

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

TABAKALI ZEMİN ORTAMINDA İNŞA EDİLEN
DAİRESEL TEMELLERİN SAYISAL ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Çağrı Murat MERCAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

TEMMUZ 2024

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

TABAKALI ZEMİN ORTAMINDA İNŞA EDİLEN
DAİRESEL TEMELLERİN SAYISAL ANALİZİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Çağrı Murat MERCAN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Sedat SERT

TEMMUZ 2024

Çağrı Murat MERCAN tarafından hazırlanan “Tabakalı zemin ortamında inşa edilen dairesel temellerin sayısal analizi” adlı tez çalışması 25.07.2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği ile Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı **Geoteknik** Bilim Dalı’nda Yüksek Lisans Tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Jüri Başkanı : **Prof. Dr. Sedat SERT (Danışman)**

Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Dr. Öğr. Üyesi Mustafa ÖZSAĞIR**

Sakarya Üniversitesi

Jüri Üyesi : **Dr. Öğr. Üyesi Kurban ÖNTÜRK**

Sakarya Uygulamalı Bilimler Üniversitesi



ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Lisansüstü Eğitim-Öğretim Yönetmeliğine ve Yükseköğretim Kurumları Bilimsel Araştırma ve Yayın Etiği Yönergesine uygun olarak hazırlamış olduğum “Tabakalı zemin ortamında inşa edilen dairesel temellerin sayısal analizi” başlıklı tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın tüm aşamalarında yukarıda belirtilen yönetmelik ve yönergeye uygun davrandığımı, tezin içerdiği yenilik ve sonuçları başka bir yerden almadığımı, tezde kullandığım eserleri usulüne göre kaynak olarak gösterdiğimi, bu tezi başka bir bilim kuruluna akademik amaç ve unvan almak amacıyla vermediğimi ve 20.04.2016 tarihli Resmi Gazete ’de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince Sakarya Üniversitesi’nin abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Enstitü tarafından belirlenmiş ölçütlere uygun rapor alındığını, çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun ortaya çıkması halinde doğabilecek her türlü hukuki sorumluluğu kabul ettiğimi beyan ederim.

(25/07/2024).

Çağrı Murat MERCAN





Babaanneme, anneanneme ve dedelerime...



TEŞEKKÜR

Öncelikle, benden vazgeçmeyen, enerjisini öğrencilerine de aktarabilen tez danışmanım Prof. Dr. Sedat SERT'e ve tez hazırlığı boyunca bana sabredebilen anne ve babama teşekkürlerimi sunarım.

Çağrı Murat MERCAN



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	ix
İÇİNDEKİLER	xi
KISALTMALAR	xiii
SİMGELER	xv
TABLO LİSTESİ	xix
ŞEKİL LİSTESİ	xxi
ÖZET	xxiii
SUMMARY	xxv
1. GİRİŞ	1
2. TEMELLER	3
2.1. Yüzeysel Temeller	3
2.1.1. Kare / Dikdörtgen Temeller	3
2.1.2. Daire ve Halka Temeller	4
2.1.3. Birleşik Temeller	5
2.1.4. Sürekli Temeller	5
2.1.5. Şerit Temeller	6
2.1.6. Yayılı Temeller	6
2.2. Derin Temeller	7
2.3. Rüzgâr Enerji Santrali ve Silo Temelleri	7
2.3.1. RES (Rüzgâr Enerji Santrali) Temelleri	7
2.3.2. Silo Temelleri	8
3. YÜZEYSEL TEMELLERDE TAŞIMA GÜCÜNÜN TEORİK HESAPLARI	11
3.1. Terzaghi Kuramı (1943)	11
3.1.1. P_{pq} için bağıntı; $\phi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0$ ve $c = 0$ durumu	12
3.1.2. P_{pc} için bağıntı; $\phi \neq 0, \gamma = 0, q = 0$ ve $c \neq 0$ durumu	13
3.1.3. P_{py} için bağıntı; $\phi \neq 0, g \neq 0, q = 0$ ve $c = 0$ durumu (Şekil 3.5.)	16
3.2. Meyerhof Kuramı (1951)	19
3.3. Brinch Hansen Kuramı (1970)	21
3.4. Vesic Kuramı (1973)	23
3.5. Eurocode 7 Taşıma Gücü Hesabı	25
3.5.1. Genel Giriş	25
3.5.2. Tasarım Aşaması	27
3.5.3. Nihai/Son Limit Durumu (ULS)	27
3.5.4. Hizmet Görebilirlik Limit Durumu (SLS)	27
3.5.5. Genel Taşıma Gücü Formülü	30
3.5.5.1. Yüzeysel Temeller	30
3.5.6. Yüzeysel Temellerde Taşıma Gücünün Bulunması	31
3.5.7. Son/Nihai Limit Durumu (ULS)	31
3.5.7.1. Drenajsız Durumda Taşıma Gücü	32

3.5.7.2. Drenajlı Durumda Taşıma Gücü	33
3.5.8. Taşıma Gücü İçin Yarı Ampirik Yöntem.....	35
3.6. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018)	36
3.7. Taşıma Gücü Katsayısı Değerlerine Genel Bakış	37
3.8. Literatür Çalışması	38
4. SAYISAL YÖNTEMLER	43
4.1. Fiziksel Modelin (Geometrinin) Tanımlanması	43
4.2. PLAXIS Yazılımı	43
4.3. Sonlu Elemanlar Ağı (Mesh) Boyutlarının Seçimi ve Eleman Sayısının Belirlenmesi.....	44
4.4. Malzeme Parametrelerinin Belirlenmesi	46
4.4.1. Lineer Elastik Model (LE)	46
4.4.2. Mohr-Coulomb Modeli (MC)	46
4.4.3. Jointed-Rock Modeli (JR)	47
4.4.4. Soft-Soil Modeli (SS).....	48
4.4.5. Soft-Soil Creep Modeli (SSC)	48
4.4.6. Hardening Soil Modeli (HS)	49
4.4.7. Modifiye Cam-Clay Modeli (MCC)	49
4.4.8. Hoek-Brown Modeli	50
4.5. Adapazarı Zemininin Geoteknik Özellikleri	50
4.6. Seçilen Temelin Özellikleri	52
5. PLAXIS 2D ANALİZ SONUÇLARI.....	53
5.1. 100 kPa Yükleme.....	53
6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	65
KAYNAKLAR:	67
ÖZGEÇMİŞ.....	71

KISALTMALAR

SLS	: Hizmet görebilirlik limit durumu
ULS	: Nihai limit durumu
FLS	: Yorulma limit durumu
STR	: Yapısal
EQU	: Denge/Kararlılık
GEO	: Geoteknik
OCR	: Aşıırı konsolidasyon oranı
JR	: Jointed Rock modeli
SS	: Soft-Soil modeli
SSC	: Soft-Soil Creep modeli
HS	: Hardening Soil modeli
MMC	: Modifiye Cam-Clay modeli



SİMGELER

B	: Temelin eni/çapı
B'	: Efektif temel genişliği
L	: Temelin boyu
L'	: Efektif temel boyu
A_f	: Efektif alan
D_f	: Gömme derinliği
t	: Beton kalınlığı
P_p	: Pasif kuvvet
c	: Temel altı kohezyonu
c'	: Temel altı efektif kohezyonu
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı
ϕ	: Temel altı içsel sürtünme açısı
q_d	: Sınır taşıma gücü
$(\gamma.D_f)$: Temel taban seviyesinde efektif örtü yükü etkisi (σ'_v)
$N_c; N_q; N_\gamma$: Taşıma gücü katsayıları
K_{py}	: Pasif toprak basıncı kat sayısı
W	: bcfj kamasının ağırlığı
s	: Şekil etkeni
d	: Derinlik
e	: Eğim
i	: Yük eğimi
η	: Temel taban eğimi
h	: Taban eğimi
g	: Zemin eğimi
A	: Temelin kendi ağırlığı, zeminin ağırlığı, kaya ağırlığı, su basıncı gibi dış yükler
M	: Zeminin parametreleri (ρ, c', c_u, ϕ)
R	: Temellerde kayma ya da taşıma durumları incelenirken, karakteristik durumdan tasarım durumuna geçerken yararlanılan direnç katsayısı
Δ	: Toplam oturma

δ	: Farklı oturmalar
δ/L	: Kaykılma
ω	: Yerel eğilme
B	: Genel eğilme
θ	: Dönme (Kolonların temel eksenini ile yaptığı hareket)
G	: Sürekli etkiler
Q	: Geçici etkiler
E_D	: Temelin öz ağırlığı ile temel üstü dolgu ağırlığını ifade eden zemin tabanına dik tasarım temel taban basıncı. Drenajlı şartlarda su basınçları da hesaba dahil edilmelidir.
R_D	: Düşey yüklere karşı temelin tasarım taşıma gücüdür. Yük etkisindeki eğimli ya da dış merkezli yükler de dahil edilmelidir.
H	: Yatay yük
V	: Düşey yük
A	: Temel taban eğimi
c_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
q	: Temel taban seviyesine kadar etkiyen toplam gerilme
A'	: Net temel alanı
$M_L; M_B$: x ve y koordinat yönlerindeki momentler
$W_L; W_B$: x ve y koordinat yönlerindeki atalet momentleri
q'	: Temel taban seviyesine kadar olan efektif gerilme
ρ'	: Batık birim hacim ağırlığı
γ_R	: Direnç etkeninin sadeleştirme katsayısı
σ_{v0}	: Temel taban seviyesine kadarki toplam dikey gerilme
K	: Gömme derinliği ve temel şekli ile ilgili olarak 0,8-3 arası değişen taşıma gücü etkeni
p_1^*	: Tasarım net eşdeğer basıncı
P_L	: Zeminin dayanabileceği maksimum gerilme (Limit basınç)
P_0	: Toplam zemin yatay gerilmesi (σ_{h0})
P_f	: Zeminin elastik durumdan plastik duruma geçtiği basınç
V_0	: P_0 basıncına karşılık gelen hacim değeri
V_f	: P_f basıncına karşılık gelen hacim değeri
V_m	: $(V_f + V_0) / 2$ değerine karşılık hacim değeri
V_L	: P_L basıncına karşılık gelen hacim değeri
E_t	: Statik ve deprem tasarım etkileri
R_t	: Göçme mekanizmasına karşı gelen tasarım dayanımı

A_{eff}	: Hesap kolaylığı için temel alanı
ν_{ur}	: Poisson oranı
K	: Cam-kili şişme oranı
Λ	: Cam-kili sıkışma göstergesi
M	: Kritik durum çizgisinin tanjantı
M_g	: Çalışan bölgenin G-ağırlık merkezine indirgenmiş olan eğilme momenti
$K_{p\gamma}$: Pasif toprak basıncı kat sayısı





TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 3.1. Taşıma gücü etkenleri (Önalp ve Sert, 2016).....	18
Tablo 3.2. Temel şekli etkenleri (Orhan, 2022).	19
Tablo 3.3. Meyerhof etkenleri (Önalp ve Sert, 2016).	20
Tablo 3.4. Şekil (s), Derinlik (d) ve Eğim (i) etkenleri (Orhan 2022).	21
Tablo 3.5. Vesic taşıma gücü etkenleri (Önalp ve Sert, 2016).....	24
Tablo 3.6. Eurocode 7 Tasarım yaklaşımlarına göre Etki, Malzeme ve Direnç etkenleri için sadeleştirme katsayıları (Mungan, 2021).	29
Tablo 3.7. Yüzeysel temeller için dayanım katsayıları (Mungan, 2021).	36
Tablo 3.8. Taşıma gücü katsayıları özet tablosu	37
Tablo 4.1. Modellerde (Plaxis 2D) eleman ve düğüm noktalarının sayıları	46
Tablo 4.2. Modelde kullanılan zemin ara yüzey özellikleri (Sert, 2003).	51
Tablo 5.1. Kısa vadedeki temellerin merkezlerindeki ve uç noktalarındaki düşey deplasmanlar	59
Tablo 5.2. Uzun vadede temellerin merkezlerindeki ve uç noktalarındaki düşey deplasmanlar	59



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1. Kare/Dikdörtgen temeller (Önalp ve Sert, 2016).	4
Şekil 2.2. Halka temel (Önalp ve Sert, 2016).	4
Şekil 2.3. Bir dairesel temelin inşaaı (Url-1).....	4
Şekil 2.4. Birleşik temeller, (a) Eşit yüklü/momentli, (b) İçteki yük büyük, (c) Parsel kenarı-dıştaki yük büyük (Önalp ve Sert, 2016).	5
Şekil 2.5. Sürekli temeller, (a) İki yönde sürekli, (b) Tek yönde sürekli (Önalp ve Sert, 2016).	6
Şekil 2.6. Şerit temeller, (a) Kolon temeli, (b) Duvar temeli (Önalp ve Sert, 2016)...	6
Şekil 2.7. Yayılı temeller (Önalp ve Sert, 2016).	7
Şekil 2.8. Rüzgâr türbini çalışma mekanizması (Url-2).	8
Şekil 2.9. Tipik bir silo kesiti (Url-3).	9
Şekil 3.1. Terzaghi kuramı (Önalp ve Sert, 2016).	11
Şekil 3.2. Terzaghi'nin taşıma gücü modeli (Arda, 2011).	11
Şekil 3.3. (a) ve (b), $\phi \neq 0$, $\gamma=0$, $q \neq 0$ ve $c=0$ durumu (Arda, 2011).	12
Şekil 3.4. (a) ve (b), $\phi \neq 0$, $\gamma=0$, $q=0$, $c \neq 0$ durumu (Arda, 2011).	14
Şekil 3.5. (a) ve (b), $f \neq 0$, $g \neq 0$, $q=0$ ve $c=0$ durumu (Arda, 2011).	16
Şekil 3.6. Meyerhof taşıma gücü kuramı (Arda, 2011).	20
Şekil 3.7. Hansen taşıma kapasitesi için şablon şekilleri (Orhan, 2022).	23
Şekil 3.8. Vesic geometrisi (Önalp ve Sert, 2016).	24
Şekil 3.9. Eurocode 7 Geoteknik sınıflama	26
Şekil 3.10. Temel hareketleri (Önalp ve Sert, 2016).	28
Şekil 3.11. E_D ve E_R hesaplama yaklaşımları (Mungan, 2021).	30
Şekil 3.12. (a) Temel tabanının eğimli olması, (b) Net temel alanı (EN 1997-1, Annex D).	32
Şekil 3.13. Presiyometri deney sonucuna ait bir gösterim (Toğrol ve Sivrikaya, 2009).	35
Şekil 4.1. (a) Düzlem şekil değiştirme (b) Eksenel simetrik problem (Plaxis 2D Reference Manual, 2023).	44
Şekil 4.2. Zemin elemanlarındaki gerilme ve düğüm noktalarının pozisyonları (Plaxis 2D Reference Manual, 2023).	45
Şekil 4.3. $D=10$ m olan durumda Plaxis 2D sonlu eleman ağı	45
Şekil 4.4. Zemin kesitleri (Sert ve ark., 2003).	51
Şekil 4.5. Kullanılan zemin kesiti	51
Şekil 5.1. Şekil değiştirmiş sonlu eleman ağları ($\sigma=100$ kPa - Kısa Vade - Üst 4 m)54	
Şekil 5.2. Şekil değiştirmiş sonlu eleman ağı ($\sigma=100$ kPa - Kısa Vade - Üst 8 m)...	55
Şekil 5.3. Şekil değiştirmiş sonlu eleman ağı ($\sigma=100$ kPa - Uzun Vade - Üst 4 m)..	56
Şekil 5.4. Şekil değiştirmiş sonlu eleman ağı ($\sigma=100$ kPa - Uzun Vade - Üst 8 m)..	57
Şekil 5.5. 100 kPa yükleme için gerilme noktasındaki durumlar.	58
Şekil 5.6. Kısa vadede temel çaplarına göre toplam deplasmanlar (a) Merkez (b) Kenar.	60

Şekil 5.7. Uzun vadede temel çaplarına göre toplam deplasmanlar (a) Merkez (b) Kenar.....	61
Şekil 5.8. Kısa vade durumunda temel çaplarına göre oturma kalıpları.....	62
Şekil 5.9. Uzun vade durumunda temel çaplarına göre oturma kalıpları.....	63



TABAKALI ZEMİN ORTAMINDA İNŞA EDİLEN DAİRESEL TEMELLERİN SAYISAL ANALİZİ

ÖZET

Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Geoteknik Bilim Dalı'nda yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada yüzeyde bulunan farklı kalınlıktaki yumuşak zeminler üzerine oturan dairesel temellerin yük altında davranışı iki boyutlu PLAXIS sonlu eleman yazılımı ile analiz edilmiştir.

Tezde birinci bölümde giriş sunulmakta, ikinci bölümde temellerin sınıflandırması yapılarak rüzgâr enerjisi santrali ve silo temelleri hakkında kısaca bilgi verilmektedir. Üçüncü bölümde yüzeysel temellerde taşıma gücünün teorik hesaplarının esasları farklı yöntemlere göre ortaya konmaktadır. Dördüncü bölümde sayısal yöntemler ve Plaxis yazılımı hakkında bilgiler verilmektedir. Beşinci bölümde Plaxis yazılımı ile yapılan analizlere ait sonuçlar ortaya konmaktadır. Son bölümde ise genel sonuçlar kısa bir özet halinde verilip konuya ilişkin öneriler sunulmaktadır.

Zeminler, çeşitli minerallerden oluşan kayaçların dış etkiler nedeniyle bozularak ayrışması ve ortaya çıkan parçacıkların dış etkiler ile taşınarak çökmesi, sıkışması sonucu meydana gelmektedir.

Adapazarı gibi alüvyal kökenli zeminlere sahip yerleşim merkezleri temel sistemlerinin yetersiz olduğu durumlarda depremler sırasında büyük zarar görebilmektedir. 1999 depremleri sırasında Adapazarı'nda birçok yapıda taşıma gücü aşılması ve oturma/devrilme problemleri ile karşılaşmıştır. Bu depremlerde Adapazarı'nda karşılaşılan yıkım ve can kaybı sonrasında, bunlara gerekçe olarak "kötü" diye nitelendirilen zemin koşulları gösterilmiştir.

Takip eden süreçte Adapazarı'nda yapılan zemin incelemelerinde kentin zemininin menderesli bir nehir tarafından oluşturulduğu ve farklı derinliklerde görece sağlam tabakaların varlığı ortaya konmuştur. Sancio ve ark. (2003) Adapazarı kent merkezinin farklı yerlerinde yapılan 46 sondaj ve 135 sondalamanın (CPT: koni penetrasyon deneyi) sonuçlarına göre üst 15m için 4 ayrı tipte zemin profilinin olduğunu belirtmişlerdir.

Son yıllarda gelişen yapım teknikleri ve yapısal analiz yöntemleri ile kapsamlı ve özellikli yapılar inşa edilmeye başlanmıştır. Yapım teknikleri ve yapım teknolojisindeki gelişmeler ile kentlerde yapılaşma hızlı yayılmış ve buna bağlı olarak yapıların inşa edilmesi için uygun arazilerin bulunmasında sıkıntılar doğmuştur. Bunun yanında son yıllarda nüfusun özellikle bazı metropollerde giderek yoğunlaşması nedeniyle yeni inşaatların taşıma gücü ve oturma problemlerinin yaşandığı yerlere kayması da zorunlu olmaktadır.

Geoteknik mühendisliği literatüründe deneysel ve/veya sayısal yöntemler ile zayıf zeminlerin sağlam granüler dolgu tabakaları ile iyileştirilmeleri ile ilgili yaklaşımlara sıklıkla rastlanmaktadır.

Zeminlerin taşıma gücü ve oturma karakteristiklerinin belirlenmesindeki başlıca yaklaşımlardan klasik yaklaşım; basit geometriye sahip temeller için uygundur. Yarı-Ampirik yaklaşım daha karmaşık zemin koşulları için daha uygundur. Kinematik yöntemler, zeminin yük altındaki davranışını daha ayrıntılı olarak incelemek için kullanılır. Sayısal yöntemler, bilgisayar tabanlı modeller ve sonlu elemanlar yöntemi gibi matematiksel yöntemleri kullanarak taşıma kapasitesini hesaplar. Bu yaklaşım, karmaşık zemin yapıları için yaygın olarak kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi detaylı analizlerde kullanılır. Yapay sinir ağı yaklaşımı büyük veri kümelerinde taşıma kapasitesini tahmin etmek için kullanılır.

Adapazarı kentinde güncel durumda silo gibi dairesel temeller gerektiren yapıların inşaatı da gündeme gelmektedir. Bu tez çalışmasında dairesel temeller üzerine araştırma yapılmıştır. Literatürde; temel çapının, temel gömme derinliğinin, görece zayıf zeminin üstte ve altta bulunmasının ve zeminlerin kayma dirençlerinin taşıma gücü ve göçme mekanizması oluşumunda etkileri olduğu belirtilmektedir. Çalışmada, problemlili zeminlerin üst katmanlarda veya alt katmanlarda bulunması durumları göz önünde bulundurularak dairesel temellerin taşıma güçleri irdelenmektedir. Buna yönelik olarak geoteknik mühendisliğinde yaygın olarak kullanılan sonlu eleman yöntemi esaslı Plaxis 2D yazılımı kullanılarak farklı kombinasyonlar için analizler yürütülmüştür. Mevcut parametrelerin göçme mekanizması oluşumu üzerindeki etkileri de Plaxis yazılımı ile gerçekleştirilen analizlerden elde edilen sonuçlara göre ortaya konmaktadır. Temel çapı: 1 m, 2 m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m ve 20 m olarak modeller oluşturulmuş ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Çalışma eksenel simetrik olduğu için geometride bu değerlerin yarısı olan 0.5 m, 1 m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m ve 10 m alınmıştır.

Temel ağırlığının sonuçlar üzerindeki etkisini ortadan kaldırmak için hesaplamalarda temel ağırlıksız olarak dikkate alınmıştır. Seçilen bölümlerde dairesel temellerin oturmaları grafiklendirilmiş, temelin merkezinde ve kenarında yer alan düşey yer değiştirmeler dikkatlice incelenmiş ve yorumlanmıştır.

Çalışma sonunda alttaki sağlam tabakanın yüzeye yakın veya uzak olmasından etkilenmeksizin hem kısa vadede (drenajsız durum) hem de uzun vadede (drenajlı durum) temel taşıma gücüne katkıda bulunamadığı ortaya konmuştur. Bu da 1999 depremlerinde ortaya çıkan durumu teyit etmiştir.

Mevcut durumda bu tip ortamlarda;

- Kazı-geri mühendislik dolgusu yapılması,
- Yapının bodrumlu inşa edilmesi ve
- Zemin iyileştirmesi/derin temel

seçeneklerinin yapı kat adedine bakılmaksızın değerlendirilmesi önerilmektedir.

NUMERICAL ANALYSIS OF CIRCULAR FOUNDATIONS RESTING ON LAYERED SOILS

SUMMARY

In this study, prepared as a master's thesis at Sakarya University, Institute of Natural and Applied Sciences, Department of Civil Engineering, Department of Geotechnical Science, the load behavior of circular foundations resting on soft soils of different thicknesses on the surface was analyzed with the two-dimensional PLAXIS finite element software.

In the first part of the thesis, an introduction is presented, and in the second part, the foundations are classified, and brief information is given about wind power plants and silo foundations. The third chapter presents the principles of theoretical calculations of bearing capacity in shallow foundations according to different methods. The fourth section gives information about numerical methods and Plaxis software. The fifth section presents the results of the analyses made with Plaxis software. In the last section, general results are given in a summary, and suggestions on the subject are presented.

Soils are formed due to the decomposition of rocks consisting of various minerals due to external influences and the sedimentation and compression of the resulting grains by being transported by external effects.

Settlements with alluvial soils like Adapazari can suffer significant damage during earthquakes when their foundation systems are insufficient. During the 1999 earthquakes, many buildings in Adapazari were faced with exceeding the bearing capacity and settlement/toppling problems. After the destruction and loss of life, Adapazari soils became notorious regarding soil conditions.

In the following soil investigations carried out in Adapazari, it was revealed that the soils of the city were formed by a meandering river and the existence of relatively dense/very dense layers at different depths. Sancio et al. (2003) stated that, according to the results of 46 drillings and 135 probings (CPT: cone penetration test) made in different parts of Adapazari city center, there were four different types of soil profiles for the upper 15 m.

In recent years, comprehensive and unique structures have started to be built with developing construction techniques and structural analysis methods. With the developments in construction techniques and construction technology, construction in cities has spread rapidly, and problems have arisen in finding suitable lands for the construction of buildings. At the same time, due to the increasing population concentration, especially in some metropolises, new construction must shift to places where carrying power and settlement problems are experienced.

In the geotechnical engineering literature, approaches related to improving weak soils are frequently encountered with experimental and/or numerical methods.

The classical approach, one of the main approaches in determining the bearing capacity and settlement characteristics of soils, is suitable for foundations with simple geometry. The Semi-Empirical approach is more suitable for more complex soil conditions. Kinematic methods are used to study the behavior of soil under load in more detail. It calculates the bearing capacity using mathematical techniques such as numerical methods, computer-based models, and the finite element method. This approach is widely used for complex ground structures. The finite element method is used in detailed analysis. The artificial neural network approach is used to estimate bearing capacity in large data sets.

In the current situation in the city, the construction of structures that require circular foundations, such as silos, is also on the agenda. In this thesis, research was conducted on circular foundations.

Geotechnical engineering, which is the main responsibility of foundation design, plays a key role in civil engineering projects that include all structures that sit on the ground or are built in the ground, and is vital in the evaluation of natural disasters such as earthquakes, liquefaction, sinkhole formation, rockfalls and landslides. Regarding such a multifactorial issue, Terzaghi's development of the limit equilibrium theory has gained momentum in the history of geotechnical engineering studies. Following Terzaghi's development of his theory, other approaches such as Meyerhof, Brinch Hansen, and Vesic followed. In the future, the most important development after these studies is to ensure that the finite element method is used more effectively with computer technology. Thanks to these developments in technology, comparative studies of theories have begun to be made.

The literature states that the foundation diameter, the foundation embedment depth, the presence of relatively weak soil above and below, and the shear resistance of the soils affect the bearing capacity and formation of the collapse mechanism. In this study, the bearing capacity of circular foundations is examined, taking into account the presence of problematic soils in the upper or lower layers. For this purpose, analyses were carried out for different combinations using Plaxis 2D software based on the finite element method, which is widely used in geotechnical engineering. The effects of existing parameters on the formation of the collapse mechanism are also revealed according to the results obtained from the analyses carried out with Plaxis software. Models with foundation diameters of 1 m, 2 m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m and 20 m were created and comparisons were made. Since the study is axisymmetric, half of these values, 0.5 m, 1 m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m, and 10 m, were taken in the geometry.

In this thesis, solutions were made on the 2-dimensional axisymmetric model, since the basic shape to be solved is symmetrical around the z-direction and the deformations and stresses are independent of rotation.

In order to see the effect of the relatively soft ground thickness on the top, solutions were made by taking the thickness of the layer as well as 4m as well as 8m.

To eliminate the effect of the foundation weight on the results, the foundation was considered unweighted in the calculations. In the selected sections, the settlements of the circular foundations were graphed, and the vertical displacements at the center and edge of the foundation were carefully examined and interpreted.

While the increase in the load in the undrained state brings the foundation system closer to collapse, the deformations with drainage appear as consolidation settlement.

In this case, there is no possibility of migration. In such cases, it is appropriate to examine the results in terms of seating limits.

It has been shown that the underlying solid layer cannot contribute to the foundation-bearing capacity in both the short and long term, regardless of whether it is close to or far from the surface. This confirmed the situation that emerged in the 1999 earthquakes.

Currently, in such environments, it is recommended to consider one of the following options, regardless of the number of floors of the building;

- Excavation-back engineering filling,
- Constructing the building with a basement and
- Soil improvement/deep foundation construction.





1. GİRİŞ

Düşey taşıyıcılar (kolon, perde vb.) ile kendisine aktarılan sabit ve/veya hareketli üst yapı yüklerini güvenli bir şekilde zemine aktaran yapı elemanlarına *temel* denmektedir.

Temel tasarımının ana sorumluluğunu taşıyan geoteknik mühendisliği bu konu dışında zemine oturan veya zemin içinde inşa edilen tüm yapıları içeren inşaat mühendisliği projelerinde kilit rol oynamakta ve deprem, sıvılaşma, obruk oluşumu, kaya düşmeleri ve toprak kaymaları gibi doğal afetlerin değerlendirilmelerinde hayati önem taşımaktadır. Böylesine çok etkenli bir konu ile ilgili olarak, Terzaghi'nin limit denge kuramını geliştirmesiyle, geoteknik mühendisliği çalışmalarını tarihi sürecinde ivme kazanmıştır. Terzaghi'nin kuramını geliştirmesinin akabinde Meyerhof, Brinch Hansen, Vesic gibi diğer yaklaşımlar da peşi sıra gelmiştir. İlerleyen zamanlarda bu çalışmalar sonrasında en önemli gelişme sonlu elemanlar yönteminin bilgisayar teknolojisi ile daha etkili olarak kullanılmaya başlanmasının sağlanmasıdır. Teknolojideki bu gelişmeler sayesinde teorilerin karşılaştırmalı çalışmaları yapılabilmeye başlanmıştır.

Bu tez çalışmasında yüzeysel temel türlerinden biri olan dairesel kesitli temeller incelenmekte ve sonlu eleman yöntemini kullanan bir sayısal analiz yazılımı olan Plaxis 2D ile yapılan hesaplamaların sonuçları sunulmaktadır.



2. TEMELLER

Temeller, statik ve dinamik durumları içermek üzere yapıdan kaynaklanan her tür gerilmeyi zemine aktarmaya yarayan yapı elemanlarıdır. Temeller genel itibari ile “Yüzeysel Temeller” ve “Derin Temeller” olmak üzere iki başlık altında incelenirler. Bunların dışında yüzeysel temeller ve derin temellerin birlikte kullanıldığı “kazıklı yayılı temeller” yük paylaşımına dayanan tasarım yaklaşımıyla ekonomik çözümler sunabilmektedir.

2.1. Yüzeysel Temeller

Bu temel tipi, temel şekline göre altı başlık altında kategorize edilebilir:

- Kare / dikdörtgen temeller,
- Dairesel / halka temeller,
- Birleşik temeller,
- Sürekli temeller,
- Şerit temeller,
- Yayılı temeller.

2.1.1. Kare / dikdörtgen temeller

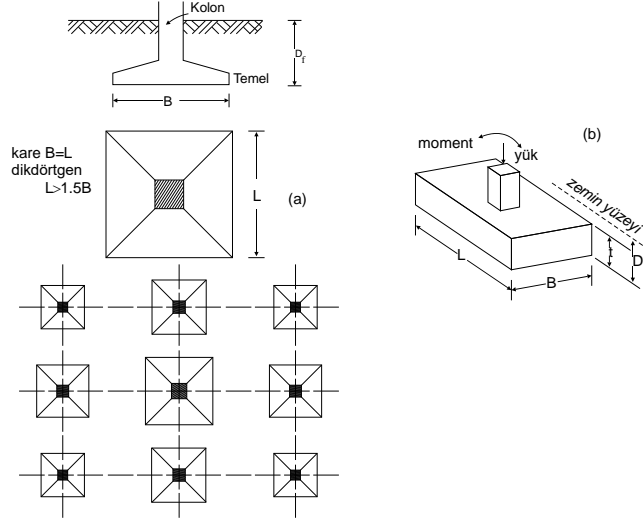
Tasarım ölçüleri sırasıyla $B \times B$ ve $B \times L$ olup tek kolonun yükünü üstlenen temellerdir. Şekil 2.1.'de kolon altına inşa edilmiş kare/dikdörtgen temeller gösterilmektedir (Önalp ve Sert, 2016). Burada;

B : Temelin eni,

L : Temelin boyu,

D_f : Gömme derinliği,

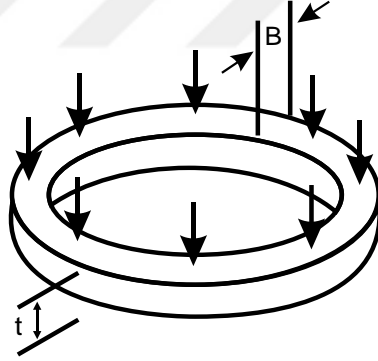
olmaktadır.



Şekil 2.1. Kare/Dikdörtgen temeller (Önalp ve Sert, 2016).

2.1.2. Daire ve Halka Temeller

Özel şartlar altında daire kesitli temeller tercih edilebilirler. Bu temel tipi daha çok bayrak direkleri, totem tabelalar, silolar ve rüzgâr enerjisi santralleri gibi istisnai yük durumlarında kullanılırlar (Önalp ve Sert, 2016). Şekil 2.2. ve Şekil 2.3.'de halka ve daire temel örnekleri görülmektedir.



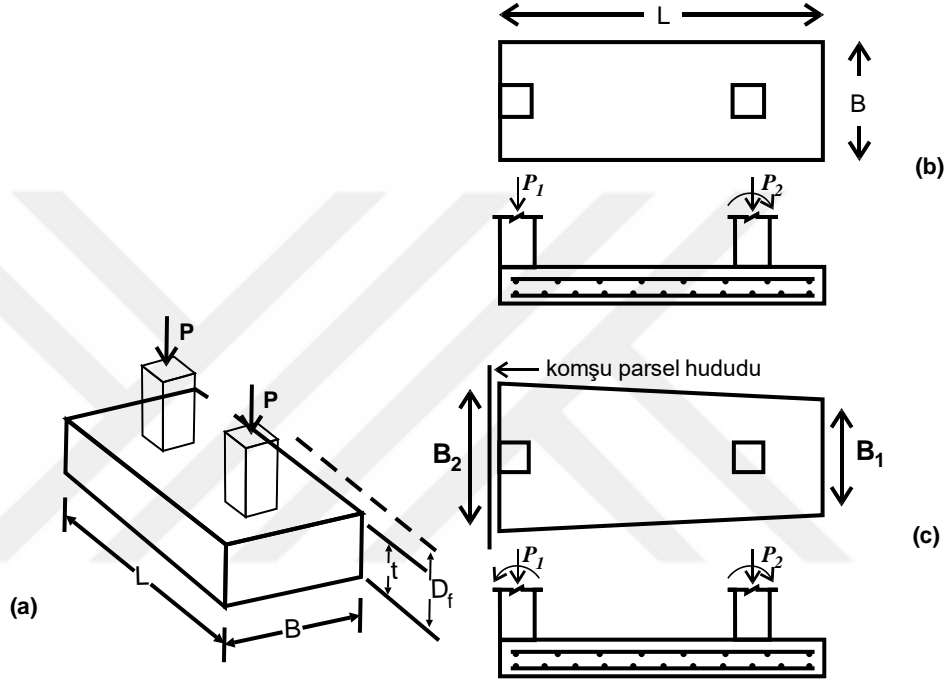
Şekil 2.2. Halka temel (Önalp ve Sert, 2016).



Şekil 2.3. Bir dairesel temelin inşası (Url-1).

2.1.3. Birleşik temeller

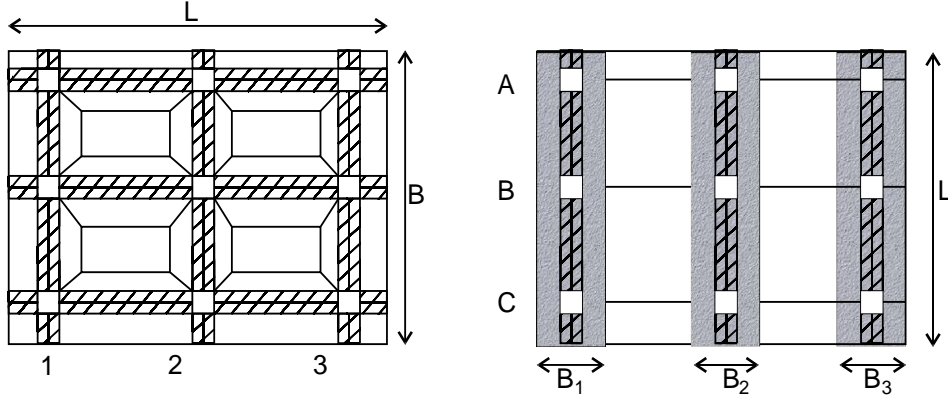
Birbirlerinin yakınında duran iki kare veya dikdörtgen temel, yükler büyük değerlerde olduğunda üst üste binecekleri için birleştirilerek dikdörtgen şekilli bir tek temel oluşturabilirler (Şekil 2.4.). Temellerin parsel sınırında inşa edilmesi zorunluluğu olursa bu tip temellerin yamuk şeklinde inşa edilmeleri de söz konusu olabilir. Birleşik temeller iki veya üç kolon yükü taşıyabilirler. Bu temellerin tasarımında yük merkezi ile şekil merkezinin çakıştırılması esastır.



Şekil 2.4. Birleşik temeller, (a) Eşit yüklü/momentli, (b) İçteki yük büyük, (c) Parsel kenarı-dıştaki yük büyük (Önalp ve Sert, 2016).

2.1.4. Sürekli temeller

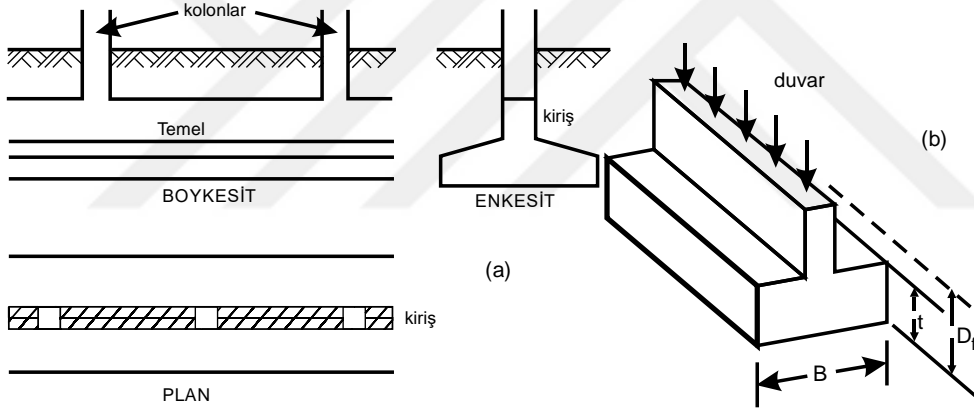
Sürekli temellerde, yapıdan gelen kolon ve perde yükleri bir veya iki yönde olmak üzere aynı temele yansıtılır (Şekil 2.5.). Bu tip temellerde kolonlar arası açıklıklar ve dolayısıyla başlangıçta bu yükleri taşıması beklenen tekil temeller arasında kalan boşluklar temelin cinsine karar verilmesinde etkili olur. Kolonlar aksların birinde birbirine görece yakınsa tek doğrultuda, iki yönde de yakınsa iki yönde sürekli temeller inşa edilir.



Şekil 2.5. Sürekli temeller, (a) İki yönde sürekli, (b) Tek yönde sürekli (Önalp ve Sert, 2016).

2.1.5. Şerit temeller

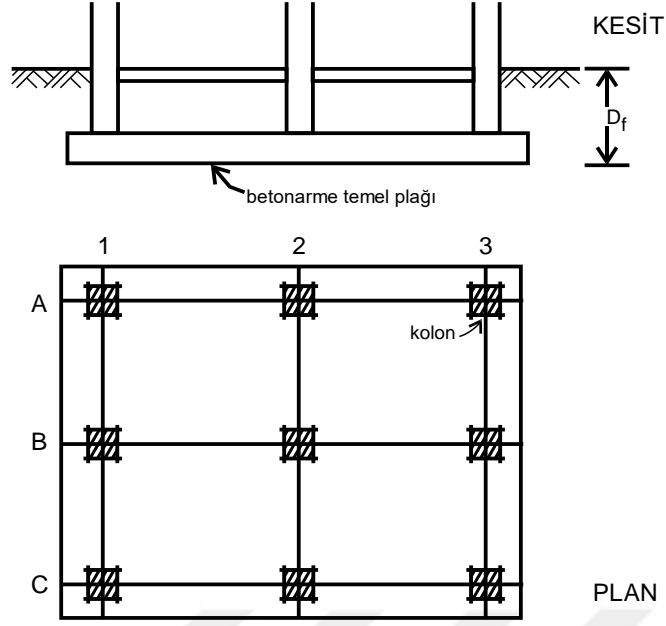
Şekil 2.6.'da görüldüğü gibi, duvar temelleri gibi birçok kolonun yükünü bir hat boyunca taşıyabilen temellere şerit temel denir. Bir doğrultuda açıklığın çok fazla olduğu fabrika türü yapılarda bu tip temeller sıklıkla tercih edilmektedir.



Şekil 2.6. Şerit temeller, (a) Kolon temeli, (b) Duvar temeli (Önalp ve Sert, 2016).

2.1.6. Yayılı temeller

Yayılı temeller radye veya plak temel olarak da bilinirler. Kullanılması gereken beton ve donatı hacminin fazlalığı nedeniyle istisnai sebeplerden dolayı temelin, bina oturma alanının tümünü kapsamak üzere tasarlanmasıyla oluşan bir yüzeysel temel çeşididir (Şekil 2.7.).



Şekil 2.7. Yayılı temeller (Önalp ve Sert, 2016).

2.2. Derin Temeller

Derin temeller, yüzeysel temellerin taşıma gücü ve oturma şartlarını yeterli seviyede sağlayamamaları durumunda zemin iyileştirmesi seçeneğinin sorgulanmasından sonra gündeme gelen temel çeşididir. Derin temeller şunlardır;

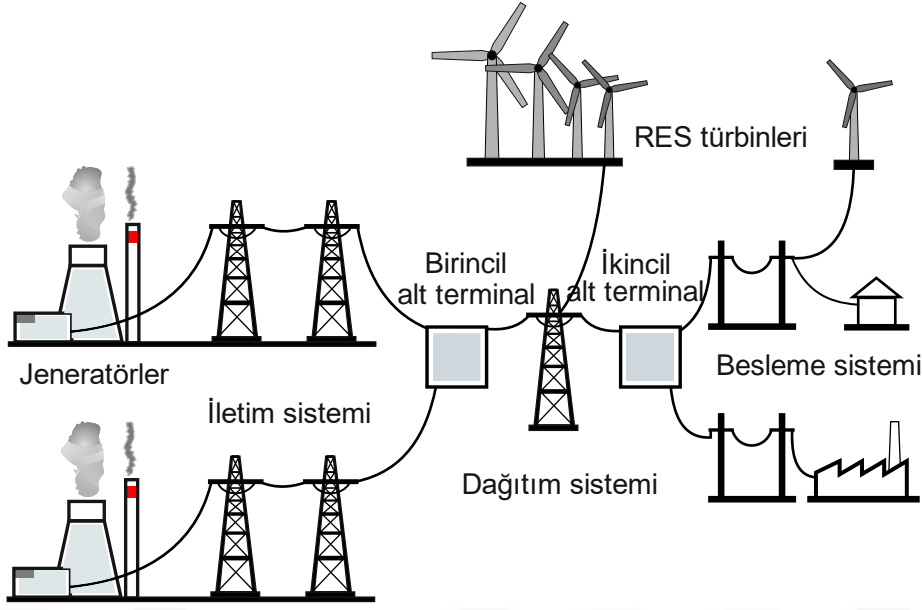
- Kazıklar,
- Kuyu ve kutu temeller.

2.3. Rüzgâr Enerji Santrali ve Silo Temelleri

Temel türleri içinde pek çok özelleşmiş tür olmasına karşın burada dairesel şekilli olmalarından dolayı RES (Rüzgâr Enerji Santrali) ve silo temellerine değinilmiştir.

2.3.1. Res (rüzgâr enerji santrali) temelleri

Rüzgar enerji santralleri, yerkürenin farklı noktalarında ısınma-soğuma nedenleri ile oluşan hava hareketlerinin kinetik enerjisini mekanik enerjiye dönüştürerek elektrik üreten türbinlerdir (Şekil 2.8.).



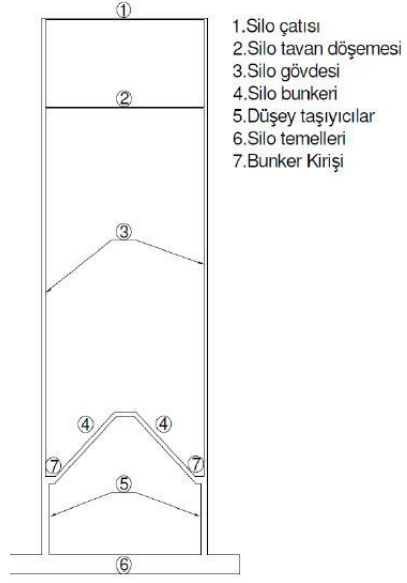
Şekil 2.8. Rüzgâr türbini çalışma mekanizması (Url-2).

Rüzgar enerji santrali tasarımında, inşaat mühendisliği açısından geoteknik ve betonarme gibi farklı uzmanlık alanları önemli yer tutar.

2.3.2. Silo temelleri

Kimi çeşitli malzemelerin üretimi ve tüketim süreci sırasında büyük hacimli depolama tesislerine ihtiyaç duyulabilmektedir. Bu durumda ihtiyaç duyulan malzemeler stoklanır ve gerektiği durumlarda kullanılırlar. Hem yükleme hem de boşaltmada kolaylık sağlayan bu tipteki depolara *silo* denmektedir (Şekil 2.9.).

Depolaması yapılan malzemeler arasında tahıl ürünleri başta olmak üzere çeşitli hammaddeler ile endüstriyel ürün ve artıkları olabilmektedir. Siloların ekonomik olmaları için kesitleri dairesel olanlar tercih edilmelerine rağmen çokgen kesitli silolar da imalat kolaylığı açısından tercih edilebilmektedir (Url-2).



Şekil 2.9. Tipik bir silo kesiti (Url-3).

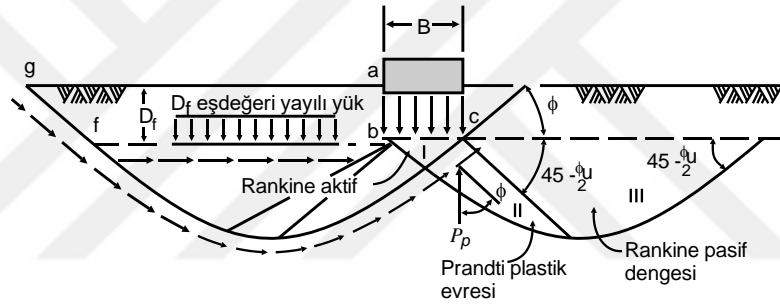


3. YÜZEYSEL TEMELLERDE TAŞIMA GÜCÜNÜN TEORİK HESAPLARI

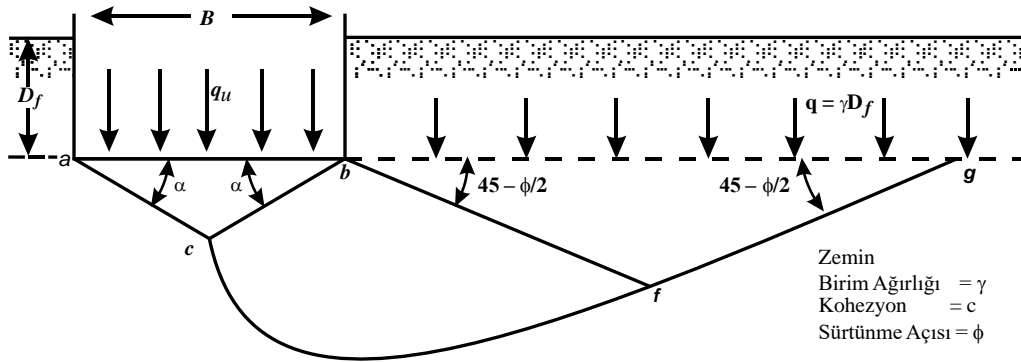
Bu bölümde ilk önce yüzeysel temeller incelenip ardından daire temellerin hesabı hakkında bilgiler verilmiştir. Yüzeysel temellerin hesabında çok sayıda yöntem olmakla birlikte başlıcaları aşağıda sunulmaktadır.

3.1. Terzaghi Kuramı (1943)

Zeminlerin sınır taşıma gücü hesabında, Meyerhof ve Hansen'ın bağıntılarına göre oldukça muhafazakâr olan Terzaghi'nin Kuramı (1943) en başta gelmektedir (Şekil 3.1.). Terzaghi, kuramının temelinde üç ayrı bölgeden faydalanmıştır (Şekil 3.2.).



Şekil 3.1. Terzaghi kuramı (Önalp ve Sert, 2016).



Şekil 3.2. Terzaghi'nin taşıma gücü modeli (Arda, 2011).

1. abc-bölgesi; temelin altındaki elastik bölgeyi ifade eder ($\alpha = \phi$),
2. bcf-bölgesi; Prandtl'ın radyal kayma bölgesi,
3. bfg-bölgesi; Rankine pasif bölgesi (kayma çizgisi, yatayla $45^\circ + \frac{\phi}{2}$ açısıyla, cf-çizgisi log spiralin eğrisidir ve

$$r=r_0 \cdot e^{\theta \cdot \tan \phi} \quad (3.1)$$

bağıntısıyla açıklanmaktadır.

Yukarıda Şekil 3.2.'de görülen bc-üzerindeki pasif kuvvet P_p , sürşarj yükü $q=\gamma \cdot D_f$ 'nin, kohezyonun (c), birim hacim ağırlığın (γ) ve içsel sürtünme açısı ϕ 'nin bir fonksiyonudur ve şu bağıntıyla ifade edilir;

$$P_p = P_{pq} + P_{pc} + P_{p\gamma} \quad (3.2)$$

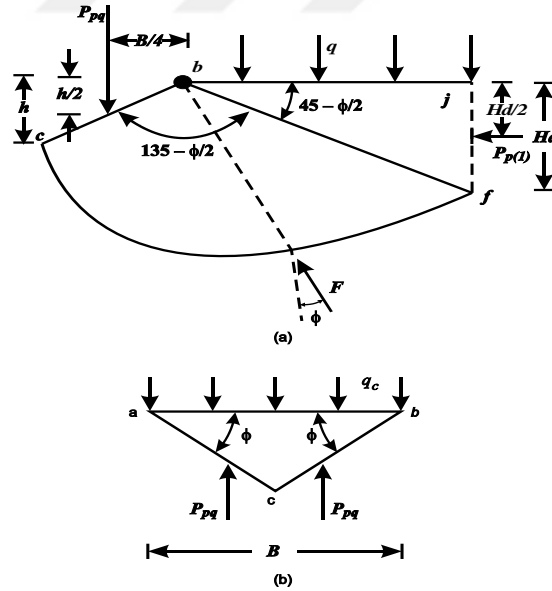
3.1.1. P_{pq} için bağıntı; $\phi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0$ ve $c = 0$ durumu

Aşağıdaki Şekil 3.3(a) ve (b)'de sürşarj yükü q , Rankine pasif kuvveti $P_{p(1)}$ ve sürtünme kuvveti olan F görülmektedir. Rankine pasif kuvveti şöyle ifade edilebilir;

$$P_{p(1)} = q \cdot K_p \cdot H_d = q \cdot H_d \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.3)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.4)$$

$$H_d = \bar{f}j \quad (3.5)$$



Şekil 3.3. (a) ve (b), $\phi \neq 0, \gamma = 0, q \neq 0$ ve $c = 0$ durumu (Arda, 2011).

$$P_{pq} \left(\frac{B}{4} \right) = q \cdot (\bar{bj}) \left(\frac{\bar{bj}}{2} \right) + P_{p(1)} \frac{H_d}{2} \quad (3.6)$$

$$\bar{bc} = r_0 = \left(\frac{B}{2}\right) \sec \phi \quad (3.7)$$

$$\bar{bf} = r_1 = r_0 \cdot e^{\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi} \quad (3.8)$$

$$\bar{bj} = r_1 \cdot \cos\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.9)$$

$$H_d = r_1 \cdot \sin\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.10)$$

$$\frac{P_{pq} \cdot B}{4} = \frac{q \cdot r_1 \cdot \cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right)}{2} + \frac{q \cdot r_1^2 \cdot \sin^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \cdot \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{2} \quad (3.11)$$

ya da,

$$P_{pq} = \frac{4}{B} \left[p \cdot r_1^2 \cdot \cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (3.12)$$

(3.7), (3.8) ile (3.11) bağıntıları birleştirildiğinde,

$$P_{pq} = q \cdot B \cdot \sec^2 \phi \left[e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi} \right] \left[\cos^2\left(45 - \frac{\phi}{2}\right) \right] \quad (3.13)$$

$$= \frac{q \cdot B \cdot e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{4 \cdot \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \quad (3.14)$$

$$q_q = (B \times 1) = 2 \cdot P_{pq} \quad (3.15)$$

$$q_q = \frac{2 \cdot P_{pq}}{B} = q \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cdot \cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)} \right] = q \cdot N_q \quad (3.16)$$

bağıntısı elde edilmiş olur.

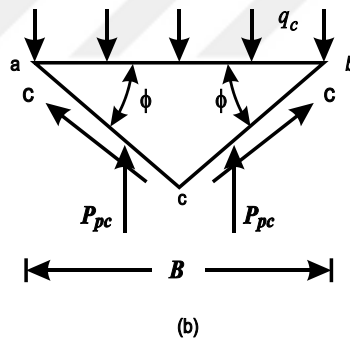
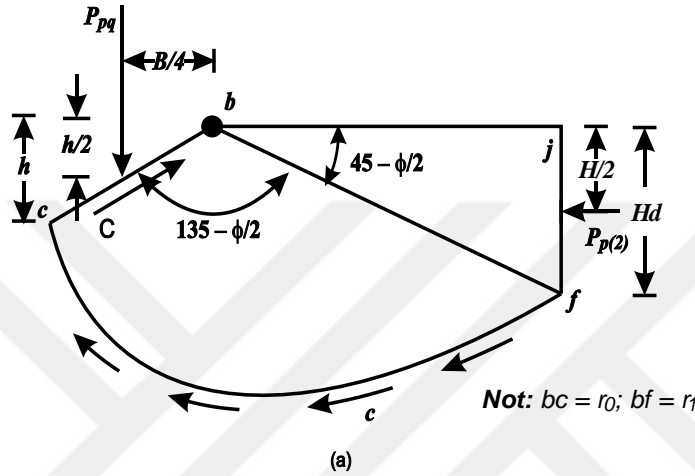
3.1.2. P_{pc} için bağıntı; $\phi \neq 0$, $\gamma=0$, $q=0$ ve $c \neq 0$ durumu

$$P_{p(2)} = 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_p} \cdot H_d = 2 \cdot c \cdot H_d \cdot \tan\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (3.17)$$

Şekil 3.4. (a)'da b-noktasına göre moment alınırsa,

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4} \right) = P_{p(2)} \left[\frac{r_1 \cdot \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} \right] + M_c \quad (3.18)$$

$$= \frac{c}{2 \tan \phi} (r_1^2 - r_0^2) \quad (3.19)$$



Şekil 3.4. (a) ve (b), $\phi \neq 0$, $\gamma = 0$, $q = 0$, $c \neq 0$ durumu (Arda, 2011).

$$P_{pc} \left(\frac{B}{4} \right) = \left[2 \cdot c \cdot H_d \cdot \tan \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \right] \left[\frac{r_1 \cdot \sin \left(45 - \frac{\phi}{2} \right)}{2} \right] + \left(\frac{c}{2 \cdot \tan \phi} \right) (r_1^2 - r_0^2) \quad (3.20)$$

$$P_{pc} = B \cdot c \cdot \left(\sec^2 \phi \right) \left[e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right] \left(\frac{\cos \phi}{2} \right) + \left(\frac{B \cdot c}{2 \cdot \tan \phi} \right) \sec^2 \phi \left[e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi} \right] \quad (3.21)$$

$$q_c (B \times 1) = 2 \cdot c \cdot \sin \phi + 2 \cdot P_{pc} \quad (3.22)$$

ya da,

$$q_c \cdot B = c \cdot B \cdot \sec \phi \cdot \sin \phi + 2 \cdot P_{pc} \quad (3.23)$$

$$q_c = c \cdot e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi} \left[\sec \phi + \frac{\sec^2 \phi}{\tan \phi} \right] - c \left[\frac{\sec^2 \phi}{\tan \phi} - \tan \phi \right] \quad (3.24)$$

$$\sec \phi + \frac{\sec^2 \phi}{\tan \phi} = \frac{1}{\cos \phi} + \frac{1}{\cos \phi \cdot \sin \phi} = \cot \phi \left(\frac{1 + \sin \phi}{\cos^2 \phi} \right) = \cot \phi \left[\frac{1}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \right] \quad (3.25)$$

$$\frac{\sec^2 \phi}{\tan \phi} - \tan \phi = \cot \phi (\sec^2 \phi - \tan^2 \phi) \quad (3.26)$$

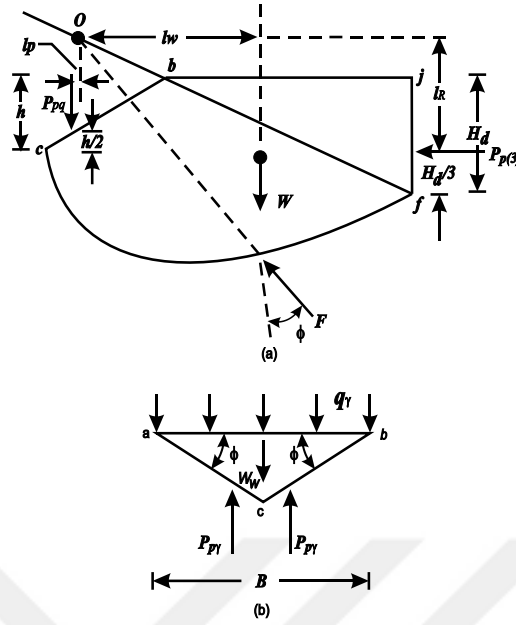
$$= \cot \phi \left(\frac{1}{\cos^2 \phi} - \frac{\sin^2 \phi}{\cos^2 \phi} \right) \quad (3.27)$$

$$= \cot \phi \left(\frac{\cos^2 \phi}{\cos^2 \phi} \right) = \cot \phi \quad (3.28)$$

$$q_c = c \cdot \cot \phi \left[\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) \tan \phi}}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} - 1 \right] = c \cdot N_c = c \cdot \cot \phi (N_q - 1) \quad (3.29)$$

ile N_c -değeri ifade edilmiş olur.

3.1.3. Ppy için bağıntı; $\phi \neq 0$, $g \neq 0$, $q=0$ ve $c=0$ durumu (Şekil 3.5.)



Şekil 3.5. (a) ve (b), $f \neq 0$, $g \neq 0$, $q=0$ ve $c=0$ durumu (Arda, 2011).

Rankine'in pasif kuvveti formüle edilirse,

$$P_{p(3)} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot H_d^2 \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.30)$$

W: bc fj kamasının ağırlığı,

$$P_{py} \cdot l_p = W \cdot l_w + P_{p(3)} \cdot l_R \quad (3.31)$$

ya da,

$$P_{py} = \frac{1}{l_p} \left[W \cdot l_w + P_{p(3)} \cdot l_R \right] \quad (3.32)$$

ile gösterilir.

Yukarıda Şekil 3.5.(a) ve (b)'de görüldüğü üzere, abc-kamasının stabilitesini sağlamaya yönelik olarak,

$$p_\gamma \cdot B = 2 \cdot P_{py} - W_w \quad (3.33)$$

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(2 \cdot P_{py} - \frac{B^2}{4} \cdot \gamma \cdot \tan \phi \right) \quad (3.34)$$

$$W_w = \frac{B^2}{4} \cdot \gamma \cdot \tan \phi \quad (3.35)$$

bağıntıda yerine yerleştirilirse;

$$P_{p\gamma} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot h^2 \cdot K_{p\gamma} = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot \left(\frac{B \cdot \tan \phi}{2} \right)^2 K_{p\gamma} = \frac{1}{8} \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot K_{p\gamma} \cdot \tan^2 \phi \quad (3.36)$$

yerine konursa,

$K_{p\gamma}$: Pasif toprak basıncı kat sayısı,

$$q_\gamma = \frac{1}{B} \left(\frac{1}{4} \cdot \gamma \cdot B^2 \cdot K_{p\gamma} \cdot \tan^2 \phi - \frac{B^2}{4} \cdot \gamma \cdot \tan \phi \right) \quad (3.37)$$

$$= \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \left(\frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot K_{p\gamma} \cdot \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.38)$$

Bu bağıntı ile son taşıma gücü formülünün üçüncü ve son kısmı da çıkarılmış olup böylelikle sürekli temel için son taşıma gücü formüle elde edilir.

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N_q + \frac{1}{2} \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.39)$$

Taşıma gücü etkenleri ise,

$$N_q = \frac{e^{2 \left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \tan \phi}}{2 \cdot \cos^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right)} \quad (3.40)$$

$$N_c = \cot \phi \left(N_q - 1 \right) \quad (3.41)$$

$$N_\gamma = \frac{1}{2} \cdot K_{p\gamma} \cdot \tan^2 \phi - \frac{\tan \phi}{2} \quad (3.42)$$

olarak elde edilir. Tablo 3.1.'de, çeşitli ϕ açıları için taşıma gücü etkenleri verilmiştir.

Tablo 3.1. Taşıma gücü etkenleri (Önalp ve Sert, 2016).

ϕ	TERZAGHI			MEYERHOF			BRINCH HANSEN			VESIC		
	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ	N_c	N_q	N_γ
0	5.70	1.00	0.00	5.10	1.00	0.00	5.10	1.00	0.00	5.1	1.0	0.0
2	6.30	1.22	0.18	5.63	1.20	0.01	5.63	1.20	0.01	5.6	1.2	0.2
4	6.97	1.49	0.38	6.19	1.43	0.04	6.19	1.43	0.05	6.2	1.4	0.3
6	7.73	1.81	0.62	6.81	1.72	0.11	6.81	1.72	0.11	6.8	1.7	0.6
8	8.60	2.21	0.91	7.53	2.06	0.21	7.53	2.06	0.22	7.5	2.1	0.9
10	9.61	2.69	1.25	8.34	2.47	0.37	8.34	2.47	0.39	8.3	2.5	1.2
12	10.76	3.29	1.70	9.28	2.97	0.60	9.28	2.97	0.63	9.3	3.0	1.7
14	12.11	4.02	2.23	10.37	3.59	0.92	10.37	3.59	0.97	10.4	3.6	2.3
16	13.68	4.92	2.94	11.63	4.34	1.37	11.63	4.34	1.43	11.6	4.3	3.1
18	15.52	6.04	3.87	13.10	5.26	2.00	13.10	5.26	2.08	13.1	5.3	4.1
20	17.69	7.44	4.97	14.33	6.40	2.37	14.83	6.40	2.95	14.8	6.4	5.4
22	20.27	9.19	6.61	16.88	7.82	4.07	16.88	7.82	4.13	16.9	7.8	7.1
24	23.36	11.40	8.58	19.32	9.60	5.72	19.32	9.60	5.75	19.3	9.6	9.4
26	27.09	14.21	11.35	22.25	11.85	8.00	22.25	11.85	7.94	22.3	11.9	12.5
28	31.61	17.81	15.15	25.80	14.72	11.19	25.80	14.72	10.94	25.8	14.7	16.7
30	37.16	22.46	19.73	30.14	18.40	15.67	30.14	18.40	15.07	30.1	18.4	22.4
32	44.04	28.52	27.49	35.49	23.18	22.02	35.49	23.18	20.79	35.5	23.2	30.2
34	52.64	36.51	36.96	42.16	29.44	31.15	42.16	29.44	28.77	42.2	29.4	41.1
36	63.53	43.16	51.70	50.59	37.75	44.43	50.59	37.75	40.05	50.6	37.8	56.3
38	77.50	61.55	73.47	61.35	48.93	64.08	61.35	48.93	56.18	61.4	48.9	78.0
40	95.67	81.27	100.39	75.32	64.20	93.69	75.32	64.20	79.54	75.3	64.2	109.4

Orhan (2022), Terzaghi'nin geliştirdiği bu modeldeki kabulleri aşağıda açıklamaktadır;

- Zemin homojen, izotrop ve yarı sonsuz kabul edilir,
- Temel derinliği, temelin genişliğinden küçük ve/veya eşittir ($D_f \leq B$),
- Temelin tabanında sürtünme mevcuttur,
- 2 No.lu bölge kaması meydana gelir. Bu kama, aşağı istikamette davranır ve dba-açıları ile zeminin ϕ içsel sürtünme açısına karşılık gelir,
- 2 No.lu bölgenin taban yüzeyleri logaritmik sarmal biçimlidir,
- 3 No'lu yüzeyler pasif durumdadırlar (Rankine Pasif Bölgesi) ve bu alanların taban yüzeyleri düzlemseldir, c açısı $(45^\circ - \frac{\phi}{2})$ ' dir,
- Kırılma yüzeylerinin, (D_f) temel derinliği mesafesindeki kısımları yok varsayılır. Bu kısımlar temelin tabanında üniform yayılı yük olarak (Derinlik basıncı, sürşarj, örtü yükü vb.) $\sigma_v = \gamma.D_f$ şeklinde varsayılır.
- Temelin yan yüzeylerindeki zemin sürtünmesi yok sayılır.
- Zeminde genel kayma göçmesi (c ve ϕ) olduğu kabulü yapılır,
- Temel malzemesinin rijitliği zemine göre daha fazladır,

- Konsolidasyon nedenli oturmalar bitmiş, hareket zemin kayması veya yanal davranış sebeplidir,
- Yüklere, basınç şeklinde olup aksel olarak tesir etmektedir. Moment bulunmamaktadır.

Terzaghi'nin vardığı sonuç, topoğrafyanın düz ve temelin yatay olmasına bağlıdır. Bu sebeplerdir ki yöntem moment ve eğilme gerilmeleri taşıyan temellerde kullanılamaz.

Genel kayma yenilmesi formülü;

$$q_d = k_1 \cdot c \cdot N_c + (\gamma \cdot D_f) N_q + k_2 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.43)$$

ile belirlenmektedir. Tablo 3.2.'deki şekil etkenlerinden *dairesel kesitli temeller* için seçimler yapıldığında aşağıdaki bağıntı elde edilmiş olur;

$$q_d = 1,3 \cdot c \cdot N_c + \sigma'_v \cdot N_q + 0,3 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \quad (3.44)$$

Tablo 3.2. Temel şekli etkenleri (Orhan, 2022).

Temel Şekli	k ₁	k ₂
Şerit	1	0,5
Kare	1,3	3,4
Dairesel	1,3	0,3
Dikdörtgen	1+0,2(B/L)	0,5-0,1(B/L)

q_d : Sınır taşıma gücü,

c : Temel altı kohezyonu,

ϕ : Temel altı içsel sürtünme açısı,

$(\gamma \cdot D_f)$: Temel altındaki efektif örtü yükü etkisi (σ'_v),

γ : Temel altındaki zeminin birim hacim ağırlığı,

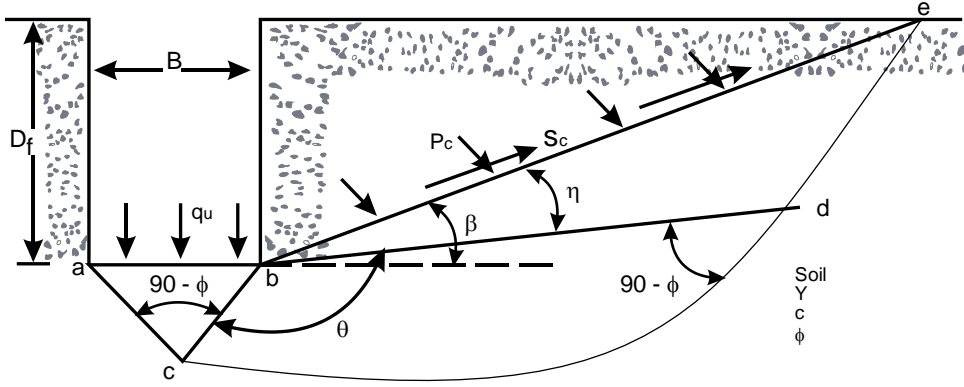
D_f : Temel derinliği,

B : Temel derinliği/çapı,

N_c ; N_q ; N_γ : Terzaghi taşıma gücü etkenleri (bkz. Tablo 3.1.).

3.2. Meyerhof Kuramı (1951)

Meyerhof'un 1951'de ortaya koyduğu kuramı, Terzaghi'nin bakışından biraz daha farklı ayrımlar içermektedir (Şekil 3.6.).



Şekil 3.6. Meyerhof taşıma gücü kuramı (Arda, 2011).

Meyerhof, ayrıntıya fazla girmeyen Terzaghi'nin kuramını, Şekil (s), Derinlik (d), ve Eğim (i) etkenleri ile olmak üzere, zemini elastik bölge *abc*; radyal kayma bölge *bcd* ve karışım kayma bölgesi *bde* olarak, üç farklı bölgeye ayırarak geliştirmiştir (Önalp ve Sert, 2016).

Meyerhof, taşıma gücü etkenlerini Tablo 3.3.'de buna bağlı olarak tekrar hesaplamıştır.

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (3.45)$$

$$N_q = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) e^{\pi \cdot \tan \phi} \quad (3.46)$$

$$N_\gamma = (N_q - 1) \cdot \tan(1,4 \cdot \phi) \quad (3.47)$$

Şekil (s), Derinlik (d) ve Eğim (i) etkenleri Tablo 3.3.'den alınır;

Tablo 3.3. Meyerhof etkenleri (Önalp ve Sert, 2016).

	Şekil (S_c, S_q, S_γ)	Derinlik (d_c, d_q, d_γ)	Eğim (i_c, i_q, i_γ)
Herhangi ϕ	$s_c = 1 + 0,2 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	$d_c = 1 + 0,2 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D_f}{B}$	$i_c = i_q = \left(1 - \frac{\alpha}{90^\circ} \right)^2$
$\phi = 0^\circ$	$S_q = S_\gamma = 1$	$d_q = d_\gamma = 1$	$i_\gamma = 0^\circ$
$\phi \geq 10^\circ$	$s_q = s_\gamma = 1 + 0,1 \cdot K_p \cdot \frac{B}{L}$	$d_q = d_\gamma = 1 + 0,1 \cdot \sqrt{K_p} \cdot \frac{D_f}{B}$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{\alpha}{\phi} \right)^2$

eksenel yükleme durumu için;

$$q_d = c \cdot N_c \cdot s_c \cdot d_c + \rho \cdot D_f \cdot N_q \cdot s_q \cdot d_q + 0,5 \cdot \rho \cdot B \cdot N_\gamma \cdot s_\gamma \cdot d_\gamma \quad (3.48)$$

ve eğik yük uygulanan durum için;

$$q_d = c.N_c.s_c.d_c.i_c + \rho.D_f.N_q.s_q.d_q.i_q + 0,5.\rho.B.N_\gamma.s_\gamma.d_\gamma.i_\gamma \quad (3.49)$$

olur.

3.3. Brinch Hansen Kuramı (1970)

J. Brinch Hansen'in önerdiği bağıntılar, Meyerhof'un denklemlerinin bir adım daha ilerletilmesi niteliğindedir. Hansen, Meyerhof'un bağıntısına temel tabanı ve zeminin eğimi etkenlerini de ekleyerek aşağıdaki ifadeye ulaşmıştır;

Hansen taşıma gücü, arazi düz ise;

$$q_d = c.N_c.(s_c.d_c.i_c.b_c.g_c) + \rho.D_f.N_q.(s_q.d_q.i_q.b_q.g_q) + 0,5.B.N_\gamma.(s_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.b_\gamma.g_\gamma) \quad (3.50)$$

şeklinde yazılır. Arazi yüzeyi yatay ise bu bağıntı şu hale gelir;

$$q_d = -c.\cot \phi + (\rho.D_f + c.\cot \phi).N_q.s_q.d_q.i_q.b_q + 0,5.\rho'.B.N_\gamma.s_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.b_\gamma \quad (3.51)$$

Şekil ve derinlik etkenleri Tablo 3.4.'den alınabilir.

Tablo 3.4. Şekil (s), Derinlik (d) ve Eğim (i) etkenleri (Orhan 2022).

Etken	İlişki
Şekil (s)	$s'_c = 0,2 \left(\frac{B'}{L'} \right) \Rightarrow \phi = 0^\circ \text{ ve } s_c = 1 + \left(\frac{B'.N_q}{L'.N_c} \right) \Rightarrow \phi > 0^\circ$ $s_q = 1 + \left(\frac{B'}{L'} \right) . \sin \phi \Rightarrow \phi^\circ \geq 0$ $s_\gamma = 1 - 0,4 . \left(\frac{B'}{L'} \right) \geq 0,6$ <p>Not: Sürekli temellerde, (s) etkenleri 1,0'e eşittir.</p>
Derinlik (d)	$d'_c = 0,4 . \left(\frac{D}{B} \right) \rightarrow \phi^\circ = 0, \dots \left(\frac{D}{B} \leq \text{veya } > \right)$ <p>Koşul (a):</p> $\left(\frac{D_f}{B} \right) \leq 1 \Rightarrow \phi^\circ > 0^\circ$ $d_c = 1 + 0,4 . \left(\frac{D}{B} \right)$ $d_c = 1 + 2 . \tan \phi^\circ . (1 - \sin \phi^\circ)^2 \left(\frac{D}{B} \right)$ $d_\gamma = 1$

Tablo 3.4. (Devamı) Şekil (s), Derinlik (d) ve Eğim (i) etkenleri (Orhan 2022).

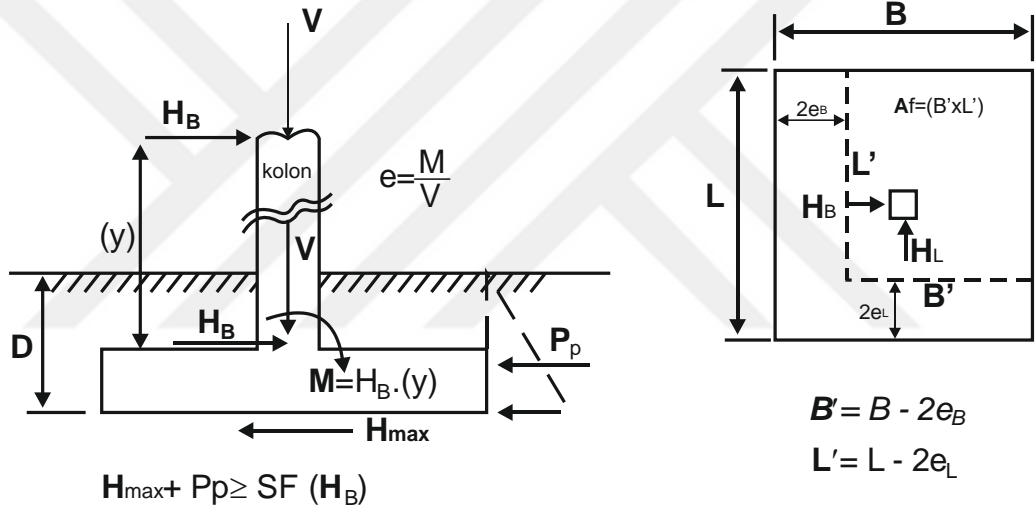
	<p>Koşul (b); $\left(\frac{D_f}{B}\right) > 1 \Rightarrow \phi^o > 0^o$</p> <p>$*d_c = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right)$</p> <p>$*d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi \cdot (1 - \sin \phi)^2 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right)$</p> <p>$*d_\gamma = 1$</p>
<p>(*) $\tan^{-1}\left(\frac{D}{B}\right)$ değerleri RADYAN olacaktır.</p> <p><i>B' ve L' efektif genişlik ve uzunluktur.</i></p>	
Yük Eğimi (i)	<p>$i_c = 0,5 - \sqrt{\left(1 - \frac{H_i}{A_f \cdot C_a}\right)} \Rightarrow \phi = 0^o$ koşulunda</p> <p>$i_c = i_q - \left(\frac{1 - i_q}{N_q - 1}\right) \Rightarrow \phi > 0^o$ durumunda</p> <p>$i_q = \left[1 - \frac{0,5 \cdot H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi^o}\right]^{\alpha_1} \Rightarrow 2 \leq \alpha_1 \leq 5$</p> <p>$i_\gamma = \left[1 - \frac{\left(0,7 - \frac{\eta^o}{450}\right) H_i}{V + A_f \cdot c_a \cdot \cot \phi^o}\right]^{\alpha_2} \Rightarrow 2 \leq \alpha_2 \leq 5$</p>
Yük Eğimi (i)	<p>H_i=Temele uygulanan kesme veya yatay kuvvet (H_B veya H_L=Kısa ve uzun kenar doğrultusunda uygulanan yatay kuvvetler. $H_L \geq 0$ durumunda, her ikisi de hesaplamalarda kullanılır. V=Normal/Düşey kuvvet c_a=Taban adezyonu (0,6-1,0 C_u) ϕ^o=İçsel sürtünme açısı A_f=Efektif alan (B' ve L') B'=Efektif temel genişliği L'=Efektif temel uzunluğu η^o=Temel taban eğimi</p>
Zemin Eğimi (g)	<p>$g_c' = \frac{\beta^o}{147^o}, \phi^o = 0, (\phi^o=0$ koşulunda)</p> <p>$g_c = 1,0 - \frac{\beta^o}{147^o}, (\phi^o > 0$ durumunda)</p> <p>$g_q = g_\gamma = (1 - 0,5 \cdot \tan \beta)^5$</p>

Tablo 3.4. (Devamı) Şekil (s), Derinlik (d) ve Eğim (i) etkenleri (Orhan 2022).

Taban Eğimi (b)	$b'_c = \frac{\eta^o}{147^o}, (\phi^o=0 \text{ koşulunda})$ $b_c = \left(1, 0 - \frac{\eta^o}{147^o}\right), (\phi^o > 0 \text{ koşulunda})$ $b_q = \exp(-2.\eta.\tan \phi^o) \text{ veya } b_q = e^{(-2.\eta.\tan \phi^o)}$ $b_\gamma = \exp(-2,7.\eta.\tan \phi^o), (\eta = \text{Radyan türündendir}).$
-----------------	--

NOT: (η) ve (β) açılarının belirlenmesinde temel derinliği D_f ve yatay kuvvetlerin (H_i)'nin konumuna bağlıdır. (Bu konum, temele paralel veya üstünde ve genellikle eksantriklik oluşturur.) (Orhan, 2022).

Tablo 3.4.'deki bağıntılar, Şekil 3.7.'de yardımıyla elde edilirler (Orhan, 2022).



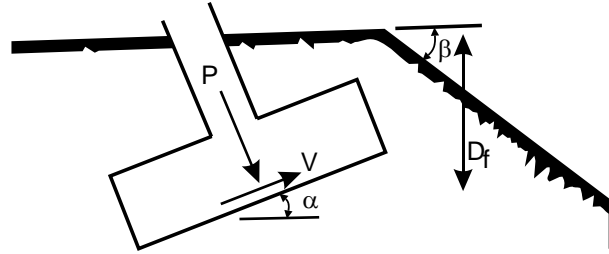
Şekil 3.7. Hansen taşıma kapasitesi için şablon şekilleri (Orhan, 2022).

3.4. Vesic Kuramı (1973)

Aleksandar Sedmak Vesic, Hansen Kuramı'na benzer bir şekilde taşıma gücü kuramının çıkarımını elde etmiştir. Kuramlar arasındaki en önemli fark, N_γ -taşıma etkenindedir. Ayrıca, temel taban eğimi, zemin eğimi ve yük eğim etkenlerinin hesabında da farklı yaklaşımlar kullanılmıştır (Şekil 3.8). Bir diğer farklılık ise eksantrisitenin etkisinin dikkate alınmayıp temel boyutlarının olduğu gibi kabul edilmesidir.

Bu kuramda yük ve temel tabanının yatay olma zorunluluğu yoktur ve çözüm için $\alpha \geq 0$ ve $\beta \geq 0$ olması gerekirken bunların toplamının da 90° den küçük olması gereklidir.

Ancak, en büyük fark $\frac{D_f}{B} < 1$ şartının aranmıyor olmasıdır (Önalp ve Sert, 2016).



Şekil 3.8. Vesic geometrisi (Önalp ve Sert, 2016).

Hansen ve Vesic kuramlarında önemli bir nokta, tüm şekil ve yük eğim etkenlerinin birlikte kullanıldıklarında “1” alınması gerektiğidir (Arda, 2011). Şekil 3.8. ve Tablo 3.5. dikkate alınarak, Vesic taşıma gücü bağıntısına ulaşılır;

$$q_d = c' \cdot N_c \cdot (s_c \cdot d_c \cdot i_c \cdot b_c \cdot g_c) + \gamma \cdot D_f \cdot N_q \cdot (s_q \cdot d_q \cdot i_q \cdot b_q \cdot g_q) + 0,5 \cdot \gamma \cdot B \cdot N_\gamma \cdot (s_\gamma \cdot d_\gamma \cdot i_\gamma \cdot b_\gamma \cdot g_\gamma) \quad (3.52)$$

olup etkenler Tablo 3.5.’dan temin edilebilirler.

Tablo 3.5. Vesic taşıma gücü etkenleri (Önalp ve Sert, 2016).

Şekil (s)	$\phi' = 0^\circ \Rightarrow s_c = 0,2 \frac{B}{L}$	$s_q = 1 + \frac{B}{L} \cdot \tan \phi$	$s_\gamma = 1 - 0,4 \cdot \frac{B}{L}$
	$\phi' > 0 \Rightarrow s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \cdot \frac{B}{L}$		
Derinlik (d)	$\phi^o = 0 \Rightarrow$	$d_c = 0,4 \cdot \frac{D_f}{B} \Rightarrow (D_f \leq B), \quad D_f \leq B \Rightarrow k = \frac{D_f}{B}$	Herhangi ϕ $d_\gamma = 1,0$
	$\phi' > 0 \Rightarrow$	$d_q = 1 + 2 \cdot \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$	
	$d_c = 1 + 0,4 \cdot \left(\frac{D_f}{B}\right) \Rightarrow (D_f \leq B) \quad D_f > B \Rightarrow k = \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right)$		
	$d_c = 1 + 0,4 \cdot \tan^{-1}\left(\frac{D_f}{B}\right) \Rightarrow (D_f > B) \quad d_c = 1 + 2 \cdot \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \cdot k$		
Yük Eğimi (i)	$\phi = 0 \Rightarrow i_c = 1 - \frac{m \cdot V}{A \cdot c \cdot N_c} \geq 0$	$i_q = \left(1 - \frac{V}{P + \frac{c \cdot A}{\tan \phi}}\right)^m \geq 0$	$i_\gamma = \left(1 - \frac{V}{P + \frac{c \cdot A}{\tan \phi}}\right)^{m+1} \geq 0$
	$\phi' > 0 \Rightarrow i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1}$		

Tablo 3.5. (Devamı) Vesic taşıma gücü etkenleri (Önalp ve Sert, 2016).

Taban Eğimi (b)	$\phi = 0 \Rightarrow b_c = \frac{\alpha^o}{147^o}$ $\phi' > 0 \Rightarrow b_c = 1 - \frac{\alpha^o}{147^o}$	$b_q = \left(1 - \frac{\alpha \cdot \tan \phi}{57^o}\right)^2$	$b_\gamma = b_q$
Zeminin Eğimi (g)	$\phi = 0 \Rightarrow g_c = \frac{\beta^o}{147^o}$ $\phi' > 0 \Rightarrow g_c = 1 - \frac{\beta^o}{147^o}$	$g_q = (1 - \tan \beta)^2$	$g_\gamma = g_q$
*Yükler B yönünde eğimli ise $m = \frac{\left(2 + \frac{B}{L}\right)}{\left(1 + \frac{B}{L}\right)}$, L yönünde eğimli ise $m = \frac{\left(2 + \frac{L}{B}\right)}{\left(1 + \frac{L}{B}\right)}$			

3.5. Eurocode 7 Taşıma Gücü Hesabı

Eurocode 7, son yıllarda küresel bağlamda popüler hale gelmiş ve ülkeler kendi standartlarına uygun hale getirerek kullanmaya başlamışlardır (Çapar ve ark., 2009).

3.5.1. Genel giriş

Mungan (2021) kitabında Eurocode 7 için “yapının ve zeminin etkileşimini inceleyip bunlardan hangi yöntemlerle anlamlı sonuçlar çıkarılması gerektiğini gösteren bir yönetmeliktir” demektedir. İki bölümden oluşur;

- Eurocode 7 1997-1: Geoteknik Tasarımda Genel Esaslar ve
- Eurocode 7 1997-2: Laboratuvar ve Arazi Deneyleri’dir.

Eurocode 7 1997-1;

- Genel durumlar,
- Geoteknik tasarım esasları,
- Geoteknik veriler,
- Yapım kontrolü izleme ve bakım,
- Dolgu, drenaj ve zemin güçlendirmesi,
- Yüzeysel temeller,
- Derin temeller,
- Dayanma yapıları,
- Dolgular ve şevler

konularını kapsamaktadır.

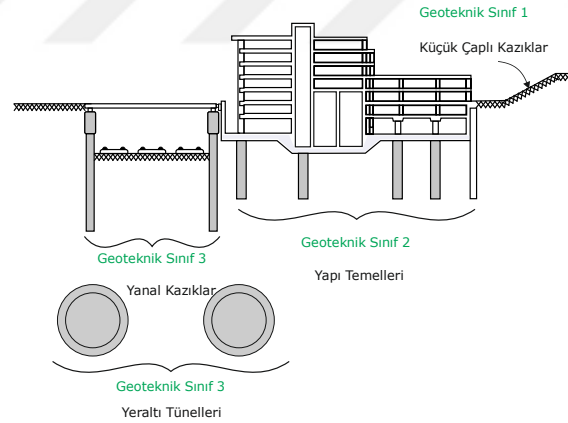
Eurocode 1997-2;

- Genel durumlar,
- Zemin arazi yüzeyinin araştırılması,
- Zemin ve kaya örneklerinin alınması ve yeraltı su seviyesi ölçümleri,
- Arazi deneyleri,
- Laboratuvar deneyleri konularını kapsar (Mungan, 2021).

Eurocode 7, tasarım aşamasında üç sınıf ortaya koyar;

- **Geoteknik Sınıf 1:** Küçük ve basit yapıları içerir,
- **Geoteknik Sınıf 2:** Yükleme şartları altında yük taşıyan yapıları ve yapı temellerini kapsar,
- **Geoteknik Sınıf 3:** Geoteknik Sınıf 1 ve 2'nin dışında kalan yapılar ile yeraltı tünellerini ve üzerlerine yapılan yanıl dayanma görevi gören yanıl kazık gruplarını kapsar.

Şekil 3.9.'da bu sınıflar gösterilmiştir.



Şekil 3.9. Eurocode 7 Geoteknik sınıflama

Geoteknik Sınıf 2'ye giren yapılara örnekler şunlardır;

- Yüzeysel temeller,
- Derin temeller,
- Toprak ve su basıncına dayanan duvarlar ve benzeri diğer yapılar,
- Köprü kenarındaki köprü ayakları ve köprü orta ayakları,
- Sedde, yarma, dolgu işleri,
- Zemin ankrajları ve benzeri sabitleme sistemleri,

- Özel su sızdırmazlık koşulu ve diğer şart gerektirmeyen sağlam ve süreksizlik içermeyen kaya ortamındaki tüneller (Mungan, 2021).

3.5.2. Tasarım aşaması

Üç ana kademeli bir tasarımı kapsar.

1. **Etkiler (A):** Temelin kendi ağırlığı, zeminin ağırlığı, kaya ağırlığı, su basıncı gibi dış yükler.
2. **Malzeme özellikleri (M):** Zeminin parametreleri (ρ , c' , c_u , ϕ).
3. **Direnç etkeni (R):** Temellerde kayma ya da taşıma durumları incelenirken, karakteristik durumdan tasarım durumuna geçerken yararlanılan direnç katsayısıdır.

Modellerden, limit durumlarının aşılp aşılmadığını göstermek için faydalanılır ayrıca sadeleştirmeler içerebilir. Tasarım aşamasında iki limit durumu bulunur. Bunlar;

- Son Limit durumu (**ULS: Ultimate Limit State**),
- Hizmet Görebilirlik Limit Durumu (**SLS: Serviceability Limit State**)'dur.

3.5.3. Nihai/son limit durumu (uls)

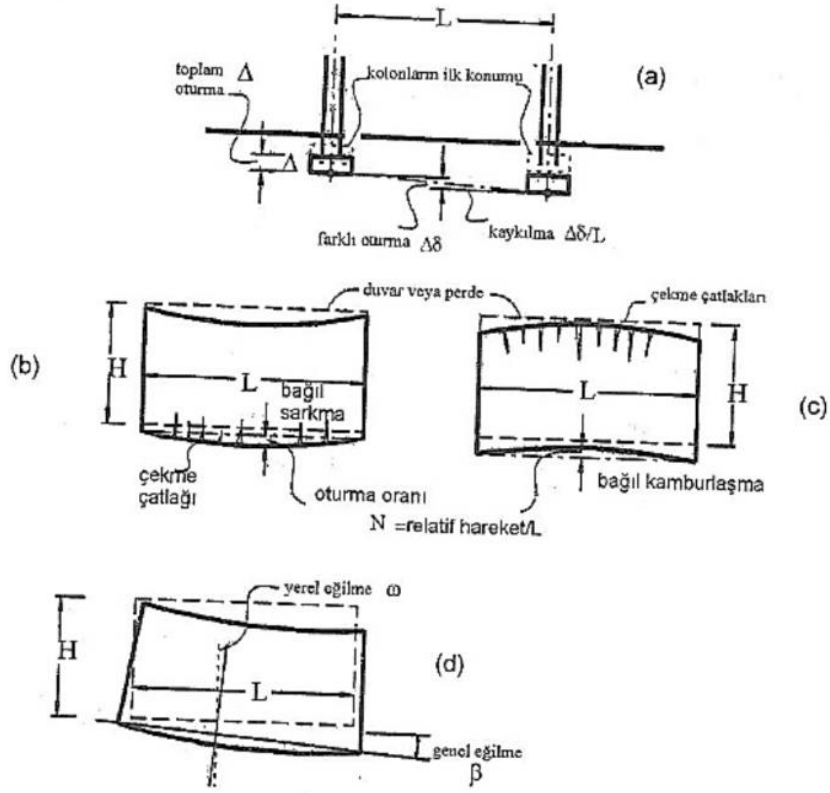
Yapının/zeminin göçmesi, kayması vb. son taşıma gücünün aşılması durumudur.

3.5.4. Hizmet görebilirlik limit durumu (sls)

Yapıda kabul edilemez derecede ortaya çıkan şekil ve yer değiştirme (aşırı toplam ve farklı oturmalar, çatlama ve titreşimler gibi) durumları içerir. Şekil 3.10.'da yapının iş göremez hale gelmeden dayanabileceği,

- Toplam oturma (Δ),
- Farklı oturmalar (δ),
- Kayılma (δ/L),
- Yerel/genel eğilmeler,
- Açısal dönmeler ile
- Duvarda sarkma ve kamburlaşma,

Durumları gösterilmektedir.



Şekil 3.10. Temel hareketleri (Önalp ve Sert, 2016).

Şekil 3.10. üzerinde, aşağıdaki hususlar anlatılmaktadır:

- (a) 1: Toplam oturma (Δ), bina temelinin herhangi bir noktasında ölçülen en büyük düşey hareket, kısa ve uzun vadeli son değeridir.
- (a) 2: Farklı oturma (δ), yapının herhangi iki noktasında beliren, toplam oturmaların farkıdır.
- (a) 3: δ/L yani kaykılma, iki komşu kolon arası oluşan farklı oturmanın aradaki açıklığa oranıdır.
- (b-c) : Oturma oranı-özellikle yığma sistemlerde-sarkma ve kamburlaşma miktarının açıklığa bölünmesidir.
- (d) : Eğilme, yerel (ω) ve genel (β) olarak gösterimi gibi tanımlanır.
- : Dönme (θ) kolonların temel eksenini ile yaptığı harekettir.

Başlangıçta üstyapının tüm hareketli ve ölü yükleri (temel ağırlığı ve temel üstü ağırlığı da dahil olmak üzere) kullanılarak tasarım temel taban basıncı olan E_D bulunur.

Ardından tasarım yaklaşımlarından birine göre zeminin tasarım taşıma gücü R_D elde edilir.

$E_D \leq R_D$ durumuna bakılarak ULS durumu incelenir. SLS için bulunan E_D ile Şekil 3.10.'da gösterilen kontroller yapılır. Amaç, zemin-yapı arasındaki ilişkinin daha gerçekçi olmasını temin etmektir.

Tasarım için belirlenen 3 yöntem, ülkelerin kendi normlarına göre belirlenip hesaplanırlar. Ülkemizde hangi tasarım durumunun gerektiği bilinmemektedir. Ancak, Tasarım Durumu I Kombinasyon II ile yapılp Tasarım Durumu I Kombinasyon I ile teyidi istenmektedir.

Tablo 3.6.'da Eurocode 7 kapsamında her tasarım yaklaşımına göre etki, malzeme ve direnç etkeni için verilen sadeleştirme katsayıları gösterilmiştir.

Tablo 3.6. Eurocode 7 Tasarım yaklaşımlarına göre Etki, Malzeme ve Direnç etkenleri için sadeleştirme katsayıları (Mungan, 2021).

			Etki		Malzeme Özellikleri		Direnç		
			A ₁	A ₂	M ₁	M ₂	R ₁	R ₂	R ₃
Sürekli Etkiler (G)	<i>Elverişsiz</i>	γ_G	1,35	1					
	<i>Elverişli</i>	γ_G	1	1					
Geçici Etkiler (Q)	<i>Elverişsiz</i>	γ_Q	1,5	1,3					
	<i>Elverişli</i>	γ_Q	0	0					
Sürtünme Açısı	$\tan \phi$	γ_ϕ			1	1,25			
Efektif Kohezyon	c'	γ_c			1	1,25			
Drenajsız Kayma Mukavemeti	c_u	γ_{cu}			1	1,4			
Serbest Basma Dayanımı	q_u	γ_{qu}			1	1,4			
Birim Hacim Ağırlığı	ρ				1	1			
Taşıma Direnci	R_v	γ_{RD}					1	1,4	1
Kayma Direnci	R_H	γ_{RE}					1	1,1	1

γ_G : Sabit yükler için etki katsayısı,

γ_Q : Ölü yükler için etki katsayısı,

γ_ϕ : Sürtünme açısı için malzeme sadeleştirme katsayısı,

γ_c : Efektif kohezyon için malzeme sadeleştirme katsayısı,

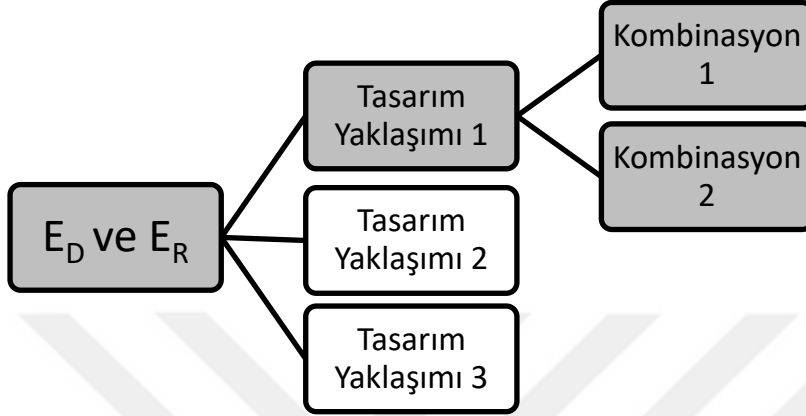
γ_{cu} : Drenajsız kayma dayanımı için malzeme sadeleştirme katsayısı,

γ_{qu} : Serbest basma dayanımı için malzeme sadeleştirme katsayısı

γ_{RD} : Taşıma gücü için direnç katsayısı,

γ_{RE} : Kayma kontrolü için direnç katsayısı.

E_D -tasarım temel basıncı ve R_D -tasarım taşıma gücü hesabı yapılırken Tablo 3.6.'da ETKİ bölümünden A_1 ve A_2 ; MALZEME ÖZELLİKLERİ bölümünden M_1 ve M_2 ; DİRENÇ bölümünden ise R_1, R_2 ya da R_3 katsayıları alınarak kullanılmaktadır. Şekil 3.11.'den E_D ve R_D hesabı için 3 farklı yaklaşımdan sadece Tasarım Yaklaşım 1 durumu ve Kombinasyon 1 ve 2 durumları incelenecektir.



Şekil 3.11. E_D ve E_R hesaplama yaklaşımları (Mungan, 2021).

3.5.5. Genel taşıma gücü formülü

Çalışmalar sonucunda kabul gören en son taşıma gücü formülü şöyledir;

$$q_u = c.N_c.(s_c.d_c.i_c.b_c.g_c) + \gamma.D_f.N_q.(s_q.d_q.i_q.b_q.g_q) + \frac{1}{2}.N_\gamma.(s_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.b_\gamma.g_\gamma) \quad (3.53)$$

- Kombinasyon I: $A_1+M_1+R_1$
- Kombinasyon II: $A_2+M_2+R_1$
- Tasarım Yaklaşım II: $A_1+M_1+R_2$
- Tasarım Yaklaşım III: $A_1+M_2+R_3$ veya $A_2+M_2+R_3$

tür.

3.5.5.1. Yüzeysel temeller

Temel genişliğinin (B) gömme derinliğine eşit ya da daha büyük olduğu durumdaki temellere yüzeysel temel denmekte ve genel olarak 3'e ayrılmaktadır; Tekil, Sürekli ve Yayılı temeller.

Yüzeysel temellerde, sınır durumları için Eurocode 7'de şu limit durumları dikkate alınmalıdır;

1. Genel duraylılık kaybı,
2. Taşıma gücü yetersizliği,
3. Kayma nedeniyle göçme,
4. Zemin ve yapıdaki birleşik göçme,
5. Temel hareketleri nedeniyle yapısal hasarlar,
6. Fazla oturmalar,
7. Fazla kabarmalar,
8. Kabul edilemez seviyede titreşimler.

3.5.6. Yüzeysel temelerde taşıma gücünün bulunması

Eurocode 7, yüzeysel temelerde taşıma gücünü nihai limit durumu (ULS) ve hizmet görübilirlilik limit durumu (SLS) ile hesaplar. Bu hesaplar;

- Aşırı tabakalaşmış zeminlerde yapılacak temellerin taşıma gücü her bir tabaka için ayrı ayrı tespit edilmelidir,
- Zayıf tabaka altında sağlam tabaka var ise tasarım değerleri zayıf tabakadan elde edilen değerlere göre yapılmalıdır,
- Yeraltı su seviyesinin belirlenmesi çok önemlidir! Yeraltı su seviyesi de hesaba katılmalıdır.
- Temel üstü dolgu ağırlığı, temel ağırlığı ve sürşarj yükleri de hesaplamalara dahil edilmelidir.

3.5.7. Son/nihai limit durumu (uls)

ULS, $E_D \leq R_D$ sağlanarak tasarım yapılmalıdır.

E_D : Temelin öz ağırlığı ile temel üstü dolgu ağırlığını ifade eden zemin tabanına dik tasarım temel taban basıncıdır. Drenajlı şartlarda su basınçları da hesaba dahil edilmelidir.

R_D : Düşey yüklere karşı temelin tasarım taşıma gücüdür. Yük etkisindeki eğimli ya da dış merkezli yükler de dahil edilmelidir.

E_D hesaplanırken,

$$E_D = \gamma_G \cdot \Sigma G + \gamma_Q \cdot \Sigma Q \quad (3.54)$$

olarak hesaplanır.

γ_G, γ_Q : Tablo 3.6.'daki durumlara göre ölü yük (G) ve hareketli yük (Q) için etken katsayıları seçilir.

3.5.7.1. Drenajsız durumda taşıma gücü

Drenajsız durum *kısa* dönemli taşıma gücü durumunu belirtmektedir. Drenajsız durum için tasarım taşıma gücü (R_D);

$$\frac{R_D}{A'} = \frac{((\pi + 2) \cdot c_u \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c \cdot q)}{\gamma_R} \quad (3.55)$$

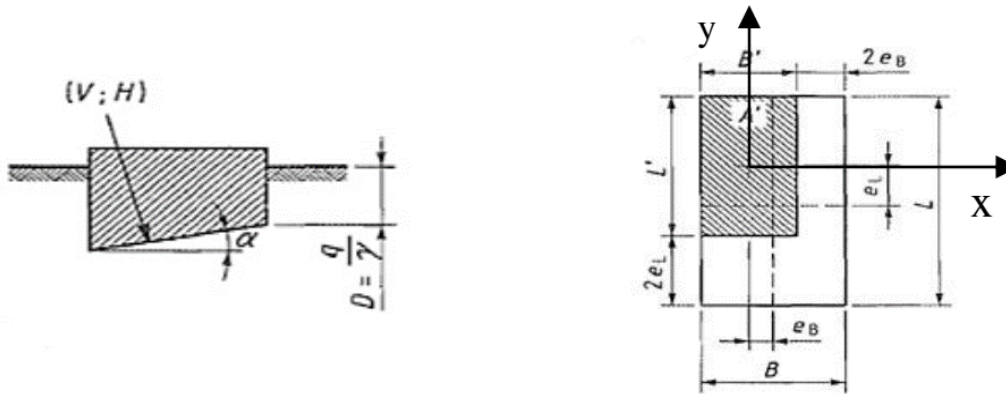
R_D : Direnç etkeni sadeleştirme katsayısı,

$$b_c = 1 - \frac{2 \cdot \alpha}{\pi + 2} \quad (3.56)$$

Kare veya dairesel temeller için $s_c=1$ veya 2,

Yatay yük H'nin etkisi (Şekil 3.12.)

$$i_c = 0.5 \left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A \cdot 2 \cdot c_u}} \right) \quad (3.57)$$



Şekil 3.12. (a) Temel tabanının eğimli olması, (b) Net temel alanı (EN 1997-1, Annex D).

H: Yatay yük,

V: Düşey yük,

α : Temel taban eğimi,

c_u : Drenajsız kayma mukavemeti,

q: Temel taban seviyesine dek etkiyen toplam gerilme,

A' : Net temel alanı,

B' ve L' : Net temel boyutları,

B' : $B-2.e_L$; L' : $L-2.e_B$

e_L ; e_B : x ve y koordinat yönlerindeki dış merkezlikler,

M_L ; M_B : x ve y koordinat yönlerindeki momentler,

W_L ; W_B : x ve y koordinat yönlerindeki atalet momentleri

$$W_L = \frac{L \cdot B^2}{6} \text{ ve } W_B = \frac{B \cdot L^2}{6} \quad (3.58)$$

3.5.7.2. Drenajlı durumda taşıma gücü

Drenajlı durum *uzun* dönemli taşıma gücü durumunu belirtmektedir. Drenajsız durum için tasarım taşıma gücü (R_D);

$$\frac{R_D}{A'} = \frac{(c' \cdot N_c \cdot b_c \cdot s_c \cdot i_c + q' \cdot N_q \cdot b_q \cdot s_q \cdot i_q) + 0,5 \cdot \rho' \cdot B' \cdot N_\gamma \cdot b_\gamma \cdot s_\gamma \cdot i_\gamma}{\gamma_R} \quad (3.59)$$

c' : Efektif kohezyon,

q' : Temel taban seviyesine dek olan efektif gerilme,

ρ' : Batık birim hacim ağırlığı,

γ_R : Direnç etkeninin sadeleştirme katsayısı,

Aşağıdakiler boyutsuz etkenlerdir;

- **Taşıma gücü katsayıları:**

$$N_q = e^{\pi \cdot \tan \phi_d} \cdot \tan^2 \left(45 + \frac{\phi_d}{2} \right) \quad (3.60)$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi_d \quad (3.61)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot (N_q - 1) \tan \phi_d \quad (3.62)$$

Burada $\phi_d = \frac{\phi}{\gamma_\phi}$ olarak tespit edilmektedir. (3.63)

- **Temel taban etkenleri:**

$$b_q = b_\gamma = (1 - \alpha \cdot \tan \phi_d) \quad (3.64)$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_c} \cdot \tan \phi_d \quad (3.65)$$

- **Şekil etkenleri:**

$$s_q = 1 + \sin \phi_d, \text{ Dairesel ya da kare temel için,} \quad (3.66)$$

$$s_\gamma = 0,7, \text{ Dairesel ya da kare temel için,} \quad (3.67)$$

Dairesel, kare ya da dikdörtgen temeller için;

$$s_c = \frac{s_q \cdot (N_q - 1)}{N_q - 1}, \quad (3.68)$$

- **Yük eğim etkenleri:**

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_c \cdot \tan \phi_d} \quad (3.69)$$

$$i_q = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi_d} \right)^m \quad (3.70)$$

$$i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + A' \cdot c' \cdot \cot \phi_d} \right)^{m+1} \quad (3.71)$$

m katsayısı,

$$m = m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{L'}{B'}}, \text{ H yatay yük B' 'ne etkidiği zaman,} \quad (3.72)$$

$$m = m_L = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{B'}{L'}}, \text{ H yatay yük L' 'ne etkidiği zaman,} \quad (3.73)$$

eğer H yatay yük L' 'ne bir θ açısıyla etkirse, bu durumda m aşağıdaki gibi olur;

$$m = m_\theta = m_L \cdot \cos^2 \theta + m_B \cdot \sin^2 \phi \quad (3.74)$$

3.5.8. Taşıma gücü için yarı ampirik yöntem

Eurocode 7, yüzeysel temeller için presiyometre deney sonucu ile taşıma gücünün hesaplanmasını yarı ampirik yöntem olan aşağıdaki bağıntı ile verir;

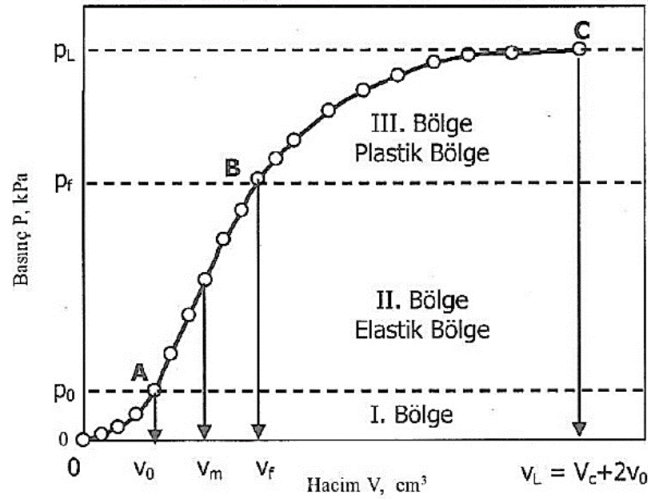
$$\frac{R_D}{A'} = \sigma_{v0} + k \cdot p_1^* \quad (3.75)$$

A' : Net temel taban alanı,

σ_{v0} : Temel taban seviyesine kadarki toplam dikey gerilme,

k : Gömme derinliği ve temel şekli ile ilgili olarak 0,8-3 arası değişen taşıma gücü etkisi,

p_1^* : Tasarım net eşdeğer basıncı (Şekil 3.13.'te p_1^* sonucu, presiyometre testi grafiğinden elde edilecek $P_L - P_0$ 'dır.



Şekil 3.13. Presiyometri deney sonucuna ait bir gösterim (Toğrol ve Sivrikaya, 2009).

Burada,

P_L : Zeminin dayanabileceği maksimum gerilme. Limit basınç da denir.

P_0 : Toplam zemin yatay gerilmesine karşılık gelen gerilmedir (σ_{h0}).

P_f : Zeminin elastik durumdan plastik duruma geçtiği basınçtır.

V_0 : P_0 basıncına karşılık gelen hacim değeridir.

V_f : P_f basıncına karşılık gelen hacim değeridir.

V_m : $(V_f + V_0) / 2$ değerine karşılık hacim değeridir.

V_L : P_L basıncına karşılık gelen hacim değeridir.

Çapar ve ark. (2009), Eurocode 7 ile hesaplanan tasarım taşıma gücü değerlerinin, önceki başlıklarda anlatılan klasik hesaplamalardan daha yüksek elde edildiğini belirtmişlerdir. Bu da klasik yöntemlerin gereğinden fazla güvenli olduğu ve ekonomik olarak yüksek maliyetli tasarımlar oldukları şeklinde yorumlanabilir.

3.6. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY 2018)

Yüzeysel temellerin taşıma gücü hesabında, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)'in aşağıdaki maddeleri dikkate alınmalıdır;

- Sığ temellerin tasarımı için *taşıma gücü hesabı* (Madde 16.7.2.) dikkate alınır; Temel zemininin muhtemel göçme gücü;

$$E_t \leq R_t \quad (3.76)$$

E_t : Statik ve deprem tasarım etkileri,

R_t : Göçme mekanizmasına karşı gelen tasarım dayanımıdır.

- Madde 16.7.3.2.'ye göre, tasarıma karşılık gelen eksenel kuvvet ve eğilme momenti, temel tabanında düşey doğrultudaki temel taşıma gücü ile karşılanmalıdır.
- Madde 16.7.4. için tasarım dayanımı R_t 'yi bulmak için karakteristik R_k , dayanım katsayısı γ_R 'ye bölünmelidir. Temel türüne ve dayanım bileşenine göre bulunacak dayanım katsayısı Tablo 3.7.'da verilmiştir.

Tablo 3.7. Yüzeysel temeller için dayanım katsayıları (Mungan, 2021).

Dayanımın Türü	Dayanım Katsayısının Simgesi	Dayanım Katsayısı Değeri
Temel Taşıma Gücü	$\gamma \cdot R_v$	1,4
Sürtünme Direnci	$\gamma \cdot h$	1,1
Pasif Direnç	$\gamma \cdot R_p$	1,4

- Madde 16.8.1.1., sığ temellerin taşıma gücünü ve yatayda kaymaya karşı gelen tasarım dayanımlarını hesaplayarak, statik durum ve depremi de dahil eden yükleme durumlarındaki tasarım etkilerinin karşılandığını göstermelidir.

- Temel taşıma gücünün karakteristik dayanımı q_k , Madde 16.8.3.2. gereğince aşağıdaki bağıntılarla belirlenmelidir;

$$q_k = c.N_c.(s_c.d_c.i_c.b_c.g_c) + \rho.D_f.N_q.(s_q.d_q.i_q.b_q.g_q) + 0,5.\rho.B'.N_\gamma.(s_\gamma.d_\gamma.i_\gamma.b_\gamma.g_\gamma) \quad (3.77)$$

Bağıntı (3.77)'te kullanılacak taşıma gücü katsayıları aşağıdaki (3.78), (3.79) ve (3.80) denklemleri ile verilmiştir.

$$N_q = e^{\pi.\tan\phi'} \tan^2\left(45 + \frac{\phi'}{2}\right) \quad (3.78)$$

$$N_c = (N_q - 1). \cot\phi' \quad (3.79)$$

$$N_\gamma = 2.(N_q - 1). \tan\phi' \quad (3.80)$$

(3.77) bağıntısında temsil edilen temel şekil katsayıları s_c, s_q, s_γ ; derinlik katsayıları d_c, d_q, d_γ ; yük eğim katsayıları i_c, i_q, i_γ ; temel zemin eğim katsayıları g_c, g_q, g_γ ve temel tabanı eğim katsayıları b_c, b_q, b_γ genel kabul görmüş bağıntılar kullanılarak hesaplanır.

Temelin etkili derinliğinde, değişken özellikteki tabakaların ve/veya süreksizliklerin bulunması durumu, taşıma gücü hesabında dikkate alınmalıdır.

3.7. Taşıma Gücü Katsayısı Değerlerine Genel Bakış

Tablo 3.8.'de taşıma gücü katsayıları değerleri özetlenmiştir.

Tablo 3.8. Taşıma gücü katsayıları özet tablosu

Yöntem	N_c	N_q	N_γ
Terzaghi	$\cot\phi(N_q - 1)$	$\frac{e^{2\left(\frac{3\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)\tan\phi}}{2.\cos^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}$	$\frac{1}{2}\left(\frac{\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\phi} - 1\right)$
Meyerhof	$(N_q - 1)\cot\phi$	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)e^{\pi.\tan\phi}$	$(N_q - 1).\tan(1,4.\phi)$
Hansen	$\cot\phi(N_q - 1)$	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)e^{\pi.\tan\phi}$	$1,5.(N_q - 1).\tan(\phi)$
Vesic	$\cot\phi(N_q - 1)$	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)e^{\pi.\tan\phi}$	$2,0.(N_q + 1).\tan(\phi)$
Eurocode 7	$\cot\phi(N_q - 1)$	$\tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)e^{\pi.\tan\phi}$	$2,0.(N_q - 1).\tan(\phi)$
TBDY 2018	$\cot\phi(N_q - 1)$	$e^{\pi.\tan\phi} \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right)$	$2,0.(N_q - 1).\tan(\phi)$

3.8. Literatür Çalışması

Tabakalı zeminler ile ilgili gerek kare ve dikdörtgen gerekse **dairesel temeller** ile ilgili literatür çalışması sonrasında bulgular 6 yaklaşım başlığı altında toplanmıştır;

I. Klasik Yaklaşım:

Terzaghi (1943); Meyerhof (1951); Vesic (1973); Purusothamaraj ve ark. (1974); Hanna ve Meyerhof (1979); (Hanna 1981b, 1982); Georgiadis (1985); Oda ve Win (1990); Michalowaski ve Shi (1995); Andrawes ve ark. (1996); Okamura ve ark. (1998); Carlos (2004); Abdulhaz ve ark. (2005); Zhang ve Luan (2008); Huang ve Qin (2009) bu yaklaşımın temsilcilerine örnek olarak verilebilirler.

Başlıcaları olan Terzaghi, Meyerhof, Brinch Hansen ve Vesic, yukarıdaki Maddeler 3.1., 3.2., 3.3., ve 3.4.'te ve ayrıca EuroCode 7 ise Madde 3.5.'te anlatılmıştır.

II. Yarı Ampirik Yaklaşım:

Temsilcileri Meyerhof (1974); Hanna ve Meyerhof (1979); Hanna (1981b, 1982); Merifield ve ark. (1999)' dır.

Deneyler ve/veya gözlemlerden elde edilen veriler, zemin mekaniğindeki teorik bilgiler ile bağdaştırılır. Bu yaklaşım:

- **Taşıma Kapasitesi Faktörlerinin Ayarlanması:** Klasik taşıma kapasitesi faktörlerinin (N_c , N_q ve N_γ) temel altındaki tabakalı zeminin varlığını hesaba katacak şekilde değiştirilmesini,
- **Ampirik Düzeltmeler:** Tabakalı zeminin taşıma kapasitesi üzerindeki etkisini hesaba katmak için deneysel verilerden elde edilen düzeltme faktörlerinin dahil edilmesini,
- **Göçme Mekanizması Değerlendirmesi:** Özellikle zayıf bir tabakanın üzerindeki güçlü bir tabaka üzerindeki bulunan temeller için geçerli olan bir zımbalama göçme mekanizması gibi ampirik gözlemlere dayalı olarak değiştirilmiş bir göçme düzleminin kullanılmasını,
- **Tabaka Etkileşimi:** Farklı zemin tabakaları arasındaki etkileşimi ve bunların yük transferini ve göçme modellerini nasıl etkilediğini, dikkate alır.

Yarı ampirik yaklaşım değerlidir, çünkü tüm gerçek dünya değişkenlerini hesaba katmayan tamamen teorik modeller ile kapsamı sınırlı olabilen deneysel veriler arasındaki boşluğu doldurur (Url-4).

III. Kinematik Yaklaşım;

Temsilcileri arasında Purusothamaraj ve ark. (1974); Michalowski ve Shi (1995) bulunur.

Tabakalı zemin kesitleri üzerindeki temellerin taşıma kapasitesi *kinematik yaklaşımdır*. Zeminin kırılma mekanizmalarına odaklanan bir yöntemdir. İki temel teoremi dikkate alır: alt sınır teoremi (statik) ve üst sınır teoremi (kinematik).

1. **Alt Sınır Teoremi (Statik):** Temelin taşıma kapasitesini hesaplamak için kullanılır. Statik yükler altında zeminin dayanıklılığını değerlendirir.
2. **Üst Sınır Teoremi (Kinematik):** Potansiyel bir göçme mekanizmasının varsayılmasını içerir. Bu mekanizma, yükler tarafından yapılan dış iş ile kırılma yüzeyi boyunca zeminin direnci tarafından yapılan iç işi hesaplar.

Kinematik yaklaşım:

- **Göçme Mekanizması Varsayımı:** Kinematik olarak kabul edilebilir bir göçme mekanizması varsayılır ve zemin ve temel koşulları göz önüne alındığında geometrik olarak mümkün olması gerektiği anlamına gelir.
- **Yapılan İşin Hesaplanması:** Uygulanan yüklerin yaptığı iş (dış iş) ve zemin direncinin yaptığı iş (iç iş) varsayılan göçme mekanizması için hesaplanır.
- **Enerji Dengesi:** Denge için dış işin iç çalışmaya eşit olması gerektiğini belirtir. Ardından, bu enerji dengesinin sağlandığı yük bulunarak taşıma kapasitesi belirlenir.
- **Optimizasyon:** Varsayılan göçme mekanizması, dış işi en üst düzeye çıkarmak için değiştirilir, bu da temelin nihai taşıma kapasitesine yol açar.

Uygulamada, kinematik yaklaşım, zemin davranışının ve toprak tabakaları arasındaki etkileşimin ayrıntılı bir şekilde çözülmesini gerektirdiğinden karmaşık olabilir. Doğru taşıma kapasitesi tahminleri için göçme mekanizmasını analiz etmek ve optimize etmek için genellikle sayısal yöntemler ve bilgisayar simülasyonları içerir.

Örneğin, bir çalışma, öngörülen bir alan yaklaşımını takiben bir delme kesme arızası mekanizması kullanarak katmanlı bir zemin kesitine dayanan dairesel bir temelin taşıma kapasitesi için teorik bir denklem geliştirebilir. Kinematik yaklaşım, homojen zemin varsayımlarına dayanan geleneksel yöntemlerin uygulanamayabileceği tabakalı zeminler gibi karmaşık zemin kesitleri ile uğraşırken özellikle yararlıdır (Url-5).

IV. Sonlu Eleman Metodu (FEM):

Temsilcileri Hanna (1987); Yin ve ark. (2001); Zhu (2004); Zhu ve Michalowski (2005); Szypcio ve Dołżyk (2006); Kumar ve Kouzer (2007)'dir.

Bu yaklaşım, çeşitli yükleme koşulları altında zemin davranışının ayrıntılı ve karmaşık bir şekilde incelenmesine olanak tanıyan sayısal bir çözümleme tekniğidir. FEM yaklaşımı şu şekilde açıklanmıştır:

- **Zemin Tabakalarının Modellenmesi:** FEM, zemin katmanlarının ve temelin ayrıntılı bir modelini oluşturmayı içerir. Her tabaka, çözümlemeye dikkate alınan sertlik, kohezyon ve sürtünme açısı gibi farklı malzeme özelliklerine sahip olabilir.
- **Yinelemeli Analiz:** FEM yazılımı, her eleman için denklemleri yinelemeli olarak çözer ve dengeye ulaşana kadar bu modeli devam ettirir. Bu işlem, temelin tabakalı zemin kesiti ile nasıl etkileşime girdiğinin kapsamlı bir şekilde anlaşılmasını sağlar.
- **Göçme Hesabı:** FEM, zemin özelliklerine ve uygulanan yüklere bağlı olarak genel göçme, yerel göçme veya zımbalama gibi meydana gelecek göçme mekanizmasının türünü tahmin edebilir.
- **Taşıma Kapasitesi Hesabı:** FEM, zemindeki gerilmeleri ve gerinimleri çözümleyerek, temelin nihai taşıma kapasitesini tahmin/hesap edebilir. Bu, zeminin temeli destekleyemediği ve aşırı oturmaya veya çökmeye yol açan yüküdür.

FEM yaklaşımı, analitik çözümlerin uygulanamayabileceği veya yüksek derecede doğruluğun gerekli olduğu karmaşık senaryolar için özellikle yararlıdır (Url-6).

V. Sayısal Yaklaşım:

Sayısal yaklaşım şu şekilde çalışır:

Sonlu Elemanlar Yöntemi FEM, geoteknik analizler de dahil olmak üzere karmaşık mühendislik problemlerini çözmek için kullanılan nümerik bir tekniktir. FEM aşağıdaki adımları içerir:

- **Zemin Modellemesi:** Zemin katmanları sonlu elemanlara (küçük bölgeler) ayrıştırılır,
- **Sınır Koşulları:** Temel ve zemin katmanları uygun sınır koşullarıyla modellenir,

- **Yük Uygulaması:** Uygulanan yükler (örn. dikey yükler, ek yük) tanımlanır,
- **Denklem Çözme:** Yönetim denklemleri her eleman için yinelemeli olarak çözülür,
- **Gerilme ve Yer Değiştirme Analizi:** Zemindeki gerilmeler ve yer değiştirmeler hesaplanır,
- **Göçme Mekanizması Tahmini:** Kritik göçme mekanizması (örneğin, kesme göçmesi, zımbalama) gerilme dağılımlarına göre tanımlanır,
- **Taşıma Kapasitesi Tahmini:** Nihai taşıma kapasitesi, hesaplanan gerilmeler ile zemin dayanımı parametreleri karşılaştırılarak belirlenir.

Özetle, FEM kullanan sayısal yaklaşım, tabakalı zemin kesitleri üzerindeki temellerin taşıma kapasitesinin analizi için güçlü bir araçtır (Url-7).

VI. Yapay Sinir Ağı (YSA) Yaklaşımı:

Temsilcileri arasında Padmini ve ark. (2008); Kuo ve ark. (2009); Kalinli ve ark. (2011) bulunur.

Tabakalı zemin kesitleri üzerindeki temellerin taşıma kapasitesini tahmin etmeye yönelik **Yapay Sinir Ağı (YSA)** yaklaşımı, insan beyninin bilgiyi işleme biçimini taklit eden bir bilgisayar öğrenimi biçimidir. Geleneksel analitik yöntemlerin yeterli olmayabileceği karmaşık problemler için özellikle faydalıdır. YSA yaklaşımı geoteknik mühendisliğinde aşağıda şekilde uygulanır:

1. **Veri Toplama:** Deney sonuçlarından, saha testlerinden veya sayısal simülasyonlardan zemin özelliklerine, temel boyutlarına ve bilinen taşıma kapasitelerine ilişkin geniş bir veri kümesi toplanır,
2. **Ağ Tasarımı:** Taşıma kapasitesini etkileyen parametrelere (örneğin, zemin mukavemeti parametreleri, temel boyutları, tabaka kalınlıkları) karşılık gelen giriş nöronları ve taşıma kapasitesi için çıkış nöronları içeren bir YSA tasarlanır,
3. **Ağ Eğitme:** Toplanan veriler YSA'yı eğitmek için kullanılır. Eğitim sırasında ağ, tahmin edilen ve gerçek taşıma kapasiteleri arasındaki farkı en aza indirecek şekilde iç ağırlıklarını ve sapmalarını ayarlar,

- 4. Doğrulama ve Test Etme:** Yeni, görülmemiş durumlar için taşıma kapasitelerini doğru bir şekilde tahmin edebildiğinden emin olmak için ayrı bir veri kümesiyle doğrulama yapılır,
- 5. Tahmin:** Eğitildikten ve doğrulandıktan sonra YSA, tabakalı zemin üzerindeki temellerin taşıma kapasitesini yüksek derecede doğrulukla tahmin etmek için kullanılabilir.

Son çalışmalarda YSA'lar, eğitim sürecini geliştirmek ve tahmin/hesap doğruluğunu artırmak için geri izleme arama algoritması (BSA) ve denge optimize edici (EO) gibi optimizasyon algoritmalarıyla birleştirilir. Bu gelişmiş modeller, taşıma kapasitesinin tahmin edilmesinde uygun kullanım için YSA'dan türetilen açık matematiksel formülleri bile sağlayabilir (Url-8).

YSA yaklaşımı, geleneksel yöntemlerin yetersiz kalabileceği katmanlı zemin kesitleri üzerindeki temellerin taşıma kapasitesini tahmin etmek için güçlü bir araçtır (Url-9).

4. SAYISAL YÖNTEMLER

Geoteknik mühendisliğinde yukarıda anlatıldığı gibi pek çok tahmin yöntemi vardır. Genel olarak, sonlu elemanlar yöntemi rağbet görmektedir (Laman ve ark., 2016).

Sonlu elemanlar yöntemi Laman ve ark. (2016) tarafından “birçok faktörü göz önüne alarak bir sistem davranışını canlandırabilen son derece güçlü bir hesap aracıdır” şeklinde tanımlanmaktadır. Yöntemdeki ana fikir; yapıyı ve onu çevreleyen zemini çok sayıda sonlu elemanlara bölmektir.

4.1. Fiziksel Modelin (Geometrinin) Tanımlanması

Geoteknik sorunların en büyüklerinden biri, problemin içinde olan ve problemi tanımlayan hem yapısal hem de yapısal olmayan elemanların fiziksel modellerinin doğru bir şekilde tespitinin yapılması ve modellenebilmesidir. Özellikle de zemin parametrelerinin seçimi, yapısal elemanların zemin ile etkileşimi için kullanılacak arayüzey elemanlarının ve sınır elemanlarının seçimidir (Laman ve ark., 2016).

4.2. PLAXIS Yazılımı

Sonlu elemanlar yöntemi, günümüzde pek çok mühendislik uygulamasında kullanıldığı gibi geoteknik uygulamalarda da geniş yer tutmaktadır.

Geoteknik problemlerde sonlu elemanlar yöntemi ile gerilmeler, yanal ve düşey hareketleri, boşluk suyu basıncı ve zemin suyunun akışı belirlenebilmektedir. Gerilme ve şekil değiştirme non-lineer olduğu için bu durum modellenmelidir. Bunun için en başta gerilme durumu, zeminin non-lineer gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet özelliklerinin yükleme safhaları sırasındaki bekleme süreleri gerçek duruma yakın olarak belirlenmelidir (Laman ve ark., 2016).

PLAXIS (Finite Element Code for Soil and Rock Analysis), geoteknik problemlerin çözümünde kullanılan sonlu elemanlar yöntemi ile deformasyon ve stabilite analizlerini gerçekleştirebilen bir bilgisayar yazılımıdır.

1987 yılında Hollanda Delft Teknik Üniversitesince yumuşak zemin üzerindeki nehir dolgularını sonlu eleman yöntemi ile modelleyip çözmek için geliştirilmiştir. Takip

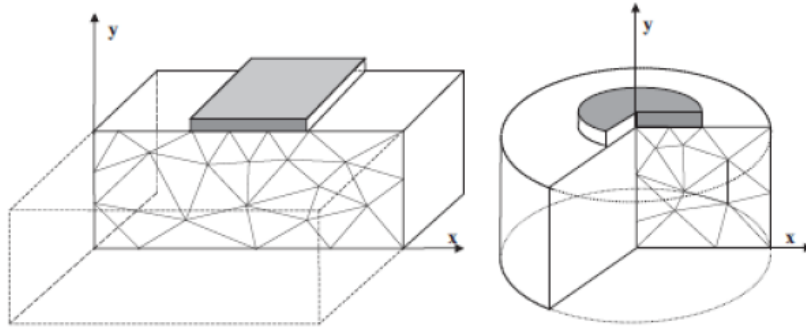
eden yıllarda diğer zemin problemlerinin çözümünde de kullanılabilir şekilde değişiklikler yapılmış olup uygulanabilir sonuçlar vermektedir (Keskin, 2009).

Bu çalışmada PLAXIS 2D Version 2024.1.0 kullanılmıştır.

4.3. Sonlu Elemanlar Ağı (Mesh) Boyutlarının Seçimi ve Eleman Sayısının Belirlenmesi

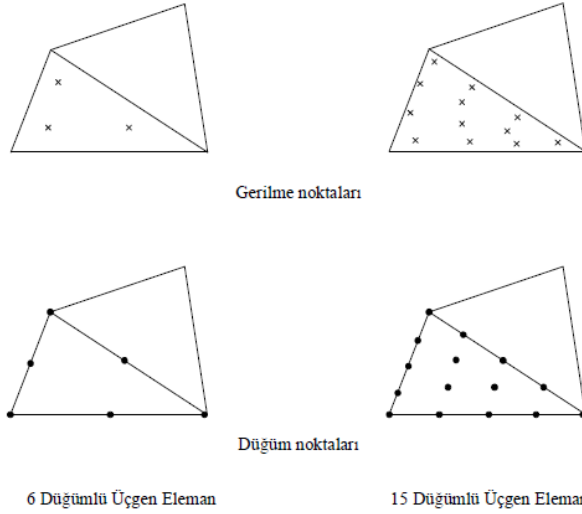
Düzlem şekil değiştirme, bir cismin z-ekseni doğrultusundaki boyutunun, buna dik diğer iki doğrultudaki boyutundan çok büyük olması durumunda kullanılmaktadır. Bu şekil değiştirme vaziyetinin uygulanabilmesi için z-doğrultusunda sadece yayılı yükler etkilemelidir. Ayrıca hacimsel kuvvetler bağımsız olmalıdır (Civelek, 2011).

Bu tez çalışmasında çözümü yapılacak temel şekli z-doğrultusu etrafında simetrik olduğu için ve deformasyonlar ve gerilmeler dönme açısından bağımsız vaziyette olduğundan Şekil 4.1. (b)'de görüldüğü üzere 2-boyutlu eksenel simetrik model üzerinde çözümler yapılmıştır.



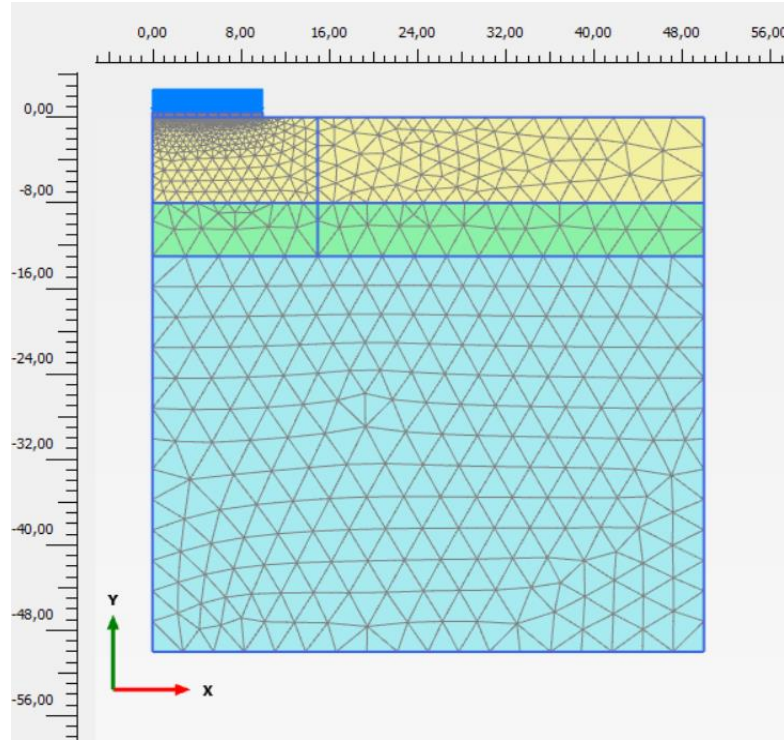
Şekil 4.1. (a) Düzlem şekil değiştirme (b) Eksenel simetrik problem (Plaxis 2D Reference Manual, 2023).

Sonlu eleman ağı oluşturulurken zemin ortamı 2-boyutlu üçgen elemanlara ayrılır. Programda 6-düğüm noktalı ve 15-düğüm noktalı olmak üzere iki seçenek mevcuttur. Aynı düzlemde 15-düğüm noktalı çözüm, 6-düğüm noktalıya göre daha hassas sonuçlar vereceğinden Şekil 4.2.'te gösterilen 15-düğüm noktalı olan seçenek kabul edilmiştir. Uygulamada, geometrik model oluşturulduktan sonra sonlu eleman ağı oluşturulmuştur.



Şekil 4.2. Zemin elemanlarındaki gerilme ve düğüm noktalarının pozisyonları (Plaxis 2D Reference Manual, 2023).

Şekil 4.3.'te 2 boyutlu oluşturulan sonlu eleman ağı gösterilmiştir. Kullanılan eleman ve düğüm sayıları ise Tablo 4.1.'de gösterilmiştir. Ağıdaki eleman sayısındaki farklılığın sonuçlar üzerinde getireceği farklılığın azaltılmasına yönelik olarak sonlu eleman ağında ayarlamalar yapılmıştır. Sonlu eleman ağının zemini temsil eden kısımlarında eleman ve düğüm sayısı aynı olup, aradaki fark temelin genişliğine bağlı olarak ortaya çıkmaktadır.



Şekil 4.3. D=10 m olan durumda Plaxis 2D sonlu eleman ağı

Tablo 4.1. Modellerde (Plaxis 2D) eleman ve düğüm noktalarının sayıları

Temel Çapı D (m)	Eleman Sayısı	Düğüm Sayısı
1	1309	4003
2	1312	3117
4	1187	2943
6	1196	2750
8	1202	2787
10	1267	3899
20	1065	8531

4.4. Malzeme Parametrelerinin Belirlenmesi

Plaxis programında zemin ve diğer (kaya) ortamlarını modellemek için çeşitli modeller kullanılmaktadır. Bunlardan en çok kullanılanları aşağıda anlatılmıştır.

4.4.1. Lineer elastik model (le)

Lineer Elastik Model, doğrusal değildir ve geri döndürülemez. Lineer elastik model, zemin temel özelliklerini yakalamak için yetersizdir. Bununla birlikte, lineer elastik modelin kullanımı, zemin veya ana kaya katmanlarındaki güçlü masif yapıları modellemek için düşünülebilir. Lineer elastik modeldeki gerilme durumları hiçbir şekilde sınırlı değildir, bu da modelin sonsuz güç gösterdiği anlamına gelir. Malzeme mukavemetine kadar yüklenen malzemeler için bu modeli kullanırken dikkatli olunmalıdır (Plaxis 2D, Material Models Manual, 2023).

Bu kabulde, zeminin Hooke yasasına uyduğu ve izotropik lineer elastik bir malzeme olduğu varsayılır. Yazılıma iki adet rijitlik belirtkeni olan Elastisite Modülü (E) ve Poisson Oranı (μ) veri olarak girilir. Bu model, zemini sınırlı bir şekilde temsil eder. Çoğunlukla zemin içerisindeki rijit yapıların gösterimi için kullanılır (Civelek, 2011; Laman ve ark. (2016)).

4.4.2. Mohr-coulomb modeli (mc)

Lineer elastik mükemmel plastik Mohr-Coulomb modeli, zemin davranışının gerçekte gösterdiği sınırlı sayıda özelliği içeren birinci dereceden bir modeldir. Derinlikle birlikte sertliğin artması dikkate alınabilse de Mohr-Coulomb modeli ne gerilme bağımlılığını ne de gerilme yolu bağımlılığını veya sertliğin gerinim bağımlılığını

veya anizotropik sertliği içermez. Genel olarak, kırılmadaki etkin gerilme durumları, etkin dayanım parametreleri ϕ' ve c' ile Mohr-Coulomb kriteri kullanılarak oldukça iyi tanımlanmıştır. Drenajsız malzemeler için, Mohr-Coulomb modeli, drenajsız kesme mukavemetinin doğrudan kontrolünü sağlamak için sürtünme açısı ϕ 0°'ye ve kohezyon c_u (S_u) olarak ayarlanmış olarak kullanılabilir. Bu durumda, modelin konsolidasyon ile kesme mukavemeti artışını otomatik olarak içermediğine dikkat edilmesi gerekir (Plaxis 2D, Material Models Manual, 2023).

Zeminin elasto-plastik olduğu modeldir. Hesaplamaların kısa sürede yapılabilmesi nedeniyle, analizlerde ilk izlenime sahip olmak için kullanılır. 5 adet giriş belirtkeni vardır; Elastisite Modülü (E), Poisson Oranı (μ), Kohezyon (c), İçsel Sürtünme Açısı (ϕ) ve Dilatasyon Açısı (χ)'dir. Ek olarak, doğru bir K_0 seçimi ile başlangıç yatay gerilmesi durumu oluşturulabilir. Bu model ile, hesaplamaların hızlı ve kısa olarak yapılabilmesi en büyük avantajdır.

4.4.3. Jointed-rock modeli (jr)

Jointed-Rock modeli, kaya davranışının gerçekte gösterdiği sınırlı sayıda özelliği içeren birinci dereceden anizotropik bir modeldir. Plastisite yalnızca en fazla üç kesme yönünde (kayma düzlemleri) meydana gelebilir. Her düzlemin kendi kesme mukavemeti parametreleri ϕ_i ve c_i ve çekme mukavemeti t_i 'si vardır. Bu nedenle, maksimum kesme gerilimi doğrusal olarak normal gerilime bağlıdır ve gerçekte olduğu gibi kavisli değildir. Bozulmamış (intact rock) kayanın, tabakalaşma yönü için sabit sertlik özellikleri E ve ν ile tamamen elastik davrandığı kabul edilir. Göçmenin önceden tanımlanmış kesme düzlemi yönleriyle sınırlıdır. Üç kesme düzleminde başka herhangi bir yöndeki elastik davranış nedeniyle gerçekteki potansiyel göçme mekanizmalarının model tarafından yakalanmaması mümkündür (Plaxis 2D Material Models Manual, 2023).

Plastik kaymanın sınırlı sayıdaki kayma doğrultularında ortaya çıktığı anizotropik elasto-plastik zemin modelidir. Bu model tabakalı ve birleşik kaya davranışı için modelleme yapmakta kullanılır. 5 adet giriş belirtkenine gereksinim duyar. Bunlar; Elastisite Modülü (E), Poisson Oranı (μ), Kohezyon (c), İçsel Sürtünme Açısı (ϕ) ve Dilatasyon Açısı (χ)'dir.

4.4.4. Soft-soil modeli (ss)

Bu modelin kullanımı, sıkıştırmanın hâkim olduğu durumlarla sınırlandırılmıştır. Kazı problemlerinde kullanılması tavsiye edilmez, çünkü model boşaltma problemlerinde Mohr-Coulomb modelinin yerini almaz (Plaxis 2D Material Models Manual, 2023).

Zemin mekaniğinde yumuşak zemin olarak kabul edilen normal konsolide killer, killi siltler ve turba zeminleri modellemek için kullanılır. Yüksek sıkışabilir oldukları için farklı özellikleri mevcuttur; Başlangıç belirtkenleri, Kohezyon (c), İçsel Sürtünme Açısı (ϕ), Dilatasyon Açısı (χ), Modifiye Sıkışma Göstergesi (I^*), ve Modifiye Şişme Göstergesi (k^*)'dir.

4.4.5. Soft-soil creep modeli (ssc)

Bu model elastik zemin davranışı aralığını aşırı tahmin etme eğilimindedir. Bu, özellikle tünel açma da dahil olmak üzere kazı sorunları için geçerlidir. Normal konsolide olmuş zeminler için başlangıç gerilmelerinin oluşumuna da dikkat edilmelidir. Normal konsolide zeminler için $OCR = 1.0$ kullanmak mantıklı görünse de bu tür bir kullanım genellikle gerilme seviyesinin başlangıçtaki öz ağırlık gerilmelerinin hakim olduğu problemlerde deformasyonların aşırı tahmin edilmesine yol açacaktır. Bu nedenle, bu tür problemler için, ilk gerilme durumunu oluşturmak için biraz daha yüksek bir OCR değeri kullanılması önerilir. Aslında, çoğu zemin, başlangıçtaki efektif gerilmeye kıyasla biraz daha yüksek bir konsolidasyon öncesi gerilme gösterme eğilimindedir. Harici yüklemeli bir analize başlamadan önce, yaygın uygulamaya dayalı yüzey oturma oranını doğrulamak için kısa bir zaman aralığı ile ve yükleme olmadan tek bir hesaplama aşaması yapılması önerilmektedir (Plaxis 2D Material Models Manual, 2023).

Konsolide olmuş killer, killi siltler ve turba gibi yumuşak zeminlerin *zamana bağlı davranışlarını* modellemek için kullanılır. Bu model temel ve dolgulardaki zamana bağlı oturmalar ile tünellerin ve derin kazı gibi yük boşaltma durumlarının hesabında kullanılır (Laman ve ark., 2016).

6 başlangıç değişkeni mevcuttur; Kohezyon (c), İçsel Sürtünme Açısı (ϕ), Dilatasyon Açısı (χ), Modifiye Sıkışma Göstergesi (I^*), Modifiye Sürtünme İndeksi (m^*) ile Modifiye Şişme Göstergesi (k^*)'dir (Laman ve ark., 2016).

4.4.6. Hardening soil modeli (hs)

Hardening Soil Modeli gelişmiş bir zemin modeli olarak kabul edilebilse de, modelin içermediği gerçek zemin davranışının bir dizi özelliği vardır. Zemin genişlemesi ve yapışma bozucu etkilerden kaynaklanan yumuşamayı hesaba katmayan bir sertleşme modelidir. Aslında, izotropik bir sertleştirme modelidir, böylece ne histeretik ve döngüsel yüklemeyi ne de döngüsel hareketliliği modeller. Ayrıca model, küçük gerinimlerde büyük rijitlik ile mühendislik gerinim seviyelerinde azaltılmış rijitlik arasında ayırım yapmaz. Kullanıcı, uygulamadaki baskın gerinim seviyelerine göre rijitlik parametrelerini seçmelidir. Son olarak, Hardening Soil modelinin kullanılması, her hesaplama adımında malzeme rijitlik matrisi oluşturulduğundan ve ayrıştırıldığından, genellikle daha uzun hesaplama sürelerine neden olur (Plaxis 2D Material Models Manual, 2023).

MC modeline göre daha gelişmiş bir zemin modellemesidir. Farklı tiplerdeki yumuşak ve sert zeminlerin davranış modelini oluşturmak için kullanılır. MC modeldeki gibi değişkeni mevcuttur; Kohezyon (c), İçsel Sürtünme Açısı (ϕ) ve Dilatasyon Açısı (χ) ile sınırlandırılmıştır. Bu model, gerilme bağımlı rijitlik modülünü dikkate almaktadır. Kısacası, zemin rijitliğinin basınçla birlikte arttığı durumdur.

Bu modelin bazı özellikleri Civelek (2011) tarafından şöyle aktarılmaktadır;

- Gerilime bağımlı rijitlik (m parametresi),
- Deviatörük yükleme nedeniyle oluşmuş plastik deformasyonlar (E_{oed}^{ref}),
- Sıkışma kaynaklı plastik deformasyonlar (E_{ur}^{ref}),
- Elastik yükleme/boşaltma (E_{ur}^{ref} , ν_{ur})
- Mohr-Coulomb modeline göre göçme (c , ϕ' , ψ).

4.4.7. Modifiye cam-clay modeli (mcc)

Soft Soil Creep modelindeki sınırlamalar, Modifiye Cam-Clay modelinde de geçerlidir. Ayrıca, Modifiye Cam-Clay modeli, gerçekçi olmayan yüksek kesme gerilmelerine izin verebilir. Bu, özellikle gerilim yolunun kritik durum çizgisini geçtiği aşırı konsolide gerilme durumları için geçerlidir. Ayrıca, Modifiye Cam-Clay modeli, bu tür gerilme izleri için yumuşama davranışı verebilir. Özel düzenleme teknikleri olmadan, yumuşatma davranışı, yinelemeli prosedürlerin ağ bağımlılığı ve yakınsama sorunlarına yol açabilir. Ayrıca, Modifiye Cam-Clay modeli, phi-c

indirgeme yoluyla emniyet analizi ile birlikte kullanılamaz (Plaxis 2D Material Models Manual, 2023).

Bu yöntem, izotropik bakir sıkışmada boşluk oranı (e) ve ortalama efektif gerilme (p^*) arasında logaritmik bir ilişki olduğunu varsayar. Model, 5 belirtkene bağlıdır; Poisson Oranı (ν_{ur}), Cam-Clay Şişme Oranı (κ), Cam-Clay Sıkışma Göstergesi (λ), Kritik Durum Çizgisinin Tanjantı (M) ve Boşluk Oranı (e)'dir (Laman ve ark., 2016).

4.4.8. Hoek-brown modeli

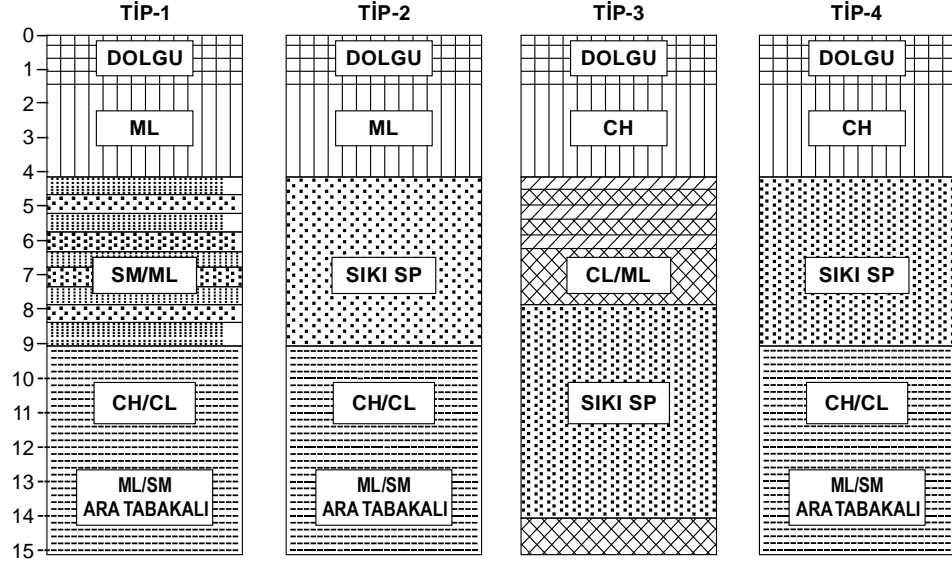
Hoek-Brown modeli, özellikle yıpranmış kayayı modellemek için tasarlanmış bir izotropik süreklilik modelidir. Bu nedenle, model, önemli bir anizotropik rijitliğe veya bir veya daha fazla baskın kayma yönüne sahip tabakalı veya derzli kaya bölümleri için uygun değildir. Bu tür davranışlar için Jointed Rock modeli mevcuttur (Plaxis 2D Material Models Manual, 2023).

Göreceli bir ölçüt olup, kaya kütleleriyle olan sorunları büyük ölçüde gidermiş bir yöntemdir. Kaya kütleleriyle beraber kaya malzemesine de uygulanabilmektedir. Değişik kaya kütleleri ve türleri için dayanım sabitlerini çizelgeler ve göreceli ilişkiler ile verir. En büyük asal gerilme (σ_1) ve en küçüğü (σ_3), bir başka deyişle normal gerilme ve makaslama dayanımı arasındaki ilişki eğrisel olup, yenilme ölçütü bir karekök parabol ile ifade edilir (Laman ve ark., 2016).

4.5. Adapazarı Zemininin Geoteknik Özellikleri

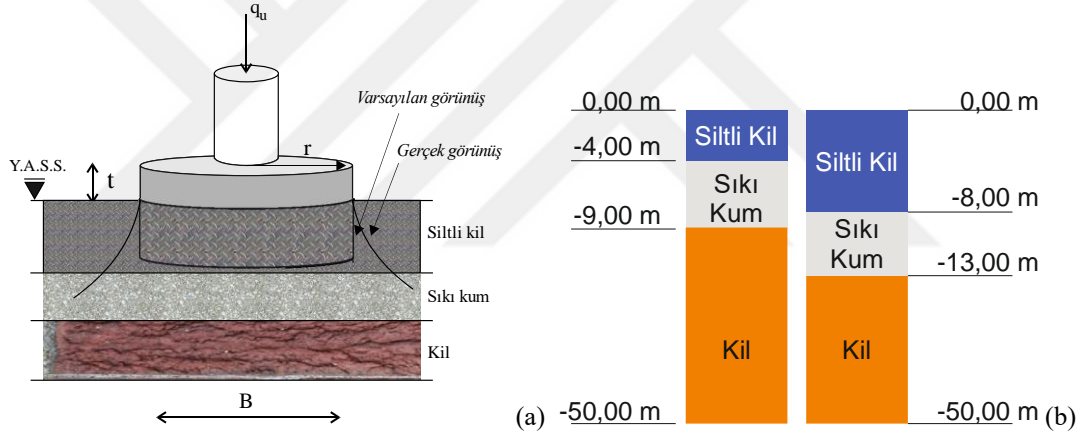
Adapazarı kentinin zemini, menderesli bir nehir tarafından oluşturulmuştur. 90 m derinlikte yüzeye yakın kısımlarda karşılaşılanlardan daha büyük dane çaplı çakıllara rastlanması, buranın bir zamanlar büyük bir *nehir* etkisi altında olduğunu göstermektedir. Şehir içinde yapılacak temel ve derin kazı çalışmalarında zeminin ayrıntılı incelenmesinin önemli olduğu vurgulanmış, beklenmedik derecede zayıf veya olumlu özellikler taşıyan katmanlarla herhangi bir yer veya derinlikte karşılaşılabileceği belirtilmiştir (Sert ve ark., 2008).

Adapazarı kent merkezinin farklı yerlerinde yapılan bir çalışmada 46 sondaj ve 135 sondalama sonuçlarına göre üst 15 m için 4 ayrı tipte zemin profilleri elde edildiği Sert ve ark. (2003) tarafından aktarılmıştır (Şekil 4.4.).



Şekil 4.4. Zemin kesitleri (Sert ve ark., 2003).

Bu tez çalışmasında kullanılan zemin kesitleri Şekil 4.5.'te verilmiştir.



Şekil 4.5. Kullanılan zemin kesiti

Modelde kullanılan zemin ve arayüzey özellikleri Sert (2003) tarafından yapılan çalışmadan alınmış olup Tablo 4.2.'te verilmiştir.

Tablo 4.2. Modelde kullanılan zemin ara yüzey özellikleri (Sert, 2003).

Derinlik (m)	0-8	8-13	13-50
İsim	Siltli Kil	Sıkı Kum	Kil
Malzeme Modeli	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin	Pekleşen Zemin
Malzeme Tipi	Drenajsız	Drenajsız	Drenajsız
ρ_{doygum} (kN/m ³)	18	18	18,5
E_{50}^{ref} (kPa)	8000	62000	20000
E_{oed}^{ref} (kPa)	7000	65000	20000
Üstlük, m	0,7	0,5	0,7
c' (kPa)	20	1	60
$\phi'(^{\circ})$	25	40	15

Tablo 4.2. (Devamı) Modelde kullanılan zemin ara yüzey özellikleri (Sert, 2003).

$\psi'(^{\circ})$	0	10	0
E_{ur}^{ref} (kPa)	25000	246000	60000
ν_{ur}	0,2	0,2	0,2
p^{ref} (kPa)	100	100	100
K_n^{nc}	0,577	0,449	0,666
$c_{artış}$ (kPa)	0	0	1
y_{ref} (m)	0	0	-13
R_f	0,9	0,9	0,9
R_{inter}	0,75	-	-
OCR	3,5	3,0	2,0

4.6. Seçilen Temelin Özellikleri

Bu çalışmada yapılan analizlerde temel çapı 1 m, 2 m, 4 m, 6 m, 8 m, 10 m ve 20 m olarak dikkate alınmış ve modeller oluşturularak hesaplar yapılmıştır. Çalışma aksenal simetrik olduğu için bu değerlerin yarısı olan 0,5 m, 1 m, 2 m, 3 m, 4 m, 5 m ve 10 m kullanılarak model geometrileri oluşturulmuştur.

Temel ağırlığının sonuçlar üzerindeki etkisini kaldırmak amacıyla hesaplarda temel ağırlıksız (0 kN/m³) olarak dikkate alınmıştır.

5. PLAXIS 2D ANALİZ SONUÇLARI

Çalışmada üstteki görece yumuşak zemin kalınlığının etkisini görebilmek amacıyla bu tabakanın kalınlığı 8 m yanında 4 m de alınarak çözümler yapılmıştır.

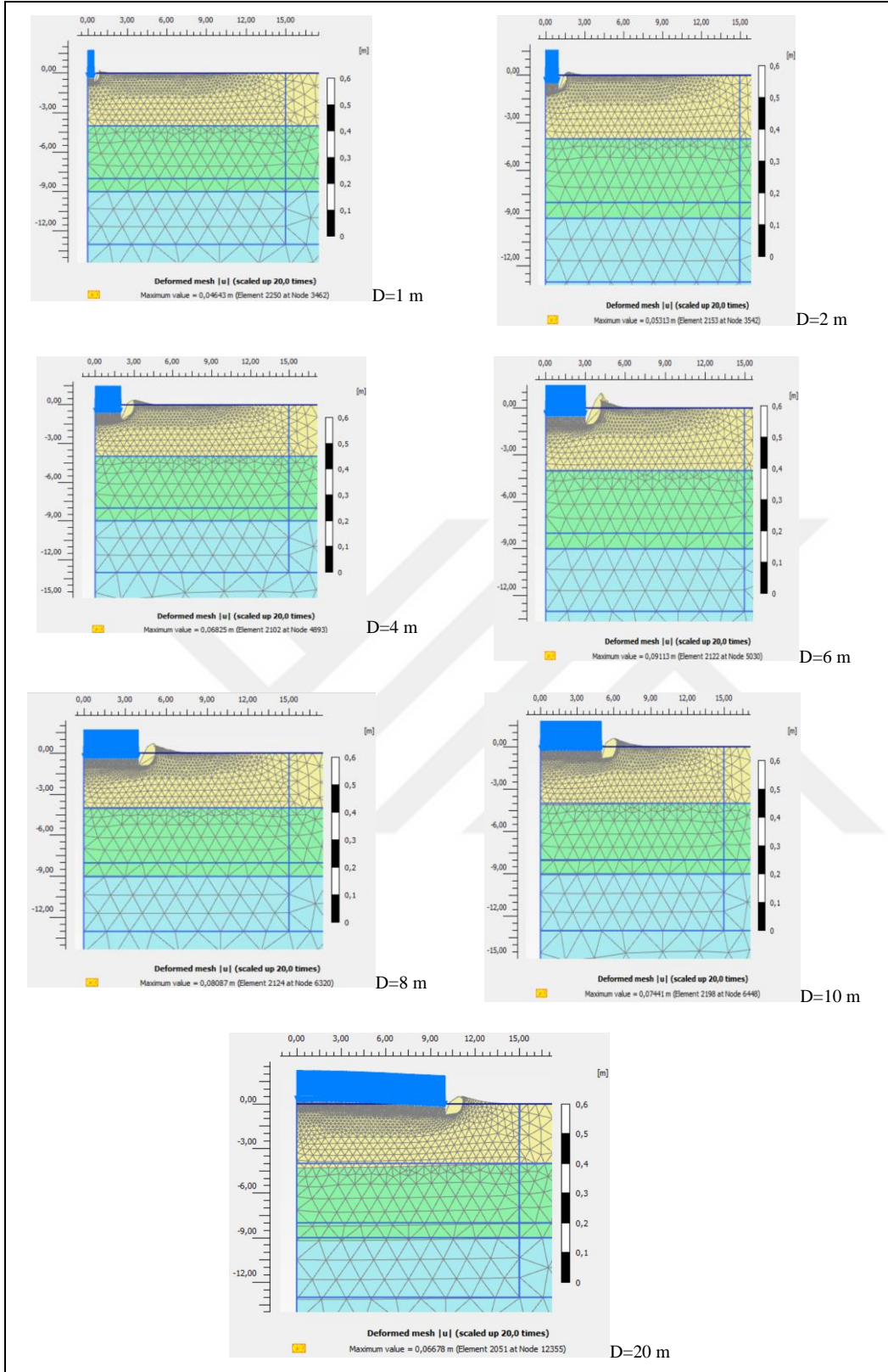
5.1. 100 kPa Yükleme

Temel çaplarına göre, 100 kPa yükleme altında oluşan şekil değiştirmiş sonlu eleman ağları (mesh) Şekil 5.1.'de gösterilmiştir.

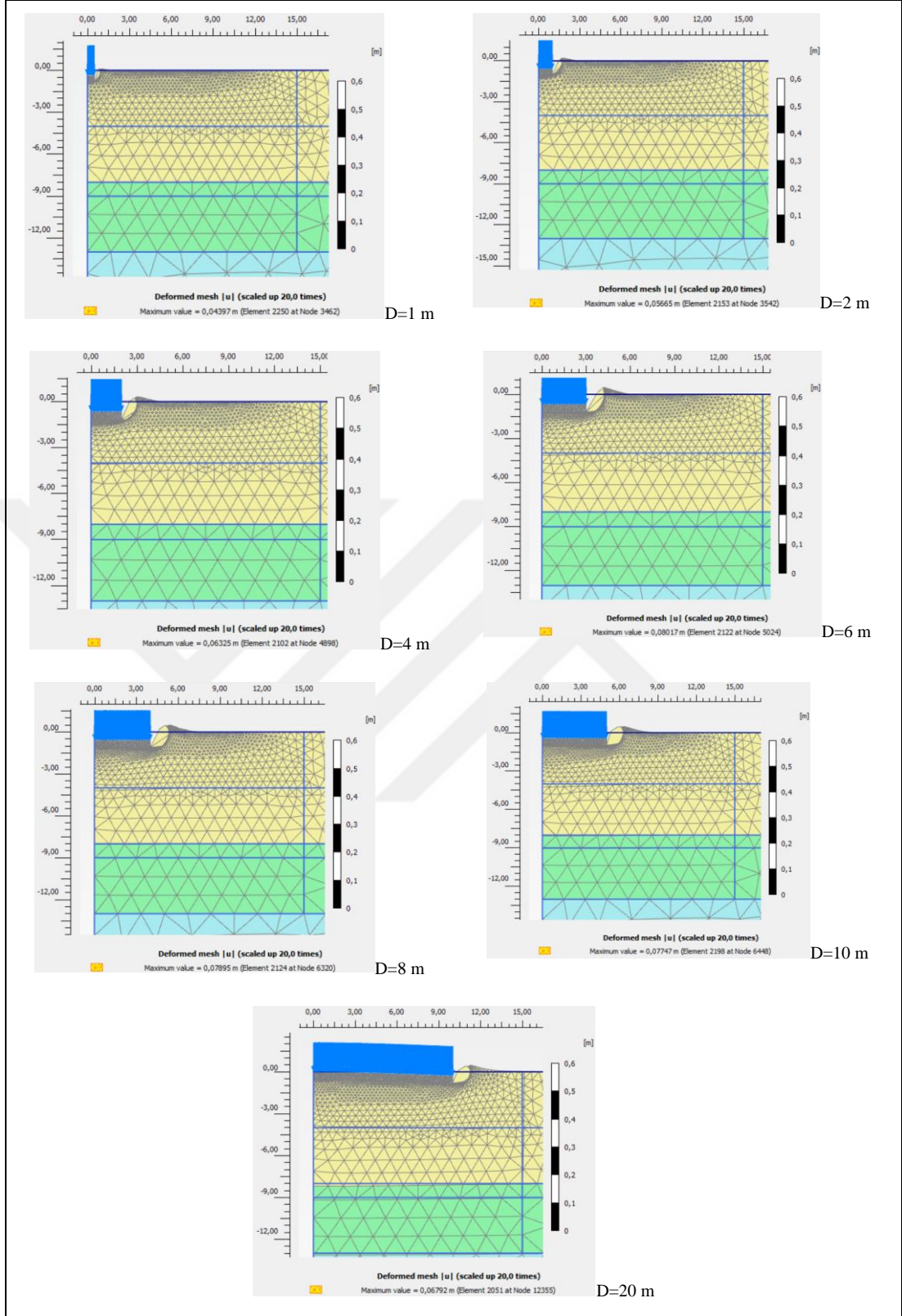
Hesaplama önce Plaxis 2D için veri girişleri yapılmış ve ardından hesaplamalar sonrasında şekil değiştirmiş sonlu elemanlar ağı (mesh) ile ilgili bilgiler elde edilmiştir (Tablo 5.1.).

Şekil 5.1.'de drenajsız yükleme (kısa vade) durumunda 100 kPa'lık düşey gerilme altında oluşan şekil değiştirmiş sonlu eleman ağları gösterilmektedir. Burada ilk bakışta çapı 20 m olan temel dışındaki temellerde 4 m'de başlayan sıkı kumun belirli olacak şekilde deforme olmadığı görülmektedir. Buradan çapın üst tabaka kalınlığından düşük olduğu durumlarda alt tabakadaki sağlam katmanın deformasyonları azaltıcı yönde açık bir etkisinin olamayacağı teyit edilmektedir.

Şekil 5.2.'de, benzer olarak drenajsız yükleme durumunda ve görece üst yumuşak katman kalınlığının 8 m olması durumunda ortaya çıkan şekil değiştirilmiş sonlu eleman ağları gösterilmektedir. Burada da çapların küçük olduğu durumlarda alt sağlam tabakasının iyileştirici etkisi görülmemektedir.



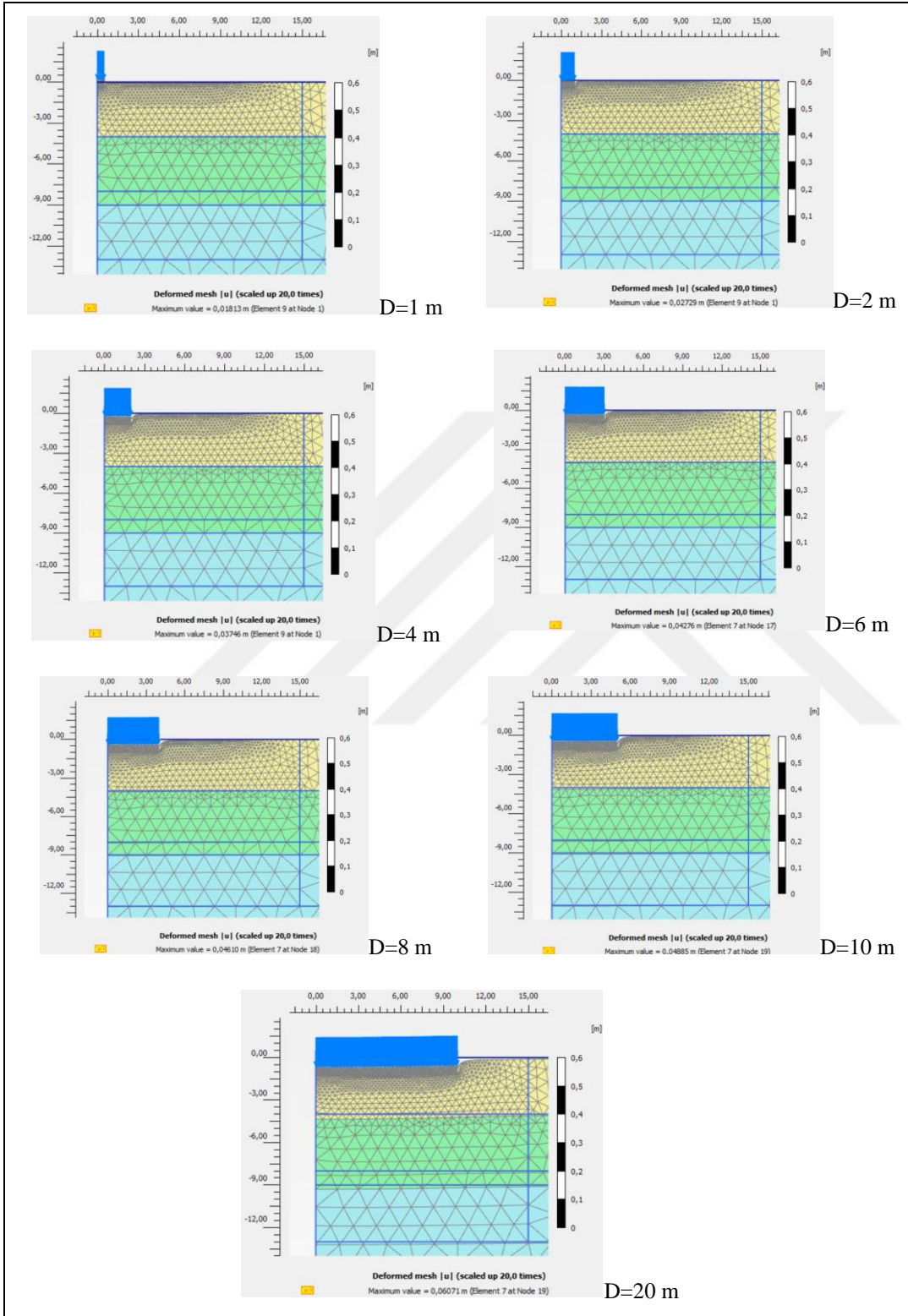
Şekil 5.1. Şekil değiştirmiş sonlu eleman ağları ($\sigma=100$ kPa - Kısa Vade - Üst 4 m)



Şekil 5.2. Şekil değiştirmiş sonlu eleman ağı ($\sigma=100$ kPa - Kısa Wade - Üst 8 m).

Şekil 5.3. ve Şekil 5.4.'te yüklemenin yavaş yapıldığı, yani drenajlı durum için yapılan çözümlerde elde edilen şekil değiştirmiş sonlu eleman ağları gösterilmektedir. Burada

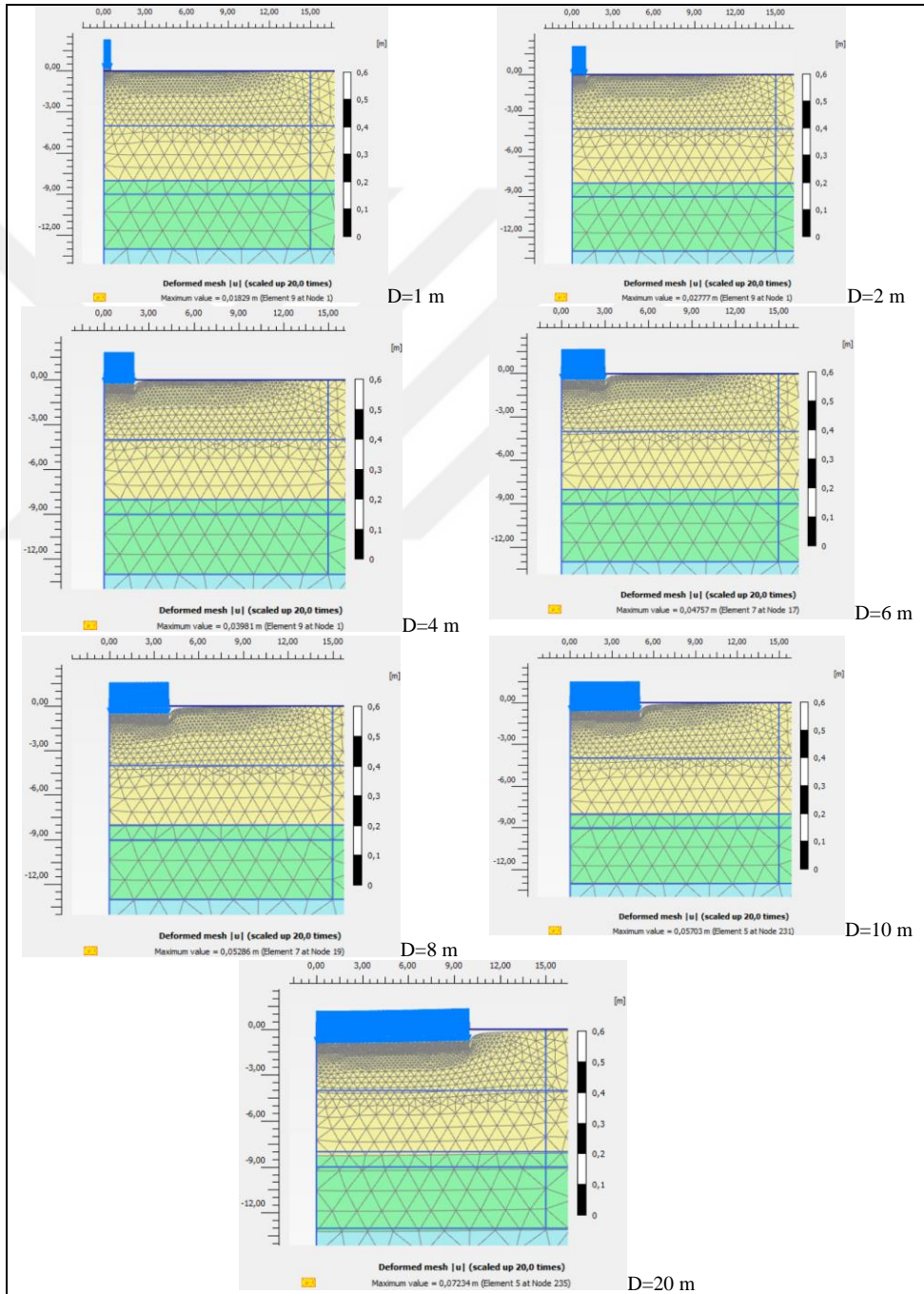
da drenajsız çözümlere benzer olarak çapın en büyük ($D=20$ m) olduğu durumda alt taraftaki sıkı kum tabakasının etkilendiği anlaşılmaktadır.



Şekil 5.3. Şekil değiştirmiş sonlu eleman ağı ($\sigma=100$ kPa - Uzun Vade - Üst 4 m).

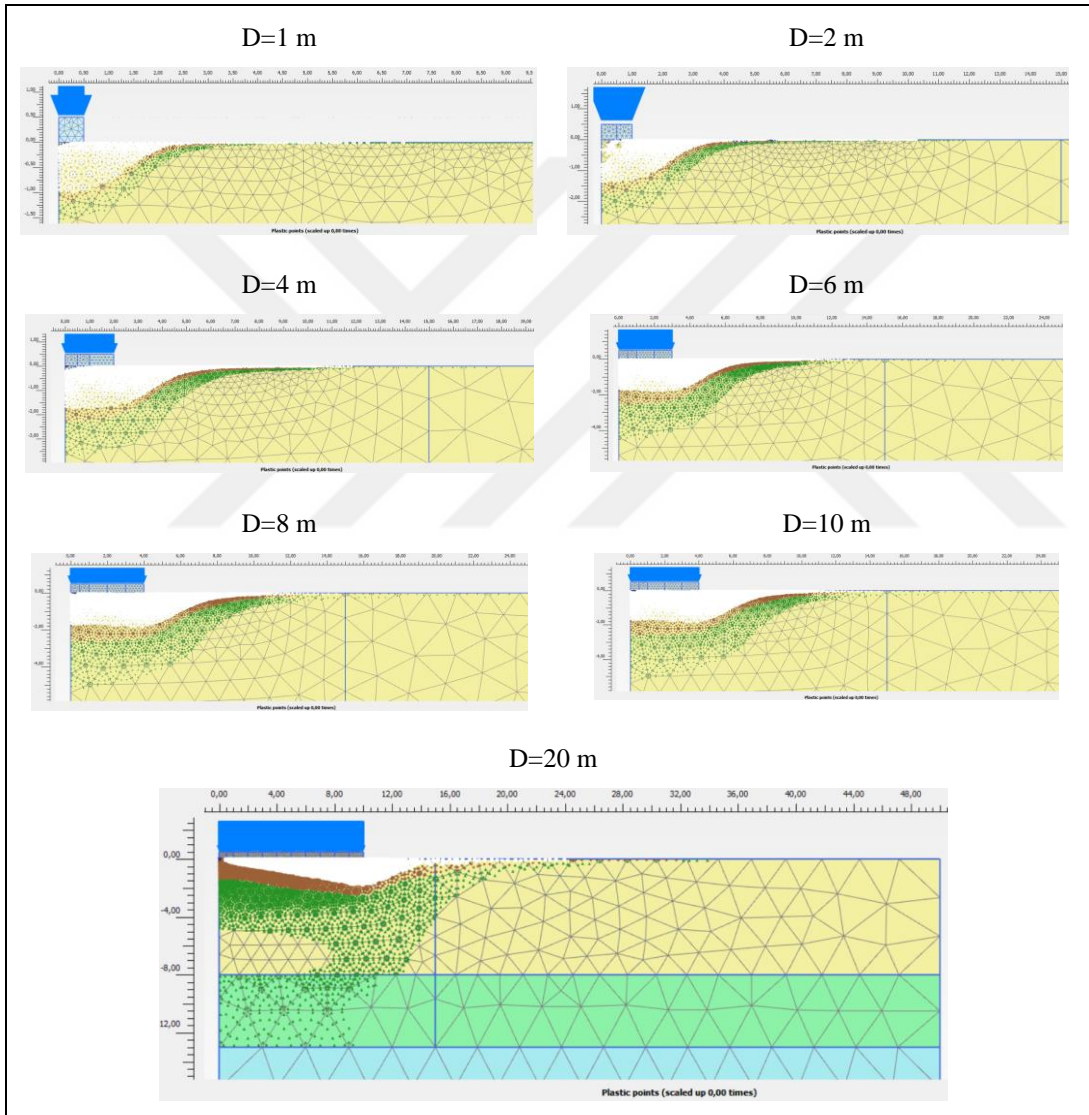
Ancak drenajlı durumda drenajsız durumdan bariz şekilde farklı olan bir durumun ortaya çıktığı görülmektedir. Burada deplasmanların çok daha düşük olduğu, yani deplasmanların göçme kaynaklı değil, oturma kaynaklı olduğu görülmektedir.

Yani drenajsız durumda yükün artması temel sistemini göçmeye yaklaştırırken, drenajlı deformasyonlar konsolidasyon oturması olarak karşımıza çıkmaktadır. Bu durumda göçme ihtimali olmamaktadır. Bu tip durumlarda sonuçların oturma limitleri açısından irdelenmesi uygun olmaktadır.



Şekil 5.4. Şekil değiştirmiş sonlu eleman ağı ($\sigma=100$ kPa - Uzun Vade - Üst 8 m).

100 kPa yükleme sonunda gerilme noktalarında ortaya çıkan durum Şekil 5.5.'de verilmiştir. Sadece $D=20$ m'de plastik düğümler bir alt seviyedeki sağlam zemine ulaşmaktadır. Yani bu da alt taraftaki zeminde direnç uyanabilmesi için çapın görece büyük olması gerektiği bilgisini desteklemektedir. Diğer bir deyişle alt tarafta sağlam bir tabakanın olmasının üstteki yumuşak zemin üzerinde oturan temelin stabilitesine gerekli desteği her zaman sağlayamayacağı anlaşılmaktadır. Bu da Eurocode 7'de üstte yumuşak katman bulunması durumunda alttaki sağlam zeminlerin özelliklerinin dikkate alınmaması yönündeki bildirimini teyit etmektedir.



Şekil 5.5. 100 kPa yükleme için gerilme noktasındaki durumlar.

Yukarıdaki şekillerde ortaya çıkan durum sayısal olarak Tablo 5.1. ve Tablo 5.2.'de sunulmaktadır. Tablo 5.1.'de üstteki yumuşak tabakanın 4 m ve 8 m olması durumları için kısa vadede yani drenajsız yükleme koşullarında temel merkezi ve kenarda ortaya çıkan düşey deplasman değerleri gösterilmektedir. Buradan, özellikle çapın 1 m, 2 m

ve 4 m olduğu durumlarda maksimum oturma değerlerinin üst tabakanın 4 m veya 8 m olmasından etkilenmeden hemen hemen aynı olduğu görülmektedir. Temel boyutunun D=20 m olması durumunda alttaki zeminde ilave gerilme olmasına bağlı olarak oturma kalıbının değiştiği görülmektedir.

Tablo 5.1. Kısa vadedeki temellerin merkezlerindeki ve uç noktalarındaki düşey deplasmanlar

K.V. 100 kPa (-)		KISA VADE ÜST TABAKA 8 m (mm)		KISA VADE ÜST TABAKA 4 m (mm)	
No.	D (m)	100 kPa Merkez	100 kPa Kenar	100 kPa Merkez	100 kPa Kenar
1	1	43,84	43,83	45,19	45,19
2	2	56,24	56,24	52,39	52,39
3	4	59,01	58,97	58,69	58,65
4	6	60,25	60,17	54,87	54,87
5	8	55,13	55,11	47,70	47,70
6	10	48,42	48,79	41,38	41,38
7	20	26,86	40,54	37,03	37,03

Tablo 5.2.'de ise uzun vadede (drenajlı yükleme durumunda) temel merkezi ve kenarında ortaya çıkan oturma değerleri gösterilmektedir. Burada da Tablo 5.1.'dekine benzer olarak küçük çaplı temellerde sonuçların üst katman kalınlığının 4 m veya 8 m olmasından etkilenmeden benzer olduğu görülmektedir.

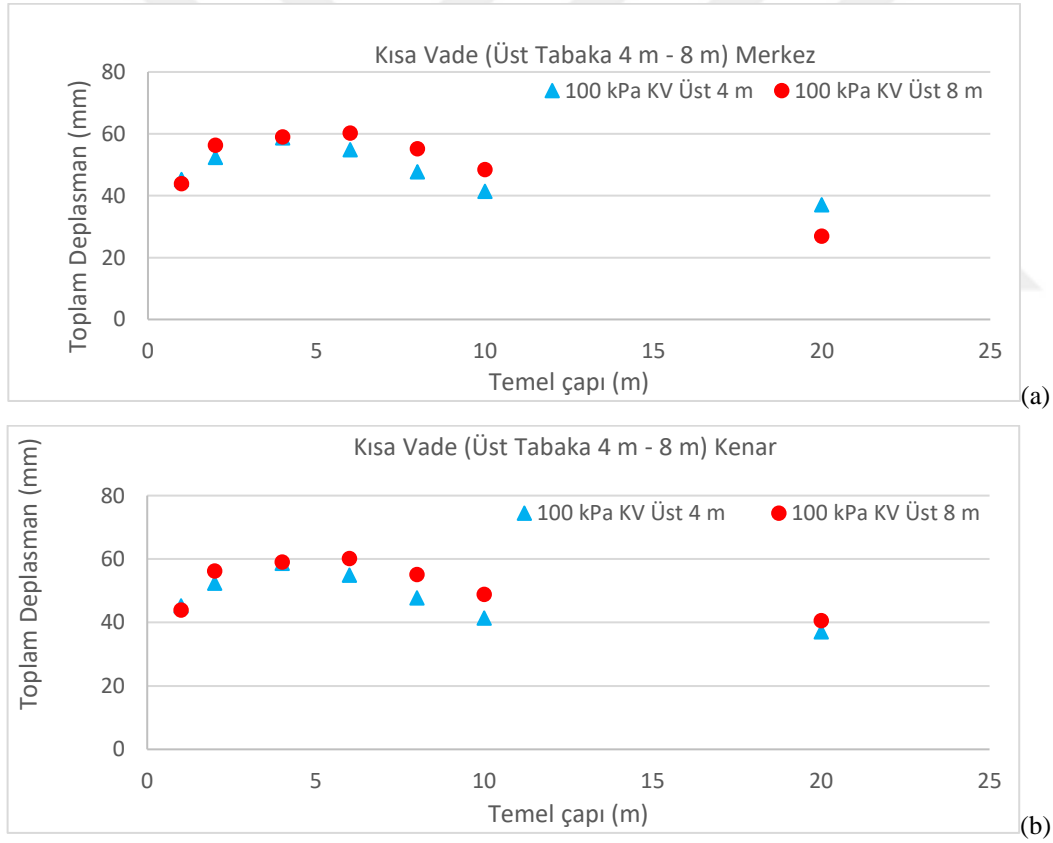
Tablo 5.2. Uzun vadede temellerin merkezlerindeki ve uç noktalarındaki düşey deplasmanlar

U.V. 100 kPa (-)		UZUN VADE ÜST TABAKA 8 m (mm)		UZUN VADE ÜST TABAKA 4 m (mm)	
No.	D (m)	100 kPa Merkez	100 kPa Kenar	100 kPa Merkez	100 kPa Kenar
1	1	18,29	18,29	18,13	18,13
2	2	27,77	27,76	27,29	27,29
3	4	39,81	39,76	37,46	37,41
4	6	47,56	47,37	42,76	42,57
5	8	52,86	52,33	46,10	45,61
6	10	57,03	55,89	48,85	47,87
7	20	72,33	64,02	60,71	55,38

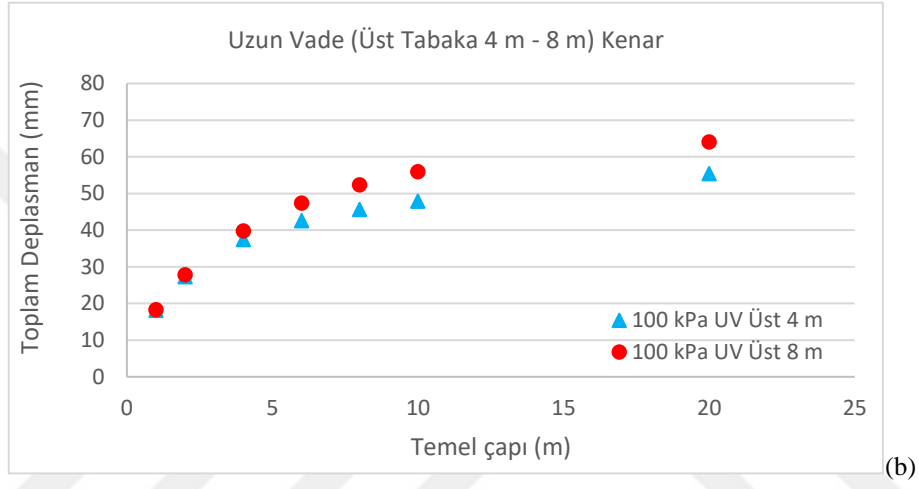
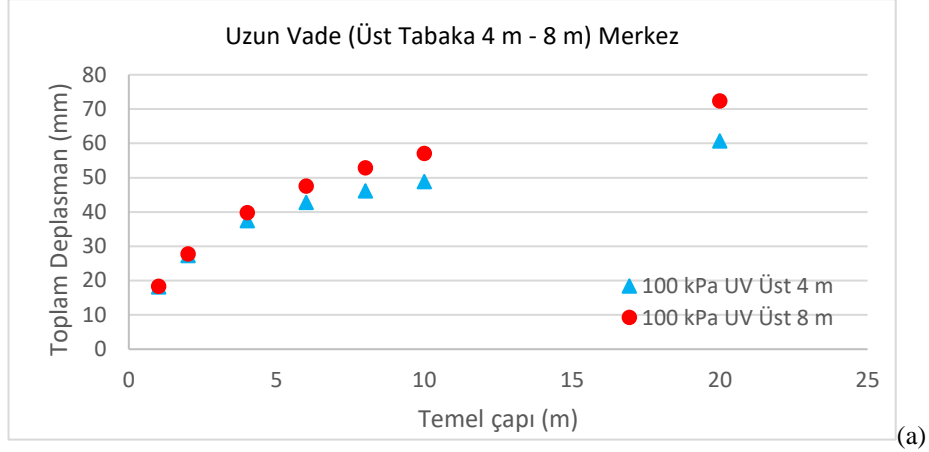
Şekil 5.6.'da kısa vade çözümleri için temel merkezi ve kenarında oluşan toplam deplasmanlar ayrı ayrı sunulmuştur. Buradan yumuşak üst tabaka kalınlığının 8 m olması durumunda deplasmanlar daha fazla olmakla birlikte aradaki farkların çok az olduğu görülmektedir. Buradan da oluşan deplasmanların yüzeye yakın derinliklerde oluştuğu teyit edilmektedir. Bunun yanında temel çapı arttıkça deplasmanların önce

artıp sonra azalma eğilimine girmesi temel genişliği ile yumuşak tabaka kalınlığı arasında bir ilişkinin bulunduğunu göstermektedir. Temel genişliğinin yumuşak tabaka kalınlığı civarında olduğu durumlarda alttaki tabakanın davranışı etkilemeye başladığı söylenebilir. Yumuşak üst tabaka kalınlığının 4 m olduğu durumda merkez ve kenar oturmaları hemen hemen aynı çıkmış olup temeller yatay vaziyette aşağı doğru hareket etmiştir. Kısa vadede yumuşak üst tabaka kalınlığının 8 m olduğu durumda en bariz fark temel çapının 20 m olduğu durumda görülmekte olup temel kenarı merkezin 1,5 katı kadar deplasman yapmıştır.

Şekil 5.7.'de uzun vade çözümleri için temel merkezi ve kenarında oluşan toplam deplasmanlar ayrı ayrı sunulmuştur. Uzun vadede (drenajlı) kısa vadeye (drenajsız) göre görülen en büyük fark temel çapı arttıkça deplasmanların sürekli artmasıdır. Bu farkın sebebi de konsolidasyon sürecinin etkisini göstermesidir.

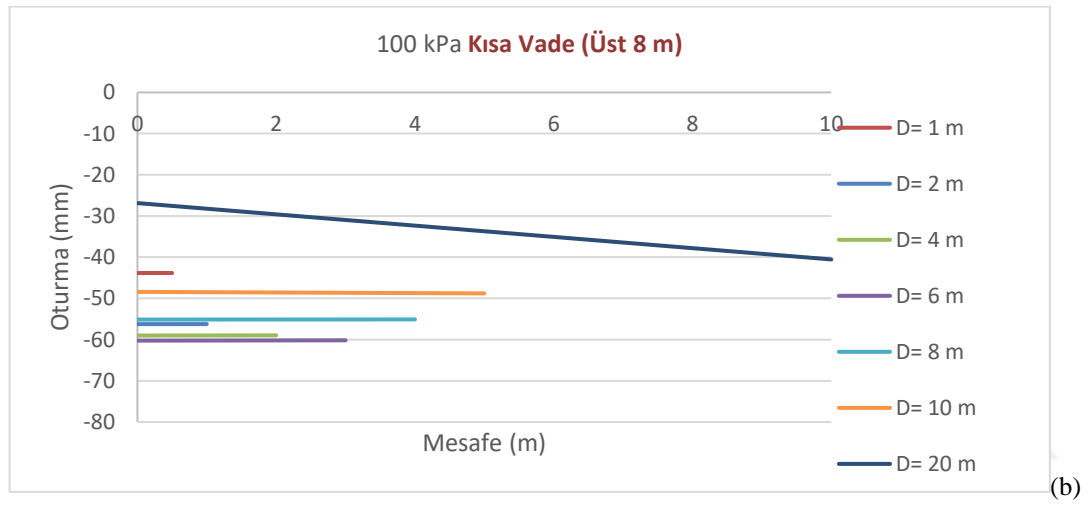
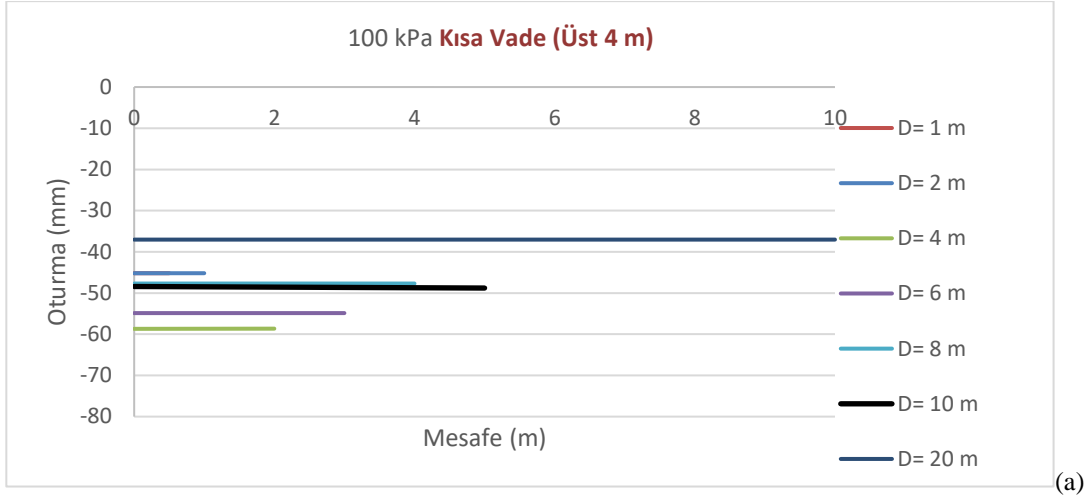


Şekil 5.6. Kısa vadede temel çaplarına göre toplam deplasmanlar (a) Merkez (b) Kenar.



Şekil 5.7. Uzun vadede temel çaplarına göre toplam deplasmanlar (a) Merkez
(b) Kenar.

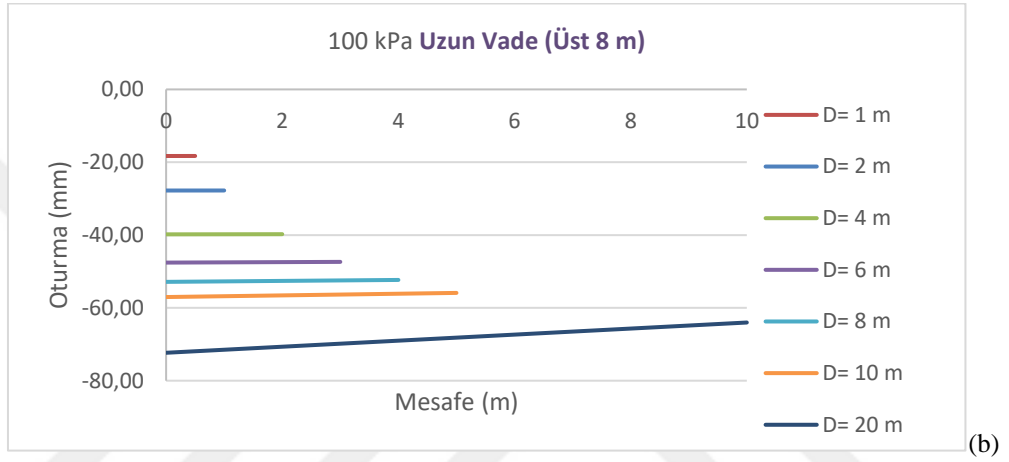
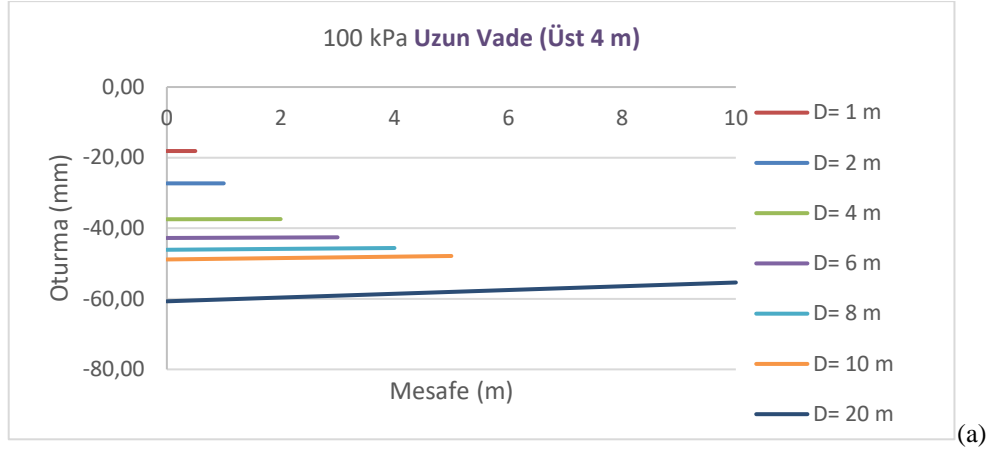
Şekil 5.8.'de yumuşak üst katman kalınlığının 4 m ve 8 m olması durumunda temellerin oturma kalıpları verilmektedir. Üstteki zayıf katman kalınlığının 4 m olması durumunda çap değeri fark etmeksizin tüm temellerde oturma kalıbının yatay olduğu görülmektedir. Üst tabakanın 8 m olması durumunda çapın 20 m olması halinde temel kenarının çok daha fazla oturma gösterdiği anlaşılmaktadır.



Şekil 5.8. Kısa vade durumunda temel çaplarına göre oturma kalıpları.

Şekil 5.9.'da uzun vadede (drenajlı çözüm) ortaya çıkan oturma kalıpları gösterilmektedir. Buradan, özellikle küçük çaplı temelerde drenajsız durumda gözlenen göçmeye doğru giden davranışın değişmekte olduğu sonucuna varılmaktadır. Bu da, düşey deformasyon değerlerinin daha küçük olması sonucu ile karşımıza çıkmaktadır.

Bunun yanında, temel genişliğinin 20 m olması durumunda temel ortasında meydana gelen oturmaların kenardaki değerlerden daha fazla olduğu izlenmektedir. Bu da, sönümlenen boşluk suyu basınçlarının yol açtığı bir sonuç olarak değerlendirilmektedir.



Şekil 5.9. Uzun vade durumunda temel çaplarına göre oturma kalıpları.



6. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Nehir kökenli alüviyal zeminlerden oluşan Adapazarı kentinde 1999 depremleri sonrasında yapılan zemin incelemelerinde şehrin bir çok yerinde yüzeyde 4-8 m kalınlığındaki yumuşak zeminlerin altında kalınlığı 8 m'lere varan sıkı çakıllı kumların varlığı tespit edilmiştir. Deprem sonrasında oluşan zemin kaynaklı hasarlara bakıldığında bu durumun incelenmesinin önemli olduğu görülmüş ve bu tez çalışması yürütülmüştür. Statik yükleme durumunun incelendiği bu tez çalışmasında sonuç olarak, temellerin yumuşak yüzey zeminlerinin üzerine oturması durumunda:

- Alttaki sağlam tabakanın yüzeye yakın veya uzak olmasından etkilenmeksizin hem Kısa Vade'de hem de Uzun Vade'de temel taşıma gücüne katkıda bulunamadığı ortaya konmuştur.
- Statik durumda ortaya çıkan bu durumun dinamik kuvvetler etkisi altında da geçerli olduğu 1999 depremlerinde görülmüştür. Buna göre depremlerde ortaya çıkan durumun sebebinin de zeminlerin kötü olması değil, zeminlerin incelenerek geoteknik açıdan gerekli tedbirlerin alınmaması olduğu teyit edilmiştir.

Güncel durumda bu tip ortamlarda:

- Kazı-geri mühendislik dolgusu yapılması,
- Yapının bodrumlu inşa edilmesi ve
- Zemin iyileştirmesi/derin temel seçeneklerinin yapı kat adedine bakılmaksızın değerlendirilmesi,

önemle tavsiyede bulunulur.



KAYNAKLAR

- (Url-1) <https://arkipedia.net/temel-cesitleri-nelerdir/>
- (Url-2) <https://tr.linkedin.com/pulse/r%C3%BCzgar-enerji-santralleri-5-abb-h%C3%BCseyin-g%C3%BCzel>
- (Url-3) <https://insapedia.com/silo-nedir-silo-bolumleri-ve-silo-yapisi-elemanlari>
- (Url-4) <https://link.springer.com/article/10.1007/s40098-017-0233-y>
- (Url-5) <http://yo1.ct.ntust.edu.tw/jge/files/articlefiles/v10i1201505111139438284.pdf>
- (Url-6) <https://www.ijsr.net/archive/v7i1/ART20179556.pdf>
- (Url-7) <https://link.springer.com/article/10.1007/s40891-023-00461-y>
- (Url-8) <https://www.nature.com/articles/s41598-024-58534-5.pdf>
- (Url-9) <https://link.springer.com/article/10.1007/s00366-019-00723-2>
- Abdulhaz, O., Al-Shenawy, A., Awad, A., Ve Al-Karni, A. (2005). "Derivation of bearing capacity equation for a two layered system of weak clay layer overlaid by dense sand layer." *Pertanika Journal of Science and Technology*, 13(2), 213-235.
- Andrawes, K.Z., Al-Omari, R.R., And Kirkpatrick, W.M. (1996). "Bearing capacity of a strip foundation on a sand layer overlying a smooth rigid stratum." *Geotechnical and Geological Engineering*, 14(3), 227-236.
- Arda, H.T., (2011). *Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücünün İki ve Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İncelenmesi*, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi.
- Asce/Awea Rp, (2011). *Recommended Practice for Compliance of Large Load-Base Wind Turbine Support Structures*. American Wind Energy Association, Washington.
- Bayazıt, Y., (2019). *Rüzgâr Enerjisi Türbinleri Yüzeysel Temellerinin Geoteknik Tasarımı*, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği bölümü, Yüksek Lisans Tezi.
- Ben-Hassaine J. Ve Griffiths D.V., (2013). *Geotechnical Exploration for Wind Energy Projects*. Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris.
- Berktaş, İ., (2003). *Betonarme 1, 3.Baskı*, Maya Basın Yayın, Sultanahmet, İstanbul.
- Carlos, A. F. (2004). "Ultimate bearing capacity of shallow foundations on layered soils." MSc Thesis, Civil and Environmental Engineering, Quebec: Concordia.
- Civelek, S., (2011). *Tabakalı Zeminlere Oturan Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü*, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Yüksek Lisans Tezi.

- Çapar, Ö.F., Aydın, H., Büyükbaş F., (2009, 3-4, Aralık) Yüzeysel Temellerin Taşıma Gücü Hesabında Eurocode 7 Kullanımı, 3.Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana, Türkiye.
- Demir, A., Laman, M., Bağrıaçık, B., Örnek, M. (2011). "Üniform Yüklü Dairesel Temel Altında İlave Gerilme Analizi",4.Geoteknik Sempozyumu, Çukurova Üniversitesi, Adana.
- En 1997-1. European Committee For Standardisation, 2004. Eurocode 7: Geotechnical Design-Part 1: General Rules.
- Georgiadis, M. (1985). "Bearing capacity of gravity bases on layered soil." *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 111(6), 712-729, [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1985\)111:6\(712\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1985)111:6(712)).
- Hanna, A.M. (1981b). "Foundations on strong sand overlying weak sand." *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 107(7), 915-927.
- Hanna, A.M. (1982). "Bearing capacity of foundations on a weak sand layer overlying a strong deposit." *Canadian Geotechnical Journal*, 19(3), 392-396, <http://dx.doi.org/10.1139/t82-043>.
- Hanna, A.M. (1987). "Finite element analysis of footings on layered soils." *Mathematical Modelling*, 9(11), 813-819, [http://dx.doi.org/10.1016/0270-0255\(87\)90501-X](http://dx.doi.org/10.1016/0270-0255(87)90501-X).
- Hanna, A.M. Ve Meyerhof, G. (1979). "Ultimate bearing capacity of foundations on a three-layer soil, with special reference to layered sand." *Canadian Geotechnical Journal*, 16(2), 412-414, <http://dx.doi.org/10.1139/t79-042>.
- Huang, M. Ve Qin, H-L. (2009). "Upper-bound multi-rigid-block solutions for bearing capacity of two-layered soils." *Computers and Geotechnics*, 36(3), 525-529, <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.10.001>.
- IEC 61400-1, (2007). *Wind Turbines-Part I: Design Requirements International Electrotechnical Commission, Geneva, Switzerland.*
- Joshi, V.C., Dutta, K.R., Shrivastava, R., (2015), *Ultimate Bearing Capacity Of Circular Footings On Layered Soil, Journal of GeoEngineering, Vol. 10, No. 1, pp. 25-34, April 2015, http://dx.doi.org/10.6310/jog.2015.10(1).4*
- Kalınlı, A., Acar, M.C., Ve Gündüz, Z. (2011). "New approaches to determine the ultimate bearing capacity of shallow foundations based on artificial neural networks and ant colony optimization." *Engineering Geology*, 117(1-2), 29-38, <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2010.10.002>.
- Keskin, M.S., (2009). *Güçlendirilmiş Kumlu Şevlere Oturan Yüzeysel Temellerin Deneysel ve Teorik Analizi, Çukurova Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Doktora Tezi.*
- Kumar, J. Ve Kouzer, K.M. (2007). "Effect of footing roughness on bearing capacity factor NY." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, 133(5), 502-511.
- Kumbasar, V., Kıp, F., (1999). *Zemin Mekaniği Problemleri, Çağlayan Kitabevi, İstanbul.*

- Kuo, Y.L., Jaksa, M.B., Lyamin, A.V., ve KAGGWA, W.S. (2009). "ANN-based model for predicting the bearing capacity of strip footing on multi-layered cohesive soil." *Computers and Geotechnics*, 36(3), 503-516, <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2008.07.002>.
- Laman, M. Ve Ark. (2016, 13-14, Mart) Geoteknik Mühendisliğinde Sayısal Yöntemlerin Kullanılması, 16.Ulusal Kongre, Atatürk Üniversitesi, Erzurum, Türkiye.
- Laman, M., Yıldız, A. Örnek, M. Ve Demir, A. (2007), "Zeminlerin Mekanik Davranışının Modellenmesi", 15. Ulusal Mekanik Kongresi, Isparta.
- MERIFIELD, R.S., SLOAN, S.W., Ve YU, H.S. (1999). "Rigorous solutions for the bearing capacity of two layered clay soils." *Géotechnique*, 49(4), 471-490.
- Meyerhof, G.G. (1974). "Ultimate bearing capacity of footings on sand layer overlying clay." *Canadian Geotechnical Journal*, 11,223-229.
- Michalowski, R.L. Ve Shi, L. (1995). "Bearing capacity of footings over two-layer foundations soil." *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 121(5), 421-428, [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1995\)121:5\(421\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1995)121:5(421)).
- Morgan, K., Ntambakwa, E., Hassan, G., (2008). Wind Turbine Foundation Behaviour and Design Considerations, AWEA Windpower Conference, Houston, USA: June.
- Mungan, H., (2021). Eurocode 7 Standardına Göre Temelerde Taşıma Gücü, İksadyayınevi, Ankara.
- Ntambakwa, E., Yu, E., Guzman C. Ve Rogers, M, (2016). geotechnical Design Consideration for onshore wind turbine shallow foundations, Geotechnical and Structural Engineering Congress, Phoenix, Arizona, USA.
- Oda, M. Ve Win, S. (1990). "Ultimate bearing capacity tests on sand with clay layer." *Journal Geotechnical Engineering*, 116(12), 1902-1906.
- Okamura, M., Takemura, J., Ve Kimura, T. (1998). "Bearing capacity predictions of sand overlying clay based on limit equilibrium methods." *Soils and Foundations*, 38(1), 181-194, <http://dx.doi.org/10.3208/sandf.38.181>.
- Orhan, M., (2022). Geoteknik Mühendisliği ve Temel İnşaatı, (Cilt I), Güncelleştirilmiş 2.Baskı, Gazi Kitabevi, Ankara.
- Önalp, A., Sert, S., (2016). Geoteknik Bilgisi III Bina Temelleri, Güncelleştirilmiş 3.Baskı, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Özmen, G., (2010). Dairesel Temelerde Taban Gerilmelerinin ve Kesir Zorlarının Hesabı, Türkiye Mühendislik Haberleri, 2010/5-6, 60-68.
- Padmını, D., Ilamparithi, K., Ve Sudheer, K.P. (2008). "Ultimate bearing capacity prediction of shallow foundations on cohesionless soils using neurofuzzy models." *Computers and Geotechnics*, 35(1), 33-46, <http://dx.doi.org/10.1016/j.compgeo.2007.03.001>.
- Plaxis 2d Material Models Manual, 2023.
- POTTS, D.M. And ZDRAVKOVIC, L., (2001), "Finite Element Analysis in Geotechnical Engineering Application" Thomas Telford Publishing.

- Purushothamaraj, P., Ramiah, B.K., Ve Venkatakrishna Rao, K.N. (1974). "Bearing capacity of strip footings in two layered cohesive- friction soils." *Canadian Geotechnical Journal*, 11(1), 32-45, <http://dx.doi.org/10.1139/t74-003>.
- Rıchart, F.E., Hall, J.R., Ve Woods, R.D., 1970. *Vibrations of Soils and Foundations*. Prentice Hall, Inc.
- Sert, S., (2003). *Alüvyal Ortamda Kazıklı Yayılı Temellerin Üç Boyutlu Analizi*, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Bölümü, Doktora Tezi.
- Sert, S., Önalp A., Ural N., (2008, 16-17, Ekim) Adapazarı Derin Zemin Profilinin Yapısı, Onikinci Ulusal Kongre, Selçuk Üniversitesi, Konya, Türkiye.
- Szypcio, Z. Ve Dołżyk, K. (2006). "The bearing capacity of layered subsoil." *Studia Geotechnica et Mechanica*, 28(1), 45-60.
- Tinjum, J.M. Ve Christensen, R.W., 2010. *Site Investigation Characterisation and Assessment for Wind Energy Systems*, Woodhead Publishing.
- Toğrol, E., Sivrikaya, O., (2009). *Arazi Deneyleri ve Geoteknik Tasarımda Kullanımlar*, Birsen Yayınevi, İstanbul.
- Yin, J.-H., Wang, Y.-J., Ve Selvadurai, A.P.S. (2001). "Influence of nonassociativity on the bearing capacity of a strip footing." *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE, 127(11), 985-989, [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:11\(985\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:11(985)).
- Zhang, Q. Ve Luan, M. (2008). "Study on ultimate bearing capacity of two-layered subsoil under horizontal and vertical loading." *Geotechnical Engineering for Disaster Mitigation and Rehabilitation*, 1093-1100.
- Zhu, M. (2004). "Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method." *Proc. of the ABAQUS Users' Conference*, June, 2004, Massachusetts, Boston, 776-787.
- Zhu, M. Ve Michalowski, R.L. (2005). "Bearing capacity of rectangular footings on two-layer clay." *The 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 12-16 September, 2005, Osaka, Japan, 997-1000.
- TOĞROL, E., SİVRİKAYA, O., 2009. *Arazi Deneyleri ve Geoteknik Tasarımda Kullanımlar*, Birsen Yayınevi, İstanbul.

ÖZGEÇMİŞ

Ad-Soyad : Çağrı Murat MERCAN

ÖĞRENİM DURUMU:

- Lisans** : 2003, Kocaeli Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
- Yükseklisans** : 2024, Sakarya Üniversitesi, Geoteknik Dalı, Geoteknik Programı

MESLEKİ DENEYİM:

- 2008-2009, Proje Mühendisi, Rusya
- 2006-2008, Saha Koordinatörü, Pakistan
- 2004-2006, Teknik Ofis Mühendisi, Libya