştir.

Bu zeminleri çözeltideki tuz yüzdesini ölçerek değerlendiriniz. Tipik olarak yüzde 15'den daha fazla ince taneli zeminlerdeki yüzde 0,5 çözülebilir tuzlardan daha büyük yoğunluklar sorun olabilir. Kabarma potansiyeli ısısal bir şişme deneyi kullanarak ölçülebilir (Blaser ve Scherer, 1969). Bu deney, su ilave etme yerine numuneyi soğutarak oluşan zemin şişmesi hariç, bu bölümde daha önce tartışılan şişme deneylerine benzer.

Tuz kabarma problemlerinden kaçınmanın yaygın bir yöntemi, tuz yüklü doğal zeminleri önerilen zemin yüzeyinden aşağı 0,3 ile 0,6 m'ye kadar kazmak ve açık gradasyonlu çakıl ile tekrar doldurmaktır. Çakıl ısısal yalıtım sağladığı için, aşağıdaki sıcaklık zemin yüzeyindeki kadar geniş çapta değişmeyecektir. Bu nedenle, tuz kabarması daha az olasılıkla meydana gelecektir. Ayrıca, çakılın ağırlığı gelişebilecek bazı şişme basınçlarına direnecektir.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. A.B.D.'nde şişen zeminler depremler, taşkınlar, kasırgalar ve hotumların tümünün birleşiminden daha fazla mal hasarına neden olmaktadır.
2. Bu hasarın çoğu evler, küçük ticari binalar ve yol kaplamaları gibi hafif yapılarda oluşmaktadır.
3. Zemin şişmesi, suyun belirli kil mineralleri içine, özellikle montmorilonite sızması sonucudur. Şişme, sadece zeminin su muhtevası değiştiği zaman meydana gelir.
4. Şişen zeminler büyük olasılıkla az nemli, yarı kurak ve kurak iklimlerde problemlere neden olur. Bu alanlardaki yağmur ve buharlaşma/terleme biçimleri, genellikle büzülme ve şişme çevrimlerine yol açan, zemin su muhtevasının yıl boyunca dalgalanmasına neden olur. Bu alanlardaki yeni yapım normalde problemi daha da kötüleştiren zeminde artan su muhtevasının ilerlemesine yardımcı olur.
5. Belirli bir sahada potansiyel kabarma, zemin profili, zemin su muhtevasındaki değişmeler, örtü yükleri ve ilave yüklerin bir fonksiyonudur.
6. Şişme derecesini değerlendirmede çok çeşitli deney yöntemleri mevcuttur. Bu yöntemlerin bir kısmı esasen niteldir ve diğerleri nicel sonuçlar sağlar.
7. Önleyici tedbirler üç sınıfa ayrılır:
   a. Şişen kilin durumunu değiştirmek.
   b. Temeli şişen kilin etkisinden ayırarak şişen zemine tesir etmeden geçmek.
   c. Farklı hareketlere direnebilen ve üst yapıdaki etkilerini azaltabilen yüzeysel bir temel sağlamak.
8. Çoğu yerlerde şimdiki uygulama durumu, nitel veya yarı nitel sonuçlara ve yerel tecrübeye dayanarak uygun önleyici tedbirler seçmektir. Bu yöntemler genellikle sadece sınırlı coğrafik alanlara uygulanabilir ve belirli yapı tipleri içindir.

9. Meslek, önleyici tedbirleri belirlemek için bir taban olarak kabarma hesaplarının kullanımına doğru ilerlemektedir. Bu gibi hesaplamalar ya yüklenmiş şişme deneylerine ya da zemin emme deneylerine dayandırılabilir. Umut verici biçimde, bu yöntemler mühendise zemini ve zemin-yapı etkileşimini tanımlamaya yardımcı olacaktır.

Sözlük

Aktif zon	Kaolinit	Sabit hacimli şişme deneyi
Bentonit	Kenar kaldırması	Şişen zemin
Curuf	Kil mineralleri	Şişme basıncı
Değişkenmiş şişme örtü deneyi	Kireç ıslahı	Şişme indeksi
Farklı kabarma	Montmorilonit	Şişme potansiyeli
Islanma katsayısı	Nem bariyeri	Thornthwaite nem indeksi
İllit	Ön ıslatma	Yüklenmiş şişme deneyi
Kabarma	Petek plak	

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

19.1 Hafif yapılar şişebilir zeminlerden gelen zararlara karşı neden genellikle daha duyarlıdır?

19.2 Şişebilir zemin problemleri en çok hangi iklim çeşitlerinde ortaya çıkar?

19.3 Beşerî faaliyetler şişebilir zemin problemlerini nasıl daha da kötüleştirir?

19.4 "Aktif zon" nedir?

19.5 "Şişme basıncı" nedir?

19.6 Kabarma analizlerindeki belirsizliğin başlıca kaynağı nedir?

19.7 Zemin üzerine doğrudan gelen plak şeklindeki yapıların altındaki zeminlere kıyasla, yükseltilmiş döşemeli binaların altındaki zeminler neden daha kuru olma eğilimindedir?

19.8 Örnek 19.1'deki temel, 75 kPa'lık net izin verilebilir basınca göre yeniden tasarlanmak durumundadır. Potansiyel kabarmayı hesaplayınız ve örnekte bulunan değer ile karşılaştırarak faklılığı tartışınız.

19.9 8 inç çapındaki delgili şaft şişebilir bir katı kilde aktif zonun epeyce altına kadar çakılacak ve 5200 lb'lik aşağı doğru yük taşıyacaktır. Bu zemindeki yatay zemin basıncı yaklaşık olarak 5000 lb/ft^2 olup, aktif zon 10 ft derinliğe kadar inmektedir. Buna göre:

a. Kaldırma çeper sürütünme yükünü bulunuz.

b. Şaftda bir çekme yenilmesi meydana gelir mi? (Şaftın ağırlığını hesaba katmayı unutmayınız).

c. Çekme yenilmesini (şayet olursa) önlemek için gerekli donatı çeliğini bulunuz. f_y=40 k/in^2 alınız ve 1,7'lik bir yük faktörü kullanınız.

20

Göçebilir Zeminlerdeki Temeller

Emek harcamaya değen birşeyi yapma girişiminde iken başaramamak,
emek harcamaya değmeyen bir şeyi yapmaya devam etmekten daha iyidir.

Dünyanın kurak ve yarı kurak alanlarında çalışan temel mühendisleri genellikle *göçebilir zemin* çökelleri ile karşılaşır. Bu zeminler doğal hallerinde kuru ve sağlamdır ve temeller için iyi destek sağlar gibi görünür. Ancak, bu zeminler ıslandıklarında çok hızlı konsolide olur; böylece beklenmeyen oturmalara yol açarlar. Bazan bu oturmalar oldukça fecî olmuş; sonuçta birçok yapı ve diğer tesisler hasar görmüştür. Bu zeminler yalnızca kuru kaldıkları sürece kararlıdır. Bu yüzden, bazan *yarı kararlı zeminler* diye adlandırılır ve göçme işlemi bazan *hidrokonsolidasyon*, *hidrokompresyon*, veya *hidrogöçme* diye adlandırılır.

Temel mühendisi bu çeşit oturmalardan kaçınmak için, göçebilen zeminleri teşhis edebilmeli, potansiyel oturmaları değerlendirebilmeli ve gerekli olduğu zaman uygun önlemleri kullanabilmelidir (Clemence ve Finbarr, 1981).

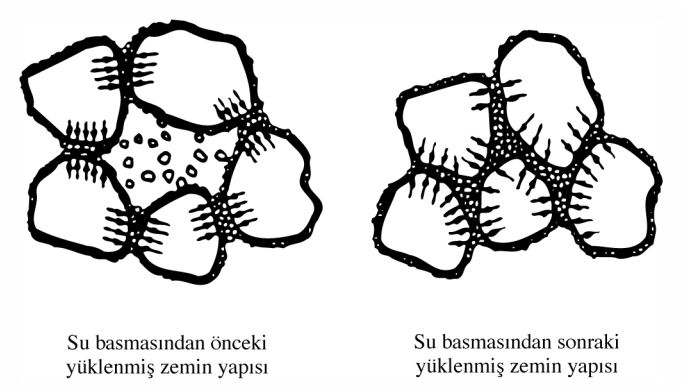
20.1 GÖÇEBİLİR ZEMİNLERİN KÖKENİ VE OLUŞUMU

Göçebilir zeminler Şekil 20.1'de gösterildiği gibi, gevşek ''petek'' yapısında düzenlenmiş, hakim olarak kum ve silt boyutlu partiküllerden oluşur. Bazan çakıl da mevcuttur. Bu gevşek yapı, kil ve kalsiyum karbonat gibi küçük miktarlarda su ile yumuşayan çimento maddeleri ile bir arada tutulur (Barden vd., 1973). Zemin kuru kaldığı sürece bu çimentolar büyük yükleri taşıyabilecek sağlam bir zemin üretir. Ancak, zemin ıslandığı zaman bu çimento maddeleri yumuşar ve petek yapısı çöker.

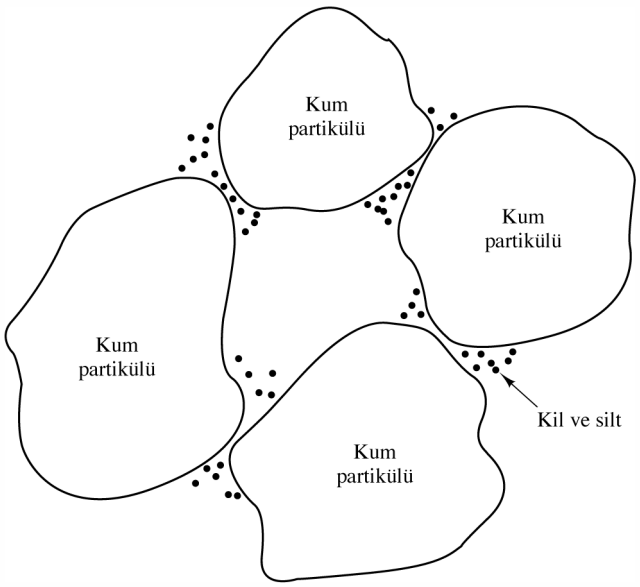
Çeşitli jeolojik süreçler göçebilir zeminler üretebilir. Jeolojik kökenlerini anlayarak, nerede bulunabileceklerini önceden tahmin için daha hazırlıklı oluruz.

Göçebilir Alüviyal ve Kolüviyal Zeminler

Bazı *alüviyal zeminler* (yani, su ile taşınmış zeminler) ve bazı *kolüviyal zeminler* (yani, yerçekimi ile taşınmış zeminler) yüksek derecede göçebilir olabilirler. Bu göçebilir zeminler genellikle A.B.D.'nin güneybatısında ve dünyanın aynı iklimli diğer bölgelerinde bulunur. Bu alanlarda kısa ve ani yoğun yağışlar genellikle *akmalar* olarak bilinen hızlı yamaç aşağı hareketlere neden olur. Bu zeminler hareket ederken hemen hemen suya doygun ve yüksek bir boşluk oranına sahiptirler. Yerlerine ulaşınca buharlaşma ile süratle kururlar ve kapiler gerilim Şekil 20.2'de gösterildiği gibi kil ve silt partiküllerini ve çözünebilir tuzları boşluk suyu ile getirerek, partikül temas noktalarına doğru çeker. Zemin kuruyunca bu malzemeler kum partiküllerini bir arada tutar. Böylece, petek yapısını oluştururlar.



Şekil 20.1 Göçebilir zeminin mikroskopik görüntüsü. Bu zeminlerin doğal yapısı, suda çözünebilir bağlarla bir arada tutulan petek yapısı şeklindedir. Ancak, zeminin ıslanması durumunda bu bağlar yumuşar ve zemin konsolide olur (Houston vd., 1988'den; ASCE'den zin alarak kullanılmıştır).



Şekil 20.2 Akma çökelleri buharlaşma ile kuruduğu zaman, geri çekilen su asılı haldeki kil partiküllerini ve çözünmüş tuzları partikül temas noktalarına doğru çeker.

Bir sonraki akma meydana geldiği zaman, daha fazla petek yapılı zemin oluşur. O da buharlaşma ile süratle kurur. Bu nedenle, önceden çökelen zemin kuru kalır. Böylece, bu zeminin derin çökelleri oluşabilir. Tekrarlanmış akmaların kalıntıları genellikle, Şekil 20.3'de gösterildiği gibi, çölün topoğrafyasından bellidir. Bu çökeller genellikle çok düzensizdir ve araya sıkışmış göçebilir ve göçmeyen tabakalar içerir.



Şekil 20.3 Palm Springs (California) yakınındaki çölde akma topoğrafyasının havadan görünümü. Bu alandaki gerek yüzey suları ve gerekse fırtınalı sağanak yağışların hareket yönü fotoğrafın sağ tarafından soluna doğrudur.

Bazı alanlarda bu zeminlerin sadece üst 1 ile 3 m'si göçebilir. Halbuki, başka yerde göçmeye eğilimli zeminler zemin yüzeyinden 60 m veya daha aşağı inebilirler. Bahsedilenlerin sonraki örneği orta California'da San Joaquin Vadisi'dir. Özellikle bu alandaki sulama kanalları hasara eğilimlidir. Çünkü, uzun bir süre devam eden küçük sızmalar bile zemini büyük bir derinliğe kadar ıslatabilir. 600 ile 900 mm oturmalar yaygındır ve 4.7 m'ye kadar olan oturmalar da rapor edilmiştir (Dudley, 1970).

Göçebilen Eoliyen Zeminler

Rüzgarlar ile çökeltilen zeminlere *eoliyen zeminler* denir. Bunlar, rüzgar ile sürüklenmiş kumullar, lös, volkanik toz çökelleri ve diğer oluşumları içerir. *Lös* (eoliyen silt veya kumlu silt) en yaygın eoliyen zemindir ve yer yüzeyinin çoğunu kaplar. A.B.D.'nde, orta Avrupada, Çin'de, Afrika'da, Avusturalya'da, eski Sovyetler Birliği'nde, Hindistan'da, Arjantin'de ve diğer yerlerde bulunur (Pye, 1987). A.B.D.'ndeki büyük lös çökellerinin yerleri, belirtilen diğer göçebilir zemin çökellerinin yerleri ile birlikte Şekil 20.4'de gösterilmiştir.

Göçebilir lösün porozitesi çok yüksek (tipik olarak yüzde 50 mertebesinde) olup, buna göre birim ağırlığı da çok düşüktür (tipik olarak 11–14 kN/m^3). Münferit partiküller genellikle gevşek yapıyı muhafaza etmek için bir çimento maddesi gibi etkiyen kil ile kaplanmıştır. Bu çimentolaşma genellikle birçok alüviyal zeminlerdeki kadar sağlamdır. Bu nedenle, göçme ya bir orta normal gerilme altında ıslatarak veya ıslatmaksızın zemini daha yüksek normal gerilmelere tabi tutarak meydana gelebilir.

Lös çökeller genellikle göçebilen zeminlerin diğer tiplerinden çok daha az düzensizdir. Ancak, genellikle çok daha kalındırlar. 60 m kalınlığa kadar çökeller yaygındır.



Şekil 20.4 A.B.D.'nde belli başlı lös yatakları ve rapor edilmiş çökebilir zeminlerin yerleri (Dudley, 1970'den; ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

Göçebilir Rezidüel Zeminler

Rezidüel zeminler kayaların bozuşması ile yerinde oluşan zeminlerdir. Bazan bu süreç kaya minerallerinin bir petek yapısı ve yüksek bir boşluk oranı bırakarak, yıkanma ile alıp götürülebilen kil minerallerine parçalanmasını içerir. Bu yapı geliştiği zaman, zemin göçmeye eğilimlidir. Örneğin, Brink ve Kantey (1961) Güney Afrika'daki rezidüel bozuşmuş granitlerin genellikle ıslandığı zaman birim ağırlığında yüzde 7 ile 10 artışa neden olarak çöktüklerini bildirmiştir. Brezilyadaki kumtaşları ve bazaltlardan kaynaklanan rezidüel zeminler de göçebilir karakterdedir (Hunt, 1984).

Dudley (1970) Lancastar'dan (California) rezidüel bir zeminden elde edilen deney sonuçlarının, doğal örtü gerilmesi üzerinde 670 kPa'lık bir gerilme ile kuru olarak yüklendiği zaman hemen hemen sıfır konsolidasyon gösterdiğini, ayrıca ıslatıldığı zaman hacminin yüzde 10'u kadar çöktüğünü belirtmiştir.

Uzaysal değişimi en büyük olan zeminler muhtemelen rezidüel zeminlerdir. Bu da, göçme potansiyelini tahmin etmeyi daha güç hale getirmektedir.

20.2 TEŞHİS, NUMUNE ALIMI VE DENEY

Mühendisler, göçebilir zeminleri tanıma ve değerlendirmede çok farklı teknikler kullanmıştır. Bunlar, doğrudan ve dolaylı yöntemler olarak iki sınıfa ayrılabilirler.

Dolaylı yöntemler göçme potansiyelini birim ağırlık, Atterberg limitleri veya kil partikülleri yüzdesi gibi diğer mühendislik özellikleri ile karşılıklı ilişkiler kurarak değerlendirir. Bu gibi çabaların sonucu genellikle ''yüksek derecede göçebilir'' gibi göçebilirliğin nitel bir sınıflandırmasıdır. Bu sınıflamalar yararlı olabilse de, potansiyel oturmaların nicel hesaplamaları için sağladıkları katkı fazla değildir (Lutenegger ve Saber, 1988). Ayrıca, bunların çoğu lös gibi belirli zemin tipleri için geliştirilmiştir ve alüviyal zeminler gibi diğer tipler için kullanılamaz.

Bu zorlukların bir sonucu olarak, birçok mühendis potansiyel olarak göçebilir zeminleri değerlendirmenin doğrudan yöntemlerini kullanmayı tercih eder. Bu yöntemler aslında zemini ya laboratuvarda ya da arazide ıslatmayı ve karşılığında deformasyonu ölçmeyi içerir. Sonra, bu gibi deneylerin sonuçlarını tüm zemin çökeline uygulayabiliriz ve potansiyel oturmaları tahmin edebiliriz.

Göçebilir Zeminlerden Numune Alınması

Laboratuvar deneyleri, laboratuvarda mümkün olan daha büyük derecedeki kontrol nedeniyle arazi deneylerinden daha çok yararlıdır. Ancak, bu gibi deneyleri yapmak için, nispeten örselenmemiş zemin numuneleri elde etmek ve onları laboratuvara getirmek gerekir.

Orta ile iyi çimentolanmış ve çok çakıl içermeyen göçebilir zeminlerden, göçme deneyleri yapma amaçları için aşırı güçlük olmaksızın nunume alınabilir. Bunlar, alüviyal göçebilir zeminlerin çoğunu içerir. Herhangi bir numune alma işleminde olduğu gibi, mühendis mümkün olduğu kadar örselenmemiş ve zemin çökelini temsil eden numuneler elde etmek için çaba harcamalıdır. Ne yazık ki, göçebilir zeminler özellikle alüviyal veya rezidüel kökenli olanlar genellikle çok düzensizdir. Düzensiz zemin çökellerinden temsilî numuneler elde etmek zordur. Bu nedenle, göçme potansiyelini tam olarak tanımlamak için çok numune almak gerekir. Numune almak için para sınırlamalarını dikkate alarak, yalnızca birkaç çok yüksek kaliteli (fakat pahalı) numuneden çok, daha çok sayıda iyi kaliteli numuneler elde etmek, büyük olasılıkla daha mantıklıdır.

Bazan geleneksel ince cidarlı Shelby tüpü numune alıcıları zemin içine itilir. Numuneleri sıkıştırmaktan kaçınmak için kısa tüpler kullanmak en iyisidir. Ne yazık ki, göçebilir zeminler kuru iken sağlam olduğundan (numune alma esnasında zemini yapay olarak ıslatmamak önemlidir), genellikle tüpü yerine çekiçle çakmak gereklidir. Neyse ki, Houston ve El-Ehwany (1991) çekiçlemenin çimentolu zeminler için laboratuvar çökme deneylerinin sonuçlarını önemli miktarda değiştirmediğini belirtmektedir. Siltli ve kumlu zeminlerde Shelby tüplerinin daha iyi iş görmelerine rağmen, çok az miktarda çakıl bile içeren zeminlerde kullanıldığı zaman kolayca bükülürler. Bu genellikle göçebilir zeminlerdeki durumdur. Bu nedenle, Bölüm 4'de Şekil 4.5'de gösterildiği gibi halka astarlı numune alıcılar gibi, daha kalın cidarlı numune alıcı kullanma durumunda kalabiliriz. Bu kalın cidarlı numune alıcılar daha fazla numune örselenmesine yol açsa da, bunların zemin numuneleri yine de laboratuvar çökme deneyleri için uygun olabilir (Houston ve El-Ehwany, 1991).

Lös gibi hafif çimentolu göçebilir zeminlerden numune almak çok daha güçtür ve daha dikkatli numune alma teknikleri gerektirir. Neyse ki, lös genellikle çok daha homojendir. Bu nedenle, daha az numune gereklidir.

Çakıllı zeminlerden numune almak daha güçtür ve bu nedenle değerlendirilmeleri daha zordur. Bu zeminler için büyük olasılıkla özel arazi ıslatma deneyleri uygundur (Mahmoud, 1991).

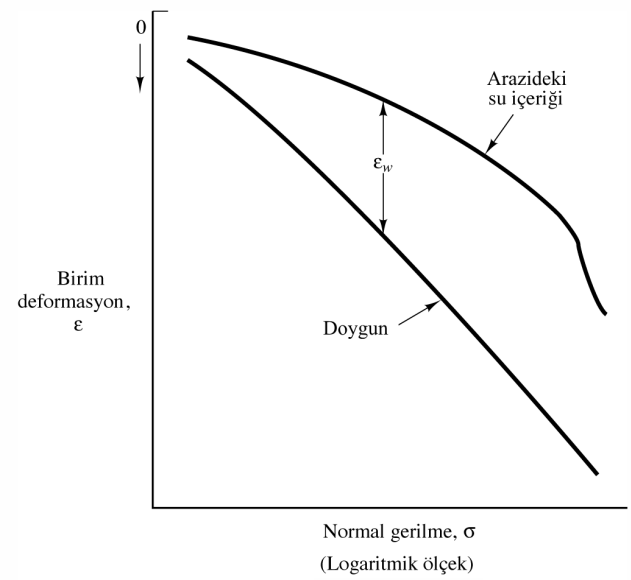
Laboratuvar Zemin Göçme Deneyleri

Numuneler elde edildiği zaman, laboratuvarda *göçme deneyleri* ile test edilebilirler. Bunlar geleneksel ödometrede (konsolidometre) yapılır ve ıslatıldığı zaman meydana gelen

deformasyonu (çökme) doğrudan ölçer. Çeşitli deney yöntemlerinin ayrıntıları değişse de, bunları çift ödometre deneyleri ve tek ödometre deneyleri olarak iki gruba ayırabiliriz.

Çift Ödometre Yöntemi

Jennings ve Knight (1956, 1957, 1975) Güney Afrika'da göçebilir zeminleri araştırırken *çift ödometre yöntemi* geliştirmiştir. Bu yöntem ''özdeş'' numuneler üzerinde iki paralel konsolidasyon (ödometre) deneyleri kullanır. Birinci deney arazi su muhtevasında bir numune üzerinde; ikincisi de iyice ıslatılmış bir numune üzerinde yapılır. Deney sonuçları, Şekil 20.5'de gösterildiği gibi, bir arada çizilir. Deney sonuçları arasındaki düşey mesafe normal gerilmenin bir fonksiyonu olarak *potansiyel hidrogöçme deformasyonunu* (ε_w) temsil eder.



Şekil 20.5 Çift ödometre deneyine ait tipik sonuçlar.

Tek Ödometre Yöntemi

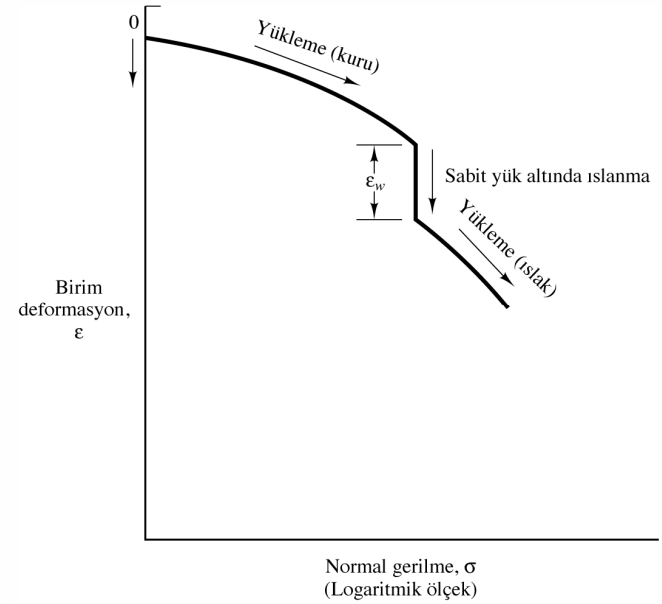
Birçok mühendis, göçme potansiyelini değerlendirmek için tek ödometre yöntemi kullanmayı tercih eder. Bu yöntemde herbir deney sadece bir numune gerektirir.

Tek ödometre deneyi genellikle aşağıdaki gibi yapılır (Houston vd., 1988):

1. Ödometre içine örselenmemiş bir zemin numunesi yerleştirin ve arazi su içeriğini muhafaza ediniz.
2. 5 kPa'lık bir oturtma yükü uygulayın ve deformasyon ölçeri sıfırlayınız.
3. Her seferde zemini konsolide etmeye izin vererek, düşey gerilmeyi kademeli arttırınız. Normalde yük, konsolidasyon hızı saat başına yüzde 0,1'den daha az olduğu zaman değiştirilebilir. Bu işlemi, düşey gerilme arazide meydana gelecek olana eşit veya biraz daha yüksek olana kadar sürdürünüz.
4. Numuneyi suya boğun ve meydana gelen hidrosıkıştırmayı izleyiniz. Bu, örtü gerilmesi için potansiyel hidrogöçme deformasyonudur (ε_w).

5. Hidrokonsolidasyon biter bitmez, ilave gerilme artışı uygulayın ve zemini konsolidasyona bırakınız.

Bu yöntem normal olarak 24 ile 36 saat içinde tamamlanabilir. Böyle bir deneyin sonuçları Şekil 20.6'da gösterilmiştir.



Şekil 20.6 Tek ödometre deneyi kullanarak yapılan çökme deneyinin tipik sonuçları (Houston vd., 1988'den; ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

Tek ödometre yöntemi daha hızlı ve daha kolaydır ve arazide oluşan gerçek yükleme ve ıslanma sırasını daha yakın olarak taklit eder. Çift ödometre deneyi için gerekli iki özdeş numune elde etme probleminin de üstesinden gelir. Ancak, bu yöntem daha az bilgi sağlar. Çünkü, sadece bir normal gerilmede hidrogöçme deformasyonunu verir. Bu nedenle, zemin, arazide bulunacak gerilmeye mümkün olduğu kadar yakın bir normal gerilmede ıslatılmalıdır.

Laboratuvar Çökme Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

En yaygın uygulama Tablo 20.1'de verilenler gibi kriterler kullanarak göçme deney sonuçlarını değerlendirmek olmuştur. Bu yaklaşımı kullanırken, mühendisler gerekli iyileştirici önlemleri (eğer varsa) deney sonuçlarının nitel değerlendirmesine dayanarak açıkça belirtir. Örneğin, belirtilen bir değerden daha büyük ε_w değerindeki zeminler her zaman kazılabilir ve eski yerine sıkıştırılabilir.

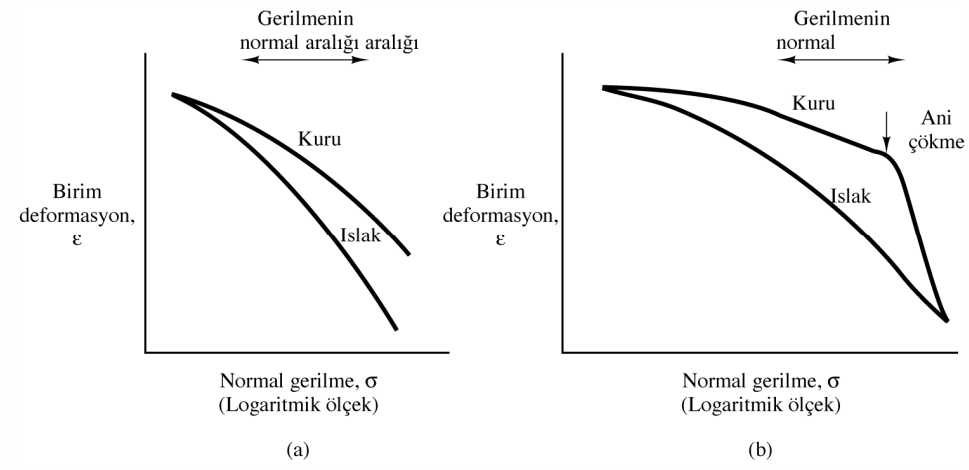
Bu gibi yöntemler genellikle yeterli olsa da, hidrogöçme nedeniyle potansiyel oturma tahmini sağlamazlar. Örneğin, büyük bir derinliğe kadar ıslanmış olan ''orta sorunlu'' kalın tabakalı zemin, ya daha ince ya da büyük bir derinliğe kadar ıslanmamış olan ''oldukça sorunlu'' zeminden daha fazla oturmaya neden olabilir. Bu nedenle, göçme nedeniyle

potansiyel oturmaları tahmin etmek amacıyla deney verilerinin nicel değerlendirmesini yapmak ve ona göre herhangi önleyici tasarım tedbirleri geliştirmek daha yararlı olacaktır.

Tablo 20.1 Zemin çökebilirliğinin sınıflanması.

Potansiyel hidrogöçme defromasyonu, e_w	Problemin ciddiyet derecesi
0 – 0,01	Sorunsuz
0,01 – 0,05	Orta derece
0,05 – 0,10	Sorunlu
0,10 – 0,20	Ciddî problem
>0,20	Çok ciddî problem

Bir oturma analizi yürütmeden önce tanımlanacak zemin özelliklerinin biri, potansiyel hidrogöçme deformasyonu (ε_w) ve normal gerilme (σ) arasındaki ilişkidir. Bu ilişkiyi daha fazla anlamak için ilave araştırma gerekse de, altında göçmenin meydana gelmeyeceği bir *eşik göçme gerilmesi* (σ_t) olduğu ve ε_w'nin σ_t üzerindeki gerilmelerde kademeli olarak büyüdüğü görülmektedir. Bu eğilim büyük olasılıkla Şekil 20.7'de gösterildiği gibi, gerilme kuru petek yapısını kıracak kadar büyük oluncaya kadar devam eder. Bu sonraki gerilme büyük olasılıkla çoğu göçebilir zeminlerde oldukça yüsektir. Fakat, lös gibi bazı hafif çimentolu zeminlerde bir temel altında bulunabilen gerilmeler aralığı içinde olabilir. Örneğin, Peck, Hanson ve Thornburn (1974), normal gerilme yaklaşık 260 kPa'ya arttırıldığı zaman, Iowa'daki belirli kuru lös zeminlerin ani ve oldukça etkili göçme yaptığını kaydetmiştir.



Şekil 20.7 (a) Çoğu göçebilir zeminler için ve (b) lös için, hidrogöçme deformasyonu ile normal gerilme arasındaki ilişki.

Lösden başka göçebilir zeminler için ε_w ile temeller altındaki gerilmelerin tipik aralığı içindeki σ_t arasındaki ilişki, aşağıdaki formül ile ifade edilebilir gibi görünmektedir:

$$\varepsilon_w = C_w(\log\sigma - \log\sigma_t) \qquad (20.1)$$

$$= C_w \log\left(\frac{\sigma}{\sigma_t}\right)$$

$$C_w = \frac{d\varepsilon_w}{d(\log\sigma)} \qquad (20.2)$$

Burada:

ε_w =potansiyel hidrogöçme deformasyonu
C_w =hidrokonsolidasyon katsayısı
σ_t =eşik göçme gerilmesi
σ =hidrokonsolidasyonun meydana geldiği normal gerilmedir.

(20.2) eşitliğinde gösterildiği gibi, C_w'nin tanımı normal gerilmedeki her on kat artış için meydana gelen ilave hidrogöçme deformasyonu olarak da ifade edilebilir.

Bir veya daha fazla çift ödometre deneyleri yaparak C_w ve σ_t'yi belirleyebiliriz. Seçenek olarak, çeşitli normal gerilmelerde bir dizi tek ödometre deneyleri yapabilir ve sonuçları, Örnek 20.1'de gösterildiği gibi çizebiliriz. Her iki durumda, deneyleri arazideki gerilmeler ile benzer gerilmelerde yapınız.

Kil içeriğinin veya birim ağırlığın yüksek olması durumunda, daha yüksek bir değer mümkün olsa da, σ_t'nin büyüklüğü genellikle yaklaşık 5 kPa alınabilir (Houston vd., 1988). Neyse ki, σ_t'yi belirlemedeki herhangi bir hata ve karşılığında C_w'yi hesaplamadaki hata, numuneler sahada mevcut gerilmeler aralığı içindeki normal gerilmelerde suya boğulduğu sürece oturma hesaplamalarını önemli bir biçimde etkilemez.

Yerinde Zemin Göçme Deneyleri

Çakıllı zeminler özel problemler ortaya çıkarır. Çünkü, bunlardan numune almak ve deneye tabi tutmak çok zordur; ayrıca, halen göçebilir olabilirler. Bu zeminleri değerlendirmek için, bir arazi göçme deneyi yürütmek gerekli olabilir. Bu deneylerin bazıları, oturmanın da izlendiği büyük ölçekli yapay ıslatmadan (Curtin, 1973) ve diğerleri sondaj kuyularının tabanındaki küçük ölçekli ıslatmadan oluşmuştur (Mahmoud, 1991).

20.3 ISLANMA SÜREÇLERİ

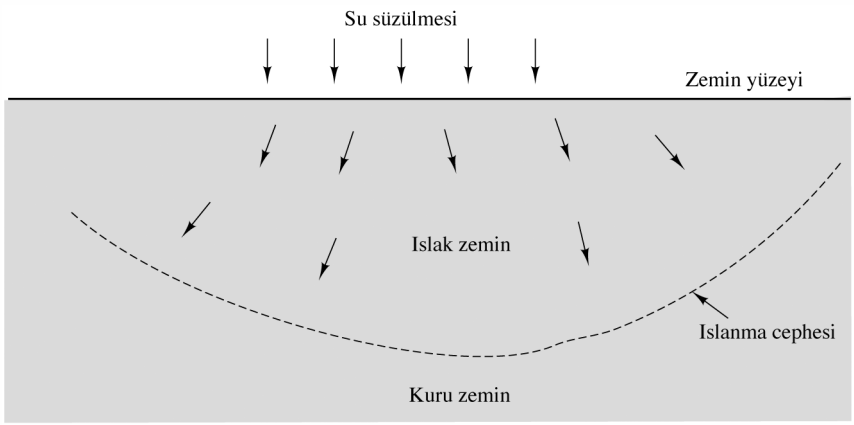
Zemin göçmesinin neden olduğu potansiyel oturmaları değerlendirmek için, zeminin ıslandığı süreci anlamak gereklidir. Suyun potansiyel kaynakları teşhis edilmeli ve zemine nasıl sızdığı anlaşılmalıdır.

Göçmeye yol açan su genellikle aşağıdaki gibi yapay kaynaklardan gelir:

- Yeşil alan veya ekinlerin sulanmasından kaynaklanan sızma
- Kaplamalı veya kaplamasız kanallardan kaynaklanan sızıntı
- Boru hatları ve depolama tanklarından kaynaklanan sızıntı
- Yüzme havuzlarından kaynaklanan sızıntı
- Su depolarından kaynaklanan sızıntı
- Foseptik çukurlarından kaynaklanan sızma
- Yüzey drenajındaki elverişsiz değişmelerin sonucu olarak yağmur suyunun sızması.

Bu kaynakların çoğundan akış hızı yavaş olabilse de, süre uzundur. Bu nedenle, su genellikle daha büyük bir derinliğe sızar ve aksi takdirde kuru kalacak zemini ıslatır.

Su zemine girerken, Şekil 20.8'de gösterildiği gibi bir *ıslanma cephesi* oluşur. Bu işlem öncelikle zemin emmesi tarafından teşvik edilir. Bu nedenle, ıslanma cephesi çok belirgin olacaktır. İlerlediği mesafe, içeri akan suyun hızına ve süresine, ayrıca zeminin hidrolik iletkenliğine, zemin emmesinin büyüklüğüne ve diğer faktörlere bağlıdır. Bunların miktarını ölçmek zordur. Bu yüzden, bu göçme nedeniyle oturmayı tahmin etmede belirsizliğin en büyük kaynağı olabilir. Umulur ki, ilave araştırma ve deneyim daha fazla anlamaya yol açacaktır.



Şekil 20.8 Su zemin içine süzülürken belirgin bir ıslanma cephesi aşağı doğru ilerler.

Curtin (1973) göçebilir zeminlerdeki ıslanma işleminin ilginç bir örneğini vermiştir. California'nın San Joaquin Vadisi'nde göçebilir alüviyal bir zemin çökelinde büyük ölçekli ıslatma göçme deneyleri yapmıştır. Bu zemin en az 75 m derinliğe kadar göçebilir karakterdedir. 484 gün sürekli olarak su uygulandıktan sonra, ıslanma cephesi en az 45 m derinliğe ilerlemiştir. Meydana gelen göçme zemin yüzeyinde 4,1 m oturmaya neden olmuştur.

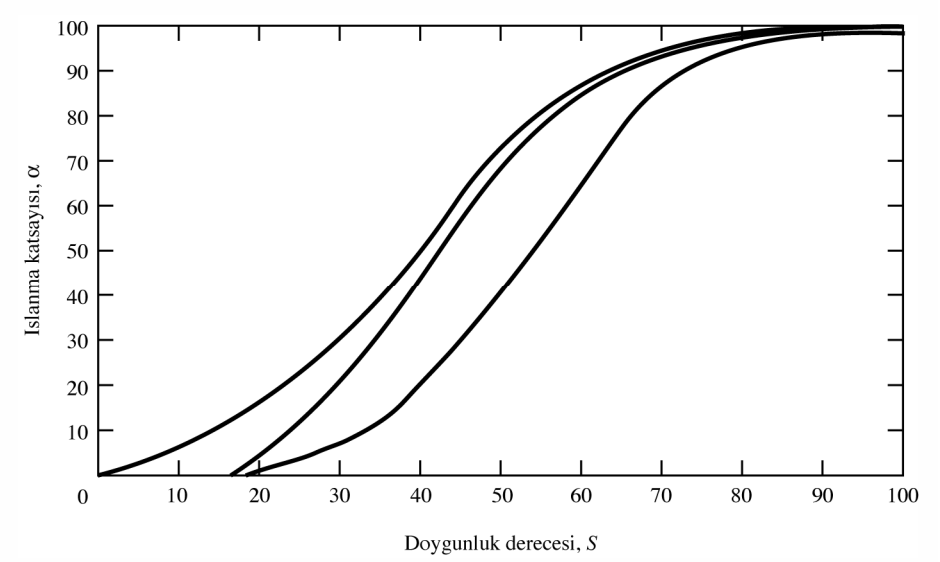
Başka bir durumda, çimenliklerin ve yeşillendirilmiş alanların sulanması ve New Mexico'daki bir binanın çevresindeki kötü yüzey drenajı, ıslanma cephesinin zemin içine 30 m'den daha fazla yayılmasına neden olmuştur. Bu, 25 ile 50 mm oturmayla sonuçlanmıştır (Houston, 1991). Bu durumda, suyun içeri akışı yavaş ve aşamalı idi. Bu nedenle, zemin tamamen suya doygun hale gelmemiştir. Eğer içeri akış hızı daha büyük olsaydı ve zemin daha ıslak hale gelseydi, oturmalar daha büyük olurdu.

New Mexico durumu sahada olabilecek doygunluk derecesini tanımlamanın önemini örneklemektedir. Laboratuvar göçme deneyleri zemini hemen hemen yüzde 100 doygunluğa yakın olarak ıslatır. Bu, sahadakinden çok daha kötü bir durum olabilir. Bunun nedeni, ε_w'den *potansiyel* hidrogöçme deformasyonu olarak bahsetmemizdir; gerçek deformasyon ıslanma derecesine bağlıdır.

Arizona ve New Mexico'daki çökebilir zeminler üzerinde yürütülen deneyler, bu zeminlerin uzatılmış ıslanma sürelerinden sonra bile, tipik olarak sadece yüzde 40 ile 60

doygun hale geldiğini göstermektedir (Houston, 1991). Daha büyük doygunluk dereceleri elde etmek için, Curtin deneylerinde elde edilen gibi uzun vadeli ıslatmanın gerekli olduğu görünmektedir.

Farklı ıslatma dereceleri ile bir dizi tek ödometre göçme deneyleri yaparak, belirli bir zemin için potansiyel göçme yüzdesi ve doygunluk derecesi arasındaki ilişkiyi elde ediniz. Bu gibi deneylerden elde edilen tipik sonuçlar Şekil 20.9'da gösterilmiştir. *Islanma katsayısı* (α), zeminin tamamen suya doyurulması halinde meydana gelecek göçme ile, zemin kısmen ıslatıldığı zaman meydana gelen göçme arasındaki orandır. Böyle deneyler çok ender yapılsa da, sahadaki α değerlerinin tipik olarak 0,5 ile 0,8 mertebesinde olacağı görünmektedir. Tekrar edersek, ilave araştırma ve deneyim büyük olasılıkla tasarım için α değerlerini seçerken daha çok anlayış sağlayacaktır.



Şekil 20.9 Çökme ile ıslanma sırasındaki doygunluk derecesi arasındaki deneysel ilişkiler. Bu fonksiyonlar Arizona'daki bazı özel zeminlere ait olup, diğer zeminler için de deneysel olarak tanımlanmalıdır (Houston, 1992'den).

20.4 OTURMA HESAPLAMALARI

Zeminin göçmesinden kaynaklanan oturma aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$\delta_w = \int \alpha C_w \log\left(\frac{\sigma_z}{\sigma_t}\right) dz \qquad (20.3)$$

Burada:

δ_w =hidrokonsolidasyon nedeniyle oturma
α =ıslanma katsayısı
C_w =hidrogöçme katsayısı
σ_z =düşey toplam gerilme

σ_t =eşik gerilme

z=derinliktir.

Pratik analizler için, bu formülü aşağıdaki gibi birkaç sonlu zemin tabakaları kullanarak değerlendiriniz:

$$\delta_w = \Sigma \alpha C_w H \log\left(\frac{\sigma_z}{\sigma_t}\right) \tag{20.4}$$

Burada:

H=zemin tabakasının kalınlığıdır.

Yaklaşık yüzde 50 doygunluğa karşılık gelen bir birim ağırlık kullanarak, herbir tabakanın orta noktasındaki toplam gerilmeyi (σ) hesaplayınız. α , σ_t ve C_w değerleri derinlikle değişebilir ve ona göre herbir tabakaya ayrı ayrı tayin edilmelidir. Analizi, aşağı doğru ıslanmış cephenin beklenen maksimum derinliğine kadar veya göçebilir zeminin tabanına kadar (hangisi önce gelirse) sürdürünüz.

Dikkat edilirse, bu hem laboratuvar hem de arazi verilerinin toplam gerilme bakımından değerlendirildiği anlamına gelen *toplam gerilme analizidir*. Bölüm 7'de tartışıldığı gibi, konsolidasyon oturmasını değerlendirmek için kullanılan *efektif gerilme analizlerinden* farklıdır. Efektif gerilme analizinin zemin emmesini (negatif boşluk suyu basınçları) dikkate alması gerekecektir.

Örnek 20.1

6 kip'lik bir yük, göçebilir bir zemin tarafından desteklenecek ve 2 ft kare, 1,5 ft derin sömele uygulanacaktır. Bu zemin, yüzeyden 12 ft derine kadar inmektedir ve doğal birim ağırlığı 100 lb/ft^3'tür. Yüzde 50 doygunluktaki birim ağırlığı 120 lb/ft^3'tür. Yedi adet tek ödometre göçme deneyleri yapılmıştır. Bunların sonuçları aşağıdaki şekilde çizilmiştir.

Çözüm

Tasarım amaçları için, ıslanma derinliği büyük olasılıkla en az 12 ft olacaktır. Bu nedenle, analizi bu göçebilir zeminin tüm derinliğinin ıslanmış olacağı varsayımına dayandırınız.

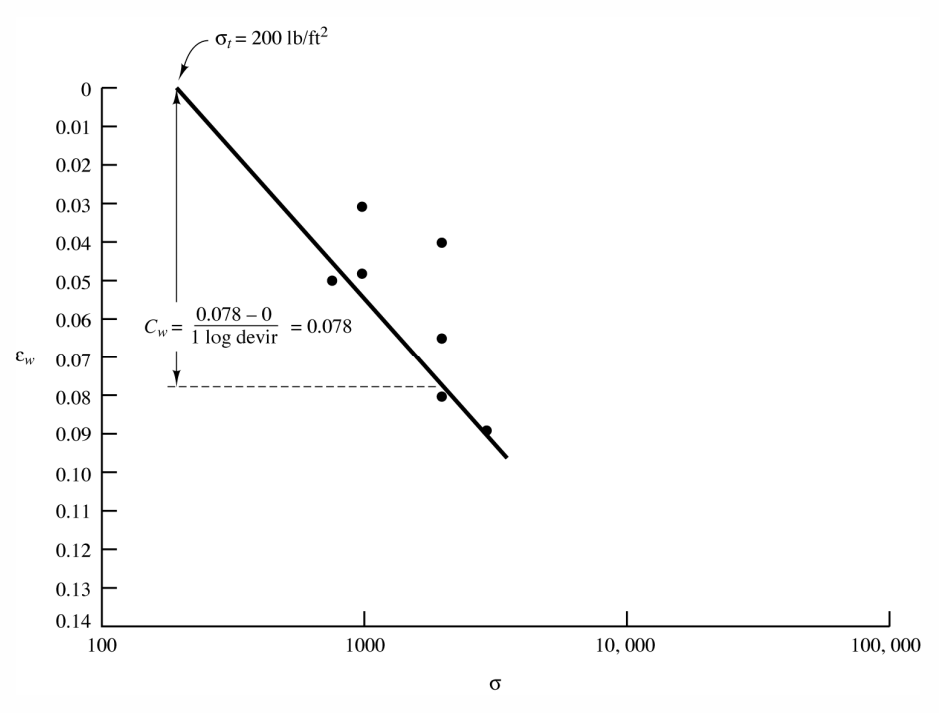
Aşağıda verilen şekildeki çizgi, göçme deneyi verilerinin muhafazakâr bir yaklaşımıdır. σ_t =200 lb/ft^2 ve C_w =0,078'i temsil etmektedir.

Mevcut sınırlı veriler, α'nın 0,5 ve 0,8 arasında değiştiğini göstermektedir. Bu nedenle, temelin tabanına yakın 0,9'dan 12 ft derinlikte 0,5'e değişen α değerleri kullanmak uygun gibi görünmektedir.

$$W_f = (2\text{ft})(2\text{ft})(1{,}5\text{ft})(150\text{ lb/ft}^3) = 900\text{ lb}$$

$$q = \frac{P + W_f}{A} = \frac{6000 + 900}{2^2} = 1725\text{ lb/ft}^2$$

$$\sigma_{zD} = \gamma D = (100\text{ lb/ft}^3)(2\text{ ft}) = 200\text{ lb/ft}^2$$



Şekil 20.10 Örnek 20.1 için analiz.

Aşağıdaki gibi çizelge biçimi, oturmayı hesaplamak için uygun bir yoldur. σ_{z0} parametresi geostatik gerilmedir. $\Delta\sigma_z$ temel yükünün neden olduğu gerilmedir ve $\sigma_z = \sigma_{z0} + \Delta\sigma_z$'dir. (7.7) eşitliğini kullanarak, $\Delta\sigma_z$'yi ve (20.4) eşitliğini kullanarak δ_w'yi hesaplayınız.

Ayrıca, eğer temel mevcut olmasaydı, oluşacak oturmayı σ_z yerine σ_{z0} kullanarak hesaplayabilirdik. Böyle bir analiz 3,3 inç oturma üretmektedir. Bu nedenle, ıslanma ve zemin tamamen üniform olsaydı, farklı oturma 4,8 – 3,3=1,5 inç olurdu. Gerçekte, hem ıslanma ve hem de zemin düzensiz olurdu. Bu yüzden, farklı oturma bile daha büyük olabilirdi.

Derinlik artışı (ft)	H (ft)	z_f (ft)	σ_{z0} (lb/ft^2)	$\Delta\sigma_z$ (lb/ft^2)	σ_z (lb/ft^2)	ε_w (%)	C_w	α	δ_w (ft)
1,5 – 2,0	0,5	0,25	210	1515	1725	200	0,078	0,9	0,033
2,0 – 3,0	1,0	1,00	300	1075	1375	200	0,078	0,8	0,052
3,0 – 5,0	2,0	2,50	480	351	831	200	0,078	0,8	0,077
5,0 – 7,0	2,0	4,50	720	124	844	200	0,078	0,7	0,068
7,0 – 9,0	2,0	6,50	960	62	1022	200	0,078	0,6	0,066
9,0 – 12,0	3,0	9,00	1260	33	1293	200	0,078	0,5	0,095
>12							0		0
							Toplam		0,39 ft
				Cevap ⇒					**=4.7 inç**

20.5 SIKIŞTIRILMIŞ DERİN DOLGULARDA GÖÇME

Göçen zemin problemlerinin çoğu doğal zemin çökelleri ile ilgili olsa da, mühendisler benzer bir olayı sıkıştırılmış derin dolgularda da gözlemiştir (Lawton vd., 1992). Bazı derin dolgular, geleneksel standartlara göre sıkıştırılsa bile göçebilir (Lawton vd., 1989, 1991; Brandon vd., 1990). Örneğin, Brandon, inşa edildikten bir süre sonra ıslanmış olan San Diego yakınındaki 30 m kalınlıkta sıkıştırılmış dolguda 450 mm kadar büyük oturmalar bildirmiştir.

Bu, hidrokonsolidasyon potansiyelinin hem boşluk oranına hem de normal gerilmeye bağlı olduğunu göstermektedir. Çok gevşek zeminler ıslandığı zaman düşük normal gerilmelerde bile göçecektir. Fakat, daha sıkı zeminler sadece daha yüksek gerilmelerde göçebilir. Başka bir deyişle, bu zeminlerin σ_t değeri yüksektir. Fakat, derin dolguların tabanına yakın normal gerilmeler σ_t'den büyüktür. Daha sığ derinliklerde (yani, $\sigma_z < \sigma_t$) önemli kil içerikli dolgular ıslatıldığı zaman kabarabilirler.

Bu olay büyük olasılıkla doğal olarak kuru ve optimum su muhtevasına eşit veya daha az su muhtevalarında sıkıştırılmış zeminlerde meydana gelir gibi görünmektedir. Dolguyu optimum su muhtevasından daha büyük bir su muhtevasında daha yüksek bir birim ağırlığa sıkıştırarak göçme potansiyelini azaltabiliriz.

20.6 ÖNLEYİCİ VE İYİLEŞTİRİCİ TEDBİRLER

Genelde, göçebilir zeminler ile ilgilenmek şişen zeminlerden daha kolaydır. Çünkü, göçme tek yönlü bir işlemdir. Halbuki, şişen zeminler tekrar tekrar büzülebilir ve şişebilir. Birçok azaltıcı önlemler mevcut olabilir. Bunların birkaçı zemini sıkılaştırmak, böylece kararlı ve sağlam malzeme oluşturmaktan ibarettir.

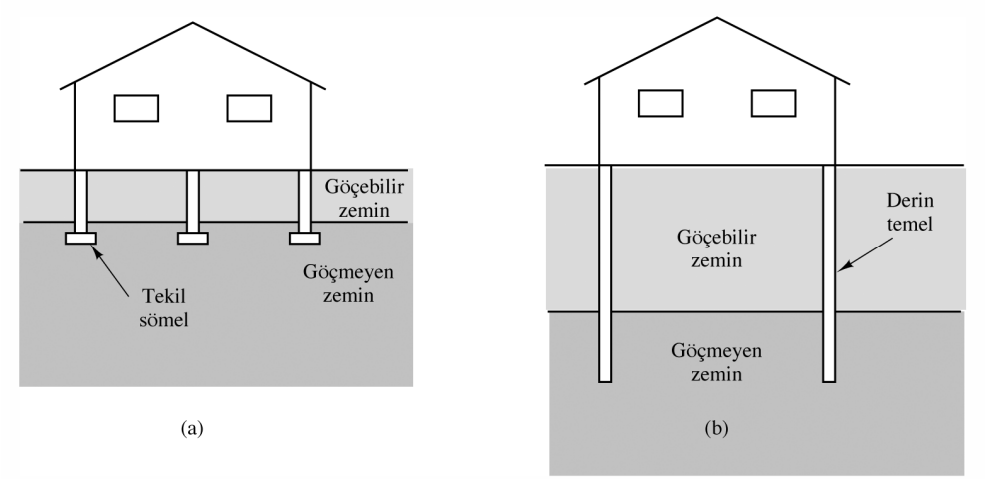
Houston ve Houston (1989) göçebilir zemin problemlerini azaltmak için aşağıdaki yöntemleri saptamıştır:

1. *Göçebilir zeminin sıyrılması:* Bazan, göçebilir zemin basit bir şekilde kazılabilir ve o zaman yapı doğrudan yüzeylenen göçmeyen zeminler üzerinde mesnetlenebilir. Bunu ya bina sahasının tesviyesini düşürerek ya da bir bodrum kullanarak başarabiliriz. Bu yöntem, göçebilir zemin sadece sığ bir derinliğe kadar uzandığı zaman çok cazip olacaktır.
2. *Islatmadan kaçınmak veya en aza indirgemek:* Eğer zemin hiç ıslatılmazsa, çökme meydana gelmeyecektir. Bu nedenle, göçebilir zeminler ile çalışırken, suyun zemine sızmasını en aza indirmek için daima ilave önlemler alınız. Bu, çok iyi yüzey drenajı sürdürmeyi, çatı drenlerinden ve diğer kaynaklardan dışarı akan suyu binadan uzağa yönlendirmeyi, yeşil alanların aşırı sulanmasından kaçınmayı ve yeraltı borularının su geçirmezliği kesinleştirmek için ilave özen göstermeyi içermelidir.

   Elektrik iletim kuleleri gibi bazı yapılar için, bunun gibi basit önlemler çoğunlukla yeterli olacaktır. Eğer göçmeden kaynaklanan oturma meydana gelseydi, kule gereksiz harcama olmaksızın tekrar düzeltilebilirdi. Ancak, başarma olasılığı bina temellerinde çok daha az olurdu. Çünkü, ıslatma için daha çok fırsatlar vardır ve oturma sonuçlarının onarılması daha pahalıdır. Bu nedenle, çoğu durumlarda büyük olasılıkla bu teknikleri diğer önleyici tedbirler ile birleştireceğiz.

3. *Yükü göçebilir zeminlerden geçerek aşağıdaki kararlı zeminlere aktarmak:* Eğer göçebilir zemin çökeli Şekil 20.11'de gösterildiği gibi ince ise, bu tabakayı geçerek yüzeysel temelleri yaymak mantıklı olabilir. Çökel kalın ise, aynı amaç için derin temeller kullanabiliriz. İki durumda da zemin kat döşemesinin yapısal olarak desteklenmesi gerekecektir.

   Bu yöntemi kullanırken, temelin üst kısmına etkiyen negatif çevre sürtünme olasılığını dikkate alınız.



Şekil 20.11 Yapısal yüklerin çökebilir zeminleri geçerek daha derinde ve daha stabil olan zeminlere aktarılması: (a) derinleştirilmiş tekil sömel ile ve (b) derin temeller ile.

4. *Kimyasal dengeleyiciler veya harç enjeksiyonu:* Göçebilir zeminler dahil, birçok zemin tipleri özel kimyasallar veya harç enjekte ederek sağlamlaştırılabilir. Bu teknikler zemin yapısını güçlendirir. Bu nedenle, gelecekte ıslanma göçmesine izin vermezler. Bu yöntemler genellikle çok büyük hacimli zeminler üzerinde kullanılmayacak kadar pahalıdır. Fakat, küçük alanları sağlamlaştırmak için veya mevcut yapı altında bir iyileştirme önlemi olarak çok yararlı olabilirler.

   Kompaksiyon enjeksiyonu olarak bilinen bu yöntemin bir değişiği, zeminde sert girişimler oluşturan rijit harç enjekte etmeyi içerir. Bu genellikle oturma problemlerine çare olmak için kullanılır.

5. *Ön ıslatma:* Eğer göçebilir zeminler inşaat başlamadan önce saptanabilirse, inşaat öncesinde genellikle yapay olarak ıslatarak iyileştirilebilirler (Knodel, 1981). Bu, serpme veya zemin yüzeyinde suyu gölcükleme yaparak veya hendekler ya da kuyular kullanarak başarılabilir. Bu yöntem, özellikle derin çökelleri sağlamlaştırma girişiminde bulunurken etkilidir. Fakat, önerilen yapı temellerinden kaynaklanan yüklerin önemli biçimde normal gerilmeyi arttırabildiği sığ zeminler için tam anlamıyla elverişli olmayabilir.

   Eğer zemin, birçok alüviyal zeminlerde olduğu gibi güçlü yatay tabakalaşmaya sahipse, o zaman enjekte edilen su düşey olarak akıştan daha fazla yatay olarak

akabilir. Bu nedenle, bu yöntemi, altında göçebilir zeminler bulunan mevcut yapılara yakın kullanırken dikkatli olunuz.

Suyun gerekli derinliğe ve yanal yayılmaya nüfuz ettiğini doğrulamak amacıyla, ön ıslatma çalışmalarını izlemek önemlidir.

Bu yöntem, geçici bir sürşarj yükü ile de birleştirilebilir. Bu gibi yükler altında artan normal gerilme göçme işlemini yoğunlaştıracak ve daha büyük oturmalara yol açacaktır.

6. *Silindirler veya araçlar ile sıkıştırma:* Göçebilir zeminleri basit bir biçimde sıkıştırarak, çok az veya sıfır göçme potansiyeline sahip çok iyi taşıyıcı malzemeye dönüştürmek mümkündür (Basma ve Tuncer, 1992). Bazan bu sıkıştırma tercihen ilk ön ıslatmadan sonra, sadece zemin yüzeyinde bir yandan bir yana ağır vibratörlü keçi ayağı silindirler geçirme şeklinde olabilir.

Bu işlem genellikle zemini kazmayı, yığmayı ve sonra geleneksel zemin taşıyıcı teknikler kullanarak onu tabakalar halinde geri yerleştirmeyi içerir. Eğer göçebilir tabaka ince ise, örneğin 3 m'den az ise, problemi tamamen yok etmek için bu yöntem kullanılabilir. Minimum risk gerekli olduğu zaman ve göçebilir zemin çökeli sığ olduğu zaman, genellikle tercih edilen yöntemdir.

Eğer göçebilir tabaka kalın ise, o zaman ıslanma cephesinin derinliğini tahmin etmeyi ve kaldırma ve tekrar sıkıştırmayı o seviyeye uzatmayı tercih edebiliriz. Bu yöntem, alt zeminlerin ıslanma olasılığını da azaltır. Çünkü, tekrar sıkıştırılan zeminin hidrolik iletkenliği azalır. Ayrıca, eğer alt zeminler çökerse, sıkıştırılmış dolgu oturmaları büyük bir alan üzerine yayacak, böylece farklı oturmaları azaltacaktır.

Bazı göçebilir zeminler yüksek bir birim ağırlığa sıkıştırıldığı zaman, hafifçe sişebilir olacak kadar kil içeriğine sahiptirler.

7. *Deplasman kazıkları ile sıkıştırma:* Kapalı uçlu çelik boru kazıklar gibi büyük deplasman kazıkları, kazık çevresindeki zemini sıkıştırarak zemine çakılabilir. Sonra çekilebilir ve geriye kalan delik kumlu çakıl veya bazı diğer zeminler ile doldurulabilir. Bu işlemin sahada baştan başa ızgara biçiminde tekrarlanması, göçme potansiyelini hem zemin sıkıştırması ile hem de dolgunun kolon etkisi ile azaltacaktır.

8. *Ağır tokmaklama ile sıkıştırma:* Bölüm 18'de daha ayrıntılı tartışılan bu teknik, zemini sıkıştırmak için büyük ağırlıkları (birkaç ton) büyük yüksekliklerden (birkaç metre) düşürmekten ibarettir. Bu işlem, sahada bir baştan bir başa daha sonra doldurulan çukurlar bırakarak, ızgara biçiminde sürdürülür. Bu teknik, özellikle ön ıslatma ile birleştirildiği zaman çok etkili olabilir.

9. *Vibroflotasyon:* Bölüm 18'de de daha ayrıntılı ele alınan bu teknik, su jetleri ile donatılan bir titreşimli sonda (vibroflot olarak bilinir) ile zemine girmekten oluşur. Su zemini yumuşatır ve titreşimler çökme sürecine yardımcı olur. Vibroflot ile oluşturulan düşey kuyu çakıl ile dolurulur. Böylece, zemin güçlendirilir ve taşıma gücüne katkıda bulunulur. Bu işlem sahada baştan başa ızgara biçiminde tekrarlanır.

10. *Ön ıslatma ile birleştirilmiş derin patlatma:* Eski sovyetler birliğinde mühendisler gömülü patlayıcıları patlatarak, göçebilir lösü ıslah etmeyi denemişlerdir. Bazı durumlarda, zemin başta tamamen ön ıslatılmış ve sonra patlatmalardan kaynaklanan titreşimler göçmeye neden olmuştur. Diğer durumlarda, zemin hala kuru iken patlayıcılar patlatılmış ve oluşturulan buşluklar ilk önce su ile ve sonra da kum ve çakıl ile doldurulmuştur.

11. *Kontrollü ıslatma:* Bu yöntem, 5. adımdakine benzer. Çünkü, hendekler veya kuyular yoluyla zemine su enjekte etmeyi içerir. Ancak, biraz farklıdır. Çünkü, ıslatma çok kontrollüdür ve çoğunlukla belirli alanlarda yoğunlaştırılır. Bu daha çok lokal ıslatma sonucu istemeyerek meydana gelen farklı oturmaları düzeltmek için bir iyileştirme önlemi olarak kullanılacaktır. Bu yöntem sıkı denetimle kullanıldığı zaman, daha önce oturma yapmış mevcut binalar altındaki zeminleri sağlamlaştırmanın ucuz, hatta etkin bir yolu olabilir.

12. *Yapıyı farklı oturmalara toleranslı tasarlamak:* Bölüm 2'de tartışıldığı gibi, bazı yapı tipleri farklı oturmalara diğerlerinden daha çok toleranslıdır. Bu nedenle, eğer göçmeden kaynaklanan oturma için potansiyel çok büyük değilse, daha toleranslı bir yapı kullanabiliriz. Örneğin, çelik bir depolama tankı, beton bir depolama tankından daha toleranslı olur.

Belirli bir sahada kullanılması gereken en iyi yöntemin veya yöntemlerin seçimi aşağıdakiler dahil birçok faktöre bağlıdır:

- Göçebilir zeminler ne kadar derine uzanmaktadır?
- Eğer zemin kazara ıslansaydı, ıslanma cephesi ne kadar derin olurdu?
- Eğer zemin kazara ıslanırsa, ne kadar oturma olabilir?
- Toplam oturmanın ne kadarı örtü nedeniyle ve ne kadarı uygulanan yükler nedeniyledir?
- Bina veya diğer yapı halihazırda yerinde midir?
- Önceden herhangi bir yapay ıslatma meydana gelmiş midir?

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Göçebilir zeminler gevşek bir petek yapısına sahiptir ve doğal hallerinde kurudurlar. Eğer daha sonra ıslanırlarsa, bu yapı göçer ve oturmalar meydana gelir.
2. Göçebilir zeminlere genellikle sadece kurak ve yarı kurak iklimlerde rastlanır ve doğal hallerinde sürekli kurudurlar. Göçmelerine neden olan suyun zemine girişi normalde yapay yollarla olur (yağmur suyunun doğal sızmasına kıyasla). Ancak, göçebilir lös daha nemli iklimlerde de bulunur.
3. Göçebilir zeminler çeşitli jeolojik süreçler ile oluşabilir. Alüviyal zeminler (özellikle moloz akışı çökelleri) , eoliyen zeminler (özellikle lös) veya rezidüel zeminler olabilir.
4. Göçebilir zeminlerden orta ile iyi çimentolanmış oldukları ve çok çakıl içermedikleri sürece, etkin bir biçimde numune alınabilir. Hafif çimentolu zeminlerden çok güçlükle numune alınabilir. Halbuki, çakıllı zeminlerden numune almak çok güç veya imkansızdır.
5. Laboratuvar göçme deneyleri örtü gerilmesinin bir fonksiyonu olarak göçme potansiyelini ölçmek amacıyla yapılabilir. Bunun için çift ödometre deneyi veya tek ödometre deneyi kullanılabilir.
6. Arazide göçebilir zeminler normalde yüzde 100 doygunluğa kadar ıslanmaz ve bu nedenle, laboratuvarda deneye tabi tutulanlar kadar çok deforme olmazlar. Tipik

olarak, arazideki deformasyon tamamen ıslatılmış laboratuvar deney numunesinde gözlenenin yüzde 50 ile 80'idir.

7. Oturma ıslanma derinliğine de bağlıdır. Fakat, bunu önceden değerlendirmek zordur.
8. Oturma miktarı, örtü gerilmesi ve doygunluk derecesi için uygun düzeltmeleri de yapmak suretiyle, laboratuvar göçme deneylerinden geriye izdüşümle arazi koşullarına yöneltmek suretiyle hesaplanabilir.
9. Göçebilir zeminlerin neden olduğu yapısal hasarı önlemek veya tamir etmek için iyileştirici ve önleyici birçok tedbir mevcuttur.

Sözlük

Alüviyal zemin	Göçebilir zemin	Islanma katsayısı
Balpeteği yapısı	Göçme deneyi	Kolüviyal zemin
Çift ödometre yöntemi	Hidrogöçme	Lös
Eoliyen zemin	Hidrokompresyon	Rezidüel zemin
Eşik gerilme	Hidrokonsolidasyon	Tek ödometre deneyi

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

20.1 "Petek" yapısı nedir?

20.2 Çökebilir zeminler çok nemli iklim bölgelerinde neden ender olarak bulunur?

20.3 Çökme potansiyelini değrlendirmede dolaylı yöntemler yerine doğrudan yöntem kullanmanın amacı nedir?

20.4 Çakıllı zemin numunelerinin alınması ve laboratuvarda çökme deneyine tabi tutulması neden zordur?

20.5 Bu bölümde sunulan analiz yöntemi e_w'nin σ'nın logaritması ile arttığı basitleştirilmiş bir varsayımı içermektedir. Bu durum her ne kadar tekil sömellerin altındaki gerilmelerin genel aralığı içine düşmesi bakımından makul bir varsayım gibi görünse de, bu ilişkinin çok yüksek gerilme düzeylerinde geçerli olması beklenir mi? Açıklayınız.

20.6 Kil içeriği yüksek zeminlerde σ_t genellikle niçin daha yüksektir?

20.7 Bir sanayi binasının temeli 800 mm genişliğinde, 400 mm derinliğinde ve 90 kN/m yük taşıyacak şekilde sürekli sömelden oluşacaktır. Planlanan temelin altındaki zemin 2,5 m derinliğe kadar çökebilir zeminden; daha altta ise çökmeyen zeminden oluşmaktadır. Üstteki 2,5 m'lik zonda doğal birim ağırlık 16,0 kN/m^3, σ_t=7,5 kPa ve C_w=0,085'tir. %50 doygunlukta bu zeminin birim ağırlığı 18,0 kN/m^3'tür. Bu çökebilir zeminin ıslanmasından kaynaklanacak potansiyel oturmayı hesaplayınız. Islanma derinliğinin 2,5 m'den büyük olduğunu varsayınız.

20.8 Problem 20.7'de tanımlanan sömeldeki oturma problemlerinden kaçınmak için hangi önelemleri alırsınız?

20.9 Farzedin ki elinizde birkaç tane örselenmemiş çökebilir zemin numunesi var ve Şekil 20.9'dakine benzer bir α – S grafiği elde etmek istiyorsunuz. Bu verileri nasıl elde edersiniz?

20.10 Bazı zeminlerin normal gerilmeler altında şişebilir olması ve yüksek gerilmeler altında çökebilir olması mümkün müdür? Açıklayınız.

21

Güvenilirliğe Dayalı Tasarım

Çok şey bilebilir fakat gerçekte hiç bir şeyi anlamayabilirsiniz.

Charles Kettering
Amerikalı Kâşif

Güvenilirlik "bir nesnenin belirli şartlar altında belirli bir süre içinde istenen fonksiyonu yeterli ölçüde yerine getirme olasılığı" olarak tanımlanmıştır (Harr, 1996). Buna göre, güvenilir bir temel, proje sahasında (şart) tasarım ömrü süresince (belirlenen zaman) göçmeden veya aşırı deformasyona uğramadan (yeterlilik) yapıyı destekleyen temeldir. Yeterli bir güvenilirlik düzeyinin elde edilmesi temel tasarımı ve inşaatının en temel ve en önemli hedeflerinden biridir.

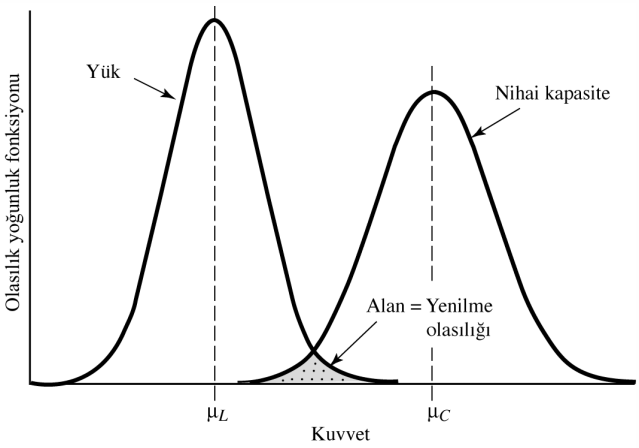
Bir açıdan bakıldığında bu amacın yerine getirilmesi kolaydır: yük taşıma gücü ve beklenen oturma, tasarım gerekliliklerini büyük ölçüde aşacak şekilde (yani büyük emniyet faktörleri kullanarak) ve tasarım ömründen daha uzun süre dayanabilecek aşırı duraylı malzemeler kullanmak suretiyle, yapıyı çok basit anlamda "aşırı tasarlayabiliriz". Ne var ki, bu çözüm şekli, temelin ekonomik olması gibi bir başka önemli gereklilik ile çelişmektedir. O halde, güvenilirlik ve ekonomi çoğu zaman çatışan hedeflerdir.

Geleneksel olarak, temel mühendisleri önceki örnekleri, yargı ve analizin birleşimini kullanmak suretiyle güvenilirlik ile ekonomi arasında bir denge kurarlar ve bu dengeyi de bir emniyet faktörü ile ifade ederler. Güvenilirlik özellikle önemli olduğu zaman veya analizde büyük belirsizlikler söz konusu olduğu zaman tipik olarak büyük emniyet faktörleri; bunların aksi söz konusu olduğu zaman da küçük emniyet faktörleri kullanırız. Örnek olarak, Şekil 21.1'de sığ temellerin taşıma gücü analizinde emniyet faktörünü belirlemede göz önünde bulundurulan değişik etmenler sunulmuştur. Bu yaklaşım, *deterministik tasarım yöntemi* olarak bilinir.

Ne yazık ki, deterministik yöntemler genellikle çok özneldir ve özellikle bunların kullanımını (sadece temellerde değil) yapının tamamında göz önüne aldığımız zaman genellikle sistematik bir güvenilirlik analizine dayanmaz. Bu yöntemler bazı bileşenler açısından "aşırı tasarlanmış" yapılar sunarken, bazı bileşenler açısından da "gereğinden düşük tasarlanmış" yapılar sunmaktadır. Aşırı tasarlanmış bileşenlerin inşasından ileri gelen ekstra maliyet, yapının genel güvenilirliğine belki de katkı da bulunmayacaktır. O halde, güvenilir yapılar oluşturmada bu yaklaşım ekonomik değildir. Başka bir deyişle, aşırı tasarlanmış bileşenlerin inşasında harcanan paranın bir kısmını, gereğinden az tasarlanmış bileşenlerin güçlendirilmesine kaydırmak daha iyidir.

Bu nedenle, inşaat mühendisliğinde *güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemlerinin* benimsenmesinde giderek artan bir eğilim söz konusudur. Bu yöntemlerin kullanılmasından

amaç, güvenilirliğin nicel olarak değerlendirilmesi ve böylece hem güvenilir hem de daha az maliyetli olan dengeli tasarımların geliştirimesinde bunların kullanılabilmesidir. Güvenilirliğe dayalı tasarımın bir diğer amacı da yenilmenin kaynaklarını daha iyi değerlendirmek ve hem daha güvenilir hem de daha *sağlam* tasarım ve inşaat yöntemleri geliştirmede bu bilgiyi kullanmaktır. Sağlam bir tasarım, malzeme, inşaat tekniği ve çevreden bağımsız olan tasarımdır.



Şekil 21.1 Yük ve nihai kapasite için olasılık yoğunluk fonksiyonları. Her bir olasılık yoğunluk fonksiyonu altındaki alan 1'e eşit olup, yenilme olasılığı taralı alana eşittir.

Güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemleri imalat sektöründe kapsamlı bir şekilde kullanılmaktadır. Bu yöntemler adı geçen sektördeki güvenilirlik ve ekonomide önemli gelişmeler sağlamıştır. Ancak, inşaat mühendisliğinde henüz kullanılmaya başlamışlardır. Bu bölümde, güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemlerinin temel mühendisliğine uygulanması ele alınmıştır.

21.1 YÖNTEMLER

Güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemleri temel tasarımı ve inşaatının çok değişik yönlerini değerlendirmede kullanılabilir. Ancak, bugüne kadarki çabaların çoğu, sığ temellerin taşıma gücü, derin temellerin kenar sürtünmesi ve uç taşıma gücü ile derin temellerdeki gerilmeler üzerinde yoğunlaşmıştır. Bunların hepsi de yük ile kapasite arasındaki farka dayanmaktadır. Bu nedenle, güvenilirliğin daha spesifik bir tanımını 'temelin tüm ömründeki kapasiteden daha küçük yükün olasılığı' olarak kullanabiliriz. Temeller için güvenilirliğe dayalı tasarım geliştirme konusunda değişik yöntemler vardır. Bunların başlıcaları stokastik yöntemler, birinci derece ikinci moment yöntemi ve yük ve direnç faktörü tasarım yöntemleridir. Bunların hepsinin de kendine özgü üstünlükleri ve eksik yönleri bulunmaktadır.

Stokastik Yöntemler

Stokastik yöntemleri deterministik yöntemlerden farklı kılan, yük ve nihai kapasite için tek bir değer yerine, mümkün değerler için aralıklar tanımlamasıdır. Bu aralıklar olasılık ve

istatistik ilkeleri kullanılarak tanımlanır ve Şekil 21.1'de gösterilen türden *olasılık yoğunluk fonksiyonları* olarak ifade edilirler. Bu fonksiyonlar, temelde oluşan değişik yüklerin ve kapasitelerin olasılığını tanımlar. Böylece, herbir eğrinin en yüksek noktası en muhtemel değerde gelişir ve bu eğrilerin genişliği de belirsizlikteki değişime işaret eder. Herbir eğri potansiyel değerlerin tüm aralığını kapsadığından, eğrinin altındaki alan bir'e eşittir. Bu da olasılığın 1 ya da %100 olduğu anlamına gelir. Yük veya nihai kapasitenin belirli bir aralığa düşme olasılığı, eğrinin altında o aralığa düşen alana eşittir.

Bu olasılık yoğunluk fonksiyonlarının ikisi de genellikle değişik faktörlerin diğer olasılık yoğunluk fonksiyonlarına dayalıdır. Meselâ, bir tekil temel üzerindeki yükü tanımlayan bir fonksiyon, herbir bileşenin (ölü, hareketli, rüzgar vb. yüklerin) dağılımına; taşıma gücünü tamınlayan fonksiyon da kayma dayanımının, su tablasının yerinin, temel inşaat boyutlarının ve muhtemelen diğer faktörlerin dağılımına bağlıdır. Herbir faktörün değerlendirilmesi ve olasılık yoğunluk fonksiyonlarının derlenmesi karmaşık ve uzun zaman alan bir iş olabilir.

Bu analiz "yenilmeyi" nihai kapasiteden büyük olan yük şeklinde tanımlar. Buna göre, yenilme olasılığı Şekil 21.1'deki taralı alana eşittir. Mühendis daha sonra bu olasılığı maksimum izin verilebilir olasılık ile kıyaslar ve buna göre de tasarımın kabul edilebilir olup olmadığını belirler. Daha sonra, gerekli olduğu takdirde tasarım değişkenir. Meselâ, tekil temllerdeki taşıma gücü analizlerinde temel genişliği *B*'nin arttırılması, kapasite eğrisini sağa kaydırır ve sonuçta yenilme olasılığını azaltır.

Stokastik yöntemler potansiyel olarak çok güçlüdür fakat, olasılık yoğunluk fonksiyonlarının tanımlanması için yeterli miktarda veriye gereksinim duyarlar. Ayrıca, olasılık ve istatistikte de uzmanlık gerektirirler.

Birinci Derece İkinci Moment (BDİM) Yöntemi

Bu yöntem (Cornell, 1969) stokastik yöntemin sadeleştirilmiş bir şekli olup, bu da yine olasılık yoğunluk fonksiyonlarını tanımlamaktadır. Yük ve nihai kapasitenin bağımsız değişkenler olduğunu varsayar ve bunları ortalama ve standart sapmalar ile tanımlar. Sonra, güvenilirlik indisini (β) aşağıdaki gibi tanımlar:

$$\beta = \frac{\mu_C - \mu_L}{\sqrt{\sigma_C^2 - \sigma_L^2}} \qquad (21.1)$$

Burada:

β=güvenilirlik indisi (emniyet indisi olarak da bilinir)
μ_C=ortalama nihai kapasite
μ_L=ortalama yük
σ_C=nihai kapasitenin standart sapması
σ_L= yükün standart sapmasıdır.

β'nın büyük değerleri yenilmenin düşük olasılıklarına işaret eder. O halde, tasarım metodolojisi β'nın belirli bir minimum değerini elde etmeyi amaçlar.

Yük ve Direnç Faktörü Tasarım (YDFT) Yöntemi

Güvenilirliğe dayalı tasarımda kullanılan üçüncü yöntemdir. *Nihai dayanım tasarımı* (NDT) veya *sınır durumlar tasarımı* olarak da bilinir. *Faktörlü yükü* (*U*) elde etmek için, çoğu birden büyük olan yük faktörlerini (γ) nominal yüklere uygular. Normal yükler durumunda faktörlü yük (P_u) şu şekilde ifade edilir:

$$P_u=\gamma_1 P_D+\gamma_2 P_L+\ldots \qquad (21.2)$$

Burada:

P_u=faktörlü normal yük
γ=yük faktörü
P_D=normal ölü yük
P_L=normal hareketli yüktür.

Bu yük faktörleri değişik yük türlerindeki yanlılık ve değişkenliği yansıtır ve kapsamlı istatistik analizlerine dayanır. Tasarım kodları (21.2) eşitliği şeklinde herbiri değişik yüklerin birleşiminden oluşan bir dizi denklem sunar ve faktörlü yükü de bu eşitliklerden hesaplanan en büyük yük olarak tanımlar.

YDFT yöntemi dayanım limit analizindeki nihai kapasiteye (*dayanım azalım faktörü* olarak da bilinen) bir *direnç faktörü* (ϕ) de uygular. Son olarak, tasarım aşağıdaki kriterleri sağlamalıdır:

$$P_u \# \phi P_n \qquad (21.3)$$

Burada:

P_u =faktörlü normal yük
ϕ=direnç faktörü
P_n =nominal normal yük kapasitesidir.

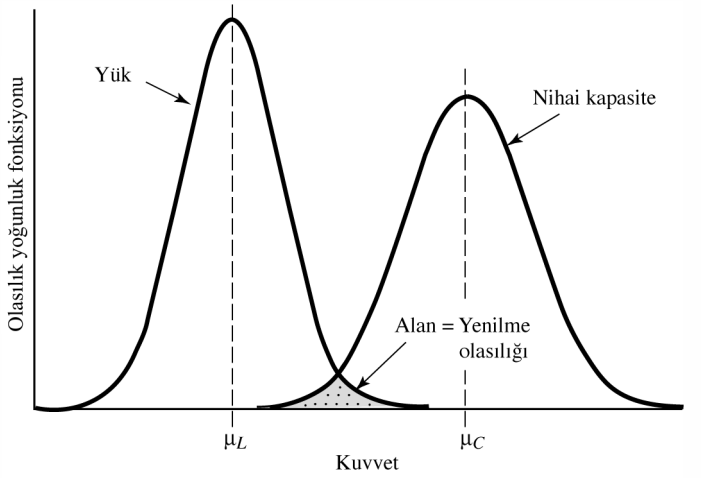
Benzer eşitlikler kesme ve moment yüklerinde de kullanılır.

YDFT kodlarını geliştiren araştırma mühendisleri yük ve direncin olasılık yoğunluk fonksiyonları arasında belirli bir ötelenmeyi zorunlu kılan yük ve direnç faktörlerini seçmişler ve böylece yenilme için belirli bir maksimum olasılık sağlamışlardır. Bu ilişkiler Şekil 21.2'de gösterilmiştir.

YDFT'nin başlıca üstünlüğü, probabilistik içerik yük ve direnç faktörlerine zaten dahil edilmiş olduğundan, tasarım mühendisinin olasılık hesaplamaları yapmasına gerek kalmamasıdır. O halde, stokastik ve BDİM yöntemlerinden farklı olarak, YDFT'nin uygulanması geleneksel izin verilebilir gerilme tasarım (İGT) yöntemlerine çok benzer olup, bu nedenle de çok kolaylıkla kabul görmektedir. O halde, yapı mühendisliğinde güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemi olarak en çok kullanılanı YDFT'dir.

YDFT yöntemi ilk olarak 1960'larda donatılı beton tasarımı için geliştirilmiş ve bu malzeme için daha önce kullanılmakta olan İGT yöntemlerinin neredeyse tamamen yerini almıştır. 1986'da Amerikan Çelik İnşaatı Enstitüsü (AISC) çelik yapılar için ilk YDFT kodunu yayınlamış olup, bu kod giderek İGT'nin yerini almaktadır. *Yapı Betonu İçin İnşaat Kodu Gereklilikleri* (*ACI 318-99*) (ACI, 1999) ve *Çelik İnşaatı, Yük ve Direnç Faktörü Tasarımı*

(AISC, 1995) geniş olarak kabul görmüş kodlara örneklerdir. Ahşap tasarımı için YDFT yöntemleri henüz gelişme aşamasındadır. Görünen o ki, yapı mühendisliğinde dayanım analizinde kullanılmakta olan İGT'nin yerini tamamen YDFT yöntemleri alacaktır.



Şekil 21.2 Yük ile direnç ve YDFT kriterleri için olasılık yoğunluk fonksiyonları. Her bir olasılık yoğunluk fonksiyonu altındaki alan 1'e eşit olup, yenilme olasılığı taralı alana eşittir.

Ne var ki, YDFT tasarımının yapılara uygulanmasındaki gelişme çok daha yavaştır. Tekil temeller ile kazık başlıklarının yapısal tasarımı hariç, temel tasarımının yapısal ve geoteknik kısımlarının neredeyse tamamında halen İGT kullanılmaktadır. Üstyapı tasarımı YDFT'nin evrensel kullanımına doğru giderken, temel tasarımında da benzer yöntemlerin geliştirilmesi giderek önem kazanmaktadır. Temel de dahil olmak üzere yapının tamamı için YDFT'nin kullanımı daha da optimumlaştırılmış tasarımlar sunar ve iki farklı metodoloji kullanımından ileri gelen hatalar için daha az yer bırakır. Ayrıca, YDFT dayanım ve hizmet verebilirlik gereklilikleri arasında daha belirgin bir fark sunar ve böylece tasarım süreçlerinin aydınlanmasına yardımcı olur.

21.2 YAPISAL DAYANIM ŞARTLARI İÇİN YDFT

YDFT tasarım prosedürleri üstyapıdaki beton ve çelik elemanlar için iyi belirlenmiş ve ahşap ile kâgir için de gelişme eğiliminde olsa da, bunların temellerde şimdiye kadarki kullanımı tekil temeller ve kazık başlıkları ile sınırlı kalmıştır. Mevcut kodlar derin temellerin yapısal tasarımı için halen İGT kullanımını öngörmektedir (bkz. Bölüm 12'deki tartışma).

Ne yazık ki, inşaat toleransları, rezidüel gerilmeler ve Bölüm 12'de tanımlanan diğer faktörlerden dolayı, üstyapı için geliştirilen direnç faktörlerini derin temeller için kullanamıyoruz. Daha düşük bir izin verilebilir İGT'de kullandığımız gibi, YDFT için de düşük direnç faktörlerini kullanmak durumundayız. Tablo 21.1'de kazık temeller için önerilen bir dizi direnç faktörü verilmiştir. Ancak, özellikle de derin temeller olmak üzere, Kuzey Amerika'daki kodlardan hiçbiri bunları veya başka yapısal direnç faktörlerini henüz benimsememiştir.

Tablo 21.1 Kazık temeller için önerilen yapısal direnç faktörleri (PDCA, 1998).

	Yapısal direnç faktörü, ϕ	
Kazık malzemesi	ACI yük faktörlerine göre	ANSI yük faktörlerine göre
Ahşap	0,60	0,55
Çelik	0,95	0,85
ACI şartlarını sağlayan spiral etriyeli öngerdirmeli beton	0,75	0,70
Diğer çeşit enine donatılı öngerdirmeli beton	0,70	0,65

21.3 GEOTEKNİK DAYANIM ŞARTLARI İÇİN YDFT

Aşağıdaki yönetmelikler ve önerilen yönetmelikler temellerin geoteknik dayanımı için direnç faktörlerini kapsamaktadır:

- Amerikan Karayolları ve Ulaşım Görevlileri Birliği (AASHTO) *Karayolu Köprüleri için Standart Şartlar* (AASHTO, 1996; Barker vd., 1991) sadece karayolu köprülerini konu eder ve eyaletler ile provenslerin ulaşım idarelerinde kullanılır. Tüm ana temel tipleri için YDFT kriterlerini kapsar.
- Ontario Karayolu Köprüsü Tasarım Kodu (MTO, 1991) Ontario Provensi'ndeki karayolu köprülerinin tasarımını kontrol eder ve temeller için YDFT kriterlerini içerir.
- Federal Karayolu İdaresi (FHWA) delgili şaft temellerin YDFT tasarımı konusunda bir araştırma projesini desteklemiştir (O'Neill ve Reese, 1999).
- Elektrik Santralları Araştırma Enstitüsü (EPRI) elektrik trafolarının yapısal temelleri için YDFT kılavuzu hazırlamıştır (Phoon, Kulhawy ve Grigoriu, 1995).
- Kazıkçı Müteahhitler Birliği (PDCA, 1998) kazık temellerin tasarımı ve inşaatı için bir YDFT önerisi hazırlamışlardır.

Kuzey Amerika'daki temel tasarımında bunlar arasında en yaygın YDFT yönetmeliği, AASHTO'nun *Karayolu Köprüleri için Standart Şartlar'ıdır.* Bu nedenle, bu yönetmeliği bir örnek şeklinde ele alacağız. Tablolar 21.2–21.4'de geoteknik tasarım için direnç faktörleri verilmiştir (AASHTO bunları performans faktörleri olarak adlamıştır). Direnç faktörleri sadece AASHTO yönetmeliği kullanılarak tasarlanan yapıları (özellikle de köprüleri) desteklemede kullanılan temellere uygulanabilir. ACI ve AISC yönetmeliklerini kullanarak tasarlanan binalarda ve diğer yapılarda kullanılabilirlikleri, bu yönetmeliklerdeki yük faktörlerine bağlıdır.

Geoteknik yük kapasitesi için YDFT tasarım süreci daha geleneksel olan emniyet faktörü yerine yük ve direnç faktörlerini kullanır. Örnek olarak, sığ temellerdeki süreç aşağıdaki gibidir:

1. Terzaghi yöntemi [(6.4)-(6.6) eşitlikleri] veya Vesic yöntemini [(6.13) eşitliği] kullanarak nihai taşıma gücünü (q_{nih}) hesapla.
2. Aşağıdaki bağıntıyı kullanarak nominal aşağı doğru yük kapasitesini (P_n) hesapla:

Tablo 21.2 Sığ temellerin taşıma gücü için AASHTO direnç faktörleri (AASHTO, 1996).

Zemin veya kaya türü	Analiz yöntemi	Direnç faktörü, ϕ
Kum	SPT verilerini kullanan yarı ampirik prosedür	0,45
	CPT verilerini kullanan yarı ampirik prosedür	0,55
	SPT verilerinden bulunan ϕ'yi kullanan rasyonel yöntem[1]	0,35
	CPT verilerinden bulunan ϕ'yi kullanan rasyonel yöntem[1]	0,45
Kil	CPT verilerini kullanan yarı ampirik prosedür	0,50
	Lab. deneylerinden ölçülen kayma dayanımını kullanan rasyonel yöntem[1]	0,60
	Arazide kanatlı kesme deneylerinden ölçülen kayma dayanımını kullanan rasyonel yöntem[1]	0,60
	CPT verilerinden hesaplanan kayma dayanımını kullanan rasyonel yöntem[1]	0,50
Kaya	Yarı ampirik prosedür	0,60

[1] Bu bağlamda AASHTO'nun "rasyonel yöntem" referansı Terzaghi'nin veya Vesić'in Bölüm 6'da sunulan taşıma kapasitesi denklemlerine işaret eder.

Tablo 21.3 Eksenel olarak yüklenen kazıklar için AASHTO direnç faktörleri (AASHTO, 1996).

	Analiz		Direnç faktörü, ϕ
Tek kazıkların kapasitesi	Çeper sürtünmesi	α yöntemi	0,70
		β yöntemi	0,50
		λ yöntemi	0,55
	Uç taşıması	Kil (Skempton yöntemi)	0,70
		Kum (Kulhawy yöntemi)	
		CPT'den ϕ	0,45
		SPT'den ϕ	0,35
		Kaya (CGS yöntemi)	0,50
	Çeper sürtünmesi ve uç taşıması	SPT yöntemi	0,45
		CPT yöntemi	0,55
		Yükleme deneyi	0,80
		Kazık çakma analizcisi	0,70
Blok yenilmesi	Kil		0,65
Tek kazıkların kaldırma kapasitesi	α yöntemi		0,60
	β yöntemi		0,40
	λ yöntemi		0,45
	SPT yöntemi		0,35
	CPT yöntemi		0,45
	Yükleme deneyi		0,80
Grup kazık kaldırma kapasitesi			0,55

Tablo 21.4 Eksenel olarak yüklenen delgili şaftlar için AASHTO direnç faktörleri (AASHTO, 1996).

Analiz		Yöntem	Direnç faktörü, ϕ
Delgili tek şaftın aşağı doğru yükü	Kilde çeper sürtünmesi	α yöntemi (Reese ve O'Neill)	0,65
	Kilde uç taşıması	Toplam gerilme yöntemi (Reese ve O'Neill)	0,55
	Kumda çeper sürtünmesi ve uç taşıması	1. Touma ve Reese 2. Meyerhof 3. Quiros ve Reese 4. Reese ve Wright 5. Reese ve O'Neill	Deneyim ve kanaate dayalı
	Kayada çeper sürtünmesi	1. Carter ve Kulhawy 2. Horvath ve Kenney	0,55 0,65
	Kayada uç taşıması	1. Canadian Geotech. Society 2. CGS presiyometre yöntemi	0,50 0,50
	Çeper sürtünmesi ve uç taşıması	Yükleme deneyi	0,80
Blok yenilmesi	Kil		0,65
Delgili tek şaftın kaldırma yükü	Kil	α yöntemi (Reese ve O'Neill) Zilli şaftlar (Reese ve O'Neill)	0,55 0,50
	Kum	1. Touma ve Reese 2. Meyerhof 3. Quiros ve Reese 4. Reese ve Wright 5. Reese ve O'Neill	Deneyim ve kanaate dayalı
	Kaya	1. Carter ve Kulhawy 2. Horvath ve Kenney	0,45 0,55
	Herhangi	Yüleme deneyi	0,80
Bir grup delgili şaftın kaldırma kapasitesi	Kum Kil		0,55 0,55

$$P_n = q_{nih} A \qquad (21.4)$$

Burada:

P_n=nominal aşağı doğru yük kapasitesi
q_{nih}=nihai taşıma gücü
A=temelin taban alanıdır.

P_n teorik olarak taşıma gücü yenilmesi için gerekli aşağı doğru yüktür.

3. Uygun kodlama sisteminden uygun bir direnç faktörü (ϕ) seçiniz.
4. (2.7)-(2.17) ve (2.18)-(2.23) eşitliklerini veya başka standartları kullanarak, faktörlü yükü (P_u) hesaplayınız.
5. Aşağıdaki şart sağlanacak şekilde temeli tasarlayınız:

$$P_u \# \phi P_n \qquad (21.3)$$

Buradaki P_u, hem faktörlü kolon yükünü hem de ölü yük olarak ele alınan temelin faktörlü ağırlığını içerir.

Kesme yükleri ve derin temellerde benzer bir süreç kullanılır.

Örnek 21.1

Tek kolonlu, kemer şekilli bir karayolu köprüsü, kare şekilli bir temel ile desteklenecektir. Temelin tabanı zemin yüzeyinden 1,8 m aşağıdadır. AASHTO yük faktörleri kullanılarak hesaplanan faktörlü düşey bası yükü (P_u) 4500 kN'dur (temelin ağırlığı buna dahildir). Zeminin özellikleri (SPT'ye dayalı korelasyonlardan) c'=0, ϕ'=31° ve γ=17,5 kN/m^3 şeklindedir. Su tablası yüzeyden çok derindedir. YDFT'yi kullanarak, taşıma gücü şartını sağlamak için gerekli temel genişliğini (B) bulunuz.

Çözüm

Terzaghi yöntemini kullanarak:

ϕ'=31° için N_c=40,4 N_q=25,3 $N\gamma$=23,7

$$\sigma'_{zD}=\gamma D - u=(17{,}5\ \text{kN/m}^3)(1{,}8\ \text{m}) - 0=31{,}5\ \text{kPa}$$

$$q_{nih}=1{,}3cN_c+\sigma'_{zD}N_q+0{,}4\gamma BN_\gamma$$

$$=0+(31{,}5)(25{,}3)+0{,}4(17{,}5)B(23{,}7)$$

$$=797+166B$$

Tablo 21.2'den direnç faktörü ϕ=0,35'dir.

$$P_u \# \phi q_{nih} A$$

$$4500 \# 0{,}35(797+166B)B^2$$

$B \geq 3{,}2$ m ⇐ **Cevap**

21.4 HİZMET VEREBİLİRLİK ŞARTLARI

Güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemleri dayanım gerekliliklerine uygulandığı gibi hizmet edebilirlik gerekliliklerine de uygulanabilir. Örnek olarak, oturma analizindeki bir güvenilirlik analizi yaklaşımı, tasarımı çoğu zaman oturma kontrol ettiğinden, sığ temellerin tasarımında özellikle faydalıdır. Ancak, şimdiye kadarki araştırma ve geliştirme çabaları başlıca dayanım gereklilikleri üzerine odaklanmış ve hiçbir kodlama sisteminde güvenilirliğe dayalı hizmet edebilirlik gereklilikleri için herhangi bir kritere yer verilmemiştir.

Bu nedenle, yük kapasitesi YDFT (veya başka bir güvenilirliğe dayalı yöntem) kullanarak tanımlansa bile, oturma analizleri halen faktörsüz yükler ile birlikte geleneksel yöntemler kullanılarak yapılmak durumundadır. Bu durum, yapı mühendisliği uygulamalarında faktörsüz yükler kullanılarak yapılan kiriş eğilmeleri ve diğer hizmet verebilirlik gerekliliği değerlendirmeleri ile paralellik arzetmektedir.

21.5 MÜHENDİSLİK YARGISININ ROLÜ

Mühendislik hem bir sanat hem de bilimdir ve dolayısıyla bir dizi formül ve prosedüre indirgenemez. Bu durum, özellikle geoteknik mühendisliğinde olmak üzere, mühendislik

yargısının tasarım sürecinde böyle önemli bir rol oynamasının ana nedenidir. *Mühendislik yargısı* mühendisin deneyimini ve öznel değerlendirmeleri tasarıma dahil etme yollarından biridir.

Güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemleri mühendislik yargısının yerini alacak şekilde değil de, ona bir tamamlayıcı olarak göz önünde bulundurulmalıdır. Yargımızı etkin bir şekilde kullanmada ve kanaatimiz ile diğer mühendislerin deneyimi arasındaki bağları güçlendirmede kullanabileceğimiz bir gereçtir. Bu nedenle, güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemlerinin mühendislik yargısını ortadan kaldırma yerine onu tamamlayacak şekilde kullanılması önemlidir. Bu durum, kanaat kullanma yöntemimizde bazı değişiklikler gerektirecektir (Kulhawy ve Phoon, 1996).

21.6 YDFT'NİN GEÇİŞİ

Geoteknik tasarımların büyük çoğunluğu halen İGT yöntemlerine dayalı olup, bu yöntemler gelecekte daha uzun bir süre baskın olacak gibi görünmektedir. Bu kitaptaki geoteknik analizlerde İGT kullanılmasının nedeni budur. Ancak, YDFT'nin yapı mühendisliğinde giderek büyüyen kullanımı, YDFT'ye dayalı yeni geoteknik analizlerin ve tasarım yöntemlerinin geliştirilmesine zorlamaktadır.

İki farklı tasarım yönteminin bu kullanımı, tasarım sürecinde gereksiz bir karmaşıklığı ortaya çıkarmaktadır. Bazan üstyapı bir yöntemi kullanılarak tasarlanırken, temel de bir başkasını kullanarak tasarlanmaktadır. Sığ temeller durumunda geoteknik analizler İGT kullanılarak yapılırken, yapısal tasarımlar YDFT kullanılarak yapılmaktadır. Bu kargaşa tasarım sürecini daha da zorlaştırmakta ve hata yapma potansiyelini arttırmaktadır. Ayrıca, İGT'ye dayalı tasarımlar, YDFT'deki güvenilirliğe dayalı tasarımın faydalarından yoksundur.

Eyalet ve provens ulaşım idareleri (AASHTO kodlarının başlıca kullanıcıları) bu geçişte öncülük etmektedirler. Ulaşım amaçlı olmayan çok az yapı (eğer varsa bile) YDFT kullanmakta ve yakın gelecekte de böyle olması olasıdır. Ancak, YDFT sonuçta tüm yapılarda tercih edilen bir yöntem olacaktır.

Temel mühendisleri aynı zamanda bu iki yöntem arasındaki farklılıkları ve tasarımda hangisinin kullanıldığını bilmek durumundadır. Ayrıca, bunların faktörlü yüklerle mi yoksa faktörsüz yüklerle mi kullanıldığının yanında dayanım sınırı ile hizmet edebilirlik sınırının geoteknik tasarım kriterleri açısından açık bir şekilde ifade edilmesi son derece önemlidir.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Yapılar, temelleri de dahil olmak üzere hem güvenilir hem de ekonomik olmak durumdadır. Mühendisler bu hedefi tutturmada geleneksel olarak deterministik tasarım yöntemlerini kullanmaya teşebbüs eder ve tasarımın değişik çehrelerine emniyet faktörleri tayin ederler.
2. Mühendisler deterministik yöntemler yerine hem daha güvenilir hem de daha ekonomik olan güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemlerini kullanmaya başlamışlardır.
3. Güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemleri güvenilirliği etkileyen değişik parametreleri tanımlamada olasılık ve istatistiğin ilkelerini kullanmaktadır.
4. YDFT temeller için kullanılan en yaygın güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemidir. Emniyet faktörü yerine yük faktörleri ile direnç faktörleri kullanmaktadır.

5. YDFT analizleri için yük faktörleri üstyapıda kullanılanlar ile aynıdır. Ancak, hem yapısal hem de geoteknik tasarımında kullanılan direnç faktörleri tamamıyla temellere özgüdür. Bu faktörlerden bazıları geliştirilmiş ve yayınlanmıştır fakat, en iyimser olarak "kesin olmayan" şeklinde değerlendirilmektedirler.
6. Günümüzde YDFT analizleri sadece dayanım gerekliliklerini değerlendirmede kullanılmaktadır. Oturma ve yanal deformasyon gibi hizmet verebilirlik gereklilikleri halen faktörsüz yüklerle birlikte geleneksel yöntemler kullanılarak değerlendirilmektedir.
7. Güvenilirliğe dayalı tasarım mühendislik yargısının rolünü değiştirecek fakat onun yerini almayacaktır.

Sözlük

Birinci derece ikinci moment yöntemi	Güvenilirlik	Sağlam
	Güvenilirlik indisi	Sınır durumlar tasarımı
Deterministik tasarım yöntemi	Mühendislik yargısı	Stokastik yöntem
Direnç faktörü	Nihai dayanım tasarımı (NDT)	Yük faktörü
Güvenilirliğe dayalı tasarım yöntemi	Nominal yük kapasitesi	Yük ve direnç faktörü tasarımı (YDFT)
	Olasılık yoğunluk fonksiyonu	

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

21.1 Bir karayolu köprüsünün bir bölümünü destekleyen bir tekil sömel 2500 kN'luk AASHTO aşağı doğru nihai kolon yüküne (P_U) maruz kalmıştır. Temel ağırlığı bu yüke dahildir. Alttaki zemin siltli kum bileşiminde ve c'=5 kPa, ϕ'=34^o ve γ=18,1 kN/m^3'tür. Yeraltı suyu yüzeyden 5 m derindedir. YDFT'yi ve Terzaghi'nin taşıma gücü formülünü kullanarak, 800 mm derinliğindeki kare temel için gerekli genişliği bulunuz.

21.2 3 ft çapındaki delgili bir şaft temel üzerine P_D=200 k ve P_L=150 k faktörsüz aşağı doğru yükleri etkimektedir. Zeminde f_s=2000 lb/ft^2 ve q_t'=80.000 lb/ft^2'dir. Bu temel için yapılacak olan geoteknik analizde direnç faktörü 0,65 alınacaktır. ANSI yük faktörlerini kullanarak gerekli gömülme derinliğini (D) hesaplayınız.

21.3 Çeper sürtünmesi ve uç taşıması için Tablo 21.3'de verilen direnç faktörlerini göz önüne alınız. Yükleme deney verilerini kullanılırken, SPT verilerini kullandığımız zamankinden daha büyük ϕ değerleri kullanmamızın sebebi nedir?

21.4 Yapısal direnç faktörleri ile (örnek; Tablo 21.1'dekiler) geoteknik direnç faktörleri (örnek; Tablo 21.3'dekiler) arasındaki farkı açıklayarak, bunların tasarım sürecinde hangi aşamada kullanılacağını tanımlayınız.

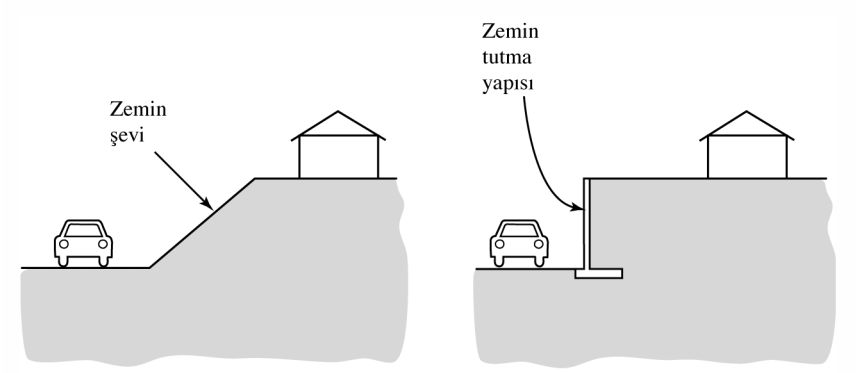
22

Zemin Tutma Yapıları

Mühendisliğin tam anlamıyla bir inşaat sanatı olarak düşünülmemesi daha iyidir. Belirli ve önemli bir bakış açısına göre bir inşaat etmeme sanatıdır; bir sakarın iki ile yapamadığını bir dolar ile hem de iyice yapma işidir.

Arthur M. Wellington (1887)

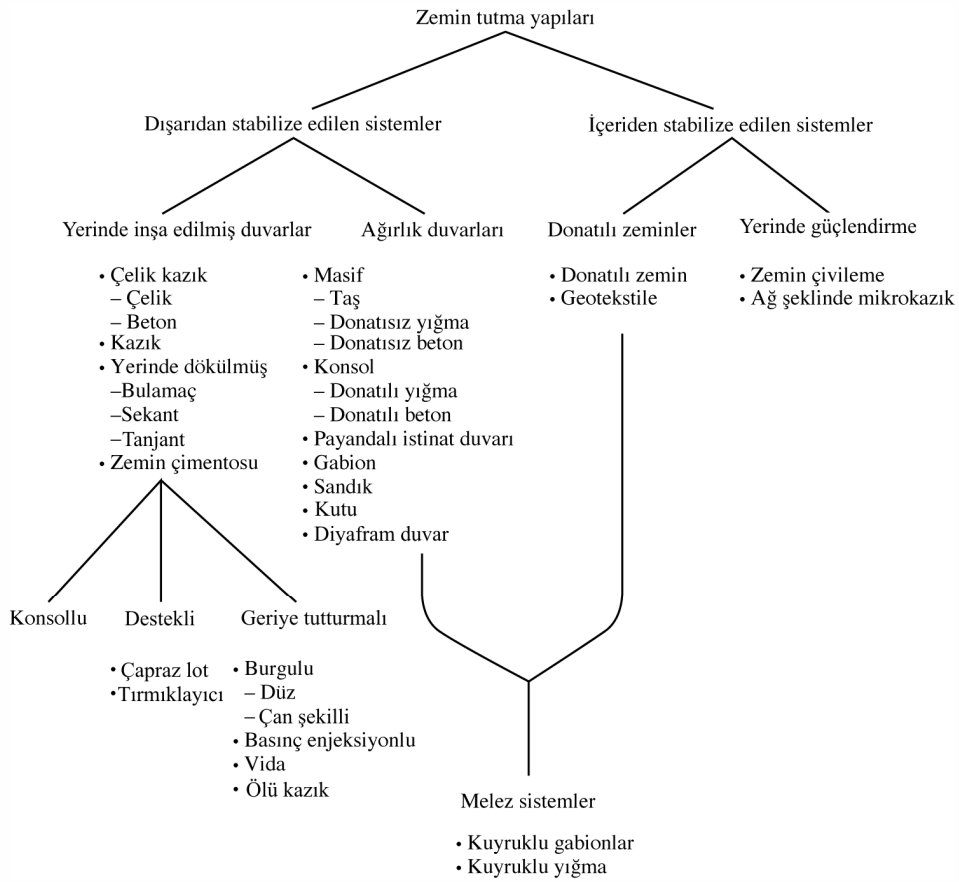
Çoğu inşaat mühendisliği projesi bir zemin seviyesi ile diğeri arasında keskin geçişleri gerektirir. Bu geçişler Şekil 22.1'de görüldüğü gibi çoğu zaman eğimli zemin yüzeylerinin kısa bölmeleri şeklindedir. Ancak, alanın çok kısıtlı olduğu durumlarda böyle şevler yerine *zemin tutma yapıları* kullanılabilir. Bunlar düşey veya düşeye yakın tesisler olup, iki farklı kottaki zemin yüzeyini muhafaza ederler. Toprak tutma yapılarının başlıca uygulamaları şu şekildedir:



Şekil 22.1 İki farklı yer yüzeyi kotunun duraylı kalmasını sağlamada zemin şevleri ve zemin istinat yapıları kullanılır.

- Gerekli eğimin komşu zeminde önemli derecede yukarı veya aşağı doğru olduğu ve şarampolün bir şev inşasına izin vermeyecek kadar geniş olmadığı kara ve demiryolu projeleri
- Köprü abatmanları
- Toprak tutma yapılarının düz inşaat alanı oluşturmada kullanıldığı bina yerleri
- Gemilerin bağlanması amacıyla inşa edilen rıhtımlar
- Sel baskını önleme tesisleri
- Heyelanların toprak tutma yapıları ile önlendiği duraysız araziler.

Her biri belirli bir uygulama için en iyi hizmeti görecek şekilde çok değişik sayıda istinat yapısı söz konusudur. O'Rourke ve Jones (1990) zemin tutma yapılarını Şekil 22.2'de görüldüğü gibi, *dışarıdan stabilize edilen sistemler* ve *içerden stabilize edilen sistemler* olarak iki kategoriye ayırmıştır. Bazı karma yöntemler bu ikisinin özelliklerini de taşırlar.



Şekil 22.2 Zemin istinat yapılarının sınıflandırılması (O'Rourke ve Jones, 1990'dan; ASCE'den izin alarak kullanılmıştır).

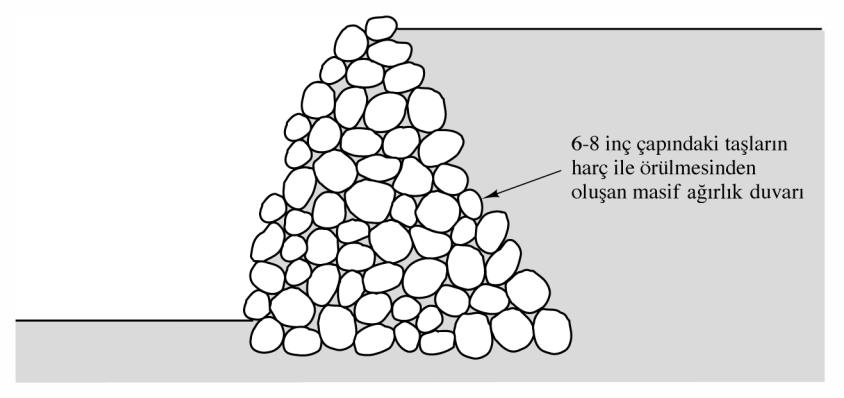
22.1 DIŞARIDAN STABİLİZE EDİLEN SİSTEMLER

Dışarıdan stabilize edilen sistemler, uygulanan zemin yüklerine kendi ağırlıkları ve rijitlikleri ile karşı koyan sistemlerdir. 1960'lara kadar alternatifi olmayan bu istinat yapıları halen yagın olarak kullanılmaktadır. O'Rourke ve Jones bu yapıları *ağırlık duvarları* ve *yerinde duvarlar* olarak ikiye ayırmıştır.

Ağırlık Duvarları

Masif Ağırlık Duvarları

İstinat yapıların ilk tipleri Şekil 22.3 ve 22.4'de görüldüğü gibi *masif ağırlık duvarları* idi. Çoğu zaman kâgirden ve donatısız betondan oluşan bu yapılar, arka dolgudan gelen yanal kuvvetlere ağırlıkları ile karşı koymuşlardır. Ayrıca bu duvarlar çok kalın olup, eğilme gerilmeleri minimumdur ve çekme donatısına gerek yoktur.



Şekil 22.3 Masif bir ağırlık duvarı.

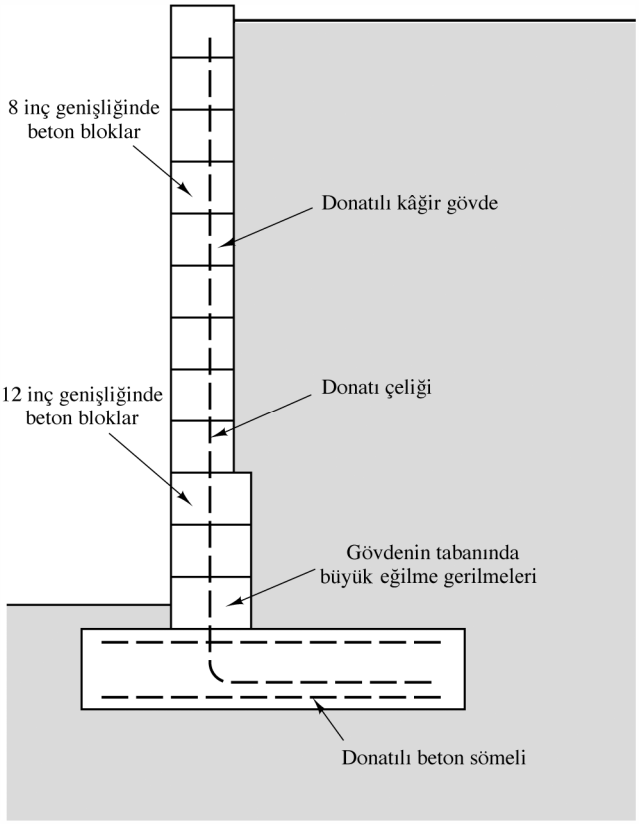


Şekil 22.4 Burada görülen örnekteki gibi kısa boylu masif duvarlar ekonomik açıdan kullanışlı olabilir. Ancak, genişliğin fazla olması, çok malzeme tüketilmesi ve yüksek işçilik maliyetlerinden dolayı bu tasarım şekli yüksek duvarlar için çok pahalıdır.

Masif ağırlık duvarlarının inşası sadece basit malzemeler ile orta düzeyde ustalık isteyen işçilik gerektirir fakat, inşaat için gerekli malzemenin hacmi çok fazla ve inşaat süreci de ağır bir şekilde işçiliğe dayalıdır. Bu nedenle, bu duvarlar günümüzde, gerekli yüksekliğin fazla olmadığı durumlar hariç, çok ender olarak kullanılmaktadır.

Konsol Ağırlık Duvarları

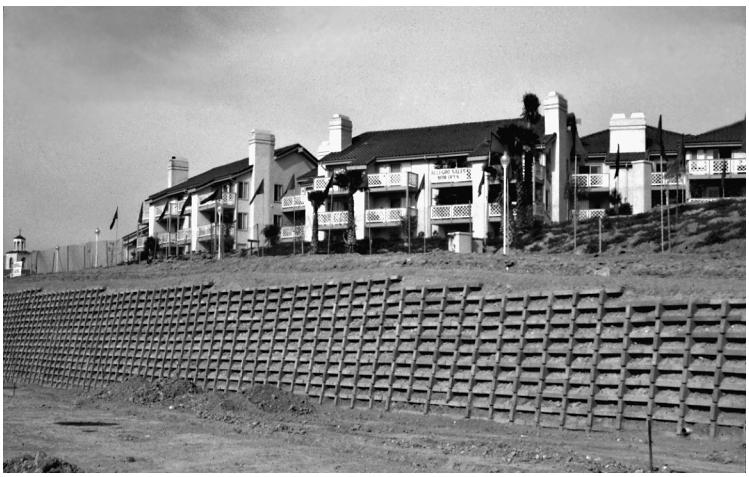
Şekil 22.5'de görülen konsol ağırlık duvarı masif ağırlık duvarı kavramının sadeleştirilmiş şeklidir. Bu duvarların gövdeleri çok ince olup, kaymaya ve devrilmeye karşı direncin çoğunu arka dolgunun ağırlığından alırlar. Enine kesit çok daha küçük olduğundan, bu duvarlar daha az inşaat malzemesi gerektirirler. Ancak, bunlardaki eğilme gerilmeleri büyüktür ve bu nedenle tipik olarak donatılı betondan veya bonatılı yığmadan oluşurlar. Böyle duvarlar dikkatlice inşa edilmelidir. Bu nedenle işçilikte ustalık gerektirirler. Bununla birlikte, masif ağırlık duvarlarına göre maliyetleri oldukça düşük olup, zemin tutma yapılarının en yaygın tipini oluşturular. Bu duvarların ayrıntıları Bölüm 24'te ele alınmıştır.



Şekil 22.5 Konsol ağırlık duvarı.

Sandık Duvarlar

Ağırlık istinat yapıların bir diğer türü de Şekil 22.6'da görülen *sandık duvardır*. Bir sandık oluşturmak üzere bağlanan prefabrik beton elemanlardan oluşur. Bu elemanlar çocukların kütükevi oyuncağına benzer. Elemanlar arasındaki kısımlar sıkıştırılmış zemin ile doldurulur. Arka dolgudan gelen yanal yüklere karşı koymak için gerekli direncin çoğu bu zemin tarafından sağlanır.



Şekil 22.6 Bu sandık duvar arka planda görülen müstakil evler kompleksinin inşası için gerekli kotu sağlamıştır.

Yerinde Duvarlar

Bunlar, kütlelerinden ziyade eğilme dayanımları açısından ağırlık duvarlarından farklılık gösterirler.

Palplanş Duvarlar

Palplanş duvarlar Şekil 22.7'de görüldüğü gibi ince ve geniş çelik kazıklardan oluşurlar. Bir kazık şahmerdanı kullanmak suretiyle zemine çakılırlar. Bu çelik levhaların oluşturduğu diziye (Şekil 22.8) *palplanş duvar* denir.

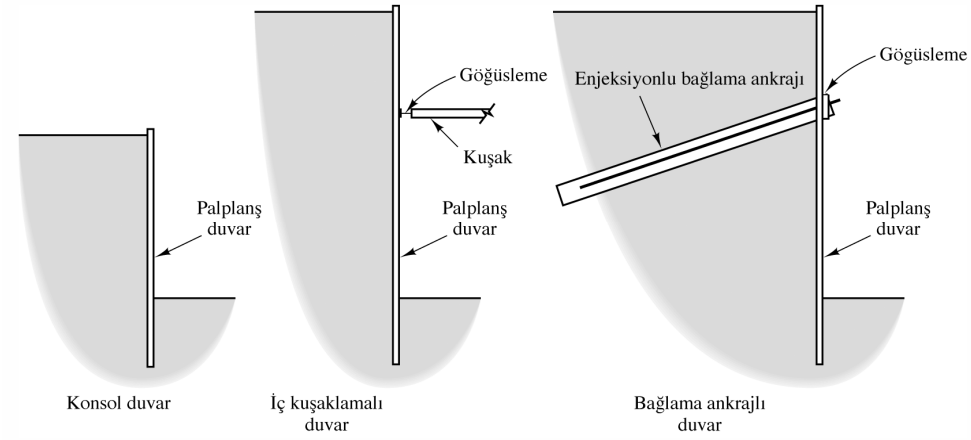


Şekil 22.7 Bu plaplanş kazıkları bir inşaat sahasında çakılmayı beklemektedir. Her bir uçtaki kenetlenme eklemleri bu kazıkları yanyana birleştirmek suretiyle sürekli bir duvar oluşturulur.



Şekil 22.8 Bu palplanş duvar bir nehir kıyısı boyunca inşa edilmiştir.

Bazan çok basit olarak kısa bir palplanş kazığını Şekil 22.9'daki gibi zemine konsollamak mümkündür. Ancak, zemin yüzeyinden yukarıda genellikle bir veya daha fazla seviyede yanal destek gerekir. Bu işlem *iç kuşaklar* veya *bağlama ankrajlarıyla* olmak üzere iki değişik şekilde gerçekleştirilebilir.

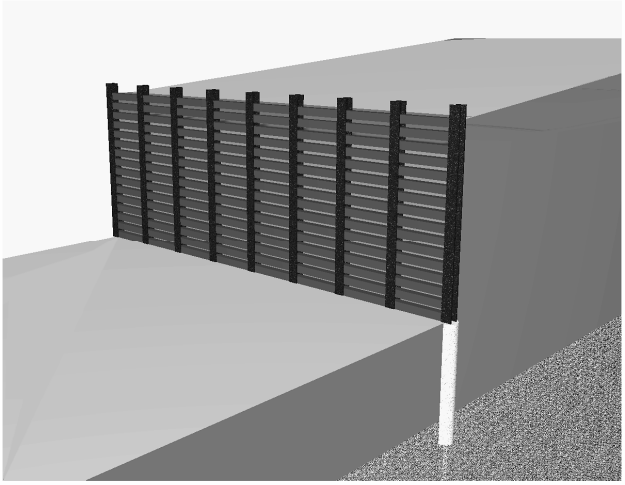


Şekil 22.9 Kısa palplanş kazıkları çoğu zaman konsol duvar işlevi görürken, daha uzun duvarlarda iç kuşaklar kullanılır.

İç kuşaklar, duvarı Şekil 22.9'daki gibi destekleyen yatay veya verev basınç elemanlarıdır. Bağlama ankrajları, duvarın arkasındaki zemine delgi ile yerleştirilen çekme elemanlarıdır. Bunların en yaygın türü, çelik kablolar içeren çimentolu ankrajlardır.

Asker Kazığı Duvarları

Bu duvarlar yatay yönde ahşap örmeler ile doldurulan düşey ve geniş çelik flanşlardan oluşur. Şekil 22.10 ve 22.11'de görüldüğü gibi, çoğu zaman inşaat kazılarında geçici istinat yapıları olarak inşa edilirler.



Şekil 22.10 Asker kazığı duvarı.

Bulamaç Duvarlar

Bunlar, bentonit bulamacı kullanarak yerinde dökülmüş beton duvarlardır. Müteahhit, planlanan duvar hattı boyunca bir hendek kazar ve bulamaç kullanmak suretiyle bu hendeği açık tutar. Sonra, donatı çeliği yerleştirilir ve arkasından da tremi boruları veya pompalarla beton yerleştirilir. Beton hendeği doldururken bulamaç da zemin yüzeyine çıkar.

Bulamaç duvarlar büyük kentsel inşaatlarda bodrum duvarları olarak kullanılmış ve çoğu zaman geçici duvarlara duyulan ihtiyaçları ortadan kaldırmıştır.

22.2 İÇERİDEN STABİLİZE EDİLMİŞ SİSTEMLER

İçeriden stabilize edilmiş sistemler gerekli duraylılığı sağlamak için zemini güçlendirirler. Bu konuda değişik tipler mevcut olup, hepsi de 1960'dan sonra geliştirilmiştir. *Donatılı zeminler* ve *yerinde güçlendirme* olmak üzere iki kategoriye ayrılırlar.

Donatılı Zeminler

Zeminin basınç dayanımı yüksek olmakla birlikte çekme dayanımı pratikte sıfırdır. Bu nedenle, bir zemine çekmeyi güçlendirici elemanların yerleştirilmesi, betonun içine çelik çubuklarının yerleştirildiği duruma benzer şekilde dayanımı ve taşıma gücünü önemli ölçüde arttırtabilir. Sonuçta oluşan güçlendirilmiş zemine *mekanik olarak stabilize edilmiş zemin* (MSZ) denir.

MSZ çoğu zaman yamaçları olduğundan daha büyük açılarda şevlendirmede kullanılır. O nedenle, bu yöntem zemin şevleri ile istinat duvarları arasında ara bir alternatif oluşturur.



Şekil 22.11 Bu sahadaki zemin yüzeyi başlangıçta cadde ile aynı seviyede idi. Ancak, resimde görülen ve inşaat halinde olan yapı da bodrum katı olduğu için, inşaat sahası cadde seviyesinden aşağı ve belirli bir kota kadar kazılmıştır. Cadde için geçici bir destek sağlamada asker kazığı duvarı kullanılmaktadır. Kalıcı bodrum duvarı ön planda görülen bağlantı kirişinin doğrudan üzerine yerleştirilecek ve kazık başlıkları üzerindeki kolonlar da dış duvar içine gömülecektir. Bu kalıcı duvar yerleştirildikten sonra bu duvar ile cadde arasında kalan boşluk dolgu malzemesi ile doldurulacak ve ahşap panel kaldırılacaktır. Çelik palplanş duvar kaldırılabilir veya yerinde bırakılabilir.

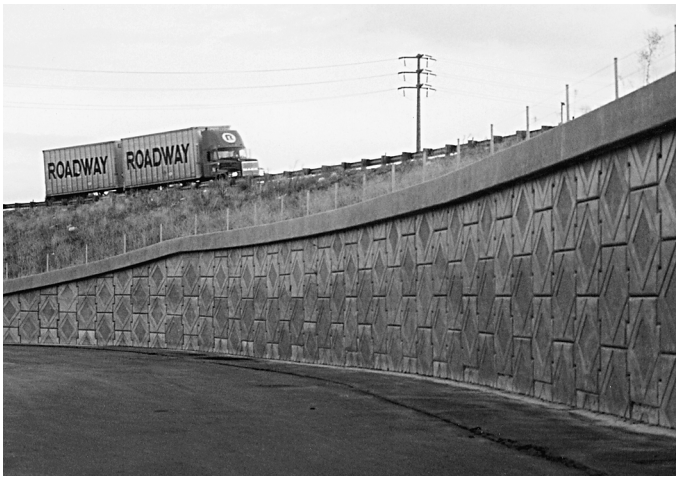
MSZ düşey veya düşeye yakın duvarlarda da kullanılabilir ve bu şekilde bir çeşit istinat duvarı oluşturulabilir. Bu durumda, başlıca zemin desteği donatıdan gelse bile, düşey yüzeyde bazı cephe panellerinin kullanımı gerekli olur. Böyle yapılara *MSZ duvarları* denir. İlk MSZ duvarları 1960'ların başlarında Henri Vidal tarafından *donatılı zemin* ticarî adıyla geliştirilmiştir. Bu tasarımda donatı olarak galvanize çelik şeritler ve cephe olarak da prefabrik beton paneller kullanılmıştır (Şekil 22.12 ve 22.13).

MSZ duvarlarını inşa etmede kullanılan başka birçok yöntem daha vardır. Donatı elemanı çelik şeritlerden, polimer geogridlerden, tel örgüden, geosentetik tekstilden veya diğer malzemelerden oluşabilir. Cephe elemanları ise prefabrik beton paneller, prefabrik beton bloklar, *gabion* olarak adlandırılan kaya ile doldurulmuş kafesler veya diğer malzemelerden oluşabilir. Bir cephe oluşturmak amacıyla donatı elemanı bazan basit bir şekilde kıvrılabilir. Şekil 22.14'te tel örgü donatısı ve gabion cepheden oluşmuş bir MSZ duvarı görülmektedir.

MSZ duvarları özellikle karayolu projeleri olmak üzere birçok uygulamada giderek yaygınlaşmaktadır. Bunların başlıca üstünlükleri maliyetlerinin düşük oluşu ve farklı oturmalara gösterdikleri yüksek toleranstır.



Şekil 22.12 Donatılı zemin duvarları beton cephe panelleri ve tutulan zemin içine doğru uzanan çelik veya polimer donatı şeritlerinden oluşur. Bu duvar henüz inşaat halindedir (The Reinforced Earth Company).



Şekil 22.13 Tamamlanmış bir donatılı zemin duvarı.

Yerinde Güçlendirme

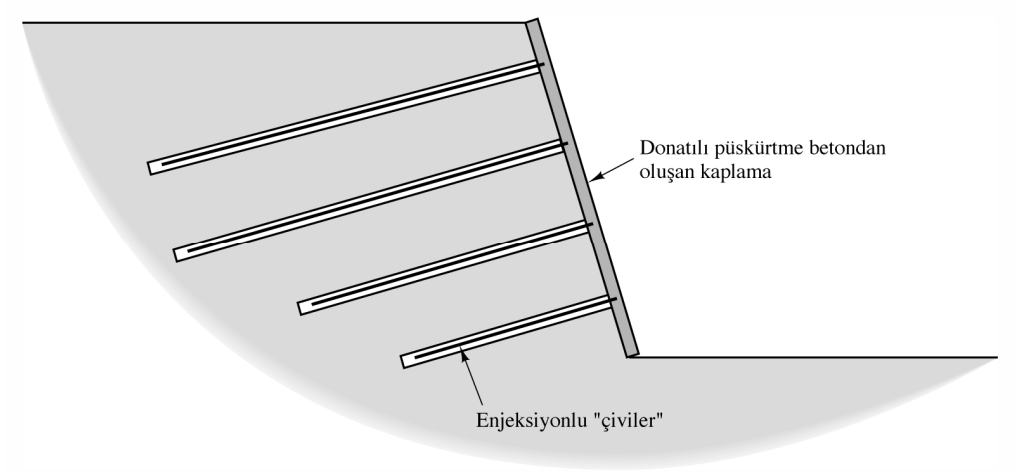
İn situ güçlendirme yöntemlerinin donatılı zeminlerden farkı, çekme elemanlarının dolgu yerleştirme sırasında zemine gömülme yerine zemin kütlesi içine sonradan yerleştirilmesidir.

İn situ güçlendirmenin bir çeşidi *zemin çivilemesi* olarak adlandırılır. Bu yöntemde zeminde yataya yakın delikler açılır, içlerine çelik barlar sürülür ve çimentolanır. Duvarın yüzeyi Şekil 22.15'de görüldüğü gibi tipik olarak püskürtme betonu ile kaplanır.

Bu duvarlar için bir inşaat kazısına gerek yoktur. Bu nedenle, yer sıkıntısının olduğu durumlarda özellikle yararlıdırlar.



Şekil 22.14 Galvanize tel kafes kullanan bir MSZ duvarı henüz inşaat halinde iken görülmektedir. Duvar inşaatında kullanılan malzemeler ayrıca çekme donatıları ve cepheyi oluşturan ve içi kaya ile dolu olan kafeslerden (gabion) oluşmaktadır.



Şekil 22.15 Zemin çivisi duvarı.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Bir zemin tutma yapısı iki zemin yüzeyi kotu arasındaki keskin geçişi sağlamak üzere tasarlanmış bir yapısal sistemdir.
2. Dışarıdan stabilize edilmiş zemin tutma sistemleri uygulanan zemin basınçlarına kendi ağırlıkları ve rijitlikleri ile karşı koyarlar. Ağırlık duvarları ve in situ duvarları bu türdendir.
3. Ağırlık duvarları harç ile örülmüş yığma taş veya donatısız beton şeklindeki masif gravite duvarlarını; donatılı beton veya kâgirden yapılma konsol ağırlık duvarlarını ve zemin dolgu içeren prefabrik beton elemanların kullanıldığı sandık duvarları kapsar.
4. İn situ duvarları palplanş duvarlarını, asker kazığı duvarlarını ve bulamaç duvarlarını kapsar.
5. İçeriden stabilize edilmiş zemin tutma sistemleri gerekli stabiliteyi sağlamak amacıyla zemini güçlendirir. Donatılı zeminler ve in situ güçlendirmesi buna örneklerdir.

Sözlük

Ağırlık duvarı
Asker kazığı duvarı
Bağlama ankrajı
Bulamaç duvar
Donatılı zemin
Dışarıdan stabilize edilmiş sistemler
Gabion
İçeriden stabilize edilmiş sistemler
İç kuşak
İn situ duvar
İn situ güçlendirme
Konsol ağırlık duvarı
Masif ağırlık duvarı
Mekanik olarak stabilize edilmiş zemin
MSZ duvarı
Palplanş duvar
Sandık duvar
Zemin çivilemesi
Zemin tutma yapısı

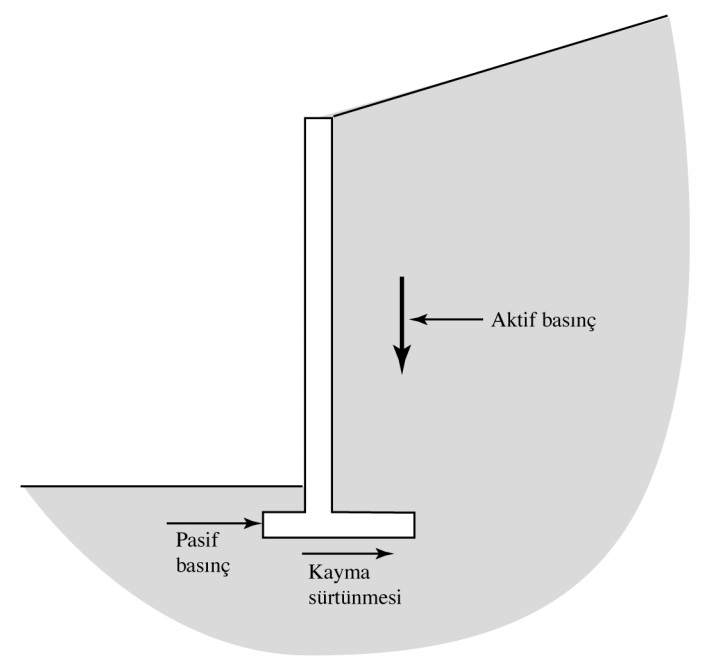
23

Yanal Zemin Basınçları

Her karmaşık problemin basit, düzgün ve hatalı bir çözümü vardır.

H. L. Mencken

Zemin tutma yapılarının tasarımında atılması gereken ilk adımlardan biri, Şekil 23.1'de görüldüğü gibi, yapı ile zemin arasında etkiyen kuvvet ve basınçların büyüklük ve yönlerinin belirlenmesidir. Bunlar arasında en önemli olanı, tutulan zemin ile zemin tutma yapısının arkası arasındaki basınçtır. Başlıca bileşeninin yatay olmasından dolayı bu basınca *yanal zemin basıncı* denilmektedir. Bir diğer yanal zemin basıncı da temelin önü ile bitişik zemin arasında etkir. Bu bölümde bu basınçlar üzerinde durulacaktır.



Şekil 23.1 Zemin tutma yapısı ile bitişik zemin arasında etkiyen kuvvetler ve basınçlar.

Basınç ve gerilme terimleri hemen hemen eş anlamlıdır. Bu tartışma çerçevesinde *basıncı* yapı ile bitişik zemin arasındaki birim alana düşen temas kuvveti ve *gerilmeyi* de

zemin veya yapı içinde birim alana düşen kuvvet olarak tanımlayalım. Ancak, bu iki terim birbiriyle yakın bir şekilde ilişkili olduğundan ve bir yapı üzerinde bir noktadaki basınç da hemen bitişikte bulunan zemindeki gerilmeye eşit olduğundan, gerilme ve basıncı temsil etmede aynı semboller kullanılmıştır. σ sembolü normal gerilmeler ve basınçları; τ sembolü de kesme gerilmeleri ve basınçlarını temsil eder.

23.1 ZEMİNDEKİ YATAY GERİLMELER

Yanal zemin basınçları zemindeki yatay gerilmelerin doğrudan bir sonucudur. Zemindeki herhangi bir noktada yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranı Bölüm 3'de *yanal zemin basınç katsayısı* (*K*) olarak tanımlanmıştı:

$$K = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} \tag{23.1}$$

Burada:

K=yanal zemin basınç katsayısı

σ'_x=yatay efektif gerilme

σ'_z=düşey efektif gerilmedir.

Zemin tutma yapıları üzerine etkiyen yanal zemin basıncını etkilemesinden dolayı, bu bölüm kapsamında *K* özellikle önemlidir.

Mühendisler yanal zemin basınçlarını tanımlamak için *sükûnet durumu*, *aktif durum* ve *pasif durum* olmak üzere üç önemli zemin şartı tanımlamıştır.

Sükûnet Durumu

Hem *rijit* hem de *kıpırdamaz* (unyielding) bir istinat duvarını göz önüne alınız. Bu kapsamdaki rijit duvar, önemli eğilme hareketlerine maruz kalmayan yapıdır. Bunun karşıtı *esnek* duvar olup, eğilmeye karşı bir direnci yoktur. *Kıpırdamaz* terimi yatay yönde hareket etmeyen veya dönmeyen duvarı ifade ederken, *kıpırdak* (yielding) duvarda, bu hareketlerden herhangi biri veya ikisi birlikte gelişebilir. Bu duvarın yerde hiçbir yanal birim deformasyon meydana gelmeyecek şekilde inşa edildiğini varsayınız. Bu durumda yerdeki yanal gerilmeler, henüz gerilme durumunun bozulmadığı doğal haldekine eşit olacaktır.

K_o'ı değerlendirmenin en doğru şekli, arazideki σ'_x nün bir dilatometre, presiyometre veya başka bir deney tekniğiyle ölçülmesi; σ'_z nün Bölüm 3'de verilen tekniklerle hesaplanması ve sonra da (23.1) eşitliğini kullanarak K_o'ın hesaplanmasıdır. Ancak, mühendislik uygulamalarında bu arazi gerilmeleri çok sık kullanılmamaktadır. Bu nedenle, genellikle diğer zemin parametreleri ile yapılan ampirik korelasyonları kullanmak durumundayız. Aşağıdaki bağıntı da dahil olmak üzere bu türde birkaç korelasyon geliştirilmiştir. Mayne ve Kulhawy (1982) tarafından geliştirilen bu ilişki, kilden çakıla değişen 170 zemin üzerinde yapılan laboratuvar deneylerine dayalı olarak elde edilmiştir. Bu formül sadece zemin yüzeyi yatay olduğu zaman geçerlidir:

$$K_o = (1 - \sin\phi')OCR^{\sin\phi'} \tag{23.2}$$

Burada:

K_o=sükûnetteki zemin yanal basınç katsayısı
ϕ'=zeminin efektif sürtünme açısı
OCR=zeminin aşırı konsolidasyon oranıdır.

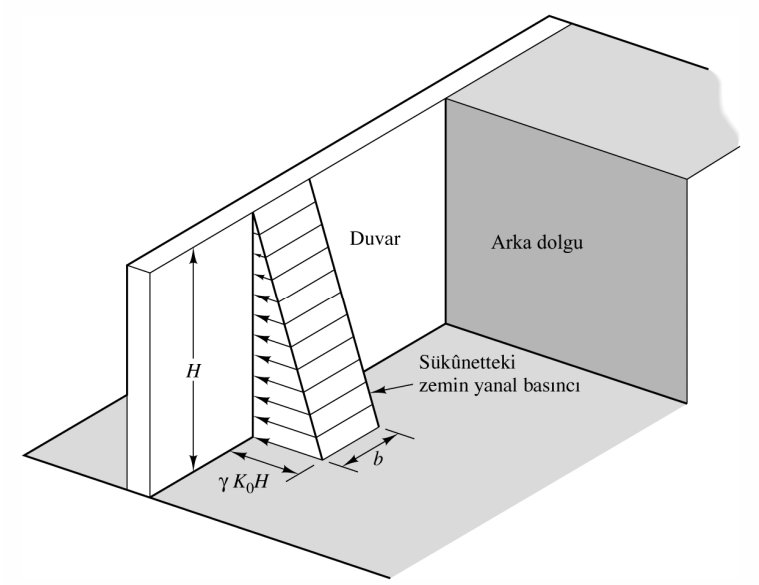
Arka dolgusu kumlu zemin olan ve temeli anakaya üzerine oturan ağırlık duvarları için Duncan vd. (1990) sıkıştırılmış arka dolgu için K_o=0,45 ve sıkıştırılmamış arka dolgu için K_o=0,55 değerlerini önermişlerdir.

Yeraltı suyunun bulunmadığı durumda rijit ve kıpırdamaz duvarlar üzerine etkiyen yanal zemin basıncı (σ) teorik olarak zemindeki yatay gerilmeye eşittir:

$$\sigma = \sigma'_z K_o \tag{23.3}$$

Sükûnetteki durumda oturma olmadığı sürece duvarın arkasında kesme kuvvetleri gelişmez. Su tablasının sığ olduğu durumdaki yanal zemin basınçları bu bölümde daha sonra ele alınacaktır.

Homojen bir zeminde K_o sabit olup, σ'_z de derinlikle birlikte doğrusal olarak artar. Bu nedenle, σ da teorik olarak derinlikle birlikte doğrusal artar ve Şekil 23.2'de görüldüğü gibi üçgen şeklinde bir basınç dağılımı oluşturur. O halde, sükûnetteki durum söz konusu olduğunda düşey duvarın birim uzunluğu boyunca etkiyen yatay kuvvet bu üçgenin alanına eşittir:



Şekil 23.2 Bir istinat duvarı üzerine sükûnet durumunda etkiyen basınç.

$$P_o/b = \frac{\gamma H^2 K_o}{2} \tag{23.4}$$

Burada:

P_o/b=zemin ile duvarın birim uzunluğu arasında etkiyen normal kuvvet
b=duvarın birim uzunlğu (genellikle 1 m veya 1 ft)
γ=zeminin birim ağırlığı
H=duvarın yüksekliği
K_o=sükûnetteki zemin yanal basınç katsayısıdır.

Örnek 23.1

8 ft uzunluğundaki bir bodrum duvarı mühendislik özellikleri $\phi'=35^o$, $\gamma=127$ lb/ft^3 ve OCR=2 olan bir zemini tutmaktadır. Zemin yüzeyi yatay ve duvarın üst seviyesi ile aynı kottadır. Su tablası duvarın tabanından çok aşağıda bulunmaktadır. Zeminin sükûnet durumunda bulunduğunu göz önüne alarak duvar ile zemin arasında etkiyen kuvveti hesaplayınız.

Çözüm

$$K_o=(1-\sin\phi')OCR^{\sin\phi'}$$

$$=(1-\sin 35^o)^{2\sin 35^o}$$

$$=0{,}635$$

$$P_o/b=\frac{\gamma H^2 K_o}{2}$$

$$=(127\ \text{lb/ft}^2)(8\ \text{ft})^2(0{,}635)/2$$

=2580 lb/ft Z **Cevap**

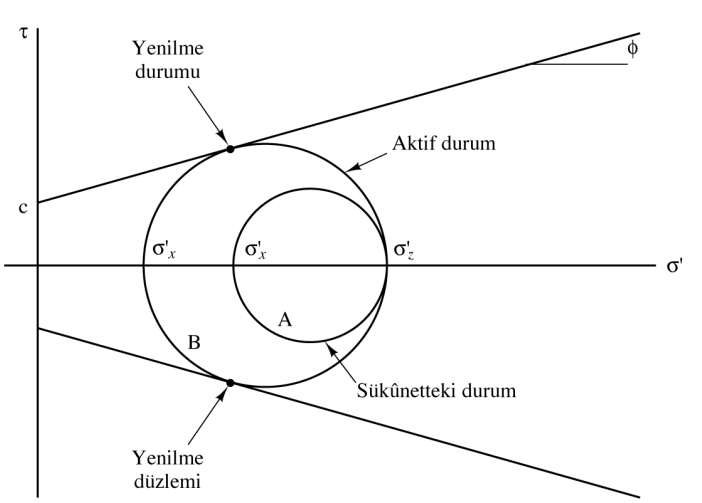
Teorik basınç dağılımı üçgen şeklinde olduğundan, bu bileşke kuvvet duvarın aşağısından itibaren üçte birlik yükseklik mesafesinde etkir.

Aktif Durum

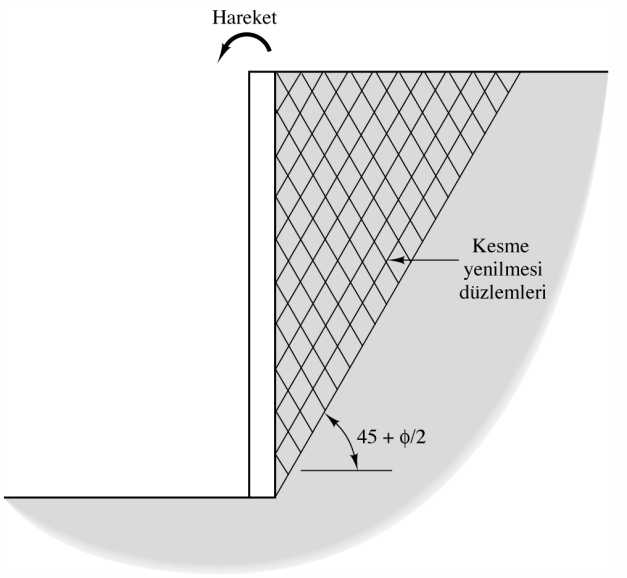
Sükûnetteki durum sadece duvarın hareket etmediği durumda söz konusudur. Bu durum her ne kadar tüm duvarların yerine getirmesi gerekli bir şart gibi görünse de, çok küçük hareketler bile yanal zemin basıncını değiştirmektedir.

Şekil 23.3'de A ile işaretlenen Mohr dairesinin Şekil 23.4'te görülen duvarın arkasındaki bir noktadaki gerilme durumunu temsil ettiğini ve bu zeminin de sükûnette olduğunu varsayınız. Eğimli çizgiler Mohr-Coulomb yenilme zarfını temsil etmektedir. Mohr dairesi yenilme zarfına dokunmadığından, kesme gerilmesi (τ) kesme dayanımından (s) küçüktür.

Şimdi, duvarın bir miktar dışarı doğru hareket ettiğini düşününüz. Bu hareket duvarın tabanına göre kayma (translasyonel) veya dönme (rotasyonel) olabilir. Yatay gerilmenin bir kısmını serbest bırakarak Mohr dairesinin sola doğru büyümesini sağlar. Bu daire yenilme dairesine dokununcaya (B dairesi) kadar işleme devam edilirse zeminde kesme yenilmesi gerçekleşir. Bu kesme yenilmesi Şekil 23.4'te görülen ve yatay ile $45+\phi/2$ derece açı yapan düzlem üzerinde gelişir. Bu süreci tamamlayan zeminin *aktif durumda* olduğu ifade edilir. c=0 olan bir zeminde K'nın değeri K_a sembolü ile ifade edilen *aktif zemin basınç katsayısıdır*.



Şekil 23.3 Sükûnetteki durumdan aktif duruma geçen bir zeminde gerilme şartlarında meydana gelen değişim.



Şekil 23.4 Bir istinat duvarının arkasındaki durum sükûnetteki durumdan aktif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kesme yenilmesi yüzeyleri.

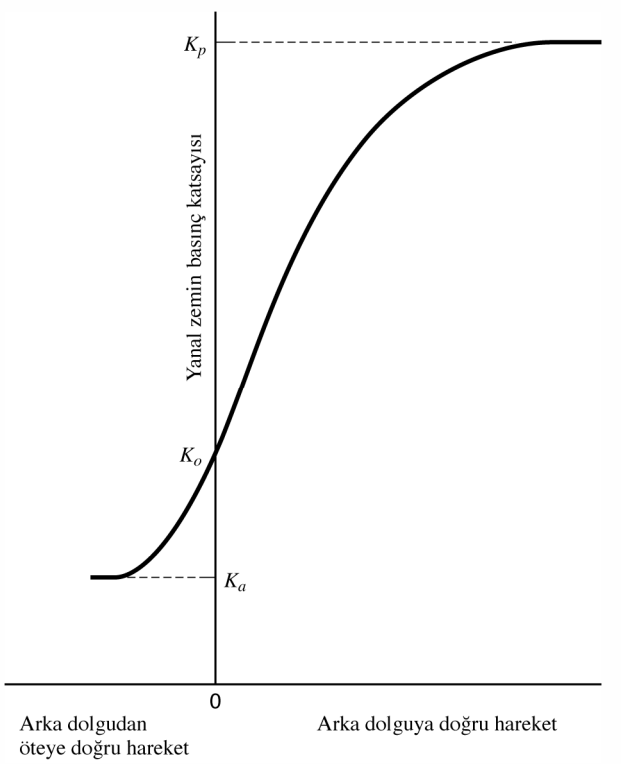
Zemin bir kere aktif duruma geldiği zaman, zemindeki yatay gerilme ve dolayısıyla duvar üzerine etkiyen basınç, Şekil 23.5'te görüldüğü gibi alt değerine düşer. Aktif duruma geçmek için gerekli hareketin miktarı Tablo 23.1'de görüldüğü gibi zemin türüne ve duvar yüksekliğine bağlıdır. Örnek olarak, gevşek kumlarda aktif duruma geçiş, duvarın arka dolgudan sadece 0,004*H* kadar (3 m yükseklikteki duvarda 12 mm) uzaklaştığı durumda

meydana gelir. Tepe kısımlarında kuşaklanmış bodrum duvarları bu kadar bile hareket edemez iken, bir konsol duvar (bu duvarda tepe kısmı bir yapıya bağlanmaz) dışarı doğru 12 mm kadar çok kolaylıkla hareket edebilir ve bu kadarlık bir hareket de çoğu zaman izin verilebilir sınırlar içerisinde kalır. O nedenle, bir bodrum duvarının sükûnetteki duruma göre tasarlanması gerekirken, serbest duruşlu bir konsol duvarının aktif basıncı kullanması gerekebilir. Aktif basınç daha küçük olduğundan, serbest duruşlu duvarların tasarımı daha ekonomik olacaktır.

Tablo 23.1 Aktif duruma erişmek için gerekli duvar hareketi (CGS, 1992'den).

Zemin türü	Aktif duruma erişmek için gerekli yatay hareket
Sıkı kum	0,001*H*
Gevşek kum	0,004*H*
Katı kil	0,010*H*
Yumuşak kil	0,020*H*

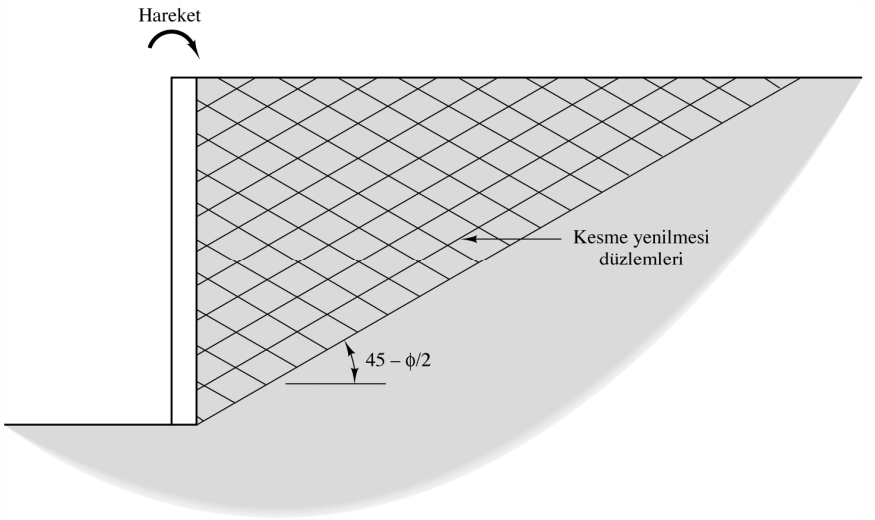
H=duvar yüksekliği



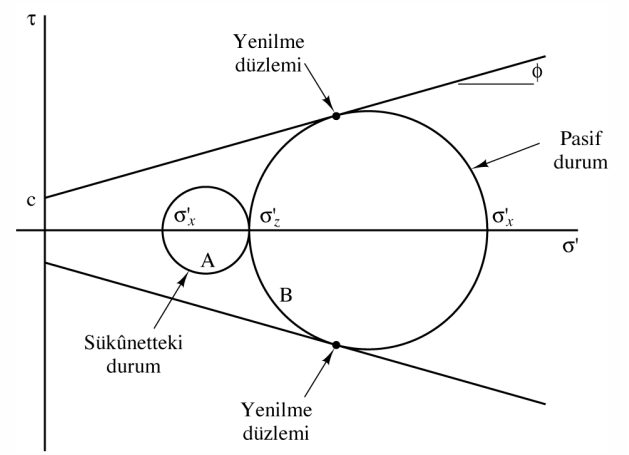
Şekil 23.5 Duvar hareketinin kumdaki yanal zemin basıncına etkisi.

Pasif Durum

Pasif durum aktif durumun karşıtıdır. Bu durumda duvar Şekil 23.6'da görüldüğü gibi dolgunun içine doğru hareket eder ve Mohr dairesi de Şekil 23.7'deki gibi değişir. Oluşan yatay birim deformasyonlara tepki olarak yatay gerilme değişirken, düşey gerilmenin değişmediğine dikkat ediniz.



Şekil 23.6 Bir istinat duvarının arkasındaki durum sükunetteki durumdan pasif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kesme yenilmesi yüzeyleri.

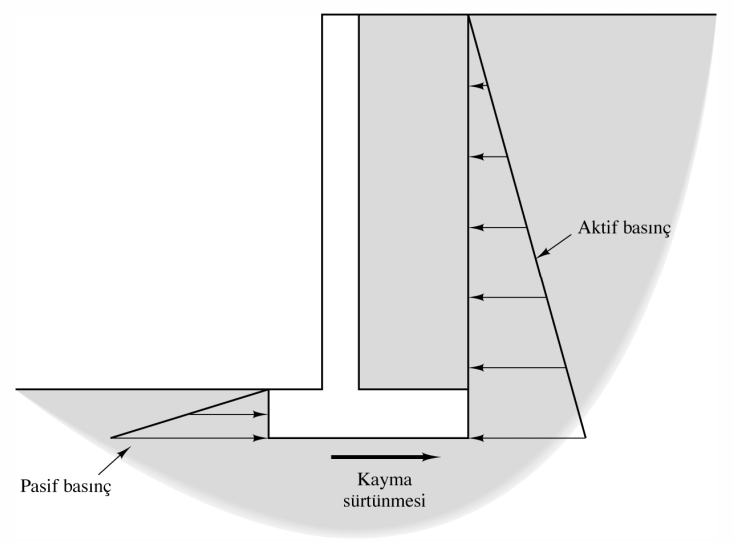


Şekil 23.7 Sükûnetteki durumdan pasif duruma geçen bir zemindeki gerilme şartlarında meydana gelen değişim.

Homojen bir zeminde pasif durumdaki kesme yenilmesi düzlemleri yatay ile 45–ϕ/2 derece açı yapar. Kohezyonsuz bir zemindeki pasif durumda *K*'nın değeri K_p sembolü ile

ifade edilir ve *pasif yanal zemin basınç katsayısı* olarak anılır. Bu değer *K*'nın üst sınırı olup, duvar üzerinde etkiyen basıncın en üst değerini teşkil eder.

Mühendisler, bir istinat duvarının temeli boyunca kaymaya karşı koyacak şekilde gelişen pasif basıncı (Şekil 23.8) sıkça kullanırlar. Bu durumda "duvar" temelin kenarıdır.



Şekil 23.8 Konsol istinat duvarı üzerine etkiyen aktif ve pasif basınçlar.

Pasif durumun oluşması için, aktif durum için gerekli olandan daha fazla hareket gerekir. Değişik zeminler için gerekli olan bu hareketin tipik değerleri Tablo 23.2'de verilmiştir.

Tablo 23.2 Pasif duruma erişmek için gerekli duvar hareketi (CGS, 1992'den).

Zemin türü	Pasif duruma erişmek için gerekli yatay hareket
Sıkı kum	0,020*H*
Gevşek kum	0,060*H*
Katı kil	0,020*H*
Yumuşak kil	0,040*H*

H=duvar yüksekliği

Aktif ve pasif durumlara tam anlamıyla erişmek için gerekli hareketler sırayla Tablo 23.1 ve 23.2'deki gibi olsa da, çok daha küçük hareketler bile yanal zemin basıncında önemli değişimlere neden olabilmektedir. İstinat duvarları üzerinde tam ölçekli deneyler yapan Terzaghi (1934b) şunları gözlemiştir:

> Sıkıştırılmış kum türü arka dolgularda duvarın önemsiz bir miktardaki (arka dolgunun derinliğinin binde birine eşit) hareketi yanal basınç katsayısını 0,2'ye düşürür veya 1,00'e kadar arttırır.

Bu etki diğer zeminlerde bu kadar çarpıcı değildir. Ancak, böyle zeminler üzerindeki en rijit ve en kıpırdamaz yapılar bile tamamıyla sükûnet durumundaki basınçlara maruz kalır.

23.2 KLASİK YANAL ZEMİN BASINÇ TEORİLERİ

Yanal zemin basınç problemlerinin çözümü, yapı tasarımındaki bilimsel yöntemlerin ilk uygulamaları arasında yer almıştır. Bu konudaki iki öncü, Fransız Charles Augustin Coulomb ile İskoç W. J. M. Rankine'dir. O zamandan beri zemin basınçları konusundaki birikimlerimize başka birçok araştırmacı önemli katkılar sağlamışsa da, bu iki adamın yaptığı katkılar temel mahiyetinde olup, bugünkü zemin basıncı hesaplamaları için halen dayanak teşkil etmektedirler. Şu an itibariyle elliden fazla zemin basınç teorisi mevcut olup, bunların hepsinin kökleri de Coulomb ve Rankine'in çalışmasına dayanmaktadır.

Coulomb, teorisini 1773 yılında geliştirmiş ve üç yıl sonra da yayınlamıştır (Coulomb, 1776). Rankine de teorisini Coulomb'dan seksen küsur yıl sonra geliştirmiştir (Rankine, 1857). Kronolojik sıralama böyle olsa da, Rankine'in teorisinin önce ele alınması kavramsal açıdan daha kolay olacaktır.

Sadelik açısından, bu teorileri sadece c=0 ve $\phi \geq 0$ olan zeminlere uygulayarak açıklamalarmızı yapacağız. Bu zeminler bazan *kohezyonsuz zeminler* olarak adlandırılır. Temel kavramları bir kere oturttuktan sonra, tartışmamızı kohezyonlu zeminleri de ($c \geq 0$, $\phi \geq 0$) içine alacak şekilde genişleteceğiz. Yanal zemin basınç teorileri ya efektif gerilme analizi (c', ϕ') veya toplam gerilme analizi (c, ϕ) ile birlikte kullanılır. Ancak, efektif gerilme analizleri daha uygun olup, bu bölümde de bu yöntem göz önünde bulundurulacaktır.

$c = 0$ ve $\phi \geq 0$ Olan Zeminler İçin Rankine Teorisi

Varsayımlar

Yanal zemin basıncı problemlerine Rankine teorisinin uygulanmasında aşağıdaki varsayımlar yapılmıştır:

1. Zemin homojen ve izotroptur; yani, c, ϕ ve γ zeminin içinde her yerde aynı değerdedir ve her noktada ve tüm yönlerde aynı değerlerdedir (meselâ, düşey düzlem üzerindeki dayanım yatay düzlemdeki ile aynıdır). Altbölüm 23.9'da bu açıklama her katmanın farklı c, ϕ ve γ değerlerine sahip olduğu katmanlı zeminlere genişletilmiştir.
2. En kritik kesme yüzeyi bir düzlemdir. Bu düzlem gerçekte yukarı doğru hafifçe içbükey olsa da, düzlem varsayımı (özellikle aktif durumda) gerçekçi bir yaklaşımdır ve analizi sadeleştirir.
3. Zemin yüzeyi düzdür (pratikte her zaman böyle olmayabilir).
4. Problem iki boyutta ele alınacak şekilde duvarın uzunluğu sonsuzdur. Geoteknik mühendisleri bu durumu *düzlemsel birim deformasyon* şartı olarak değerlendirir.
5. Duvar, aktif veya pasif basınç şartı geliştirecek kadar hareket eder.
6. Duvarın arkasında etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvvetin bileşkesi zemin yüzeyine paralel şekilde eğimlidir (Coulomb teorisi bir duvar üzerine etkiyen kesme kuvveleri için daha doğru bir model sağlar).

Aktif Durum

Bu varsayımlar kullanılarak, duvarın arkasındaki zemin kaması bir serbest cisim gibi ele alınabilir ve problem, Şekil 23.9a'da görüldüğü gibi statik ilkeler kullanılarak değerlendirilebilir. Bu yaklaşım, *sınır denge analizi* olarak bilinen ve yenilme kamasının tabanındaki zeminin kesme yenilmesine ramak kaldığı durumdaki şartları göz önüne alan, zemin şevlerinin duraylılık analizlerinde kullanılan yöntemlere benzer.

Kritik kesme yüzeyinin eğimini zemindeki zayıflık zonları veya tekdüzeliği bozan diğer şartlar kontrol eder. Ancak, zeminin homojen olması durumunda, bu yüzey Şekil 23.3'de görüldüğü gibi yatay ile $45+\phi/2$ açı yaptığı zaman P_a/b en büyük değerini alır. Bu nedenle, en kiritik açı budur.

Serbest cisim diyagramı P_a/b ve V_a/b için çözüldüğünde aşağıdaki denklemler elde edilir:

$$P_a/b = \frac{\gamma H^2 K_a \cos\beta}{2} \tag{23.5}$$

$$V_a/b = \frac{\gamma H^2 K_a \sin\beta}{2} \tag{23.6}$$

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \tag{23.7}$$

K_a'nın değeri genellikle 0,2 ile 0,9 arasındadır. (23.7) eşitliği sadece $\beta \leq \phi$ iken geçerlidir. β=0 olduğu zaman,

$$K_a = \tan^2(45^o - \phi/2) \tag{23.8}$$

şekline indirger.

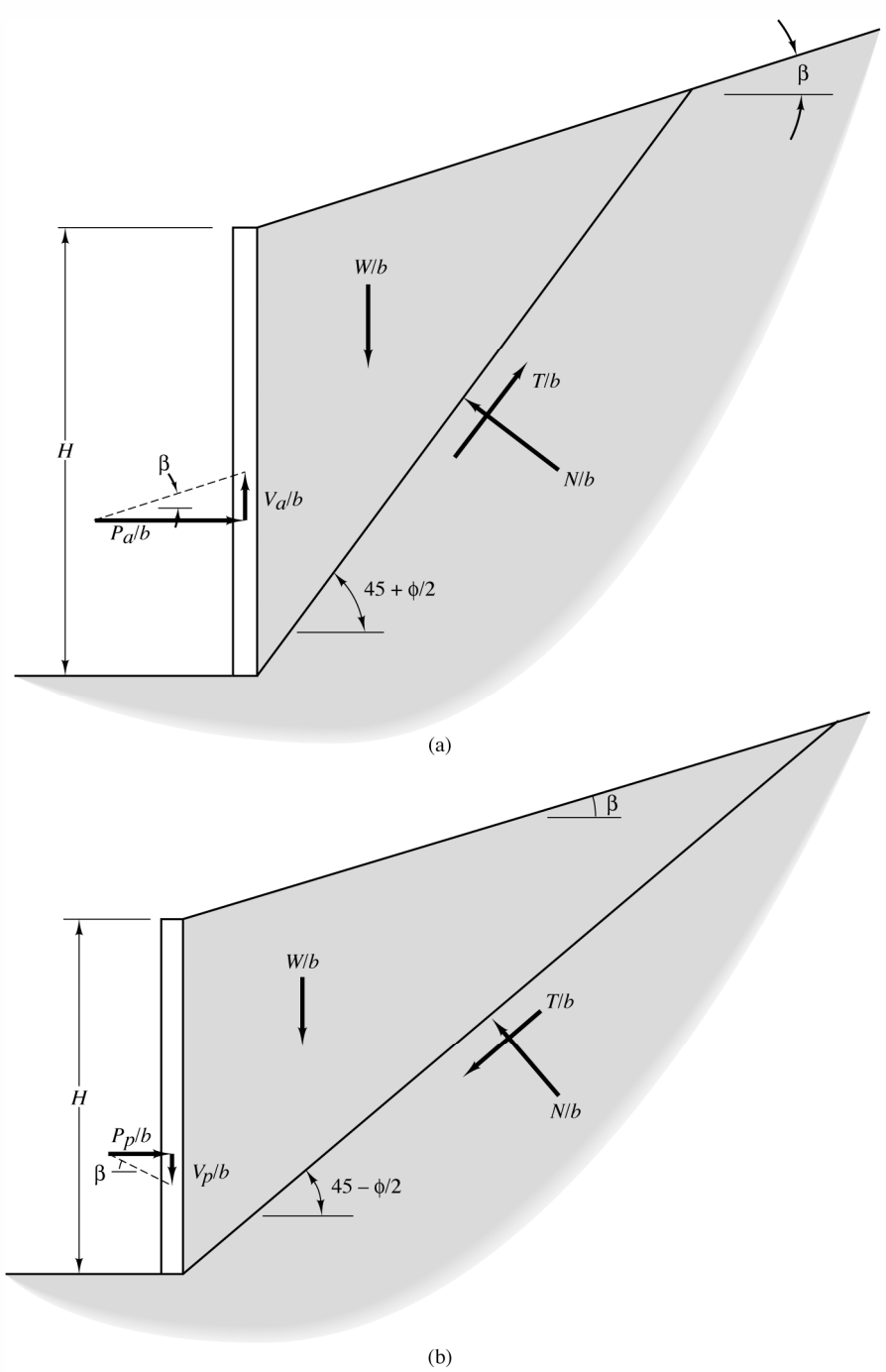
H'nın bir fonksiyonu olarak P_a/b'nin çözümü, teorik basınç dağılımının üçgen şeklinde olduğunu gösterir. Bu nedenle, duvar üzerine etkiyen teorik basınç (σ) ve kesme gerilmesi (τ) sırayla aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\sigma = \sigma'_z K_a \cos\beta \tag{23.9}$$

$$\tau = \sigma'_z K_a \sin\beta \tag{23.10}$$

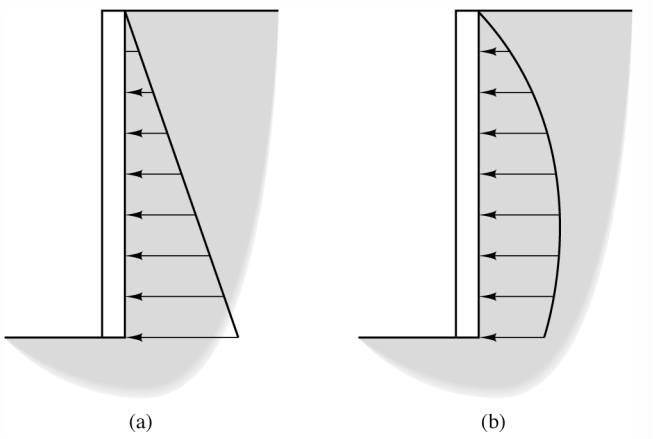
Burada:

σ=zeminden kaynaklanan ve istinat duvarı üzerine etkiyen zemin basıncı
τ=zeminden kaynaklanan ve istinat duvarı üzerine etkiyen kesme gerilmesi
P_a/b=zemin ile duvar arasında duvarın bir birim uzunluğuna karşılık gelen normal kuvvet
V_a/b= zemin ile duvar arasında duvarın bir birim uzunluğuna karşılık gelen kesme kuvveti
b=duvarın birim uzunluğu (genellikle 1 m veya 1 ft)
K_a=aktif yanal zemin basınç katsayısı
σ'_z=düşey efektif gerilme
β=duvarın yukarısındaki zemin yüzeyinin eğimi
H=duvarın yüksekliğidir.



Şekil 23.9 Bir istinat duvarı arkasındaki zeminin Rankine çözümüne göre serbest cisim diyagramı: (a) aktif durum ve (b) pasif durum.

Ancak, gerçek istinat duvarlarında yapılan gözlemler ve ölçümler, gerçek basınç dağılımının Şeki 23.10'da görüldüğü gibi üçgen şeklinde olmadığını ortaya koymuştur. Bu farkın nedeni, duvardaki sapmalar, kemerlenme ve diğer faktörlerdir. P_a/b ile V_a/b'nin büyüklükleri yaklaşık doğru olsa da, bileşke kuvvet teorik olarak hesaplandığı gibi tabandan 0,33H kadar yüksekte değil; yaklaşık olarak 0,40H yüksekte etkir (Duncan vd., 1990).



Şekil 23.10 İstinat yapısı arkasına etkiye zemin basınçlarının (a) teorik ve (b) gözlenen dağılımları arasında karşılaştırma.

Örnek 23.2

6 m yüksekliğindeki bir duvarın tuttuğu zeminin özellikleri $c'=0$, $\phi'=30^o$ ve $\gamma=19{,}2$ kN/m^3'tür. Duvarın arkasındaki zemin yüzeyinin eğimi 3 yataya 1 düşey (3:1) şeklindedir ve duvar, aktif durum gelişmeye yetecek kadar hareket etmiştir. Rankine teorisini kullanarak, bu duvarın arka yüzeyinde etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvvetini bulunuz.

Çözüm

$$\beta=\tan^{-1}(1/3)=18^o$$

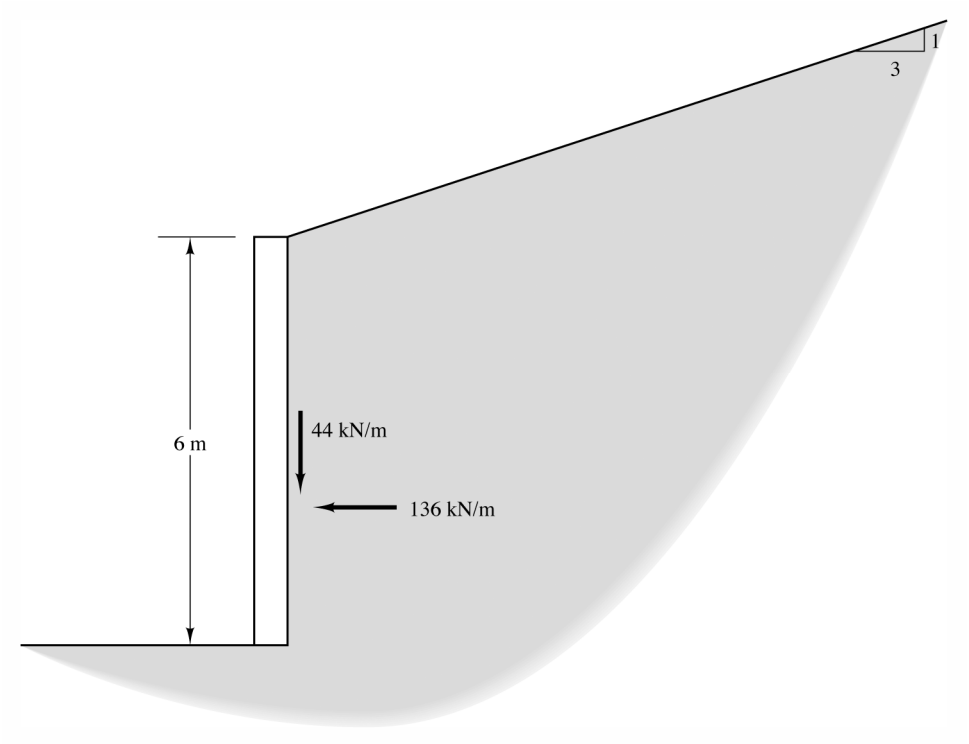
$$K_a=\frac{\cos\beta-\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}}{\cos\beta+\sqrt{\cos^2\beta-\cos^2\phi}}$$

$$=\frac{\cos 18^o-\sqrt{\cos^2 18^o-\cos^2 30^o}}{\cos 18^o+\sqrt{\cos^2 18^o-\cos^2 30^o}}=0{,}415$$

$$P_a/b=\frac{\gamma H^2 K_a\cos\beta}{2}=\frac{(19{,}2\ \text{kN/m}^2)(6\ \text{m})^2(0{,}415)\cos 18^o}{2}=\mathbf{136\ kN/m}\quad\Longleftarrow\textbf{Cevap}$$

$$V_a/b=\frac{\gamma H^2 K_a\sin\beta}{2}=\frac{(19{,}2\ \text{kN/m}^2)(6\ \text{m})^2(0{,}415)\sin 18^o}{2}=\mathbf{44\ kN/m}\quad\Longleftarrow\textbf{Cevap}$$

Sonuçlar Şekil 23.11'de verilmiştir.



Şekil 23.11 Örnek 23.2'nin sonuçları.

Pasif Durum

Rankine, kamanın tabanı boyunca etkiyen kesme kuvvetinin ters yönde olması şartı hariç, pasif durumu aktif duruma benzer şekilde analiz etmiştir (bu kuvvet daima kamanın hareketine karşı koyar). Buna göre, serbest cisim diyagramı Şekil 23.9'daki gibi olur. Yenilme kamasının aktif durumdakine göre daha az eğimli ve kritik açının da yataydan itibaren $45–\phi/2$ derece olduğuna dikkat ediniz.

Duvar üzerine etkiyen normal kuvvet (P_a/b) ve kesme kuvveti (V_a/b) aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$P_p/b = \frac{\gamma H^2 K_p \cos\beta}{2} \tag{23.11}$$

$$V_p/b = \frac{\gamma H^2 K_p \sin\beta}{2} \tag{23.12}$$

$$K_p = \frac{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}}{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\phi}} \tag{23.13}$$

(23.13) eşitliği sadece $\beta \leq \phi$ iken geçerlidir. β=0 olduğu zaman,

$$K_p=\tan^2(45^o+\phi/2) \qquad (23.14)$$

şekline indirger. Duvar üzerine etkiyen teorik basınç (σ) ve kesme gerilmesi (τ) sırayla aşağıdaki gibi ifade edilir:

$$\sigma=\sigma'_z K_p \cos\beta \qquad (23.15)$$

$$\tau=\sigma'_z K_p \sin\beta \qquad (23.16)$$

Örnek 23.3

Plan boyutları 150 ft x 150 ft olan altı katlı bir binanın bodrum derinliği 12 ft'dir. Yapı mühendisi binaya yanal rüzgar yüklerinden gelen yükü zemin aracılığıyla bodrum duvarlarına aktarmak istemektedir. Bodrum duvarı üzerine etkiyen maksimum yatay kuvvet zeminin pasif basıncı kadardır. Rankine teorisini kullanarak, pasif durumun tam anlamıyla geliştiğini de varsayarak, bodrum duvarlarından biri ile bu duvara bitişik zemin arasındaki maksimum kuvveti hesaplayınız. Sonra da, emniyet faktörünü 3 alarak bunu izin verilebilir kuvvete dönüştürünüz. Zeminin özellikleri c'=0, ϕ'=30^o ve γ=119 lb/ft^3 olup, binayı çevreleyen zeminin üst yüzeyi düzdür.

Çözüm

$$K_p=\tan^2(45^o+\phi'/2)=\tan^2(45^o+30^o/2)=3{,}00$$

$$P_p=\frac{(25.700\ \text{lb/ft})(150\ \text{ft})}{1000\ \text{lb/k}}=3860\ \text{k}$$

$$P_p/b=\frac{\gamma H^2 K_p\cos\beta}{2}$$

$$=\frac{(119\ \text{lb/ft}^3)(12\ \text{ft})^2(3{,}00)\cos 0}{2}=25.700\ \text{lb/ft}$$

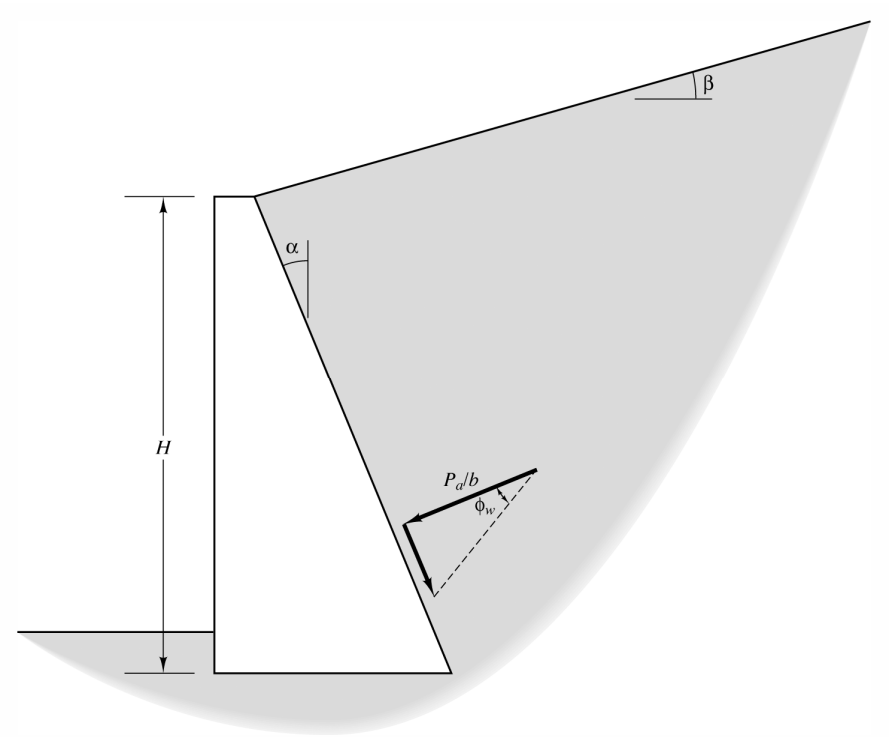
İzin verilebilir pasif kuvvet:

$$(P_p)_a=P_p/\text{F}=(3860\ \text{k})/3=\mathbf{1290\ k} \qquad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

Not: Bu problem için gerçek tasarım hesaplamaları, karşı duvar üzerine etkiyen akif basıncın, bodrum tabanı boyunca sürtünme, temellerdeki yanal direnç ve diğer faktörlerin de göz önüne alınması gerektiğinden dolayı daha karmaşıktır. Ayrıca, pasif direncin tam olarak gelişmesi için gerekli yatay yerdeğiştirme aşırı olabilir. Bu nedenle, tasarım değerinin bunlara göre azaltılması gerekebilir. Son olarak, bu dirençten faydalanmak için, duvarın aktif veya sükûnet durumundakinden daha büyük olan bu büyük yükü karşılayabilecek bir yapısal tasarımda olması gerekir.

c = 0 ve $\phi \geq 0$ Olan Zeminler İçin Coulomb Teorisi

Coulomb teorisi ile Rankine teorisi arasındaki fark, duvar üzerine etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvveti bileşkesinin duvarın normali ile ϕ_w kadar açı yapmasıdır. Duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı olan ϕ_w açısı Şekil 23.13'de görüldüğü gibidir. Daha gerçekçi olan bu model, aktif zemin basıncı için daha doğru değerler verir.



Şekil 23.12 Coulomb'un aktif zemin basınç denklemi için parametreler. Ters yönde eğimli duvarların eğimi negatif α'dır. V_a/b normalde gösterilen yönde etkir ve böylece de pozitif ϕ_w üretir.

Coulomb'un biraz karmaşık formda verdiği bu zemin basınç formülünü diğer araştırmacılar daha uygun bir şekilde aşağıdaki gibi yeniden ele almışlardır (Müller, Breslau, 1906; Tschebotarioff, 1951):

$$P_a/b = \frac{\gamma H^2 K_a \cos\phi_w}{2} \tag{23.17}$$

$$V_a/b = \frac{\gamma H^2 K_a \sin\phi_w}{2} \tag{23.18}$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha \cos(\phi_w + \alpha)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \phi_w)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi_w + \alpha)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2} \tag{23.19}$$

Burada:

σ=zeminden kaynaklanan ve istinat duvarı üzerine etkiyen zemin basıncı

τ=zeminden kaynaklanan ve istinat duvarı üzerine etkiyen kesme gerilmesi

P_a/b=zemin ile duvar arasında duvarın bir birim uzunluğuna karşılık gelen normal kuvvet

V_a/b= zemin ile duvar arasında duvarın bir birim uzunluğuna karşılık gelen kesme kuvveti

b=duvarın birim uzunluğu (genellikle 1 m veya 1 ft)

K_a=aktif yanal zemin basınç katsayısı

σ'_z=düşey efektif gerilme

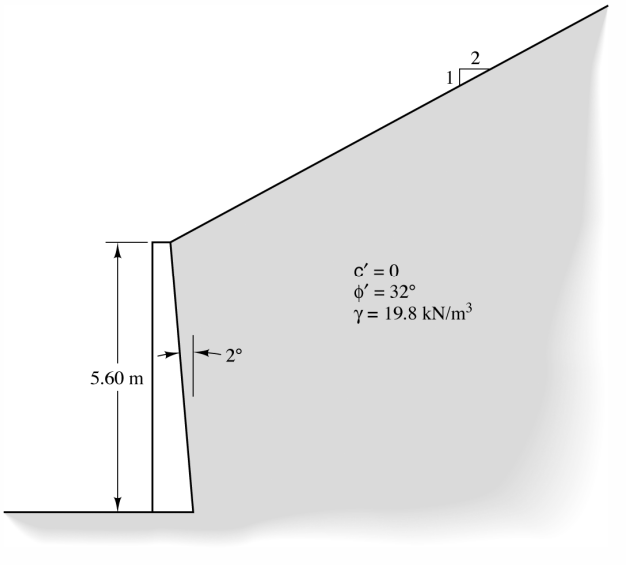
α=duvarın düşey ile yaptığı açı

β=duvarın yukarısındaki zemin yüzeyinin eğimi

ϕ_w=duvar-zemin arayüzeyinin sürtünme açısıdır.

Örnek 23.4

Coulomb yöntemini kullanarak, Şekil 23.13'te gösterilen donatılı beton istinat duvarı üzerine etkiyen aktif basıncı hesaplayınız.



Şekil 23.13 Örnek 23.4 için istinat duvarı.

Çözüm

$$\beta=\tan^{-1}(1/2)=27^o$$

$$\phi_w=0{,}67\phi'=0{,}67(32^o)=21^o$$

$$K_a=\frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\phi_w+\alpha)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\phi_w)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\phi_w+\alpha)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(32^o - 2^o)}{\cos^2 2^o \cos(21^o + 2^o)\left[1 + \sqrt{\frac{\sin(32^o + 21^o)\sin(32^o - 27^o)}{\cos(21^o + 2^o)\cos(2^o - 27^o)}}\right]^2}$$

=0,491

$$P_a/b = \frac{\gamma H^2 K_a \cos\phi_w}{2}$$

$$= \frac{(19{,}8\text{kN/m}^2)(5{,}60\text{m})^2(0{,}491)\cos 21^o}{2}$$

=142 kN/m ⟸ **Cevap**

$$V_a/b = \frac{\gamma H^2 K_a \sin\phi_w}{2}$$

$$= \frac{(19{,}8\text{kN/m}^2)(5{,}60\text{m})^2(0{,}491)\sin 21^o}{2}$$

=55 kN/m ⟸ **Cevap**

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

23.1 Aktif, sükûnetteki ve pasif durumda zemin basınç şartları arasındaki farkı açıklayınız.

23.2 Rijit bir bodrum duvarını tasarlamada üç zemin basıncı durumundan hangisi kullanılmalıdır? Neden?

23.3 2,5 m yüksekliğindeki yığma duvarlardan oluşan bir bodrum inşa edilecektir. Bu duvarların arkası c'=0, ϕ'=35^o ve γ=19,7 kN/m^3 olan siltli kum ile doldurulacaktır. Sükûnetteki durum varsayımı ile birikte aşırı konsolidasyon oranını 2 alarak, bu duvarın her bir metresi üzerine gelen normal kuvveti hesaplayınız. Ayrıca, duvarın dibinde etkiyen yanal zemin basıncını gösteren bir basınç diyagramı çiziniz.

23.4 Arka yüzeyi düşey olan, 10 ft yüksekliğindeki bir beton duvarın arkası c'=0, ϕ'=32^o ve γ=122 lb/ft^3 olan bir siltli kum ile doldurulacaktır. Duvarın arkasındaki zemin yüzeyi düz olacaktır. Rankine yöntemini kullanarak, duvarın arkasında 1 ft'lik genişliğe etkiyen normal kuvveti bulunuz. Duvarın, zemin içinde aktif durum oluşturmaya yetecek kadar hareket ettiğini varsayınız.

23.5 Problem 23.4'te tanımlanan duvarın temeli yüzeyden 2 ft derine kadar inmektedir. Duvar, zeminde aktif durum oluşturmak üzere arka dolgudan hafifçe uzaklaşacak şekilde hareket ederken, temel de duvarın altındaki zemin içine doğru hareket etmekte ve Şekil 23.9'da görüldüğü gibi bir pasif durum oluşturmaktadır. Temelin önünde etkiyen nihai pasif basıncı hesaplayınız.

23.6 Arka yüzeyi düşey olan, 12 ft yüksekliğindeki bir beton duvarın arkası c'=0, ϕ'=36^o ve γ=126 lb/ft^3 olan temiz kum ile doldurulacaktır. Duvarın arkasındaki zeminin eğimi 2 yataya 1 düşey olacaktır. Rankine yöntemini kullanarak, duvarın arkasında 1 ft'lik genişliğe etkiyen normal

kuvveti ve kesme kuvvetini bulunuz. Duvarın, zemin içinde aktif durum oluşturmaya yetecek kadar hareket ettiğini varsayınız.

23.7 Problem 23.6'yı Coulomb yöntemini kullanarak çözünüz.

23.3 $c \geq 0$ ve $\phi \geq 0$ Olan Zeminlerdeki Yanal Zemin Basınçları

Rankine, kohezyonlu ($c \geq 0$ ve $\phi \geq 0$) zeminlerdeki yanal zemin basınçlarını; Coulomb da pasif basınçları dikkate almamıştır. Ancak, daha sonra gelen araştırmacılar kohezyonlu zeminler için eksiksiz formüller geliştirmişlerdir. Bunlardan biri Bell'dir (1915).

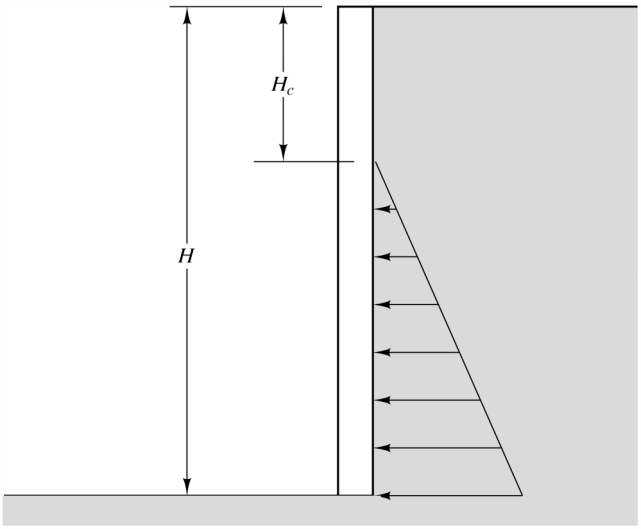
Teorik Davranış

Kohezyonlu zeminler *kritik yükseklikten* (H_c) daha büyük yüksekliklere düşey anlamda karşı duramazlar:

$$H_c = \frac{2c}{\gamma\sqrt{K_a}} \tag{23.20}$$

Başka bir deyişle, $H<H_c$ olması durumunda zemin, bir duvar olmaksızın düşey olarak kendini tutamaz. Bir duvar inşa etmeden önce H_c'ye pratikte (bekli de 1,5 ile 2 arasında) bir emniyet faktörü uygulanır. Mühendis ayrıca yüzey erozyon potansiyelini ve diğer yenilme modlarını göz önüne almak isteyebilir.

$H>H_c$ olması durumunda teorik basınç dağılımı Şekil 23.14'teki gibi olur.



Şekil 23.14 Kohezyonlu zeminlerde ($c\geq0$, $\phi\geq$) teorik aktif basınç dağılımı.

Bu durumda (23.5) ve (23.6) eşitlikleri aşağıdaki şekle dönüşürler:

$$P_a/b = \left(\frac{\gamma H^2 K_a}{2} - 2cH\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma}\right)\cos\beta \geq 0 \tag{23.21}$$

$$V_a/b = \left(\frac{\gamma H^2 K_a}{2} - 2cH\sqrt{K_a} + \frac{2c^2}{\gamma} \right) \sin\beta \geq 0 \qquad (23.22)$$

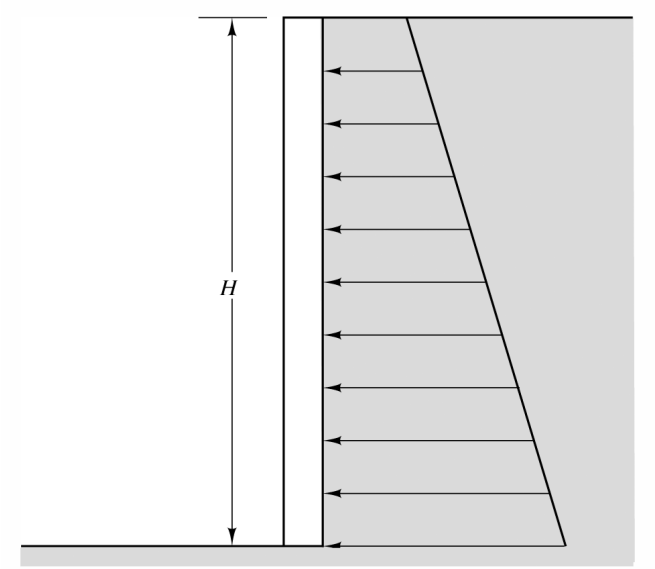
Bu formüller çoğu zaman $2c^2/\gamma$ terimini içermeyen yanlış formlarda ifade edilirler. H_c'den daha sığ derinliklerde duvar ile zemin arasındaki çekme kuvvetlerinin eksikliğini hesaba katmak için bu terimin bulunması şarttır.

Kohezyonlu zeminlerde pasif durum çin Rankine denklemleri aşağıdaki gibidir:

$$P_p/b = \left(\frac{\gamma H^2 K_p}{2} + 2cH\sqrt{K_p} \right) \cos\beta \qquad (23.23)$$

$$V_p/b = \left(\frac{\gamma H^2 K_p}{2} + 2cH\sqrt{K_p} \right) \sin\beta \qquad (23.24)$$

Pasif basınç dağılımının teorik durumu Şekil 23.15'te görülmektedir.



Şekil 23.15 Kohezyonlu zeminlerde ($c \geq 0$, $\phi \geq$) teorik pasif basınç dağılımı.

Gerçek Davranış

Teorik davranış, kalsiyum karbonat veya demir oksit gibi çimentolayıcı etmenlerden dolayı kohezyon dayanımı kazanan kumlu zeminler için yaklaşık olarak doğru olabilir. Ancak, killerdeki yanal zemin basınçları için iyi bir belirteç değildir ve muhafazakâr olmayan tasarımlara neden olabilir. Aradaki bu farkın nedeni, zemin basınç teorilerinin kil davranışının aşağıda belirtilen yönlerini göz önüne almamasıdır.

Krip

Killi bir zemindeki kesme gerilmeleri kilin kesme dayanımının önemli bir yüzdesini oluşturduğu zaman, *krip* adı verilen davranış biçimi ortaya çıkar. Zemin yavaşça makaslanır ve kesme gerilmeleri yeteri kadar küçük olmadığı sürece tam denge durumuna hiçbir şekilde erişemez. Bir istinat duvarı arkasında bu durum meydana geldiği zaman, yenilme kaması yavaşça duvara doğru hareket eder. Bu durumda, uzun süreler içinde (yüksek kesme gerilmeleri gerektiren) aktif durumun sağlanması mümkün değildir. Bu nedenle, arka dolgusu kil olan konsol duvarları aktif basınçtan daha büyük bir değer kullanarak tasarlayınız.

Şişebilirlik

Potansiyel olarak daha önemli bir problem de, killi zeminlerin şişebilir olmasıdır (bkz. Bölüm 19). Şişen bir arka dolgunun duvar üzerine uyguladığı yükler, hesaplanan aktif ve sükûnet durumu basınçlarından çok daha büyüktür. Şişebilen zeminlerden kaynaklanan yanal basınçların gerçek büyüklüğünü hesaplamak zordur fakat, pasif basınç üst sınır değerindedir.

Şişebilir zeminlerdeki şişme ve büzülme devirleri bu durumu daha da kötüleştirir ve aşağıdaki senaryolara neden olur:

1. Zemin şişer ve istinat duvarı dışarı doğru hareket eder.
2. Zemin büzülür ve hafifçe yamaç aşağı yönde hareket eder; böylece, duvar ile yakın bir temas içinde bulunur. Çatlaklar gelişir.
3. Gevşek malzeme çatlaklar içine dökülür ve bunların kapanmasını önler.
4. Zemin tekrar şişer ve duvarı dışarı doğru daha fazla iter.

Bu süreç belirsiz şekilde devam edebilir ve duvarı bir şişme döngüsünün iteceğinden daha fazla miktarda dışarı doğru iter.

SC gibi az kohezyonlu bir zemin muhtemelen ciddî problemlere neden olmaz fakat, CH gibi ileri derecede kohezyonlu zeminler büyük hareketlere, hatta yenilmeye neden olabilir.

Kötü Drenaj

Killerin hidrolik iletkenliği çok düşük olup, bu durum drenaj için bir engeldir. Bu nedenle, duvarın arkasında yeraltı suyu hapsedilebilir ve sonuçta hidrostatik basınçlar oluşur.

Tasarım Önerileri

İklimsel değişimlerin büyük olduğu bölgeler başta olmak üzere, duvar arka dolguları için en iyi yol, kil kullanımından kaçınmaktır. Arka dolgu malzemesi çoğu zaman sahadaki veya saha dışındaki diğer zeminlerden sağlanır. Ancak, kil kullanımı söz konusu olduğunda, tasarım kilin varlığını dikkate alacak şekilde yapılmalıdır. Jennings (1973) böyle duvarların tasarımında Güney Afrika'daki uygulamaları tanımlamıştır. Bu tasarımlar, K_o değeri 0,8 ile 1,0 arasında ve duvar da olabildiğince esnek olacak şekilde yapılmıştır. Terzaghi ve Peck, arka dolgusu kil olan duvarlarda yanal zemin basınçları için Altbölüm 23.5'te tanımlanan tasarım değerlerini vermiştir.

23.4 EŞDEĞER SIVI YÖNTEMİ

Daha önce açıklandığı gibi, arka dolgusu kohezyonsuz zeminlerden oluşan duvar üzerine etkiyen yanal zemin basıncının teorik dağılımı üçgen şekillidir. Bu durum, arka dolgunun zemin yerine sıvı olduğu durumdaki basınç dağılımının aynısıdır. Dahası, bu sıvının birim ağırlığının belirli bir değerde olması durumunda, yanal basıncın büyüklüğü de zemin durumundakine eşit olur. Yanal zemin basınçlarının tasarım amacı ile ifade edildiği durumlarda mühendisler bu benzerliği sıkça kullanırlar. *K* değerleri verme yerine, yanal zemin basıncını *eşdeğer sıvı yoğunluğu* (G_h) kavramı ile tanımlayabiliriz. Bu değer, duvar üzerinde zemin ile aynı yatay basınçları uygulayan sanal bir sıvının birim ağırlığıdır. Yanal zemin basıncının düşey bileşeni de benzer bir değer olan G_v ile ifade edilebilir. O halde, duvar üzerine etkiyen normal gerilme ve kesme gerilmesi şu şekilde ifade edilebilir:

$$P_a/b = \frac{G_h H^2}{2} \tag{23.25}$$

$$V_a/b = \frac{G_v H^2}{2} \tag{23.26}$$

Burada:

P_a/b=zemin ile duvar arasında duvarın bir birim uzunluğuna karşılık gelen normal kuvvet

V_a/b= zemin ile duvar arasında duvarın bir birim uzunluğuna karşılık gelen kesme kuvveti

b=duvarın birim uzunluğu (genellikle 1 m veya 1 ft)

G_h, G_v=yatay ve düşey eşdeğer sıvı yoğunlukları

H=duvarın yüksekliğidir.

(23.25) ve (23.26) denklemlerini (23.5) ve (23.6) denklemlerine eşitleyerek, c=0 olan zeminlerde G_h ve G_v için Rankine denklemlerinden aşağıdaki eşitlikler üretilir:

$$G_h = \gamma K_a \cos\beta \tag{23.27}$$

$$G_v = \gamma K_a \sin\beta \tag{23.28}$$

Burada:

γ=zeminin birim ağırlığı

K_a=aktif zemin basıncı için Rankine katsayısı [(23.7) veya (23.8) eşitlikleri]

β=duvarın üst kısmındaki zemin yüzeyinin eğimidir.

Zemin basınçlarının Coulomb yöntemi ile hesaplanması durumunda c=0 zeminler için G_h ve G_v aşağıdaki gibi olur.

$$G_h = \gamma K_a \cos\phi_w \tag{23.29}$$

$$G_v = \gamma K_a \sin\phi_w \tag{23.30}$$

Burada:

γ=zeminin birim ağırlığı

K_a=aktif zemin basıncı için Coulomb katsayısı [(23.19) eşitliği]

ϕ_w=duvar-zemin arayüzeyinin sürtünme açısıdır.

Eşdeğer sıvı yöntemi sükûnetteki zemin basınçlarını ifade etmede de kullanılabilir. Şöyle ki:

$$G_h=\gamma K_o \tag{23.31}$$

$$G_v=0 \tag{23.32}$$

Burada:

γ=zeminin birim ağırlığı

K_o=sükûnetteki yanal zemin basınç katsayısıdır [(23.2) eşitliği].

Geoteknik mühendisleri eşdeğer sıvı yoğunluğuna göre tasarım değerleri elde eder ve bunları inşaat veya yapı mühendisine sunarlar. Onlar da duvarı akışkan statiğine göre tasarlarlar. Karışıklığı ve hata yapma potansiyelini azaltmasından dolayı bu yöntem oldukça popülerdir. Mühendislerin tümü akışkan statiğini bilir (ya da en azından bilmelidir!). O nedenle, bu parametrelerin kullanımı kolaydır.

Örnek 23.5

2 ft derinliğindeki bir temel üzerine oturan 12 ft yüksekliğinde bir konsol duvar c'=0, ϕ'=35° ve γ=124 lb/ft³ olan bir kumlu zemini tutacaktır. Duvarın üstündeki zeminin eğimi 2:1 (β=27°) olup, sürşarj yükü yoktur. G_h ve G_v'nin tasarım değerlerini hesaplayınız ve sonra da bunları duvarın ve sömelin arkasına etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvvetinin hesaplanmasında kullanınız.

Çözüm

Coulomb yöntemini kullanınız:

$$\phi_w=0{,}67(35^o)=23^o$$

$$K_a=\frac{\cos^2(\phi-\alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\phi_w+\alpha)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(\phi+\phi_w)\sin(\phi-\beta)}{\cos(\phi_w+\alpha)\cos(\alpha-\beta)}}\right]^2}$$

$$=\frac{\cos^2(35-0)}{\cos^2 0\cos(23+0)\left[1+\sqrt{\dfrac{\sin(35+23)\sin(35-27)}{\cos(23+0)\cos(0-27)}}\right]^2}$$

$$=0{,}383$$

$G_h=\gamma K_a\cos\phi_w=(124)(0{,}383)\cos 23=44$ lb/ft³ ⇐ **Cevap**

$G_v=\gamma K_a\sin\phi_w=(124)(0{,}383)\sin 23=19$ lb/ft³ ⇐ **Cevap**

$$P_a/b=\frac{G_h H^2}{2}$$

$$= \frac{(44\,\text{lb/ft}^3)(14\,\text{ft}^2)}{2}$$

=4310 lb/ft $\Leftarrow$ **Cevap**

$$V_a/b = \frac{G_v H^2}{2}$$

$$= \frac{(19\,\text{lb/ft}^3)(14\,\text{ft})^2}{2}$$

=1860 lb/ft $\Leftarrow$ **Cevap**

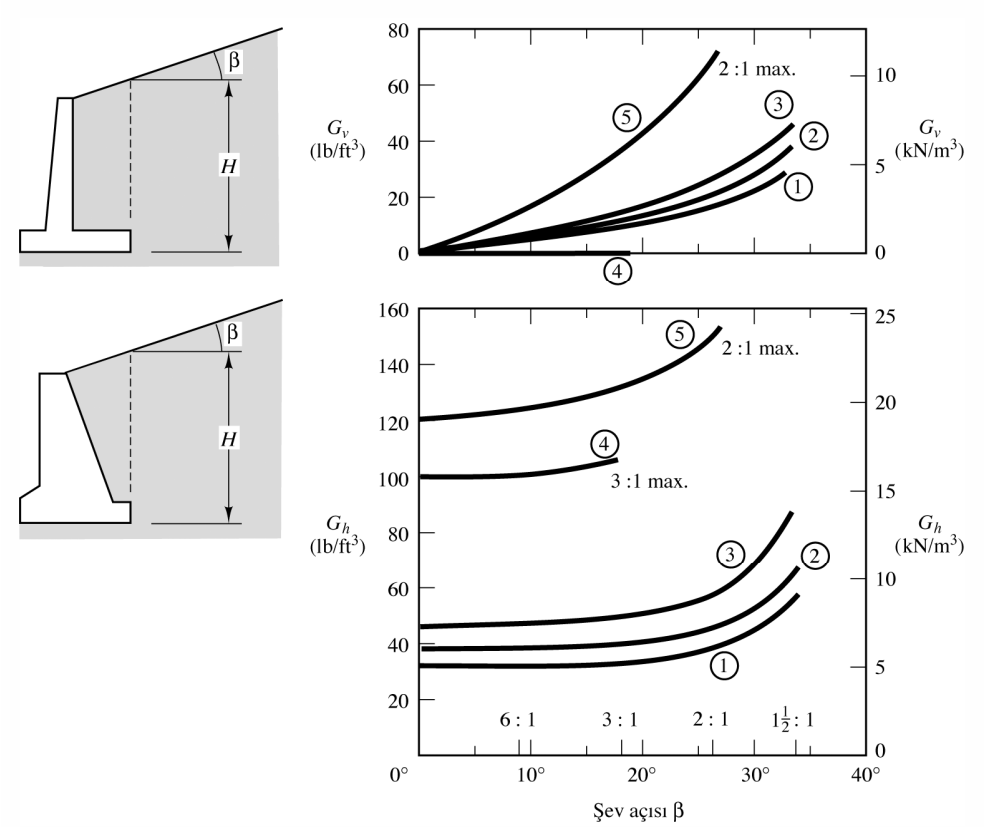
23.5 VARSAYIMSAL YANAL ZEMİN BASINÇLARI

Bu bölümde buraya kadar yapılan tartışmalarda ele alındığı gibi, yanal zemin basınçlarının hesaplanması için, kayma dayanımı parametreleri olan *c* ve ϕ'nin değerlendirilmesi gerekir. Büyük duvarlar için bunların elde edilme maliyetinin (yani, zemin incelemesi, deneyler ve analizler) haklı dayanağı vardır. Ancak, küçük duvarlar için bu maliyetleri ortadan kaldırmak ve bunun yerine daha muhafazakâr zemin basınçları varsaymak daha ekonomik bir yol olabilir. *Varsayımsal yanal zemin basınçları* Altbölüm 8.3'te tartışılan ve hafif yapıların tekil temellerini tasarlamada sıkça kullanılan izin verilebilir temas basınçlarına benzer. Varsayımsal zemin basınç değerleri, klasik yanal zemin basınçları kohezyonlu zeminlerde kullanışlı olmadığından, arka dolgusu kil olan duvarlarda da kullanılır.

Terzaghi ve Peck (1967) zemin sınıflamalarına ve gerçek duvarların gözlenen performanslarına dayalı olarak varsayımsal zemin basınçları geliştirmişlerdir. Bu yöntem zemini Tablo 23.3'te görüldüğü gibi beş gruba ayırır. Duvar üzerine etkiyen normal kuvvet ve kesme kuvveti daha sonra (23.25) ve (23.26) eşitlikleri ile birlikte Şekil 23.16 ve 23.17'den hesaplanır.

Tablo 23.3 Terzaghi ve Peck yöntemi için zemin tiplerinin sınıflandırılması (Terzaghi ve Peck, 1967'den).

Zemin tipi	Tanımlama
1	İnce zemin partiküllerinin olmadığı iri taneli zemin, çok geçirgen (örnek; temiz kum ve çakıl)
2	İnce zemin partiküllerinin bulunduğu, az geçirgen iri taneli zemin
3	Taş içeren rezidüel zeminler, siltli ince kum ve belirgin miktarda kil içeren granüle malzemeler
4	Çok yumuşak kil, organik silt veya siltli killer
5	Kütleler (chunks) halinde çökelmiş ve su baskını ya da sağanak yağışlar sırasında bu kütleler arasına ihmal edilebilir derecede az su girecek şekilde korunmuş, orta veya katı kil. Bu şartın sağlanamaması durumunda kil, arka dolgu malzemesi olarak kullanılmamalıdır. Kilde katılığın artmasıyla birlikte su süzülmesinin çabucak artmasından dolayı duvar için tehlike söz konusudur.



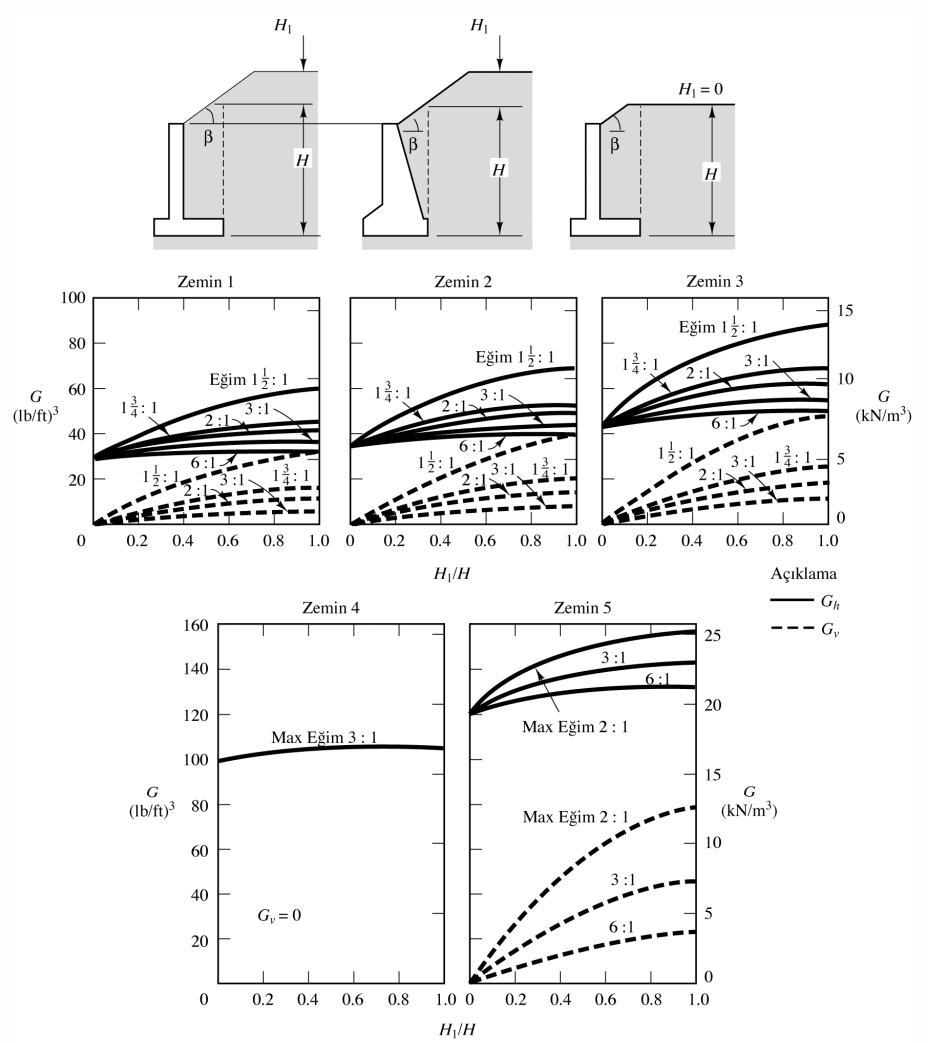
Şekil 23.16 Düzlemsel bir yer yüzeyi altındaki istinat duvarına etkiyen yükleri bulmada kullanılan diyagramlar (Terzaghi ve Peck, 1967'den).

Alternatif olarak, Tablo 23.4'te arka dolgusu esasen düz yüzeyli olan (yani, duvarın yukarısındaki zemin yüzeyi eğiminin %5'den az olan) istinat duvarları için varsayımsal yanal zemin basınçları verilmiştir. Bu değerler eşdeğer sıvı yoğunluğu (G_h) cinsinden ifade edilirler. G_v'nin tasarım değeri tüm durumlar için sıfır alınmalıdır. Konsol duvarlar için aktif değerler ve kuşaklı duvarlar için de sükûnet değerleri kullanılabilir. Bodrum duvarları kuşaklı duvarlar olarak değerlendirilmelidir. Ancak, bu tablo 2,5 m'den daha yüksek duvarlar için kullanılmamalıdır.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

23.8 4 m yüksekliğindeki konsol duvarın arkası kil ile doldurulacaktır. Arkasındaki zeminin aktif duruma gelebilmesi için bu duvarın ne kadar hareket etmesi gerekir? Tasarım için aktif durumun kullanılması uygun mudur? Açıklayınız.

23.9 3 m yüksekliğindeki konsol duvarın arka yüzeyi düşey olup, G_h=6,0 kN/m^3 ve G_v=0 olan bir zemini tutacaktır. Bu duvarın arka yüzeyinde bir metre genişlik başına etkiyen yanal kuvveti hesaplayınız.



Şekil 23.17 Zemin yüzeyi altında eğimli, sonra düzleşen istinat duvarı üzerine etkiyen yükleri hesaplamada kullanılan diyagramlar. Zemin tipi 5 için *H* değerini gerçek yükseklikten 4 ft (1 m) düşük alınız.

23.10 13 ft yüksekliğindeki bir konsol istinat duvarı siltli kum (SM) şeklindeki bir zemini tutacaktır. Duvarın arkasındaki zeminin üst yüzeyi düz olacaktır. Terzaghi ve Peck abaklarını kullanarak G_h ve G_v'yi bulunuz ve bu değerleri kullanarak, bu duvarın arkasına etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvvetini hesaplayınız.

23.11 Tablo 23.4'te verilen varsayımsal yanal zemin basınçlarını kullanarak Problem 23.10'u tekrar çözünüz.

23.12 4,0 m yüksekliğindeki bir konsol duvarın arkası c'=100 lb/ft^2, ϕ'=30^o ve γ=120 lb/ft^3 olan killi kum ile doldurulacaktır. Coulomb denklemlerini kullanarak G_h ve G_v'yi bulunuz ve bu değerleri kullanarak, bu duvarın arkasına etkiyen normal kuvvet ile kesme zemin basınçlarını hesaplayınız. Bu durumda muhtemelen en iyi yol, arka dolgu zemininin kohezyon dayanımını ihmal etmektir.

23.13 2,5 m yüksekliğindeki konsol istinat duvarının arkası bir killi kum (SC) ile doldurulacaktır. Uygun herhangi bir yöntemi kullanarak G_h ve G_v'yi bulunuz ve bu değerleri kullanarak, bu duvarın arkasına etkiyen normal ve kesme zemin basınçlarını hesaplayınız. Sonra, duvarın arkasının başka yerden taşınmış ve kötü derecelenmiş bir kum (SP) ile doldurma ihtimalini göz önüne alarak bu değerleri tekrar hesaplayınız. Aradaki farkı tartışınız ve uzaktan taşınma arka dolguyu kullanıp kullanmama konusunda göz önüne alınan önemli faktörleri sıralayınız.

Tablo 23.4 Arka dolgusu düz yüzeyli istinat duvarları için varsayımsal yanal zemin basınçları.

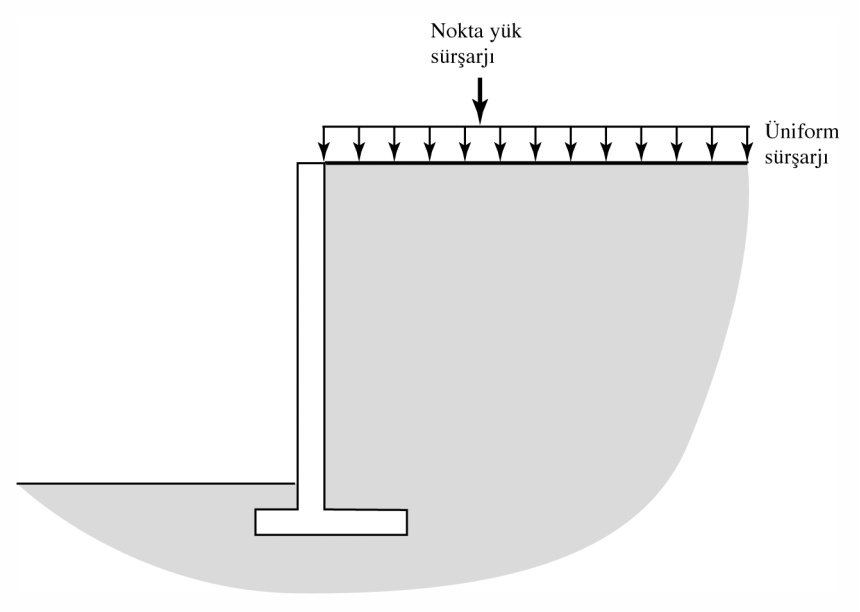
Birleşik sınıflama ve tutulan zeminin tanımlanması[a,b]		Eşdeğer sıvı yoğunluğu, G_h			
		Aktif durum		Pasif durum	
		(lb/ft^3)	(kN/m^3)	(lb/ft^3)	(kN/m^3)
GW	İyi derecelenmiş temiz çakıl ve kumlu çakıl	35	5,5	60	9,4
GP	Kötü derecelenmiş temiz çakıllar ve kumlu çakıl	35	5,5	60	9,4
GM GW-GM GP-GM	Siltli çakıl	35	5,5	60	9,4
GC GW-GC GP-GC GC-GM	Killi çakıl	45	7,1	60	9,4
SW	İyi derecelenmiş temiz kum ve çakıllı kum	35	5,5	60	9,5
SP	Kötü derecelenmiş temiz kum ve çakıllı kum	35	5,5	60	9,5
SM SW-SM SP-SM	Siltli kum	45	7,1	60	9,5
SC SW-SC SP-SC SC-SM	Killi kum	85	13,4	100	15,7
ML	Düşük plastisiteli inorganik silt	85	13,4	100	15,7
CL-ML	Düşük plastisiteli inorganik siltli kil	85	13,4	100	15,7
CL	Düşük plastisiteli inorganik kil	100	15,7	100	15,7
OL	Düşük plastisiteli organik silt ve kil	Bir geoteknik mühendisi tarafından değerlendirilmediği sürece uygun değildir.			
MH	Düşük plastisiteli inorganik silt				
CH	Yüksek plastisiteli inorganik kil				
OH	Yüksek plastisiteli organik silt ve kil				

[a] Tutulan zeminler, sömelin gerisindeki tabandan yukarı doğru 1:1 eğimli bir düzlem üzerindeki zeminlerdir. Bu zonda birden fazla tip zemin bulunması halinde yanal zemin yükü bu zeminler için en yüksek olanıdır.

[b] Bu tablonun kullanımı, yüksekliği 2,5 m'den az olan duvarlar ile sınırlıdır.

23.6 SÜRŞARJ YÜKLERİNDEN GELEN YANAL ZEMİN BASINÇLARI

Şekil 23.18'de görüldüğü gibi, bir istinat duvarı yukarısındaki zemin üzerinde çoğu zaman sürşarj yükleri bulunur. Bu yükler sığ temellerden ileri gelen yapısal yükler olabildiği gibi, araçlardan, yerüstü depolamalarından, arka dolgu sıkıştırma ekipmanlarından veya diğer nedenlerden ileri gelebilir. Duvardan yaklaşık *H* yatay uzaklığı içinde (burada *H* duvarın yüksekliğidir) sürşarj yükleri söz konusu olduğu zaman, duvar üzerine önemli miktarda ilave yanal basınçlar uygularlar ve bu açıdan önemlidirler.



Şekil 23.18 Bir istinat duvarı yakınındaki tipik sürşarj yükleri.

Sürşarj yükünün tekdüze bir şekilde dağılması veya öyle varsayılması halinde, ilave yanal basınçlar da Şekil 23.18'de görüldüğü gibi üniform dağılım gösterirler. Bu yükün büyüklüğü:

$$\sigma = Kq \tag{23.33}$$

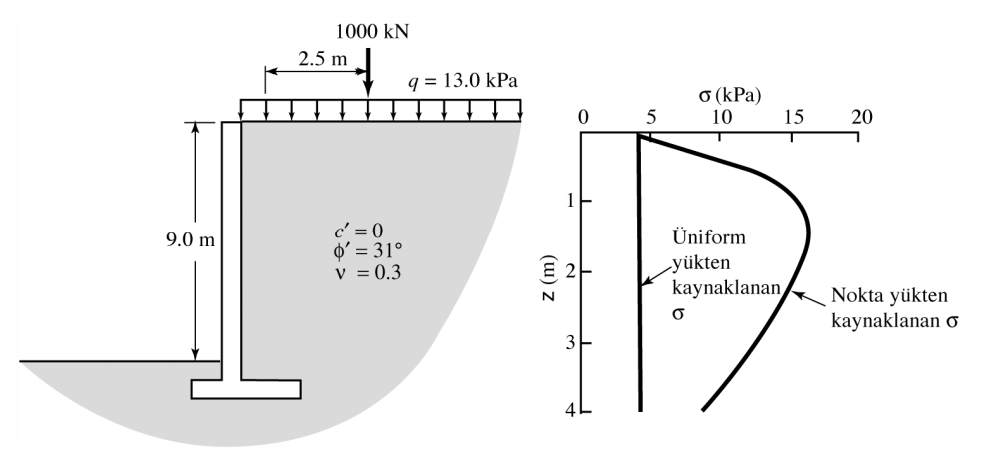
Burada:

s=sürşarj yükünden ileri gelen ilave yanal zemin basıncı
K=zeminde egemen olan aktif, sükûnet veya pasif durumlara karşılık gelen K_a, K_o veya K_p
q=sürşarj basıncıdır.

Sürşarj yükünün bir noktada, bir çizgide veya sınırlı bir alan içinde oluşması sonucunda oluşan ilave yanal zemin basıncı, *Geoteknik Mühendisliği: İlkeler ve Uygulamalar* (Coduto, 1999) kitabının 10. bölümünde tanımlanan teknikleri kullanarak hesaplanabilir. Çoklu sürşarj yüklerinin etkileri süperpozisyon kullanılarak birleştirilebilir.

Örnek 23.6

4,0 m yüksekliğindeki bir istinat duvarının yukarısındaki zeminde Şekil 23.19'da görüldüğü gibi 13,0 kPa'lık üniform bir sürşarj yük ile 1000 kN'luk düşey bir nokta yük söz konusudur. Bu sürşarj yüklerinden ileri gelen ilave yanal zemin basınçlarını hesaplayınız.



Şekil 23.19 Örnek 23.6 için istinat duvarı ve sürşarj yükü.

Çözüm

Üniform yükün neden olduğu yanal zemin basıncı:

$$K_a = \tan^2(45^o - \phi/2) = \tan^2(45^o - 31^o/2) = 0{,}320$$

$$\sigma = K_a q = (0{,}320)(13{,}0\ \text{kPa}) = \mathbf{4{,}2\ kPa}$$

Nokta yükün neden olduğu yanal zemin basıncı:
Geoteknik Mühendisliği: İlkeler ve Uygulamalar kitabından (10.11) eşitliği kullanılarak:

Duvarın tepesinden itibaren derinlik (m)	R (m)	σ (kPa)
0,00	2,50	3,8
0,40	2,53	10,2
0,80	2,62	14,6
1,20	2,77	16,4
1,60	2,97	16,2
2,00	3,20	15,1
2,40	3,47	13,6
2,80	3,75	12,3
3,20	4,06	11,2
3,60	4,38	10,3
4,00	4,72	9,6

Bu sonuçlar Şekil 23.19'da grafik şeklinde verilmiş olup, bu duvar üzerine etkiyen aktif zemin basıncına ek şeklindedirler.

Çoğu zaman ihmal edilen bir sürşarj yükü, dolguyu yerleştiren ve onu sıkıştıran ekipmanlardan ileri gelen yüktür. Müteahhitin elle çalışan hafif sıkıştırma ekipmanı kullanması durumunda bu yükler önemsiz olsa da, duvarın arkasında yükleyiciler, dozerler veya keçi ayaklı silindirler gibi büyük ekipmanların çalışması durumunda önemli olabilir. Ne var ki, tasarım mühendisleri çoğu zaman inşaat prosedürlerini göz önüne almazlar ve bu nedenle, ağır ekipman yüklerini destekleyecek şekilde tasarlanmadıkları için, arka dolgu yerleştirilmesi sırasında duvarların aşırı derecede eğilmeleri çok karşılaşılan durumlardandır.

Bu yüklerin duvar üzerindeki etkilerini kestirmede bir yol, sıkıştırma ekipmanının ağırlığı ve konumu ile ilgili bilgileri bu bölümdeki sürşarj abakları ile birleştirmektir. Diğer bir yol ise, Ingold (1979) tarafından önerilen yöntemi kullanmaktır.

Sıkıştırılmış arka dolgular yerde büyük yatay gerilmelere de neden olurlar (yani, K_o değeri büyüktür). Bu da duvar üzerine etkiyen yanal zemin basıncını arttırır (Duncan vd., 1991).

23.7 YERALTI SUYU ETKİLERİ

Bu bölümde buraya kadar yapılmış olan açıklamalar yeraltı su seviyesinin duvarın tabanından aşağıda olduğunu varsaymıştır. Su tablasının duvar tabanından daha yukarı bir seviyeye yükselmesi halinde üç önemli değişim meydana gelir:

- Su tablası altındaki zeminde efektif gerilme azalır; bu da aktif, pasif veya sükûnetteki basınçları azaltır.
- Duvarın arkasında yatay hidrostatik basınçlar gelişir ve bunların duvara etkiyen yanal basınçlara eklenmesi gerekir.
- Duvar temelinin tabanı ile zemin arasındaki efektif gerilme küçülür ve böylece sürtünme katsayısı azalır.

İlk iki değişimin net etkisi, duvar üzerine etkiyen toplam yatay basınçta büyük bir artış şeklindedir (yani, artan hidrostatik basınçlar azalan efektif gerilmeden daha fazladır). Sonuçta oluşan basınç diyagramı Şekil 23.20'deki gibidir.

Örnek 23.7

Bu konsol duvar zeminde aktif durum oluşturmaya yetecek kadar hareket etmiştir. Su tablası Şekil 23.21'de görüldüğü gibi **a** ve **b** konumlarında iken bu duvar üzerine etkiyen yanal basınç dağılımlarını hesaplayınız. Zemin özellikleri, c'=0, ϕ'=30°, γ=20,4 kN/m^3 ve γ_{sat}=22,0 kN/m^3 şeklindedir.

Çözüm

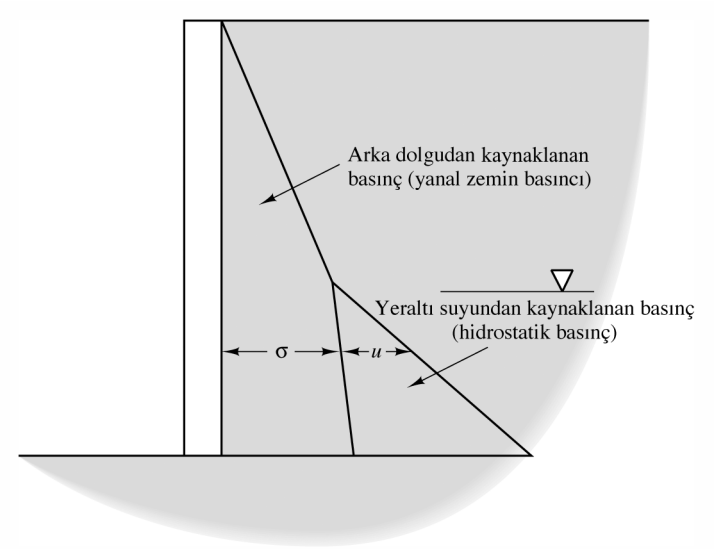
Rankine yöntemini kullanınız:

$$K_a=\tan^2(45^o-\phi/2)=\tan^2(45^o-30^o/2)=0{,}333$$

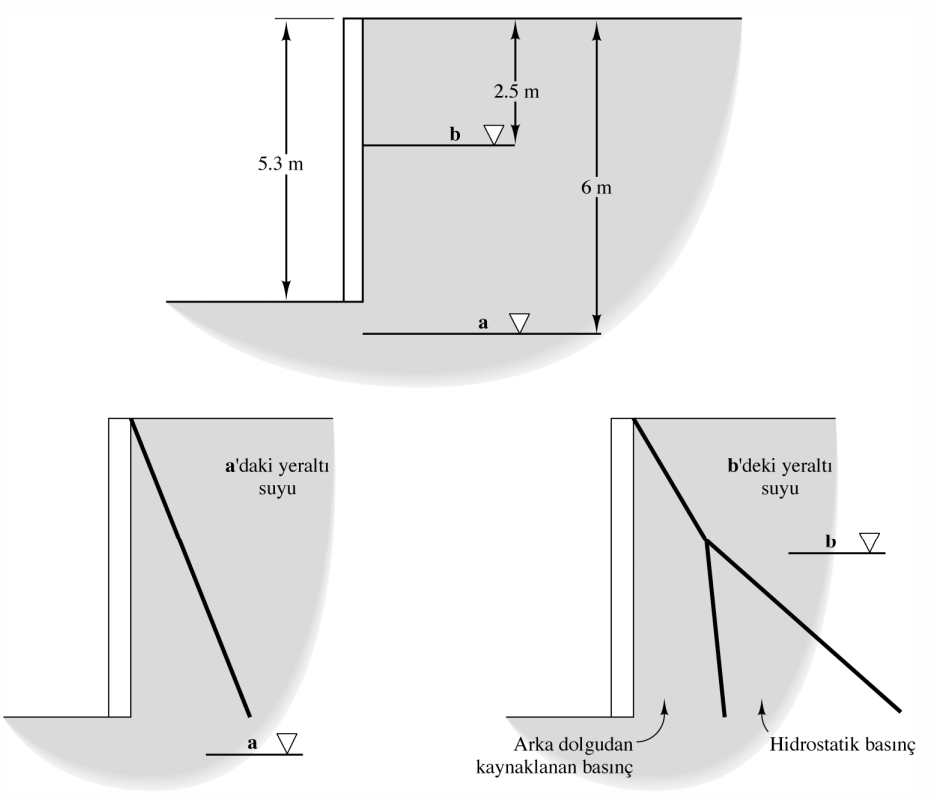
Su tablasının **a**'da olduğu durumda:

$$\sigma=\sigma'_z K_a \cos\beta$$

$$=\gamma z K_a \cos\beta$$



Şekil 23.20 Su tablasının da sığ olduğu durumda teorik yanal basınç dağılımı.



Şekil 23.21 Örnek 23.7 için istinat duvarı.

$$=20{,}4\ z\ (0{,}333)\cos 0$$

$$=6{,}79\ z$$

Burada, z=duvarın tepesinden olan derinliktir.

β=0'dır; o halde V_a=0'dır (Rankine için)

Su tablasının **b**'de olduğu durumda, $z \exists 2{,}5$ m derinlikteki gerilme;

$$\sigma = \sigma'_z K_a \cos\beta$$

$$=(\Sigma\gamma H - u)\, K_a \cos\beta$$

$$=[(20{,}4\ \text{kN/m}^3)(2{,}5\ \text{m})+(22{,}0\ \text{kN/m}^3)(z - 2{,}5\ \text{m}) - u](0{,}333)\cos 0$$

$$=7{,}33\ z - 0{,}33u - 1{,}33$$

$$u=9{,}80\ \text{kN/m}^3\ (z - 2{,}5\ \text{m}) \exists 0$$

Duvar üzerindeki toplam yatay basınç=σ+u

	su tablası **a**'da	su tablası **b**'de		
z (m)	σ (kPa)	u (kPa)	σ (kPa)	Toplam basınç (kPa)
0,0	0,00	0,00	0,00	0,00
0,5	3,40	0,00	3,40	3,40
1,0	6,79	0,00	6,79	6,79
1,5	10,19	0,00	10,19	10,19
2,0	13,58	0,00	13,58	13,58
2,5	16,98	0,00	16,98	16,98
3,0	20,37	4,90	19,04	23,94
3,5	23,77	9,80	21,09	30,89
4,0	27,16	14,70	23,14	37,84
4,5	30,56	19,60	25,19	44,79
5,0	33,95	24,50	27,24	51,74
5,3	35,99	27,44	28,46	55,90

Örnek 23.7 yeraltı suyunun istinat duvarları üzerindeki büyük etkisini ortaya koymaktadır. Su tablasının **a**'dan **b**'ye yükselmesi durumunda duvar üzerine etkiyen toplam yatay kuvvet yaklaşık olarak %30 artar. Bu nedenle, kaymaya ve dönmeye karşı emniyet faktörü 1,5'dan yaklaşık 1,0'e düşer ve gövdedeki eğilme gerilmeleri beklenenden yaklaşık %30 daha büyük olur. Bu problemlerden kaçınmanın iki yolu vardır:

1. Duvarı su tablasının muhtemel en yüksek pozisyonuna göre tasarla. Bu çok pahalı olabilir fakat, mevcut tek seçenektir.
2. Su tablasının belirli bir seviyenin üzerine çıkmasını engelleyecek drenaj sistemleri yerleştir. Bunlar, duvar üzerinde matkapla açılan *barbakanlar* veya duvar gerisine yerleştirilen *delikli drenaj borularından* oluşabilir. Bunlar gibi drenler yeraltı suyuna karşı en yaygın tasarım yöntemleridir.

Yeraltı suyunun donması ve buz merceklerinin oluşması durumunda daha büyük problemler oluşabilir. Zemin yüzeyinin don kabarmasına neden olan süreçlerin aynısı, istinat duvarları üzerinde büyük yanal basınçlara neden olur. İstinat duvarları etrafında iyi bir yüzey ve yeraltı drenajı oluşturmak için bu da başka bir sebeptir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

23.14 20 ft yüksekliğindeki bir konsol duvar $c'=0$, $\phi'=36^o$ ve $\gamma=126$ lb/ft^3 olan bir zemini tutmaktadır. Duvarın yukarısındaki zemin esasen düz yüzeyli olup, benzin ile dolu 55 galonluk varillerin depolanması amacıyla kullanılacaktır. Bu variller 300 lb/ft^2'lik tekdüze bir yük uygulayacaktır. Aktif şartların bulunduğunu varsayarak, Rankine aktif basıncını ve sürşarj yükünden kaynaklanan yanal zemin basıncını hesaplayınız. Duvar üstündeki bu basınç dağılımlarını bir enine kesitte gösteriniz.

23.15 0,5 m kalınlığındaki bir temel üzerine oturan 6 m yüksekliğinde bir konsol duvar, $G_h=5,5$ lb/ft^3 ve $G_v=0$ olan bir arka dolguyu tutacaktır. Bu duvarın tuttuğu zemin esasen düz yüzeyli olup, bir otopark alanı olarak değerlendirilecektir. Park yerindeki araçların 15 kPa'lık üniform yük ile temsil edildiği düşünülebilir. Bu duvar üzerine etkiyen zemin basınçlarını bulunuz ve bir çizim üzerinde gösteriniz.

23.16 2 ft kalınlığındaki bir temel üzerine oturan 18 ft yüksekliğinde bir konsol duvar $c'=0$, $\phi'=38^o$, $\gamma=125$ lb/ft^3 ve $\gamma_{sat}=128$ lb/ft^3 olan bir kumlu zemini tutacaktır. Duvara, yeraltı su seviyesinin temel hizasından yukarı çıkmasına izin vermeyecek şekilde barbakanlar yerleştirilmiştir. Rankine yöntemini kullanarak, duvarın arkasında 1 ft'lik genişliğe düşen toplam yatay kuvveti hesaplayınız. Ne var ki, elde olmayan nedenlerle barbakanların yapımı ihmal edilmiş olup, duvarda drenajı sağlayacak bir mekanizma bulunmamaktadır. Sonuçta su tablası duvar tepesinden 7 ft aşağıya kadar yükselmiştir. Duvarın arkasında 1 ft'lik genişliğe düşen toplam yatay kuvveti tekrar hesaplayınız. Bulgularınızı tartışınız.

23.8 PRATİK UYGULAMA

En kapsamlı bir analitik yöntem bile gerçeğin sadeleştirilmiş bir şeklidir. Geleneksel yanal zemin basınç hesaplamaları sıcaklık dalgalanmaları, akmadan dolayı zemin partiküllerinin tekrar düzenlenmeleri ve trafikten kaynaklanan titreşimler gibi birçok gerçek hayat etkilerini ihmal ederler. Zemin profilini belirlemede ve deney için tamamen temsilci numune elde etmede her zaman karşılaşılan belirsizlikler de eklendiğinde, ölçülen zemin basınçlarının eşitlikler ile bulunanlardan çoğu zaman oldukça farklı olması bizi şaşırtmamalıdır. Gerçek yapılar üzerinde hesaplanan ve ölçülen zemin basınçları arasındaki ilginç bir karşılaştırma için Gould'a (1970) bakınız.

Bundan, analizlerin yararsız olduğu sonucu çıkarılmamalıdır. Ancak, bu sonuçları uygularken dikkatli olunuz ve kanaat kullanınız. Bazı özel pratik ip uçları şunları içerir:

1. *Killerde ekstra özen gösteriniz*: Bu yöntemler kumları makul derecede modellerse de, killerin karmaşık davranışlarından dolayı, bu modellerin güvenilirliği killerde kullanıldıkları zaman daha azdır.

Killerin önemli karakteristiklerinden biri, krip eğiliminde olmalarıdır. Krip, uygulanan sabit yük altında devam eden bir deformasyondur. Normalde belirli bir gerilmeye maruz kalan malzemelerde buna karşılık bir şekil değiştirme meydana gelmesi ve sonra stabilize olması beklenir fakat, akma gösteren malzemeler şekil değiştirmeye devam eder ve gerilme

kaldırılana kadar dengeye erişmezler. Killerdeki krip herhangi bir gerilme düzeyinde gelişebilse de, kripin en önemli olduğu durumlar, kesme gerilmesinin kesme dayanımının en az yarısını oluşturduğu durumlardır.

Yanal zemin basınçları kapsamında akma, killerin aktif durumda veya pasif durumda tasarlandığı zaman meydana gelir. Bu iki durumda da zemindeki gerilme zeminin kesme dayanımına yakın bir düzeydedir. Bunun anlamı, duvar bir kere aktif veya pasif durum oluşturmaya yetecek kadar hareket ettiği takdirde zemin akmaya başlar ve yanal zemin basınçları sükûnetteki duruma doğru göç etmeye başlar. Bu nedenle, konsol duvarları aktif basıncı kullanarak kil arka dolgulu olarak tasarlamayınız. En uygun tasarım basıncı, aktif ile sükûnet durumu arasındaki basınçtır. Benzer şekilde, en azından uzun dönemlerde en iyi yol, tam pasif basınca güvenilmemesidir. Aktif basıncı hesaplamada Terzaghi ve Peck abakları; pasif basıncı hesaplamada da Rankine yöntemi (yüksek bir emniyet faktörü ile) kullanılabilir.

2. *Uygun dayanım parametrelerini seçiniz*: İstinat duvarları tasarımı hemen hemen istisnasız bir şekilde zeminin doygun mukavemetine dayanmak durumundadır. İnşaat sırasında zemin nispeten kuru bile olabilse de, tasarımcı zeminin bir gün ıslanabileceğini varsaymalıdır.

Tasarıma barbakanlar gibi bir drenaj sisteminin dahil edilmesi durumunda tasarımcı su tablasının drenaj seviyesinden yukarı çıkmayacağını güvenli bir şekilde varsayabilir. Böyle durumlarda zeminde sıfır boşluk suyu basıncı ve duvar arkasında sıfır hidrostatik basınç kullanınız.

Ayrıca, istinat duvarlarında inşaat kazılarının genellikle aktif kamadan küçük olduğunun bilinmesi oldukça önemlidir. Böyle duvarlar için yapılan herhangi bir analiz dar olan arka dolgunun değil de kamanın tabanı boyunca var olan zemin mukavemetine dayandırılmalıdır. Tüm durumlarda düzlemsel birim deformasyon dayanımlarını kullanınız.

3. *Uygun bir analiz yöntemi kullanınız*: Morgenstern ve Eisenstein (1970) Coulomb teorisinden ve diğer dört teoriden elde edilen zemin basınç katsayılarını Rankine'inki ile karşılaştırmıştır. Bu araştırmacılar, ϕ'nin tüm değerleri için hesaplanan K_a değerlerinin Rankine'in K_a değerlerinin %10'u içinde kaldığını bulmuşlardır ki, bu durum yakın bir uyum olarak değerlendirilebilir. Coulomb teorisi Rankine'inkinden biraz daha doğru K_a değerleri verse de, aradaki fark çok küçüktür ve bir mühendis bu iki yöntemi de kullanarak pratik problemler için tatmin edici sonuçlar elde edebilir. Ancak, daha önce de tartışıldığı gibi, pasif basınçlar en iyi Rankine'in K_p formülü ile hesaplanır.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Bir yapı üzerinde etkiyen yanal zemin basınçları aktif durum olarak bilinen alt sınırdan başlayıp, pasif durum olarak bilinen üst sınıra kadar değişim gösterebilir. Aktif basıncın büyüklüğü sıfır gibi düşük bir değer olabilirken, pasif basıncın büyüklüğü düşey gerilmenin birkaç katı kadar olabilir.
2. Bir zemindeki yanal gerilme şartı yanal birim deformasyona bağlıdır. Zeminin yanal yönde yeteri mesafede şişme göstermesi durumunda aktif durum oluşur. Yanal yönde yeteri mesafede büzülme göstermesi durumunda da pasif durum oluşur. Yanal

birim deformasyonların olmaması halinde sükûnetteki durum söz konusudur. Ara durumlar da olabilir.

3. Bir noktadaki yatay efektif gerilmenin düşeye oranına yanal zemin basınç katsayısı (K) denir. K'nın aktif, pasif ve sükûnet durumlarındaki değeri sırayla K_a, K_p ve K_o ile temsil edilir.
4. Aktif ve pasif basınçları hesaplamada iki klasik teori Coulomb ve Rankine teorileridir. Aktif basıncı hesaplamada iki teori de kullanılabilirken, pasif basınçları doğru olarak sadece Rankine teorisi vermektedir.
5. Akma potansiyeli ve ıslanma durumunda şişme potansiyelinden dolayı, killi zeminlerde yanal zemin basınçlarını hesaplarken özelllikle dikkatli olunuz.
6. Yanal zemin basınçları çoğunlukla eşdeğer sıvı yoğunluğu cinsinden ifade edilir. Bu yoğunluk, gerçek arka dolgu zemini ile aynı yanal zemin basıncını uygulayan sanal sıvının birim ağırlığıdır.
7. Duvar arkasında H mesafesi içinde etkiyen sürşarj yükleri (H burada duvarın yüksekliğidir) yanal basınçları arttırır.
8. Duvarın arkasında yeraltı suyunun varlığı yanal zemin basıncını önemli ölçüde arttırabilir.

SÖZLÜK

Aktif durum	Krip	Sürşarj yükü
Aktif zemin basınç katsayısı	Pasif durum	Varsayımsal yanal zemin basıncı
Coulomb teorisi	Pasif zemin basınç katsayısı	Yanal zemin basıncı
Düzlemesel birim deformasyon şartı	Rankine teorisi	Yanal zemin basınç katsayısı
Eşdeğer akışkan yoğunluğu	Rijit	
Kıpırdamaz	Sınır denge analizi	
	Sükûnetteki durum	

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

23.17 Bir bodrum duvarı beton yığma şeklinde inşa edilecek ve beton sömel ile desteklenecektir. Sömelin tabanı, bitişiğindeki zemin yüzeyinden 2,5 m aşağıda olacaktır. Arka dolgu zeminleri siltli kum (SM) ve iyi derecelenmiş kum (SW) olup, yeraltı suyunun kontrolü topuk drenleri ile gerçekleştirilecektir. Bu duvar ve sömel arkasında yatay kuvveti bulunuz.

23.18 700 mm kalınlıktaki sömel üzerine oturan 8,0 m yüksekliğindeki beton konsol istinat duvarının arkası c'=0, ϕ=35^o ve γ=19,16 kN/m^3 özelliklerindeki siltli kum ile doldurulacaktır. Bu duvarın yukarısındaki zemin yüzeyi 3 yataya 1 düşey eğimde olacak ve yeraltı suyunun kontrolü alt drenler ile gerçekleştirilecektir. Duvarın arkası 5^o'lik açı ile yukarı doğru incelmektedir. Coulomb denklemini kullanarak G_h ve G_v'yi hesaplayınız. Bu değerleri kullanarak, bu duvar ve sömelin arka yüzeyine etkiyen normal kuvveti ve kesme kuvvetini hesaplayınız.

24

Konsol İstinat Duvarları

Teoriler, çoğunlukla sadece sınırlı bir dereceye kadar doğru olan varsayımları gerektirir. Bu nedenle, tüm yeni teorik fikirler sadece gerçek koşullar altında kontroller ile kaldırılabilen tartışılabilir noktalara sahiptir. Bu ifade özellikle zemin mekaniği ile ilgili teoriler için doğruluğunu sürdürmektedir. Çünkü, zemin davranışı ile ilgili varsayımlar her zaman az veya çok tartışmalıdır. Bu gibi teoriler bazan küçük numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri ile sınırlı bir dereceye kadar kontrol edilebilir. Fakat, genellikle tek son ve tatmin edici doğrulama, gerçek saha koşulları altında gözlemleri gerektirir.

MIT Profesörü Donald W. Taylor (1948)

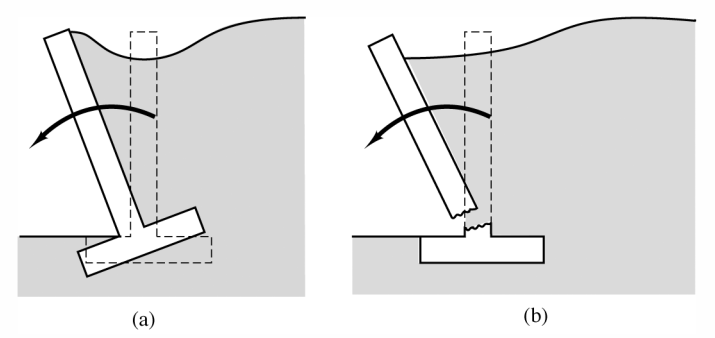
Konsol istinat duvarları zemin tutma yapılarının en yaygın tipidir. Çünkü, özellikle duvar yüksekliği yaklaşık 5 m'den daha az olduğu zaman, genellikle en ekonomik olanlardır. Bu bölüm, bu gibi duvarların analiz ve tasarımını ele almaktadır.

Bu duvarların tasarımı iki önemli şartı karşılamalıdır: Birincisi, önce duvar yeterli *dış stabiliteye* sahip olmalıdır. Bu, duvarın arzu edilen yerde sabit kalması gerektiği anlamına gelir (aktif veya pasif basınçları harekete geçirmek için gerekli küçük hareketler hariç). İkincisi, *iç stabiliteye* (veya *yapısal sağlamlığa*) sahip olmalıdır. Bu nedenle, gerekli iç gerilmeleri kırılmadan taşıyabilmelidir. Bu şartların ikisi de Şekil 24.1'de gösterilmiştir. Yetersiz iç stabiliteye sahip duvarlarda, duvarın kendisi yapısal göçme geçirirken, yetersiz dış stabiliteye sahip duvarlarda zemin göçmeye maruz kalır. Bunlar iki ayrı şart olup, herbiri bağımsız olarak karşılanmalıdır. Birinde gereğinden fazla çaba, diğerindeki kusurları karşılamaz. Örneğin, daha fazla demir çubuk ilave etmek (iç stabiliteyi geliştirme) çok kısa temeli karşılamaz (dış stabilitedeki bir eksiklik).

24.1 DIŞ STABİLİTE

Bir konsol istinat duvarı haricî olarak aşağıdaki biçimlerin tümünde dengede olmalıdır:

- Şekil 24.2a da gösterildiği gibi, yatay olarak kaymamalıdır.
- Şekil 24.2b ve Şekil 24.3'de gösterildiği gibi devrilmemelidir.
- Temel tabanında etkiyen bileşke normal kuvvet, Şekil 24.2c de gösterildiği gibi, çekirdek bölge içinde olmalıdır.
- Şekil 24.2d de gösterildiği gibi, bir *taşıma gücü yenilmesi* geçirmemelidir.
- Şekil 24.2e de gösterildiği gibi, *derin oturmalı kayma yenilmesi* geçirmemelidir.
- Şekil 24.2f de gösterildiği gibi, aşırı oturma yapmamalıdır.



Şekil 24.1 (a) Dış stabilitesi yetersiz olan duvar, zemin yenildiği için arzu edilen konumundan uzağa hareket eder; (b) iç stabilitesi (yapısal bütünlüğü) yetersiz olan duvar, gerekli iç gerilmeleri taşıyamaz ve yapısal yenilmeye maruz kalır.

Bu biçimlerin herbirinde duvarın dış stabilitesi kendi boyutlarına ve duvar ile zemin arasındaki kuvvetlere bağlıdır. Şekil 24.3, devrilme kriterini karşılamayan ve dışa doğru yavaşça dönen bir duvarı göstermektedir.

Dış stabiliteyi değerlendirirken, mühendisler Şekil 24.4'de gösterildiği gibi temelin üzerindeki duvarı ve temeli bir parça olarak dikkate alır. Bundan, *duvar-zemin birimi* olarak bahsedeceğiz ve duvarın dış stabilitesini statik ilkeleri kullanarak değerlendireceğiz.

Bir duvar-zemin biriminin dış stabilitesini ancak boyutlarını bildikten sonra değerlendirebiliriz. Bu nedenle, ilk önce Şekil 24.5'deki tavsiyeleri kullanarak bir deneme tasarımı geliştirin, sonra dış stabilitesini kontrol edin ve tasarımı aşamalı olarak sade hale getiriniz. Bu deneme ve yanılma işlemine en uygun bir tasarımı elde edinceye (dış stabilite kriterlerini sağlarken maliyetleri en aza indirgeyene) kadar devam ediniz.

Kayma

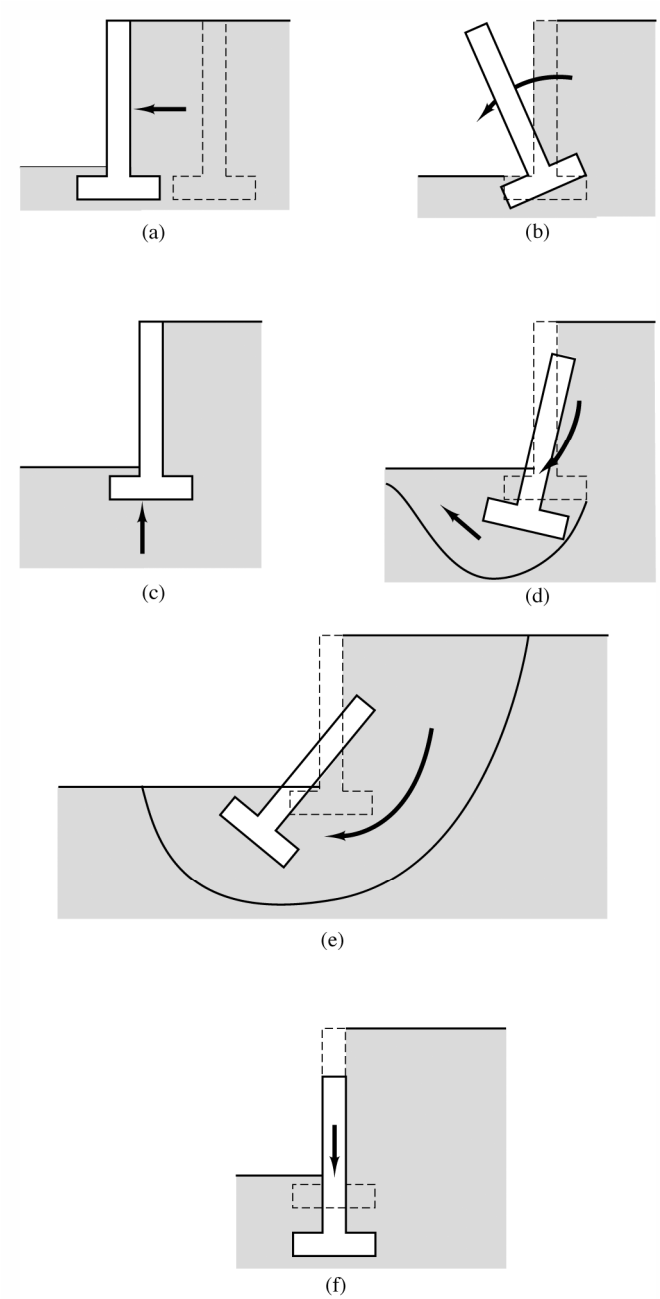
Kayma stabilitesini (eğer göçmek üzere ise) duvar-zemin birimi üzerine etkiyen kuvvetleri dikkate almak suretiyle *sınır denge* yöntemini kullanarak değerlendirebiliriz. Emniyet faktörü, duvarın göçmesine neden olmak için gerekli kuvvetlerin, duvar üzerinde gerçekten etkiyen kuvvetlere oranıdır.

Kaymaya neden olma eğilimindeki kuvvetler (*kaydırıcı kuvvetler* olarak bilinir) aşağıdaki gibidir:

- Duvar-zemin biriminin arkasında etkiyen yanal zemin basınçlarının yatay bileşeni
- Duvar-zemin biriminin arkasında etkiyen hidrostatik kuvvetler (eğer varsa)
- Arka dolgudan gelen sismik kuvvetler (bunlar, bu bölümün konusu dışındadır).

Bunlara, aşağıdaki *tutucu kuvvetler* ile karşı konur:

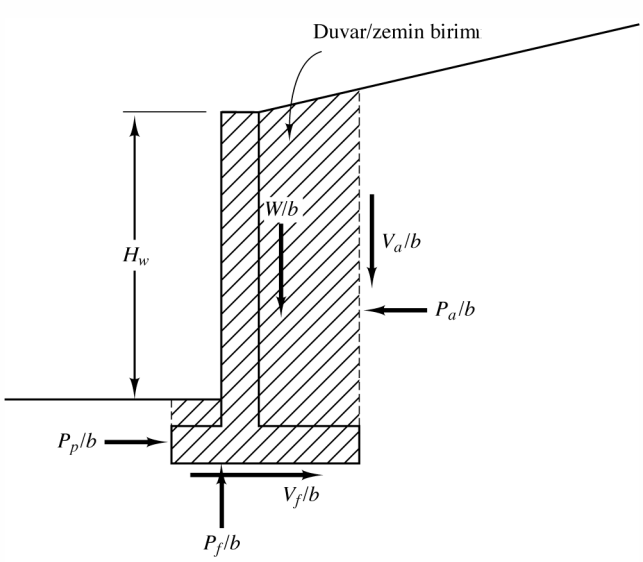
- Duvar-zemin biriminin ön yüzüne etkiyen yanal zemin basınçları.
- Temelin tabanı boyunca kayma sürtünmesi.
- Duvar-zemin biriminin ön yüzüne etkiyen hidrostatik kuvvetler (eğer varsa).



Şekil 24.2 Konsol istinat duvarında potansiyel dış stabilite problemleri: (a) kayma yenilmesi, (b) devrilme türü yenilme, (c) sömel üzerine etkiyen normal kuvvet üçte birlik orta kısmın dışında, (d) taşıma gücü yenilmesi, (e) derin kayma yüzeyli kesme yenilmesi ve (f) aşırı oturma.



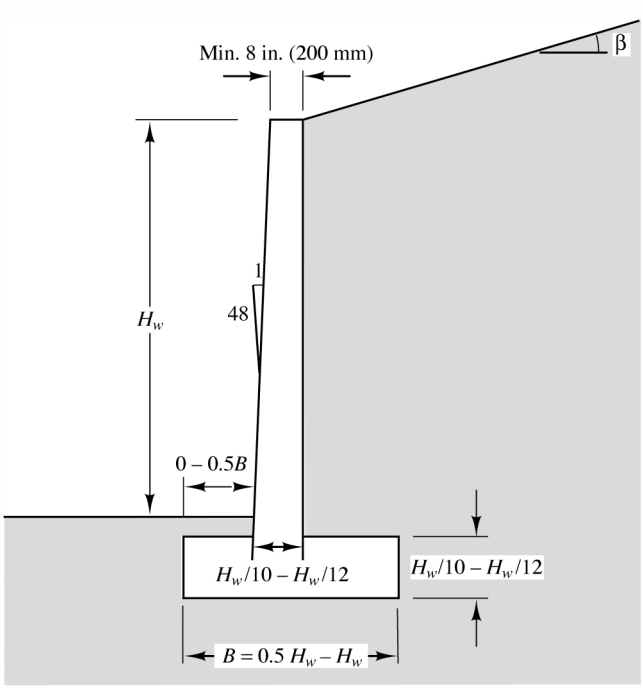
Şekil 24.3 Arka dolgusu şişebilir kilden oluşan bu istinat duvarı, yavaş devrilmeden dolayı yavaşça yenilmekte olup, sonunda tamamen yıkılacaktır. Bu fotoğraf duvar inşaatından yaklaşık 30 yıl sonra çekilmiştir.



Şekil 24.4 Bir konsol duvar ile yer arasında etkiyen kuvvetler. Duvar, sömel ve sömelin hemen üzerindeki arka dolgu zemini dış stabilite analizinde kullanılan duvar-zemin ünitesini oluşturur.

Emniyet faktörü (F), yatay tutucu kuvvetlerin [$\Sigma(P_R/b)$] yatay kaydırıcı kuvvetlere [$\Sigma(P_D/b)$] oranı olarak tanımlanır:

$$F = \frac{\Sigma(P_R/b)}{\Sigma(P_D/b)} \tag{24.1}$$



Şekil 24.5 Arka dolgusu kumlu zeminden oluşan konsol istinat duvarının önerilen ilk deneme boyutları. Arka dolgusu düz yüzeyli ve sağlam zeminden oluşan kısa duvarlar için topuk uzantısı yaklaşık 0,5*B* olacaktır. Daha zayıf zeminler veya eğimli arka dolgular için topuk uzantısı daha az (buna mukabil arka topukta daha fazla uzama) olacaktır.

Birim uzunluk (*b*) genellikle 1 m veya 1 ft'dir.

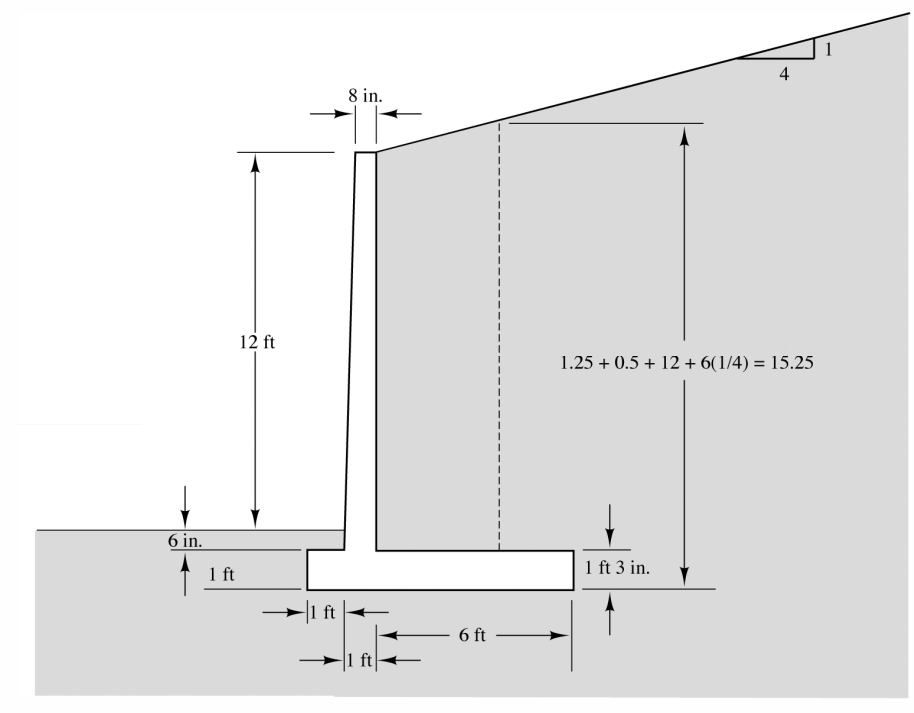
IBC 1610.2 kaymaya karşı en az 1,5 emniyet faktörü öngörmektedir. Bu kriter, arkası doldurulmuş ve kumlar, kumlu siltler, çakıllar veya kaya üzerinde desteklenen duvarlar için uygundur. Ancak, arka dolgu veya altta bulunan zeminin bir kil veya killi silt olması durumunda emniyet faktörü en az 2 olacak şekilde tasarım yapınız. Bu yüksek emniyet faktörünün, tarihsel olarak bu gibi duvarların daha kötü performansı (Duncan vd., 1990) ve killi zeminlerin kayma dayanımının daha az güvenilir olması nedeniyle, doğruluğu kanıtlanmıştır.

Tutucu kuvvet tipik olarak izin verilebilir sürtünme katsayısı ve pasif basınç değerleri (yani, bu değerlere emniyet faktörü önceden uygulanmıştır) kullanan (8.8) eşitliği kullanarak hesaplanır. Bu nedenle, bu tasarım yöntemi kaymaya karşı çift emniyet faktörüne neden olur: birincisi, geoteknik mühendisi tarafından μ_a ve λ_a tasarım değerlerini geliştirirken ve ikincisi, yapı mühendisi tarafından kayma analizi yaparken uygulanır. Bu birleştirme tipik olarak, büyük olasılıkla uygun olan 2,5 ve 3,5 arasında ''doğru'' bir emniyet faktörü verir.

Bu analizde (8.8) eşitliğinin kullanımı dolaylı olarak aktif basınç kısmını da iki kere hesaba katar. Bu yaklaşım muhafazakâr olup, yanal hareketleri kontrol altında tutmaya yardımcı olur.

Örnek 24.1 – Bölüm A

12 ft uzunluğunda bir istinat duvarı, Şekil 24.6'da gösterildiği gibi 4:1 eğimde meyilli bir arka dolguyu tutmaktadır. Duvarın arkasındaki zemin c'=0, ϕ'=35° ve γ=122 lb/ft³ olan ince–orta kumdur. Temelin aşağısındaki zemin de ince–orta kum olup, özellikleri c'=0, ϕ'=38° ve γ=125 lb/ft³ ve izin verilebilir temas basıncı (q_A) 5000 lb/ft² dir. Dış stabilite kriterlerini karşılamak için gerekli temel boyutlarını belirleyiniz.



Şekil 24.6 Örnek 24.1'deki istinat duvarı için deneme boyutları.

Çözüm

Şekil 24.5'i kullanarak deneme boyutlarını seçiniz. Bu deneme boyutları Şekil 24.6'da gösterilmiştir.
Geoteknik tasarım parametrelerini geliştiriniz.
Aktif toprak basıncı: Coulomb yöntemini kullanınız [(23.19) eşitliği]. Rankine yöntemi de uygun olabilir.

$$\beta = \tan^{-1}(1/4) = 14^\circ$$

$$\phi_w = (2/3)(35^\circ) = 23^\circ$$

$$K_a = \frac{\cos^2(\phi - \alpha)}{\cos^2\alpha\cos(\phi_w + \alpha)\left[1 + \sqrt{\dfrac{\sin(\phi + \phi_w)\sin(\phi - \beta)}{\cos(\phi_w + \alpha)\cos(\alpha - \beta)}}\right]^2}$$

$$= \frac{\cos^2(35-0)}{\cos^2 0\cos(23+0)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(35+23)\sin(35-14)}{\cos(23+0)\cos(0-14)}}\right]^2} = 0{,}291$$

$G_h = \gamma K_a \cos\phi_w = 122(0{,}291)\cos 23^o$ **=33 lb/ft³** ⇐ **Cevap**

$G_v = \gamma K_a \sin\phi_w = 122(0{,}291)\sin 23^o$ **=14 lb/ft³** ⇐ **Cevap**

Tablo 8.3'den: $\mu = 0{,}45-0{,}55$

(8.12) eşitliğinden: $\mu = \tan[0{,}7(38)] = 0{,}50$

μ=0,50 kullanınız.

$$\mu_a = \frac{\mu}{F} = \frac{0{,}50}{1{,}5} = \mathbf{0{,}33} \quad \Leftarrow \textbf{Cevap}$$

$$\lambda_a = \frac{\gamma\left[\tan^2(45^0+\phi/2)-\tan^2(45^0-\phi/2)\right]}{F}$$

$$= \frac{125\left[\tan^2(45^0+38^0/2)-\tan^2(45^0-38^0/2)\right]}{2}$$

=248 lb/ft³ **250 lb/ft³** kullanınız ⇐ **Cevap**

Problemin ifadesinde, izin verilebilir temas basıncı ile birlikte verilen geoteknik parametreler normalde geoteknik mühendisi tarafından geliştirilir.

Deneme tasarımının kayma stabilitesini değerlendiriniz.

H=1,25+0,5+12+6(1/4)

=15,25 ft

$$P_a/b = \frac{G_h H^2}{2} = \frac{(33)(15{,}25)^2}{2} = 3837 \text{ lb/ft}$$

$$V_a/b = \frac{G_v H^2}{2} = \frac{(14)(15{,}25)^2}{2} = 1628 \text{ lb/ft}$$

Temelin altındaki ağırlık:

Gövde: [(8/12+12/12)/2](12,5)(150 lb/ft³)	=1562 lb/ft
Temel: W_f/b=(1,25)(8)(150)	=1500 lb/ft
Duvarın arkasındaki zemin: (6)[12,5+(1/2)(6)(1/4)](122 lb/ft³)	=9699 lb/ft
V_a/b	=1628 lb/ft
$P/b + W_f/b$	=14389 lb/ft

(8.8) eşitliğinin değişkenmiş bir uyarlamasını kullanarak,

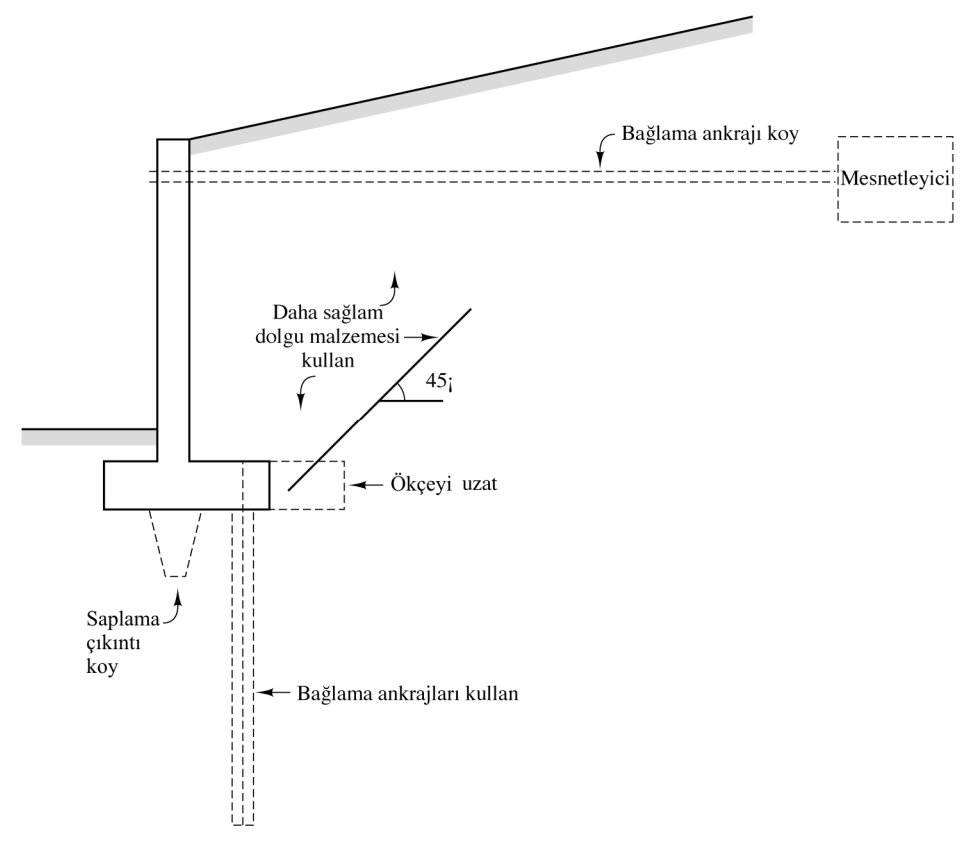
$$V_f/b = (P/b + W_f/b)\mu_a + 0{,}5\lambda_a D^2$$

=(14389)(0,33)+(0,5)(250)(1,75²)

=5131 lb/ft

$$F = \frac{\Sigma(P_R/b)}{\Sigma(P_D/b)} = \frac{5131}{3837} = 1{,}34 < 1{,}5$$

Kayma stabilitesinin kriteri sağlayamadığı durumda (bu örnekteki gibi) mühendis aşağıdaki yöntemlerden (bkz. Şekil 24.7) birini veya daha fazlasını kullanarak, deneme tasarımını değiştirmelidir:



Şekil 24.7 Kayma duraysızlığına karşı iyileştirme yöntemleri.

- *Temelin topuğunu uzatın:* Bu temele etkiyen ağırlığı arttırır; böylece kayma direncini yükseltir. Bununla birlikte yapım maliyetlerini de arttırır. Çünkü, daha büyük inşaat kazısı gerektirir. Eğer duvar bir arsa sınırına veya başka bir inşaat sınıra yakınsa, bu yöntem mümkün olmayabilir.
- *Temelin altına bir çıkıntı ilave edin:* Bu, pasif basıncı arttırarak kayma stabilitesini geliştirir. Bununla birlikte, aktif basınç da artar. Ancak, pasif basınçtaki artış aktif basınçtaki artıştan daha büyüktür. Bu nedenle, net bir artış vardır. Bu yöntem nispeten yüksek sürtünme açılı zeminlerde çok etkilidir. Çünkü, K_p/K_a oranı bu gibi zeminlerde en yüksek değerdedir ve tutucu kuvvetteki net artış en yüksektir.

Bazı mühendisler, özellikle temiz kumlarda (teorik olarak çok etkili oldukları yer), çıkıntıların kullanımını onaylamamaktadır. Çünkü, bunların sağladığı yararların yanında, inşaat sırasında zemindeki örselenme daha fazladır.

- *Daha sağlam arka dolgu zemini kullanın:* Kırılma düzleminin çizgiden geçmesini garanti etmek amacıyla, bu zemin en az Şekil 24.7'de gösterilen çizgiye kadar uzanmalıdır. Genellikle, bu daha büyük bir inşaat kazısı ve çoğunlukla ithal zeminin kullanımını gerektirir. Bu nedenle, bu yöntem genellikle pahalıdır.
- *Aşağı bağlama ankrajları yerleştirin:* Bu temele etkiyen normal kuvveti (*P/b*) dolayısıyla kayma sürtünmesini arttırır. Bu yöntem ϕ_f büyük olduğu zaman çok etkilidir.
- *Bir geriye bağlama ankrajı yerleştirin:* Bu, toplam tutucu kuvveti [$\Sigma(P_R/b)$] arttırır. Geriye bağlama ankrajları burada gösterildiği gibi bir halat kazığı biçiminde olabilir. Bu nedenle, burgu ile açılmış delik boyunca sürtünme yoluyla direnç geliştirebilirler.

Aksine, eğer kayma emniyet faktörü çok fazla olsaydı, mühendis topuk uzatmasını azaltır ve/veya çıkıntıyı kaldırır veya kısaltırdı. Topuk uzatmasını ayarlamanın kayma stabilitesi üzerindeki etkisi çok azdır.

Temelin ve çıkıntının (eğer kullanılmış ise) nihai boyutlarını 3 inç veya 100 mm'nin bir katı olarak ifade ederiz. Bu nedenle, deneme ve yanılma işlemi gerekli boyutlar bu tolerans içinde olduğu bilindiği zaman sona erer.

Örnek 24.1 – Bölüm B

İlave denemeler, topuk uzatmasında 7 ft 6 inç'in kaymaya karşı F=1,52 vereceğini göstermektedir. Bu toplam temel genişliği 9 ft 6 inç'e karşılık gelir.

Devrilme

Deneme tasarımı kayma stabilitesi şartlarını karşıladığı zaman, Şekil 24.8'de gösterilen duvar-zemin birimli sınır denge yaklaşımını kullanarak, duvarın devrilme stabilitesini değerlendirmeye başlayınız. Emniyet faktörü bu durumda momentler açısından tanımlanır:

$$F = \frac{\Sigma(M_R/b)}{\Sigma(M_D/b)} \tag{24.2}$$

Burada:

F=devrilmeye karşı emniyet faktörü

$\Sigma M_R/b$=duvarın birim uzunluğu başına tutucu momentler toplamı

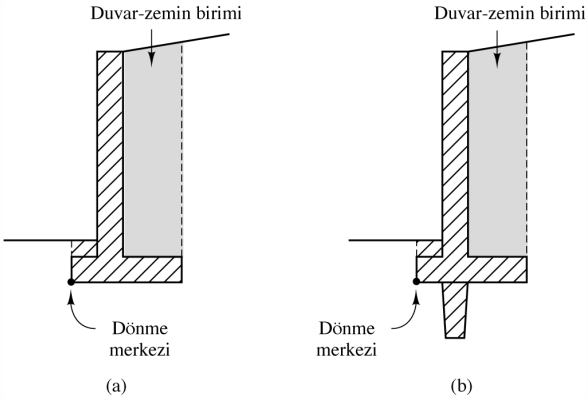
$\Sigma M_D/b$=duvarın birim uzunluğu başına kaydırıcı momentler toplamı (dönme momentleri olarak da bilinir)

b=birim uzunluktur (genellikle 1 ft veya 1 m)

Bu bir $\Sigma M = 0$ analizi değildir. Bir yönde etkiyen (tutucu) momentlerin toplamı alınarak, diğer yönde etkiyen (kaydırıcı) momentlerin toplamına bölünmektedir. Böylece, hesaplanan emniyet faktörü, çevresinde momentleri hesapladığımız noktanın konumuna bağlıdır.

Özenli bir devrilme analizi, bir dizi nokta etrafında emniyet faktörünü hesaplar ve en düşük F değerini veren nokta için araştırma yapar. Bu nokta en kritik nokta olup, bu nokta

etrafındaki emniyet faktörü devrilme için ‘’doğru’’ *F*’dir. Bu değer aynı zamanda (eğer duvar devrilme ile göçüyor olsaydı) duvarın etrafında döneceği noktadır. Bu tür araştırma, zemin şevlerin stabilitesini değerlendirmede kullanılan işleme benzer.



Şekil 24.8 Devrilme analizi için duvar-zemin ünitesi: (a) çıkıntısız duvarlar için ve (b) çıkıntılı duvarlar için.

Ancak, geleneksel mühendislik uygulamasında böyle bir titiz analiz kullanılmaz. Mühendisler normalde devrilme analizini yalnızca bir noktada; Şekil 24.8’de gösterildiği gibi temelin ucu etrafındaki momentleri hesaplayarak değerlendirir. Bu büyük olasılıkla kritik nokta olmadığı için, hesaplanan *F* hemen hemen her zaman ‘’doğru’’ *F*’den bazan yüzde 40 kadar daha büyüktür ve bu analiz muhafazakâr değildir. Neyse ki, tasarım işleminin kalanı, özellikle ‘’kayma stabilitesi’’ ve ‘’temelin tabanı üzerindeki normal kuvvetin yeri’’ için şartlar dolaylı olarak bu gibi problemleri yakalar ve nihai tasarımı muhafazakâr olmamaktan önler. Başka bir deyişle, her ne zaman devrilme analizi yanlış sonuçlar üretse, diğer analizler tasarımı kontrol eder. Bu nedenle, ucun etrafındaki momentleri hesaplamanın geleneksel uygulaması, bazen yanlış sonuçlar verse bile, kabul edilebilirdir.

Bu bir sınır denge analizi olduğu için, devrilme yenilmesi meydana gelirken duvar-zemin birimi üzerine etkiyecek kuvvetleri dikkate alırız. Aşağıdaki kuvvetler kaydırıcı momentleri oluşturur:

- Duvar-zemin biriminin arkasına etkiyen yanal zemin basınçlarının yatay bileşeni. Teorik olarak, bu kuvvetin bilşekesi temel tabanından 0,33*H* yüksekliğinde etkir. Fakat, saha ölçümleri gerçek yerin yaklaşık 0,4*H* yükseklikte olduğunu göstermektedir (Duncan vd., 1990). Başka bir deyişle, gerçek basınç dağılımı üçgen değildir. Yine de, bu yöntem biraz muhafazakâr olsa da, analizi teorik yüksekliğe dayandırmak geleneksel uygulamadır.
- Duvar-zemin birimi arkasında etkiyen hidrostatik kuvvetler. Bu kuvvetlerin bileşkesi akışkanlar statiği ilkelerini kullanarak belirlenebilir.
- Arka dolgudan gelen sismik kuvvetler (bu bölümün konusu dışındadır).

Bu momentlere aşağıdakiler ile karşı konur:

- Duvar-zemin birimi arkasına etkiyen yanal zemin basınçlarının düşey bileşeni.
- Duvar-zemin biriminin ağırlığı.

- Temelin önünde etkiyen hidrostatik basınç.

Eğer bir devrilme göçmesi meydana gelseydi, temelin alt kısmı hafifçe geriye doğru hareket edebilirdi (yani, dönme merkezi gerçekten temelin altından biraz yüksek olabilir). Bu nedenle, temelin önünde etkiyen pasif basınç yoluyla verilen direnç güvenilir değildir ve devrilme analizinde ihmal edilmelidir.

Bu analiz, duvarı uç çevresinde devrilme sürecinde varsaydığı için, temelin altı ve zemin arasındaki normal kuvvet ($P/b+W_f/b$) dönme merkezinde etkir ve bu nedenle moment kolu sıfırdır. Aynı şey temelin tabanı boyunca etkiyen kayma sürtünmesi kuvveti (V_f/b) için doğrudur. Bu nedenle, bu kuvvetlerin hiçbirinin moment hesaplarında dikkate alınması gerekmez.

Minimum gerekli emniyet faktörü kayma için aynıdır: arkası doldurulmuş olan ve kumlar, siltli kumlar, çakıllar veya kaya üzerinde desteklenen duvarlar için en az 1,5 [ICC 1610.2] veya eğer arka dolgu veya altta bulunan zemin kil veya killi silt ise, en az 2,0'dir.

Temelin Tabanı Üzerinde Normal Kuvvetin Yeri

Hizmet koşullarının geçerli olduğu süre içinde (devrilme analizinde kullanılan sınır denge koşuluna kıyasla), temelin tüm tabanı boyunca basınç gerilmesini sürdürmek için, normal kuvvet ($P/b+W_f/b$) temelin çekirdeği içinde yer almalıdır (yani, eksantrisite 'e', $B/6$'dan büyük olmamalıdır). Bu, Bölüm 5.3'de tartışıldığı gibi, temelin ve duvarın aşırı dönmesini engeller. Kaya üzerinde desteklenen duvarlar için, dönme küçük olacaktır. Bu nedenle, ($P/b+W_f/b$) temelin orta yarısı içinde yer almalıdır (yani, e, $B/4$'den büyük olmamalıdır) (Duncan vd., 1990).

Hizmetteki koşulda duvar statik denge içindedir. Bu nedenle, herhengi bir nokta etrafındaki momentlerin toplamı sıfıra eşit olmalıdır. Bu olguyu, bir sonraki örnekte gösterildiği gibi ($P/b+W_f/b$)'nin yerini hesaplamada kullanabiliriz.

Örnek 24.1 – Bölüm C

Bölüm B'de tanımlanan duvarın devrilme stabilitesini kontrol ediniz. Bu analiz, topuk uzatmasında 7 ft 6 inç'i yansıtan gözden geçirilip düzeltilmiş ağırlıkları ve kuvvetleri kullanmaktadır.

Kaynak	Kuvvet (lb)	Kol (ft)	M_D/b (ft-lb/ft)	M_R/b (ft-lb/ft)
P_a/b	4028	0,333(15,62)=5,20	20946	
V_a/b	1708	9,5		16226
Gövde	1562	1,0+0,5=1,5		2343
Sömel (W_f/b)	1594	9,5/2=4,5		8460
Zemin	12293	1+1+3,75=5,75		70685
			20946	97714

$$F = \frac{\Sigma(M_R/b)}{\Sigma(M_D/b)} = \frac{97.714}{20.946} = 4{,}67 > 1{,}5 \quad \text{uygun}$$

Temele etkiyen bileşke kuvvetin yerini bulunuz.

Bu analiz devrilme analizinden farklıdır. Çünkü, hizmet anındaki koşulları dikkate alır. Amaç, temelin altına etkiyen bileşke kuvvetin yerini bulmak ve çekirdek bölgenin içinde olup

olmadığını belirlemektir. Duvar statik denge içinde olduğundan, herhangi bir nokta etrafında momentler toplamını alarak ve onu sıfıra eşitleyerek bu kuvvetin yerini bulunuz. Devrilme merkezi etrafında önceden momentleri hesaplamıştık. Bu nedenle, bu noktayı kullanmayı sürdürmek en kolayıdır.

7 ft 6 inç topuk uzatması ile (P/b+W_f/b)'nin büyüklüğü 17.348 lb/ft'dir.

x=devrilme merkezinden bileşke kuvvete yatay mesafe olsun.

$$\Sigma M/b = 20.946 + 17{,}348x - 97.714 = 0$$

$$x = 4{,}43 \text{ ft}$$

e=eksantrisite=temelin merkezinden bileşke kuvvete mesafe olsun.

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{9{,}5\,\text{ft}}{2} - 4{,}43\,\text{ft} = 0{,}32\,\text{ft}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{9{,}5\,\text{ft}}{6} = 1{,}58\,\text{ft}$$

$e<B/6$ O halde; bileşke, çekirdek bölge içindedir **Tamam**

Deneme tasarımın devrilme stabilitesi tatminkâr olmadığı zaman veya bileşke temelin çekirdek bölgesi içinde değilse, tasarımı aşağıdaki yollardan biri veya daha fazlası için değiştiriniz:

- *Temelin ucunu uzatın:* Bu hemen hemen her zaman en ekonomik yöntemdir. Çünkü, tutucu momentlerin tümünün moment kollarını arttırır ve kaydırıcı momentleri arttırmaksızın veya önemli biçimde inşaat kazısı hacmini arttırmaksızın temelin taşıma gücünü arttırır.
- *Temelin topuğunu uzatın:* Şekil 24.7'de gösterildiği gibi. Bu yöntem çok pahalıdır. Çünkü, inşaat kazısı hacmini de arttırır. Bir mühendis, sadece bir mülk sınırı veya bir diğer sınırlama ucun uzatılmasını engelleseydi, büyük olasılıkla bu yaklaşımı tercih ederdi.
- *Daha sağlam arka dolgu zemini kullanın:* Şekil 24.7'de gösterildiği gibi. Bu da, daha önce anlatılan nedenlerden dolayı pahalı olur.
- *Aşağı bağlama veya geriye bağlama ankrajları kullanın:* Şekil 24.7'de gösterildiği gibi. Bu çok etkilidir. Fakat, pahalı olabilir.

Örnek 24.1 – Bölüm D

Bu durumda, hem devrilme stabilitesi hem de çekirdek bölge içindeki bileşke kriterleri geniş toleranslar ile aşılmıştır. Bu nedenle, duvar aşırı tasarlanmıştır. Uç uzatmanın tümünü kaldırmayı deneyiniz. Tutucu moment kollarının tümü 1 ft azaltılacaktır.

Kaynak	Kuvvet (lb)	Kol (ft)	$M_D/_b$ (ft-lb/ft)	$M_R/_b$ (ft-lb/ft)
$P_a/_b$	4028	0,333(15,62)=5,20	20951	
$V_a/_b$	1708	8,5		14518
Gövde	1562	0,5		781
Sömel ($W_f/_b$)	1781	4,25		6774
Zemin	12293	4,75		58392
			20951	80645

$$F = \frac{\Sigma(M_R/b)}{\Sigma(M_D/b)} = \frac{80.465}{20.951} = 3{,}84 > 1{,}5 \quad \text{uygun}$$

Temele etkiyen bileşke kuvvetin yerini bulun.
Uzatmasız ($P/b+W_f/b$)'nin büyüklüğü 17.160 lb/ft dir.
x=devrilme merkezinden bileşke kuvvete yatay mesafe olsun.

$$\Sigma M/b = 20.951 + 17.160\,x - 80.465 = 0$$

$$x = 3{,}47 \text{ ft}$$

e=eksantrisite=temelin merkezinden bileşke kuvvete mesafe olsun.

$$e = \frac{B}{2} - x = \frac{8{,}5\,\text{ft}}{2} - 3{,}47\,\text{ft} = 0{,}78\,\text{ft}$$

$$\frac{B}{6} = \frac{8{,}5\,\text{ft}}{6} = 1{,}42\,\text{ft}$$

e<$B/6$ O halde; bileşke, çekirdek bölge içindedir. **Tamam**

Stabilite kriterleri halen önemli bir tolerans ile aşılmıştır. Fakat, daha fazla tasarruf için olanak yoktur. Temel ağırlığındaki azalma minimumdur. Bu nedenle, kayma stabilitesini tekrar kontrol etmeye gerek yoktur.

Taşıma Gücü ve Oturma

Duvarı destekleyen temel Şekil 24.2d'de gösterildiği gibi bir taşıma gücü yenilmesine veya Şekil 24.2f'de gösterildiği gibi aşırı oturmaya maruz kalabilir. Altbölüm 8.2'de anlatıldığı gibi, moment yüklü temellere ait teknikleri kullanarak bu olasılığı kontrol ediniz.

Örnek 24.1 – Bölüm E

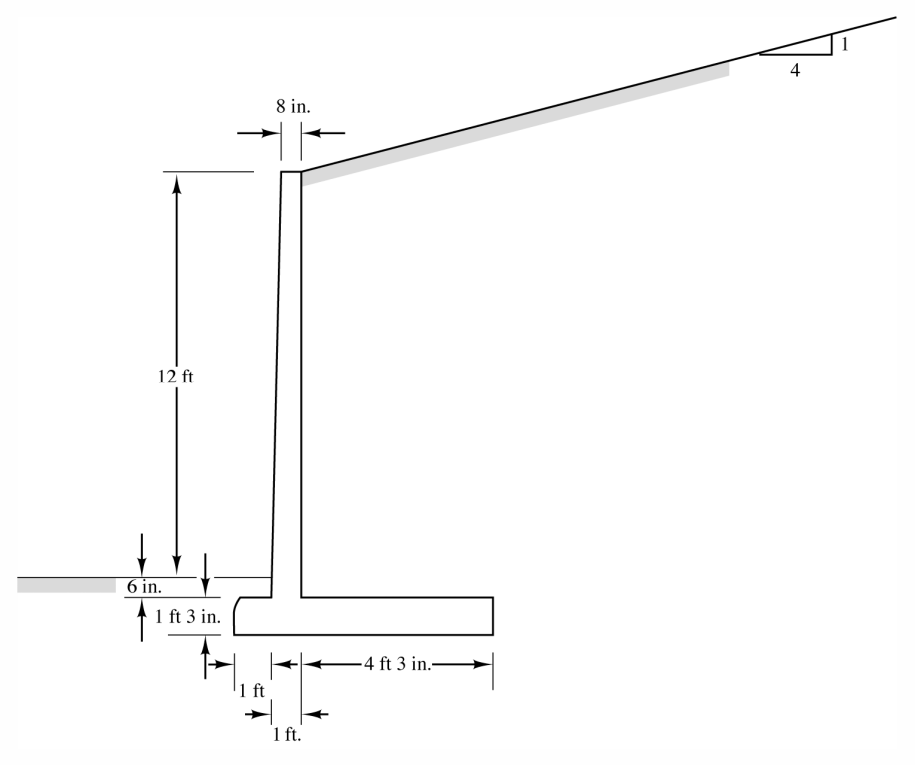
Taşıma gücü ve oturmayı kontrol ediniz.

$$B' = B - 2e = 8{,}5 - 2(0{,}78) = 6{,}94 \text{ ft}$$

$$q_{\text{eş}} = \frac{P + W_f}{B'L'} - u_D = \frac{17{,}160\,\text{lb/ft}}{(6.94\,\text{ft})(1\text{ft})} - 0 = 2473\,\text{lb/ft}^2$$

Problem ifadesinden, q_A=5000 lb/ft^2. Bu değer, Bölüm 8'de tartışıldığı gibi, hem taşıma gücünü hem de oturma kriterlerini yansıtır.

$q_{\text{eş}} \# q_A$ olduğundan, tasarım kabul edilebilir.
Not: Bu temel hem aşağı doğru hem de kesme yüklerine tabidir. Bu nedenle, teknik olarak q_A'yı geliştirmek için kullanılan taşıma gücü analizleri Vesic yöntemini kullanır ve onun yük eğim faktörleri avantajından yararlanır. Ancak, bu durumda $q_{\text{eş}}$ ve q_A arasında öyle büyük tolerans var ki; bu rafine etme işleminin dikkate alınıp alınmaması önemli değildir.
Sonuç
Aşağıda tartışılan nedenlerden dolayı, derin oturmalı kayma yenilmesi veya aşırı oturma için kontrol yapmayacağız. Bu nedenle, Şekil 24.9'da gösterilen tasarım tüm stabilite kriterlerini karşılar.



Şekil 24.9 Örnek 24.1'deki istinat duvarı için nihai boyutlar.

Derin Oturmalı Kayma Yenilmesi

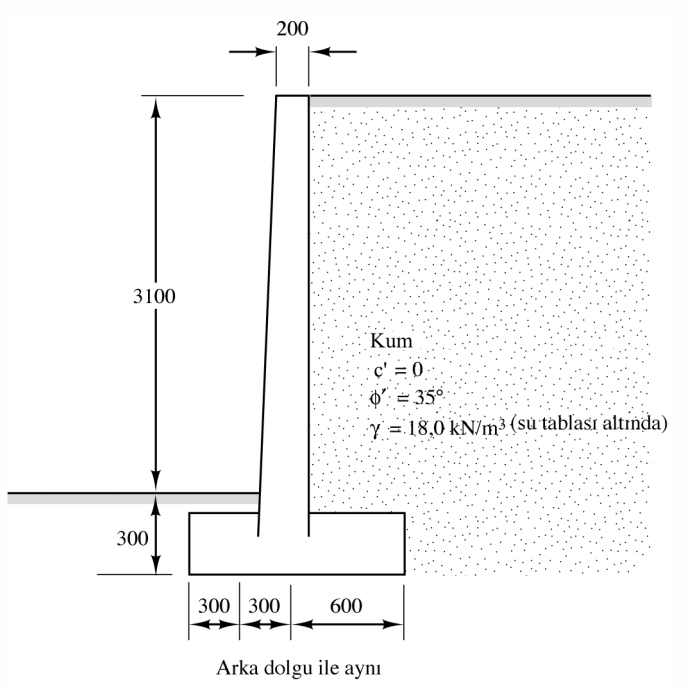
Derin oturmalı kayma yenilmesi, daha önce anlatılan biçimlerin herhangi birinden çok daha büyük alanda olabilen fecî bir olaydır. Aşağıdaki koşulların herhangi birinin mevcut olması durumunda, bu biçim yenilme hakkında endişelenmek gerekir:

- Zemin yumuşak veya orta sert bir kildir ve drenajsız koşullara tabidir. Genellikle, sadece $H_w / s_u > 6$ olması durumunda bu bir sorundur. Burada H_w Şekil 24.5'de tanımlandığı gibi duvar yüksekliği, s_u drenajsız kayma dayanımı ve γ zeminin birim ağırlığıdır.
- Uygunsuz yönlenmiş zayıf damarlar veya tabakalanma düzlemleri mevcuttur.
- Zeminin bir kısmı veya tamamı sıvılaşmaya eğilimlidir. Bu olay depremler esnasında gevşek, suya doygun kumlar ve siltli kumlarda meydana gelir ve zeminin dayanımının çoğunu veya tamamını kaybetmesine neden olur.

Bunlar geçerli ise, bir şev stabilite analizi kullanarak derin oturmalı kayma stabilitesini değerlendiriniz. Neyse ki, duvarların büyük çoğunluğu bu koşulların herhangi birini sağlamaz. Bu nedenle, genellikle derin oturumlu yenilmenin bir problem olmadığı sonucuna varabiliriz. Örnek 24.1'deki duvar, yukarıdaki kriterlerin herhangi birini karşılamaz. Bu nedenle, derin oturmalı yenilme için kontrol yapmamız gerekmez.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

24.1 Coulomb'un aktif zemin basınç formülünü kullanarak, Şekil 24.10'daki istinat duvarı için G_h ile G_v'yi ve μ_a ile λ_a'yı hesaplayınız. İzin verilebilir temas basıncı (q_A) 200 kPa'dır. Daha sonra bu geoteknik parametreleri kullanarak duvarın dış stabilitesini değerlendiriniz. Bu durum normal tarasım şartlarını sağlar mı? Şayet sağlamaz ise, hangi değişiklikleri önerirsiniz? Su tablası yüzeyden çok derindedir.



Şekil 24.10 Örnek 24.1 için planlanan konsol istinat duvarı.

24.2 2,2 m yüksekliğindeki bir konsol istinat duvarının arkası G_h=5 kN/m³ ve G_v=0 olan iyi derecelenmiş bir kum ile doldurulacaktır. Duvarın altındaki zemin de benzer özelliklerde olup, μ_a=0.35, λ_a=45 kN/m³ ve q_A=250 kPa'dır. Duvarın üstünde ve altında zemin yüzeyleri düz olup, su tablası çok derindedir. Dış stabilite şartlarını sağlamak için gerekli sömel boyutlarını bulunuz. Nihai tasarımınızı çizim şeklinde gösteriniz.

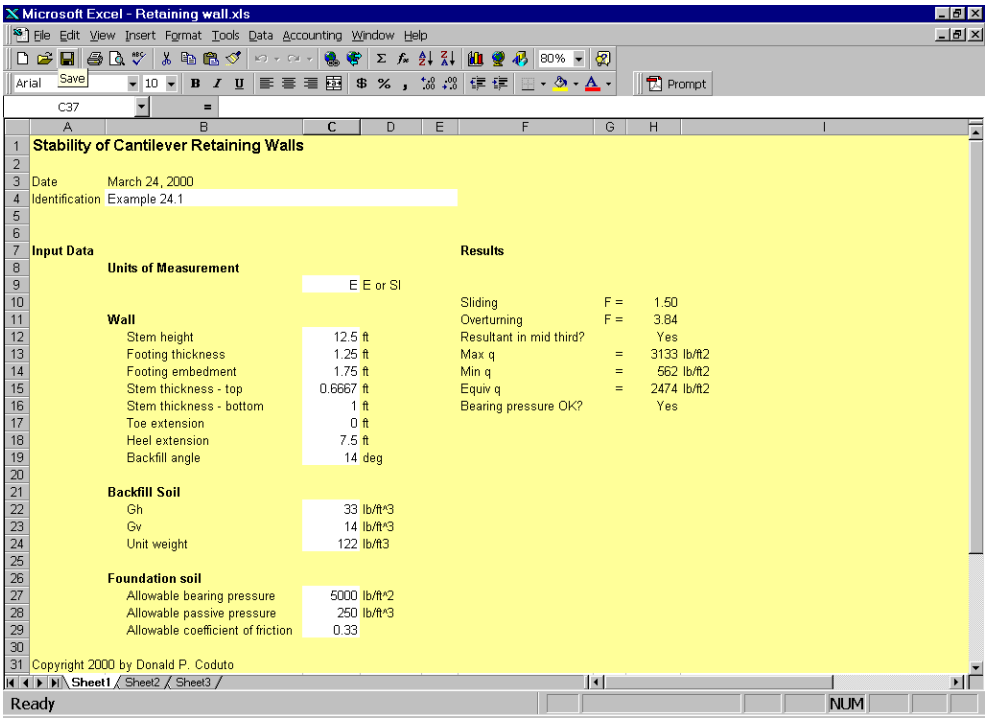
24.3 10 ft yüksekliğindeki bir konsol istinat duvarının arkası G_h=40 lb/ft³ ve G_v=10 lb/ft³ olan bir siltli kum ile doldurulacaktır. Duvarın altındaki zemin de benzer özelliklerde olup, μ_a=0.30, λ_a=200 lb/ft³ ve q_A=3500 lb/ft²'dir. Duvarın üstünde ve altında zemin yüzeyleri düz olup, su tablası çok derindedir. Dış stabilite şartlarını sağlamak için gerekli sömel boyutlarını bulunuz. Nihai tasarımınızı çizim şeklinde gösteriniz.

24.2 RETWALL HESAP TABLOSU PROGRAMI

Dış stabilite analizleri, Altbölüm 24.1'de sunulduğu gibi, Microsoft® Excel gibi bir elektronik hesap tablosu programı kullanarak yapılabilir. Bu gibi elektronik hesap tablosu

çözümleri yararlıdır. Çünkü, hatalar için potansiyeli azaltırlar ve deneme ve yanılma tasarım işlemini çok daha hızlı yaparlar.

Bir Microsoft® Excel elektronik hesap tablosu programı RETWALL.XLS bu kitapla birlikte geliştirilmiş olup, Prentice Hall'un Internet sayfasından indirilebilir. Yükleme talimatları Ek B'de verilmiştir. Tipik bir ekran Şekil 24.11'de gösterilmiştir. Genellikle bu sayfayı kullanmak için en etkin yol, Örnek 24.11'de gösterilen sırayı izlemektir (yani, ilk önce kayma analizi, vb.).



Şekil 24.11 RETWALL.XLS hesap talosu proğramı için tipik bir ekran görüntüsü.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ – HESAP TABLOSU ANALİZLERİ

24.4 Hesap tablosu programını kullanarak Problem 24.1'i çözünüz.

24.5 Hesap tablosu programını kullanarak Problem 24.2'yi çözünüz.

24.6 Hesap tablosu programını kullanarak Problem 24.3'ü çözünüz.

24.3 İÇ STABİLİTE (YAPISAL TASARIM)

Duvar, dış stabilite gereksinimlerini karşılamak için boyutlandırıldığı zaman, iç stabilitesini kontrol etmeliyiz. Uygulanan yüklere güvenli bir şekilde karşı koymak için, yeterli yapısal sağlamlık ile yapısal bir tasarım geliştirmek suretiyle, iç stabilite şartları sağlanmalıdır.

Temel hemen hemen her zaman donatılı betondan yapılır. Fakat, gövde ya donatılı beton veya donatılı kâgir olabilir. Beton gövdeler daha büyük eğilme dayanımına ve tasarım

boyutlarında daha büyük esnekliğe sahiptir ve bu nedenle yüksek duvarlar için çok ekonomik gibi görünmektedir. Ancak, kâgir gövdeler çok pahalı olan kalıp yapısı gerektirmez. Bu nedenle, bu tip gövde daha kısa duvarlar için tercih edilir.

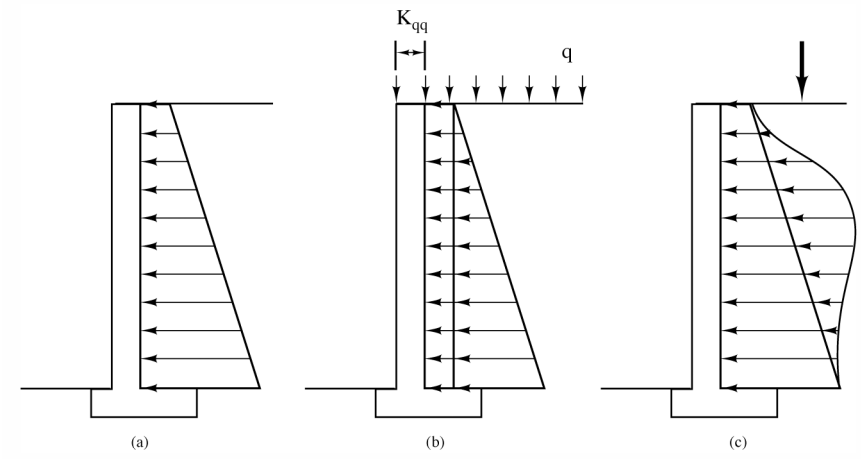
İç stabilite değerlendirmesi ve yapısal tasarım gövde ile başlar, daha sonra temele geçer.

Kalıplı Beton Gövdeler

Kalıplı beton gövdelerin tasarımı *İnşaat Betonu için Bina Yönetmeliği Gereksinimleri* ACI 318-99 ve ACI 318M-99 (ACI, 1999) tarafından kontrol edilir. Yerel bina yönetmeliklerinde bazan ilave şartlar bulunur.

Kesme ve Moment Diyagramlarının Geliştirilmesi

Gövdeye etkiyen yanal yükler, Bölüm 23'de anlatılan teknikleri kullanarak hesaplanmalıdır ve Şekil 24.12'de gösterildiği gibi (eğer varsa) sürşarj yüklerini dikkate almalıdır. ACI yönetmeliği YDFT tasarımını kullanır (ACI bunu nihai dayanım tasarımı diye adlandırır). Bu nedenle, hesaplanan yükleri, (2.7)–(2.17) eşitlikleri ile tanımlanan ACI yük faktörleri ile çarpmalıyız. Zemin basınçları için yük faktörü 1,7'dir [(2.11) eşitliğinden). Sonra, bu faktörlü zemin basınçlarını gövde için kesme ve moment diyagramlarını geliştirmek amacıyla kullanırız. Şekil 24.13'de bir konsol istinat duvarının gövdesinde tipik kesme ve moment diyagramları görülmektedir.



Şekil 24.12 Gövde tasarımı için tipik yük diyagramları: (a) sıfır sürşarj yükü; (b) üniform sürşarj yükü ve (c) nokta sürşaj yükü durumları.

Örnek 24.2 – Bölüm A

İç stabiliteyi değerlendiriniz ve Örnek 24.1'deki duvar için yapısal bir tasarım geliştiriniz. Gövdedeki moment için bir denklem geliştiriniz. Bu durumda, sürşarj yükleri mevcut değildir. Bu nedenle, yükleme diyagramı üçgen, kesme diyagramı ikinci derece eğri (parabol) ve moment diyagramı üçüncü derece bir eğridir (kübik). Bu nedenle, gövdenin tabanındaki momenti hesaplayarak ve moment denklemindeki katsayıyı geriye doğru hesaplayarak, moment diyagramını geliştirebiliriz.

Gövdenin tabanında:

$$P_a/b = \frac{G_h H^2}{2} = \frac{(33)(12{,}5)^2}{2} = 2578 \text{ lb/ft}$$

$$P_u/b = 1{,}7P_a/\text{b} = (1{,}7)(2578) = 4383 \text{ lb/ft}$$

$$M_u/b = (4383 \text{ lb/ft})(12{,}5 \text{ ft})(0{,}33) = 18.079 \text{ ft-lb/ft} = 217.000 \text{ inç-lb/ft}$$

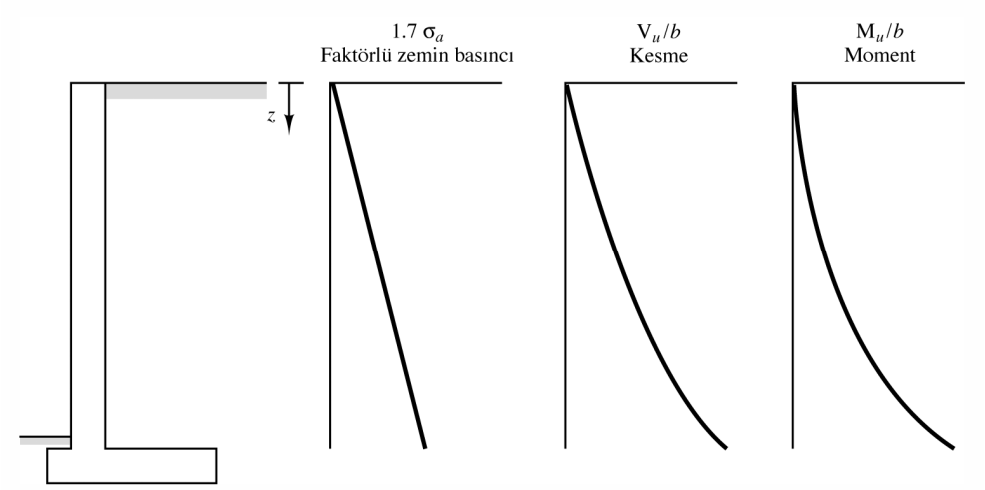
z'yi gövdenin tepesinden aşağı mesafeye inç olarak ve m'yi moment denklemindeki katsayıya eşitleyiniz.

$$M_u/b = mz^3$$

$$217.000 \text{ inç-lb/ft} = m[(12{,}5 \text{ ft})(12 \text{ inç/ft})]^3$$

$$m = 0{,}0643$$

$$M_u/b = 0{,}0643\ z^3$$



Şekil 24.13 Gövde üzerine etkiyen zemin basıncı ve tipik kesme ve moment diyagramları.

Gövde Kalınlığı ve Donatının Belirlenmesi

Gövdenin kalınlığı en az 200 mm olmalı ve 20 mm'nin katı olarak ifade edilmelidir. Kısa duvarlar için üniform kalınlık mümkün olabilir. Fakat, yüksek duvarlar uca doğru inceltilir veya basamaklı yapılır. Dolayısıyla, tabandaki kalınlık tepeden daha büyüktür. Tabanda, daha büyük bir kalınlık ve daha fazla donatı çeliği gereklidir. Çünkü, oradaki gerilmeler daha büyüktür.

Tasarım işlemi gövdenin kesme kapasitesini değerlendirmekle başlar. Kesme için en kritik kesit tabandadır. Etriyeler olmadığı için, betonun kapasitesi kesme kuvvetine direnmeye yeterli olmalıdır (yani, eğilme çeliği ile sağlanan herhangi kesme direncini ihmal ederiz). Nominal kesme kapasitesi [ACI 11.3.1.1, 11.3.2.1]:

$$V_n/b = V_c/b = 2b_w d\sqrt{f'_c} \quad \text{(24.3 İngiliz)}$$

$$V_n/b = V_c/b = \frac{1}{6} b_w d\sqrt{f'_c} \quad \text{(24.3 SI)}$$

Gövde yeterli kalınlığa sahip olmalıdır. Bu nedenle, aşağıdaki koşul karşılanır [ACI 11.5.5.1]:

$$V_u/b \leq 0{,}5\phi V_n/b \quad (24.4)$$

Burada:

V_u/b=duvarın birim uzunluğu başına faktörlü kesme kuvveti (lb/ft, kN/m)
V_n/b = duvarın birim uzunluğu başına nominal kesme kapasitesi (lb/ft, kN/m)
V_c/b =betonun nominal kesme kapasitesi (lb/ft, kN/m)
b_w =kesme yüzeyi genişliği=12 inç/ft veya 1000 mm/m
d=efektif derinlik (inç, mm)
f'_c =betonun 28 günlük basınç dayanımı (lb/inç^2, MPa)
ϕ=direnç faktörü=0,85

(24.3) ve (24.4) eşitliklerini kullanarak, kesme gereksinimlerini karşılamak için gövdenin tabanındaki minimum gerekli kalınlığı belirleyebiliriz.

Ayrıca, kesme kuvveti gövdeden temele geçmelidir. Bu ayrıca ele alınmalıdır. Çünkü, gövde ve temel iki ayrı beton halinde dökülür ve aralarında soğuk eklem vardır. Bu eklemin kesme kapasitesi, donatı çeliği ile sağlanan normal kuvvet ile, kayma sürtünmesine dayandırılır. Duvarın birim uzunluğu başına gerekli çelik alanı (A_{vf}/b) şöyledir [ACI 11.7.4.1]:

$$A_{vf}/b = \frac{V_u/b}{\phi f_y \mu} \quad (24.5)$$

Burada:

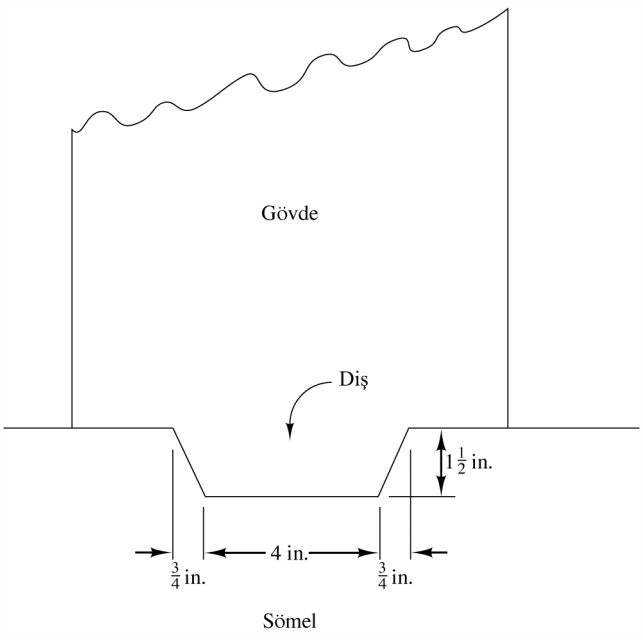
A_{vf}/b= duvarın birim uzunluğu başına gerekli çelik alanı
b=duvarın birim uzunluğu (genellikle 1 ft veya 1 m)
ϕ=direnç faktörü=0,85
V_u/b = duvarın birim uzunluğu başına faktörlü kesme kuvveti
f_y = çeliğin akma dayanımı
μ=sürtünme katsayısı=0,6

A_{vf}/b'yi sağlamak için, özel çubuklar kullanmaktan daha çok, iki işi birden görsün diye basitçe düşey eğilme çeliğinin boyutunu arttırırız.

ACI tarafından gerekli görülmemesine rağmen, Şekil 24.14'de gösterildiği gibi, temel ve gövde arasında bir çıkıntı sağlamak iyi bir uygulamadır. Bu çıkıntı genellikle uca doğru inceltilmiş 2x6 veya 2x8 kereste ile yapılır ve böylece 1,5 inç (37 mm) derinliğe sahiptir. Gövde ve temel arasında ilave kesme aktarımı sağlar.

Bir sonraki adım, gövde tabanındaki eğilme gerilmelerini değerlendirmek ve bu eğilme gerilmelerine güvenli olarak direnmeye yeterli gövde kalınlığı ve donatı çeliği sağlamaktır.

ACI 0,75ρ_b'2ye kadar donatıya izin verir. Burada ρ_b dengelenmiş çelik oranıdır [ACI 10.3.3]. Ancak, arazide donatıları tam olarak yerleştirmedeki güçlükler nedeniyle en iyisi 0,35 ρ_b – 0,50 ρ_b çelik oranları kullanmaktır (MacGregor, 1992). Tablo 24.1 ve 24.2 f'_c ile f_y'nin çeşitli kombinasyonları için bu çelik oranlarını vermektedir. Minimum gerekli çelik alanı aşağıdaki gibidir [ACI 14.3.2]:



Şekil 24.14 Temel ile gövde arasında çıkıntı kullanımı.

#5 (metrik #16)'den daha büyük çubuklar ve $f_y \geq 420$ MPa (60 k/inç^2) için: $A_s \geq 0{,}0012A_g$
Diğer tüm koşullar için: $A_s \geq 0{,}0015\ A_g$

Burada:

A_s=eğilme çeliği alanı
A_g=toplam beton alanı
f_y=çeliğin akma dayanımıdır.

Merkezden merkeze maksimum çelik aralığı, gövde kalınlığının üç katı veya 500 mm (hangisi daha az ise)'dir [ACI 7.6.5].

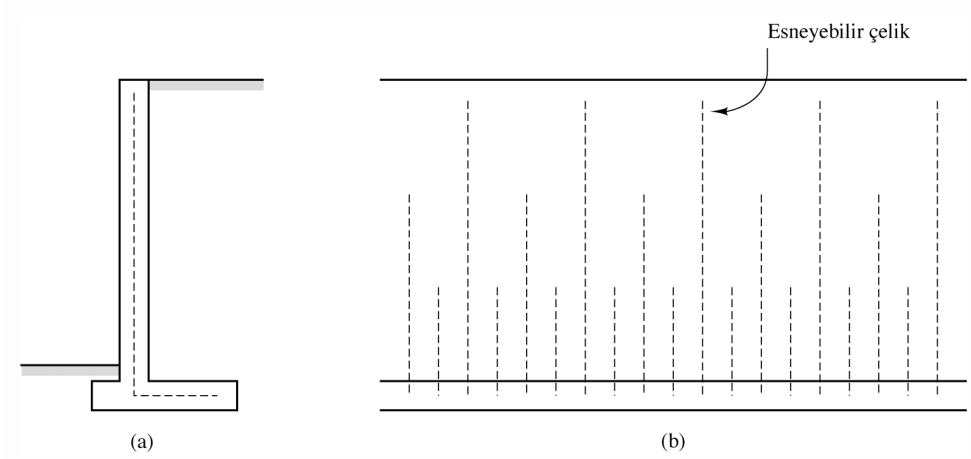
Bir sonraki adım, düşey eğilme çeliğinin bir kısmının, Şekil 24.15'de gösterildiği gibi, gövde yukarı kısmî mesafede kesilebilip kesilemeyeceğini belirlemektir. Bu çoğunlukla olasıdır. Çünkü, moment denklemi kübiktir. Bu nedenle, gövdedeki eğilme gerilmeleri hızla azalır. Örnek 24.2'de kesme yüksekliklerini belirlemenin bir yöntemini verilmiştir.

Tablo 24.1 Maksimum çelik oranı ρ – İngiliz Birimleri (MacGregor, 1992'den).

f_y (lb/in²)		f_y' (lb/in²)			
		3000	4000	5000	6000
40.000	ρ_b	0,0371	0,0495	0,0582	0,0655
	$0,75\rho_b$	0,0278	0,0371	0,0437	0,0491
	$0,50\rho_b$	0,0186	0,0247	0,0291	0,0328
	$0,35\rho_b$	0,0130	0,0173	0,0204	0,0229
60.000	ρ_b	0,0214	0,0285	0,0335	0,0377
	$0,75\rho_b$	0,0161	0,0214	0,0251	0,0283
	$0,50\rho_b$	0,0107	0,0143	0,0168	0,0189
	$0,35\rho_b$	0,0075	0,0100	0,0117	0,0132

Tablo 24.2 Maksimum çelik oranı ρ – SI Birimleri (MacGregor, 1992'den).

f_y (MPa)		f_y' (MPa)			
300	ρ_b	0,0321	0,0401	0,0482	0,0582
	$0,75\rho_b$	0,0241	0,0301	0,0361	0,0436
	$0,50\rho_b$	0,0161	0,0201	0,0241	0,0291
	$0,35\rho_b$	0,0112	0,0140	0,0169	0,0204
420	ρ_b	0,0202	0,0253	0,0304	0,0367
	$0,75\rho_b$	0,0152	0,0190	0,0228	0,0275
	$0,50\rho_b$	0,0101	0,0126	0,0152	0,0183
	$0,35\rho_b$	0,0071	0,0089	0,0106	0,0128



Şekil 24.15 Çelik oranını değiştirmede farklı çelik kesme uzunlukları kullanılır: (a) uç görünümü; (b) yandan görünümü.

Son olarak, gövdede boyuna çeliği tasarlarız. Teoride o yönde eğilme gerilmeleri olmamasına rağmen, eğer zemin tam olarak uniform değilse veya münferit yükler mevcut ise, bu gibi gerilmeler gelişebilir. Bu çelik bu yüklere ve sıcaklık ve rötre gerilmelerine yer verir. ACI 14.3.3 aşağıdaki minimum boyuna çeliği zorunlu hale getirir:

- Eğer çubuk boyutu #5 (metrik #16)'den daha büyük değilse ve $f_y \geq 420$ MPa (60 k/inç^2) ise: $A_s \geq 0{,}0020\, A_g$ kullanınız.
- Diğer tüm koşullar için: $A_s \geq 0{,}0025\, A_g$ kullanınız.

Burada A_g toplam beton alanıdır.

Büyük sürşarj nokta yükler mevcut olmadıkça, bir boyuna eğilme analizi yürütmek gerekli değildir.

Örnek 24.2 – Bölüm B

Gövde tabanındaki gerekli duvar kalınlığı ve eğilme çeliğini belirleyiniz.
f'_c =4000 lb/inç^2 ve f_y =60 k/inç^2 kullanınız.

Gövdenin tabanındaki kesmeyi kontrol ediniz.
Kesme için en kritik kesit gövedenin tabanında meydana gelir. Etriyeler olmadığı için, beton kesme kuvvetine direnmeye yeterli olmalıdır (yani, eğilme çeliği ile sağlanan kesme direncini ihmal ederiz).

$$V_u/b = P_u/b = 4383 \text{ lb/ft}$$

$$V_n/b = V_c/b = 2b_w d\sqrt{f'_c}$$

$$= 2(12 \text{ inç/ft})d\sqrt{4000 \text{ lb/inç}^2}$$

$$=1518\, d \text{ lb/ft}$$

(24.4) eşitliği ile birleştirip çözüldüğünde, $d \geq 6{,}79$ inç verir.

$$T \geq d + d_b + \text{örtü} = 6{,}79+0{,}5+3=10{,}29 \text{ inç}$$

T=11 inç, d=7,5 inç kullanınız.
Gövdeden temele kesme aktarımını kontrol ediniz.

$$A_{vf}/b = \frac{V_u/b}{\phi f_y \mu} = \frac{(4383 \text{ lb/ft}))}{(0{,}85)(60.000 \text{ lb/inç}^2)(0{,}6)} = 0{,}143 \text{ inç}^2/\text{ft}$$

Bu çelik alanın, hesaplanan eğilme çeliği alanına ilave edilmesi gerekecektir. Gövde tabanındaki eğilme gerilmelerini değerlendirin ve eğilme çeliğini tasarlayınız.
(9.13) eşitliğini kullanarak:

$$A_s/b = \left(\frac{f'_c b}{1{,}176 f_y}\right)\left(d - \sqrt{d^2 - \frac{2{,}353 M_u/b}{\phi f'_c b}}\right)$$

$$= \left(\frac{(4000)(12)}{(1{,}176)(60.000)}\right)\left(7{,}5 - \sqrt{7{,}5^2 - \frac{(2{,}353)(215.000)}{(0{,}9)(4000)(12)}}\right)$$

=0,561 inç²/ft

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{0{,}561}{(7{,}5)(12)} = 0{,}0062$$

Tablo 24.1'e göre çelik oranı 0,0214'den büyük olmamalıdır ve tercihen yaklaşık 0,0100 ve 0,0143 arasında olmalıdır. Minimum kabul edilebilir çelik alanı (0,0012)(11)(12)=0,16 inç²/ft dir. Bu nedenle, hesaplanan çelik oranı uygundur.

Toplam gerekli düşey çelik alanı, A_s=0,561+0,143=0,704 inç²/ft dir.

Merkezde 9 inç'de #7 çubuk kullanınız.

$$A_s/b = \left(\frac{0{,}60\ \text{inç}^2}{9\ \text{inç}}\right)\left(\frac{12\ \text{inç}}{1\ \text{ft}}\right) = 0{,}800\ \text{inç}^2/\text{ft}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{0{,}800\ \text{inç}^2}{(12\ \text{inç})(7{,}5\ \text{inç})} = 0{,}0089$$

Bu çelik alanı, hem eğilme donatısı hem de kesme aktarımı için gerekli normal kuvveti sağlamak için yeterlidir.

Gövde çeliğinin geri kalanını tasarlayınız.

Tepede 8 inç (d=4,5 inç) ve tabanda 11 inç (d=7,5 inç) kalınlıklı, uca doğru inceltilmiş bir gövde kullanacağız. Gövdenin tabanındaki çelik, merkezde 9 inç aralıklarda dizilecektir. Fakat, merkezde 18 inç'lerde çelik bırakarak diğer herbir çubuğu belirli yükseklikte keseceğiz. Maksimum izin verilebilir çelik aralığı (hangisi daha az ise) 3T veya 18 inç'tir [ACI 7.6.5]. Bu nedenle, daha fazla çubuk kesemeyebiliriz.

(9.12) eşitliğini kullanarak, herbir çelik aralığı için gövdenin tepesinde ve tabanında ρ'yu hesaplayınız. Sonra, uygun moment kapasitelerini belirlemek için, ϕ=0,9 ile (9.10) ve (9.11) eşitliklerini kullanınız.

Örnek hesaplama:

$$a = \frac{\rho d f_y}{0{,}85 f'_c} = \frac{(0{,}0089(7{,}5)(60.000)}{(0{,}85)(4000)} = 1{,}18\ \text{inç}$$

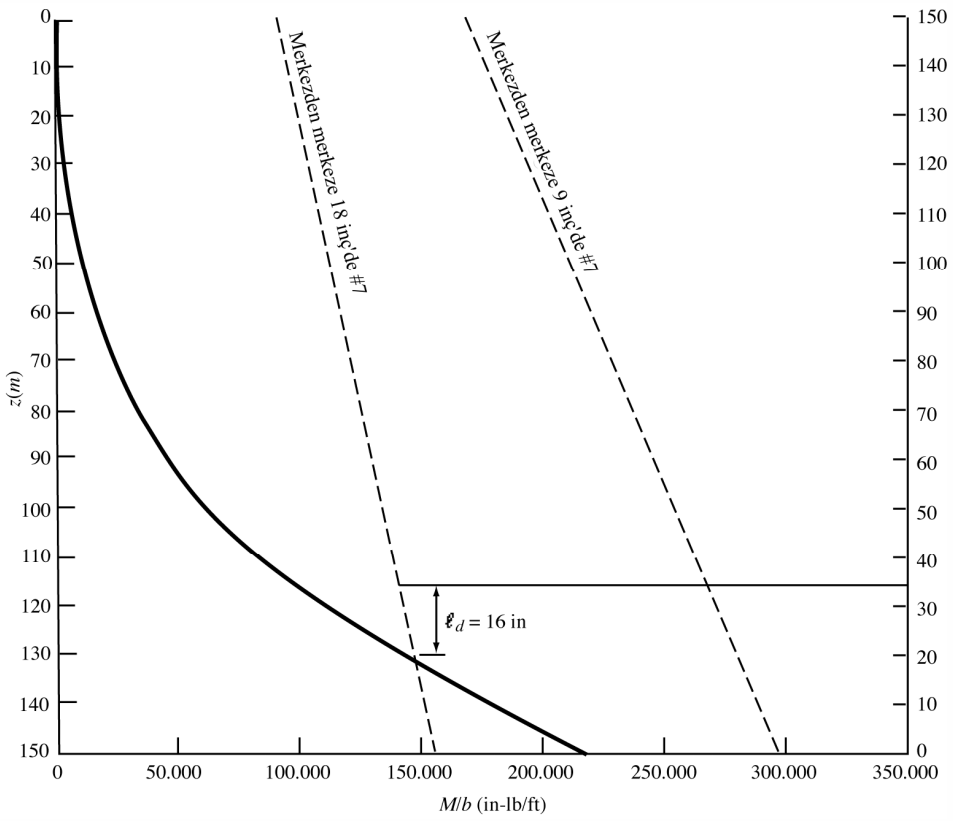
$$\phi M_n = \phi A_s f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) = (0{,}90)(0{,}800)\left(7{,}5 - \frac{1{,}18}{2}\right) = 299.000\ \text{inç - lb/ft}$$

Çelik	A_s/b (in²/ft)	Tabanda $\phi M_n/b$ (d=7,5 inç) (in-lb/ft)	Tavanda $\phi M_n/b$ (d=4,5 inç) (in-lb/ft)
9 inç OC'de #7	0,800	299.000	169.000
18 inç OC'de #7	0,400	156.000	91.000

Gövde yüksekliği boyunca faktörlü moment ve nominal moment kapasiteleri Şekil 24.16'da gösterilmiştir. Faktörlü moment eğrisi ile 18 inç'te #7 eğrisinin kesişiminden daha yüksek bir gelişme uzunluğu olan, kesme yerini belirlemek için bu diyagramı kullanırız. Bir başka deyişle, bu kesişim daha geniş çelik aralığının yeterli eğilme kapasitesi sağladığı yerdir. Fakat, yeterli ankraj sağlamak için, çeliği bu noktayı geçen bir gelişme boyu uzatmamız gerekir.

Denklem 9.14'den, gerekli gelişme uzunluğu (l_d) aşağıdaki gibidir:

$$\frac{I_d}{d_b} = \frac{3}{40}\frac{f_y}{\sqrt{f'_c}}\frac{\alpha\beta\gamma\lambda}{\left(\frac{c + K_{tr}}{d_b}\right)} = \frac{3}{40}\frac{60.000}{\sqrt{4000}}\frac{(1)(1)(1)(1)}{\left(\frac{3{,}5 + 0}{0{,}875}\right)} = 17{,}8$$



Şekil 24.16 Örnek 24.2'deki gövde boyunca faktörlü momentler ve eğilme kapasitesi.

$$I_d = 17{,}8 d_b = (17{,}8)(0{,}875 \text{ inç}) = 16 \text{ inç}$$

Bu bilgiye dayanarak, gövde de aşağıdaki çeliği kullanınız:
Düşey çelik;

Sömelin tepesinden itibaren mesafe	Çelik
0 – 36 inç	9 inç merkezde #7
36 inç – tepe	18 inç merkezde #7

Boyuna çelik:

$$A_s = 0{,}0020 A_s = (0{,}0020)(12{,}5 \text{ ft x } 12 \text{ inç/ft})\left(\frac{11 \text{ inç} + 8 \text{ inç}}{2}\right) = 2{,}70 \text{ inç}^2$$

14#4 çubuk (A_s=2,80 inç^2) kullanınız.

Kâgir Gövdeler

Kâgir gövdelerin tasarımı beton gövdelerinkine benzer. Ancak, kâgir biraz farklı malzemedir ve biraz ender tasarım koşulları ve yönetmelik şartları içerir. Daha fazla bilgi için Scheider ve Dickey'ye (1987) bakınız.

Sömel

Gövde için kullanılan malzeme ne olursa olsun, temel hemen hemen daima donatılı betondan yapılır. Bu temel için yapısal tasarım işlemi, Bölüm 9'da anlatıldığı gibi, kolonlardan veya istinat duvarı dışındaki yapılardan biraz farklıdır. Çünkü, istinat duvarlarındaki yükleme farklıdır.

Minimum gerekli temel kalınlığı (T) gövdeden itibaren düşey çeliğin gerekli gelişme uzunluğu ile düzenlenir. Bu çeliğin Şekil 9.20'de gösterildiği gibi standart 90^o'lik bir kancası vardır. Temel kalınlığı en az aşağıdaki kadar olmalıdır:

$$T \geq I_{dh}+3 \text{ inç} \qquad \text{(24.6 İngiliz)}$$

$$T \geq I_{dh}+70 \text{ mm} \qquad \text{(24.6 SI)}$$

Toplam temel kalınlığı (T) 100 mm veya 3 inç'in katı olmalıdır ve hiçbir zaman 300 mm veya 12 inç'den az olmamalıdır.

Çelik cinsi 60'dan (metrik sınıfı 420'den) yapılmış kancalı çubukların gerekli gelişme uzunluğu aşağıdaki gibidir [ACI 12.5]:

$$I_{dh} = \frac{1200\, d_d}{\sqrt{f'_c}} \qquad \text{(24.7 İngiliz)}$$

$$I_{dh} = \frac{100\, d_d}{\sqrt{f'_c}} \qquad \text{(24.7 SI)}$$

Burada:

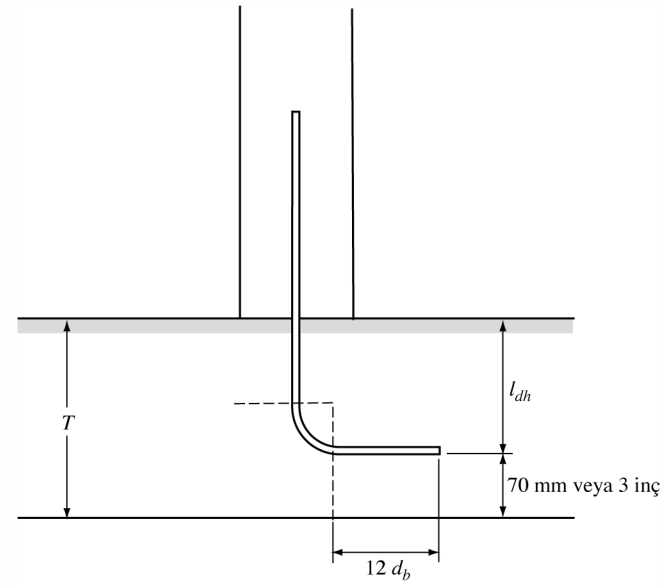
T=temel kalınlığı (mm)
I_{dh}=Şekil 9.20'de tanımlandığı gibi, gelişme uzunluğu (mm)
d_b=çubuk çapı (mm)
f'_c =betonun 28 günlük basınç dayanımıdır (MPa).

(24.7) eşitliğinden hesaplanan gelişme uzunluğu aşağıdaki faktörler ile değişkenebilir [ACI 12.5.3][1]:

60.000 lb/inç^2'den farklı akma dayanımlı standart donatı çubukları için: f_y/60.000
420 lb/inç^2'den farklı akma dayanımlı metrik donatı çubukları için: f_y/420
Kancanın bitiminden sonra en az 50 mm (inç) kaplamalı: 0,7

[1] Bu liste sadece istinat duvarı temellerindeki düşey çeliğin ankrajına uygulanabilen değişkeme faktörlerini içerir. ACI 12.5.3 diğer durumlara uygun ilave değişkeme faktörleri kapsar.

Bundan sonra, dolgunun altında temelin bir parçası olan, topuk uzatmasını tasarlanır. Temelin bu kısmındaki kesme ve eğilme gerilmeleri, temelin hemen üzerinde dolgu zeminin ağırlığı artı temelin topuk uzatmasının ağırlığı nedeniyledir. Topuk uzatması tabanı boyunca etkiyen temas
basıncı ihmal edilir. Bu muhafazakâr bir yaklaşımdır. Böylece, topuk uzatması, Şekil 24.17'de gösterildiği gibi, konsol bir kiriş olarak tasarlanır.



Şekil 24.17 Ökçe ve topuk uzatması tasarımları için yükleme.

Temel için kesme ve moment diyagramları geliştirmek gerekli değildir. Basitçe, duvarın arkasının hemen aşağısında düşey bir düzlem boyunca faktörlü kesme ve momenti hesaplayınız ve temelin kesme kapasitesini kontrol etmek ve gerekli eğilme donatısını seçmek için bu bilgiyi kullanınız. Arka dolgunun ağırlığı ölü bir yük olduğu için, yük faktörü 1,4 kullanınız.

Eğilme analizi, ankraj analizinden elde edilen efektif derinlik ile (9.13) eşitliğini kullanarak yapılabilir. Çelik alanı, bu bölümde daha önce anlatılan minimum ve maksimum çelik ihtiyaçlarını karşılamalıdır. Donatı çeliği temelin üstünden itibaren 70 mm (3 inç)'de yerleştirilmeli ve son noktadan itibaren 70 mm'ye (3 inç'e) uzanmalıdır. Kesme analizi (9.2) ve (9.9) eşitliklerine dayandırılmalıdır.

Uç uzatması da bir konsol kiriş gibi tasarlanmalıdır. Ancak, zıt yönde (yani, yukarı doğru içbükey) eğilir. Bu nedenle, eğilme çeliği tabana yakın olmalıdır. Bu durumda, yük, temelin tabanına etkiyen temas basıncı ve temelin uç uzatmasının ağırlığından ileri gelir. Muhafazakârlık ve kolaylık için, temelin bu kısmı üzerinde mevcut olabilen herhangi zemin ihmal edilir. Bu temas basıncı öncelikle gövdeye etkiyen yanal zemin basıncı nedeniyle olduğu için, yük faktörü 1,7 kullanınız.

Temelde boyuna çelik de olmalıdır. Normalde, 0,0015 ile 0,0020 çelik oranı uygundur. Bir boyuna eğilme analizi yapmaya gerek yoktur.

Örnek 24.2 – Bölüm C

Gövdeden itibaren düşey çeliğin ankrajı:
Bu analiz, gövdedeki betondan ayrı olarak dökülen temel betonuna dayandırılmalıdır. $f'_c = 3000$ *lb/inç*^{2} *ve* $f_y = 60{,}000$ *lb/inç*^{2} kullanınız.

$$l_{dh} = \frac{1200\, d_b}{\sqrt{f'_c}}\, x \text{ faktörler}$$

$$= \frac{1200(0{,}875)}{\sqrt{3000}} \text{x} 0{,}7$$

$$= 13{,}4 \text{ inç}$$

$$T \geq l_{dh} + 3 \text{ inç} = 13{,}4 + 3 = 16{,}4 \text{ inç}$$

T= 18 inç ile topuk uzatması–kesme analizi:

W_{zemin}/b=12.293 lb/ft (Örnek 24.1 – Bölüm D'den)

W_{temel}/b =(7,5 ft)(1,5 ft)(150 lb/ft^3)=1687 lb/ft

Yük faktörü 1,4 kullanınız. Çünkü, bu yük üstte bulnan zeminin ve temelin ağırlığından dolayıdır.

$$V_u/b = 1{,}4(12.293 \text{ lb/ft} + 1687 \text{ lb/ft}) = 19.572 \text{ lb/ft}$$

$$V_n/b = 2b_w d\sqrt{f'_c} = 2(12 \text{ inç})d\sqrt{3000 \text{ lb/inç}^2} = 1315d \text{ lb/ft}$$

$$\phi V_n/b = (0{,}85)(1315d) = 1117d \text{ lb/ft}$$

Bu eşitliklerin $V_u/b \leq \phi V_n/b$ ile kullanılmasıyla $d \geq 1{,}75$ inç bulunur. #8 çubuklarının (d_b=1,00) kullanıldığını varsayarak:

$$T \geq d = d_b/2 + 3 = 17{,}5 + \tfrac{1}{2} + 3 = 20{,}5 \text{ inç}$$

Kesme analizi gerekli temel kalınlığını belirler. Bu yüzden, T=21 inç (3 inç'in katı) kullanınız. $d = T - 3$ inç $- d_b/2$ =21–3–0,5=17,5 inç. Bu değer dış stabilitede analizinde kullanılan 15 inç kalınlıktan daha büyük olsa da, o analizi tekrar yapma gereği yoktur.
Topuk uzatması – eğilme:

$$M_u/b = (1{,}4)(12.293 \text{ lb/ft} + 1687 \text{ lb/ft})\left(\frac{7{,}5}{2} \text{ ft}\right)(12 \text{ inç/ft}) = 881.000 \text{ inç - lb/ft}$$

$$A_s/b = \left(\frac{f'_c b}{1176 f_y}\right)\left(d - \sqrt{\frac{2353 M_u/b}{\phi f'_c b}}\right)$$

$$= \left(\frac{(300)(12)}{(1176)(60,000)}\right)\left(17{,}5 - \sqrt{17{,}5^2 - \frac{(2353)(881.000)}{(0{,}9)(3000)(12)}}\right)$$

$$= 0{,}987 \text{ inç}^2/\text{ft}$$

$$\min A_s/b = 0{,}0018\, A_g = (0{,}0018)(18)(12) = 0{,}389 \text{ inç}^2/\text{ft}$$

Merkezde 9 inç'de #8 çubukları (A_s/b=1,05 inç^2/ft) kullanınız.

Not: Bu değer, düşey gövde çeliğindeki aralığın aynısıdır. Bunun kullanımı etkileşim problemlerini önler ve çeliği birbirine bağlamayı kolaylaştırır.

Boyuna çelik (Bölüm 9'daki açıklamadan):

$$A_s=0{,}0018A_g=(0{,}0018)(21\text{ inç})(8{,}5\text{ ft})(12\text{ inç/ft})=3{,}86\text{ inç}^2$$

14 adet #5 çubuğu (A_s=4,34 inç^2) kullanınız.

Nihai tasarım:

Nihai tasarım Şekil 24.18'de gösterilmiştir.

SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

24.7 Altbölüm 24.2'nin ilk kısmında betonun kâgir gövdelere karşı üstün ve eksik yönleri ele alınmıştır. Bu açıklamalara dayalı olarak, alçak duvarlarda kâgir gövde kullanımı ile yüksek duvarlarda beton gövde kullanımının neden daha ekonomik olduğunu etraflıca açıklayınız.

24.8 Şekil 24.19'daki konsol duvar dış stabilite şartlarının tümünü sağlamaktadır. f_c' ve f_y için uygun değerleri seçerek, iç stabilite için gerekli şartları sağlayan bir yapısal tasarım geliştiriniz. Nihai tasarımınızı bir çizim şeklinde gösteriniz.

24.9 Şekil 24.20'deki konsol duvar dış stabilite şartlarının tümünü sağlamaktadır. f_c' ve f_y için uygun değerleri seçerek, iç stabilite için gerekli şartları sağlayan bir yapısal tasarım geliştiriniz. Nihai tasarımınızı bir çizim şeklinde gösteriniz.

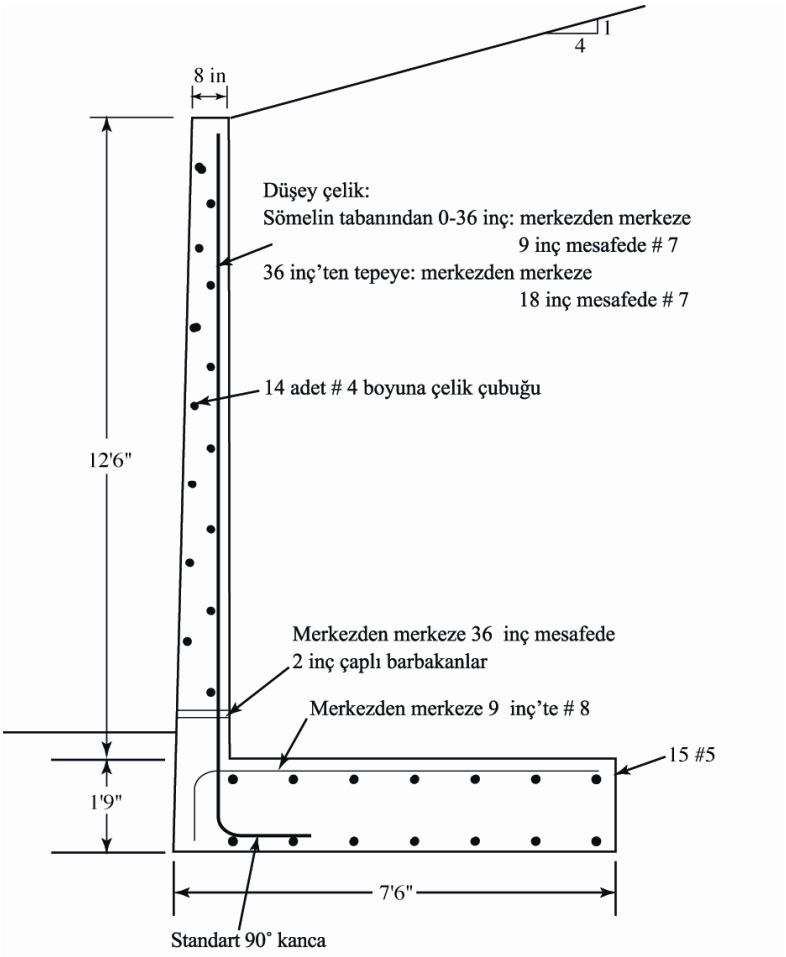
24.4 DRENAJ VE SU YALITIMI

Bölüm 23'deki Örnek 23.4 yanal zemin basınçları üzerinde yeraltı suyu etkisini göstermişti. Yeraltı suyu zemin basınçlarını çok etkili olarak arttırdığı için, mühendisler duvarın arkasında yeraltı su seviyesinin gelişmesini önlemek için nerede mümkünse bir drenaj yöntemi sağlar. *Barbakanlar* ve *delikli boru drenler* olmak üzere iki tip dren yaygın olarak kullanılır. Bunların ikisi de Şekil 24.21'de gösterilmiştir. Şekil 24.22'de gösterilen gibi ürünler kullanmak suretiyle suyu kesme ve drenaj sistemine getirmek mümkün olabilir.

Yeraltı suyunu drene etmeye ilave olarak, duvar içinden nem göçünü kontrol etmek de önemlidir. Bu durum özellikle bodrum duvarlarında önemlidir. Çünkü, bodrumlardaki aşırı nem hem başa bela hem de sağlık için tehlike olabilir. Dış duvarlarda bile, aşırı nem göçü Şekil 24.23'de gösterildiği gibi bir estetik problemi olabilir. Bu malzemeler aşağıdaki gibi sınıflandırılabilir (Meyers, 1996):

- *Neme karşı yalıtma,* hidrostatik olmayan koşullar altında nemi veya suyun girmesini yavaşlatmak amacıyla duvar yüzeyinin kaplanmasıdır. Bu yöntemler, duvar hep yeraltı su seviyesi üzerinde olduğu zaman kullanılır. Fakat, bitişik zemin yağış, sulama, kapiler yükselim veya diğer kaynaklardan ötürü neme maruz kalabilir.
- *Su geçirmez hale getirme,* süreksiz veya tam hidrostatik basınç koşulları altında suyun geçişini önlemek amacıyla duvar yüzeyinin kaplanmasıdır. Bu yöntemler, duvar bazan veya sürekli olarak yeraltı su seviyesi altında olduğu zaman kullanılır.

Neme karşı yalıtma yöntemleri aşağıdakileri kapsar:

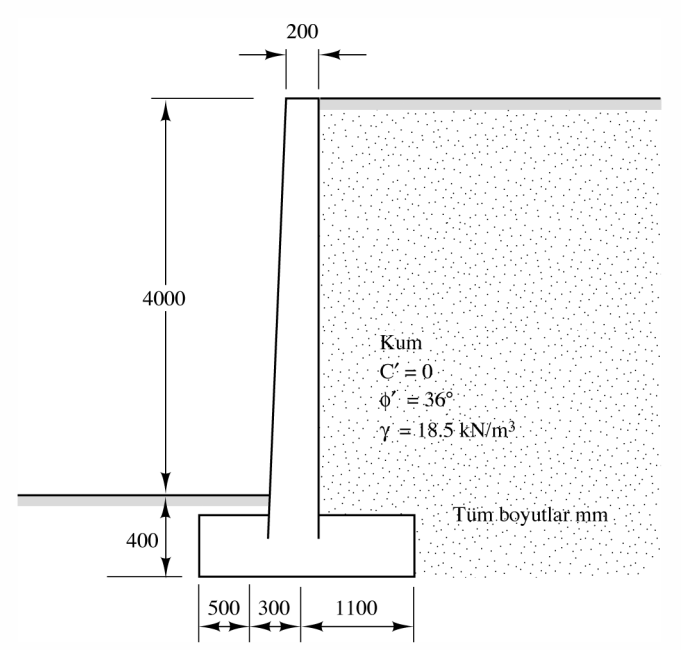


Şekil 24.18 Örnek 24.2 için yükleme tasarımı.

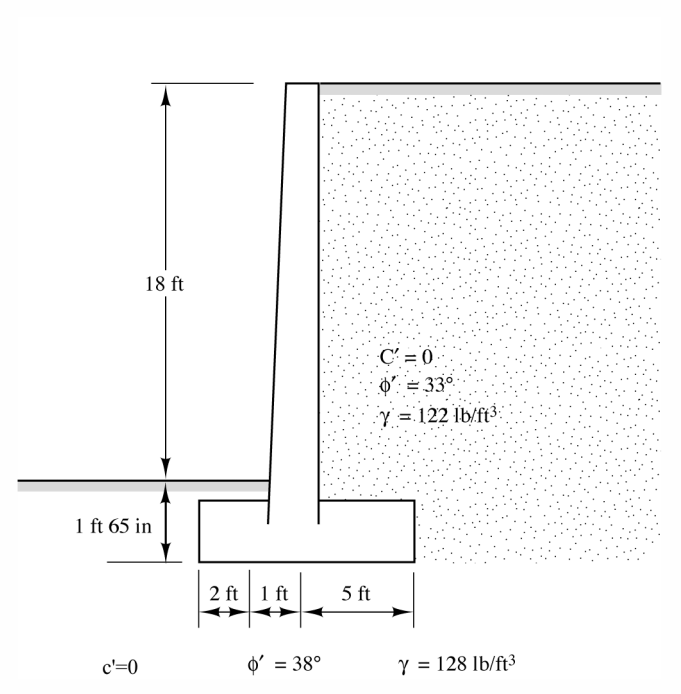
- İnce bitümlü kaplamalar
- İnce çimentolu kaplamalar
- Akrilik lateks kaplamalar
- 6 milyemlik polietilen plakalar.

Su yalıtım yöntemleri daha pahalı ve daha etkili olup, aşağıdakileri kapsar:

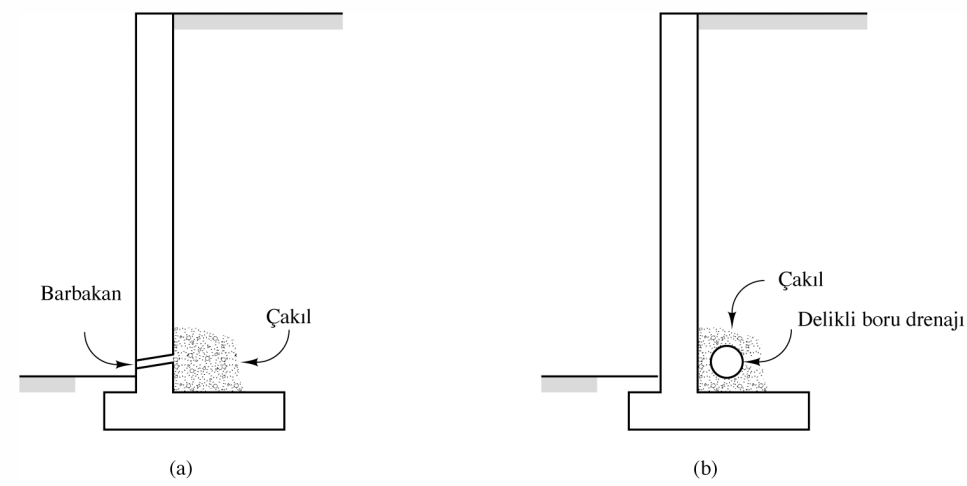
- Takviye kumaş veya keçenin değişimli katmanları ile çok tabakalı bitümlü malzemeden (yani, asfalt veya kömür katranı) oluşan bitümlü membranlar. Nihai ürün yerinde teşkil edilen çatı yalıtımına benzer.
- Duvara sürülen özel kimyasallardan oluşan sıvı uygulamalı elastometrik su yalıtımı.
- Duvara yayılan önceden hazırlanmış levhalar olan, levha uygulamalı elastometrik su yalıtımı.



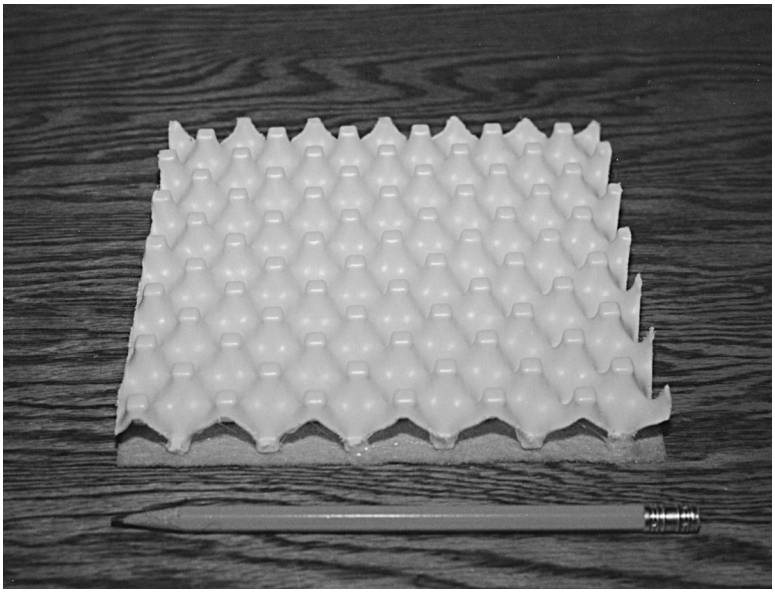
Şekil 24.19 Problem 24.8 için istinat duvarı.



Şekil 24.20 Problem 24.9 için istinat duvarı.

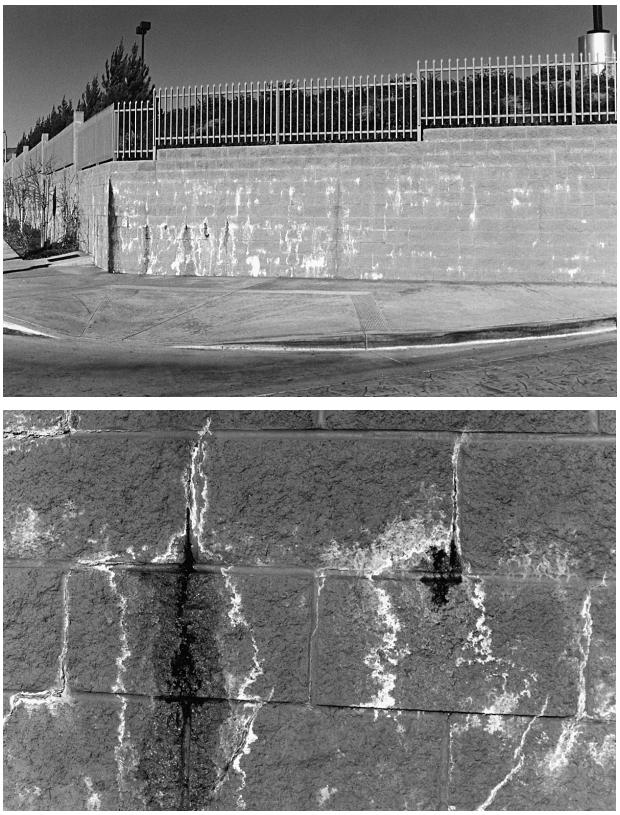


Şekil 24.21 İstinat duvarı arkasındaki suyu drene etme yöntemleri: (a) barbakan delikleri; (b) delikli boru drenleri.



Şekil 24.22 Yumurta kolisi şeklindeki bu plastik malzemeye bitiştirilen bir filitre katmanı ile, istinat duvarının arkasına yerleştirilmeye elverişli bir prefabrik dren oluşturulabilir.

- Özel harçın birkaç katmanından oluşan çimentolu su yalıtımı.
- Bentonit kil bloklar (bkz. Şekil 24.24).
- Malalanmış bentonit kil ve bağlayıcı katkı maddesi karışımları.



Şekil 24.23 Bu istinat duvarında meydana gelen nem göçü bu berbat görünümlü su lekelerini bırakmıştır. Üstteki resim: duvarın genel görünümü; alttaki resim: yakından görünüm. Duvar arkasında uygun bir su geçirmez veya nem geçirmez malzeme kullanmak suretiyle bu problem önlenebilirdi.

Alternatif olarak, duvarı daha geçirimsiz yapmak amacıyla duvarda beton ile kimyasal katkı maddeleri kullanılabilir. Bu yöntem bazan *yekpare su yalıtımı* diye adlandırılır. Ancak, bu yöntemin başarısı, çatlakların yokluğuna bağlıdır. Bunlarla baş etmek gerçekten çok zordur. Ayrıca, bu yöntem, gövde ve temel arasındakiler gibi inşaat derzlerinde plastik veya kauçuk şeritler olan özel *su yalıtımı* gerektirir.

24.5 DON KABARMASI PROBLEMLERİNDEN KAÇINMA

Beton nispeten zayıf bir ısı yalıtım malzemesidir. Bu nedenle, don kabarması problemi[2] olan alanlarda yerleştirilen istinat duvarları, duvar arkasında oluşan buz mercekleri sonucu zarar görebilir. Bazı durumlarda buz mercekleri istinat duvarlarının konumundan dışarı o kadar çok hareket etmesine neden olmuştur ki, kullanılamaz hale gelmişlerdir.

Aşağıdaki önleyici tedbirlerin tümünü kullanarak don kabarma problemlerini azaltınız:

[2] Bölüm 8'de don kabarması konusuna bakınız.



Şekil 24.24 Beton bir istinat duvarı üzerinde bentonitten oluşan su yalıtım panellerinin yerleştirilmesi. Mukavvaya benzeyen levhalar arasında kuru bentonit içeren bu paneller duvarın arka dolguya bakan yüzeyine yerleştirilir. Arka dolgu yerleştirildikten sonra bentonit suyu absorbe eder ve hemen hemen geçirimsiz bir bariyer oluşturacak şekilde şişer (Colloid Environmental Technologies Company).

- Duvarın arkasında serbest suyun artmasını önlemek için, tasarıma iyi drenaj ayrıntılarını dahil ediniz. Derin, delikli drenaj boruları genellikle barbakanlardan daha iyi bir seçimdir. Çünkü, donan su ile tıkanmaları daha az olasılıklıdır.
- Duvarın hemen arkasında arka dolgunun bir kısmı için dona hassas olmayan zemin kullanınız. Bu zon duvarın arkasında yatay olarak, o bölgede don tesir derinliğine eşit bir mesafede uzanmalıdır.

Soğuk iklimlerde çalışan mühendisler bu önlemlerle bile genellikle istinat duvarlarını zemin yüzeyinde etkiyen ilave 5–10 kPa sürşarj basıncı ile tasarlar. Bu sürşarjdan meydana gelen yanal zemin basıncı, don kabarmasına daha iyi direnebilen daha güçlü duvar tasarımına neden olur.

ÖZET

Önemli Noktalar

1. Konsol istinat duvarları zemin istinat yapısının en yaygın tipleridir.
2. Konsol istinat duvarları *dış stabilite* (zemindeki göçmeden kaçınmak) ve *iç stabilite* (yapıdaki kırılmadan kaçınmak) olmak üzere iki önemli gereksinimi karşılamalıdır.
3. Dış stabilite gereksinimleri aşağıdakileri kapsar:
   - Kayma
   - Devrilme
   - Bileşke çekirdek zon içinde
   - Taşıma gücü

- Derin oturmalı kayma
- Oturma.

4. İç stabilite şartları, aşağıdaki şartları karşılayan bir yapısal tasarım sağlayarak karşılanır:
   - Gövdede yeterli eğilme dayanımı
   - Gövdede yeterli kayma dayanımı
   - Gövde ve temel arasında yeterli bağlantı
   - Gövde çeliğinin temel içinde yeterli ankrajı
   - Temelde yeterli eğilme dayanımı.
5. Duvar uygun drenaj ve su yalıtımı ayrıntılarını kapsamalıdır.
6. Soğuk iklimli bölgelerdeki duvarlar don problemlerine karşı korunmalıdır.

Sözlük

Aşağı bağlama ankrajı	Devrilme	Limit denge
Barbakan	Dış stabilite	Minimum çelik oranı
Bentonit su geçirmez blok	Drenaj	Neme karşı yalıtma
Bileşke çekirdek bölge içinde	Duvar-zemin birimi	Su yalıtımı
Çelik oranı	Geriye bağlama ankrajı	Topuk
Çıkıntı	Gövde	Uç
Delikli boru dren	İç stabilite	Yapısal sağlamlık
Derin oturmalı kayma yenilmesi	Konsol istinat duvarı	

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

24.10 Dış stabilite şartları ile iç stabilite şartları arasındaki temel farkı açıklayınız.

24.11 Bölüm 23'de tartışıldığı gibi, arazi ölçümleri bir konsol duvarın arka yüzeye etkiyen aktif zemin basınçlarından ileri gelen bileşke kuvvetin yerinin, duvar tabanından itibaren teorik olarak ifade edilen 0,33H kadar değil de, yaklaşık olarak 0,4H kadar yukarıda olduğunu göstermektedir (Duncan vd., 1990). Ancak, genelde duvar tasarımları (bu bölümde gösterildiği gibi) bileşke kuvvetin teorik lokasyonuna göre yapılmaktadır. Tasarım sürecinde 0,4H kullanmanın etkilerini tartışınız ve sonuçta tasarımın hangi bölümlerinin değişeceğini açıklayınız. Bileşke kuvvetin büyüklüğünün değişmediğini varsayınız.

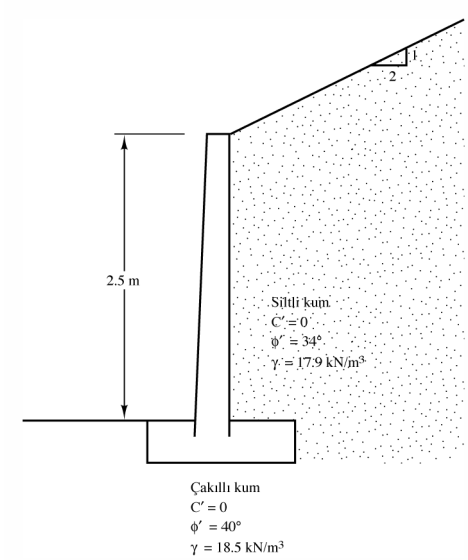
24.12 Şekil 24.25'deki istinat duvarı donatısız blok ve harçdan oluşmaktadır. Duvarın 90 derecelik dönüş yaptığı yere yakın bir noktada düşey bir yarık meydana gelmiştir. Bu yarığın genişliği duvar tepesinde 20 mm olup, tabana doğru daralarak 1 mm'ye düşmektedir. Bu yarığın oluşma nedenini açıklayınız.

24.13 Şekil 24.26'da gösterilen yerde bir konsol istinat duvarının yapılmasına gerek duyulmaktadır. f_c'=30 MPa ve f_y=420 MPa kullanarak, bu duvar için bir tasarım geliştiriniz. Tasarımda dış ve iç stabilitenin ikisini de göz önüne alınız ve nihaî tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.

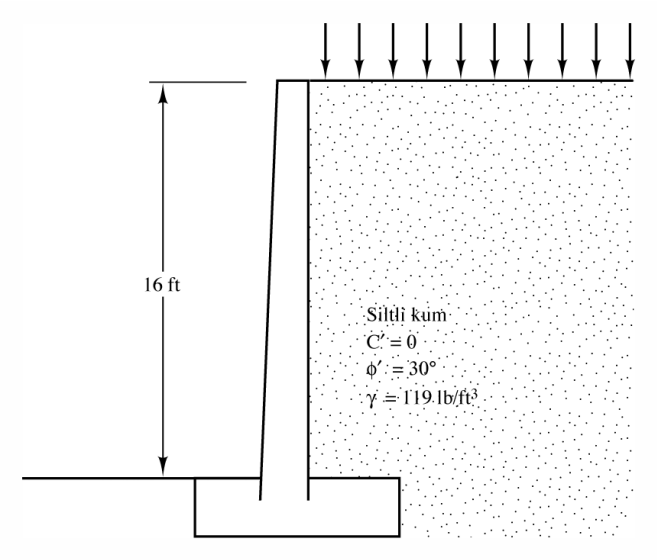
24.14 Şekil 24.27'de gösterilen yerde bir konsol istinat duvarının yapılmasına gerek duyulmaktadır. f_c'=4000 lb/in^2 ve f_y=60 k/in^2 kullanarak bu duvar için bir tasarım geliştiriniz. Tasarımda dış ve iç stabilitenin ikisini de göz önüne alınız ve nihaî tasarımınızı bir şekil üzerinde gösteriniz.
Not: Yanal zemin basınçlarını hesaplarken sürşarj yükünü hesaba katmanız gerekir.



Şekil 24.25 Problem 24.12 için istinat duvarı.



Şekil 24.26 Problem 24.13 için istinat duvarı.



Şekil 24.27 Problem 24.14 için istinat duvarı.

24.15 Aşağıdaki özelliklere sahip bir sahada bir konsol istinat duvarı inşa edilecektir.

Duvar yüksekliği=8 ft

Duvar tepesinde zemin yüzeyi: Düz

Arka dolgu zemini: İyi derecelenmiş kum; c'=0, ϕ'=37^o ve γ=128 lb/ft^3

Temelin atındaki zemin: Dolgu zemini ile aynı

Malzeme özellikleri: sömelde f_c'=3000 lb/in^2, gövdede f_c'=5000 lb/in^2 ve f_y=60 k/in^2.

Retwall hesap tablosu programını kullanarak, dış stabilite şartlarını sağlayan bir tasarım geliştiriniz ve sonra da bu bölümde tanımlanan teknikleri kullanarak iç stabilite şartlarını sağlayan bir yapısal tasarım geliştiriniz. Bulduğunuz sonuçları bir şekil üzerinde gösteriniz ve hesap tablosundaki işlemlerin çıktısını ekleyiniz.

24.16 Aşağıdaki özelliklere sahip bir sahada bir konsol istinat duvarı inşa edilecektir.

Duvar yüksekliği=2 m

Duvar tepesinde zemin yüzeyi: 3H:1V şeklinde yukarı doğru eğimli

Arka dolgu zemini: Siltli kum; c'=0, ϕ'=32^o ve γ=19,0 kN/m^3

Temelin atındaki zemin: Dolgu zemini ile aynı

Malzeme özellikleri: f_c'=30 Mpa, f_y=420 MPa

Retwall hesap tablosu proğramını kullanarak, dış stabilite şartlarını sağlayan bir tasarım geliştiriniz ve sonra da bu bölümde tanımlanan teknikleri kullanarak iç stabilite şartlarını sağlayan bir yapısal tasarım geliştiriniz. Bulduğunuz sonuçları bir şekil üzerinde gösteriniz ve hesap tablosundaki işlemlerin çıktısını ekleyiniz.

24.17 Aşağıdaki özelliklere sahip bir sahada bir konsol istinat duvarı inşa edilecektir.

Duvar yüksekliği=16 ft

Duvar tepesinde zemin yüzeyi: Düz

Arka dolgu zemini: Sıkıştırılmış çakıllı kum; c'=0, ϕ'=39^o ve γ=132 lb/ft^3

Temelin atındaki zemin: Kumtaşı, c'=6000 lb/ft^2, ϕ'=46^o ve γ=145 lb/ft^3

Malzeme özellikleri: f_c'=5000 lb/in^2, f_y=60 k/in^2.

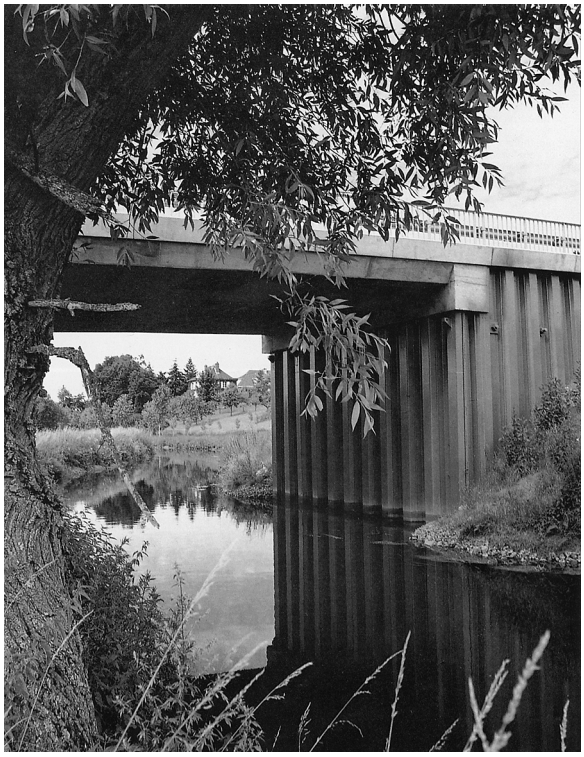
Retwall hesap tablosu proğramını kullanarak, dış stabilite şartlarını sağlayan bir tasarım geliştiriniz ve sonra da bu bölümde tanımlanan teknikleri kullanarak iç stabilite şartlarını sağlayan bir yapısal tasarım geliştiriniz. Bulduğunuz sonuçları bir şekil üzerinde gösteriniz ve hesap tablosundaki işlemlerin çıktısını ekleyiniz.

25

Palplanş Duvarlar

Bir problemin nihai çözümü, zaman ve para tükendiği zaman elde olandır.

Levha kazıklar, Şekil 25.1'de görüldüğü gibi, palplanş duvar oluşturmak üzere zemine çakılan, rulo şeklindeki levhalardan oluşan çelik yapı elemanlarıdır. Aşağıdakiler de dahil olmak üzere, bu duvarların çok geniş bir kullanım alanı vardır:



Şekil 25.1 Bir köprü abatmanındaki palplanş duvar (fotoğraf: Skyline Steel Corporation).

- Su kıyısı yapıları, köprü abatmanları ve inşaat kazıları için geçici destekler gibi toprak tutma yapıları
- Diyafram duvarlar
- Sedde, baraj ve diğer uygulamalarda perde duvarlar. Bu perde duvarların yapılış amacı yeraltı suyu akışını kısıtlamaktır.

Bu bölümde palplanş duvarların kullanımı, tasarımı ve inşası üzerinde durulacaktır.

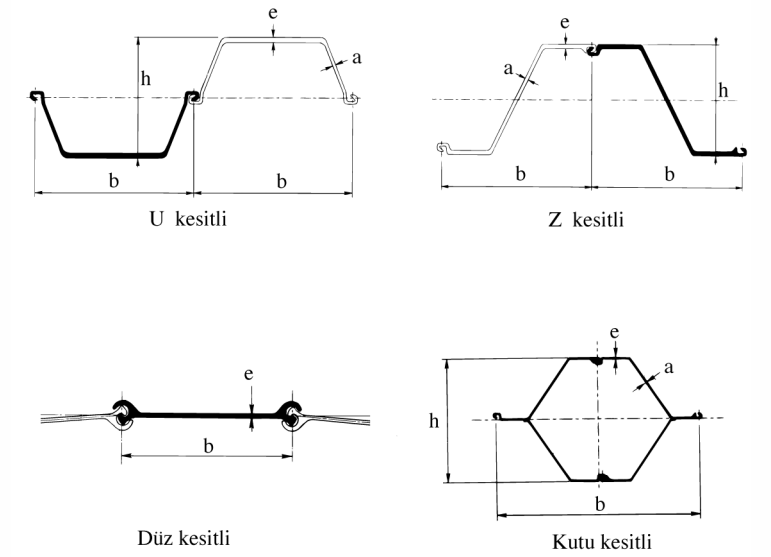
25.1 MALZEMELER

Çelik

Levha kazıkların büyük çoğunluğu başlıca dayanım, kullanma ve yapım kolaylığından dolayı çelikten yapılmaktadır.

Standart Kesitler

Çelik levha kazıkları Şekil 25.2'de görüldüğü gibi değişik enine kesit şekillerinde bulunabilir. Herbir enine kesit şekli için de değişik boyutlar mevcuttur. Ne yazık ki, H kazıklarından farklı olarak bu değişik enine kesitler için geniş anlamda kabul edilmiş standartlar bulunmamaktadır. Her imalatçı ürettiği bölmelerin boyutları ve tanımı için kendi standartlarını kullanmaktadır. DFI (1998) ilgili mühendislik özellikleriyle birlikte değişik imalatçıların ürettiği levha kazıkların bir derlemesini yapmıştır. Tablo 25.1'de bu imalatçılardan birine ait Z kesitli levha kazıklara ait bilgiler verilmiştir.



Şekil 25.2 Çelik levha kazıkları için tipik en kesitleri. Gerçek şekiller, boyutlar ve kesit tanımlamaları bir imalatçıdan diğerine değişmektedir.

Paslanma

Çelik levha kazıklarda özellikle kıyı yapılarında kullanıldığı zaman aşırı bir paslanma problemi söz konusudur. Tuzlu su özellikle paslandırıcı olup, sudaki kirleticilerin varlığı da paslanmaya katkıda bulunur. En büyük paslanma oranları, ıslanma ve kuruma çevrimlerinin olduğu yer olan sıçrama zonunda (en düşük su seviyesi ile dalga etkisinin üst sınırı arasında) meydana gelir.

Tablo 25.1 Skyline Steel Corporation tarafından satılan Z kesitli çelik levha kazıkları (veriler, izin alarak kullanılmıştır).

Kesit	Genişlik b (mm)	Yükseklik h (mm)	Kalınlık e (mm)	Kalınlık a (mm)	Kütle (duvarın kg/m²'si)	Kesit modülü S/b (cm³/m)	Atalet momemti I/b (cm⁴/m)	İzin verilebilir eğilme kapasitesi[a] M_b/b (m için kN-m)	İzin verilebilir eğilme kapasitesi[a] M_b/b (ft için ft-k)
AZ 13	670	303	9,5	9,5	107,0	1300	19.700	234	52,4
AZ 18	630	380	9,5	9,5	118,0	1800	34.200	324	72,6
AZ 26	630	427	13,0	12,2	155,0	2600	55.510	468	104,8
AZ 36	630	460	18,0	14,0	194,0	3600	82.800	648	145,1
AZ 48	580	482	19,0	15,0	240,6	4800	115.670	864	193,5

[a] Eğilme kapasitesi, yenilme dayanımı (F_y) 270 MPa ve izin verilebilir gerilmesi 0,667F_y olan ASTM A328 çeliğine göredir. Çeliğin diğer sınıfları da mevcut olup, bunlara karşılık gelen eğilme kapasiteleri farklıdır.

Paslanma problemleri tasarımda değişik önleyici tedbirler almak suretiyle azaltılabilir. Bu önlemler aşağıdakilerden bir veya birkaçını kapsayabilir (ASCE, 1996b):

- Levha kazıkların katran, boya veya koruyucu başka maddelerle kaplanması
- Paslanmaya dirençli çelik alaşımlarından oluşan levha kazıkların kullanılması
- Katodik koruma sisteminin yerleştirilmesi
- Gerekli olandan daha kalın kesitli çelik kullanılması ve böylece paslanmayla kaybolan bir miktar kalınlığa izin verilmesi.

Bu önlemler genellikle yeterlidir. Alternatif olarak, duvar başka malzemeden de yapılabilir.

Diğer Malzemeler

Levha kazıklar, aşağıda sıralandığı gibi, başka malzemelerden de yapılabilir:

- *Donatılı beton* levha kazıkları tipik olarak yaklaşık 200 mm kalınlıkta olan ve yere çakılan prefabrik beton panelleri kapsar. Bu panellerin bağlantı yerleri tipik olarak dil ile oluk şeklindedir. Bunda amaç, bitişik paneller ile aynı hizada olmayı sağlamaktır. Donatılı beton duvarlar su sızdırma ve paslanma konusunda çelik duvarlardan daha üstün olsa da, bu paneller çok ağır, cüsseli ve kullanımları zordur. O nedenle, bu duvarlar genellikle çok pahalıdır. Ancak, yerinde dökülen değişik beton duvarların değişik inşa yöntemleri çok ekonomik olabilir. Yerinde dökülen duvarlar bu bölümün konusu dışındadır.
- *Ahşap levha kazıkları* düz şekilli dil ve oluk içeren ahşap kalasların kilitlenmesi şeklinde yapılır. Bu malzeme çelikten daha ucuz olsa da, düz olan enine kesitinin atalet momenti küçüktür. Ayrıca ahşabın elastisite modülü ve eğilme dayanımı da yüksek değildir. Bundan başka, ahşabın çürümeye maruz kalması söz konusudur. Bu nedenle, ahşap levha kazıklarında duvar yüksekliği sınırlı olup, sadece geçici yapılarda kullanılırlar.
- *Alüminyum* levha kazıklarının enine kesitleri çeliğinkine benzer. Bunlar paslanmaya karşı daha yüksek dirençli olduğundan, özellikle tuzlu suya maruz kalan yerler olmak

üzere, bazan kıyı yapılarında kullanılırlar. Ancak, alüminyum çelikten daha pahalıdır ve ayrıca elastisite modülü ile eğilme dayanımı daha düşüktür.

- *Fiberglas, vinil ve polivinil klorür* (*PVC*) levha kazıkları paslanmanın önemli olduğu yerlerde bir başka alternatiftir. Alüminyumda olduğu gibi, bu malzemelerin enine kesitleri çelikte kullanılan enine kesite benzer fakat, elastisite modülleri ve eğilme dayanımları düşük ve maliyetleri yüksektir.

Bazı özel durumlarda bu malzemeler yararlı olsa da, levha kazıkların büyük çoğunluğu çelikten yapılmaktadır. O nedenle, bu bölümün geri kalan kısmında çelik levha kazıkları üzerinde durulacaktır.

25.2 İNŞAAT YÖNTEMLERİ VE EKİPMAN

Çelik levha kazıkların yere çakılması normalde ikili gruplar halinde ve kazık temelleri çakmada kullanılanlara benzer kazık şahmerdanı kullanılarak yapılır. Bu konuda değişik teknikler kullanılsa da, en yaygın olarak kullanılanı, kazıkları aynı hizada tutmak için kılavuz kazıkların yere çakılması ile işe başlama şeklidir. Bu kılavuzlar kazık çakma kılavuzları için gereksinimi ortadan kaldırır ve müteahhitin Şekil 25.3'te görüldüğü gibi, şahmerdanı bir vinçe asmasına izin verir.

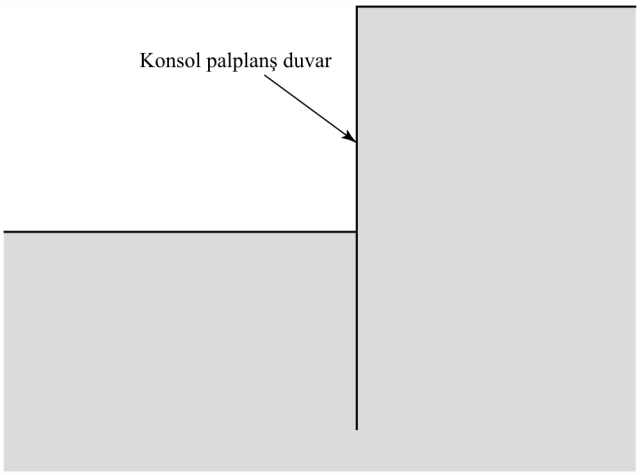


Şekil 25.3 Yerleştirilme esnasında çelik levha kazıklar (fotoğraf: Skyline Steel Corporation).

Müteahhitler çoğu zaman birkaç çift levha kazığı zemine kısa bir mesafe için çakarlar ve böylece düşey ve yatay yönde hizalamayı sağlamış olurlar. Daha sonra herbir çifti tekrar çakarak nihai derinliğe kadar devam ederler. Geçici kazıları desteklemede kullanıldıkları zaman, titreşimli şahmerdan kullanılarak, başka bir projede kullanılmak üzere levha kazıklar geri çekilirler.

25.3 KONSOL PALPLANŞ DUVARLAR

Konsol bir palplanş duvar başka bir desteğe gerek duymayan ve yanal zemin basınçlarına karşı direncini kendi eğilme dayanımı ile gömülme derinliğinden alan duvarlardır. Şekil 25.4'te tipik bir konsol palplanş duvar görülmektedir. Kuşaklama, ankraj ve diğer yapısal elemanlara gereksinim duymadıkları için, bu duvarların inşası kolaydır. Ancak, bu duvarlar üzerine etkiyen yanal zemin basınçları çelikte büyük eğilme gerilmelerine neden olur. Bunun anlamı, bu kazıkların uzunluklarının genellikle 3-4 m ile sınırlı olması demektir. Ayrıca, konsol duvarlar büyük yanal sapmalara maruz kalır ve tutulan bitişik zeminde aşırı oturmalara yol açabilir. Bundan başka, arkalarındaki zeminin oyulma veya aşınmasından dolayı, yenilmeye karşı daha duyarlıdırlar.



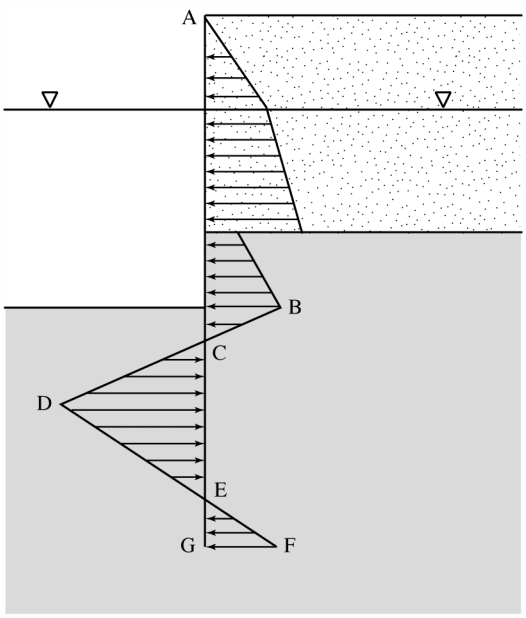
Şekil 25.4 Çelikten yapılma konsol palplanş duvar.

Kumlardaki Konsol Duvarlar

Tasarım Zemin Basınçları

Kumlardaki konsol palplanş duvarlar normalde drenajlı dayanım parametreleri ile birlikte klasik yanal zemin basınç teorileri kullanılarak tasarlanırlar. Bu tasarım yönteminde aktif zemin basınçlarının duvarın arkası boyunca ve pasif basınçların da gömülü kısmın ön kısmında etkidiği varsayılır. Bu yaklaşım, gerçek zemin basınçlarının sadeleştirilmiş bir şekli olsa da, bu amaçlar için yeterlidir. Tasarım yöntemi ayrıca hidrostatik basınçların ve sürşarj yüklerinin etkilerini de hesaba katar.

Şekil 25.5'de tipik bir konsol plaplanş duvar üzerindeki tasarım zemin basınçlarının dağılımı görülmektedir.



Şekil 25.5 Konsol plaplanş duvar için tasarım zemin basınçları. Bu durum için duvarın iki tarafındaki hidrostatik basınçlar eşit olup, biri diğerini etkisiz kılar. Ancak, su seviyesinin duvarın bir tarafında daha düşük olması durumunda net hidrostatik basınç zemin basınçlarına eklenmelidir.

Duraylılık

Duvar, uygulanan yüklere karşı koymak için yeterli derinliğe çakılmalıdır. Bu gerekli gömülme derinliği aşağıdaki gibi belirlenebilir:

1. Rankine veya Coulomb yöntemini kullanarak herbir katman için K_a ve K_p'yi hesaplayınız. K_p değerlerini 1,5 veya 2,0 gibi bir emniyet faktörüne bölünüz.
2. (23.9) eşitliğini kullanarak, A ve B noktaları arasındaki basınç diyagramını çiziniz. Su tablasında (efektif gerilmelerden dolayı) bu diyagramın eğiminin değiştiğine ve yeni bir zemin katmanı ile karşılaşıldığında (K_a'daki değişimden dolayı) ani bir değişim gösterdiğine dikkat ediniz. Bu çizgilerin duvara göre eğimi, su tablası üzerinde γK_a'ya ve su tablası altında $(\gamma-\gamma_w)K_a$'ya eşittir.
3. Sürşarj yüklerinin mevcut olması durumunda, duvar üzerine etkiyen yanal zemin basınçlarını hesaplamak için, Altbölüm 23.7'de tanımlanan teknikleri kullanınız.
4. B noktası altında duvar üzerine etkiyen net basıncı çiziniz. Bu basınç, pasif ve aktif basınçlar [veya (23.15) ile (23.9) eşitlikleri] arasındaki farktır. Bu çizgilerin duvara göre eğimi, su tablası üstünde $\gamma(K_p-K_a)$'ya ve su tablası altında da $(\gamma-\gamma_w)(K_p-K_a)$'ya eşittir. Bu nedenle, B noktasından uygun eğimde bir çizgi çizilerek, C noktasının yeri bulunabilir.

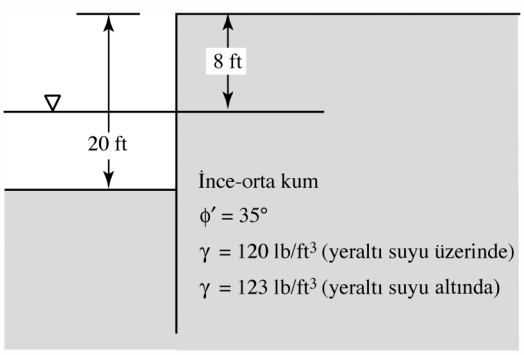
5. A ile C noktaları arasındaki yatay kuvveti (bu kuvvet, basınç diyagramının altındaki alana eşittir) ve bu basınç diyagramının C noktasına göre oluşturduğu momenti hesaplayınız.
6. CD ve DF çizgilerinin eğimi 4. adımda tanımlandığı gibidir. Bu nedenle, C noktasının altındaki kesme ve moment denklemleri CE ve EG boyutları cinsinden yazılabilir. Statik denge için bu kesme ve moment 5. adımda hesaplananlara eşit olmalıdır. Bu durumda elde iki denklem ile iki bilinmeyen vardır. Buradan hareketle gerekli gömülme derinliği hesaplanabilir.

Yapısal Tasarım

Konsol palplanş duvar tasarımında bir sonraki adım, gerekli levha kazık kesitinin seçilmesidir. Bunu yapmanın yolu, sıfır kesme noktasında oluşan maksimum monentin hesaplanması ve sonra da bu değeri kullanarak, Tablo 25.1'de veya başka bir kaynakta verilen uygun levha kazık kesitinin seçilmesidir. Bu kesitlerin gerekli eğilme kapasitesini sağlamaması durumunda, konsol tasarım için duvar çok yüksek demektir.

Örnek 25.1

Şekil 25.6'da verilen konsol duvar için gerekli gömülme derinliğini hesaplayarak, uygun levha kazık kesitini seçiniz.



Şekil 25.6 Örnek 25.1 için palplanş duvar.

Çözüm

$$K_a=\tan^2(45 - 35/2)=0{,}271$$

$$K_p/F=\tan^2(45+35/2)/1{,}5=2{,}46$$

z=8 ft'de:

$\sigma=(120)(0{,}271)(8)=260$ lb/ft^2

z=20 ft'de:

$\sigma=260+(123–62{,}4)(0{,}271)(12)=457$ lb/ft^2

z>20 ft'de:

basınç diyagramının eğimi$=(123–62{,}4)(2{,}46–0{,}271)=132{,}7$ lb/ft^2/ft

z=20+457/132,7=23,44'de σ=0'dır.

z=23,44'de:

V/b=(260)(8)/2+(260)(12)+(457–260)(12)/2+(457)(3,44)/2
=1040+3120+1182+786
=6128 lb/ft

M/b=(1040)(18,11)+(3120)(9,44)+(1182)(7,44)+(786)(2,29)
=58.880 ft-lb/ft.

z>23,44'de:
a=CE mesafesi olsun.
b=EG mesafesi olsun.

V/b=132,7a^2/4 – 132,7b^2/2
=33,18a^2 – 66,35b^2

M/b=(33,18a^2)(a/2)+(66,35b^2)(a+0,667b)
=–16,59a^3+66,35ab^2+44,24b^3

Bu iki denklem sırayla 6128 ve 58.880'e eşitlenip daha sonra da çözüldüğünde:

a=19,98 ft
b=10,36 ft

bulunur. Buna göre, levha kazığın taban derinliği: z=23,44+19,98+10,36=54 ft olur.

34 ft'i zemine çakılan ve toplam uzunluğu 54 ft olan levha kazık kullanınız. ⇐ Cevap

Maksimum moment kesmenin sıfıra eşit olduğu noktada oluşur. Bu da, z=33,43 ft'dir:

M/b=(1040)(28,10)+(3120)(19,43)+(1182)(17,43)+(786)(12,28) - [(132,7)(9,99)(9,99)/2][9,99/3]
=98.050 ft-lb/ft

Tablo 25.1'den AZ 26 kesitini seçiniz (izin verilebilir kapasite=104.800 ft-lb/ft).

Kesiti AZ 26 olan ve ASTM A328 çeliğinden yapılma levha kazığı kullanınız. ⇐ Cevap

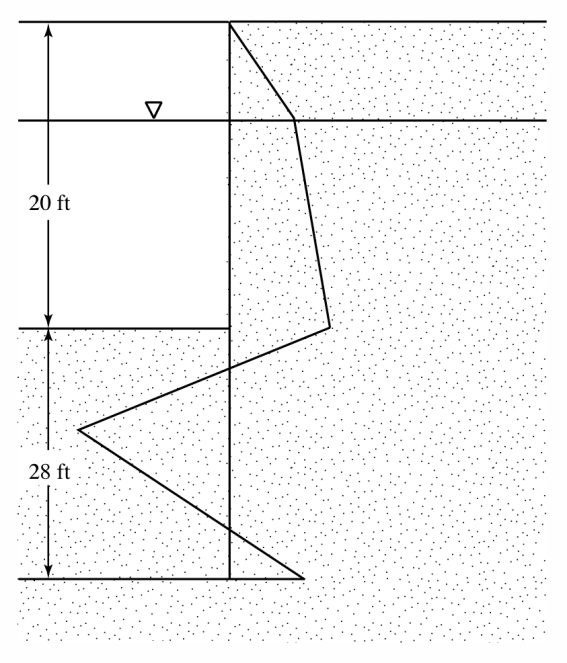
Kildeki Konsol Duvarlar

Duvar ile temasta olan zeminin bir kısmı veya tamamının kil olması durumunda, biri kısa dönem şartları ve diğeri de uzun dönem şartları olmak üzere iki duraylılık analizi yapılmalıdır. Kısa dönem analizinde drenajsız dayanım parametreleri (c=s_u ve ϕ=0) kullanılırken, uzun dönem analizinde drenajlı dayanım parametreleri (c=c' ve ϕ=ϕ') kullanılır.

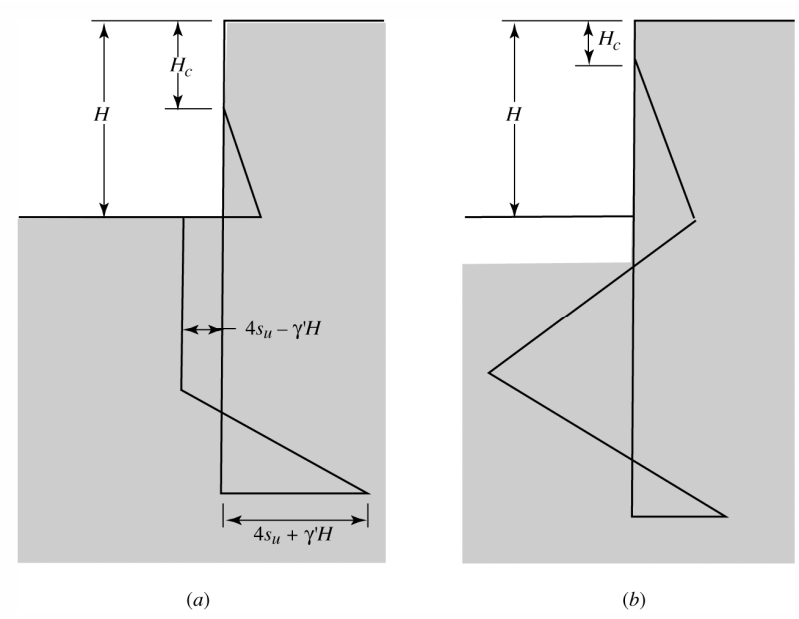
Bu analizlerdeki yanal zemin basınçları Şekil 25.8'de görüldüğü gibi, (23.21) ve (23.23) eşitlikleri kllanılarak hesaplanır. Drenajlı şart için K_a=K_p=1 olup, bu iki eşitlikteki birinci terimler düşer ve kazı derinliği altındaki basınç diyagramı derinlikle birlikte üniform olur. Kritik yükseklik (H_c), (23.20) eşitliği kullanılarak hesaplanır.

25.4 DESTEKLİ VEYA ANKRAJLI PALPLANŞ DUVARLAR

Palplanş duvarların çoğunda iç kuşaklama veya geriye bağlama ankrajları kullanılarak ilave yanal destek sağlanır. Bunlara sırayla *destekli duvarlar* ve *ankrajlı duvarlar* denir. İlave destek duvardaki eğilme gerilmelerini ve yanal hareketleri azaltır ve bu durum da



Şekil 25.7 Örnek 25.1 için basınç diyagramı.



Şekil 25.8 Kilde konsol duvarlar için tasarım yanal zemin basınçları: (a) drenajsız dayanımları kullanan kısa dönem analizi ve (b) drenajlı dayanımları kullanan uzun dönem analizi.

duvarın konsol tasarımdakinden çok daha yüksek biçimde inşa edilmesine izin verir. Ayrıca, gömülme derinliği (*D*) o kadar büyük olmak zorunda değildir. Son olarak, duvar çok fazla hareket edemediği için, arka dolgudaki oturma miktarı da çok daha az olacaktır. Şekil 22.9 ve 25.9'da iç kuşaklama ve geriye bağlama ankrajlarının birleşimi görülmektedir.



Şekil 25.9 Levha kazıklar ve iç kuşaklama kullanılarak yapılan bir metro inşaatı kazısı (fotoğraf: Skyline Steel Corporation).

İç kuşaklama yatay veya eğimli olabilir. Bu yöntem, özellikle dar kazılarda veya bitişik zeminlerin zayıf olduğu durumlarda, geriye bağlama ankrajlarına göre genellikle daha ucuzdur. Ancak, kuşakların varlığı kazı içinde çalışmayı engeller ve bu nedenle toplam proje maliyeti daha yüksek olabilir.

Geriye bağlama ankrajları inşaatı engellemez. Kazı işleminde daha önce yerleştirilmiş oldukları için, duvarın yanal hareketini önlerler. Ancak, ankrajların yerleştirilmesi kuşaklardan daha yavaş olup, yüksek güvenilirliği sağlamak için çok dikkatlice yapılmalıdır.

Tasarım Yöntemleri

Estekli veya ankrajlı duvarlar için üç ana tasarım yöntemi vardır:

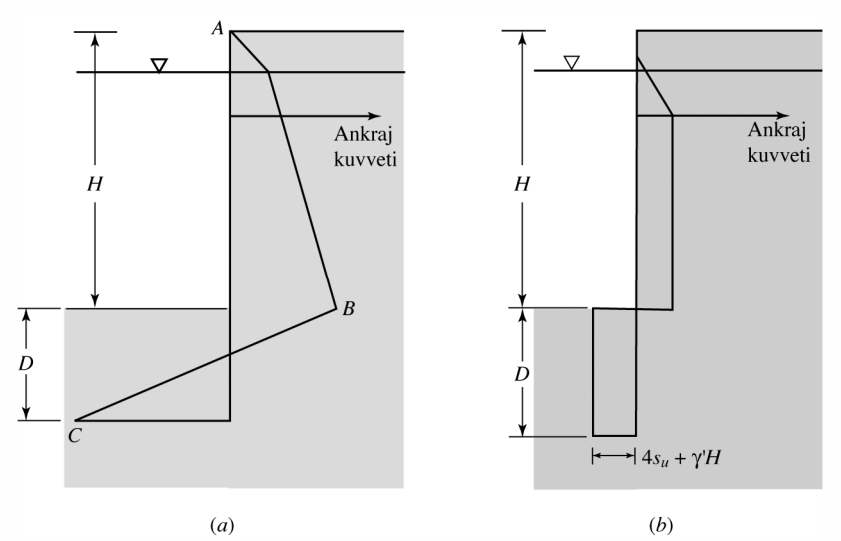
- *Sabit uç yöntemi* levha kazığın tabanının harekete ve dönmeyeye karşı sabitlendiği bir gömülme derinliği gerektirir. Bu şart, konsol duvarların tasarımındaki kriterlere benzer.
- *Serbest uç yöntemi* duvar tabanının dönmesine veya hareketine izin verir. Bu kriter daha sığ gömülme derinliklerine izin verir ve aşırı şekilde ankrajlar ya da kuşaklar tarafından sağlanan yanal desteğe güvenir.
- *Elastik temel üzerindeki kiriş yöntemi* Bölüm 16'da tanımlanan *p-y* yöntemine benzer bir teknik kullanır.

Bu yöntemlerin üçü de yararlı olsa da, burada sadece serbest uç yöntemi ele alınacaktır.

Serbest Uç Tasarım Yöntemi

Serbest uç yöntemi, levha kazığın mükemmel rijit olduğu ve bağlama çubuğu seviyesi etrafında döndüğü varsayımına dayanır. Levha kazığın tabanı, gerekli duraylılığı sağlayacak yeterlikteki derinliğe kadar iner. Şekil 25.10'da kum ve kildeki tasarım zemin basınçları verilmiştir.

Tasarım prosedürü şu şekildedir:



Şekil 25.10 (a) Kumdaki duvarlar ve (b) kildeki duvarlarda serbest uç yöntemini kullanarak estekli veya ankrajlı palplanşlar için tasarım zemin basınçları.

1. Bölüm 23'te tanımlanan yöntemleri kullanarak, 1,5 veya 2,0 gibi bir emniyet faktörü ile birlikte aktif ve pasif zemin basınç katsayılarını (K_a ve K_p) hesaplayınız.
2. (23.9) eşitliğini kullanarak, A ile B noktaları arasındaki basınç diyagramını çiziniz. Su tablasında (efektif gerilmelerden dolayı) bu diyagramın eğiminin değiştiğine ve yeni bir zemin katmanı ile karşılaşıldığında (K_a'daki değişimden dolayı) ani bir değişim gösterdiğine dikkat ediniz. Bu çizgilerin duvara göre eğimi, su tablası üzerinde γK_a'ya ve su tablası altında $(\gamma-\gamma_w)K_a$'ya eşittir.
3. Sürşarj yüklerinin mevcut olması durumunda, duvar üzerine etkiyen yanal zemin basınçlarını hesaplamak için, Altbölüm 23.7'de tanımlanan teknikleri kullanınız.
4. B noktası altında duvar üzerine etkiyen net basıncı çiziniz. Bu basınç, pasif ve aktif basınçlar [veya (23.15) ile (23.9) eşitlikleri] arasındaki farktır. Bu çizgilerin duvara göre eğimi, su tablası üstünde $\gamma(K_p-K_a)$'ya ve su tablası altında da $(\gamma-\gamma_w)(K_p-K_a)$'ya eşittir. Bu nedenle, B noktasından uygun eğimde bir çizgi çizilerek, C noktasının yeri bulunabilir.
5. Bağlama çubuğu etrafına göre moment alarak, D derinliğini bulunuz.
6. Yatay kuvvetlerin toplamını sıfıra eşitleyerek, bağlama çubuğu kuvvetini bulunuz.

7. Sıfır kesme noktasında oluşan maksimum eğilme momentini bulunuz ve bu değeri kullanarak, uygun levha kazık kesitini seçiniz.

Gömülme derinliği ve bağlama çubuğu için bu yöntem iyi sonuçlar verse de, maksimum eğilme momentini olduğundan büyük verme eğilimindedir. Bunun nedeni, levha kazığın tam anlamıyla rijit olmaması ve gerçek zemin basınçlarının teorik değerlerden farklı olmasıdır. Bu sebepten dolayı, Rowe (1952, 1957, 1958) aşağıdaki parametreleri kullanarak, maksimum momenti ayarlama prosedürü geliştirmiştir:

$$\rho = \frac{(H+D)^4}{EI} \tag{25.1}$$

$$S = \frac{1{,}25c}{\gamma'(H+D)} \tag{25.2}$$

$$\alpha = \frac{H}{H+D} \tag{25.3}$$

Burada:

ρ=esneyebilirlik sayısı
H=palplanş duvarın yüksekliği (ft)
D=gömülme derinliği (ft)
E=levha kazığın elastisite modülü (lb/ft^2; çelik için 29.000.000 lb/ft^2)
I=duvarın herbir ft'i için atalet momenti
S=duraylılık sayısı
c=zeminin kohezyonu
γ'=zeminin efektif birim ağırlığıdır (lb/ft^3; su tablası üstünde $\gamma=\gamma'$, altında ise $\gamma'=\gamma-\gamma_w$).

Bu parametreleri kullanarak, tasarım momentinin hesaplanan momente oranı Şekil 25.11'den bulunabilir.

Örnek 25.2

Şekil 25.12'de verilen konsol duvar için gerekli gömülme derinliğini bulunuz ve uygun kazık levha kesitini seçiniz.

Çözüm

$$K_a=\tan^2(45-33/2)=0{,}295$$

$$K_p/F=\tan^2(45+33/2)/1{,}5=2{,}26$$

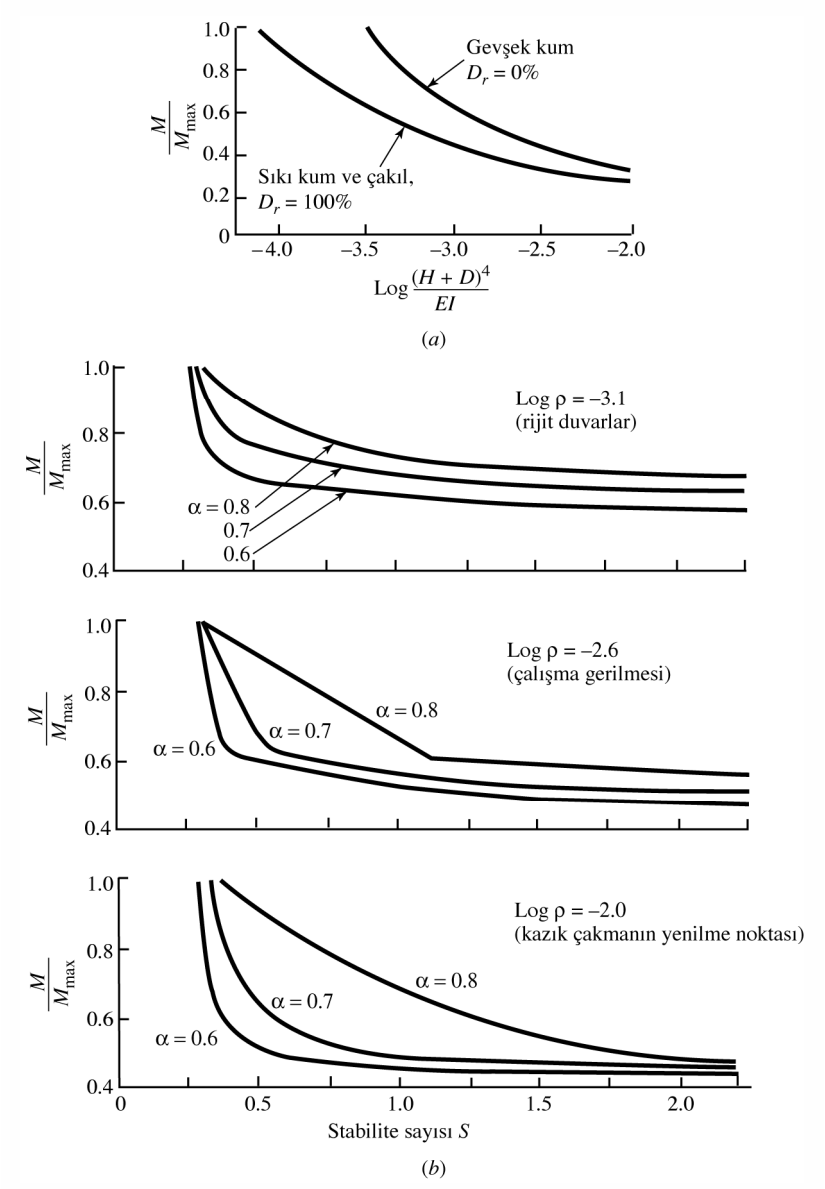
z=12 ft'de:
$\sigma=(121)(0{,}295)(12)=428$ lb/ft^2

z=16 ft'de:
$\sigma=(121)(0{,}295)(16)=571$ lb/ft^2

z=30 ft'de:
$\sigma=571+(124-62{,}4)(0{,}295)(14)=826$ lb/ft^2

z>30 ft'de:
basınç diyagramının eğimi=(124–62,4)(2,26–0,295)=121,0 lb/ft²/ft
z=30+826/121,0=36,83 ft'de σ=0'dır.

$$\Sigma M_{\text{bağlama}}=[(0,5)(12)(428)][(12)(0,333)] - [(428)(4)]2 - [(0,5)(4)(571-428)][(4)(2/3)] - [(571)(14)][11] - [(0,5)(826-571)(14)][4+(14)(0,667)] - [(0,5)(826)(6,83)][18+6,83/3]+[(0,5)(121,0)D_1^2][24,83+D_1/3]$$

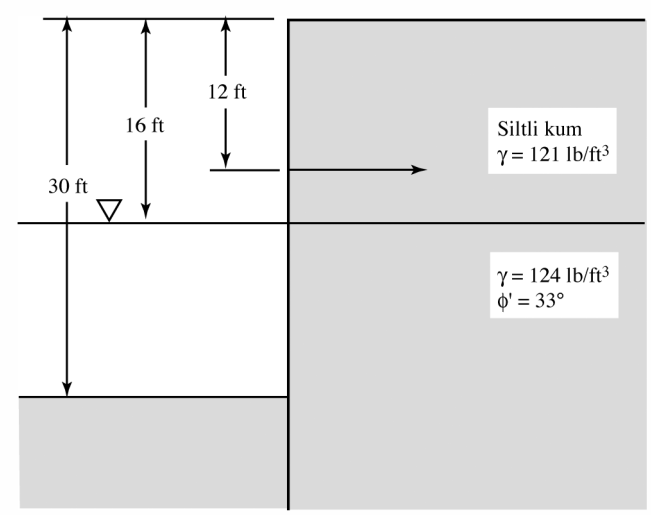


Şekil 25.11 Rowe'un moment azalım eğrileri. (a) Kum, (b) kil.

D_1=9,8 ft

10 ft'i zemine çakılan ve toplam uzunluğu 40 ft olan levha kazık kullanınız. ⇐ Cevap

ΣF_x=(0,5)(12)(428)+(428)(4)+(0,5)(4)(571-428)+(571)(14)+(0,5)(826-571)(14)+(0,5)(826)(6,83)
- (0,5)(121)(9,8)^2 - $P_{bağ.}$=0
=2568+1712+286+7994+1785+2821 – 5810 – $P_{bağ.}$=0



Şekil 25.12 Örnek 25.2 için palplanş duvar.

$P_{bağlama}$=11356 lb/ft

Geriye bağlama ankrajlarının merkezden merkeze 8 ft alınması durumunda,
herbir ankraja gelen yük=(11356)(8)=90850 lb.

Geriye bağlama ankrajlarını herbirine 90850 lb yük gelecek şekilde merkezden merkeze 8 ft olarak tasarlayınız. ⇐ Cevap

Not: Geriye bağlama ankrajları genellikle yatay ile aşağı doğru küçük bir açı yapacak şekilde yerleştirilirler. Bulunan bu değer, bu durumda bağlama kuvvetinin yatay bileşeni olacaktır.

Maksimum moment, kesme kuvvetinin sıfır olduğu noktada gelişir.

z=16 ft'de V/b=2658+1712+286 – 11356=–6790 lb/ft

V/b=0 olan derinlik: $(z-16)(571)+(0,5)(z-16)^2(124-62,4)(0,295)=6790$
z=27,3 ft

z=27,3 ft'de:
M/b=(2568)(27,3–8)+(1712)(27,3–14)+((286)(27,3–12–2,67)–(11356)(27,3–12)
+(571)(11,3)(11,3/2)+(0,5)(11,3^2)+(0,5)(11,3^2)(121)(11,3/3)(124–62,4)(0,295)
=56980 ft-lb/ft

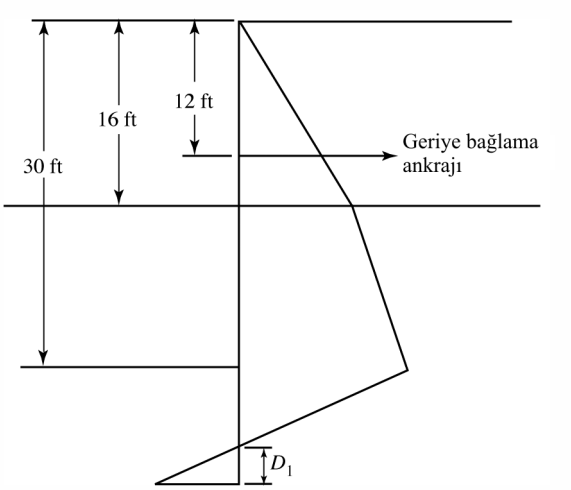
Tablo 25.1'e göre bir AZ 18 gereklidir. Ancak, Rowe azaltması ile birlikte AZ 13 kullanmak da mümkündür.

$$I = 34200\ \text{cm}^4/\text{m}\left(\frac{1\,\text{in}}{2{,}54\,\text{cm}}\right)^4\left(\frac{1\,\text{m}}{3{,}281\,\text{ft}}\right) = 250\ \text{in}^4/\text{ft}$$

$$\log\frac{(30+10)^4}{(29.000.000)(250} = -3{,}5$$

Şekil 25.11'den m/m_{max}=0,8'dir.
M/b=0,8(56980)=45.600 ft-lb/ft

Kesiti AZ 13 olan ve ASTM A328 çeliğinden levha kazık kullanınız. ⇐ Cevap



Şekil 25.13 Örnek 25.2 için basınç diyagramı.

Özet

Önemli Noktalar

1. Palplanş duvarlar zemin içine çakılan düz yapısal elemanlardır. Değişik malzemelerden yapılsalar da, çoğunlukla çelikten yapılırlar.
2. Çelik levha kazıkların bölmelerinin şekil ve mühendislik özellikleri (yani kesit modülleri) bir imalatçıdan diğerine değişir. H kazıklarından farklı olarak, bunlar için geliştirilmiş standartlar yoktur.
3. Çelik levha kazıklarda paslanma önemli bir sorun olsa da, genelikle kabul edilebilir bir seviyeye indirilebilmektedir.
4. Bir konsol palplanş duvar, herhangi bir yanal desteğe gerek duymayan duvardır. Bu duvarlar yanal zemin basınçlarına karşı direncini kendi eğilme dayanımı ile gömülme derinliğinden alırlar. Bu tasarım sadece duvar yüksekliği vasat ve bazı yanal hareketler kabul edilebilir olduğu zaman kullanılır.
5. Konsol palplanş duvarların tasarımı bazı duraylılık şartlarını sağlamalıdır. Tasarımcı, ayrıca yeterli eğilme dayanımına sahip bir levha kazık kesit seçmelidir.

6. Estekli bir palplanş duvar, kazı içindeki yapısal kuşaklardan kısmen destek alan bir duvardır. Ankrajlı bir palplanş duvar da, duvarın akasındaki zeminin içine uzanan ankrajlardan kısmen destek alan bir duvara denir. Yüksek duvarların tasarımında bu seçenekler kullanılır.

Estekli veya ankrajlı duvarların tasarımında sabit uç yöntemi, serbest uç yöntemi ve elastik temel üzerindeki kiriş yöntemi olmak üzere en az üç yöntem mevcuttur. Serbest uç yöntemini kullandığınız zaman, hesaplanan momenti Rowe faktörlerini kullanarak azaltınız.

SÖZLÜK

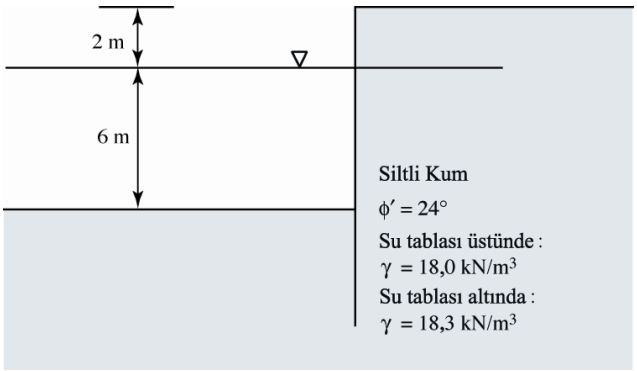
Ankrajlı palplanş duvar	Palplanş duvar	Serbest uçlu konsol duvar
Konsol palplanş duvar	Rowe moment azaltması	
Estekli palplanş duvar	Sabit uçlu konsol duvar	

KAPSAMLI SORULAR VE UYGULAMA PROBLEMLERİ

25.1 Konsol palplanş duvarlar neden sadece kısa duvarlar için pratiktir?

25.2 Duvar yüksekliğinin 20 ft'den 25 ft'e artması durumu hariç, Örnek 25.1'dek konsol palplanş duvarı yeniden tasarlayınız. Bu değişimin tasarım üzerindeki etkisi hakkında yorum yapınız.

25.3 Şekil 25.14'de görülen enine kesit için bir konsol palplanş tasarlayınız. Gereken gömülme derinliği ve kazık kesiti tasarımınızda bulunmalıdır.



Şekil 25.14 Problemler 25.3 – 25.5 için planlanan duvar.

25.4 Şekil 25.14'deki duvarın sol tarafındaki gerçek su seviyesinin şekilde görülenden 1 m daha aşağıda fakat sağ taraftaki su seviyesinin şekilde görüldüğü gibi aynen kaldığı durumda duvarın stabilitesi daha iyi mi yoksa daha kötü mü olur? Açıklayınız.

25.5 Poblem 25.3'de tanımlanan problemi bu sefer duvarın tepesinden 3 m aşağıda bir geriye bağlama ankrajı kullanarak yeniden tasarlayınız.

25.6 ϕ'=32^o ve γ=126 lb/ft^3 olan iyi derecelenmiş bir kum içerisinde 18 ft yüksekliğinde konsol palplanş inşa edilecektir. Duvarın iki tarafında da yeraltı suyu yoktur. Gerekli gömülme derinliği ve levha kazık kesitini belirleyiniz.

25.7 $\phi'=32^{o}$ ve $\gamma=121$ lb/ft^3 olan kötü derecelenmiş siltli kum içerisine 33 ft yüksekliğinde estekli konsol palplanş duvar inşa edilecektir. Kuşak, duvarın tepesinden 8 ft aşağıda ve duvarın uzunluğu boyunca 10 ft aralıklarla olacaktır. Duvarın iki tarafında da yeraltı suyu yoktur. Gerekli gömülme derinliğini, herbir kuşağa gelen kuvveti ve gerekli çelik kazık kesitini belirleyiniz.

Ek A

Birim Dönüştürme Faktörleri

İNGİLİZ BİRİMLERİ

Aşağıda verilen İngiliz birimleri geoteknik mühendisliğinde yaygın olarak kullanılmaktadır:

Tablo A1. Yaygın olarak kullanılan İngiliz birimleri.

Birim	Ölçülen büyüklük	Sembol
ayak (ft)	mesafe	ft
inç	mesafe	in
pound	kuvvet veya kütle	lb
kilo-libre	kuvvet	k
ton	kuvvet veya kütle	t
saniye	zaman	s
libre bölü ft kare	gerilme veya basınç	lb/ft^2 veya psf
libre bölü inç kare	gerilme veya basınç	lb/in^2 veya psi
libre bölü ft küp	birim ağırlık	lb/ft^3 veya pcf

SI ve METRİK BİRİMLERİ

Aşağıda verilen SI (Système International) geoteknik mühendisliğinde yaygın olarak kullanılmaktadır:

Tablo A2. Yaygın olarak kullanılan SI birimleri.

Birim	Ölçülen büyüklük	Sembol
metre	mesafe	m
gram	kütle	g
Newton	kuvvet	N
Pascal	gerilme veya basınç	Pa
kilonewton bölü metreküp	birim ağırlık	kN/m^3
saniye	zaman	s

Bu birimler çoğu zaman Tablo A3'deki gibi ön eklerle birlikte kullanılmaktadır. Özellikle Avrupa'da olmak üzere SI olmayan bazı metrik birimleri de kullanılmaktadır. Bunun en yaygın örneği, gerilme birimi olarak kg/cm^2'nin kullanılmasıdır.

Tablo A3. Yaygın olarak kullanılan SI ön ekleri.

Ön ek	Sembol	Çarpan
mili	m	10^{-3}
santi	c	10^{-2}
kilo	k	10^3
mega	M	10^6

DÖNÜŞÜM FAKTÖRLERİ

Tablolar A4 - A8'de verilen dönüşüm faktörleri İngiliz, metrik ve SI birimleri arasında dönüşüm yapma bakımından çok yararlıdır. Bu faktörlerin çoğu, dört önemli rakama (significant figure) yuvarlatılmıştır. **Koyu** tarzda yazılmış olanlar mutlak dönüşüm faktörleridir (örnek; 12 inç=1 ft). Kuvvet birimi kütle birimine eşitlenmek istendiğinde, ivme (F=ma) 9,807 m/s^2 (32,17 ft^2/s) olarak alınır. Bu değer, yerçekiminden ileri gelen ivmenin yer yüzeyindeki değeridir.

"Ton" teriminin 2000 lb'lik kısa ton (Kanada ve A.B.D.'nde yaygın olarak kullanılır), 2240 lb'lik uzun ton (Büyük Britanya'da kullanılır) ve 1000 kg'lık metrik ton (2205 lb) olmak üzere en az üç tanımı vardır.

Faydalı ve yaklaşık bir dönüşüm faktörü 1 kısa ton/ft^2.1 kg/cm^2.100 kPa.1 atmosfer şeklindedir. Buradaki dönüşümlerin doğruluk derecesi %2-4 civarındadır.

Tablo A4. Mesafe birimleri.

Bunu	Buna dönüştürmek için	Bununla çarp
ft	in	**12**
ft	m	0,3048
in	ft	**1/12**
in	mm	25,40
m	ft	3,281
mm	in	0,03937

Tablo A5. Kuvvet birimleri.

Bunu	Buna dönüştürmek için	Bununla çarp
k	kN	4,448
k	lb	**1000**
kg_f	lb	2,205
kg_f	N	9,807
kg_f	ton (metrik)	**0,001**
kN	k	0,2248
lb	k	**0,001**
lb	kg_f	0,4536
lb	N	4,448
lb	ton (kısa)	**1/2000**
lb	ton (uzun)	**1/2240**
N	kg_f	0,1020
N	lb	0,2248
ton (kısa)	lb	**2000**
ton (uzun)	lb	**2240**
ton (metrik)	kg_f	**1000**

Tablo A6. Hacim birimleri.

Bunu	Buna dönüştürmek için	Bununla çarp
ft^3	gal	7,481
gal	ft^3	0,1337

Tablo A7. Gerilme ve basınç birimleri.

Bunu	Buna dönüştürmek için	Bununla çarp
atmosfer	lb/ft^2	2117
atmosfer	kPa	101,3
bar	kPa	**100**
kg_f/cm^2	kPa	98,07
kg_f/cm^2	lb/ft^2	2048
kPa	atmosfer	0,009869
kPa	bar	**0,01**
kPa	kg_f/cm^2	0,01020
kPa	lb/ft^2	20,89
kPa	lb/in^2	0,1450
kPa	metrik ton/m^2	0,1020
lb/ft^2	atmosfer	$4,725 \times 10^{-4}$
lb/ft^2	kPa	0,04787
lb/ft^2	lb/in^2	**1/144**
lb/in^2	kPa	6,895
lb/in^2	lb/ft^2	**144**
lb/in^2	MPa	$6,895 \times 10^{-3}$
metrik ton/m^2	kPa	9,807
MPa	lb/in^2	145,0

Tablo A8. Ağırlık birimleri.

Bunu	Buna dönüştürmek için	Bununla çarp
kN/m^3	lb/m^3	6,366
kN/m^3	metrik ton/m^3	0,1020
kN/m^3	Mg_f/m^3	0,1020
lb/ft^3	kN/m^3	0,1571
metrik ton/m^3	kN/m^3	9,807
Mg_f/m^3	kN/m^3	9,807

Ek B

Bilgisayar Yazılımı

Yazar, özelikle bu kitap ile birlikte kullanılmak üzere aşağıdaki dört Microsoft Excel programını yazmıştır:

BEARING.XLS	Sığ temeller için taşıma gücü analizi
SETTLEMENT.XLS	Laboratuvar deney sonuçlarına dayalı olarak sığ temellerde oturma analizi
SCHMERTMANN.XLS	Sığ temellerde Schmertmann yöntemi ile oturma analizi
RETWALL.XLS	Konsol istinat duvarlarının haricî stabilite analizi

DOSYA İNDİRME VE YÜKLEME BİLGİLERİ

Yazılımı indirmek için aşağıdaki internet adresine giriniz:

http://www.prenhall.com/coduto

Bağlantılar kanalıyla *Foundation Design: Principles and Practices* yazılımını indirme sayfasına gidiniz ve sonra ekranda görülen komutları takip ediniz.

YAZILIMIN KULLANIMI

Yazılımın kullanılması için Microsoft Excel programına veya Microsoft Excel dosyalarını okuyan bir başka hesap tablosu programına gerek vardır.

Kaynaklar

Dernekler ve Organizasyonlar İçin Kısaltmalar:
ACI American Concrete Institute
ADSC Association of Drilled Shaft Contractors
AISC American Institute of Steel Construction
API American Petroleum Institute
ASCE American Society of Civil Engineers
ASTM American Society for Testing and Materials
FHWA Federal Highway Administration
PCA Portland Cement Association
PCI Precast/Prestressed Concrete Institute
PTI Post-Tensioning Institute

AASHTO (1996), Standard Specifications for Highway Bridges, 16th ed., American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington, D.C.

ACI (1974), "Recommendations for Design, Manufacture, and Installation of Concrete Piles," ACI 543R-74 (Reapproved 1980), ACI Journal Proceedings. Vol. 71, No. 10, p. 477–492; ayrıca ACI Manual of Concrete Practice, American Concrete Institute'de basılmıştır.

ACI (1980), Recommendations for Design, Manufacture and Installation of Concrete Piles, ACI 543R-74, American Concrete Institute, Detroit

ACI (1993), Suggested Analysis and Design Procedures for Combined Footings and Mats, ACI 336.2R-88 (Reapproved 1993), American Concrete Institute

ACI (1999), Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-99), American Concrete Institute

ACI-ASCE (1962), "Report of Committee on Shear and Diagonal Tension," Proceedings, American Concrete Institute, Vol. 59, No. 1

Airhart, T.P., Coyle, H.M., Hirsh, T.J. and Buchanan, S.J. (1969), "Pile-Soil System Response in a Cohesive Soil," Performance of Deep Foundations, STP 444, p. 264–294, ASTM, Philadelphia

AISC (1989), Manual of Steel Construction, Allowable Stress Design, 9th ed., American Institute of Steel Construction, Chicago

AISC (1995), Manual of Steel Construction, Load & Resistance Factor Design, 2nd ed., American Institute of Steel Construction

Anagnostopoulos, A.G. (1990), "Die Zusammendrückbarkeit nichtbindinger Böden (The Compressibility of Cohesionless Soils)," Geotechnik, Vol. 13, p. 181–187 (In German)

Anderson, J.N. and Lade, P.V. (1981), "The Expansion Index Test," ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 4, No. 2, June 1981, p. 58–67

Anderson, L.R.—bkz. Moss, R.E.S.

API (1996), Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms-Working Stress Design, 20th ed., American Petroleum Institute

API (1997), Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore-Platforms Load and Resistance Factor Design, American Petroleum Institute

Armstrong, R.M. (1978), "Structural Properties of Timber Piles," Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., p. 118–152, ASTM, Philadelphia

ASCE (1972), "Subsurface Investigation for Design and Construction of Foundations of Buildings," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98 No. SM5, SM6, SM7 and SM8

ASCE (1984), Practical Guidelines for the Selection, Design and Installation of Piles, ASCE

ASCE (1996a), Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, ANSI/ASCE 7-95, ASCE

ASCE (1996b), Design of Sheet Pile Walls, American Society of Civil Engineers

Avalle, D.L.—bkz. Mitchell, P.W.

Azam, Ir. Tarique—bkz. Baker, Clyde N.

Bachus, Robert C.—bkz. Clough, G. Wayne

Baguelin, F., Jézéquel, J.F. and Shields, D.H. (1978), The Pressuremeter and Foundation Engineering, Trans Tech, Clausthal, Germany

Baker, Clyde N.—bkz. Christopher, Barry R.

Baker, Clyde N., Azam, Ir. Tarique and Joseph, Len S. (1994), "Settlement Analysis for 450 Meter Tall KLCC Towers," Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Felio, Eds., Vol. 2, p. 1650–1671, ASCE

Barden, L., McGown, A. and Collins, K. (1973), "The Collapse Mechanism in Partly Saturated Soil," Engineering Geology, Vol. 7, p. 49–60

Barker, R.M., Duncan, J.M., Rojiani, K.B., Ooi, P.S.K., Tan, C.K. and Kim, S.G. (1991), Manuals for the Design of Bridge Foundations, National Cooperative Highway Research Program Report 343, Transportation Research Board, Washington, DC

Bartlett, S.F. and Youd, T.L. (1992) Empirical Analysis of Horizontal Ground Displacement Generated by Liquefaction–Induced Lateral Spreads, Technical Report No. NCEER–92–0021, National Center for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY

Basma, Adnan A. and Tuncer, Erdil R. (1992), "Evaluation and Control of Collapsible Soils," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 10, p. 1491–1504

Baumann, Frederick (1873), The Art of Preparing Foundations, with Particular Illustration of the "Method of Isolated Piers" as Followed in Chicago, Reprinted in Powell (1884)

Beech, J.F.—bkz. Kulhawy, F.H.

Bell, A.L. (1915), "The Lateral Pressure and Resistance of Clay, and the Supporting Power of Clay Foundations," p. 93–134 in A Century of Soil Mechanics, ICE, London

Beringen, F.L.—bkz. DeRuiter, J.

Bethlehem Steel Corp. (1979), Bethlehem Steel H-Piles, Bethlehem Steel Corp., Bethlehem, PA

Bhushan, Kul (1982), Discussion of "New Design Correlations for Piles in Sand," Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. GT11, p. 1508–1501, ASCE

Bishop, Alan W. and Bjerrum, Laurits (1960), "The Relevance of the Triaxial Test to the Solution of Stability Problems," Research Conference on Shear Strength of Cohesive

Soils, ASCE

Bjerrum, L.—bkz. Janbu, M.

Bjerrum, L.—bkz. Skempton, A.W.

Bjerrum, Laurits—bkz. Bishop, Alan W.

Bjerrum, Laurits (1963), "Allowable Settlement of Structures," Proceedings, 3rd European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, p. 135–137, Weisbaden

Bjerrum, L., Johannessen, I.J. and Eide, O. (1969), "Reduction of Negative Skin Friction on Steel Piles to Rock," Proceedings, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, Vol. 2, p. 27–34

Black, William T.—bkz. Luscher, Ulrich

Blaser, Harold D. and Scherer, Oscar J. (1969), "Expansion of Soils Containing Sodium Sulfate Caused by Drop in Ambient Temperatures," Effects of Temperature and Heat on Engineering Behavior of Soils, Special Report 103, Highway Research Board, Washington, D.C.

BOCA (1996), National Building Code, Building Officials & Code Administrators International, Inc., Country Club Hills, IL

Bolenski, M. (1973), "Osiadania nowo wznoszonych budowli w zaleznosci of podloza gruntowego: Wyniki 20-letnich Badan w Instytucie Techniki Budowlanej" (Settlement of Constructions Newly Erected and Type of Subsoil: The Results of 20 Years Studies Carried Out in the Building Research Institute), Prace Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa (in Polish; partial results quoted in Burland and Burbidge, 1985)

Bolin, H.W. (1941), "The Pile Efficiency Formula of the Uniform Building Code," Building Standards Monthly, Vol. 10, No. 1, p. 4–5

Bollman, H.T.—bkz. Brown, D.A.

Boussinesq, M.J. (1885), Application Des Potentiels, à l'Étude de l'Équilibre et du Movvement Des Solides Elastiques, Gauthier-Villars, Paris (in French)

Bozozuk, M. (1972a), "Downdrag Measurement on a 160-ft Floating Pipe Test Pile in Marine Clay," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 9, No. 2, p. 127–136

Bozozuk, M. (1972b), "Foundation Failure of the VanKleek Hill Tower Silo," Performance of Earth and Earth-Supported Structures, p. 885–902, ASCE

Bozozuk, M. (1978), "Bridge Foundations Move," Transportation Research Record 678, p. 17–21, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Bozozuk, M. (1981), "Bearing Capacity of Pile Preloaded by Downdrag," Proceedings, Tenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm, Vol. 2, p. 631–636

Brandon, Thomas L., Duncan, J. Michael and Gardner, William S. (1990), "Hydrocompression Settlement of Deep Fills," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 10, p. 1536–1548

Braun, J.S.—bkz. Thorson, Bruce M.

Briaud, J.L., Tucker, L., Lytton, R.L. and Coyle, H.M. (1985), Behavior of Piles and Pile Groups in Cohesionless Soils, Report No. FHWA/RD-83/038, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Briaud, Jean-Louis and Miran, Jerome (1991), The Cone Penetration Test, Report No. FHWA-TA-91-004, Federal Highway Administration, McLean, VA

Briaud, Jean-Louis (1991), "Dynamic and Static Testing of Nine Drilled Shafts at Texas A&M University Geotechnical Research Sites," Foundation Drilling, Vol. 30, No. 7, p. 12–14

Briaud, Jean-Louis (1992), The Pressuremeter, A.A. Balkema, Rotterdam

Briaud, Jean-Louis and Gibbens, Robert M. (1994), Predicted and Measured Behavior of Five Spread Footings on Sand, Geotechnical Special Publication 41, ASCE

Briaud, J.L.—bkz. DiMillio, A.F.

Brieke, Werner—bkz. Massarsch, K.

Brinch Hansen, J. (1961a), "The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces," Bulletin No. 12, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen

Brinch Hansen, J. (1961b), "A General Formula for Bearing Capacity," Bulletin No. 11, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen

Brinch Hansen, J. (1970), "A Revised and Extended Formula for Bearing Capacity," Bulletin No. 28, Danish Geotechnical Institute, Copenhagen

Brink, A.B.A. and Kantey, B.A. (1961), "Collapsible Grain Structure in Residual Granite Soils in South Africa," Proceedings, Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 611–614

Brissette, R.F.—bkz. D'Appolonia, D.J.

Broms, Bengt B. (1964a), "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 90, No. SM2, p. 27–63

Broms, Bengt B. (1964b), "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 90, No. SM3, p. 123–156

Broms, Bengt B. (1965), "Design of Laterally Loaded Piles," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 91, No. SM3, p. 79–99

Broms, Bengt B. (1972), "Stability of Flexible Structures (Piles and Pile Groups)," Proceedings, 5th European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Madrid, Vol. 2, p. 239–269

Broms, Bengt B. (1981), Precast Piling Practice, Thomas Telford, London

Brons, K.F. and Kool, A.F. (1988), "Methods to Improve the Quality of Auger Piles," Deep Foundations on Bored and Auger Piles, p. 269–272, W.F. Van Impe, Ed., Balkema, Rotterdam

Brown, D.A., Morrison, C. and Reese, L.C. (1988), "Lateral Load Behavior of Pile Group in Sand, Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 11, p. 1261–1276

Brown, D.A. and Bollman, H.T. (1993), "Pile-Supported Bridge Foundations Designed for Impact Loading," Appended document to Proceedings of Design of Highway Bridges for Extreme Events, Crystal City, VA, p. 265–281

Brown, Phillip R.—bkz. Schmertmann, John H.

Brown, P.T.—bkz. Robertson, P.K.

Brown, Ralph E. and Glenn, Andrew J. (1976), "Vibroflotation and Terra-Probe Comparison," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. GT10, p. 1059–1072

Brumund, William F., Jonas, Ernest and Ladd, Charles C. (1976), "Estimating In-Situ

Maximum Past (Preconsolidation) Pressure of Saturated Clays from Results of Laboratory Consolidometer Tests," Estimation of Consolidation Settlement, Special Report 163, p. 4–12, Transportation Research Board, Washington, DC

Bryant, F.G.—bkz. Peck, R.B.

Buchanan, S.J.—bkz. Airhart, T.P.

Buchignani, A.L.—bkz. Duncan, J.M.

Budge, W.D., et al. (1964), A Review of Literature on Swelling Soils, Colorado Department of Highways, Denver, CO

Bullet, P. (1691), L'Architecture Pratique, Paris (in French)

Burbidge, M.C.—bkz. Burland, J.B.

Burdette, E.G.—bkz. Marsh, M.L.

Burland, John (1973), "Shaft Friction of Piles in Clay—A Simple Fundamental Approach," Ground Engineering, Vol. 6, No. 3, p. 30–42

Burland, J.B. and Wroth, C.P. (1974), "Allowable and Differential Settlement of Structures, Including Damage and Soil-Structure Interaction," Conference on Settlement of Structures, p. 611–654, Pentech Press, Cambridge

Burland, J.B. and Burbidge, M.C. (1985), "Settlement of Foundations on Sand and Gravel," Proceedings, Institution of Civil Engineers, Part 1, Vol. 78, p. 1325–1381

Burmister, D.M. (1962), "Physical, Stress-Strain, and Strength Response of Granular Soils," Symposium on Field Testing of Soils, STP 322, p. 67–97, ASTM

Burn, Kenneth N.—bkz. Crawford, Carl B.

Bustamante, M. and Gianeselli, L. (1982), "Pile Bearing Capacity Prediction by Means of Static Penetrometer CPT," Second European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II), A. Verruijt et al., Ed., Vol. 2, p. 493–500

Butler, F.G. (1975), "Heavily Over-Consolidated Clays," p. 531ff in Settlement of Structures, Halstead Press

Byrn, James E. (1991), "Expansive Soils: The Effect of Changing Soil Moisture Content on Residential and Light Commercial Structures," Journal of the National Academy of Forensic Engineers, Vol. 8, No. 2, p. 67–84

Caliendo, J.A.—bkz. Moss, R.E.S.

Caliendo, Joseph A.—bkz. Tawfiq, Kamal S.

Campanella, R.G.—bkz. Robertson, P.K.

Capano, C.—bkz. Kulhawy, F.H.

Capper, R.—bkz. McVay, M.

Carrier, W. David—bkz. Christian, John T.

CCC (1995), The National Building Code of Canada, Canadian Codes Center, Ottawa

CGS (1992), Canadian Foundation Engineering Manual, 3rd ed., Canadian Geotechnical Society, BiTech, Vancouver

Chan, C.K.—bkz. Seed, H.B.

Chandler, Neil—bkz. Shields, Donald

Chellis, Robert D. (1961), Pile Foundations, 2nd ed., McGraw Hill, New York

Chellis, R.D. (1962), "Pile Foundations," p. 633–768 in Foundation Engineering, G.A.

Leonards, editor, McGraw-Hill, New York

Chen, Fu Hua (1988), Foundations on Expansive Soils, 2nd ed., Developments in Geotechnical Engineering Vol. 54, Elsevier, Amsterdam

Christian, John T. and Carrier, W. David III (1978), "Janbu, Bjerrum and Kjaernsli's Chart Reinterpreted," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 15, p. 123–128

Christopher, Barry R., Baker, Clyde N. and Wellington, Dennis L. (1989), "Geophysical and Nuclear Methods for Non-Destructive Evaluation of Caissons," Foundation Engineering: Current Principles and Practices, ASCE

Chung, Riley M.—bkz. Seed, H. Bolton

Cibor, Joseph M. (1983), "Geotechnical Considerations of Las Vegas Valley," Special Publication on Geological Environment and Soil Properties, ASCE Annual Convention, Houston, TX, p. 351–373

Clayton, C.R.I. (1990), "SPT Energy Transmission: Theory, Measurement and Significance," Ground Engineering, Vol. 23, No. 10, p. 35–43

Clayton, R.J.—bkz. Rollins, K.M.

Clemence, Samuel P. and Finbarr, Albert O. (1981), "Design Considerations for Collapsible Soils," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT3, p. 305–317

Clemence, Samuel P., Ed. (1985), Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, ASCE

Clough, G. Wayne, Sitar, Nicholas , Bachus, Robert C., and Rad, Nader Shafii (1981), "Cemented Sands Under Static Loading," Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT3, pp. 305–317, ASCE

Clough, G. Wayne—bkz. Duncan, J. Michael

Coburn, Seymour K.—bkz. Dismuke, Thomas D.

Coduto, Donald P. (1994), Foundation Design: Principles and Practices, 1st Ed, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ

Coduto, Donald P. (1999), Geotechnical Engineering: Principles and Practices, Prentice Hall, Upper Saddle River, NJ

Collins, K.—bkz. Barden, L.

Cornell, C.A. (1969), "A Probability-Based Structural Code," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 66, No. 12

Costanzo, D., Jamiolkowski, M., Lancellotta, R. and Pepe, M.C. (1994), Leaning Tower of Pisa: Description and Behaviour, Settlement 94 Banquet Lecture, Texas A&M University

Coulomb, C.A. (1776) "Essai sur une application des règles de maximis et minimis à quelques problèmes de statique relatifs à l'architecture," Mémoires de mathématique et de physique présentés à l'Académie Royale des Sciences, Paris, Vol. 7, p. 343–382 (in French)

Coyle, H.M—bkz. Airhart, T.P.

Coyle, Harry M.—bkz. Bruner, Robert F.

Craven, Robert F.—bkz. Lankford, William T.

Crawford, Carl B. and Burn, Kenneth N. (1968), "Building Damage from Expansive Steel Slag Backfill," Placement and Improvement of Soil to Support Structures, p. 235–261,

ASCE
Crawford, C.B. and Johnson, G.H. (1971), "Construction on Permafrost," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 8, No. 2, p. 236–251
Crowther, Carroll L. (1988), Load Testing of Deep Foundations, John Wiley and Sons, New York
CRSI (1992), CRSI Handbook, Concrete Reinforcing Steel Institute, Schaumburg, IL
Cummings, A.E. (1940), "Dynamic Pile Driving Formulas," Journal of the Boston Society of Civil Engineers, Vol. 27, No. 1, p. 6–27
Curtin, George (1973), "Collapsing Soil and Subsidence" in Geology, Seismicity and Environmental Impact, Special Publication, Association of Engineering Geologists, Douglas E. Moran et al., ed., University Publishers, Los Angeles
D'Appolonia, D.J., D'Appolonia, E.D. and Brissette, R.F. (1968), "Settlement of Spread Footings on Sand," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 94, No. SM3, p. 735–759
D'Appolonia, David J., Poulos, Harry G. and Ladd, Charles C. (1971), "Initial Settlement of Structures on Clay," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 97, No. SM10, p. 1359–1377
D'Appolonia, E.D.—bkz. D'Appolonia, D.J.
Davies, Michael P.—bkz. Robertson, Peter K.
Davis, E.H. and Poulos, H.G. (1968), "The Use of Elastic Theory for Settlement Prediction Under Three-Dimensional Conditions," Géotechnique, Vol. 18, p. 67–91
Davis, E.H.—bkz. Poulos, H.G.
Davis, Stanley R.—bkz. Richardson, E.V.
Davisson, M.T. (1970), "Lateral Load Capacity of Piles," Highway Research Record No. 333, p. 104–112, Highway Research Board, Washington, D.C.
Davisson, M.T. (1973), "High Capacity Piles" in Innovations in Foundation Construction, proceedings of a lecture series, Illinois Section ASCE, Chicago
Davisson, M.T. (1979), "Stresses in Piles," Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., p. 64–83, ASTM, Philadelphia
Davisson, M.T. (1989), "Driven Piles," Foundations in Difficult Soils: State of Practice, Foundations and Soil Mechanics Group, Metropolitan Section, ASCE, New York
DeBeer, E.E. and Ladanyi, B. (1961), "Experimental Study of the Bearing Capacity of Sand Under Circular Foundations Resting on the Surface," Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p. 577–585, Paris
Deere, Don U.—bkz. Nordlund, Reymond L.
Delos-Santos, E.O.—bkz. Shepherd, R.
DeMello, V. (1971), "The Standard Penetration Test—A State-of-the-Art Report," Fourth PanAmerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p.
1–86
Dempsey, J.P. and Li, H. (1989), "A Rigid Rectangular Footing on an Elastic Layer," Géotechnique, Vol. 39, No. 1, p. 147–152
DeRuiter, J. and Beringen, F.L. (1979), "Pile Foundations for Large North Sea Structures," Marine Geotechnology, Vol. 3, No. 3, p. 267–314

DeRuiter, J. (1981), "Current Penetrometer Practice," Cone Penetration Testing and Experience, p. 1–48, ASCE

DeWolf, John T. and Ricker, David T. (1990), Column Base Plates, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

DFI (1990), Auger Cast-in-Place Piles Manual, Deep Foundations Institute, Sparta, NJ

DFI (1998), Driven Sheet Piling, Deep Foundations Institute, Englewood Cliffs, NJ

Dickey, Walter L.—bkz. Schneider, Robert R.

Dickin, E.A. and Leung, C.F. (1990), "Performance of Piles with Enlarged Bases Subject to Uplift Forces," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, p. 546–556

DiMillio, A.F., Ng, E.S., Briaud, J.L., O'Neill, M.W., et al. (1987a), Pile Group Prediction Symposium: Summary Volume I: Sandy Soil, Report No. FHWA-TS-87-221, Federal Highway Administration, McLean, VA

DiMillio, A.F., O'Neill, M.W., Hawkins, R.A., Vgaz, O.G. and Vesic´, A.S. (1987b), Pile Group Prediction Symposium: Summary Volume II: Clay Soil, Report No. FHWA-TS-87-222, Federal Highway Administration, McLean, VA

Dismuke, Thomas D., Coburn, Seymour K. and Hirsch, Carl M. (1981), Handbook of Corrosion Protection for Steel Pile Structures in Marine Environments, American Iron and Steel Institute, Washington, D.C.

Donaldson, G.W. (1973), "The Prediction of Differential Movement on Expansive Soils," Proceedings of the Third International Conference on Expansive Soils, Vol. 1, p. 289–293, Jerusalem Academic Press

Dowrick, David J. (1987), Earthquake Resistant Design: A Manual for Engineers and Architects, 2nd ed., John Wiley, New York

Dudley, John H. (1970), "Review of Collapsing Soils," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM3, p. 925–947

Duncan, J.M. and Buchignani, A.L. (1976), An Engineering Manual for Settlement Studies, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley

Duncan, J. Michael, Clough, G. Wayne and Ebeling, Robert M. (1990), "Behavior and Design of Gravity Earth Retaining Structures," Design and Performance of Earth Retaining Structures, Philip C. Lambe and Lawrence A. Hansen, Ed., p. 251–277, ASCE

Duncan, J.M., Williams, G.W., Sehn, A.L. and Seed, R.B. (1991), "Estimation Earth Pressures due to Compaction," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 12, p. 1833–1847 (errata in Vol. 118, No. 3, p. 519)

Duncan, J.M.—bkz. Barker, R.M.

Duncan, J. Michael—bkz. Brandon, Thomas L.

Duncan, J.M.—bkz. Evans, L.T.

Ebeling, Robert M.—bkz. Duncan, J. Michael

Edinger, Peter H.—bkz. Krinitzsky, Ellis L.

Edwards, T.C. (1967), Piling Analysis Wave Equation Computer Program Utilization Manual, Texas Transportation Institute Research Report 33–11, Texas A&M University, College Station, TX

Eide, O.—bkz. Bjerrum, L.

Eisenstein, Z.—bkz. Morgenstern, N.R.

El-Ehwany, Mostafa—bkz. Houston, Sandra L.

Elson, W.K.—bkz. Fleming, W.G.K.

Eslami, Abolfazi and Fellenius, Bengt H. (1997), "Pile Capacity by Direct CPT and CPTu Methods Applied to 102 Case Histories," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 34, p. 886–904

Evans, L.T. and Duncan, J.M. (1982), Simplified Analysis of Laterally Loaded Piles, Report No. UCB/GT/82-04, Department of Civil Engineering, University of California, Berkeley

Fakhroo, M.—bkz. Tumay, M.T.

Farley, J. (1827), A Treatise on the Steam Engine, London (quoted in Golder, 1975)

Fellenius, Bengt H. (1980), "The Analysis of Results from Routine Pile Load Tests," Ground Engineering, Vol. 13, No. 6, p. 19–31

Fellenius, Bengt H., Riker, Richard E., O'Brien, Arthur J. and Tracy, Gerald R. (1989), "Dynamic and Static Testing in Soil Exhibiting Set-Up," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 7, p. 984–1001

Fellenius, Bengt H. (1990), Guidelines for the Interpretation and Analysis of the Static Loading Test, Deep Foundations Institute, Sparta, NJ

Fellenius, Bengt H. (1996), Basics of Foundation Design, BiTech, Richmond,

Fellenius, Bengt H. (1998), "Recent Advances in the Design of Piles for Axial Loads, Dragloads, Downdrag, and Settlement," ASCE and Port of NY and NJ Seminar (www.unisoftltd.com'dan da erişilebilir)

Fellenius, Bengt H. (1999), Basics of Foundation Design, 2nd ed., BiTech, Richmond, BC

Fellenius, Bengt H.—bkz. Eslami, Abolfazi

Feng, Tao-Wei—bkz. Mesri, Gholamreza

Fewell, Richard—bkz. Spanovich, Milan

Finbarr, Albert O.—bkz. Clemence, Samuel P.

Finno, R.J.—bkz. Holloway, D.M.

Flaate, Karre S.—bkz. Olson, Roy E.

Fleming, W.G.K., Weltman, A.J., Randolph, M.F. and Elson, W.K. (1985), Piling Engineering, John Wiley & Sons, New York

Focht, John A.—bkz. McClelland, Bramlette

Foott, Roger and Ladd, Charles C. (1981), "Undrained Settlement of Plastic and Organic Clays," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT8, p. 1079–1094

Fragaszy, Richard J.—bkz. Lawton, Evert C.

Frank, R. (1994), "Some Recent Developments on the Behavior of Shallow Foundations," Deformations of Soils and Displacements of Structures, Proceedings, Tenth European Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 1115–1140, A.A. Balkema, Rotterdam

Fredlund, D.G. and Rahardjo, H. (1993), Soil Mechanics for Unsaturated Soils, John Wiley, New York

Frost J.D.—bkz. Leonards, G.A.

Gardner, William S.—bkz. Brandon, Thomas L.

Gardner, William S.—bkz. Greer, David M.

Garnier, Jacques – bkz. Shields, Donald

Ghazzaly, Osman L.—bkz. Viyayvergiya, V.N.

Gianeselli, L.—bkz. Bustamante, M.

Gibbens, Robert M.—bkz. Briaud, Jean-Louis

Gibbs, Harold J. (1969), Discussion of Holtz, W. G. "The Engineering Problems of Expansive Clay Subsoils," Proceedings of the Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, p. 478–479, Texas A&M Press, College Station, TX

Glenn, Andrew J.—bkz. Brown, Ralph E.

Goble, G.G. (1986), "Modern Procedures for the Design of Driven Pile Foundations," Short Course on Behavior of Deep Foundations Under Axial and Lateral Loading, University of Texas, Austin

Goble, G.G.—bkz. Hannigan, P.J.

Goble, G.G.—bkz. Rausche, F.

Golder, H.Q. (1975), "Floating Foundations," Ch. 18 in Foundation Engineering Handbook, H.F. Winterkorn and H. Fang, Ed., Van Nostrand Reinhold, New York

Goodman, Richard E.—bkz. Kulhawy, Fred H.

Gould, James P. (1970), "Lateral Pressures on Rigid Permanent Structures" in Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth-Retaining Structures, p. 219–270, ASCE

Gould, James P.—bkz. Krinitzsky, Ellis L.

Graham, James (1985), "Allowable Compressive Design Stresses for Pressure-Treated Round Timber Foundation Piling," American Wood Preservers Association Proceedings, Vol. 81

Grant, R. et al. (1974), "Differential Settlement of Buildings," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, No. GT9, p. 973–991

Green, R.K.—bkz. Holloway, D.M.

Greenfield, Steven J. and Shen, C.K. (1992), Foundations in Problem Soils, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

Greer, David M. and Gardner, William S. (1986), Construction of Drilled Pier Foundations, John Wiley, New York

Grigoriu, M.D.—bkz. Phoon, K.K.

Gromko, Gerald J. (1974), "Review of Expansive Soils," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, No. GT6, p. 667–687

Hain, Stephen J. and Lee, Ian K. (1974), "Rational Analysis of Raft Foundation," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 100, No. GT7, p. 843–860

Handford, S.A. (1982), The Conquest of Gaul, revised by Jane F. Gardner, Penguin Classics

Handy, Richard L. (1980), "Realism in Site Exploration: Past, Present, Future, and Then Some—All Inclusive," Site Exploration on Soft Ground Using In-Situ Techniques, p. 239–248, Report No. FHWA-TS-80-202, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Haninger, E.R.—bkz. Shipp, J.G.

Hannigan, P.J., Goble, G.G., Thendean, G., Likins, G.E. and Rausche, F. (1997), Design and Construction of Driven Pile Foundations, Report No. FHWA-HI-97-013, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Hannigan, Patrick J. (1990), Dynamic Monitoring and Analysis of Pile Foundation Installations, Deep Foundations Institute, Sparta, NJ

Hanson, Walter E.—bkz. Peck, Ralph B.

Hardcastle, James H.—bkz. Lawton, Evert C.

Harder, Leslie F. and Seed, H. Bolton (1986), Determination of Penetration Resistance for Coarse-Grained Soils Using the Becker Hammer Drill, Report No. UCB/EERC-86/06, Earthquake Engineering Research Center, Richmond, CA

Harder, L.F.—bkz. Seed, H. Bolton

Harr, Milton E. (1996), Reliability-Based Design in Civil Engineering, Dover Publishers

Harrison, Lawrence J.—bkz. Richardson, E.V.

Hart, Stephen S. (1974), Potentially Swelling Soil and Rock in the Front Range Urban Corridor, Colorado, Colorado Geological Survey publication EG-7, Denver

Hart, Steven S.—bkz. Holtz, Wesley G.

Hartman, John Paul—bkz. Schmertmann, John H.

Hawkins, R.A.—bkz. DiMillio, A.F.

Head, K.H. (1982), Manual of Soil Laboratory Testing, Vol. 2, Pentech, London

Hearne, Thomas M., Stokoe, Kenneth H. and Reese, Lymon C. (1981), "Drilled Shaft Integrity By Wave Propagation Method," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT10, p. 1327–1344

Heijnen, W.J. (1974), "Penetration Testing in Netherlands," European Symposium on Penetration Testing (ESOPT), Stockholm, Vol. 1, p. 79–83

Heijnen, W.J. and Janse, E. (1985), "Case Studies of the Second European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II)," LGM-Mededelingen, Part XXII, No. 91, Delft Soil Mechanics Laboratory, Delft, The Netherlands

Heinz, Roney (1993), "Plastic Piling," Civil Engineering, Vol. 63, No. 4, p. 63–65, ASCE

Hertlein, Bernard H. (1992), "Selecting an Effective Low-Strain Foundation Test," Foundation Drilling, Vol. 31, No. 2, p. 14–22, Association of Drilled Shaft Contractors, Dallas, TX

Hetényi, M. (1974), Beams on Elastic Foundation, University of Michigan Press, Ann Arbor

Hetherington, Mark D.—bkz. Lawton, Evert C.

Heyman, Jacques (1972), Coulomb's Memoir on Statics: An Essay in the History of Civil Engineering, Cambridge University Press, London

Hirsch, Carl M.—bkz. Dismuke, Thomas D.

Hirsh, T.J.—bkz. Airhart, T.P.

Hodgkinson, Allan (1986), Foundation Design, The Architectural Press, London

Holden, J.C. (1988), "Integrity Control of Bored Piles Using SID," Deep Foundations on Bored and Auger Piles (Proceedings of the 1st International Geotechnical Seminar on Deep Foundations on Bored and Auger Piles), p. 91–95, W.F. VanImpe, Ed., Balkema, Rotterdam

Holloway, D.M., Moriwaki, Y., Finno, R.J. and Green, R.K. (1982), "Lateral Load Response of a Pile Group in Sand," Second International Conference on Numerical Methods in Offshore Piling, p. 441–456, ICE

Holtz, W.G. (1969), "Volume Change in Expansive Clay Soils and Control by Lime Treatment," Proceedings of the Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, p. 157–173, Texas A&M Press, College Station, TX

Holtz, Wesley G. and Hart, Stephen S. (1978), Home Construction on Shrinking and Swelling Soils, Colorado Geological Survey publication SP-11, Denver

Holtz, Wesley G.—bkz. Jones, D. Earl

Horvath, John S. (1983), "New Subgrade Model Applied to Mat Foundations," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 109, No. 12, p. 1567–1587

Horvath, John S. (1992), "Lite Products Come of Age," ASTM Standardization News, Vol. 20, No. 9, p. 50–53

Horvath, John S. (1993), Subgrade Modeling for Soil-Structure Interaction Analysis of Horizontal Foundation Elements, Manhattan College Research Report No. CE/GE-93-1, Manhattan College, New York

Hough, B.K. (1959), "Compressibility as the Basis for Soil Bearing Value," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 85, No. SM4, p. 11–39

Houston, Sandra L., Houston, William N. and Spadola, Donald J. (1988), "Prediction of Field Collapse of Soils Due To Wetting," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. 1, p. 40–58

Houston, Sandra L. and El-Ehwany, Mostafa (1991), "Sample Disturbance of Cemented Collapsible Soils," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 5, p. 731–752. Ayrıca bkz. discussions, Vol. 118, No. 11, p. 1854–1862

Houston, Sandra L. (1992), "Partial Wetting Collapse Predictions," Proceedings, 7th International Conference on Expansive Soils, Vol. 1, p. 302–306

Houston, Sandra L.—bkz. Houston, William N.

Houston, William N. and Houston, Sandra L. (1989), "State-of-the-Practice Mitigation Measures for Collapsible Soil Sites," Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Vol. 1, p. 161–175, F.H. Kulhawy, Ed., ASCE

Houston, William N. (1991), Personal communication

Houston, William N.—bkz. Houston, Sandra L.

Huber, Frank (1991), "Update: Bridge Scour," ASCE Civil Engineering, Vol. 61, No. 9, p. 62–63

Huber, Timothy R.—bkz. Mitchell, James K.

Hummel, Charles E. (1971), Tyranny of the Urgent, InterVarsity Press, Downers Grove, IL

Hunt, Hal W. (1987), "American Practice in the Design and Installation of Driven Piles for Structure Support," Second International Deep Foundations Conference, p. 13–28, Deep Foundations Institute, Sparta, NJ

Hunt, Roy E. (1984), Geotechnical Engineering Investigation Manual, McGraw Hill, New York

Hussein, M.H., Likins, G.E. and Hannigan, P.J. (1993), "Pile Evaluation by Dynamic Testing

During Restrike," Eleventh Southeast Asian Geotechnical Conference, Singapore, p. 535–539

Hussein, M., Likins, G. and Rausche, F. (1996), "Selection of a Hammer for High-Strain Dynamic Testing of Cast-in-Place Shafts," 5th International Conference on the Application of Stress Wave Theory to Piles, p. 759–772

ICBO (1997), Uniform Building Code, International Conference of Building Officials, Whittier, CA

ICC (2000), International Building Code, International Code Council

Ingelson, I.—bkz. Broms, B.B.

Ingold, Terry (1979), "Retaining Wall Performance During Backfilling," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 105, No. GT5, p. 613–626

Isaacs, D.V. (1931), "Reinforced Concrete Pile Formula," Transactions of the Institution of Australian Engineers, Vol. 12, p. 312–323

Ismael, Nabil F. and Vesic´, Aleksandar S. (1981), "Compressibility and Bearing Capacity," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT12, p. 1677–1691

Jackson, Christina Stas—bkz. Kulhawy, Fred H.

Jamiolkowski, M.—bkz. Costanzo, D.

Janbu, N., Bjerrum, L and Kjaernsli, B. (1956), Veiledning ved losning av fundamenteringsoppgaver, Norwegian Geotechnical Institute Publication 16, p. 30–32, Oslo (in Norwegian)

Janse, E.—bkz. Heijnen, W.J.

Jennings, J.E. and Knight, K. (1956), "Recent Experience with the Consolidation Test as a Means of Identifying Conditions of Heaving or Collapse of Foundations on Partially Saturated Soils," Transactions, South African Institution of Civil Engineers, Vol. 6, No. 8, p. 255–256

Jennings, J.E. and Knight, K. (1957), "The Additional Settlement of Foundations Due to a Collapse Structure of Sandy Subsoils on Wetting," Proceedings, Fourth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Section 3a/12, p. 316–319

Jennings, J.E. (1969), "The Engineering Problems of Expansive Soils," Proceedings of the Second International Research and Engineering Conference on Expansive Clay Soils, p. 11–17, Texas A&M Press, College Station, TX

Jennings, J.E. (1973) "The Engineering Significance of Constructions on Dry Subsoils," Proceedings of the Third International Conference on Expansive Soils, Vol. 1, p. 27–32, Jerusalem Academic Press, Israel

Jennings, J.E. and Knight, K. (1975), "A Guide to Construction on or with Materials Exhibiting Additional Settlement Due to 'Collapse' of Grain Structure," Sixth Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 99–105

Jézéquel, J.F.—bkz. Baguelin, F.

Jiang, Da Hua (1983), "Flexural Strength of Square Spread Footing," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 109, No. 8, p. 1812–1819

Johannessen, I.J.—bkz. Bjerrum, L.

Johnson, Lawrence D. and Stroman, William R. (1976), Analysis of Behavior of Expansive Soil Foundations, Technical report S-76-8, U.S. Army Waterways Experiment Station, Vicksburg, Miss.

Johnston, G.H., Ed. (1981), Permafrost Engineering Design and Construction, John Wiley, New York

Johnson, G.H.—bkz. Crawford, C.B.

Jonas, Ernest—bkz. Brumund, William F.

Jones, C.J.F.P.—bkz. O'Rourke, T.D.

Jones, D. Earl and Holtz, Wesley G. (1973), "Expansive Soils—The Hidden Disaster," Civil Engineering, Vol. 43, No. 8, ASCE

Jones, D. Earl and Jones, Karen A. (1987), "Treating Expansive Soils," Civil Engineering, Vol. 57, No. 8, August 1987, ASCE

Jones, Karen A.—bkz. Jones, D. Earl

Joseph, Len S.—bkz. Baker, Clyde N.

Kagawa, Takaaki—bkz. Kraft, Leland M.

Kantey, Basil A. (1980), "Some Secrets to Building Structures on Expansive Soils," Civil Engineering, Vol. 50, No. 12, December 1980, ASCE

Kantey, B.A.—bkz. Brink, A.B.A.

Katti, R.K.—bkz. Mitchell, James K.

Kennedy, C.M.—bkz. Sowers, G.F.

Kerisel, Jean (1987), Down to Earth, Foundations Past and Present: The Invisible Art of the Builder, A.A. Balkema, Rotterdam

Kim, S.G.—bkz. Barker, R.M.

Kjaernsli, B.—bkz. Janbu, M.

Knight, K.—bkz. Jennings, J.E.

Knodel, Paul C. (1981), "Construction of Large Canal on Collapsing Soils," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT1, p. 79–94

Koerner, Robert M. (1990), Designing with Geosynthetics, 2nd ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

Kool, A.F.—bkz. Brons, K.F.

Kosmatka, Steven H. and Panarese, William C. (1988), Design and Control of Concrete Mixtures, 13th ed., Portland Cement Association, Skokie, Illinois

Kotzias, Panaghiotis C.—bkz. Stamatopoulos, Aris C.

Kovacs, W.D.; Salomone, L.A. and Yokel, F.Y. (1981), Energy Measurements in the Standard Penetration Test, Building Science Series 135, National Bureau of Standards, Washington, D.C.

Kraft, Leland M., Ray, Richard P. and Kagawa, Takaaki (1981), "Theoretical t-z Curves," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT11, p. 1543–1561

Kramer, Steven L. (1991), Behavior of Piles in Full-Scale, Field Lateral Loading Tests, Report No. WA-RD 215.1, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Krinitzsky, Ellis L., Gould, James P. and Edinger, Peter H. (1993), Fundamentals of

Earthquake Resistant Construction, John Wiley, New York

Kulhawy, Fred H. and Goodman, Richard E. (1980), "Design of Foundations on Discontinuous Rock," Structural Foundations on Rock, P.J.N. Pells, Ed., Vol. 1, p. 209–220, A.A. Balkema, Rotterdam

Kulhawy, F.H., Trautmann, C.H., Beech, J.F., O'Rourke, T.D., McGuire, W., Wood, W.A. and Capano, C. (1983), Transmission Line Structure Foundations for Uplift-Compression Loading, Report No. EL-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA

Kulhawy, Fred H. (1984), "Limiting Tip and Side Resistance: Fact or Fallacy?" Analysis and Design of Pile Foundations, p. 80–98, ASCE

Kulhawy, Fred H. (1985), "Uplift Behavior of Shallow Soil Anchors—An Overview," Uplift Behavior of Anchor Foundations in Soil, Samuel P. Clemence, Ed., ASCE

Kulhawy, Fred H. and Jackson, Christina Stas (1989), "Some Observations on Undrained Side Resistance of Drilled Shafts," Foundation Engineering: Current Principles and Practices, p. 1011–1025, ASCE

Kulhawy, F.H. and Mayne, P.W. (1990), Manual on Estimating Soil Properties for Foundation Design, Report No. EL-6800, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA

Kulhawy, Fred H. (1991), "Drilled Shaft Foundations," Chapter 14 in Foundation Engineering Handbook, 2nd ed., Hsai-Yang Fang, Ed., Van Nostrand Reinhold, New York

Kulhawy, Fred H. and Phoon, Kok Kwang (1996), "Engineering Judgement in the Evolution From Deterministic to Reliability-Based Foundation Design," Uncertainty in the Geologic Environment, Charles D. Shakelford, Priscilla P. Nelson, and Mary J.S. Roth, Eds., American Society of Civil Engineers

Kulhawy, Fred H.—bkz. Mayne, Paul W.

Kulhawy, F.H.—bkz. Phoon, K.K.

Kulhawy, F.H.—bkz. Stas, C.V.

Kulhawy, Fred H.—bkz. Turner, John P.

Kumbhojkar, A.S. (1993), "Numerical Evaluation of Terzaghi's Ng," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 119, No. 3, p. 598–607

Kuwabara, F. and Poulos, H.G. (1989), "Downdrag Forces in a Group of Piles," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 6, p. 806–818

Ladanyi, B.—bkz. DeBeer, E.E.

Ladd, C. C., Foote, R., Ishihara, K., Schlosser, F. and Poulos, H. G. (1977), "Stress-Deformation and Strength Characteristics," State-of-the-art report, Proceedings, Ninth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, p. 421–494, Tokyo

Ladd, Charles C.—bkz. Brumund, William F.

Ladd, Charles C.—bkz. D'Appolonia, David J.

Ladd, Charles C.—bkz. Foott, Roger

Lade, P.V.—bkz. Anderson, J.N.

Lam, Ignatius Po—bkz. Martin, Geoffrey R.

Lambe, T.W. and Whitman, R.V. (1959), "The Role of Effective Stress in the Behavior of

Expansive Soils," Quarterly of the Colorado School of Mines, Vol. 54, No. 4, p. 44–61

Lambe, T. William and Whitman, Robert V. (1969), Soil Mechanics, John Wiley, New York

Lambe, T. William—bkz. Mitchell, James K.

Lancellotta, R.—bkz. Costanzo, D.

Lankford, William T., Samways, Norman L., Craven, Robert F. and McGannon, Harold E. (1985), The Making, Shaping and Treating of Steel, 10th ed., United States Steel Corp.

Lawton, Evert C., Fragaszy, Richard J. and Hardcastle, James H. (1989), "Collapse of Compacted Clayey Sand," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 115, No. 9, p. 1252–1267

Lawton, Evert C., Fragaszy, Richard J. and Hardcastle, James H. (1991), "Stress Ratio Effects on Collapse of Compacted Clayey Sand," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 5, p. 714–730. Ayrıca bkz. discussion, Vol. 118, No. 9, p. 1472–1474

Lawton, Evert C., Fragaszy, Richard J. and Hetherington, Mark D. (1992), Review of Wetting-Induced Collapse in Compacted Soil," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 118, No. 9, p. 1376–1394

Lee, A.R. (1974), Blastfurnace and Steel Slag: Production, Properties and Uses, John Wiley, New York

Lee, Ian K.—bkz. Hain, Steven J.

Leonards, G.A. (1976), "Estimating Consolidation Settlements of Shallow Foundations on Overconsolidated Clay," Estimation of Consolidation Settlement, Special Report 163, Transportation Research Board, Washington, D.C.

Leonards, Gerald A. (1982), "Investigation of Failures," The 16th Terzaghi Lecture, ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. GT2, p. 185–246

Leonards, G.A. and Frost, J.D., (1988), "Settlement of Shallow Foundations on Granular Soils," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 114, No. GT7, p. 791–809, (ayrıca bkz. discussions, Vol. 117, No. 1, p. 172–188)

Leung, C.F.—bkz. Dicken, E.A.

Li, H.—bkz. Dempsey, J.P.

Liao, S.S.C. and Whitman, R.V. (1985), "Overburden Correction Factors for SPT in Sand," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 112, No. 3, p. 373–377, ASCE

Liao, S.S.C. (1991), Estimating the Coefficient of Subgrade Reaction for Tunnel Design, Internal Research Report, Parsons Brinkerhoff, Inc.

Likins, Garland—bkz. Goble, G.G.; Hannigan, P.J.; Hussein, M.; and Rausche, F.

Lindner, Ernest (1976), "Swelling Rock: A Review," Rock Engineering for Foundations and Slopes, Vol. 1, p. 141–181, ASCE

Litke, Scot (1986), "New Nondestructive Integrity Testing Yields More Bang for the Buck," Foundation Drilling, Sept/Oct, p. 8–11

Lo, Dominic O. Kwan—bkz. Mesri, Gholamreza

Luscher, Ulrich, Black, William T. and Nair, Keshavan (1975), "Geotechnical Aspects of Trans-Alaska Pipeline," ASCE Transportation Engineering Journal, Vol. 101, No. TE4, p. 669–680

Lutenegger, Alan J. and Saber, Robert T. (1988), "Determination of Collapse Potential of Soils," Geotechnical Testing Journal, Vol. 11, No. 3, p. 173–178

Lutenegger, A.J.—bkz. Miller, G.A.

Lytton, R.L. and Watt, W.G. (1970), Prediction of Swelling in Expansive Clays, Research Report 118–4, Center for Highway Research, University of Texas, Austin

MacGregor, James G. (1992), Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 2nd ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

MacGregor, James G. (1996), Reinforced Concrete: Mechanics and Design, 3rd ed., Prentice Hall

Mahmoud, Hisham (1991), The Development of an In-Situ Collapse Testing System for Collapsible Soils, PhD Dissertation, Civil Engineering Department, Arizona State University

Marchetti, Silvano (1980), "In Situ Tests by Flat Dilatometer," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. GT3, p. 299–321 (ayrıca bkz. discussions, Vol. 107, No. GT8, p. 831–837)

Marsh, M.L. and Burdette, E.G. (1985), "Anchorage of Steel Building Components to Concete," Engineering Journal, Vol. 22, No. 1, p. 33–39, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

Martin, Geoffrey R. and Lam, Ignatius Po (1995), "Seismic Design of Pile Foundations: Structural and Geotechnical Issues," Proceedings: Third International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Vol. III, p. 1491–1515

Massarsch, K. Rainer, Tancré, Eric and Brieke, Werner (1988), "Displacement Auger Piles with Compacted Base," Deep Foundations on Bored and Auger Piles, p. 333–342, W.F. Van Impe, Ed., Balkema, Rotterdam

Matlock, H. and Reese, L.C. (1960), "Generalized Solution for Laterally Loaded Piles," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 86, No. SM5, p. 63–91

Matyas, Elmer L.—bkz. Taylor, Brian B.

Mayne, Paul W. and Kulhawy, Fred H. (1982), "K0-OCR Relationships in Soil," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 108, No. GT6, p. 851–872

Mayne, P.W.—bkz. Kulhawy, F.H.

McClelland, Bramlette and Focht, John A. Jr. (1958), "Soil Modulus for Laterally Loaded Piles," Transactions of ASCE, Vol. 123, p. 1049–1086, Paper No. 2954

McCormac, Jack C. (1998), Design of Reinforced Concrete, 4th ed., Addison Wesley, Menlo Park, CA

McDonald, D.H.—bkz. Skempton, A.W.

McDowell, C. (1956), "Interrelationships of Load, Volume Change, and Layer Thicknesses of Soils to the Behavior of Engineering Structures," Proceedings, Highway Research Board, Vol. 35, p. 754–772

McGown, A.—bkz. Barden, L.

McGuire, W.—bkz. Kulhawy, F.H.

McVay, M., Capper, R. and Shant, T-I (1995), "Lateral Response of Three-Row Groups in

Loose to Dense Sands in 3D and 5D Pile Spacing," Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 121, No. 5, p. 436–441

Mehta, P.K. (1983), "Mechanism of Sulfate Attack on Portland Cement Concrete–Another Look," Cement and Concrete Research, Vol. 13, p. 401–406

Meigh, A.C. (1987), Cone Penetration Testing: Methods and Interpretation, Butterworths, London

Mesri, Gholamreza, Lo, Dominic O. Kwan and Feng, Tao-Wei (1994), "Settlement of Embankments on Soft Clays," Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, Vol. 1, p. 8–56, ASCE

Mesri, Gholamreza—bkz. Terzaghi, Karl

Meyerhof, G.G. (1953), "The Bearing Capacity of Foundations Under Eccentric and Inclined Loads," Proceedings, 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p. 440–445, Zurich (Reprinted in Meyerhof, 1982)

Meyerhof, G.G. (1955), "Influence of Roughness of Base and Ground-Water Conditions on the Ultimate Bearing Capacity of Foundations," Géotechnique, Vol. 5, p. 227–242 (Reprinted in Meyerhof, 1982)

Meyerhof, G.G. (1956), "Penetration Tests and Bearing Capacity of Cohesionless Soils," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 82, No. SM1, p. 1–19 (Reprinted in Meyerhof, 1982)

Meyerhof, George Geoffrey (1963), "Some Recent Research on the Bearing Capacity of Foundations," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 1, No. 1, p. 16–26 (Reprinted in Meyerhof, 1982)

Meyerhof, George G. (1965), "Shallow Foundations," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 91 No. SM2, p. 21–31 (Reprinted in Meyerhof, 1982)

Meyerhof, George Geoffrey (1976), "Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 102, No. GT3, p. 197–228

Meyerhof, G.G. (1982), The Bearing Capacity and Settlement of Foundations, Tech-Press, Technical University of Nova Scotia, Halifax

Meyerhof, G.G. (1983), "Scale Effects of Pile Capacity," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, Vol. 102, No. GT3, p. 195–228

Meyerhof, G.G. (1995), "Development of Geotechnical Limit State Design," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 32, No. 1, p. 128–136

Meyers, Larry R. (1996), "Waterproofing," Chapter 9 in course notes Effective Below Grade and Plaza Deck Waterproofing, University of Wisconsin, Madison

Mikesell, R.C.—bkz. Rollins, K.M.

Miller, Debora J.—bkz. Nelson, John D.

Miller, G.A. and Lutenegger, A.J. (1997), "Influence of Pile Plugging on Skin Friction in Overconsolidated Clay," Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 123, p. 525–533

Miran, Jerome—bkz. Briaud, Jean-Louis

Mitchell, James K., Vivatrat, Vitoon and Lambe, T. William (1977), "Foundation Performance of Tower of Pisa," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 103,

No. GT3, p. 227–249 (discussions in Vol. 104 No. GT1 and GT2, Vol. 105 No. GT1 and GT11)

Mitchell, James K., et al. (1978), Soil Improvement: History, Capabilities and Outlook, ASCE

Mitchell, James K. (1978), "In-Situ Techniques for Site Characterization," Site Characterization and Exploration, p. 107–129, C.H. Dowding, Ed., ASCE

Mitchell, James K. and Katti, R.K. (1981), "Soil Improvement: State-of-the-Art," Proceedings, 10th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Stockholm

Mitchell, James K. and Huber, Timothy R. (1985), "Performance of a Stone Column Foundation," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 2, p. 205–223

Mitchell, James K. (1993), Fundamentals of Soil Behavior, 2nd ed., John Wiley, New York

Mitchell, J.K.—bkz. Seed, H.B.

Mitchell, P.W. and Avalle, D.L. (1984), "A Technique to Predict Expansive Soil Movements," Proceedings, Fifth International Conference on Expansive Soils, Institution of Engineers, Australia

Moe, Johannes (1961), Shearing Strength of Reinforced Concrete Slabs and Footings Under Concentrated Loads, Portland Cement Association Bulletin D47, Skokie, Illinois

Morgan, M.H. (1914), Translation of Marcus Vitruvius in The Ten Books on Architecture, Harvard University Press, Cambridge, MA

Morgenstern, N.R. and Eisenstein, Z. (1970), "Methods of Estimating Lateral Loads and Deformations" in Lateral Stresses in the Ground and the Design of Earth-Retaining Structures, p. 51–102, ASCE

Moriwaki, Y.—bkz. Holloway, D.M.

Morrison, C.—bkz. Brown, D.A.

Moss, R.E.S., Rawlings, M.A., Caliendo, J.A. and Anderson, L.R. (1998), "Cyclic Lateral Loading of Model Pile Groups in Clay Soil," Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Geotechnical Special Publication 75, p. 494–505, ASCE

MTO (1991), Ontario Highway Bridge Design Code, 3rd ed., Ontario Ministry of Transportation

Müller-Breslau, H. (1906), "Erddruk auf Stützmauern," Alfred Kröner Verlag, Stuttgart (in German)

Murillo, Juan A. (1987), "The Scourge of Scour," Civil Engineering, Vol. 57, No. 7, p. 66–69, ASCE

Murphy, E.C. (1908), "Changes in Bed and Discharge Capacity of the Colorado River at Yuma, Ariz.," Engineering News, Vol. 60, p. 344–345

Nagao, Yoshikazu, et al. (1989), Development of New Pavement Base Course Material Using High Proportion of Steelmaking Slag Properly Combined with Air-Cooled and Granulated Blast Furnace Slags, Nippon Steel Technical Report No. 43, Oct 1989

NAHB (1988), Frost-Protected Shallow Foundations for Houses and Other Heated Structures, National Association of Home Builders, Upper Marlboro, MD

NAHB (1990, draft) Frost-Protected Shallow Foundations for Unheated Structures, National Association of Home Builders, Upper Marlboro, MD

Nair, Keshavan—bkz. Luscher, Ulrich

Neate, James J. (1989), “Augered Cast-in-Place Piles,” Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Vol. 2, p. 970–978, F.H. Kulhawy, Ed., ASCE

Neely, William J. (1989), “Bearing Pressure–SPT Correlations for Expanded Base Piles in Sand,” Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Vol. 2, p. 979–990, F.H. Kulhawy, Ed., ASCE

Neely, William J. (1990a), “Bearing Capacity of Expanded-Base Piles in Sand,” ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 1, p. 73–87

Neely, William J. (1990b), “Bearing Capacity of Expanded-Base Piles with Compacted Concrete Shafts,” ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 9, p. 1309–1324

Neely, William J. (1991), “Bearing Capacity of Auger-Cast Piles in Sand,” ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 117, No. 2, p. 331–345

Nelson, John D. and Miller, Debora J. (1992), Expansive Soils: Problems and Practice in Foundation and Pavement Engineering, John Wiley, New York

Newmark, Nathan M. (1935), Simplified Computation of Vertical Pressures in Elastic Foundations, Engineering Experiment Station Circular No. 24, University of Illinois, Urbana

Ng, E.S.—bkz. DiMillio, A.F.

Nixon, Ivan K. (1982), “Standard Penetration Test State-of-the-Art Report,” Second European Symposium on Penetration Testing (ESOPT II), Amsterdam, Vol. 1, p. 3–24, A. Verruijt, et. al., eds.

Nordlund, Reymond L. and Deere, Don U. (1970), “Collapse of Fargo Grain Elevator,” ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM2, p. 585–607

Nottingham, L.C. (1975), Use of Quasi-Static Friction Cone Penetrometer Data to Predict Load Capacity of Displacement Piles, PhD Thesis, Department of Civil Engineering, University of Florida

Nottingham, Larry C. and Schmertmann, John H. (1975), An Investigation of Pile Capacity Design Procedures, Research Report D629, Dept. of Civil Engr., Univ. of Florida, Gainesville

Nowak, Andrzej S. (1995), “Calibration of LRFD Bridge Code,” ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 121, No. 8, p. 1245–1251

NRCC (1990), Canadian National Building Code, National Research Council of Canada, Ottawa, Ontario

O’Brien, Arthur J.—bkz. Fellenius, Bengt H.

O’Neill, Michael W. and Poormoayed, Nader (1980), “Methodology for Foundations on Expansive Clays,” ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 106, No. GT12, p. 1345–1368

O’Neill, Michael W. (1983), “Group Action in Offshore Piles,” Geotechnical Practice in Offshore Engineering, p. 25–64, Steven G. Wright, Ed., ASCE

O’Neill, Michael (1987), “Use of Underreams in Drilled Shafts,” Drilled Foundation Design and Construction Short Course, Association of Drilled Shaft Contractors, Dallas, TX

O’Neill, Michael W. and Reese, Lymon C. (1999), Drilled Shafts: Construction Procedures

and Design Methods, Federal Highway Administration

O'Neill, M.W.—bkz. DiMillio, A.F.

O'Neill, Michael W.—bkz. Reese, Lymon C.

O'Rourke, T.D. and Jones, C.J.F.P. (1990), "Overview of Earth Retention Systems: 1970–1990," Design and Performance of Earth Retaining Structures, Geotechnical Special Publication No. 25, p. 22–51, P.C. Lambe and L.A. Hansen, eds., ASCE

O'Rourke, T.D.—bkz. Kulhawy, F.H.

Olson, Roy E. and Flaate, Karre S. (1967), "Pile-Driving Formulas for Friction Piles in Sand," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 93, No. SM6, p. 279–296

Olson, Larry D. and Wright, Clifford C. (1989), "Nondestructive Testing of Deep Foundations With Sonic Methods," Foundation Engineering: Current Principles and Practices, ASCE

Ooi, P.S.K.—bkz. Barker, R.M.

Osterberg, Jorj O. (1984), "A New Simplified Method For Load Testing Drilled Shafts," Foundation Drilling, August, 1984, Association of Drilled Shaft Contractors, Dallas

Paikowsky, Samuel G. and Whitman, Robert V. (1990), "The Effects of Plugging on Pile Performance and Design," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 27, p. 429–440

Panarese, William C.—bkz. Kosmatka, Steven H.

PCA (1991), "Durability of Concrete in Sulfate-Rich Soils," Concrete Technology Today, Vol. 12, No. 3, p. 6–8, Portland Cement Association

PCI (1984), "Standard Prestressed Concrete Square and Octagonal Piles," Drawing No. STD-112-84, Prestressed Concrete Institute, Chicago

PCI (1993a), "Recommended Practice for Design, Manufacture and Installation of Prestressed Concrete Piling," PCI Journal, Vol. 38, No. 2, p. 14–41, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, IL

PCI (1993b), Prestressed Concrete Piling Interaction Diagrams, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago

PDCA (1998), Design Specifications for Driven Bearing Piles, Load and Resistance Factor Design, Pile Driving Contractors Association, St. Louis, MO

Peck, Ralph B. (1942), Discussion of "Pile Driving Formulas: Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations," ASCE Proceedings, Vol. 68. No. 2, p. 323–324, Feb.

Peck, Ralph B. (1948), History of Building Foundations in Chicago, Bulletin Series No. 373, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana, IL

Peck, R.B. and Bryant, F.G. (1953), "The Bearing-Capacity Failure of the Transcona Elevator," Géotechnique, Vol. 3, p. 201–208

Peck, Ralph B. (1958), A Study of the Comparative Behavior of Friction Piles, Highway Research Board Special Report 36, Washington, D.C.

Peck, Ralph B., Hanson, Walter E. and Thornburn, Thomas H. (1974), Foundation Engineering, 2nd ed., John Wiley, New York

Peck, Ralph B. (1975), The Selection of Soil Parameters for the Design of Foundations, Second Nabor Carrillo Lecture, Mexican Society for Soil Mechanics, Mexico City

(reprinted in Judgment in Geotechnical Engineering, Dunnicliff, John and Deere, Don U., eds, John Wiley, 1984)

Peck, Ralph B. (1976), "Rock Foundations for Structures," Rock Engineering for Foundations and Slopes, Vol. II, p. 1–21, ASCE

Peck, Ralph B.—bkz. Terzaghi, Karl

Pepe, M.C.—bkz. Costanzo, D.

Phoon, K.K., Kulhawy, F.H. and Grigoriu, M.D. (1995), Reliability-Based Design of Foundations for Transmission Line Structures, Report TR-105000, Electric Power Research Institute, Palo Alto, CA

Phoon, Kok Kwang—bkz. Kulhawy, Fred H.

Polshin, D.E. and Tokar, R.A. (1957), "Maximum Allowable Non-Uniform Settlement of Structures," Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p. 402–405

Poormoayed, Nader—bkz. O'Neill, Michael W.

Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1974), Elastic Solutions for Soil and Rock Mechanics, John Wiley, New York

Poulos, H.G. and Davis, E.H. (1980), Pile Foundation Analysis and Design, John Wiley, New York

Poulos, H.G.—bkz. Davis, E.H.

Poulos, H.G.—bkz. Kuwabara, F.

Powell, George T. (1884), Foundations and Foundation Walls, William T. Comstock, New York

Prandtl, L. (1920), "Über die Härte plastischer Körper (On the Hardness of Plastic Bodies)," Nachr. Kgl. Ges Wiss Go¯ttingen, Math-Phys. Kl., p. 74 (in German)

Prawit, Alfred and Volmerding, Britta (1995), "Great Belt Bridge: A Project of Superlatives," Quality Concrete, Vol. 1, No. 2, p. 41–44

PTI (1980), Design and Construction of Post-Tensioned Slabs-on-Ground, Post-Tensioning Institute, Phoenix, AZ

Pye, Kenneth (1987), Aeolian Dust and Dust Deposits, Academic Press, London

Rad, Nader Shafii—bkz. Clough, G. Wayne

Randolph, M.F. and Wroth, C.P. (1982), "Recent Developments in Understanding the Axial Capacity of Piles in Clay," Ground Engineering, Vol. 15, No. 7, p. 17–32

Randolph, M.F.—bkz. Fleming, W.G.K.

Rankine, W.J.M. (1857), "On the Stability of Loose Earth," Philosophical Transactions of the Royal Society, Vol. 147, London

Rao, Kanakapura S. Subba and Singh, Shashikant (1987), "Lower-Bound Collapse Load of Square Footings," ASCE Journal of Structural Engineering, Vol. 113, No. 8, p. 1875–1879

Rahardjo, H.—bkz. Fredlund, D.G.

Rausche, F., Moses, F. and Goble, G. (1972), "Soil Resistance Predictions from Pile Dynamics," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 98, No. SM9

Rausche, F. and Goble, G.G. (1978), "Determination of Pile Damage by Top Measurements," Behavior of Deep Foundations, ASTM STP 670, p. 500–506, Raymond Lundgren, Ed., ASTM

Rausche, Frank, Goble, George G. and Likins, Garland E. (1985), "Dynamic Determination of Pile Capacity," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 3, p. 367–383

Rausche, F.—bkz. Hannigan, P.J. and Hussein, M.

Rausche, Frank—bkz. Seitz, Jörn M.

Rawlings, M.A.—bkz. Moss, R.E.S.

Ray, Richard P.—bkz. Kraft, Leland M.

Reese, Lymon C. (1984), Handbook on Design of Piles and Drilled Shafts Under Lateral Load, Report No. FHWA-IP-84-11, Federal Highway Administration

Reese, Lymon C. and Wang, Shin Tower (1986), "Method of Analysis of Piles Under Lateral Loading," Marine Geotechnology and Nearshore/Offshore Structures, ASTM STP 923, R.C. Chaney and H.Y. Fang, ed., p. 199–211, ASTM

Reese, Lymon C. and O'Neill, Michael W. (1988), Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods, Report No. FHWA-HI-88-042, Federal Highway Administration

Reese, L.C. and O'Neill, M.W. (1989), "New Design Method for Drilled Shafts From Common Soil and Rock Tests," Foundation Engineering: Current Principles and Practices, p. 1026–1039, Fred H. Kulhawy, Ed., ASCE

Reese, Lymon C. and Wang, S.T. (1997), Technical Manual of Documentation of Computer Program LPILE PLUS 3.0 for Windows, Ensoft, Inc., Austin, TX

Reese, L.C.—bkz. Brown, D.A.

Reese, Lymon C.—bkz. Hearne, Thomas M.

Reese, L.C.—bkz. Matlock H.

Reeese, L.C.—bkz. O'Neill, Michael

Rempe, D.M. (1979), "Building Code Requirements for Maximum Design Stresses in Piles," Behavior of Deep Foundations, p. 507–519, ASTM STP 670, Raymond Lundgren, Ed., ASTM, Philadelphia

Richards, B.G. (1967), "Moisture Flow and Equilibria in Unsaturated Soils for Shallow Foundations," Permeability and Capillarity of Soils, p. 4–33, STP 417, ASTM

Richardson, E.V., Harrison, Lawrence J. and Davis, Stanley R. (1991), Evaluating Scour at Bridges, Report No. FHWA-IP-90-017, Federal Highway Administration, McLean, VA

Richart, Frank E. (1948), "Reinforced Concrete Wall and Column Footings," Journal of the American Concrete Institute, Vol. 20, No. 2, p. 97–127, and Vol. 20, No. 3, p. 237–260

Ricker, David T.—bkz. DeWolf, John T.

Riker, Richard E.—bkz. Fellenius, Bengt H.

Rix, Glenn J.—bkz. Sutterer, Kevin G.

Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1983), "Interpretation of Cone Penetration Tests: Parts 1 and 2," Canadian Geotechnical Journal Vol. 20, p. 718–745

Robertson, P.K., Campanella, R.G. and Brown, P.T. (1984), The Application of CPT Data to Geotechnical Design: Worked Examples, Department of Civil Engineering, University of British Columbia

Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1988), Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design, Volume II, Report No. FHWA-PA-87-023+84-24, Federal Highway Administration

Robertson, P.K. and Campanella, R.G. (1989), Guidelines for Geotechnical Design Using the Cone Penetrometer Test and CPT With Pore Pressure Measurement, 4th ed., Hogentogler & Co., Columbia, MD

Robertson, Peter K., Davies, Michael P. and Campanella, Richard G. (1989), "Design of Laterally Loaded Driven Piles Using the Flat Dilatometer," ASTM Geotechnical Testing Journal, Vol. 12, No. 1, p. 30–38

Rojiani, K.B.—bkz. Barker, R.M.

Rollins, K.M., Clayton, R.J. and Mikesell, R.C. (1997), "Ultimate Side Friction of Drilled Shafts in Gravels," Foundation Drilling, Vol. 36, No. 5, Association of Drilled Shaft Contractors, Dallas, TX

Romanoff, Melvin (1962), "Corrosion of Steel Pilings in Soils," Journal of Research of the National Bureau of Standards, Vol. 66C, No. 3; ayrıca National Bureau of Standards Monograph 58, Washington, DC'de.

Romanoff, Melvin (1970), "Performance of Steel Pilings in Soils," Proceedings, 25th Conference, National Association of Corrosion Engineers, March 1969

Rowe, Peter W. (1952), "Anchored Sheet Pile Walls," Proceedings, Institution of Civil Engineers, London

Rowe, Peter W. (1957), "Sheet Pile Walls in Clays," Proceedings, Institution of Civil Engineers, London

Rowe, Peter W. (1958), "Measurements on Sheet Pile Walls Driven into Clay," Proceedings, Brussels Conference 58 on Earth Presure Problems, Vol. II, p. 127–330, Belgian Group of the International Society of Soil Mechanics and Foundation Engineering

Santamarina, J. Carlos (1997), "Cohesive Soil: A Dangerous Oxymoron," Electronic Journal of Geotechnical Engineering, published at web site geotech.civen.okstate.edu/magazine/ oxymoron/dangeoxi.htm

Saxena, S.K.—bkz. Vesic´, A.S.

SBCCI (1997), Standard Building Code, Southern Building Code Congress International, Inc., Birmingham, AL

Scheil, Thomas J. (1979), "Long Term Monitoring of a Building Over the Deep Hackensack Meadowlands Varved Clays," presented at 1979 Converse Ward Davis Dixon, Inc. Technical Seminar, Pasadena, CA

Schiff, M.J. (1982), "What is Corrosive Soil?" Proceedings, Western States Corrosion Seminar, Western Region, National Association of Corrosion Engineers

Schmertmann, J.H. (1970), "Static Cone to Compute Settlement over Sand," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 96, No. SM3, p. 1011–1043

Schmertmann, John H., Hartman, John Paul and Brown, Phillip R. (1978), "Improved Strain Influence Factor Diagrams," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 104, No. GT8, p. 1131–1135

Schmertmann, John H. (1978), Guidelines for Cone Penetration Test: Performance and Design, Report FHWA-TS-78-209, Federal Highway Administration, Washington, D.C.

Schmertmann, J.H. (1986a), “Suggested Method for Performing the Flat Dilatometer Test,” Geotechnical Testing Journal, Vol. 9, No. 2, p. 93–101

Schmertmann, John H. (1986b), “Dilatometer to Compute Foundation Settlement,” Use of In-Situ Tests in Geotechnical Engineering, Samuel P. Clemence, Ed., ASCE, p. 303–319

Schmertmann, John H. (1988a), “Dilatometers Settle In,” Civil Engineering, Vol. 58, No. 3, p. 68–70, March 1988

Schmertmann, John H. (1988b), Guidelines for Using the CPT, CPTU and Marchetti DMT for Geotechnical Design, Vol. I-IV, Federal Highway Administration

Schmertmann, John H.—bkz. Nottingham, Larry C.

Schneider, Robert R. and Dickey, Walter L. (1987), Reinforced Masonry Design, 2nd ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

Schultze, Edgar (1961), “Distribution of Stress Beneath a Rigid Foundation,” Proceedings, 5th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, p. 807–813, Paris

Scott, Ronald F. (1981), Foundation Analysis, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, NJ

Seed, H.B. and Chan, C.K. (1959), “Structure and Strength Characteristics of Compacted Clays,” ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 85, No. SM5

Seed, H.B., Mitchell, J.K. and Chan, C.K. (1962), “Studies of Swell and Swell Pressure Characteristics of Compacted Clays,” Bulletin No. 313, Highway Research Board, p. 12–39

Seed, H. Bolton (1970), “Soil Problems and Soil Behavior,” Chapter 10 in Earthquake Engineering, Robert L. Wiegel, Ed., Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

Seed, H. Bolton, Tokimatsu, K., Harder, L.F. and Chung, Riley M. (1985), “Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluations,” ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 111, No. 12, p. 1425–1445

Seed, H. Bolton—bkz. Harder, Leslie F.

Seed, R.B.—bkz. Duncan, J.M.

Shepherd, R. and Delos-Santos, E.O. (1991), “An Experimental Investigation of Retrofitted Cripple Walls,” Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 81, No. 5, p. 2111–2126

Shields, Donald, Chandler, Neil and Garnier, Jacques (1990), “Bearing Capacity of Foundations on Slopes,” ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 3, p. 528–537

Shipp, J.G. and Haninger, E.R. (1983), “Design of Headed Anchor Bolts,” Engineering Journal, Vol. 20, No. 2, p. 58–69, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL

Simons, Kenneth B. (1991), “Limitations of Residential Structures on Expansive Soils,” ASCE Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 5, No. 4, p. 258–270

Simons, N.E. (1987), “Settlement,” Chapter 14 in Ground Engineer’s Reference Book, F.G. Bell, ed. Butterworths, London

Singh, Shashikant—bkz. Rao, Kanakapura

Sitar, Nicholas—bkz. Clough, G. Wayne

Skaftfeld, Ken (1998), "The Failure and Righting of the Transcona Grain Elevator," Geotechnical News, Vol. 16, No. 2, p. 61–63, BiTech Publishers, Vancouver

Skempton, A.W. (1951), "The Bearing Capacity of Clays," Proceedings, Building Research Congress, Vol. 1, p. 180–189, London

Skempton, A.W. and McDonald, D.H. (1956), "Allowable Settlement of Buildings," Proceedings, Institute of Civil Engineers, Vol. 3, No. 5, p. 727–768

Skempton, A.W. and Bjerrum, L. (1957), "A Contribution to the Settlement Analysis of Foundations on Clay," Géotechnique, Vol. 7, p. 168–178

Skempton, A.W. (1986), "Standard Penetration Test Procedures and the Effects in Sands of Overburden Pressure, Relative Density, Particle Size, Aging and Overconsolidation," Géotechnique, Vol. 36, No. 3, p. 425–447

Smith, E.A.L. (1951), "Pile Driving Impact," Proceedings, Industrial Computation Seminar, Sept. 1950, International Business Machines Corp., New York

Smith, E.A.L. (1960), "Pile Driving Analysis by the Wave Equation," ASCE Journal of Soil Mechanics and Foundations, Vol. 86, No. SM4, p. 35–61

Smith, E.A.L. (1962), "Pile Driving Analysis by the Wave Equation," ASCE Transactions, Vol. 127, Part 1, p. 1145–1193

Smith, Trevor D. (1989), "Fact or Fiction: A Review of Soil Response to a Laterally Moving Pile," Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Vol. 1, p. 588–598, Fred Kulhawy, Ed., ASCE

Snethen, D.R. (1980), "Characterization of Expansive Soils Using Soil Suction Data," Proceedings of the Fourth International Conference on Expansive Soils, ASCE

Snethen, D.R. (1984), "Evaluation of Expedient Methods for Identification and Classification of Potentially Expansive Soils," Proceedings of the Fifth International Conference on Expansive Soils, p. 22–26, National Conference Publication 84/3, The Institution of Engineers, Australia

Soderberg, L. (1962), "Consolidation Theory Applied to Foundation Pile Time Effects," Géotechnique, Vol. 12, p. 217–225

Sowers, G.F. and Kennedy, C.M. (1967), "High Volume Change Clays of the Southeastern Coastal Plain," Proceedings of the Third Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Caracas

Sowers, George F. (1979), Introductory Soil Mechanics and Foundations: Geotechnical Engineering, 4th ed., MacMillan, New York

Spadola, Donald J.—bkz. Houston, Sandra L.

Spanovich, Milan and Fewell, Richard (1968), Discussion of Crawford and Burn (1968), Placement and Improvement of Soil to Support Structures, p. 247–249, ASCE

Stamatopoulos, Aris C. and Kotzias, Panaghiotis C. (1985), Soil Improvement by Preloading, John Wiley, New York

Stephenson, Richard (1995), "Shallow Foundations," Section 2B in Practical Foundation Engineering Handbook, Robert Wade Brown, ed., McGraw Hill, New York

Stokoe, Kenneth H.—bkz. Hearne, Thomas M.

Stroman, William R.—bkz. Johnson, Lawrence D.

Suros, Oscar—bkz. York, Donald L.

Talbot, Arthur N. (1913), Reinforced Concrete Wall Footings and Column Footings, Bulletin No. 67, University of Illinois Engineering Experiment Station, Urbana

Tan, C.K.—bkz. Barker, R.M.

Tancré, Eric—bkz. Massarsch, K.

Tawfiq, Kamal S. and Caliendo, Joseph A. (1994), "Bitumen Coating for Downdrag Mitigation in Cohesionless Soils," Transportation Research Record No. 1447, p. 116–124, National Research Council

Taylor, Brian B. and Matyas, Elmer L. (1983), "Influence Factors for Settlement Estimates of Footings on Finite Layers," Canadian Geotechnical Journal, Vol. 20, p. 832–835

Taylor, Donald W. (1948), Fundamentals of Soil Mechanics, John Wiley, New York

Teng, Wayne C. (1962), Foundation Design, Prentice Hall, Englewood Cliffs, NJ

Terzaghi, K. (1934a), "Die Ursachen der Schiefstellung des Turmes von Pisa," Der Bauingenieur, Vol. 15, No. 1/2, p. 1–4 (Reprinted in From Theory to Practice in Soil Mechanics, Bjerrum, L. et. al., eds., p. 198–201, John Wiley, New York, 1960) (in German)

Terzaghi, Karl (1934b), "Large Retaining Wall Tests," a series of articles in Engineering News-Record, Vol. 112; 2/1/34, 2/22/34, 3/8/34, 3/29/34, 4/19/34, and 5/17/34

Terzaghi, Karl (1936), Discussion of "Settlement of Structures," Proceedings, First International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Cambridge, MA, Vol. 3, p. 79–87

Terzaghi, Karl (1939), "Soil Mechanics—A New Chapter in Engineering Science," Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Vol. 12, p. 106–141

Terzaghi, Karl and Peck, Ralph B. (1967), Soil Mechanics in Engineering Practice, 2nd ed., John Wiley, New York

Terzaghi, Karl (1942), Discussion of "Pile Driving Formulas: Progress Report of the Committee on the Bearing Value of Pile Foundations," ASCE Proceedings, Vol. 68. No. 2, p. 311–323, Feb.

Terzaghi, Karl (1943), Theoretical Soil Mechanics, John Wiley, New York

Terzaghi, Karl (1955), "Evaluation of Coefficients of Subgrade Reaction," Géotechnique, Vol. 5, No. 4, p. 297–326

Terzaghi, Karl, Peck, Ralph B. and Mesri, Gholamreza (1996), Soil Mechanics in Engineering Practice, 3rd ed., John Wiley

Thendean, G.—bkz. Hannigan, P.J.

Thornburn, Thomas H.—bkz. Peck, Ralph B.

Thornthwaite, C.W. (1948), "An Approach Toward a Rational Classification of Climate," The Geographical Review, Vol. 38

Thorson, Bruce M. and Braun, J.S. (1975), "Frost Heaves—A Major Dilemma for Ice Arenas," ASCE Civil Engineering, Vol. 45, No. 3

Tokar, R.A.—bkz. Polshin, D.E.

Tokimatsu, K.—bkz. Seed, H. Bolton

Tomlinson, M.J. (1957), "The Adhesion of Piles Driven into Clay Soils," Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, p. 66–71

Tomlinson, M.J. (1987), Pile Design and Construction Practice, 3rd ed., Palladian Publications, London

Tourtelot, H.A. (1973), "Geologic Origin and Distribution of Swelling Clays," Proceedings of Workshop on Expansive Clay and Shale in Highway Design and Construction, Vol. 1

Tracy, Gerald R.—bkz. Fellenius, Bengt H.

Trautmann, C.H.—bkz. Kulhawy, F.H.

TRB (1984), Second Bridge Engineering Conference, Transportation Research Record 950, Vol. 2, Transportation Research Board, Washington, DC

Tschebotarioff, Gregory P. (1951), Soil Mechanics, Foundations, and Earth Structures, McGraw Hill, New York.

Tumay, M.T. and Fakhroo, M. (1981), "Pile Capacity in Soft Clays Using Electric QCPT Data," Proceedings, Conference on Cone Penetration Testing and Experience, St. Louis, MO, October 26–30, 1981, p. 434–455

Tuncer, Erdil R.—bkz. Basma, Adnan A.

Turner, John P. and Kulhawy, Fred H. (1990), "Drained Uplift Capacity of Drilled Shafts Under Repeated Axial Loading," ASCE Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 116, No. 3, p. 470–491

U.S. Navy (1982a), Soil Mechanics, NAVFAC Design Manual 7.1, Naval Facilities Engineering Command, Arlington, VA

U.S. Navy (1982b), Foundations and Earth Structures, NAVFAC Design Manual 7.2, Naval Facilities Engineering Command, Arlington, VA

Ulrich, Edward J. (1995), Design and Performance of Mat Foundations, State-of-the-Art Review, SP-152, American Concrete Institute

United States Steel (1974), Steel Sheet Piling Design Manual, United States Steel Corporation, Pittsburgh, PA

Uppot, Janardanan O. (1980), "Damage to a Building Founded on Expansive Slag Fill," Proceedings, 7th African Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 1, p. 311–314

Vesic´, Aleksandar (1963), "Bearing Capacity of Deep Foundations in Sand," Highway Research Record, No. 39, p. 112–153, Highway Research Board, National Academy of Sciences, Washington, DC

Vesic´, A.S. and Saxena, S.K. (1970), "Analysis of Structural Behavior of AASHTO Road Test Rigid Pavements," National Cooperative Highway Research Program Report 97, Highway Research Board, Washington

Vesic´, Aleksandar S. (1973), "Analysis of Ultimate Loads of Shallow Foundations," ASCE Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, Vol. 99, No. SM1, p. 45–73

Vesic´, Aleksandar S. (1975), "Bearing Capacity of Shallow Foundations," Foundation Engineering Handbook, 1st ed., p. 121–147, Winterkorn, Hans F. and Fang, Hsai-Yang, eds., Van Nostrand Reinhold, New York

Vesic´, Aleksandar S. (1977), Design of Pile Foundations, National Cooperative Highway Research Program, Synthesis of Highway Practice #42, Transportation Research Board, National Research Council, Washington

Vesic´, Aleksandar S. (1980), "Pile Group Prediction Symposium, Summary of Prediction

Results," Proceedings, Pile Group Prediction Symposium, Federal Highway Administration, Washington

Vesic´, A.S.—bkz. DiMillio, A.F.

Vesic´, Aleksandar S.—bkz. Ismael, Nabil F.

Vgaz, O.G.—bkz. DiMillio, A.F.

Vijayvergiya, V.N. and Ghazzaly, Osman I. (1973), "Prediction of Swelling Potential for Natural Clays," Proceedings of the Third International Conference on Expansive Soils, Vol. 1, p. 227–236, Jerusalem Academic Press, Israel

Vivatrat, Vitoon—bkz. Mitchell, James K.

Volmerding, Britta—bkz. Prawit, Alfred

Wahls, Harvey E. (1981), "Tolerable Settlement of Buildings," ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, Vol. 107, No. GT11, p. 1489–1504

Wahls, Harvey E. (1994), "Tolerable Deformations," Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments, A.T. Yeung and G.Y. Felio, Eds., Vol. 2, p. 1611–1628, ASCE

Wahls, H.E. (1985), "Comparisons of Predicted and Measured Settlements," in The Practice of Foundation Engineering: A Volume Honoring Jorj O. Osterberg, p. 309–318, Krizek, Raymond J. et. al., eds., Dept. of Civil Engr., Northwestern Univ., Evanston, IL

Wang, Shin Tower—bkz. Reese, Lymon C.

Warrington, Don C. (1992), "Vibratory and Impact—Vibration Pile Driving Equipment," Pile Buck newspaper, Second October Issue, Pile Buck, Inc., Jupiter, FL

Warrington, Don C. (1997), Closed Form Solution of the Wave Equation for Piles, MS Thesis, University of Tennessee at Chattanooga

Watt, W.G.—bkz. Lytton, R.L.

Wellington, Arthur M. (1887), The Economic Theory of the Location of Railways, 6th ed., John Wiley, New York

Wellington, A.M. (1888), "Formulas for Safe Loads of Bearing Piles," Engineering News, Dec. 29, 1888; Reprinted in Wellington (1893), p. 22–33

Wellington, A.M. (1892), "Mr. Foster Crowell on Pile Driving Formulas," Engineering News, Oct. 27, 1892; Reprinted in Wellington (1893), p. 52–73

Wellington, A.M. (1893) Piles and Pile-Driving, Engineering News Publishing Co., New York

Wellington, Dennis L.—bkz. Christopher, Barry R.

Weltman, A.J.—bkz. Fleming, W.G.K.

Westergaard, H.M. (1938), "A Problem of Elasticity Suggested by a Problem in Soil Mechanics: Soft Material Reinforced by Numerous Strong Horizontal Sheets," Contributions to the Mechanics of Solids, Dedicated to Stephen Timoshenko, p. 268–277, MacMillan, New York

Whitaker, Thomas (1976), The Design of Piled Foundations, 2nd ed., Pergamon Press, Oxford

White, Lazarus (1936), Discussion No. H-10, International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Volume III, p. H-9

White, L. Scott (1953), "Transcona Elevator Failure: Eyewitness Account," Géotechnique, Vol. 3, p. 209–214

White, Robert E. (1962), “Caissons and Cofferdams,” Chapter 10 in Foundation Engineering, G.A. Leonards, Editor, McGraw Hill

Whitman, R.V.—bkz. Lambe, T.W.

Whitman, R.V.—bkz. Liao, S.S.C.

Whitman, Robert V.—bkz. Paikowsky, Samuel G.

Whitney, Charles S. (1957), “Ultimate Shear Strength of Reinforced Concrete Flat Slabs, Footings, Beams, and Frame Members Without Shear Reinforcement,” Journal of the American Concrete Institute, Vol. 29, No. 4, p. 265–298

Williams, G.W.—bkz. Duncan, J.M.

Winkler, E. (1867), Die Lehre von Elastizität und Festigkeit (On Elasticity and Fixity), H. Dominicus, Prague (in German)

Wood, W.A.—bkz. Kulhawy, F.H.

Wright, Clifford C.—bkz. Olson, Larry D.

Wroth, C.P.—bkz. Burland, J.B.

Wroth, C.P.—bkz. Randolph, M.F.

Yokel, F.Y.—bkz. Kovacs, W.D.

York, Donald L. and Suros, Oscar (1989), “Performance of a Building Foundation Designed to Accommodate Large Settlements,” Foundation Engineering: Current Principles and Practices, Vol. 2, p. 1406–1419, F.H. Kulhawy, Ed., ASCE

Youd, T.L.—bkz. Bartlett, S.F.

Zeevaert, Leonardo (1957), “Foundation Design and Behavior of Tower Latino Americana in Mexico City,” Géotechnique, Vol. 7, p. 115–133

İndeks

A
AASHTO, 18, 393, 666
ACI yük faktörleri, 17
Açık kesitli temel, 428
Açık kesonlar, 377
Açık uçlu boru kazık, 345
Açısal distorsiyon, 27
Adezyon faktörü, 477
Ahşap direk tabanları, 312
Ağırlık duvarları, 674
Ağırlık-hacim ilişkileri, 39
Ağır tokmaklama, 597
AISC yük faktörleri, 18
Aktif şart, 689, 694, 699
Aktif zemin basınç katsayısı, 689
Aktif zon, 601
Aletli statik yük deneyleri, 442
Alfa yöntemi, 477
Alüviyal zemin, 644
Anchorage, Alaska, 253
Ankraj bulonları, 130, 306
Ankrajlar, 387
Ankrajlı duvar, 764
ANSI/ASCE yük faktörleri, 18
Araştırma çukurları, 96
Araştırma sondajları, 89
Ara zemin malzemeleri, 466
Arazi keşfi, 88
ASD – bkz. izin verilebilir gerilme tasarımı
Asker kazığı duvarları, 10, 677
Aşağı çekme, 577, 586
Aşırı boşluk suyu basıncı, 48, 452
Aşırı konsolidasyon marjini, 57
Aşırı konsolidasyon oranı, 57
Aşırı konsolide zemin, 56
Atterberg limitleri, 43-44
Ayaklar – bkz. delgili şaftlar
Ayrık ankrajlar, 388
Ayrık kaşık numune alıcısı, 99

B
Bağlantı kirişi, 127, 223, 417
Bağlar, 302
Bakir eğri, 54
Barbakan, 715, 746
Basitleştirilmiş gerilme analizi, 190
Basitleştirilmiş Schmertmann yöntemi, 213
Başlangıç boşluk oranı, 55
Başlıklar, 417
Batık birim ağırlık, 40
Becker penetrasyon deneyi, 118
Belirsizlikler, 4
Beta yöntemi, 471
Beton
  Birim ağırlık, 135
  Çelik örtü gereklilikleri, 276
  Delgili şaftlar, 377
  Eğilme kapasitesi, 285
  Kazıklar, 346
  Kesme kapasitesi, 277
  Sömeller, 272
  Sülfat etkisi, 32
Bilgisayar yazılımı – bkz. yazılım
Bir boyutlu dalga denklemi, 515
Birim ağırlık, 40
  Beton, 135
  Su, 40
Birim deformasyon etki faktörü, 208
Birim deformasyon ölçerler, 443
Birinci derece ikinci moment yöntemi, 663
Birleşik zemin sınıflama sistemi, 45
Blok yenilmesi, 493
Bodrum duvarı, 691
Boşluk oranı, 40
Boşluk suyu basıncı, 47, 71
Boussinesq yöntemi, 186
Brüt temas basıncı, 134
Bulamaç duvarlar, 677
Buz merceği, 260
Bütünlük deneyi, 528, 579

C
CAPWAP, 524, 572
Case yöntemi, 520
Chicago kuyu yöntemi, 363
Converse-Labarre formülü, 493
Coulomb teorisi, 698

Ç
Çakılabilirlik, 519, 573
Çamur plağı, 276
Çatallanma, 358

Çekirdek, 143
Çekme kapasitesi, 427
Çelik kafes temel, 127
Çelik oranı – maksimum, 738
Çeper sürtünmesi, 424, 468
Çimentolanma, 70
Çoklu parametre yöntemi, 327

D
Dalga denklemi, 514, 578
Dalga izi, 522
Darbe sayısı, 511, 517
Davisson yöntemi, 438
Dayanım, 68
Dayanım azalım faktörü, 17
Değişkenmiş Engineering News formülü, 512
Delgili kazıklar – bkz. delgili şaftlar
Delgili kesonlar – bkz. delgili şaftlar
Delgili şaftlar, 361, 632
  Alt kısmı genişletilmiş, 372
  Beton, 377
  Çan şekilli, 372
  Çeper sürtünmesi, 468
  Etkileşim diyagramları, 412
  Göçen veya sıkışabilen zeminlerde, 369
  İnşaat sırasında zemindeki değişim, 454
  İnşaat yöntemleri, 365
  Kuru inşaat yöntemi, 362
  Muhafazalı, 371
  Sağlam zeminlerde, 368
  Sondaj burguları, 365
  Sondaj gereçleri, 367
  Tarihçe, 361
  Uç taşıması, 461, 465, 467, 486
  Yapısal tasarım, 411
Delikli boru drenajı, 715
Deney çukuru, 96
Depremler bkz. sismik tasarım
Derin temeller, 7, 335
  Açık kesit, 428
  Aletli statik yük deneyleri, 442
  Analitik yöntemler, 451
  Çekme kapasitesi, 427
  Davisson'ın analizi, 438
  Eksenel yükler, 337
  Emniyet faktörü, 430
  Genişletilmiş taban, 481
  Grup etkileri, 491
  İnşaat sırasında zemindeki değişiklikler, 452
  Kapalı kesit, 428
  Kemerlenme, 394
  Osterberg yük deneyi, 444
  Oturma, 497
  Statik yük deneyleri, 433
  Tıkanma, 428
  Türleri, 336
  Uç taşıması, 456, 486
  Yanal yükler, 338
  Yapısal bütünlük, 393
  Yukarı doğru yük kapasitesi, 481
  Yük aktarımı, 337, 424
  Zemin direncinin mobilize olması, 440
Destekli duvarlar, 764
Deterministik tasarım, 662
Dilatometre deneyi, 115, 208
Dinamik konsolidasyon, 597
Dinamik yöntemler, 511
Direnç faktörü, 17, 663
Distorsiyon oturması, 52, 200
Dışardan stabilize edilmiş sistemler, 674
Dış stabilite, 719-720
Doğrudan kesme deneyi, 77
Donatı çeliği, 272, 277, 285
  Dikdörtgen sömeller, 299
  Geliştirme uzunluğu, 287
Donatılı zemin, 679
Don kabarması, 258, 751
Donma, 513, 518, 579
Donmaya duyarlı zemin, 259
Donma yapışması, 263
Doygunluk derecesi, 40
Dönme yenilmesi, 727
Drenajlı şartlar, 72-74, 170
Drenajsız durum, 72, 170
Duvar-zemin birimi, 720
Düşey drenler, 594
Düşük birim deformasyonlu dinamik deney, 528
Düşürmeli şahmerdan, 349, 524
Düzeçleme plağı, 276
Düzgün sömel, 130
Düz kesit, 758

E
Efektif derinlik, 276
Efektif gerilme analizi, 71
Efektif sürtünme açısı, 69, 104, 112
Eğik kazıklar, 532

Eğilme, 28
Eiffel kulesi, 1
Ekonomik gereklilikler, 35, 120
Eksantrik yük, 138, 245
Eksenel yükler, 337
Elastisite modülü, 200, 206, 550
Elektriksel koni, 107
Emniyet faktörü, 5, 167, 430
Emniyetli şahmerdan, 103
Engineering News formülü, 512
Enjeksiyonlu ankrajlar, 388
Eoliyen zemin, 644
Esnek duvar, 686
Esnek-uzatılabilir manşon, 24
Eşdeğer akışkan yoğunluğu, 705
Eşdeğer elastisite modülü, 206
Eşdeğer pasif akışkan yoğunluğu, 248
Eşdeğer sömel, 246
Eşik çökme gerilmesi, 649
Eşlenik yöntem, 326
Etkileşim formülü, 396
Evans ve Duncan grafikleri, 548

F
Fargo tahıl asansörü, 171
Farklı kabarma, 626
Farklı oturma, 25, 184, 217
Filizler, 302

G
Gates formülü, 512
Geliştirme uzunluğu, 744
Genel kesme yenilmesi, 149
Geosentetikler, 597, 748
Geostatik gerilme, 49
Geoteknik dayanım gereklilikleri, 19, 666
Gevrek zemin, 547
Göçebilir zemin, 643
Göçen zeminler, 92, 369
Göçme deneyi, 647
Görünür kohezyon, 70, 155
Gölge etkisi, 560
Gözlem kuyusu, 95
Grup etkileri, 491, 613
Grup etkinlik faktörü, 492
Güney Afrika, 628
Güvenilirlik, 5, 568, 661

H
Hackensack Çayırlığı, 585
Hafifçe yüklenmiş sömeller, 253, 299
Halka astarlı silindirik örnekleyici, 95
Halka tipi şahmerdan, 103
Havalı (pnömatik) kesonlar, 378
Hayalî sömel yöntemi, 504
Helezonik ankrajlar, 388
Hidrokonsolidasyon, 643
Hidrostatik boşluk suyu basıncı, 48
Hiley formülü, 512
Hizmet verebilirlik şartları, 20, 669
Houston (Texas), 319

İ
İç stabilite, 719
İçeriden stabilize edilmiş sistemler, 679
İçi delik burgu, 91
İçsel sürtünme açısı, 69
İkincil sıkışma oturması, 52
İnce taneli zemin, 46
İnşa edilebilirlik, 34, 568
İri taneli zemin, 46
İzin verilebilir farklı oturma, 25
İzin verilebilir gerilme tasarımı, 14, 395
İzin verilebilir oturma, 23-24
İzin verilebilir taşıma gücü, 167
İzin verilebilir temas basıncı, 236
İzin verilebilir yanal sapma, 538
İzin verilebilir yanal zemin basıncı, 541

J
Jetleme, 358

K
Kabarma, 28
Kaldırma kuvveti, 136
Kalıplı sömel , 130
Kanatlı burgu, 89
Kanatlı kesme deneyi, 113
Kapalı kesitli temel, 428
Kapalı uçlu boru kazık, 345
Karakteristik yük, 549
Karot alma, 93
Katodik koruma, 32
Kaya, 266, 466
Kayma dayanımı, 104, 112
  Ara zeminler, 76
  Doygun olmayan zeminler, 76

Killer ve siltler, 72
Kumlar ve çakıllar, 72
Laboratuvar deneyleri, 77
Kayma ve moment diyagramları, 536, 735
Kayma yenilmesi, 720
Kazı kenarları, 96
Kazık destekli radye, 387
Kazık ile iyileştirilmiş radye, 387
Kazık temeller, 339
Açık uçlu, 345
Başlıklar, 417
Beton, 346, 405
Betonla doldurulan çelik boru, 347, 404
Boru, 343, 398
Çakma aletleri, 519
Çatallanma, 358
Çelik, 343, 402
Çeper sürtünmesi, 468
Dalga yayılması, 522
Dizilimleri, 359
Grupları, 360
H, 343, 397
Hasar, 519
İnşaat sırasında zemindeki değişim, 452
İnşaat yöntemi ve ekipmanı, 348
Jetleme, 357
Kapalı uçlu, 345
Kazık çakma analiz edici, 521
Kazık çakma dinamiği, 514
Kazık çakma formülleri, 511
Kazık çakma tijleri, 348
Kereste, 340, 400
Kompozit, 347
Müştemilatı, 357
Öndelgi, 355, 358
Şahmerdanları, 348
Takımı, 512
Tarihçe, 339
Tek tüp, 345
Türleri, 339
Uç taşıması, 457, 465
Yapısal tasarımı, 399
Yerinde dökülmüş – bkz. delgili şaftlar
Kazık-zemin-kazık etkileşimi, 560
Kemerlenme, 394
Kereste – çürüme, 33
Kesit modülü, 396
Kesme taş sömeli, 127
Kesme yükleri – sömel tasarımı, 248
Keson temeller, 377 (ayrıca bkz. Delgili şaftlar)
Kısa temel, 534
Kısıtlanmış başlık durumu, 538
Kısıtlanmış modül, 206
Kıvam, 76
Kıyılama, 96
Kıyıötesi yapıları, 532
Klasik yöntem, 193
Kohezyon (görünür), 164
Kohezyonlu dayanım, 70
Kolüviyal zemin, 644
Kompozit sömeller, 299
Konik penetrasyon deneyi, 107
Derin temeller, 486
Elastisite modülü, 206
Koni çeper sürtünmesi, 107
Konik uç direnci, 107
Sığ temeller, 206
Konsol ağırlık duvarı, 675, 719
Konsolidasyon, 53
Konsolidasyon deneyi, 53, 192
Konsolidasyon oturması, 52
Konsolidometre, 617
Kontrollü birim deformasyon deneyi, 435
Kontrollü gerilme deneyi, 435
Kovalı burgu, 89
Köpüksü kabuk, 639
Krip, 704
Kritik yükseklik, 702
Kuru birim ağırlık, 40
Kutu kesiti, 758

L

Laboratuvar deneyleri, 97
LaGuardia Havaalanı, 590
Likit limit, 43
Loma Prieta Depremi, 576

M

Mandrel ile sürülen ince kabuk borular, 380
Mekanik koni, 107
Mekanik olarak stabizile edilmiş zemin, 588, 679
Mexico City, 23, 593
Model yük deneyleri, 152, 540
Mohr-Coulomb dayanım kriteri, 71
Mohr dairesi, 689
Moment yükleri – sömel tasarımı, 245

Moment yükü, 138
Moloztaş sömeli, 127

N
Negatif boşluk suyu basıncı, 71
Nem içeriği, 40
Net taşıma basıncı, 137
Nihai dayanım tasarımı – bkz. Yük ve direnç faktör tasarımı
Nihai direnç, 515
Nihai taşıma gücü, 154
Niigata (Japonya), 9, 253, 575
Normal konsolide, 56
Nötür düzlem, 587

O
Olasılık yoğunluk fonksiyonu, 662
Orta üçte birlik kısımdaki bileşke, 141
OSHA, 96
Osterberg deneyi, 572, 444
Oturma, 21, 52, 730
  Derin temellerde, 497
  Distorsiyon, 200
  Farklı, 217
  Hızı, 28, 223
  Hidroçökme, 653
  Katmanlı zeminler üzerindeki sığ temeller, 217
  Klasik yöntem, 193
  Radye temel, 332
  Schmertmann yöntemi, 206
  Sığ temeller, 183
  Skempton ve Bjerrum yöntemi, 199
  Yerinde deneylere dayalı, 206
Oturma hızı, 28

Ö
Ödometre, 54
Önceden konsolide edilmiş, 57
Öndelgi, 355, 358
Ön ıslatma, 632, 657
Önkonsolidasyon gerilmesi, 56
Önleyici tasarım ve yapım, 628, 656
Ön sıkışma, 594
Önyükleme, 594
Örselenmemiş numune, 93
Örtü basıncı düzeltmesi, 102

P
p-y eğrisi, 536, 546
p-y eğrisi çarpanları, 561
p-y yöntemi, 544, 576, 765
Palplanş duvarlar, 10, 677, 757
Pasif durum, 691, 697
Pasif zemin basınç katsayısı, 692
Paslanma, 28, 758
Permafrost, 264
Petek döşeme, 636
Petek yapısı, 643
Pisa Kulesi, 1, 226
Piyezokoni, 107
Plaka yükleme deneyi, 184
Plak temeller – bkz. radye temel
Plastik limit, 43
Plastik olmayan, 44
Plastisite, 43
Plastisite indisi, 44
Poisson oranı, 458
Pole formülü, 541
Porozite, 40
Presiyometre deneyi, 114, 208, 547
Psödo-eşlenik yöntem, 326

Q
Quake, 515

R
Radye temeller, 131, 319
  Kazık destekli, 387
  Kazık ile iyileştirilmiş, 387
  Oturma, 194, 215
Raker kazıkları, 532
Rankine teorisi, 694
Refü, 99
Relatif sıkılık, 42, 104, 111
Rezidüel zemin, 645
Rıhtım yapısı, 30
Rijit analiz, 541
Rijitlik, 193, 220
Rijitlik faktörü, 194
Rijit olmayan yöntemler, 323
Rotari sulu sondaj, 91
Rüzgar yükleri, 15, 251

S
Sabitlik derinliği, 542
Sabit uç tasarım yöntemi, 765

Saf moment durumu, 538
Saha keşfi, 87
Sanders formülü, 512
Schmertmann yöntemi, 206
Schoharie Creek Köprüsü, 265
Sandık duvar, 675
Sapma (izin verilebilir yanal), 538
Sears Kulesi, 363
Serbest basınç dayanımı, 78
Serbest başlı şart, 538
Serbest uçlu tasarım yöntemi, 765
Shelby tüpü örnek alıcısı, 95
Showa köprüsü, 575
Sıçrama eğrisi, 54
Sığ temeller, 7, 125
  Oturma, 183
  Taşıma gücü, 149
Sıkışabilen zeminler, 92, 369
Sıkışma indisi, 55
Sıkıştırılmış dolgu, 656
Sınır denge analizi, 720
Sıvılaşma, 252, 575, 585
Sızdırmazlık izolasyonu, 746, 749
Sismik sıvılaşma – bkz. sıvılaşma
Sismik tasarım, 15, 251, 307, 316, 534, 575
Skempton ve Bjerrum yöntemi, 199
Smith sönümlenme faktörü, 515
Soğuk depolama ambarları, 263
Sondajlar, 89
Sondaj logu, 94
Sondaj tiji, 89
Sonlu elemanlar yöntemi, 327, 331, 543
Sonradan oluşan gerilme, 49, 186
Sömeller, 125
Standart penetrasyon deneyi, 98, 113, 207
Statik yük deneyleri, 152, 433, 539
Statnamik deney, 524, 540
Stokastik yöntem, 662
Sükûnet şartı, 50, 686
Sülfat etkisi, 32
Sünek zemin, 547
Sürdürülen yük deneyi, 435
Sürekli temel, 127
Sürşarj dolgu, 594
Sürşarj yükleri, 710
Sürtünme açısı, 69
Sürtünme dayanımı, 69
Sürtünme katsayısı, 248
Sürtünme oranı, 107

Ş

Şahmerdan etkinlik derecesi, 102
Şahmerdanlar (kazık çakmada), 348
Şerit temel, 127
Şişebilir zemin, 601, 650
Şişirilmiş polisitiren, 591
Şişme basıncı, 618
Şişme basıncı deneyi, 618
Şişme indisi deneyi, 618

T

Taban oyulması, 265, 577
Tahıl silosu, 144, 171
Tam ölçekli yük deneyleri – bkz. statik yük deneyleri
Tasarım grafiği
  Derin temeller, 570, 572
  Tekil temeller, 240
Taşıma grafiği, 517
Taşıma gücü, 19, 14, 731
  Katmanlı zeminler, 175
  Örnek arazi çalışmaları, 171, 178
  Taşıma gücü faktörleri, 156, 163
  Radye temeller, 333
Taş kolon, 596
Tekil sömel tipi temeller, 125
  Derinliği, 234
  Donmuş zeminler üzerinde, 258
  Hafifçe yüklenmiş, 299
  Kayada, 266
  Minimum boyutlar, 255
  Oturma, 183
  Şevlerin yakınında, 256
  Tasarım grafiği, 240
  Taşıma gücü, 149
  Temas basıncı, 134
  Yapısal tasarım, 271
Tek tüplü kazık, 345
Temas basıncı, 133
Temellerin sınıflandırılması, 7
Temel rijitliği, 193
Temel zemini modülü – bkz. Temel zemini reaksiyon katsayısı
Temel zemini reaksiyon modülü – bkz. Temel zemini reaksiyon katsayısı
Temel zemini reaksiyon katsayısı, 323, 328
Tepki kazığı, 435
Ters kepçe, 130

Tanklar, 193
Telltale çubukları, 443
Terra probu, 595
Terzaghi ve Peck yöntemi, 707
Terzaghi'nin taşıma gücü formülleri, 155
Thornthwaite Nem İndisi, 610
Tiksotropik etkiler, 453
Titreşim, 28
Titreşimli sıkıştırma, 595
Toplam gerilme analizi, 72
Toplam oturma, 21, 184, 332
Torre Latino Americana, 593
Transcona tahıl asansörü, 173
t-z yöntemi, 503

U
U kesiti, 758
Uç taşıması, 424, 456, 486
Uzaklaştırma ve yerdeğiştirme, 594
Uzun temel, 534

Ü
Üç eksenli basınç deneyi, 80

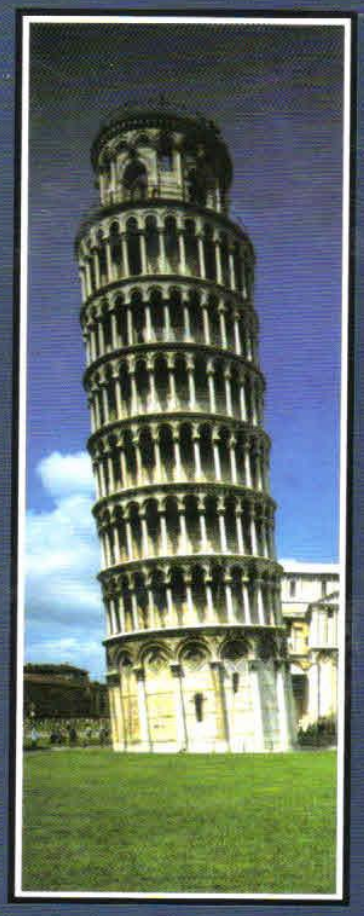
V
Varsayımsal temas basınçları
  Aşağı doğru, 254, 267
  Yanal, 541, 707
Vesic taşıma gücü formülü, 160
Vibroflotasyon, 595
Vibro-yerdeğiştirme, 595
Verev destek, 218

W
Westergaard yöntemi, 189
Wick drenleri, 594
Winkler analizi, 546
Winkler yöntemi, 324
Winnipeg (Manitoba), 173

Y
Yanal hareket, 28
Yanal yayılım, 575
Yanal yükler, 338, 531, 560
Yanal zemin basınç katsayısı, 50, 685
Yanal zemin basınçları, 685
Yapısal bozukluk, 627
Yapısal dayanım şartları, 20, 665
Yapı yönetmelikleri, 6
Yatay gerilme, 50
Yazılım
  Dalga denklemi, 520
  İstinat duvarı stabilitesi, 733
  Oturma, 204, 216
  Taşıma gücü, 179
  Yanal yükler, 548, 558
YDFT – bkz. Yük ve Direnç Faktörü Tasarımı
Yeniden çakma, 518, 579
Yeniden sıkışma eğrisi, 54
Yeniden sıkışma indisi, 56
Yenilme olasılığı, 663
Yenilme (tanım), 11
Yeraltı suyu, 47, 136, 164, 713
Yerel kayma yenilmesi, 149, 173
Yerinde deney, 98
Yerinde dökülmüş kazıklar – bkz. delgili şaftlar
Yerinde dökülmüş kazıklar, 382
  Uç taşıması, 462, 465, 467, 486
Yerinde dökülmüş sondajlı temeller – bkz. delgili şaftlar
Yerinde duvarlar, 677
Yerinde güçlendirme, 679
Yetersiz konsolide zemin, 93
Yığın örneği, 93
Yoğunluk, 41
Young modülü – bkz. Elastisite modülü
Yük aktarımı, 532
Yük deneyleri, 524, 571
Yük deneyleri – yanal, 539
Yük – eksantrik, 138
Yük faktörü, 17, 663
Yüklemeli şişme deneyi, 616
Yükler, 12, 568
Yükler – tasarım, 275
Yük – moment, 138
Yüksek birim deformasyonlu dinamik deney, 520
Yük ve Direnç Faktör Tasarımı, 17, 663
Yük ve direnç tasarımı faktörü, 395
Yüzey sürtünmesi – bkz. çeper sürtünmesi

Z
Z kesiti, 758
Zemin dayanımı, 68
Zeminde gerilme, 49
Zeminden numune alma, 93
Zemin iyileştirmesi, 594

Zemin mekaniği, 39
Zemin sınıflaması, 45, 109
Zemin tıkaç, 428
Zemin tutma yapıları, 673
Zemin-yapı etkileşimi, 321, 535, 543, 560
Zımbalayıcı kesme yenilmesi, 149, 173
  Basitleştirilmiş, 190
  Boussinesq, 186
  Gerilme soğanları, 187
  Katmanlı zeminde, 191
  Oluşturulmuş, 186
  Westergaard, 189



ISBN 975-8895-68-0



Prentice Hall

www.gazikitabevi.com.tr | info@gazikitabevi.com.tr

MERKEZ
Dögol Cad. No: 39/C Beşevler/ANKARA
Tel: (0.312) 223 77 73 Faks: (0312) 215 14 50

ŞUBE
Taşkent Cad. (1.Cad.) 5/B Bahçelievler/ANKARA
Tel: (0312) 213 32 82 Faks: (0312) 213 32 82