

**T.C.
ERCIYES ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**DERİN KAZILARDA ANKRAJ PARAMETRELERİNİN
SAYISAL ANALİZİ**

**Hazırlayan
Gamze YALÇIN**

**Danışman
Doç. Dr. Erdal UNCUOĞLU**

Yüksek Lisans Tezi

**Haziran 2019
KAYSERİ**

**T.C.
ERCIYES ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**DERİN KAZILARDA ANKRAJ PARAMETRELERİNİN
SAYISAL ANALİZİ
(Yüksek Lisans Tezi)**

**Hazırlayan
Gamze YALÇIN**

**Danışman
Doç. Dr. Erdal UNCUOĞLU**

**Haziran 2019
KAYSERİ**

BİLİMSEL ETİĞE UYGUNLUK

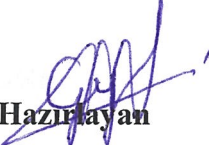
Bu çalışmadaki tüm bilgilerin, akademik ve etik kurallara uygun bir şekilde elde edildiğini beyan ederim. Aynı zamanda bu kural ve davranışların gerektirdiği gibi, bu çalışmanın özünde olmayan tüm materyal ve sonuçları tam olarak aktardığımı ve referans gösterdiğimi belirtirim.

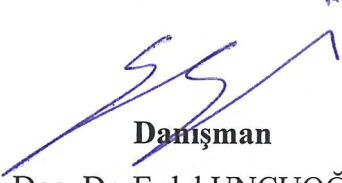
Adı Soyadı: Gamze YALÇIN

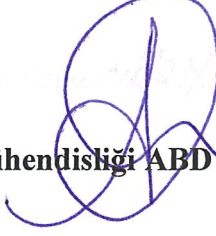
İmza: 

İmza

“Derin Kazılarda Ankraj Parametrelerinin Sayısal Analizi” adlı Yüksek Lisans Tezi, Erciyes Üniversitesi Lisansüstü Tez Önerisi ve Tez Yazma Yönergesi’ ne uygun olarak hazırlanmıştır.


Hazırlayan
Gamze YALÇIN


Danışman
Doç. Dr. Erdal UNCUOĞLU


İnşaat Mühendisliği ABD Başkanı
Prof. Dr. Ahmet Alper ÖNER

Doç. Dr. Erdal UNCUOĞLU danışmanlığında **Gamze YALÇIN** tarafından hazırlanan **“Derin Kazılarda Ankraj Parametrelerinin Sayısal Analizi”** adlı bu çalışma jürimiz tarafından Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü **İnşaat Mühendisliği** Anabilim Dalında **Yüksek Lisans** tezi olarak kabul edilmiştir.

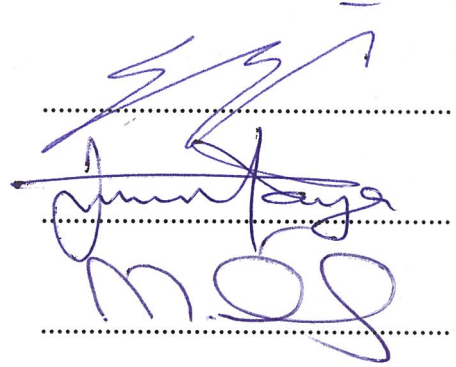
27/ 06/ 2019

JÜRİ:

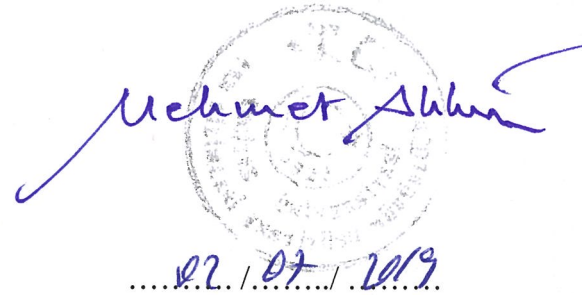
Danışman : Doç. Dr. Erdal UNCUOĞLU

Üye : Doç. Dr. Zülküf KAYA

Üye : Doç. Dr. Murat ÖRNEK

**ONAY:**

Bu tezin kabulü Enstitü Yönetim Kurulunun 02/07/2019 tarih ve 2019/37-15 sayılı kararı ile onaylanmıştır.



.....02. / 07 / 2019.....

Prof. Dr. Mehmet AKKURT

Enstitü Müdürü

TEŞEKKÜR

Tez çalıőmamın her aşamasında bana yardımcı olan ilgi ve desteğini eksik etmeyen, değerli gürüő ve fikirleriyle tez çalıőmamda önemli katkıları bulunan tez danıőmanım Doç.Dr. Erdal UNCUOğLU'na teşekkür ederim.

Ayrıca tez çalıőmam süresince ve eğitim hayatım boyunca maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen, çok değerli aileme en içten teőekkürlerimi sunarım.

Gamze YALÇIN
Haziran 2019, KAYSERİ

DERİN KAZILARDA ANKRAJ PARAMETRELERİNİN SAYISAL ANALİZİ

Gamze YALÇIN

Erciyes Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü
Yüksek Lisans Tezi, Haziran 2019
Danışman: Doç. Dr. Erdal UNCÜOĞLU

ÖZET

Bu çalışmada, ankraj uygulama derinliğinin, ankraj eğimi ya da açısının ve duvar çakma derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkisini araştırmak için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Duvar çakma derinliği, ankraj kuvveti ve duvara etkileyen maksimum eğilme momenti değerleri tasarım esnasında limit denge yöntemine dayalı geleneksel yöntem kullanılarak belirlenmiştir. Yapılan çalışmada; ankraj uygulama derinliğinin, ankraj eğimi ya da açısının ve duvar çakma derinliğinin duvar deplasmanlarını, duvar eğilme momentlerini nasıl etkilediğinin yanısıra ankraj kuvvetleri, ankraj kök kuvvetleri ve tek sıra ankrajlı perde duvar ile desteklenmiş derin kazı problemine ait güvenlik katsayısı üzerindeki etkileri de araştırılmıştır. Duvarın yapısal tepkisini ve davranışını değerlendirmek için sayısal modelleme ve analizlerin yapılmasında sonlu elemanlar yöntemine dayanan PLAXIS 2D programı kullanılmıştır.

Mevcut parametrelerin perde duvar davranışı üzerine etkileri PLAXIS 2D programı ile gerçekleştirilen analizlerden elde edilen sonuçlara göre ifade edilmiştir. Sonuçlar, ankraj uygulama derinliğinin artması ile maksimum eğilme momenti değerlerinin azaldığını, ankraj eğimlerinin artmasının duvar deplasmanlarında önemli sayılabilecek değişimler oluşturmadığını, duvar çakma derinliğindeki artışın ise ankraj kuvvetlerini ve ankraj kök kuvvetlerini önemli derecede etkilemediğini göstermektedir.

Anahtar Kelimeler: Derin kazı, Ankraj, PLAXIS, Yanal zemin basınçları.

NUMERICAL ANALYSIS OF ANCHOR PARAMETERS IN DEEP EXCAVATIONS

Gamze YALÇIN

Erciyes University, Graduate School of Natural and Applied Sciences

Master Thesis, June 2019

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Erdal UNCUOĞLU

ABSTRACT

In this study, a parametric study was carried out to investigate the effect of anchor application depth, anchor slope or angle and wall penetration depth on single row anchor wall behavior. The wall penetration depth, anchor force and maximum bending moment values acting on the wall were determined by using conventional method based on limit equilibrium method. In this study, investigated how anchor application depth, anchor slope or angle and wall penetration depth effect wall displacements, wall bending moments, as well as anchor forces, anchor bond forces and the safety of factor values of the deep excavation problem supported by a single row anchored curtain wall. In order to evaluate the structural response and behavior of the wall, PLAXIS 2D program based on the finite element method was used for numerical modeling and analysis.

The effects of the existing parameters on the curtain wall behavior were expressed according to the results obtained from the analyses performed with PLAXIS 2D program. The results show that maximum bending moment values decrease with increasing anchor application depth and that increasing anchor slopes do not cause significant changes in wall displacements. In addition these, increase in the depth of wall penetration depth does not affect significantly, anchoring forces and anchoring bond forces.

Keywords: Deep excavation, Anchor, PLAXIS, Lateral earth pressures

İÇİNDEKİLER

DERİN KAZILARDA ANKRAJ PARAMETRELERİNİN SAYISAL ANALİZİ	
BİLİMSEL ETİĞE UYGUNLUK	ii
YÖNERGEYE UYGUNLUK SAYFASI	iii
KABUL VE ONAY	iv
TEŞEKKÜR.....	v
ÖZET.....	vi
ABSTRACT.....	vii
İÇİNDEKİLER	viii
KISALTMALAR	xi
TABLolar LİSTESİ.....	xiv
ŞEKİLLER LİSTESİ	xv

1. BÖLÜM

1.1. Giriş	1
------------------	---

2. BÖLÜM

YANAL ZEMİN BASINÇLARI

2.1. Giriş	3
2.2. Rankine Teorisi	5
2.2.1. Sükunet durumu (Elastik Denge Hali)	6
2.2.2. Plastik denge durumu	9
2.2.2.1. Aktif durum.....	9
2.2.2.2. Pasif durum	12
2.3. Rankine Formülleri.....	13
2.3.1. Aktif Koşul	13
2.3.2. Pasif Koşul.....	16
2.4. Coulomb Teorisi	17

2.5. Rankine Teorisi ile Coulomb Teorisinin Karşılaştırılması	20
2.6. Yer Altı Suyu Etkileri	21
2.7. İlave Yükler Bulunması Halinde Zemin Yanal Basınçları.....	22
2.8. İksa Sistemlerine Etkiyen Zemin Basınçları	25
2.9. Ankrajlı Palplanş Duvarların Tasarım Yöntemleri	26
2.9.1. Serbest Zemin Destek Yöntemi	26
2.9.2. Sabit Zemin Destek Yöntemi.....	30

3. BÖLÜM

DERİN KAZI DESTEKLEME SİSTEMLERİ

3.1. Giriş	33
3.2. Destek Sistemleri	35
3.2.1. Diyafram Duvarlar	35
3.2.1.1. Diyafram Duvar İmalatının Yapım Aşamaları.....	36
3.2.2. Palplanş Duvarlar.....	38
3.2.2.1. Palplanş Duvar Çeşitleri	40
3.2.3. Fore Kazıklı Duvarlar	41
3.2.3.1. Fore Kazık İmalat Aşamaları.....	43

4. BÖLÜM

ZEMİN ANKRAJLARI VE PERDE DUVARIN TASARIMI

4.1. Giriş	47
4.2. Ankrajların Kısımları.....	49
4.3. Ankrajların Sınıflandırılması	51
4.3.1. Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması	51
4.3.2. İmalat Teknikleri Dikkate Alınarak Ankrajların Sınıflandırılması	53
4.4. Zemin Ankrajlarının Tasarımı	55
4.4.1. Kritik Potansiyel Göçme Yüzeyinin Tanımlanması.....	55
4.4.2. Ankraj Serbest Boyunun Tanımlanması.....	56

4.4.3. Komşu Ankrajlar Arası Yatay Mesafe ve Düşey Mesafe	58
4.4.4. Ankraj Yüklerinin Hesaplanması.....	60
4.4.5. Ankraj Kökünün Tasarımı.....	61
4.4.6. Ankraj Açısı ya da Eğiminin Seçilmesi	66
4.4.7. Öngermeli Çelik Elemanın Seçimi.....	67
4.4.8. Ankraj Deney Yüküne Dayanım.....	69
4.4.9. Dış Stabilite Tahkiki.....	70
4.4.10. Perde Duvarın Boyutlandırılması.....	72

5. BÖLÜM UYGULAMA ÖRNEĞİ

5.1. Uygulama Örneğinin Geleneksel Yöntem ile Çözümü ve Tek Sıra Ankrajlı Perde Duvarın Tasarımı.....	75
5.2. Uygulama Örneğinin Sonlu Elemanlar Yöntemine Dayalı Plaxis 2D 2011 Programı ile Analizi ve Elde Edilen Sonuçların Değerlendirilmesi	82
5.2.1. Ankraj Uygulama Derinliğinin Etkisi	88
5.2.2. Ankraj Açısının Etkisi.....	90
5.2.3. Duvar Çakma Derinliğinin Etkisi	91

BÖLÜM 6 SONUÇLAR VE ÖNERİLER

KAYNAKÇA	100
ÖZGEÇMİŞ.....	103

KISALTMALAR

c	: Kohezyon
φ	: İçsel sürtünme açısı
γ	: Zemin birim hacim ağırlığı
σ_x	: Yatay gerilme
σ_0	: Sükunet durumunda yatay gerilme
K_0	: Sükunetteki yanal zemin basınç katsayısı
σ_z	: Düşey gerilme
φ'	: Zeminin efektif sürtünme açısı
OCR	: Zeminin aşırı konsolidasyon oranı
ν	: Poisson oranı
P_0/b	: Zemin ile duvarın birim uzunluğu arasında etkiyen normal kuvvet
b	: Duvarın birim uzunluğu
H	: Duvarın yüksekliği
τ	: Kayma gerilmesi
s	: Kayma dayanımı
K_a	: Aktif yanal zemin basınç katsayısı
K_p	: Pasif yanal zemin basınç katsayısı
σ	: Zemin basıncı
P_a / b	: Zemin ve duvarın birim uzunluğu arasındaki normal kuvvet
V_a / b	: Zemin duvarın birim uzunluğu arasındaki kesme kuvveti
σ'_z	: Düşey efektif gerilme
β	: Duvar üzerindeki zemin yüzeyinin eğimi
W	: Kamanın kendi ağırlığı
R	: Bileşke kuvvet
P_a	: Aktif bileşke kuvvet
δ	: Duvar ile zemin arasındaki sürtünme açısı
a'	: Yayılı yükün uygulama uzunluğu
P	: Yayılı q yükünden dolayı z derinliğinde oluşan ilave yanal basıncın değeri
b'	: Yayılı yükün duvar noktasına olan mesafesi
F	: Palplanş duvarın birim uzunluğundaki ankraj kuvveti

D	: Teorik penetrasyon derinliği
T_{hi}	: Yatay ankraj yükü değeri
s	: Komşu ankrajlar arası yatay mesafe
T_h	: Toplam ankraj yükü
T	: Ankraj yükü
θ	: Ankrajın yatayla yaptığı eğim açısı
T_v	: Toplam ankraj yükünün düşey bileşeni
P_{all}	: Herbir ankraj elemanına ait izin verilebilir taşıma gücü
P_{ult}	: Ankraj kökü için hesaplanan nihai taşıma kapasitesi
FS	: Güvenlik katsayısı
d	: Kuyu apı
L	: Kök boyu ya da kök uzunluğu
τ	: Zemin ve ankraj kökü arasındaki kayma gerilmesi
σ'	: Ankraj kökü orta noktası üzerinde, zemin ağırlığı nedeni ile ortalama düşey efektif gerilme
F	: Sıyırılma direnci
σ'_0	: Ankraj kök uzunluğu orta noktasına göre ortalama düşey efektif gerilme
K	: Toprak basınc katsayısı
c_a	: Adhezyon
c_u	: Drenajsız kohezyon değeri
F_p	: Zeminin maksimum pasif direnci
S	: Perdenin birim uzunluğuna karşılık gelen mukavemet ya da kesit modülü
σ_{all}	: Perde duvar için izin verilebilir eğilme gerilmesi
I	: Atalet momenti değeri
$y_{maksimum}$: Tarafsız eksene en uzak nokta
O'	: Zemin ankrajı uygulama noktası
$M_{maksimum}$: Maksimum eğilme momenti
f_{ck}	: Karakteristik basınc dayanımı
f_{cd}	: Tasarım basınc dayanımı
E	: Elastisite modülü
D_{teorik}	: Duvar akma derinliği
T	: Yatay ankraj kuvveti
$F_{tasarım}$: Ankraj tasarım yükü

Q_a	: Eksenel düşey yük taşıma kapasitesi
Q_s	: Gövde taşıma kapasitesi
Q_b	: Uç taşıma kapasitesi
ψ	: Dilatasyon açısı
ϕ'_c	: Kum zeminin içsel sürtünme açısının kritik durumdaki değeri
ϕ'_p	: Kum zeminin içsel sürtünme açısının pik değeri
R_{inter}	: Ara yüzey mukavemeti
k_x, k_y	: Permeabilite katsayısı
γ_{doygun}	: Zemin doygun birim hacim ağırlık
γ_k, γ_n	: Zemin kuru birim hacim ağırlık
EA	: Eksenel rijitlik
EI	: Eğilme rijitliği
d	: Duvar kalınlığı
w	: Yayılı düşey yük
$L_{spacing}$: Ankrajlar arası yatay mesafe
AUD	: Ankraj uygulama derinliği

TABLOLAR LİSTESİ

Tablo 2.1. Aktif duruma ulaşmak için gerekli duvar hareketi.....	11
Tablo 2.2. Pasif duruma erişmek için gerekli duvar hareketi.....	13
Tablo 2.3. Duvar - zemin sürtünme açıları, δ ,.....	20
Tablo 4.1. Zemin ankrajları için minimum güvenlik değerleri	51
Tablo 4.2. Küçük çaplı, düz gövdeli ve yerçekimiyle enjeksiyonlu zemin ankrajlarının ön tasarımı için tahmini nihai transfer yük değerleri.....	63
Tablo 4.3. Ankraj kökü boyunca zemin ile harç ara yüzeyindeki ortalama nihai aderans gerilme (bond stress) değerleri.....	65
Tablo 4.4. Öngermeli çelik çubukların özellikleri.....	68
Tablo 4.5. 15 mm çapındaki öngermeli çelik halatların özellikleri.....	68
Tablo 4.6. Çelik halat ya da çelik donatı bağ elemanı için minimum kuyu çapı değerleri.....	69
Tablo 5.1. Zemin ankrajının farklı uygulama derinlikleri için elde edilen sonuçlar	77
Tablo 5.2. Gevşek kum zemine ait malzeme özellikleri.....	84
Tablo 5.3. Perde duvar (plate) eleman için malzeme özellikleri	85
Tablo 5.4. Zemin ankraj elemanı (node-to-node anchor) için malzeme özellikleri	86
Tablo 5.5. Ankraj kök elemanı (geogrid) için malzeme özellikleri.....	87
Tablo 5.6. Ankraj uygulama derinliğinin perde duvar davranışına etkisi	96
Tablo 5.7. Ankraj açısı ya da eğiminin perde duvar davranışına etkisi.....	96
Tablo 5.8. Duvar çakma derinliğinin perde duvar davranışına etkisi.....	97

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 2.1.	Dayanma yapılarında oluşan yanal zemin basıncı türleri	4
Şekil 2.2.	Zemin dayanma yapısı ile bitişindeki zemin arasına etkiyen kuvvetler ve basınçları	5
Şekil 2.3.	Yarı sonsuz ortamda zemin elemanı	6
Şekil 2.4.	Bir dayanma yapısı üzerine sükunet durumunda etkiyen yanal zemin basıncı	8
Şekil 2.5.	Sükunetteki durumdan aktif duruma geçen bir zeminin gerilme koşullarındaki değişim	10
Şekil 2.6.	Aktif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kayma yüzeyleri	10
Şekil 2.7.	Duvar hareketinin kumdaki yanal zemin basıncına etkisi	11
Şekil 2.8.	Pasif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kayma yüzeyleri.....	12
Şekil 2.9.	Sükunetteki durumdan pasif duruma geçen bir zeminde gerilme koşullarındaki değişim	12
Şekil 2.10.	Dayanma duvarı arkasındaki zemin için Rankine çözümü ile elde edilen serbest cisim diyagramı (a) aktif durum ve (b) pasif durum.....	15
Şekil 2.11.	Dayanma duvarları arkasındaki zemin basınçlarının (a) teorik (b) gözlenen dağılımları	16
Şekil 2.12.	Kohezyonsuz zeminde Coulomb Kama Teorisi (aktif durum).....	18
Şekil 2.13.	Kohezyonsuz zeminde Coulomb Kama Teorisi (pasif durum)	19
Şekil 2.14.	Yer altı suyu olması durumunda toplam yanal basınçlar.....	22
Şekil 2.15.	q çizgi yükünden dolayı oluşan ilave yanal basınç dağılımı	23
Şekil 2.16.	q yayılı yükünden dolayı oluşan ilave yanal basınç dağılımı	25
Şekil 2.17.	Farklı duvar hareketleri için toprak basıncı dağılımları.....	25
Şekil 2.18.	Kum zemine penetre olan ankrajlı palplanş duvar.....	27
Şekil 2.19.	Kil zemine penetre olan ankrajlı palplanş duvar	29
Şekil 2.20.	Sabit zemin destek yöntemi	30
Şekil 2.21.	Eşdeğer konsol kiriş.....	31
Şekil 3.1.	Diyafram duvar imalat aşamaları.....	38
Şekil 3.2.	Çelik palplanş tipleri.....	39
Şekil 3.3.	Dizilimlerine göre kazıklı perdeler	42

Şekil 3.4.	Fore kazık duvar imalat aşamaları	44
Şekil 3.5.	Kılıflı fore kazık duvar imalat aşamaları	45
Şekil 4.1.	Ankrajların kullanım alanları	48
Şekil 4.2.	Zemin ankrajı bileşenleri	50
Şekil 4.3.	Ankraj kafası bileşenleri	50
Şekil 4.4.	Kazık yükleme deneyi	52
Şekil 4.5.	İksa duvarının desteklenmesi.....	52
Şekil 4.6.	Sürekli ankrajlara örnekler.....	53
Şekil 4.7.	İmalat tekniklerine göre ankraj tipleri	54
Şekil 4.8.	Kritik potansiyel göçme yüzeyinin yeri.....	56
Şekil 4.9.	Zemin ankrajlarının duvar stabilitesine katkısı.....	57
Şekil 4.10.	Ankrajlar arası minimum yatay mesafe	58
Şekil 4.11.	Ankraj yükünün bileşenleri.....	60
Şekil 4.12.	Dış stabilite tahkiki için göçme yüzeyleri.....	70
Şekil 4.13.	Aktif ve pasif toprak basınç katsayıları	71
Şekil 4.14.	Tek sıra ankrajlı perde duvarların şekil değiştirme ve moment diyagramı	73
Şekil 5.1.	Toprak basınçlarının serbest toprak destek yöntemi ile elde edilişi	76
Şekil 5.2.	Zemin ankrajının serbest uzunluğunun belirlenmesi	79
Şekil 5.3.	Model geometri sınır mesafeleri	83
Şekil 5.4.	Sayısal modelin sonlu elemanlar ağı	83
Şekil 5.5.	Perde duvar (plate) elemanın malzeme özellikleri	85
Şekil 5.6.	Duvar eğilme momentlerinin ve plastik göçme bölgelerinin AUD ile değişimi.....	89
Şekil 5.7.	Duvar yatay deplasman değerlerinin ve duvar eğilme momenti değerlerinin duvar çakma derinliği ile değişimi.....	93
Şekil 5.8.	Plastik göçme bölgelerinin oluşumunun duvar çakma derinliği ile değişimi.....	94

1. BÖLÜM

1.1. Giriş

Günümüzde kentsel alanlardaki yüksek arazi maliyetini optimize etmek, zemine etkiyen yükü azaltmak ve mevcut arazileri daha verimli kullanmak için yer altı alanları yaygın olarak kullanılmaktadır. Derin temeller, yer altı otoparkları, alışveriş merkezleri, depolama tankları ve metro inşası gibi çeşitli yer altı yapılarını inşa etmek için birçok derin kazı çalışması yapılmaktadır. Bu derin kazı işlerinin yürütülmesi için uygun dayanma duvarı ve destek sistemlerinin kullanılması gerekmektedir. Yetersiz destek sistemleri her zaman büyük bir endişe kaynağıdır, çünkü kazı işlemi gerilme durumlarını değiştirir ve önemli duvar deformasyonlarına ve zemin hareketlerine neden olabilir. Bu nedenle derin kazının stabilitesi sağlanmalı ve kazı kaynaklı deformasyonlar izin verilen sınırlar içerisinde olmalıdır.

Bilgisayar teknolojisinin ilerlemesi ve sonlu elemanlar yönteminin kullanılabilirliği mühendislere geoteknik problemleri analiz etmek için gelişmiş olanaklar sağlamaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi genellikle destekli kazılar gibi karmaşık zemin –yapı etkileşim problemlerini modellemek için kullanılmaktadır. Bu yöntem kullanılarak derin bir kazı analizinin başarısı, zemin mekaniğinin, zemin davranışının ve ilgili parametrelerinin, yapısal özelliklerinin ve eldeki yazılımın arka planının iyi anlaşılmasına bağlıdır.

Bu tez çalışmasında ankraj uygulama derinliğinin, ankraj eğimi ya da açısının ve duvar çakma derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerine etkisini araştırmak için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Sayısal analizler için PLAXIS paket programı kullanılmıştır. Ayrıca duvar çakma derinliği, ankraj kuvveti ve duvara etkiyen maksimum eğilme momenti değerleri tasarım esnasında limit denge yöntemine dayalı geleneksel yöntem kullanılarak belirlenmiştir. Her bir parametrenin analizinde tek sıra

ankrajlı perde duvarda oluşan deplasmanlar, eğilme momentleri, kök kuvveti, ankraj kuvveti ve güvenlik katsayısı değerleri hesaplanmış ve sonuçlar yorumlanmıştır.

Tez çalışması aşağıda özetlenen bölümlerden oluşmaktadır.

İkinci bölümde yanal zemin basınçlarının hesabı ile ilgili bilgiler verilmiştir. Yanal zemin basınçlarının hesabında kullanılan Rankine ve Coulomb Teorileri anlatılmıştır.

Üçüncü bölümde derin kazılarda kullanılan destekleme sistemlerine değinilerek, palplanş duvarlar, diyafram duvarlar ve kazık duvarlar açıklanmıştır.

Dördüncü bölümde zemin ankrajları ve perde duvarın tasarımı ile ilgili ayrıntılı bilgiler verilmiştir.

Tezin son bölümü olan beşinci bölümde ise uygulama örneğinin geleneksel yöntem ile çözümü ve sonlu elemanlar yöntemine dayalı PLAXIS 2D programı ile analizi yapılmış ve elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir.

2. BÖLÜM

YANAL ZEMİN BASINÇLARI

2.1. Giriş

Yüksek katlı binalar ve yer altı ulaşım tesisleri için temellerin inşası, su ve kanalizasyon hatlarının döşenmesi gibi bazı mühendislik yapılarının uygulanmasında düşey veya düşeye yakın kazılar gereklidir. Kazının düşey yüzeyleri göçmeyi önlemek için dayanma yapıları ile desteklenirler [1].

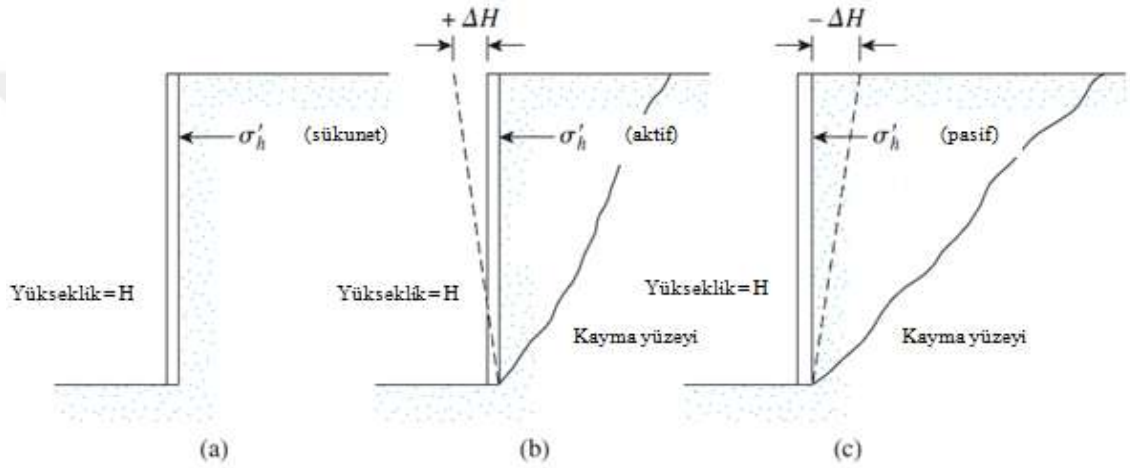
Dayanma duvarına etki eden yanal zemin basınçları duvarın tasarım ve stabilite hesaplamalarında önemli rol oynamaktadır. Duvarın arka tarafına etki eden yanal zemin basıncı duvarın kayması ve dönmesi gibi kararsızlığa neden olabilecek itici güçtür. Bu nedenle duvar üzerine etki eden yanal zemin basınçlarının belirlenmesi önemlidir [1]. Zemin basınçları, öncelikli olarak tutulan zeminin ağırlığı, deprem yer hareketleri ve çeşitli sürşarj yükleri nedeniyle oluşan yükler sonucunda gelişmektedir [2].

Zemin basıncının büyüklüğü zeminin fiziksel özelliklerine, zemin – yapı ara yüzeyindeki etkileşime ve zemin – yapı sistemindeki deformasyonların büyüklüğüne bağlıdır [3]. Ayrıca yanal zemin basıncı, zemin birim hacim ağırlığı, zemin mukavemet parametreleri (içsel sürtünme açısı ve kohezyon), duvar yüksekliği ve su tablası yüksekliğinin bir fonksiyonudur. Yanal zemin basıncının üç farklı türü vardır: (1) Sükunet halindeki zemin basıncı; (2) Aktif zemin basıncı ve (3) Pasif zemin basıncı [4].

- **Sükunet halindeki zemin basıncı:** Bu durum yanal deformasyonun olmadığı bir durumda zemin seviyesindeki yanal zemin basıncı olarak tanımlanmaktadır.
- **Aktif zemin basıncı:** Duvar zeminden uzaklaştığında veya döndüğünde, zeminin duvar hareketi yönünde yatay olarak genişlemesi sonucunda ortaya çıkmaktadır. Bu

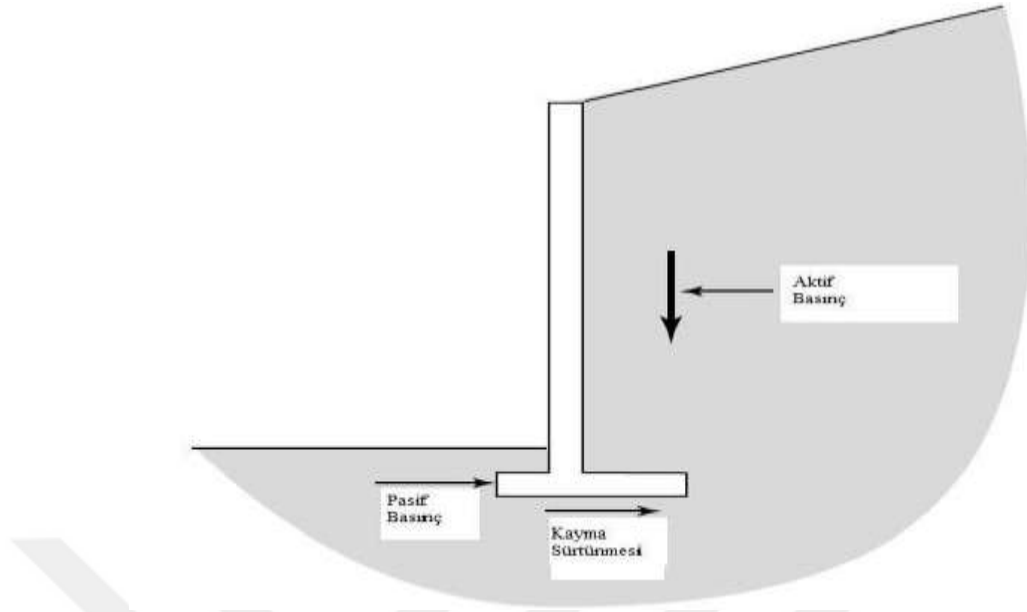
hareket sükunet durumuna göre yanal basıncının azalmasına neden olmaktadır. Aktif duruma ulaşmak için nispeten küçük bir yanal hareket yeterlidir.

- **Pasif zemin basıncı:** Bu durum, duvar zemine doğru hareket ettiğinde veya döndüğünde, zemin duvar hareketi yönünde sıkışma eğiliminde olduğunda gelişmektedir. Bu hareket sükunet durumuna göre yanal basıncın artmasına neden olmaktadır. Pasif duruma ulaşmak için gereken hareketler aktif durumun oluşması için gereken hareketlerden yaklaşık on kat daha fazladır [5].



Şekil 2.1. Dayanma yapılarında oluşan yanal zemin basıncı türleri [6]

Yapı ve bitişiğindeki zemin arasında etki eden kuvvet ve basınçların büyüklüğü ve yönlerinin belirlenmesi zemin dayanma yapılarının tasarımındaki ilk adımdır (Şekil 2.2). Tutulan zemin ile zemin dayanma yapısı arasındaki basınç, bunlardan en önemlisidir. Yanal zemin basıncı olarak adlandırılmasının nedeni başlıca bileşenin yatay olmasındandır [7].



Şekil 2.2. Zemin dayanma yapısı ile bitişiğindeki zemin arasında etkiyen kuvvetler ve basınçları [7]

Plastisite teorisinden hareket eden Rankine Teorisi ve Coulomb tarafından geliştirilen Kama Teorisi dayanma yapılarına etkiyen zemin basınçlarını hesaplamak için kullanılmaktadır [8].

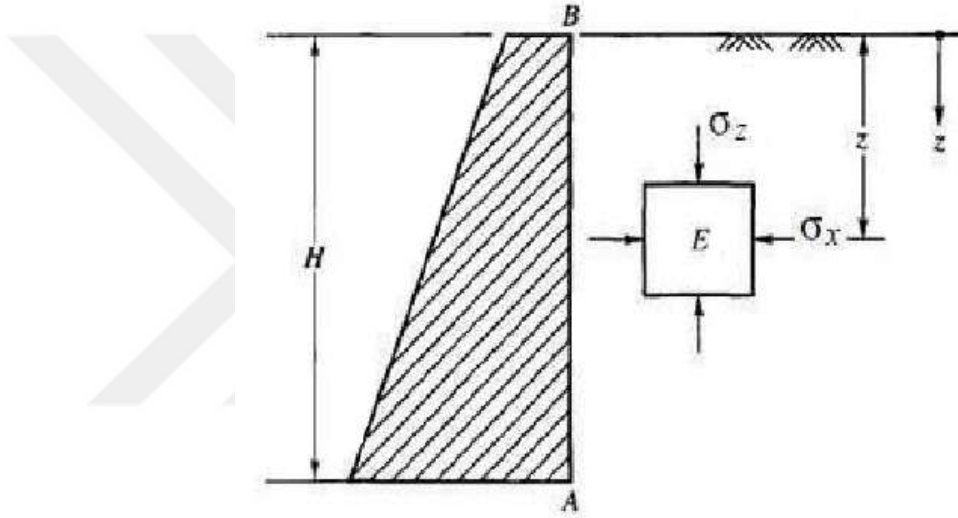
2.2. Rankine Teorisi

Rankine teorisi, kohezyonsuz zeminler için kullanılmakta iken daha sonra kohezyonlu zemin ve diğer durumlar için de geliştirilmiştir. Bu teori, bir zemin ortamında zemin ortamının plastik dengeye ulaştığı andaki gerilmeleri dikkate almaktadır. Zemin ortamının her noktasında kırılma varsa zemin ortamının plastik dengede olduğu kabul edilmektedir [9]. Rankine teorisinin yanal zemin basınç problemlerine uygulanması için yapılan bazı kabuller aşağıdaki gibidir:

1. Zemin homojen ve izotropdur. c , ϕ ve γ zeminin içinde her noktada ve tüm yönlerde aynı değere sahiptir.
2. En kritik kesme yüzeyi bir düzlemdir. Gerçekte; bu düzlem yukarı doğru hafifçe içbükey bir eğri olmasına rağmen düzlem varsayımı gerçekçi bir yaklaşımdır ve analizi kolaylaştırır.
3. Zemin yüzeyi düzdür.

4. Problem iki boyutta da analiz edilebilsin diye duvarın uzunluğu sonsuzdur (Düzlem şekil değiştirme durumu).
5. Duvar, aktif veya pasif şartı geliştirmek için yeterince hareket eder.
6. Duvarın arkasında etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvvetinin bileşkesi zemin yüzeyine paralel şekilde eğimlidir (Coulomb teorisi duvar üzerine etkiyen kesme kuvvetleri için daha doğru bir model sağlamaktadır) [7].

Yapılan kabullerle birlikte, Şekil 2.3' te verilen iki boyutlu yarı sonsuz ortamda, z derinliğinde bir zemin elemanı düşünüldüğünde;



Şekil 2.3. Yarı sonsuz ortamda zemin elemanı

Böyle bir elemanda hem yatay ve hem de düşey kayma gerilmeleri sıfır olup, elemana asal gerilmeler etki etmektedir. Yarı sonsuz zemin ortamında iki farklı durum olabilir.

2.2.1. Sükunet durumu (Elastik Denge Hali)

Zemin ortamında herhangi bir deformasyonun olmadığı doğal duruma sükunet durumu denir. Sükunet durumunda z derinliğindeki elemana etkiyen yatay (yanal) gerilme bileşeni

$$\sigma_0 = \sigma_x = K_0 \sigma_z \quad (2.1)$$

ifadesi ile hesaplanır. Bu denklemde düşey gerilme

$$\sigma_z = \gamma z \quad (2.2)$$

denklemiyle bulunur. Burada σ_x yatay gerilme, σ_0 sükunet durumunda yatay gerilme ve K_0 sükunetteki zemin yanal basınç katsayısı olarak tanımlanır [9].

Normal konsolide zeminlerde; K_0 katsayısı Jaky [10] , tarafından önerilmiş olan 2.3 no. lu eşitlik kullanılarak hesaplanabilir.

$$K_0 \approx 1 - \sin\varphi' \quad (2.3)$$

K_0 'ı belirlemenin en doğru şekli, arazide σ_x ' in bir dilatometre, presiyometre veya başka bir deney tekniğiyle ölçülmesi ve σ_z ' nin hesaplanarak (2.1) eşitliği aracılığı ile K_0 ' ın hesaplanmasıdır. K_0 ' ın belirlenmesinde mühendislik uygulamalarında genellikle diğer zemin parametreleri ile elde edilen ampirik korelasyonlar kullanılmaktadır. Farklı zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneylerine dayalı olarak Mayne et al. [11] tarafından aşağıdaki denklem (2.4) elde edilmiştir. Bu çalışmaya göre sükunetteki zemin yanal basınç katsayısı

$$K_0 = (1 - \sin\varphi') OCR^{\sin\varphi'} \quad (2.4)$$

ifadesi ile belirlenir. Zemin yüzeyi yatay olduğu durumda kullanılabilen bu formülde φ' zeminin efektif sürtünme açısı ve OCR zeminin aşırı konsolidasyon oranıdır [7].

Aşırı konsolide killerde K_0 değeri 1' in üzerine çıkabilmektedir [8].

Arka dolgusu kumlu zemin olan temeli anakaya üzerine oturan ağırlık duvarları için Duncan et al. [12] sıkıştırılmış arka dolgu için $K_0 = 0.45$ ve sıkıştırılmamış arka dolgu için $K_0 = 0.55$ değerlerini önermiştir.

İdeal ortamlarda, K_0 sükunetteki toprak basıncı katsayısı

$$K_0 = \nu/(1 - \nu) \quad (2.5)$$

ile ifade edilir. Burada ν , Poisson oranıdır [8].

Normal konsolide kil için K_0 genellikle 0.55 - 0.65 aralığındadır; kumlar için aralık 0.4 - 0.5' tir. Hafif derecede aşırı konsolide killer için ($OCR \leq 4$), K_0 1'e kadar bir değere ulaşabilir; ağır derecede aşırı konsolide killer için ($OCR > 4$), K_0 değerleri 2' den büyük olabilir [13].

kullanılmamaktadır. Sükunet halindeki zemin basınçlarının kullanılması, duvar sisteminin herhangi bir yanal deformasyona uğramadığını kabul etmektedir. Bu durum ön yüklemeli rijit duvar sistemlerinin tasarımında kullanım için uygun olabilir ancak karayolu uygulamaları için esnek ankrajlı duvar sistemlerinde bu koşulu tasarlamak pratik değildir [2].

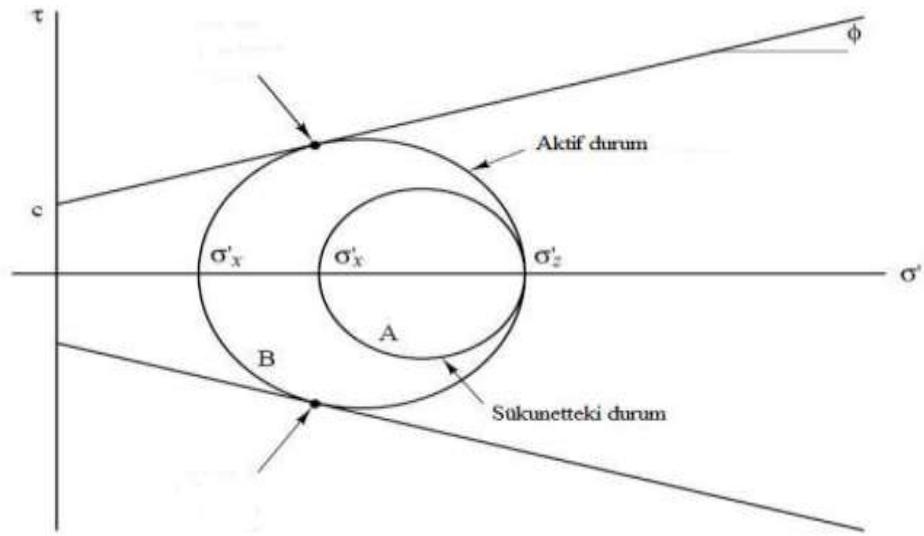
2.2.2. Plastik denge durumu

Yarı sonsuz ortamda plastik durum elde etmek için, zemin ortamın yanal deformasyona uğraması gerekir. Plastik denge durumu aktif ve pasif durum olmak üzere iki şekilde oluşabilir [9]. Karmaşık teorik analizlere dayanılarak elde edilen aktif ve pasif basınçlar bazı faktörlere bağlı olarak basitleştirilebilmektedir: (1) duvar hareketinin şekli (dönme, ötelenme); (2) duvar esnekliği; (3) zemin rijitliği ve dayanım özellikleri; (4) zeminde yatay ön gerilme ve (5) duvar/zemin ara yüzey sürtünmesi [2].

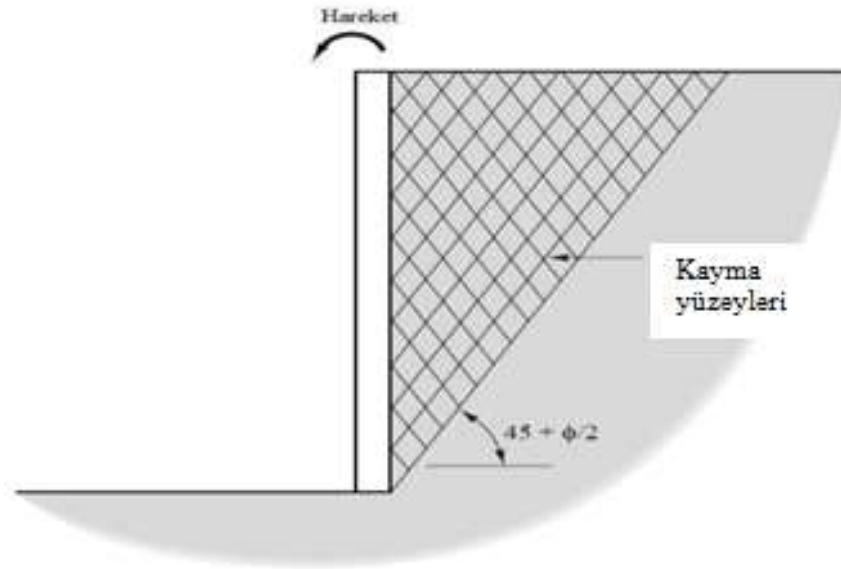
2.2.2.1. Aktif durum

Sükunetteki durum duvarın hareket etmediği durumdur. Bu tüm duvarların yerine getirmesi gereken bir kriter gibi görünmesine rağmen çok küçük hareketler bile yanal zemin basıncını değiştirmektedir.

Şekil 2.5' teki A Mohr dairesinin Şekil 2.6' da duvarın arkasındaki bir noktada gerilme durumunu temsil ettiği ve zeminin sükunette olduğu varsayılır. Eğimli çizgiler Mohr-Coulomb yenilme zarfını temsil etmektedir. Mohr dairesi yenilme zarfına dokunmadığından, kayma gerilmesi (τ) kayma dayanımından (s) daha küçüktür. Duvarın bir miktar dışarı doğru hareket etmesine izin verilmektedir. Bu hareket, duvarın tabanı etrafında ya ötelenme ya da kayma olabilir. Yatay gerilmelerin bir kısmı serbest bırakılarak Mohr dairesinin sola doğru genişlemesi sağlanır. Bu daire kırılma zarfına teğet oluncaya kadar bu süreç devam ederse zeminde kayma yenilmesi gerçekleşir. Bu kayma yenilmesi Şekil 2.6' da görülen ve yatayla $45 + \phi/2$ derece açı yapan düzlem üzerinde gerçekleşir. Bu süreci tamamlayan zeminin aktif durumda olduğu ifade edilir. $c = 0$ olan bir zeminde K' nın değeri K_a sembolü ile ifade edilen aktif yanal zemin basınç katsayısıdır.



Şekil 2.5. Sükunetteki durumdan aktif duruma geçen bir zeminin gerilme koşullarındaki değişim [7]



Şekil 2.6. Aktif duruma geçerken zemin içinde meydana gelen kayma yüzeyleri [7]

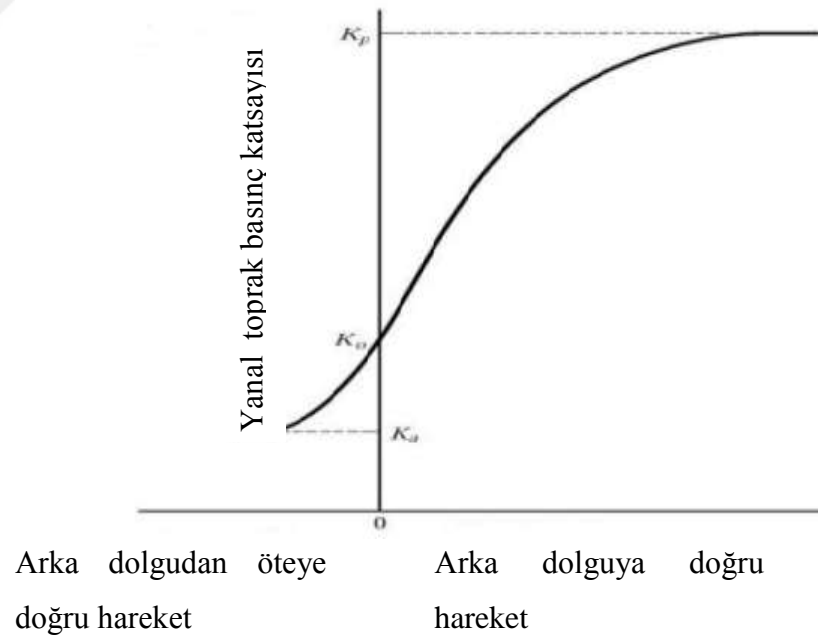
Zemin aktif duruma ulaşır ulaşmaz zemindeki yatay gerilme ve dolayısıyla duvara etki eden basınç, Şekil 2.7' de görüldüğü gibi en alt sınıra ulaşır. Aktif duruma ulaşmak için gereken hareket miktarı Tablo 2.1' de görüldüğü gibi zemin türüne ve duvar yüksekliğine bağlıdır. Örnek olarak gevşek kumlarda aktif duruma geçiş, duvarın arka dolgudan sadece 0.004H kadar (örneğin; 3 m yüksekliğindeki duvarda 12 mm) uzaklaştığı durumda meydana gelir. Bodrum duvarları bu kadar hareket edemez iken bir

konsol duvar dışarıya doğru 12 mm çok kolay bir şekilde hareket edebilir ve böyle bir hareket genellikle kabul edilebilir. Böylece, bir bodrum duvarı sükunetteki duruma göre tasarlanması gerekirken serbest konsol bir duvarın tasarımında aktif basınç kullanılabilir. Aktif basınç daha küçük olduğundan serbest duvarların tasarımı daha ekonomik olacaktır [7].

Tablo 2.1. Aktif duruma ulaşmak için gerekli duvar hareketi [7]

Zemin Türü	Aktif duruma Erişmek İçin Gerekli Yatay Hareket
Sıkı Kum	0.001H
Gevşek Kum	0.004H
Katı Kil	0.010H
Yumuşak Kil	0.020H

H = Duvar yüksekliği



Şekil 2.7. Duvar hareketinin kumdaki yanal zemin basıncına etkisi [7]

Homojen bir zeminde pasif durumdaki kayma düzlemleri yatay ile $45 - \phi / 2$ derecelik açı yapar. Kohezyonsuz bir zeminde pasif durumda K' nin değeri K_p sembolü ile gösterilir ve pasif yanal zemin basınç katsayısı olarak ifade edilir. Bu değer K' nin üst sınırıdır ve duvar üzerinde etkiyen basıncın en üst değeridir. Pasif durumun oluşması için, aktif durum için gerekli olandan daha fazla hareket gerekmektedir. Değişik zeminler için gerekli olan hareketlerin değerleri Tablo 2.2' de verilmiştir [7].

Tablo 2.2. Pasif duruma erişmek için gerekli duvar hareketi [7]

Zemin Türü	Pasif Duruma Erişmek İçin Gerekli Yatay Hareket
Sıkı Kum	0.020H
Gevşek Kum	0.060H
Katı Kil	0.020H
Yumuşak Kil	0.040H

H = Duvar Yüksekliği

2.3. Rankine Formülleri

2.3.1. Aktif Koşul

Rankine teorisinin yaptığı kabullerle birlikte duvar arkasındaki zemin kaması serbest bir cisim gibi davranır ve problem Şekil 2.10a' da görüldüğü gibi statik ilkeler kullanılarak değerlendirilebilir. Bu şev stabilitesi analiz yöntemlerine benzer ve limit denge analizi olarak bilinmektedir. Duvara etki eden normal kuvvet ile kesme kuvveti (P_a / b ve V_a / b) sırasıyla [7]

$$\frac{P_a}{b} = \frac{\gamma H^2 K_a \cos \beta}{2} \quad (2.8)$$

$$\frac{V_a}{b} = \frac{\gamma H^2 K_a \sin \beta}{2} \quad (2.9)$$

ifadeleri ile verilmiştir. Bu denklemlerde kullanılan aktif yanal zemin basınç katsayısı

$$K_a = \frac{\cos\beta - \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}}{\cos\beta + \sqrt{\cos^2\beta - \cos^2\varphi}} \quad \beta \leq 0 \quad (2.10)$$

denklemleri ile hesaplanabilir. K_a 'nın büyüklüğü genellikle 0.2 ile 0.9 arasındadır. (2.10) eşitliği sadece $\beta \leq 0$ olduğu zaman geçerlidir. $\beta = 0$ ise K_a

$$K_a = \tan^2(45 - \varphi/2) \quad (2.11)$$

değerini alır. P_a / b 'nin H 'in bir fonksiyonu olarak çözümü teorik basınç dağılımının üçgen olduğunu göstermektedir. Duvara etki eden teorik basınç ve kayma gerilmesi sırasıyla

$$\sigma = \sigma'_z K_a \cos\beta \quad (2.12)$$

$$\tau = \sigma'_z K_a \sin\beta \quad (2.13)$$

denklemleri ile yazılır. Burada

σ : zeminden dayanma duvarına aktarılan zemin basıncı

τ : zeminden dayanma duvarına aktarılan kayma gerilmesi

P_a / b : zemin ve duvarın birim uzunluğu arasındaki normal kuvvet

V_a / b : zemin ve duvarın birim uzunluğu arasındaki kesme kuvveti

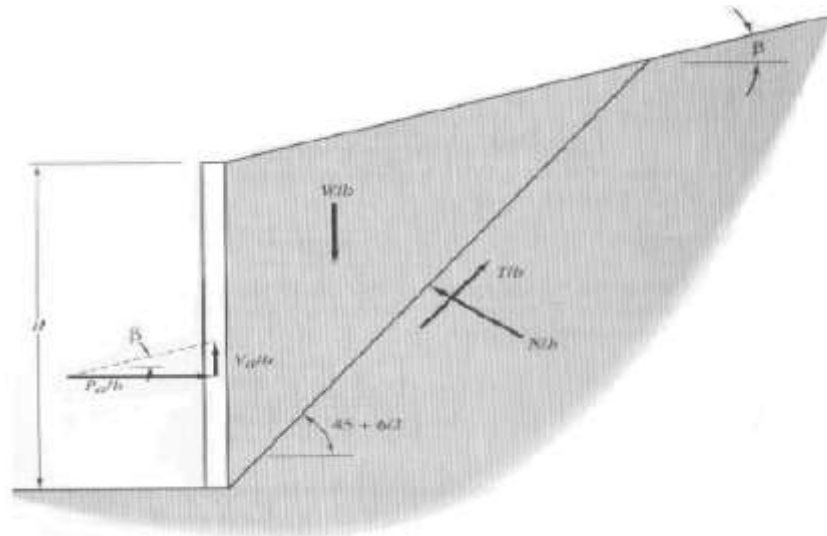
b : duvarın birim uzunluğu

K_a : aktif yanal zemin basınç katsayısı

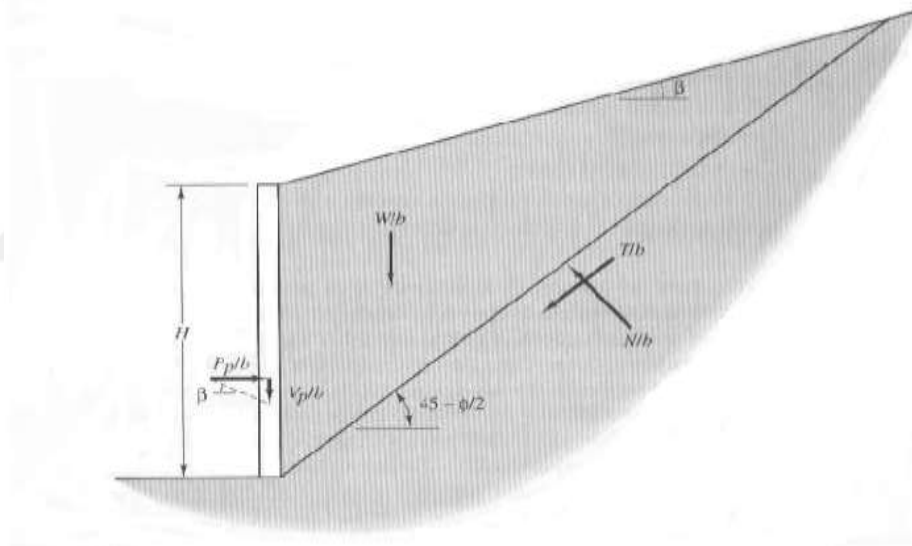
σ'_z : düşey efektif gerilme

β : duvar üzerindeki zemin yüzeyinin eğimi

H : duvar yüksekliği



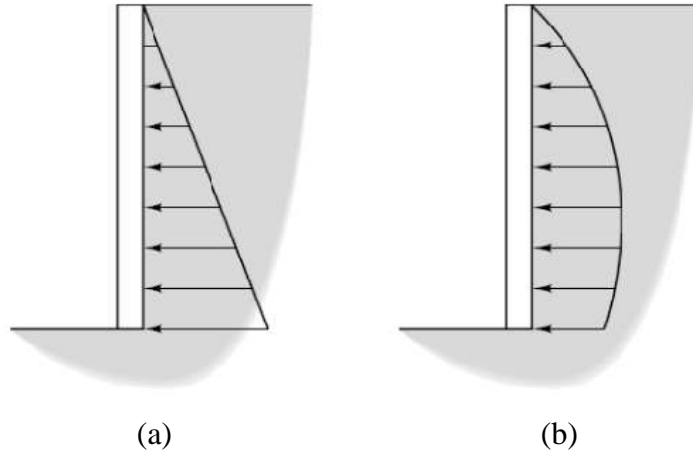
(a)



(b)

Şekil 2.10. Dayanma duvarı arkasındaki zemin için Rankine çözümü ile elde edilen serbest cisim diyagramı (a) aktif durum ve (b) pasif durum [7]

Ayrıca gerçek dayanma yapılarından alınan gözlemler ve ölçümler gerçek basınç dağılımının Şekil 2.11' de gösterildiği gibi üçgen olmadığını göstermektedir. Bu farklılıklar duvar sapsmaları, kemerlenme ve diğer faktörlerden dolayıdır. P_a / b ve V_a / b ' nin değeri yaklaşık olarak doğru ancak bileşke kuvvet önceden belirtildiği gibi tabandan $0.33H$ yüksekliğinde değil de yaklaşık $0.40H$ yüksekliğinde etki etmektedir [12].



Şekil 2.11. Dayanma duvarları arkasındaki zemin basınçlarının (a) teorik (b) gözlenen dağılımları [7]

2.3.2. Pasif Koşul

Rankine pasif koşulu, kama tabanı boyunca etki eden kesme kuvvetinin karşıt yönde etkimesi hariç aktif koşula benzer bir biçimde analiz edilmektedir. Pasif koşul için Şekil 2.10b' de verilen serbest cisim diyagramında da görüldüğü üzere yenilme kaması aktif durumdakinden çok daha yatık olup kritik açı yatayla $45 - \phi/2$ derecedir. Pasif durumda duvara etkiyen normal kuvvet ile kesme kuvveti (P_p/b ve V_p/b) sırasıyla [7]

$$\frac{P_p}{b} = \frac{\gamma H^2 K_p \cos \beta}{2} \quad (2.14)$$

$$\frac{V_p}{b} = \frac{\gamma H^2 K_p \sin \beta}{2} \quad (2.15)$$

ifadeleri ile verilmiştir. Bu denklemlerde kullanılan pasif yanal zemin basınç katsayısı

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad \beta \leq 0 \quad (2.16)$$

denklemini ile hesaplanabilir. (2.16) eşitliği sadece $\beta \leq 0$ olduğu zaman geçerlidir.

$\beta = 0$ ise K_p

$$K_p = \tan^2(45 + \varphi/2) \quad (2.17)$$

değerini alır. Duvara etkiyen teorik basınç ve kesme gerilmesi sırasıyla

$$\sigma = \sigma'_z K_p \cos\beta \quad (2.18)$$

$$\tau = \sigma'_z K_p \sin\beta \quad (2.19)$$

olarak yazılabilir. Burada

- σ : zeminden dayanma duvarına aktarılan zemin basıncı
- τ : zeminden dayanma duvarına aktarılan kayma gerilmesi
- P_b / b : zemin ve duvar birim uzunluğu arasındaki normal kuvvet
- V_b / b : zemin ve duvar birim uzunluğu arasındaki kesme kuvveti
- b : duvarın birim uzunluğu
- K_p : pasif yanal zemin basınç katsayısı
- σ'_z : düşey efektif gerilme
- β : duvar üzerindeki zemin yüzeyinin eğimi
- H : duvar yüksekliği

2.4. Coulomb Teorisi

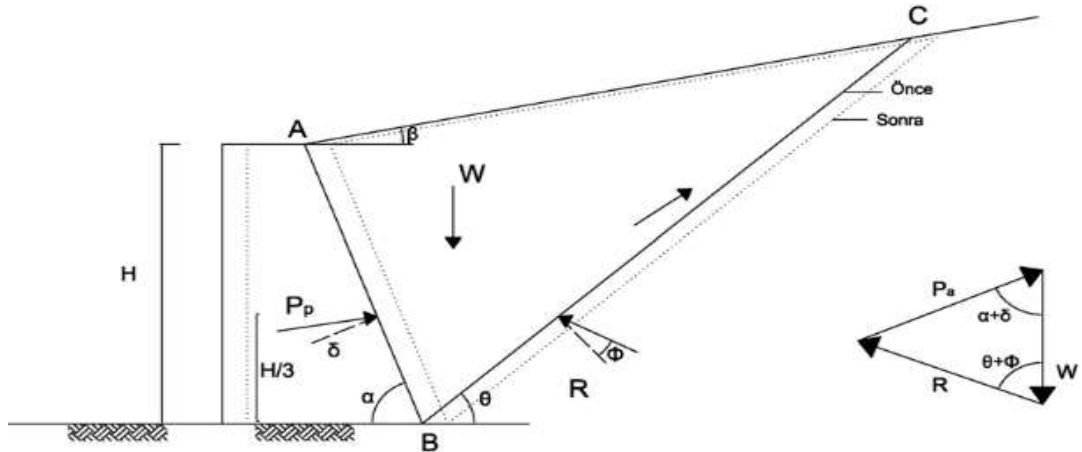
Coulomb teorisi, duvar öne doğru veya arkaya doğru hareket ederken, duvar arkasında oluşan ve kayan zemin kütesinin dengesini dikkate almıştır. Kohezyonsuz zeminlerde, duvar arkasında kayan kütle üçgen biçimlidir [9]. Coulomb aşağıdaki kabulleri yapmıştır:

1. Zemin izotrop ve homojendir.
2. Kayma yüzeyi bir düzlemdir. Arkadaki zemin yüzeyi eğimli olabilir ancak bir düzlem olarak kabul edilir.

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.21)$$

$\alpha = 90^\circ$, $\delta = 0$, $\beta = 0$ için, bağıntı (2.21), Rankine aktif toprak basıncı katsayısına $\tan^2(45 - \varphi/2)$ eşit olur. Duvar arkasına etkileyen, P_a aktif itki (bileşke) nin yönü ve yeri Şekil 2.12' deki gibidir.

Kohezyonsuz zeminde, pasif durumda duvar arkaya doğru hareket ederken, üçgen kama yukarı doğru hareket eder. (Şekil 2.13)



Şekil 2.13. Kohezyonsuz zeminde Coulomb Kama Teorisi (pasif durum) [9]

ABC kamasının dengesi ile P_p pasif bileşke itkinin minimum olması koşulu kullanılırsa, aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad (2.22)$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \varphi)}{\sin^2 \alpha \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \sin(\varphi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (2.23)$$

$\alpha = 90^\circ$, $\delta = 0$, $\beta = 0$ için, bağıntı (2.23), Rankine pasif toprak basıncı katsayısına $\tan^2(45 + \varphi/2)$ eşit olur. Duvar arkasına etkiyen, P_p , pasif toprak itkisinin yönü ve etkime yeri, Şekil 2.13' te görülmektedir.

Duvar arkası ile zemin arasındaki sürtünme açısı, δ , duvar arkasının pürüzlülüğüne ve zemin cinsine bağlı olarak, genellikle $\varphi/3 - 2\varphi/3$ arasında bir değer almaktadır [9].

δ açıları AASHTO 1988' e göre aşağıdaki çizelgeden alınabilir.

Tablo 2.3. Duvar - zemin sürtünme açıları, δ , [15]

Zemin cinsi	δ°
Temiz çakıl, çakıl kum karışımı, iyi derecelenmiş kaya dolgu	22 – 26
Temiz kum, siltli kum-çakıl karışımı, tek boyutlu sağlam kaya	17 – 22
Siltli kum, çakıl veya siltli veya kille karışmış kum	17
İnce kumlu silt, plastik olmayan silt	14

Yukarıdaki değerler kalıplı beton veya yerinde dökme beton elemanları için önerilmiş olup kalıpsız kütle betonu dökülmesi halinde sağlam temiz kayada 35° , temiz çakıl kum karışımlarında $29 - 31^\circ$, çok katı sert kilde $22 - 26^\circ$, orta katı ve katı kil ile siltli kilde $17 - 19^\circ$ olarak alınabilir [15].

2.5. Rankine Teorisi ile Coulomb Teorisinin Karşılaştırılması

Rankine teorisi, duvar arkası ile zemin arasındaki sürtünme açısını sıfır (sürtünmesiz duvar arkası) kabul ederken; Coulomb teorisi, sürtünme açısını (δ) dikkate almaktadır [9]. Duvar sürtünmesinin yanal zemin basınç hesaplamalarından Rankine ve Coulomb yöntemleri üzerindeki etkisi şöyledir:

- Rankine teorisi duvar sürtünmesini dikkate almamaktadır. Bu nedenle, K_a nispeten daha fazla hesaplanmaktadır ve K_p daha az hesaplanmaktadır, bu da Rankine teorisini çoğu uygulamalar için konservatif yapar.
- Coulomb teorisi duvar sürtünmesini hesaba katabilir ancak sonuçlar $\phi'/3$ ' ten daha büyük duvar sürtünme açısı değerlerinde pasif zemin basınçları için güvenilmezdir. Çünkü; yenilme yüzeyi düzlem kabul edilmektedir. Coulomb çözümlerindeki hata nispeten daha az hesaplanmış K_a ' ya sebep olur ve K_p , ϕ' nin büyük değerlerinde daha fazla hesaplanmaktadır [5].

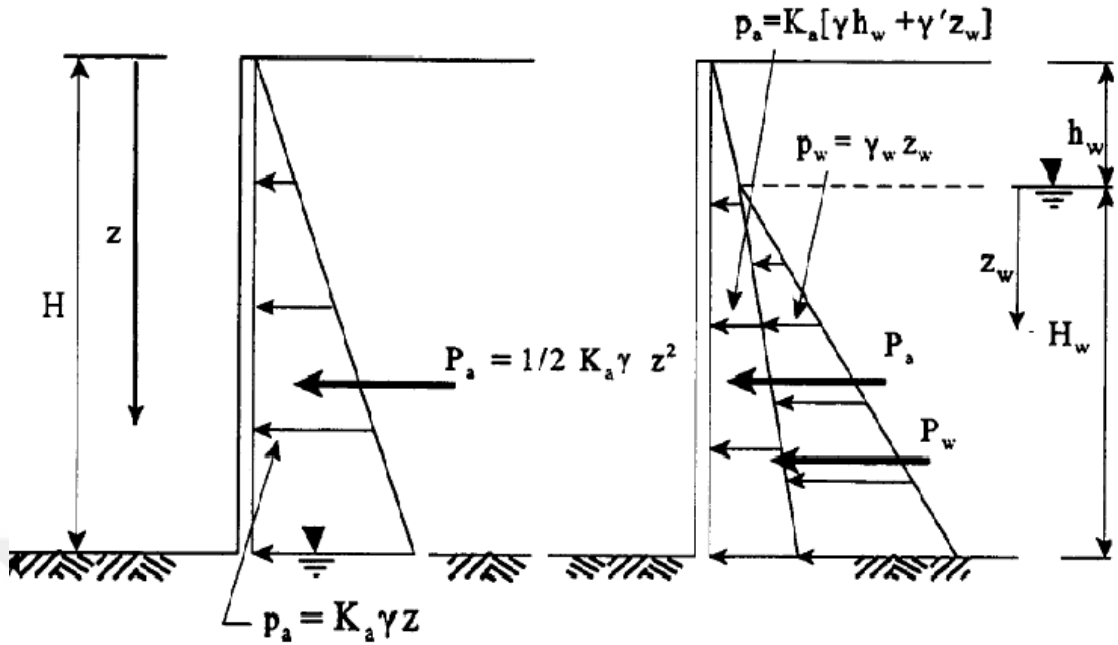
Rankine teorisi; tabakalı zemin, kohezyonlu zemin, yer altı suyu vb. durumlara daha kolay uygulanmaktadır. Rankine teorisi, yanal zemin basınç dağılımını verirken, Coulomb teorisi bileşke kuvveti vermektedir [9].

2.6. Yer Altı Suyu Etkileri

Bu bölüme kadar yapılan açıklamalar yer altı su seviyesinin duvar temelinin altında yer aldığı durum için tartışılmıştır. Su tablası duvar temeli üzerinde bir seviyeye yükselirse aşağıda belirtilen üç önemli değişiklik meydana gelmektedir.

1. Yer altı su tablası altındaki zeminde efektif gerilme azalır ki bu aktif, pasif ve sükunetteki basınçları azaltır.
2. Duvara karşı yatay hidrostatik basınçlar oluşur ve yanal zemin basınçlarına eklenir.
3. Temelin tabanı ve zemin arasındaki efektif gerilme azalır. Böylece daha az kayma sürtünmesi oluşur [7].

Duvar temeli üzerinde su tablası olması durumunda teorik yanal basınç dağılımı Şekil 2.14' te verilmiştir.



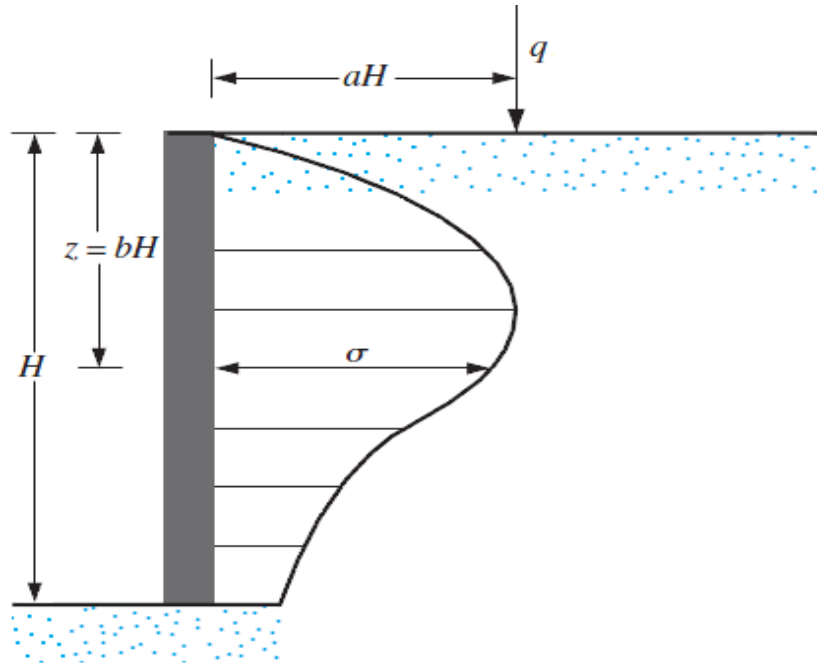
Şekil 2.14. Yer altı suyu olması durumunda toplam yanıl basınçlar

Dayanma duvarının her iki tarafında su seviyesinde farklılık olması durumunda, dengesiz bir hidrostatik basınç oluşmaktadır. Bu yanıl basınçın artmasından dolayı duvarı dışa doğru itebilir. Bu durumda duvara etki eden toplam yanıl basınçları belirlemek için efektif yatay gerilmeye boşluk suyu basıncı eklenerek tasarımda duvar stabilitesine sızıntının etkisi hesaba katılmalıdır [4].

2.7. İlave Yükler Bulunması Halinde Zemin Yanıl Basınçları

Duvar arkasında sisteme etkileyen çizgi veya yayılı yüklerin bulunması halinde doğacak ilave zemin basınçları kama metodu gibi grafik metotlar ile ilave yükün kama ağırlığına katılması ile hesaplanabilir. İlave yüklerin etkisinin hesaplanmasında çoğu kez yarı ampirik hesap metotları kullanılmaktadır.

Şekil 2.15' te duvar arkasında duvar tepesine paralel q değerinde bir çizgi kuvvet olması halinde bu yükten dolayı duvara etkiyecek zemin basıncı kama metodunda 1.0 m kalınlık için hesaplanan kama ağırlığı içine çizgi kuvvet alınarak bulunabilir [8].



Şekil 2.15. q çizgi yükünden dolayı oluşan ilave yanıl basınç dağılımı [6]

Terzaghi, çizgi kuvvet için elastisite teorisinden elde edilen yatay basınç değerini bir miktar değiştirerek aşağıdaki formülleri vermiştir:

$$\sigma = \frac{4a}{\pi H} \frac{a^2 b}{(a^2 + b^2)^2} \quad a > 0.4 \text{ için} \quad (2.24)$$

ve

$$\sigma = \frac{q}{H} \frac{0.203b}{(0.16 + b^2)^2} \quad a \leq 0.4 \text{ için} \quad (2.25)$$

Burada σ , sürşarj yükünün z derinliğinde oluşturduğu gerilmedir.

Şekil 2.16' da verilen sistemde belirli bir b' mesafede bulunan yayılı yükün iksanın z derinliğinde etki edeceği yanıl kuvvet ise

$$\sigma = \frac{q}{\pi} (\beta - \sin\beta \cos 2\alpha) \quad (2.26)$$

olarak hesaplanmaktadır.

Jarquio [16] yaptığı çalışmalarda, iksa sistemine b' mesafede bulunan yayılı yükün iksa perdesinde oluşturacağı toplam yükü;

$$P = \frac{q}{90} [H(\theta_2 - \theta_1)] \quad (2.27)$$

olarak hesaplanmaktadır. Burada;

$$\theta_1 = \tan^{-1} \left(\frac{b'}{H} \right) \quad (2.28)$$

$$\theta_2 = \tan^{-1} \left(\frac{a' + b'}{H} \right) \quad (2.29)$$

olmaktadır. Toplam yanal yükün etki ettiği noktanın duvar tabanına uzaklığı \bar{z} ise

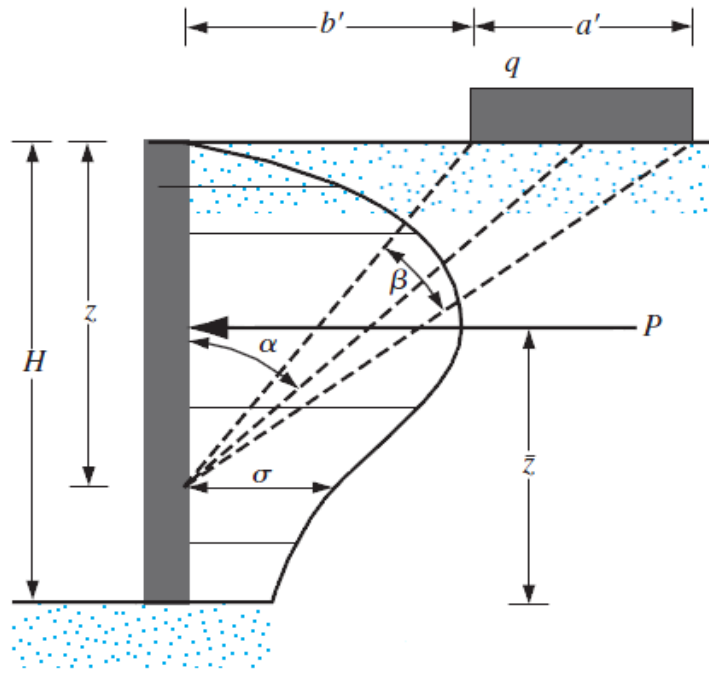
$$\bar{z} = H - \left[\frac{H^2(\theta_2 - \theta_1) + (R - Q) - 57.3a'H}{2H(\theta_2 - \theta_1)} \right] \quad (2.30)$$

Burada;

$$R = (a' + b')^2(90 - \theta_2) \quad (2.31)$$

$$Q = b'^2(90 - \theta_1) \quad (2.32)$$

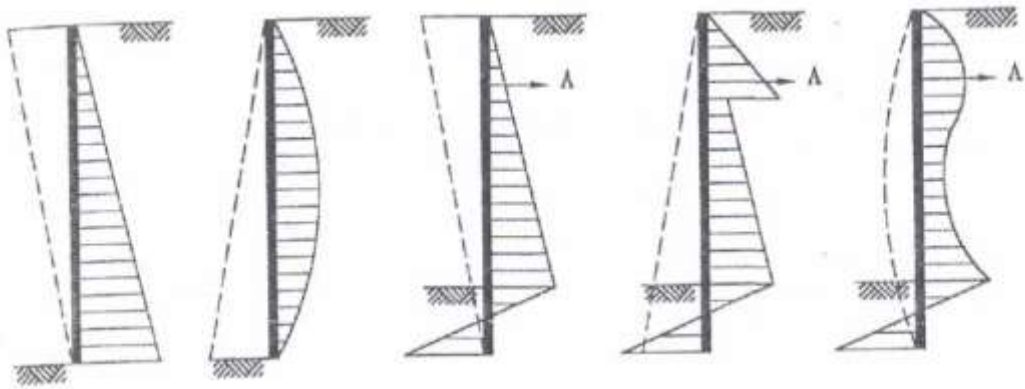
bağıntıları ile hesaplanabilir. Burada q sisteme etki eden yayılı yük (kN / m^2), a' yayılı yükün uygulama uzunluğu, P ise yayılı q yükünden dolayı z derinliğinde oluşan ilave yanal basıncın değeri, b' yayılı yükün duvar noktasına olan mesafesi, β ve α formülasyonda yer alan ve değeri yayılı yükün orta ve bitim noktalarından z derinliğine inen doğru parçalarının düşeyle yaptığı açı değerleridir [6].



Şekil 2.16. q yayılı yükünden dolayı oluşan ilave yanal basınç dağılımı [6]

2.8. İksa Sistemlerine Etkiyen Zemin Basınçları

Destekleme sisteminin elemanları sisteme etkileyen zemin basıncına göre boyutlandırılır. Destekleme sistemine gelen zemin basıncı büyük oranda sistemin deformasyonuna bağlıdır. Şekil 2.17' de çeşitli duvar hareket durumları için değişik zemin basıncı dağılımları gösterilmiştir.



Şekil 2.17. Farklı duvar hareketleri için toprak basıncı dağılımları [17]

Rankine ve Coloumb tarafından geliştirilen zemin basıncı teorileri dayanma duvarlarına, zemine ankastre perde duvarlara, tek sıra ankrajlı zemine serbest mesnetli veya ankastre

perde duvarlara uygulanabilmekte ancak çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamamaktadır. Bu durum çok sıra ankrajlı iksa sisteminin yapılış aşamalarının, deformasyon biçiminin ve sistemin göçme mekanizmasının diğerlerinden farklı olması ile açıklanmaktadır.

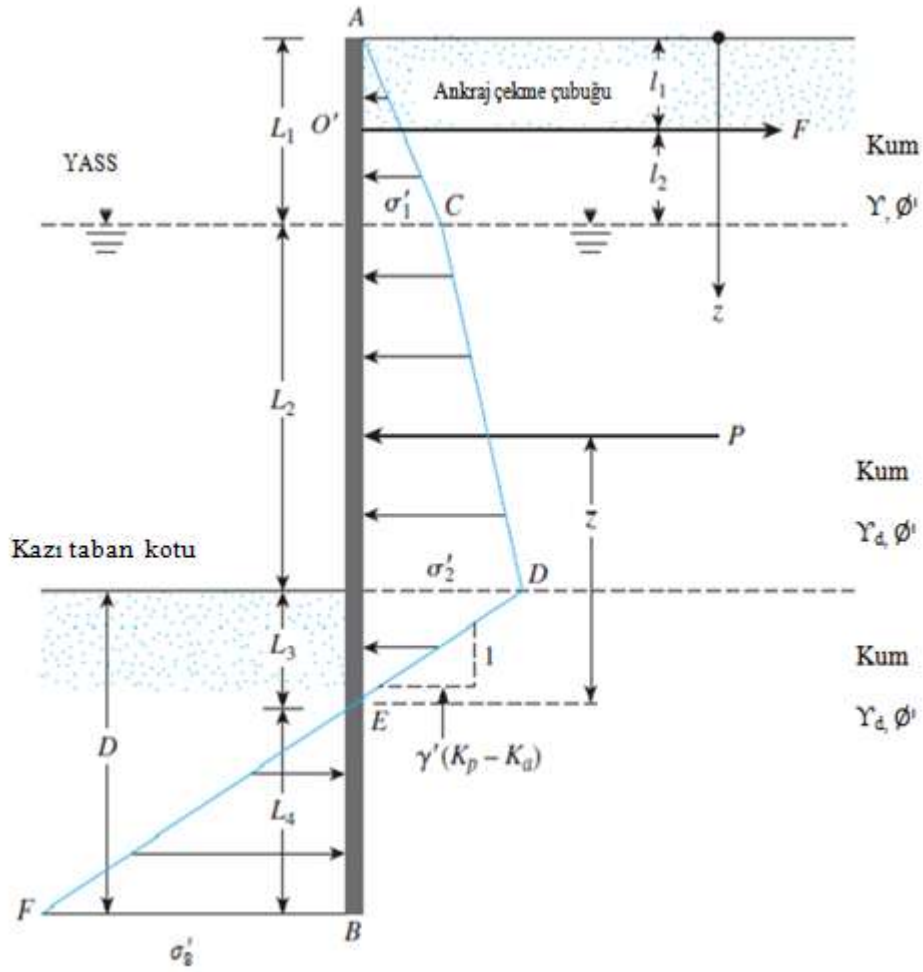
Çok sıra ankrajlı iksa sistemlerine gelen zemin basınçları ve dağılımları şu şekilde açıklanabilir; derin kazı destekleme sistemlerinin rijitlikleri istinat yapılarına göre daha azdır. Ayrıca destekleme sistemlerinde, bölgesel zemin basıncı yığılması sonucu destekleme sisteminin elemanlarında çok büyük yükler oluşmakta ve bu nedenle sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardışık göçme mekanizması meydana gelebilmektedir. Dolayısıyla bu durumu önlemek için desteklerin tasarımı desteklere gelebilecek yüklerin ortalamasına göre değil de oluşabilecek maksimum yatay destek yüklerine göre yapılmalıdır [17].

2.9. Ankrajlı Palplanş Duvarların Tasarım Yöntemleri

Ankrajlı palplanş duvar tasarımında toprak basınç dağılımlarının hesaplanmasında kullanılan iki temel yöntem vardır. Bunlar (a) serbest zemin destek yöntemi ve (b) sabit zemin destek yöntemidir [6].

2.9.1. Serbest Zemin Destek Yöntemi

Bu yöntemde, palplanş duvarın esnek olmadığı ve tarama çizgisi altında dönme noktası olmadığı kabulü yapılır yani palplanşın arka tarafında pasif direnç oluşmamaktadır. Zemin basınçları Coulomb veya log-spiral metodu ile hesaplanabilir. Bu kabullerle tasarım basit statik problem haline gelmektedir [3].



Şekil 2.18. Kum zemine penetre olan ankrajlı palplanş duvar [6]

$z = L_1$ derinliğinde, $\sigma'_1 = \gamma L_1 K_a$, ve $z = L_1 + L_2$ ' de $\sigma'_2 = (\gamma L_1 + \gamma' L_2) K_a$ dır. Kazı taban kotu altında, $z = L_1 + L_2 + L_3$ ' de net basınç sıfır olacaktır.

$$L_3 = \frac{\sigma'_2}{\gamma' (K_p - K_a)}$$

$z = L_1 + L_2 + L_3 + L_4$ ' de net basınç

$$\sigma'_8 = \gamma' (K_p - K_a) L_4 \text{ dür.} \quad (2.33)$$

Palplanşın dengesi için Σ yatay kuvvetler = 0, ve O' noktasındaki Σ moment = 0' dır.

$$\text{ACDE basınç diyagramının alanı} - \text{AlanEBF} - F = 0$$

$F =$ çekme çubuğundaki gerilme / duvarın birim uzunluğu

$$P - \frac{1}{2} \sigma'_8 L_4 - F = 0 \quad \text{veya} \quad F = P - \frac{1}{2} [\gamma' (K_p - K_a)] L_4^2 \quad (2.34)$$

P = ACDE basınç diyagramının alanı

$$\Sigma M_{O'} = 0 \quad -P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)] + \frac{1}{2} [\gamma' [K_p - K_a]] L_4^2 \left(l_2 + L_2 + L_3 + \frac{2}{3} L_4 \right) = 0$$

veya

$$L_4^3 + 1.5L_4^2(l_2 + L_2 + L_3) - \frac{3P[(L_1 + L_2 + L_3) - (\bar{z} + l_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0 \quad (2.35)$$

Eşitlik 2.35 teorik derinliği, L_4 , belirlemek için deneme ve yanılma ile çözülebilir.

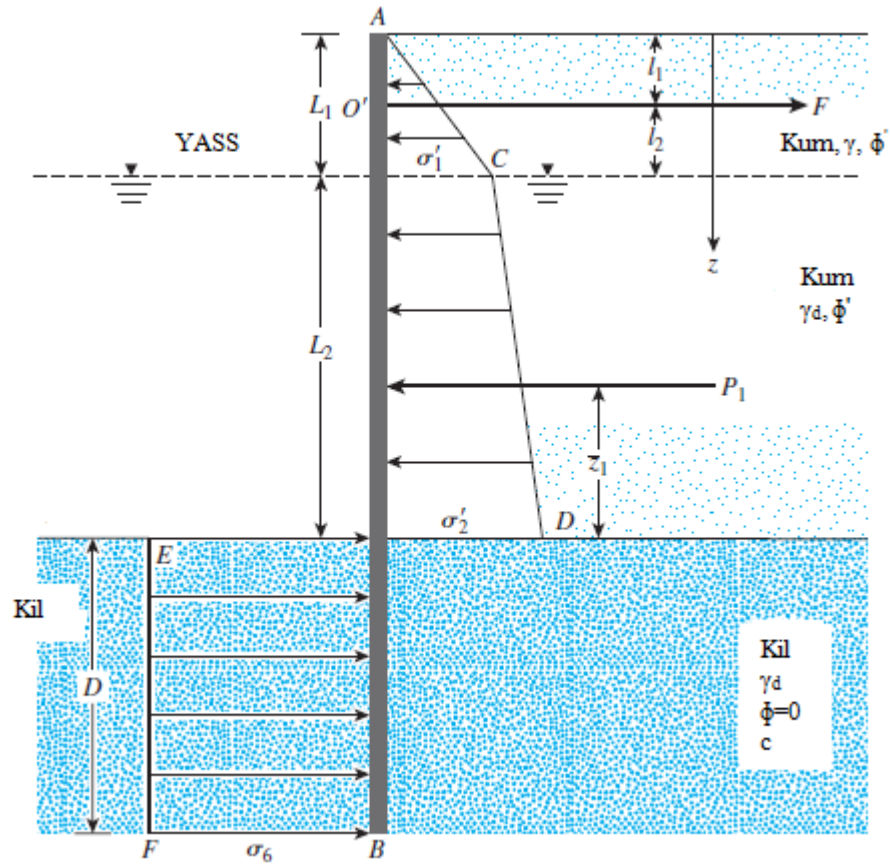
$D_{\text{teorik}} = L_3 + L_4$ olup bulunan bu değer %30 ile %40 arasında artırılır.

$$D_{\text{gerçek}} = 1.3 \text{ ile } 1.4D_{\text{teorik}} \quad (2.36)$$

Palplanşın maruz kalacağı maksimum teorik moment $z = L_1$ ve $z = L_1 + L_2$ arasındaki bir derinlikte oluşmaktadır. M_{max} 'ın yeri, kesme kuvvetinin sıfır olduğu yerdir.

$$\frac{1}{2} \sigma'_1 L_1 - F + \sigma'_1 (z - L_1) + \frac{1}{2} K_a \gamma' (z - L_1)^2 = 0 \quad (2.37)$$

Şekil 2.19, kil zemine penetre olan ve granüler zemin dolgusu olan ankrajlı palplanş duvarı göstermektedir.



Şekil 2.19. Kil zemine penetre olan ankrajlı palplanş duvar [6]

$$\sigma_6 = 4c - (\gamma L_1 + \gamma' L_2) \quad (2.38)$$

Statik denge için yatay yöndeki kuvvetlerin toplamı

$$P_1 - \sigma_6 D = F \quad (2.39)$$

$P_1 =$ ACD basınç diyagramının alanı

$F =$ palplanş duvarın birim uzunluğundaki ankraj kuvveti

O' noktasına göre moment alınarak aşağıdaki eşitlik elde edilir:

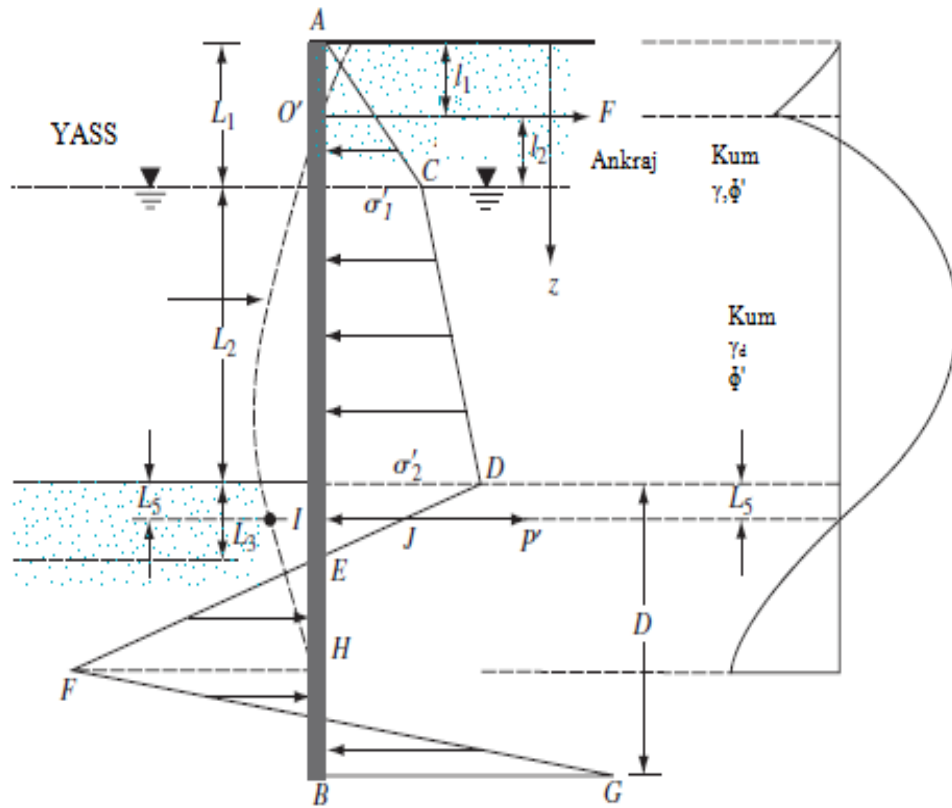
$$P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) - \sigma_6 D \left(l_2 + L_2 + \frac{D}{2} \right) = 0$$

$$\sigma_6 D^2 + 2\sigma_6 D(L_1 + L_2 - l_1) - 2P_1(L_1 + L_2 - l_1 - \bar{z}_1) = 0 \quad (2.40)$$

Eşitlik 2.40 teorik penetrasyon derinliğini, D, vermektedir [6].

2.9.2. Sabit Zemin Destek Yöntemi

Sabit zemin destek yönteminde, Şekil 2.20a' da görüldüğü gibi palplanş topuğunun dönmesinin kısıtlandığı varsayılmaktadır. Sabit zemin destek yöntemi ile çözüm, eşdeğer kiriş çözümü olarak adlandırılan basitleştirilmiş bir yöntemdir ve genellikle L_3 ve dolayısıyla D' yi hesaplamak için kullanılmaktadır. Eşdeğer kiriş yönteminin geliştirilmesi genel olarak Blum (1931)'e dayanmaktadır. Bu yöntemi anlamak için palplanş, yüklü bir konsol kirişe benzetilmektedir (Şekil 2.21). Kiriş için T' deki desteğin palplanş üzerindeki ankraj yük tepkisine (F) eşdeğer olduğu dikkate alınmalıdır (Şekil 2.20). Şekil 2.20' deki I noktasına eşdeğer olan RSTU kirişinin S noktasının, kirişin elastik çizgisinin bükülme noktası olduğu görülebilir. Kiriş S' den kesilir ve bu noktaya serbest bir destek (P_s) yerleştirilir, kirişin STU kısmı için eğilme momenti diyagramı değişmeden kalacaktır. Şekil 2.20a' da I noktasındaki P' kuvveti kiriş üzerindeki P_s reaksiyonuna eşdeğer olacaktır (Şekil 2.21). Bu yöntem ile problemin çözüm aşamaları aşağıda sıralanmaktadır [6].



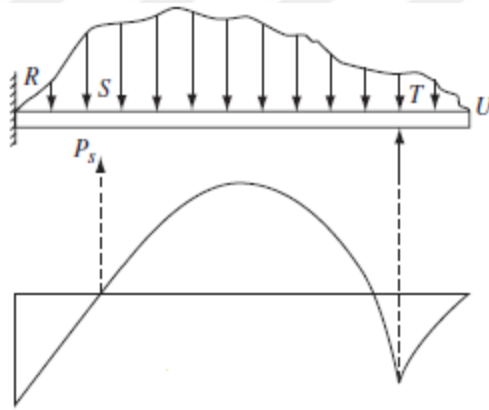
(a) Basınç diyagramı

(b) Moment diyagramı

Şekil 2.20. Sabit zemin destek yöntemi [6]

1. Kazı taban kotu altındaki zemin sürtünme açısının ϕ' bir fonksiyonu olan L_5 belirlenir.

ϕ' (derece)	$\frac{L_5}{L_1 + L_2}$
30	0.08
35	0.03
40	0



Moment diyagramı

Şekil 2.21. Eşdeğer konsol kiriş

- Eşdeğer kiriş açıklığı hesaplanır ($l_2+L_2+L_5=L'$).
- Açıklığın toplam yükü hesaplanır (W). Bu O' ve I arasındaki basınç diyagram alanıdır.
- Maksimum moment, M_{\max} , hesaplanır ($WL'/8$).
- O' noktasına göre moment alınarak P' hesaplanır.

$$P' = \frac{1}{L'} \quad (2.41)$$

- D hesaplanır.

$$D = L_{5+} 1.2 \sqrt{\frac{6P'}{(K_p - K_a)\gamma'}} \quad (2.42)$$

7. I noktasına göre moment alınarak birim uzunluktaki ankraj kuvveti, F , hesaplanır.

$$F = \frac{1}{L'} \quad (2.43)$$

Araştırmaların çoğu serbest zemin destek yöntemi ile tasarlanan palplanş duvarların sabit zemin destek yöntemi ile tasarlanana göre daha küçük çakma boyu derinliğine sahip yeterince stabil duvarlar olduğunu göstermiştir. Bu nedenle palplanş duvarların tasarımında, sabit zemin destek yöntemi ile serbest zemin destek yöntemine göre daha küçük duvar eğilmesi hesaplanmaktadır. Ayrıca palplanş duvarların esnekliğinden dolayı ankrajlı duvar tasarımında kullanılan serbest zemin destek yöntemi gerçekte oluşandan daha büyük momentler hesaplanmaktadır [4] .

3. BÖLÜM

DERİN KAZI DESTEKLEME SİSTEMLERİ

3.1. Giriş

Kentsel nüfus artışı, sanayileşme ve teknolojik ilerlemeler insanların rahat yaşam taleplerini arttırmıştır. Park yerleri, kamusal alanlar ve konut hizmetlerinin yetersizliği yer altı alanlarını kullanmayı zorunlu hale getirmiş olup derin kazı uygulamalarının artmasına sebep olmuştur. Derin kazılar, şehir ve kırsal bölgelerdeki yoğun yerleşim alanlarında yüksek katlı yapılar, yol tünelleri, toplu hızlı geçiş sistemleri, depolama tankları ve diğer tesislerin inşası için giderek daha yaygın hale gelmiştir. Bu tür uygulamalar zemin hareketinden dolayı yakınındaki yapıları ve bunların temellerini etkileyecektir [18]. Bu nedenle, kazı destek sistemi tasarımında, bitişik yapılara herhangi bir zararın gelmesi önlenmeli veya daha rijit bir destek sisteminin maliyeti, etkilenen yapılara verilen hasarın onarım maliyeti ile dengelenmelidir. Derin kazılar, palplanş duvarlar, diyafram duvarlar, kazık duvarlar ve ankrajlı duvarlar gibi sistemler tarafından desteklenmektedir. Kazı destek sistemi, inşaat projelerinin karlılığı, hızı ve kalitesi üzerindeki temel etkilerinin yanı sıra potansiyel bir zemin göçmesinin yol açtığı ciddi yaşam tehdidi nedeniyle inşaat güvenliğine de önem veren bir konudur [19]. Ayrıca karayolları ve demiryolları gibi altyapının geliştirilmesinde, inişli çıkışlı ve dağlık arazilerde anayolun yüzey profilini oluşturmak için zeminin kazılması gerektiğinde de derin kazılarla karşılaşma olasılığı yüksektir [20]. Derinliği 4.5 m' den fazla olan kazılar derin kazı olarak kabul edilebilir [18].

Yapı bölümünün oluşturulması için zemin içerisinde açılan çukura temel çukuru denir. Zeminde açılan çukur, kazı alanındaki gerilme dağılımını etkilemektedir. Zeminin kaldırılması ile oluşan yatay yöndeki gerilme azalması stabiliteyi bozuyorsa oluşan

gerilme kaybı yapılacak yatay destek sistemi tarafından karşılanmaktadır. Bu sistemin düşey yöndeki gerilme azalmasına bir etkisi olmamaktadır [17].

Derin kazı kaynaklı yanal deformasyonlar ve zemin hareketlerini etkileyen faktörler üç ana başlık altında gruplanabilecek unsurlardan etkilenmektedir.

1. Doğal Faktörler

- Stratigrafi: Zemin dayanımı, zemin rijitliği, zeminin gerilme geçmişi ve yer altı suyu koşulları. Genellikle daha büyük yanal deformasyonlar daha düşük dayanım ve rijitliğe sahip zeminlerdeki kazılarda meydana gelmektedir.
- Saha koşulları: Komşu yapılar ve trafik durumu. Kazı alanına komşu yüksek katlı yapılar ve yoğun trafikli yollar daha fazla yanal deformasyona neden olmaktadır.

2. Tasarım ile İlgili Faktörler

- Destek sisteminin özellikleri: Duvar rijitliği, yatay destek rijitliği, duvar uzunluğu. Düşük rijitliğe sahip duvar kullanıldığında daha büyük yanal deformasyon beklenmektedir.
- Kazı geometrisi: Kazı genişliği ve kazı derinliği. Genellikle yanal deformasyon kazı derinliği ile yaklaşık olarak orantılıdır.
- Yatay desteğin öngermesi: Yatay desteğin öngerilmesi, yatay destek ve duvar ile uyumlu bir bağlantı kurmayı amaçlamaktadır. Bununla birlikte öngörme yanal deformasyonu azaltabilir.
- Zemin iyileştirilmesi: Jet grout yöntemi, derin karıştırma yöntemi, kompaksiyon yöntemi, elektro-osmoz yöntemi. Zemin dayanım ve rijitliği, zemin iyileştirilmesi ile artırılabilir ki bu da yanal deformasyonu azaltabilir.

3. İmalat ile İlgili Faktörler

- İnşaat yöntemleri: Yukarıdan aşağı doğru ve aşağıdan yukarı doğru inşaat yöntemi.
- Fazla kazı: Yatay desteğin yerleştirilmesinden önce yapılan fazla kazı daha büyük yanal deformasyona neden olmaktadır.
- Öncelikli inşaat: Diyafram duvarın hendek kazısı açıldıktan sonra inşa edilmesi.

- Beton döşeme plağının inşası: Beton döşeme plağının termal büzülmesi yanal deformasyonda bir artışa neden olabilir.
- İnşaat aşamalarının süresi: Yatay destek kurulumunun süresi. Killi zeminlerde yapılan bir kazı için yatay desteğin kurulumunun uzun sürmesi kilin konsolidasyonu veya sünme olayından dolayı yanal deformasyonların artmasına neden olmaktadır.
- İşçilik: Zayıf işçilik daha büyük yanal deformasyona neden olabilir [21].

Kazı sisteminin hem ekonomik hem de güvenli bir şekilde seçilmesi ve tasarlanması için zemin profili ve özellikleri, zemin tabakalarına ait geoteknik parametreler, yer altı suyunun seviyesi ve özellikleri, komşu yapıların konumu, komşu yapılarda izin verilen oturma değerleri, kazı çukurunun açık kalacağı süre, destekleme sistemine gelecek yükler, zemin basınçları, su basıncı ve komşu yapılardan aktarılan yükler ve meydana gelecek deformasyonların hesaplanması gibi unsurlar dikkate alınmalıdır [22].

3.2. Destek Sistemleri

3.2.1. Diyafram Duvarlar

Diyafram duvarlar, donatılı beton, beton veya genellikle çimento esaslı malzemelerden yapılmış yer altı yapı elemanlarıdır. Yapısal ve/veya su tutma ve/veya koruyucu fonksiyonlara sahiptirler ve hem geçici hem de kalıcı uygulamalar için uygundur.

Diyafram duvarların uygulanma alanları;

- Duvarlar genellikle yatay ve/veya dikey statik yüklere maruz kalırlar, örneğin açık kazılar ve shaftlarda zemin desteği olarak. Bu duvarlarda deformasyonun düşük olduğu kabul edilmektedir.
- Dikey ve/veya yatay statik yüklere maruz kalan temel elemanı olarak kullanılabilirler. Örneğin; köprü derin temellerinde veya büyük çekme kuvvetlerini iletmek için.
- Açık kazılarda su geçirmez duvar olarak kullanılırlar.
- Geçirimsizlik perdesi olarak kullanılmaktadırlar. Örneğin; baraj inşaatı projelerinde yer altı su yalıtımı, toprak dolgu barajları için çekirdek su yalıtımı veya kirlilik kontrolü ve endüstriyel tesislerde muhafaza duvarı gibi [23].

3.2.1.1. Diyafram Duvar İmalatının Yapım Aşamaları

Genellikle zemini kaldırmak için dikdörtgen kesitli bir alet kullanılır ve böylece dikdörtgen bir kazı oluşur. Paneller kazma aracının, kazacağı boyutlara sahiptir. Kazı çukuru bentonit bulamacı ile stabilize edilir ve beton dökümü, yerinde dökme kazıklarda olduğu gibi tremi tekniği kullanılarak yapılır.

Kılavuz Duvar Yapımı

Diyafram duvar kazısına başlamadan önce kazı makinesine kılavuzluk etmek ve üst kısmı stabilize etmek için iki adet geçici paralel beton kiriş inşa edilir.

Kılavuz duvarlar yerinde dökme veya ön yapımlı donatılı beton elemanlardır. Bu duvarlar, yüzeysel zemin göçmesini önlemek, panellerin konumunu belirlemek ve çelik kafesleri desteklemek için kullanılırken diyafram duvarın yatay hizalanmasını ve duvar sürekliliğini sağlamaktadır. Bu geçici destek, bulamaç seviyeleri inşaat sırasında değişiklik gösterdiği için ve duvar kararsız olma eğiliminde olduğu için önemlidir. Kılavuz duvarların boyutları ve şekli, zemin yüzeyinin yapısına bağlı olarak değişebilir. Fore kazıklarda olduğu gibi kazı çukuru içindeki bentonit bulamacı daima su tablası yüksekliğinin birkaç metre üzerinde tutulmalıdır. Su tablasının yüzeye çok yakın olduğu ve zeminin zayıf mekanik özelliklere sahip olduğu bazı özel durumlarda, kılavuz duvarlar yukarıda belirtilen yükseklik farkını korumak için zemin düzlemine kıyasla daha yüksek bir yüksekliğe inşa edilebilir.

Panel Kazısı

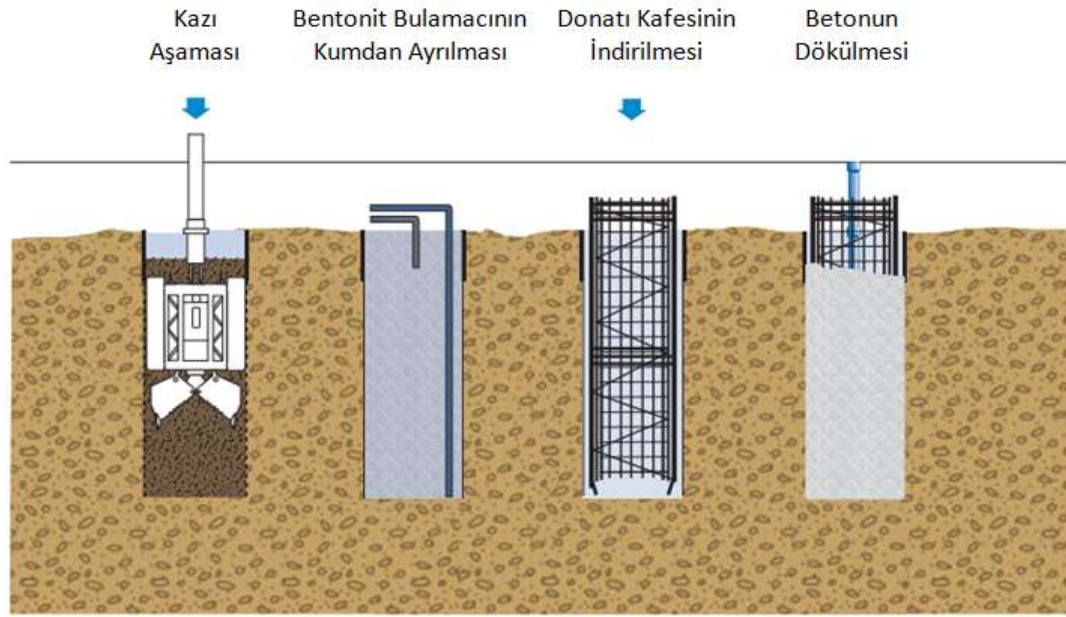
Tek bir panel, istenilen seviyeye ulaşılan kadar grab kullanılarak aşağıya doğru kazılır. Bentonit bulamaç desteğinin kullanımı ile kazı, donatılandırma ve döküm sırasında hendeğin göçmesi önlenmektedir. Bulamaç, hendeğin duvarlarında kalın bir tabaka oluşturur ki bu içe doğru hidrolik kuvvetleri dengeler ve hendeğin içine su akışını önler.

Grab, hafriyatları toplamak ve kazılan hendeği boşaltmak için açılıp kapanabilen iki çeneden oluşan diyafram duvar kazma aletidir. Çenenin dışı zemini kesmek için dişlerle donatılmıştır. Kazı çalışma döngüsü zemin üzerine oturmuş grabla başlar, aletin ağırlığı ve hızından dolayı dişler zemine nüfuz eder. Kapatma sistemini aktive ederek grab zemini kazar ve bir kısmını çenelerin içinde tutar. Genellikle mükemmel bir kapanma

sağlamak için bir çenede tek sayıda, diğesinde ise çift sayıda diş bulunmaktadır. Çenelerin asimetrik konfigürasyonu düzlükten sapma eğilimindedir ve bu nedenle grab her zaman aynı yönde kullanılmaz ancak her iki yönde de dönüşümlü olarak kullanılır, grab kazıya her indirildiğinde 180° döndürülür. Grab çeneler kapalıyken kaldırılır ve belirlenmiş bir alana zemin boşaltılır. Kazı tamamlayıncaya kadar bu iş döngüsü birkaç kez tekrarlanır. İlk olarak birincil panellerin kazısına başlanır ve ikincil paneller birincil diyafram duvar panelleri arasına inşa edilir. Panel kazısı tamamlandıktan sonra, beton dökülmeden önce, bulamaç sıvısının temizlenmesi ve yenilenmesi gerekir ve böylece yoğunluğu, kum içeriği, viskozitesi ve pH belirtilen seviyelerde olur.

Panel Yapımı

Diyafram duvar yapımındaki en hassas konulardan biri olan panellerin birleşim noktaları, su geçirmez bağlantılarla temsil edilir. Bağlantıların çeşitli tipleri mevcuttur ve seçimleri yüklenici tercihine bağlı olduğu kadar kazı ekipmanına da bağlıdır. Diyafram duvarın temel işlevlerinden biri, zemini nihai kazıya kadar desteklemenin yanı sıra, kazı yakınındaki binaların ve üst yapıların oturmasını önlemek ve ayrıca duvarın su geçirmezliğini sağlamaktır. Panelin tabanına ulaşıp temizlendikten sonra, donatı kafesi yerine indirilebilir. Donatı kafesleri anlamlı bir boyuta ve ağırlığa sahiptir. Genel bir kural olarak kafes, bileşenleri zemin üzerine serilerek ve sonra birbirine bağlanarak inşa edilir. Beton, tremi adında açık, huni şeklinde ucu olan dikey çelik bir boruya yerleştirilir. Tremiler ile diyafram duvarın betonlanması alttan başlar ve beton seviyesi arttıkça tremiler kademeli olarak kaldırılır. Beton yerleştirilirken eş zamanlı olarak bulamaç yenilenmesi için panelden pompalanır ve bir sonraki panel kazısında tekrar kullanılır [24].



Şekil 3.1. Diyafram duvar imalat aşamaları [24].

Diyafram duvarların avantajları aşağıdaki gibidir:

- Birçok zemin türüne ve kayalara inşa edilebilir.
- 60 metre (ve üstü) derinliğe ve 600 ile 1500 mm genişliğe kadar inşa edilebilir.
- Çok büyük yapısal yükleri almak için tasarlanabildiklerinden dolayı derin kazıları desteklemek için kullanılırlar.
- Oluşan su geçirmez duvarlar kalıcı yapısal duvarlar olarak kullanılabilir.
- Duvardaki azaltılmış bağlantı sayısı duvarların su sızdırmazlığını artırır.
- İmalatı oldukça sessizdir, minimum gürültü ve titreşim seviyeleri kentsel alanlardaki inşaat için uygun kılmaktadır.

Dezavantajları ise;

- Büyük ekipman, uzun inşaat süresi ve yüksek maliyet gerektirir.

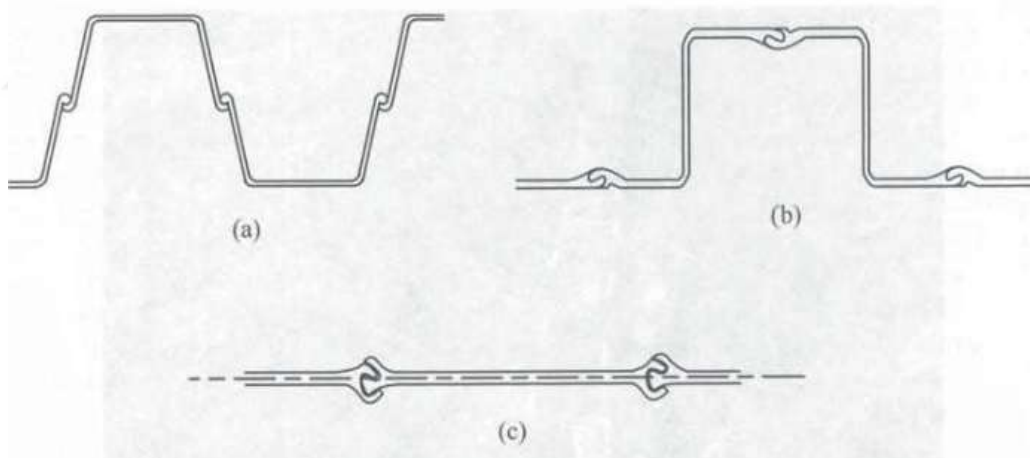
3.2.2. Palplanş Duvarlar

Palplanş duvar, yatay basınçlara karşı koymak için zemine gömülen birbirine geçmeli kazık elemanlarını çakma, titreşim veya itme yoluyla oluşturulur. Palplanş duvarlar esnek dayanma sistemi olarak sınıflandırılır. Çünkü; büyük deformasyonları tolere edebilirler ve eğilme momentleri, meydana gelen yanıl yükler tarafından geliştirilir. Bu

nedenle maksimum eğilme momentlerine direnebilecekleri şekilde tasarlanmalıdır. Palplanş duvarlar, kazı destek sistemleri, şev stabilizasyonu, taşkın seddeleri ve su kenarı yapılarında yaygın olarak kullanılmaktadır [4].

Palplanşlar ahşap, beton, çelik veya alüminyum gibi farklı malzemelerden imal edilirler ve bu farklı malzemeler farklı uygulamalara yol açar. Çelik palplanşlar duvar yapılarını desteklemede en yaygın olanıdır. Palplanş duvarlar için izin verilen tasarım gerilmeleri bina yapımında daha yüksektir ve çelik ve ahşap için akma gerilmesi (f_y) 0.65 ile 0.9 arasında değişmektedir. Basınç dayanımı (f_c') açısından donatılı beton tasarım gerilmeleri katsayı ile çarpılmayan yükler için $0.75/f_c'$ dir [14].

Çelik; yüksek çakma gerilmelerine karşı dayanıklılığı, nispeten hafifliği ve uzun servis ömrü olmasından dolayı palplanş duvarlarda en yaygın kullanılan malzemedir. Çelik palplanş duvarlar, derin penetrasyon veya büyük su derinliği gerektiren yapılar için uygundur [4].



Şekil 3.2. Çelik palplanş tipleri

Palplanş duvarlar aşağıdaki şekilde inşa edilir:

1. Bir dizi palplanş kesit yerleştirilir ve palplanşların birbirine kenetlenmesi sağlanır.
2. Palplanşlar çakma veya titreşim yoluyla istenilen derinliğe kadar itilir.
3. İkinci palplanş birinci palplanş arasındaki kilitlerle birlikte çakılır ve ikinci kilitlenir.
4. Duvar çevresi tamamlanıncaya kadar 2 ve 3 numaralı adımlar tekrarlanır.
5. Daha karmaşık şekiller kullanıldığında ise bağlantı elemanları kullanılır [25].

3.2.2.1. Palplanş Duvar Çeşitleri

Palplanş duvarlar ankrajların kullanılıp kullanılmadığına bağlı olarak ya konsol ya da ankrajlıdır. Kazı derinliğinin az olduğu durumlarda konsol olabilirken fazla olduğu durumlarda ise ankraj gerektirmektedir.

Konsol Palplanş Duvarlar

Bazı kesit modüllerinin kullanılabilirliği ve maliyetleri ile ilgili kısıtlamalardan dolayı konsol palplanş duvarlar, genellikle 3 ila 5 m arasındaki duvar yükseklikleri için kullanılmaktadır. Konsol palplanş duvarlar, taşkın seddeleri, yarma ve dolgu projeleri ve otoyol ve heyelan yapılarında kalıcı ve geçici kazıların korunması gibi inşaat mühendisliği uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaktadır [4]. Ayrıca konsol duvar, taban genişliğinin dar olmasından dolayı alan kısıtlamaları olan yerler içinde uygundur. Bu tip duvarın stabilitesi, temel malzemesinin pasif direncine ve dikey yapısal elemanın momente karşı koyma kapasitesine bağlıdır. Bu nedenle temel malzemesinin duvar servis ömrü boyunca kaldırılabilceği yerlerde kullanılmamalıdır [26].

Ankrajlı Palplanş Duvarlar

Duvar yüksekliği 5 m' yi aştığında veya yanal duvar sapması tasarım açısından sınırlandırıldığında ankrajlı palplanş duvarlar gereklidir. Ankrajlı palplanş duvar daha az penetrasyon derinliği ve ayrıca daha az moment gerektirir. Çünkü; duvarın önündeki pasif direnç ve ankraj bağlantı çubuğu ilave destek sağlamaktadır. Ankrajlı palplanş duvarlar genellikle yarma durumlarında inşa edilirler ve dolgu yerleştirilmesi ve dolgu oturması ile oluşabilecek yapı hasarından ankrajı korumak için özel tasarım hesabı ile dolgu durumlarında da kullanılabilirler. Ayrıca; şev stabilizasyonu ve taşkın sedde projelerinde de kullanılmaktadırlar [4].

Palplanş perdelerin avantajları aşağıdaki gibidir:

- Çakma gerilmelerine karşı yüksek direnç sağlar.
- Hafiftirler.
- Farklı projeler için tekrar kullanılabilir.
- Su seviyesi altında veya üstünde uzun servis ömrü boyunca makul seviyede koruma sağlar.

- Kaynak veya civatalama ile kazık uzunluğu kolay bir şekilde ayarlanabilir.
- Bağlantılar çakma sırasında daha az deforme olma eğilimindedir.

Dezavantajları ise;

- Kesitler, kalıcı yapının bir parçası olarak nadiren kullanılabilir.
- Sert ve iri daneli zeminlerde palplanşların montajı zordur. Bu gibi durumlarda, istenilen duvar derinliklerine ulaşamayabilir.
- Kazı şekilleri palplanş kesiti ve bağlantı elemanları tarafından belirlenir.
- Palplanş duvar çakma işlemi rahatsız edici gürültüye neden olur.
- Montaj titreşimlerinden dolayı bitişindeki alanlarda oturmalar meydana gelebilir [25].

3.2.3. Fore Kazıklı Duvarlar

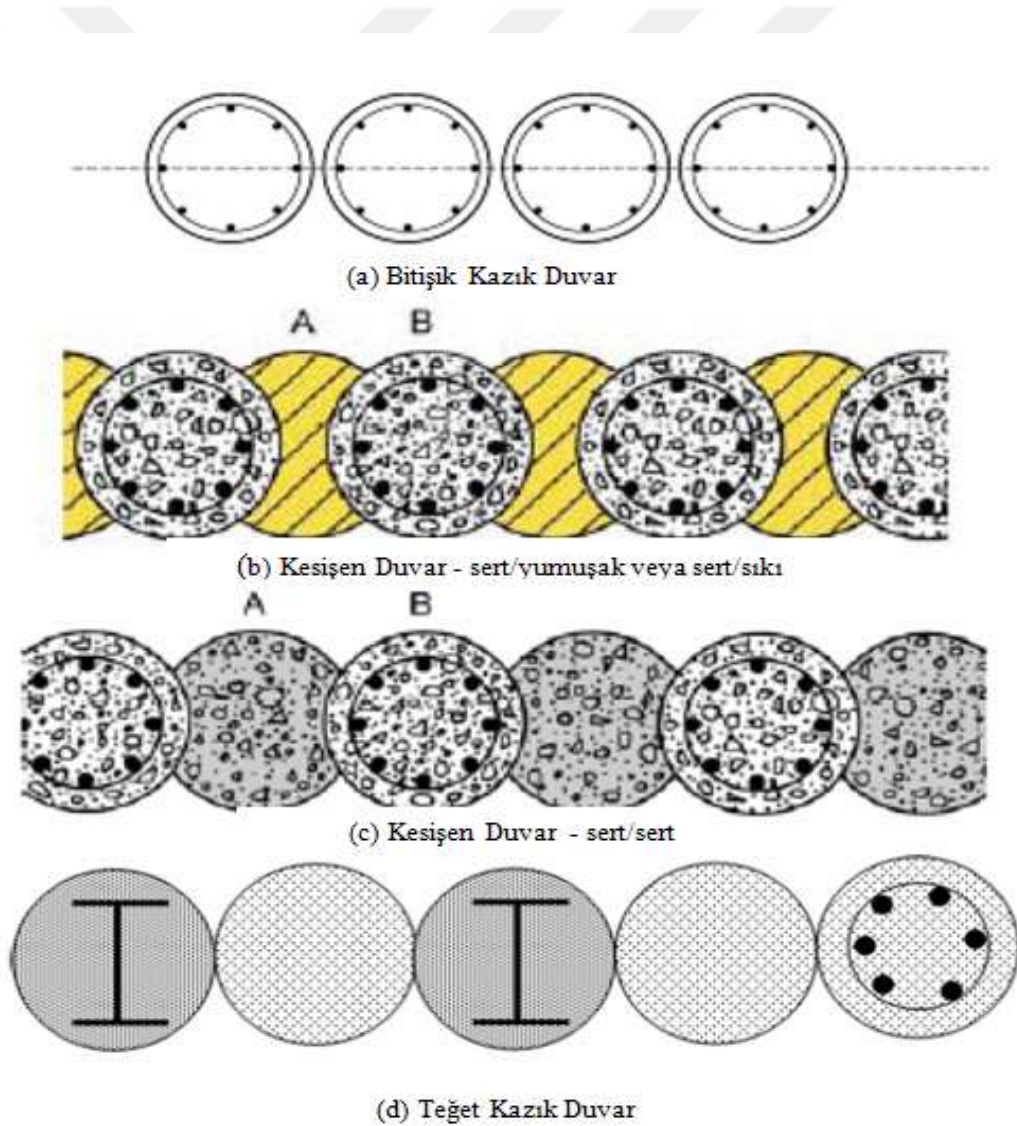
Fore kazıklı duvarlar, yüksek rijitlik ve düşük deformasyon ile tanımlanır. Hem geçici hem de kalıcı inşaat uygulamaları için kullanılabilirler. Fore kazıklı duvarlar, özellikle de geçici inşaat uygulamaları için düşük duvar deformasyonları veya su sızdırmazlığı gerektiğinde ve açık kazılarda zemin desteği sağlayan dayanma yapıları olarak kullanılmaktadır [23].

Dizilimlerine göre kazıklı duvarlar bitişik, kesişen ve teğet duvarlar olarak sınıflandırılır.

Bitişik kazık duvarların yapımında, düşük maliyetli Auger ve özellikle Continuous Flight Auger (CFA) delgi ekipmanının kullanılması ile ekonomik bir duvar inşa edilir. Kazıkların çaplarına ve aralıklarına zemin tipi, yer altı su seviyesi ve tasarım basınç büyüklüklerine göre karar verilmektedir. Kazık aralıklarındaki açıklığın fazla olması, zeminin boşluklardan akmasına neden olabileceği için büyük boşluklardan kaçınılmalıdır. Bitişik kazık duvar, yalnızca yer altı suyunun tehlike oluşturmadığı veya jet grout enjeksiyonunun uygulandığı yerlerde kazıklar arasındaki sızıntıyı gidermek için kullanılmaktadır. Bu duvarların başlıca dezavantajları kazıklar arasındaki boşluklar ve su geçirgenliğinin önlenememesidir.

Kesişen fore kazıklar, kesişen kazık aralıkları çaptan daha az tutularak oluşturulur. Kesişen kazık duvarlar, yer altı suyu akışının kontrolü için geçirimsizlik perdesi inşa etmek, zayıf ve ıslak zeminlerde hareketi en aza indirmek için kullanılır. Kesişen duvar sert/yumuşak veya sert/sıkı ve sert/sert şeklinde yapılır. Sert/yumuşak veya sert/sıkı kesişen duvar bitişik fore kazık duvara benzer ancak kazıklar arasındaki boşluk sert/yumuşak duvar için donatısız beton/bentonit bulamacı ve sert/sıkı duvar için zayıf beton ile doldurulur.

Kesişen kazık duvarlar teğet kazık duvarlardan daha sağlamdır ve yer altı suyunu kazı dışında tutmakta daha etkilidir [27].



Şekil 3.3. Dizilimlerine göre kazıklı perdeler [27]

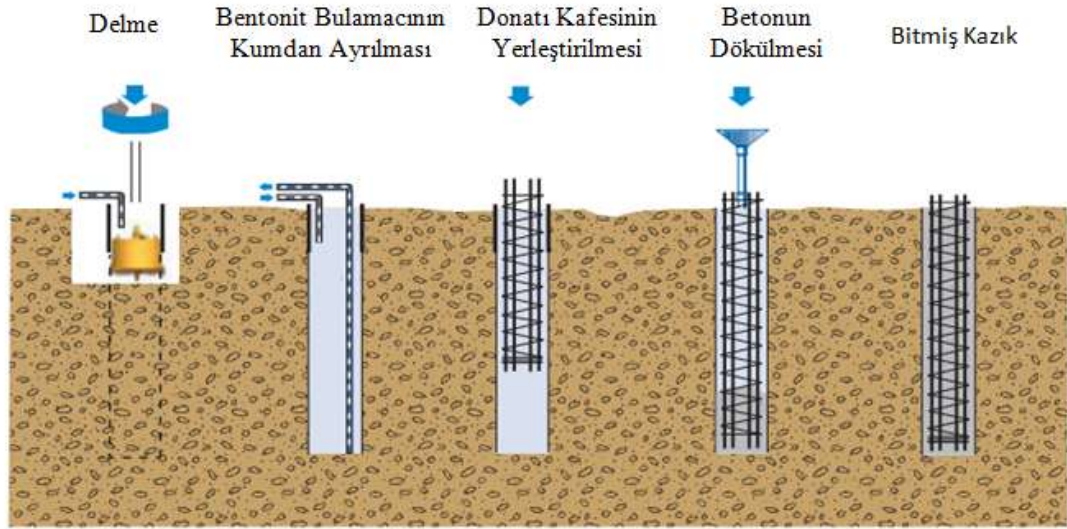
3.2.3.1. Fore Kazık İmalat Aşamaları

Kuru Kazı

Yapım işlemi delginin yapılması, delikten gevşek malzemenin çıkarılması, donatı kafesini yerleştirme ve şaftın betonlanmasından oluşur.

Delme Akışkanları ile Kazı

Gevşek zeminde veya su tablasının altındaki çok yumuşak kilde delgi yapılırken, kuyu duvarlarını stabilize etmek için özel bentonit veya polimer bulamaçlar kullanılmaktadır. Bentonit bulamacın özgül ağırlığının suyun özgül ağırlığından daha büyük olması ve kuyu duvarları boyunca su geçirmez bir tabaka oluşturma kapasitesinden dolayı bu bulamaçlar su tablası üzerine bir metreden daha fazla uygulandığında şaftların su geçirmez olmasını sağlayarak duvarın göçmesini önlemektedir. Bentonit veya polimer esaslı delme bulamacı, özel yüksek türbülanslı karıştırma tesisleri kullanılarak sahada üretilir. Bulamaç seviyesinin aniden düşmesi, işçilerin kohezyonsuz özellikle de gevşek zemin veya yer altı boşlukları ile karşılaşmaları durumunda sabit bir bulamaç kaynağının olması önemlidir. Bulamaç, kuyuyu etkili bir şekilde stabilize etmek için yoğunluk, viskozite ve kum içeriği gibi belirli reolojik özelliklere sahip olmalı ve bu parametreler çalışma sırasında periyodik olarak kontrol edilmelidir. Delgi işlemleri tamamlandığında, kuyunun altı özel bir temizleme aracı kullanılarak temizlenmeli kuyudaki bulamaç kum ayırıcısından geçirilmelidir. Bu santrifüj pompayı deliğin dibine indirmek ve bulamacın "desander " adı verilen özel bir ekipmana pompalanması ile yapılmaktadır. Bu işlem sürekli bir döngü halinde çalışır böylece kuyudaki bulamaç aynı seviyede kalır. Desander' daki bulamaç kuyuya geri gönderilmeden önce zemin artıklarından ayıran bir dizi titreşimli elek ve hidrosiklondan beslenir [28].



Şekil 3.4. Fore kazık duvar imalat aşamaları [28]

Delme Akışkanı Olmadan Kazı

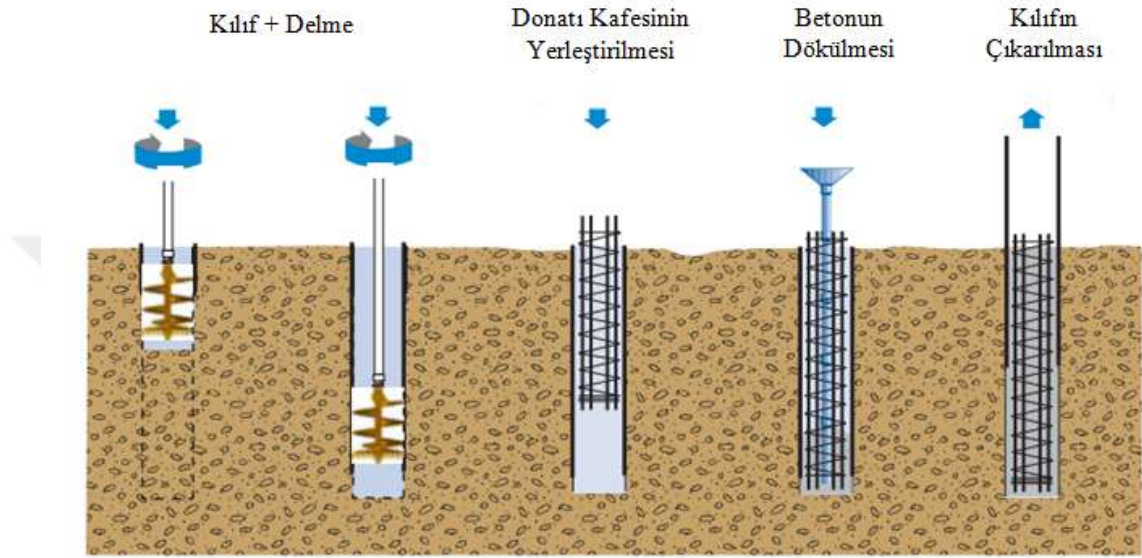
Delme akışkanları kullanılmıyorsa, kuyular geçici kılıflarla desteklenebilir. Geçici kılıf, delme kulesinin döner kafası (15-20 m' ye kadar) veya servis vincine bağlı hidrolik titreşimli bir çekiç kullanılarak zemine sürülebilir. Genel bir kural olarak açılan teknikler 20 m' den daha derin derinliklerde etkili değildir ve geçici kılıf yalnızca "muhafaza osilatörü" adı verilen özel bir hidrolik ekipman parçası kullanılarak sürülebilir.

Kılıf Destekli Kazı

Segmentli kılıf, daha derin stabil olmayan zemin koşullarında fore kazıklı sistem için geçici veya kalıcı bir destek olarak kullanılmaktadır. Delme aşamasında kullanılır ve delme kulesi veya servis vinci veya kuleye bağlı bir osilatör kullanılarak kurulabilir ve çıkartılabilir. İlk 1.5 m' lik kılıfı bağlamak için rotary altına büyük bir kılıf çakma plağı yerleştirilmiştir. Buradaki zemin, burğu (Auger) veya delme kovaları gibi delgi araçlarıyla çıkarılır. İstenilen uzunluk elde edilinceye kadar kesitler mekanik bağlantılar kullanılarak birleştirilir. Betonlama aşamasında kılıflar kazık kulesi ve/veya osilatör tarafından çekilir. Temel kazıklarına, keşişen kazıklara ve bitişik dayanma yapılarına segmentli kılıf uygulanabilir [28]. İki tip kılıf vardır:

Geçici Kılıf: Akışkan beton yerleştirilirken kuyu kenarlarını tutmak için kullanılır. Beton, zemin ve yer altı suyu basınçlarına dayanabileceği seviyeye kadar dökülürken geçici kılıf yerinde kalır. Beton yerleştirildikten sonra kılıf kaldırılır.

Kalıcı Kılıf: Kılıf kaldırılmaz ve temelin kalıcı bir parçası haline gelir.



Şekil 3.5. Kılıflı fore kazık duvar imalat aşamaları [28]

Donatı Kafesinin Yerleştirilmesi

Çelik donatı kafesi, uygun kapasitedeki bir servis vinci kullanılarak şaftta yerleştirilir. İndirilirken, tasarlanan beton örtüsünü oluşturmak için kafesin dışına beton veya plastik aralayıcılar uygulanır. Kazık tabanında yeterli beton örtüsünün temin edilmesi için kafes desteklenir ve deliğin tabanından 15-20 cm uzağa asılır.

Betonun Dökülmesi

Kafes yerleştirildikten sonra, kuyu beton ile doldurulur.

Fore kazıkların avantajları aşağıdaki gibidir:

- Düşük deformasyon: Ankraj çubukları ile fore kazık duvarın yatay deformasyonları serbest duvar yüksekliğinin % 1 ila 2' si ile sınırlandırılabilir.
- Su geçirmez

- Düşük etki: Daha az titreşimli bir yöntemdir ve böylece kazıklar doğrudan mevcut binaların önüne inşa edilmiş olsalar bile uygun bir şekilde yerleştirilmiş kazıklarda oturma riski çok düşüktür.
- Çevre dostu: Hangi kazık tekniğinin kullanıldığına bağlı olarak sadece küçük titreşimler üretilir.
- Ekonomik: Bir binanın yapısal tasarımına fore kazık duvar dahil edilebilir ve yatay yüklere ek olarak yüksek dikey yükleri destekleyebilir.
- Alandan tasarruf: Küçük çaplı kazıklardan (300 ila 400 mm) oluşan fore kazık duvar, bitişik kazık duvar olarak bile mevcut binaların veya temellerin önüne inşa edilebilir.
- Uyarlanabilir: Hemen hemen her geometrik düzende fore kazık yapılabilir.

Dezavantajları ise;

- Fore kazık duvarlar genellikle kompozit asker kazık ve palplanş duvarlar da daha pahalıdır ancak diyafram duvarlarla maliyetleri yaklaşık olarak aynıdır.
- İnşaat derinliği sınırlıdır [23].

4. BÖLÜM

ZEMİN ANKRAJLARI VE PERDE DUVARIN TASARIMI

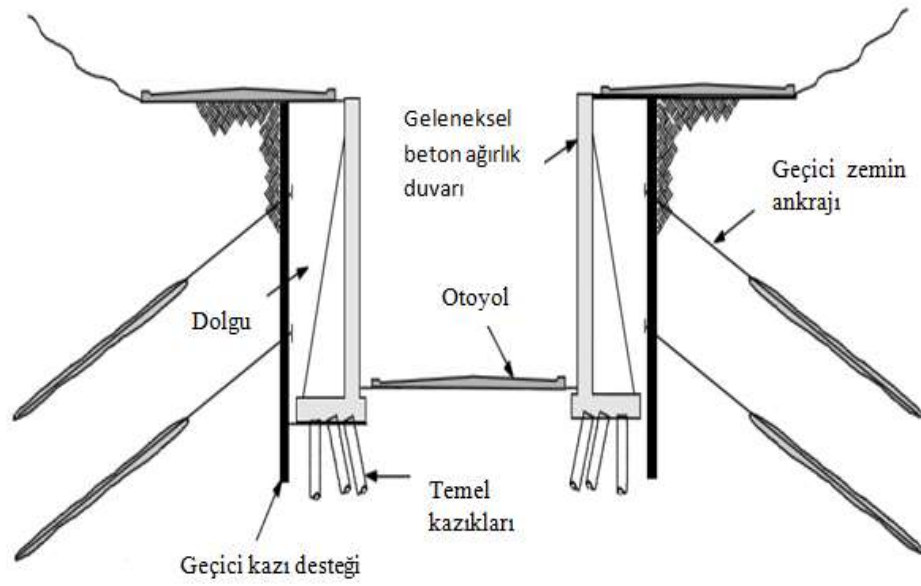
4.1. Giriş

Son yıllarda inşaat sektöründe, derin kazılarda rahat çalışma ortamı ve güvenilirlik sağlayan ankraj sistemlerinin kullanımı oldukça artmıştır. Stabilite sorunlarına kısa veya uzun vadede ekonomik ve estetik çözümler getiren ankraj teknolojisi, tutulmak istenen bir zemini veya yapıyı geride ve/veya daha derinde bulunan sağlam tabakalara öngerme tekniği ile bağlamak şeklinde açıklanabilmektedir.

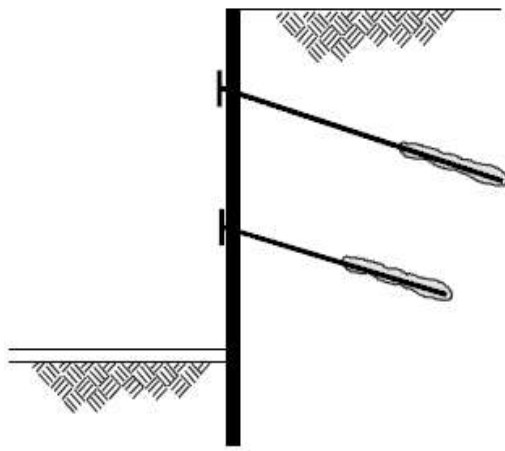
Ankrajların kullanım amaçlarından bazıları aşağıdaki şekilde sıralanabilir;

1. Düşey yer değiştirmelerin önlenmesinde,
2. Yapıların dönmeye karşı güvenceye alınmasında,
3. Yapıların kritik yüzeyler boyunca kaymaya karşı emniyetinin sağlanmasında,
4. Yer altı yapılarının stabilitelerinin artırılmasında,
5. Zeminin ön konsolidasyonunun sağlanmasında,
6. Yapıların sismik duraylılığının artırılmasında,
7. Deney sahası dar olan yerlerde kazık yükleme deneylerinde öngerme sağlayan eleman olarak,
8. Barajların yükseltilmesinde,
9. Dalgakıran ve iskelelerde gemilerin iskele babalarına verdikleri yükün dağıtılmasında kullanılır [29].

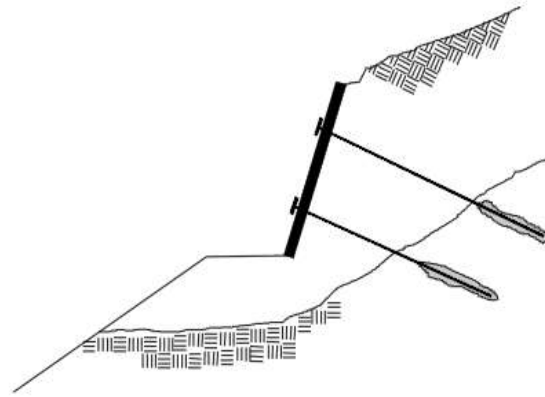
Ankrajlı sistemlerin kullanım alanlarından bazıları Şekil 4.1' de gösterilmiştir.



(a) Otoyol dayanma yapıları

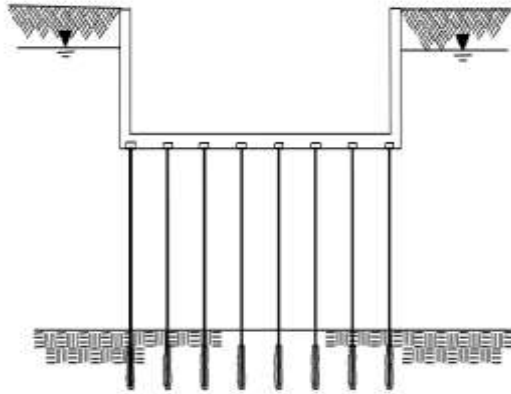


(b) Dayanma yapıları

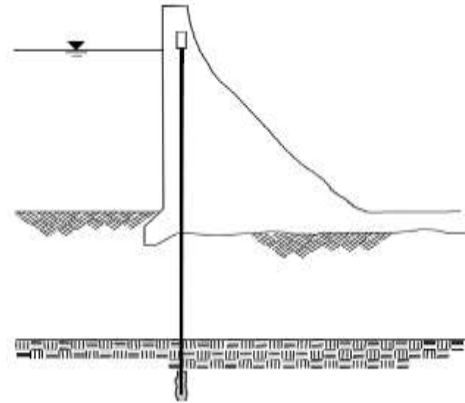


(c) Şev stabilitesinin iyileştirilmesi

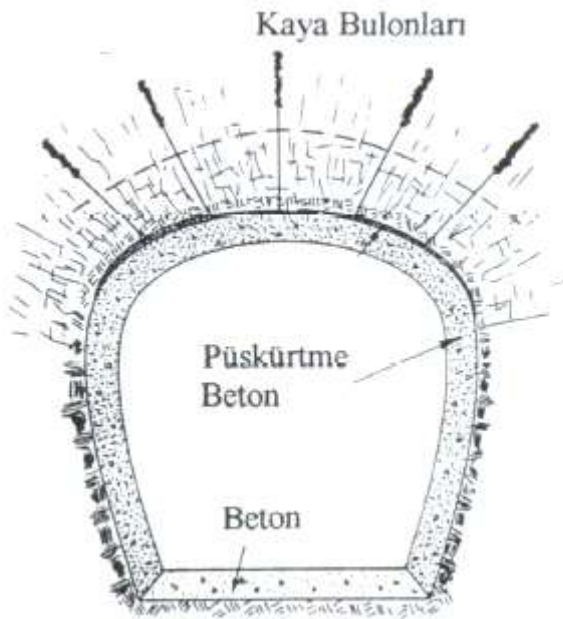
Şekil 4.1. Ankrajların kullanım alanları [2, 29, 30]



(d) Kazı tabanının desteklenmesi



(e) Beton baraj iyileştirilmesi

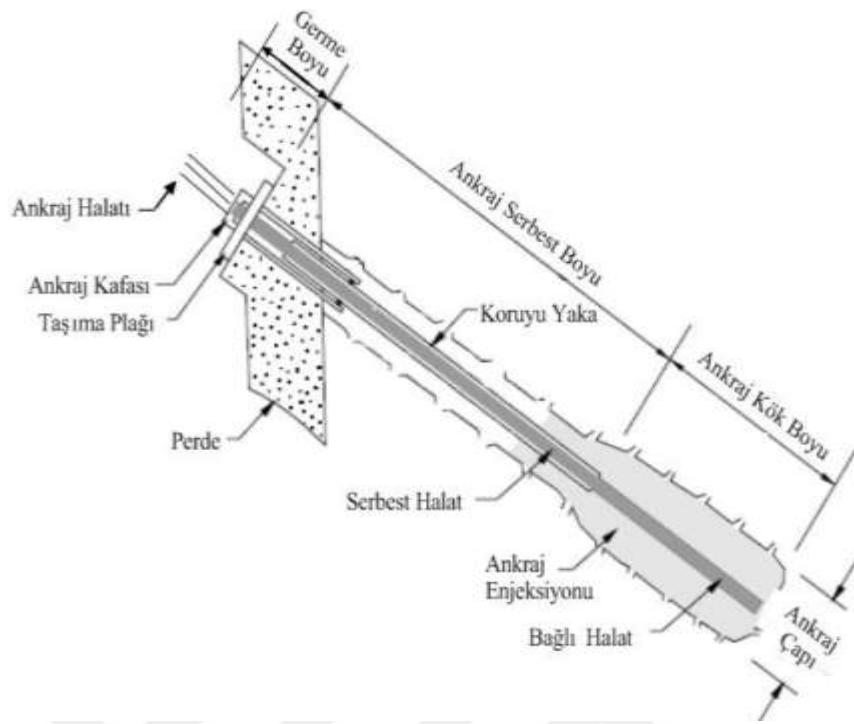


(f) Kaya kütleinin stabilitesinin artırılması

Şekil 4.1. Ankrajların kullanım alanları devamı [2, 29, 30]

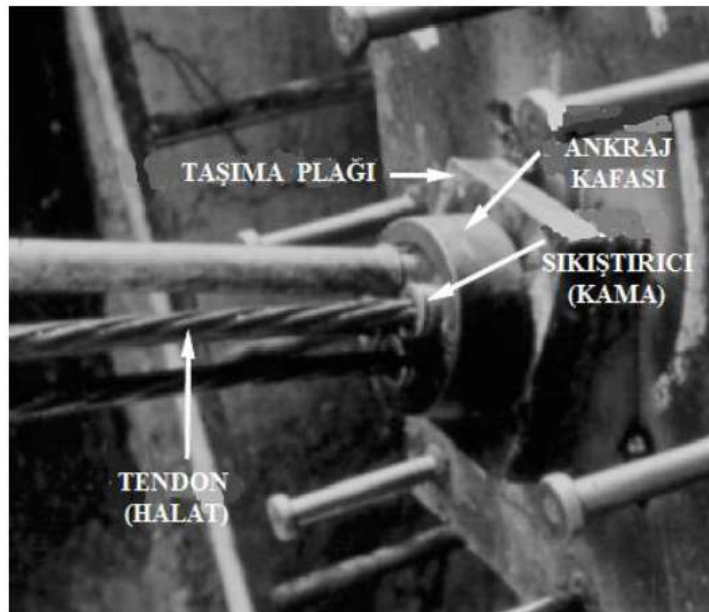
4.2. Ankrajların Kısımları

Zemin ankrajları uygulanan çekme yüklerini taşıyıcı zemine aktarırlar. Ankrajlar; ankraj kafası, serbest boy, ankraj kökü kısımlarından oluşur. Zemin ankrajını oluşturan bileşenler Şekil 4.2' de gösterilmiştir.



Şekil 4.2. Zemin ankraji bileşenleri [2]

Ankraj kafası: Bu bölge öngörme kuvvetinin yüzeye yayılmasını sağlar. Öngörmenin uygulandığı ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlemesinin yapıldığı bölgedir. Germe kafası, sıkıştırıcılar (kamalar), ankraj ve taşıyıcı plakadan meydana gelir. Şekil 4.3' te ankraj kafası bileşenleri görülmektedir.



Şekil 4.3. Ankraj kafası bileşenleri [2]

Serbest ankraj boyu: Ankraj kökünün başlangıcı ile ankraj kafası arasındaki mesafedir. Germe işlemi sırasında öngerme çeliğinin engelsiz olarak uzayabileceği uzunluğa karşı gelmektedir (Şekil 4.2).

Ankraj kökü: Öngerme kuvvetini zemine aktaran kısımdır (Şekil 4.2). Kök bölgesi, çimento harcının yüksek basınç altında ankraj deliğine itilerek doldurulması ile oluşturulur. Çeliğin ankraj gövdesi içine yerleştirilme şekli zeminin özelliklerine bağlıdır [31].

4.3. Ankrajların Sınıflandırılması

4.3.1. Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması

Sürekli ankrajlar: Sürekli yapıların ve kazı destekleme sistemlerinin servis ömrü boyunca güvenliğinin ve stabilitesinin sağlanması için yapılırlar.

Geçici ankrajlar: Genellikle bir projenin inşaatı sırasında, kısa süreli olarak kuvvetlere karşı koyan ve böylece güvenli inşaat imkanı sağlayan ankrajlardır. Genellikle kullanım süreleri 2 yıldır (Tablo 4.1).

Ankrajlar için ankraj sınıfına göre Tablo 4.1’ de kullanılan güvenlik katsayıları verilmiştir.

Tablo 4.1. Zemin ankrajları için minimum güvenlik değerleri [32]

Ankraj Sınıfı	Minimum Güvenlik Katsayıları			Kontrol yükü faktörü
	Tendon	Zemin/Enjeksiyon Ara yüzeyi	Enjeksiyon/tendon ya da enjeksiyon/ kapsülleme yüzeyi	
Geçici Ankrajlar (1)	1.40	2.0	2.0	1.10
Geçici Ankrajlar (2)	1.60	2.5*	2.5*	1.25
Sürekli Ankrajlar (3)	2.00	3.0 ⁺	3.0 ⁺	1.50

Not: * Eğer tüm araziye kapsayan deneyler yapılırsa bu değer minimum değer olarak 2.0 alınabilir.

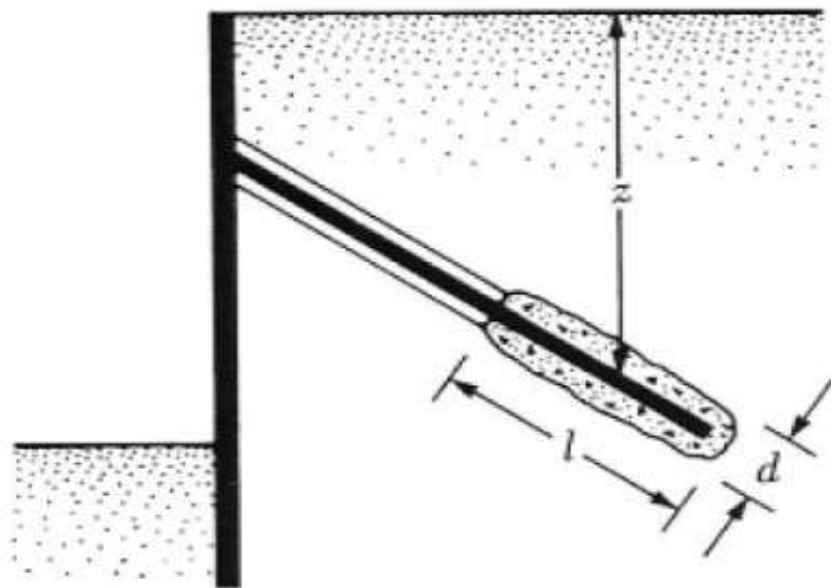
⁺ Bu değer zeminin limit sürtünme değerine ulaşması halinde 4.0’ e kadar çıkar.

Tablo 4.1' de verilen ankraj tipleri şu özelliklere sahiptir:

(1) Nolu geçici ankrajlar, servis süreleri 6 aydan daha az ve göçmesi durumunda çok ciddi sorunlara neden olmayan, toplumun güvenliğini etkilemeyen ankrajlardır. Kısa süreli kazık yükleme deneylerinde reaksiyon sistemi olarak kullanılan ankrajlar bu tipe örnek verilebilir (Şekil 4.4).



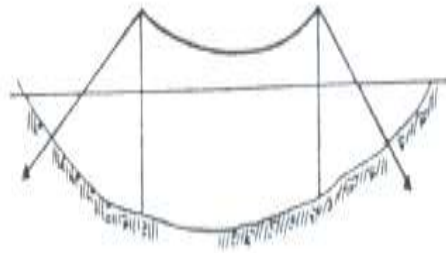
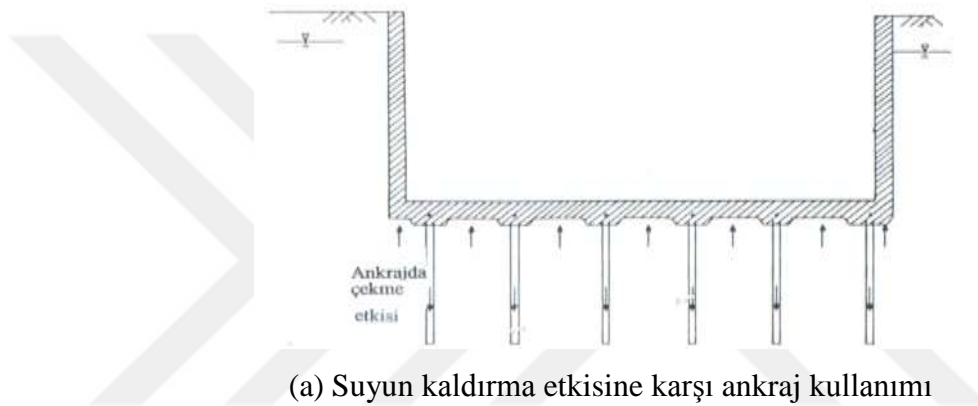
Şekil 4.4. Kazık yükleme deneyi [30]



Şekil 4.5. İksa duvarının desteklenmesi [6]

(2) Nolu geçici ankrajlar, servis süreleri 2 yıl civarında olan, göçmesi sonucunda ciddi sorunlara neden olabilen ankrajlardır. İksa duvarlarının desteklenmesinde kullanılan ankrajlar bu tipe örnek verilebilir (Şekil 4.5).

(3) Nolu sürekli ankrajlar, korozyon riskinin yüksek olduğu ve/veya göçme durumunda çok ciddi sorunlara neden olan ankrajlardır. Asma köprülerin ana gergilerinde kullanılan ya da su etkisi ile kalkan yapıların stabilitesinin sağlanması amaçlı ağırlık yapısının elemanları olarak kullanılan ankrajlar bu tipe örnektir (Şekil 4.6).

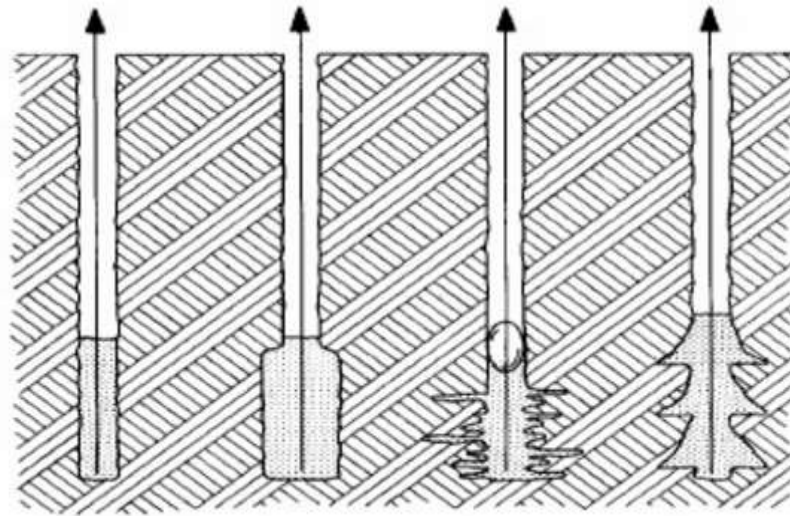


(b) Asma köprü kablolarının mesnetlenmesi

Şekil 4.6. Sürekli ankrajlara örnekler [30]

4.3.2. İmalat Teknikleri Dikkate Alınarak Ankrajların Sınıflandırılması

Ankraj kökünün geometrisi, verilen belirli bir zemin durumu altındaki bir ankrajın taşıma kapasitesini etkilemektedir. Bir ankrajın tasarımı, ankrajın kök kısmından çevresindeki zemine ilettiği gerilmeler, ankraja uygulanan imalat tekniği, enjeksiyon ve delme yöntemlerinden etkilenmektedir. Bu kriterlere göre ankrajlar 4 grupta incelenebilir (Şekil 4.7).



(a) A Tipi (b) B Tipi (c) C Tipi (d) D Tipi

Şekil 4.7. İmalat tekniklerine göre ankraj tipleri [32]

a) A tipi ankrajlar: Doğrusal ya da doğrusal olmayan düz shaftlı ankrajlardır. Bu ankrajların dayanımı, deliğin stabilitesine bağlıdır. Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde veya kayalarda yaygın bir şekilde kullanılır. Mukavemet, zemin-enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan yüzey kayma gerilmelerine bağlıdır.

b) B tipi ankrajlar: Ankraj kök çapının zemin içinde minimum hasar oluşturarak genişletilmesi sonrası çimento harcının $< 1000 \text{ kN/m}^2$ değerlerindeki basınç altında boşluklara ve çatlaklara girmesi sağlanarak elde edilen ankraj tipidir. Çoğunlukla iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde kullanılmasının yanı sıra, yumuşak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılır.

c) C tipi ankrajlar: 200 kN/m^2 den daha yüksek basınç altında çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılması ile ankraj kökü genişletilir. Genellikle basınç, birinci enjeksiyonun sertleşmesinden sonra, ikincil enjeksiyon sırasında uygulanır. İkincil enjeksiyon genellikle manchette sistem adı verilen özel bir tüp sistemi ile ya da ankraj kökü içinde çalışabilen minyatür enjeksiyon tüpleri kullanılarak yapılır. Kohezyonsuz zeminlerde yaygın bir şekilde kullanılırken, bazen de kohezyonlu zeminlerde başarılı bir şekilde kullanılır. Bu ankraj tipi, üniform bir kayma mukavemetinin ankraj kökü boyunca var olduğu prensibine göre taşıma gücü hesaplanır.

d) D tipi ankrajlar: Katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılan ankraj tipidir. Bu ankrajlarda, kayma mukavemeti ve uç mukavemeti sıyrılmaya karşı direnci oluşturur. Duvar stabilizasyonunun bazı şekillerinde D tipi ankrajların kullanılması çok yaygın bir uygulama olmamasına rağmen kohezyonsuz zeminlerde de kullanılabilir [32].

4.4. Zemin Ankrajlarının Tasarımı

Son yıllardaki gelişmeler derin kazıları gerektirmekte, çevre şartları, teknik ve ekonomik sebeplerle de şevli kazı yapılamadığından kazı yüzeylerinin desteklenmesi zorunlu olmaktadır. Özellikle geniş kazılarda kazı yüzeylerinin çukur içinden desteklenmesi ekonomik ve inşai sorunlar doğurmakta, yer altı suyunun bulunması halinde sorunlar daha da büyümektedir. Bu nedenlerle düşey kazı yüzeylerinin gerektiğinde geçirimsiz olarak teşkil edilecek iksa perdelerinin zemin ankrajları kullanılarak kazı dışından desteklenmesi büyük kolaylık sağlayacaktır [8].

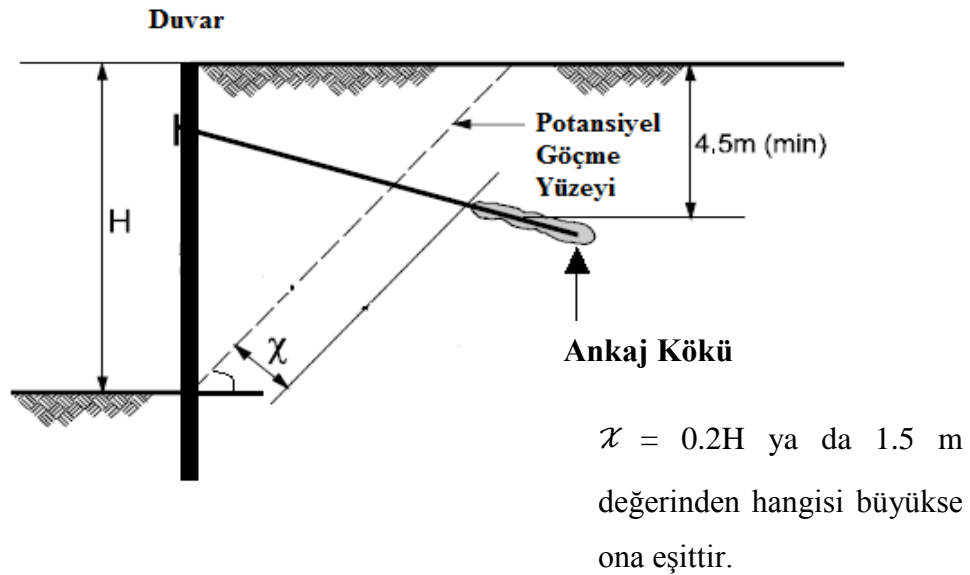
Bir zemin ankrajının tasarımı ve bu tasarım sırasında uygulanan aşamalar ile ilgili olarak aşağıda açıklamalar yapılmıştır. Zemin ankrajlarının tasarımı sırasında; kritik potansiyel göçme yüzeyinin tanımlanması, toprak basınç dağılımları kullanılarak ankraj yüklerinin hesaplanması, ankraj serbest boyu ve ankraj kök uzunluğunun elde edilmesi, ankrajlar arasındaki yatay ve düşey mesafelerin seçilmesi, ankrajın eğimine karar verilmesi, öngermeli çelik elemanlar için izin verilebilir yük sınırlarının tanımlanması, duvar eleman için düşey yük taşıma kapasitesinin tahkiki, ankraj deney yüküne karşı dayanımın ortaya konması, ankrajlı destek sisteminin dış stabilite ve toptan göçme tahkiklerinin yapılması adımları gerçekleştirilmektedir [2].

4.4.1. Kritik Potansiyel Göçme Yüzeyinin Tanımlanması

Ankrajın zemine bağlandığı ve yükü zemine aktaran sabit kısmı ankraj kökü olarak adlandırılır. Ankraj kökü, potansiyel göçme yüzeyinden yeteri kadar uzakta yer almalıdır. Bu şekilde, ankraj kökünden zemine aktarılacak yükün duvar ile kritik potansiyel göçme yüzeyi arasında yer alan ve yük almayan bölge (aktif Rankine bölgesi) ya da serbest uzunluk bölgesi olarak adlandırılan bölgeye transferi de önlenmiş olur.

Ankraj serbest boyu, genellikle, kritik göçme yüzeyinden en az $H/5$ değerinde bir mesafeye ya da kritik göçme yüzeyinden 1.5 m uzağa kadar uzatılır. H , kazı derinliğidir. Şekil 4.1' de gösterildiği gibi kohezyonsuz zeminlerde imal edilen duvarlar için kritik göçme yüzeyi, kazı köşesinden yatayla $(45+ \phi'/2)$ derecelik açı yaparak yüzeye doğru uzanan düzlemdir [2].

T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı Yapı İşleri Genel Müdürlüğü tarafından 31.08.2018 tarihinde yayımlanmış olan Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler başlıklı genelgede Şekil 4.1' de gösterilen χ mesafesi için; aktif zondan en az 3 m veya kazı derinliğinin %20' si kadar mesafeden büyük olanı seçilmelidir denmektedir.



Şekil 4.8. Kritik potansiyel göçme yüzeyinin yeri [2]

4.4.2. Ankraj Serbest Boyunun Tanımlanması

Kaya ve zemin ankrajları için minimum serbest uzunluk değerleri, kullanılan ankrajın çelik halat ya da çelik donatı olmasına göre farklılık göstermektedir. Çelik halat (strand tendon) ankrajlar için minimum serbest uzunluk 4.5 m iken donatı çubuğunda (bar tendon) bu değer 3 m' dir. Kök bölgesinin zemin içerisinde yer aldığı zemin ankrajları için ankraj kök bölgesi orta noktası üzerinde Şekil 4.8' de gösterildiği gibi minimum 4.5 m lik bir örtü yükü bulunmalıdır [2].

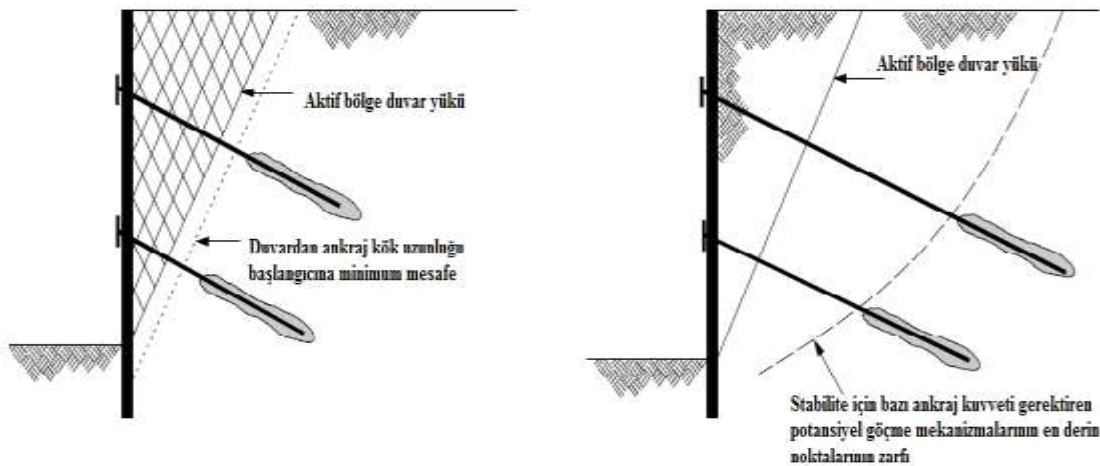
Toplam ankraj uzunluğu 9 ila 18 m' dir. Geoteknik ya da geometrik gerekliliklerden dolayı az sayıdaki ankraj elemanlarında toplam uzunluğun 9 m' den az olduğu

görülmüştür. Minimum serbest uzunluk değerleri; ankraj kökü aracılığı ile yük transferi sırasında oluşan oturma ve öngermeli çelik halat ya da zemindeki sünmeden dolayı oluşan öngörme kayıpları nedeni ile ortaya çıkabilecek yük kayıplarından kaçınmak için gereklidir [2].

Kök kısmının basınçlı harçla oluşturulduğu durumda harcın basınçlı şekilde yerleştirilmesi sırasında oluşabilecek sızıntı ve kaçakları önlemek ve ayrıca büyük harç basıncı değerlerinden dolayı zemin yüzeyinde oluşabilecek kabarmalardan kaçınmak için bu minimum örtü yükü derinliği gereklidir. Kök kısmının kendi cazibesi ile yerleşen harçla oluşturulduğu durumda minimum örtü yükü derinliği, ankraj kök kapasitesinin oluşması için ihtiyaç duyulan zemin örtü yükünün sağlanması için gereklidir.

Aşağıda maddelenen bazı hallerde ankraj serbest boyunun uzun tutulması gerekebilir.

- Ankrajın zemine bağlandığı kök kısmının kritik potansiyel göçme yüzeyinden minimum bir uzaklıkta yer alması gerekmektedir.
- Ankraj kökünün, ankrajın zemine bağlanabileceği uygun özelliklere sahip zemin tabakası içerisinde yer alması gerekmektedir.
- Ankraj sisteminin toptan göçmeye karşı stabilitesinin sağlanmış olması gerekmektedir [2].



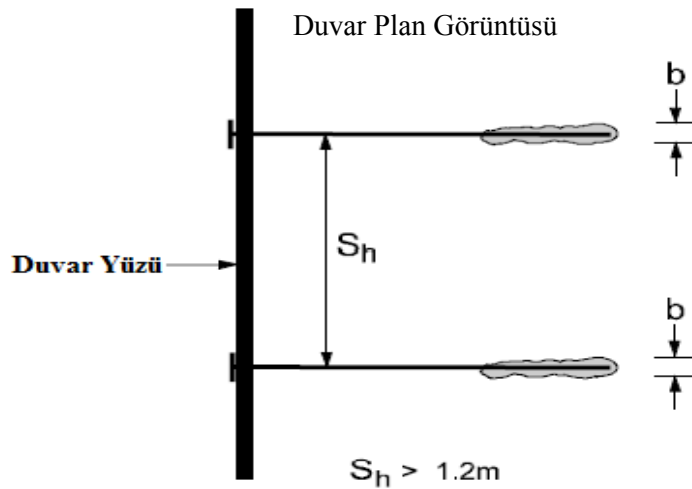
Şekil 4.9. Zemin ankrajlarının duvar stabilitesine katkısı [2]

Ankraj köküne iletilen yüklerle birlikte kök çevresinde bir zemin kütesinin koparılması söz konusu olabilir. Kökün 5 m' den daha derinde yer aldığı durumlarda bu tür göçme yok denecek kadar azdır.

Genel bir kural olarak; ankraj kök bölgesi ile serbest uzunluk kısmı tek seferde harçlanmalıdır. Böylelikle; kuyu stabilitesi korunur ve korozyon koruması için de sürekli bir harç kaplaması oluşturulmuş olur.

4.4.3. Komşu Ankrajlar Arası Yatay Mesafe ve Düşey Mesafe

Komşu ankrajlar arasındaki maksimum yatay mesafe; zemin ankrajının izin verilebilir taşıma kapasitesine ve perde duvarın (palplanş ya da kazık elemanın) eğilme momenti taşıma kapasitesine bağlıdır. Ankrajlar arası minimum yatay mesafe ise Şekil 4.10' da gösterildiği gibidir [2].



Şekil 4.10. Ankrajlar arası minimum yatay mesafe [2]

Bu minimum mesafe kriterine uyulduğunda, komşu zemin ankrajları arasında oluşabilecek grup etkisi minimize edilecek, ankraj imalatları ve delgiler sırasında oluşabilecek sapmalar nedeni ile ankrajların kesişmesi önlenebilecektir. Grup etkisi, ankraj taşıma kapasitesini düşürmektedir [2].

Zemin ankrajları arasındaki yatay ve düşey mesafeler, aşağıda maddeler halinde belirtilmiş olan proje özellikleri ve mevcut kısıtlamalara bağlı olarak değişkenlik gösterebilir.

- Yanal duvar hareketlerinin kontrol edilmesi için yakın aralıklı ankrajlar kullanılarak oluşturulmuş rijit bir sisteme ihtiyaç duyulması
- Mevcut yer altı yapıları ve sistemlerinin ankrajların uygulama yerlerini ve eğimlerini etkileyebilmesi
- Tasarım için seçilmiş olan düşey duvar elemanlarının tipi

Ankrajın uygulanacağı yere karar verilirken; farklı ankraj derinliklerinde oluşan maksimum eğilme momentlerinin optimize edilmesi amaçlanır. Bununla birlikte; unutmamak gerekir ki ankrajı duvar üst kotuna yakın bir mesafede uygulamak duvar üst kotunda oluşacak deplasmanların sınırlandırılmasındaki en iyi yoldur.

En üstte yer alan zemin yüzeyine en yakın zemin ankrajının konumu; duvarın, ankastre haldeki izin verilebilir deformasyon değerleri göz önünde bulundurularak değerlendirilir.

Duvar ve zemin hareketleri, önemli kentsel alanlarda yer alan geçici kazı destek sistemlerinin tasarımı için dikkat edilmesi gerekli başlıca hususlardan birisidir.

Kum zeminlerde ve katı-sert kil zeminlerde inşa edilen ankrajlı duvarlar için yanal duvar hareketinin maksimum değeri $0.5H$ ve ortalama değeri de $0.2H$ ' dir. H , duvar yüksekliği ya da kazı derinliğidir. Bu tip zeminlerde inşa edilen bir duvarın arkasında oluşabilecek düşey oturmaların maksimum değeri ise $0.5H$ olup ortalama değeri yaklaşık $0.15H$ ile sınırlıdır [2].

En üstte yer alan ankrajın düşey konumu, ankraj yükleme deneyleri sırasında duvar arkasındaki zeminin pasif direncinin aşılma potansiyelini minimize edecek şekilde seçilmelidir. Yükleme deneyleri sırasında; kalıcı ankrajlar, genellikle, tasarım yüklerinin 133% ' üne kadar yüklenmektedir. Bu durum; duvarın, arkasında yer alan zemine doğru hareketlenmesine neden olmaktadır. Eğer; büyük bir sürşarj yükü nedeni ile en üstteki ankrajın tasarım yükü büyükse ya da zemin örselenmiş veya zayıf bir zemin ise yükleme deneyleri sırasında zeminin pasif direncinin aşılması olasıdır. Pasif

direnç aşılsa; duvar, zemine doğru fazla miktarda hareket eder ve bunun sonucunda da duvarda eğilme ve çatlaklar oluşur [2].

4.4.4. Ankraj Yüklerinin Hesaplanması

Toprak basınç dağılımları kullanılarak elde edilen ankraj yükleri, duvar birim uzunluğuna karşılık gelen yatay ankraj yükü değeridir. T_{hi} olarak gösterilir. s , komşu ankrajlar arası yatay mesafe olmak üzere; toplam ankraj yükü, T_h , 4.1 no lu eşitlikle hesaplanır.

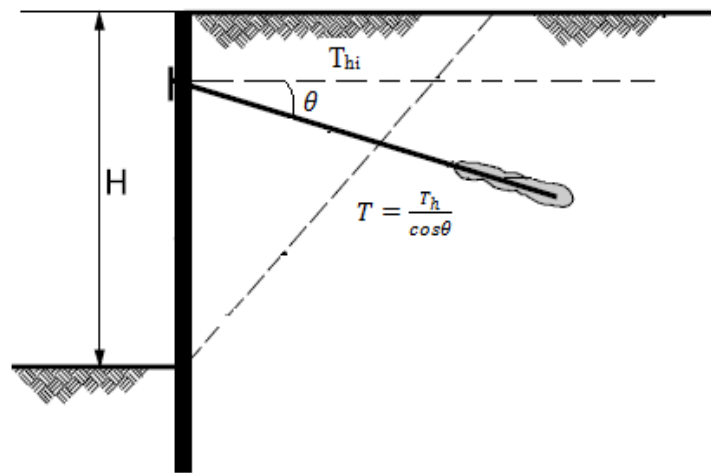
$$T_h = T_{hi} s \quad (4.1)$$

Ankraj kökü tasarımında kullanılacak ankraj yükü, T , diğer bir ifade ile tasarım yükü ise 4.2 no lu eşitlikle hesaplanabilir.

$$T = T_h / \cos\theta \quad (4.2)$$

Burada; θ , ankrajın yatayla yaptığı eğim açısıdır. Toplam ankraj yükünün düşey bileşeni, T_v ise 4.3 no lu eşitlik kullanılarak hesaplanabilir.

$$T_v = T \sin\theta \quad (4.3)$$



Şekil 4.11. Ankraj yükünün bileşenleri [2]

Herbir ankraj elemanına ait izin verilebilir taşıma gücü, P_{all} , ankraj kökü için hesaplanan nihai taşıma kapasitesi P_{ult} ' un 1.5 ila 2.0 gibi bir güvenlik katsayısı (FS) ile azaltılması

sonucu $P_{all} = P_{ult.} / FS$ eşitliği ile bulunabilir. Komşu ankrajlar arasındaki mesafe, s , ankrajın izin verilebilir taşıma gücü değerinin, P_{all} , duvar birim uzunluğuna gelen ankraj yüküne, T , bölünmesiyle $s = P_{all} / T$ şeklinde elde edilebilir [6].

Ankraj tasarım yükü değerleri 260 kN ile 1160 kN aralığındadır. Bu taşıma kapasitesine sahip ankraj bağları, alışılmadık bir ağırlık ya da uzman ekipmana ihtiyaç duyulmaksızın imal edilebilir. Kohezyonlu zeminlerdeki ankraj servis yükleri 35 tonu aşamaz [33].

4.4.5. Ankraj Kökünün Tasarımı

Ankraj kökünün taşıma kapasitesi tahmin edilirken ankrajın zemine yerleştirilme yöntemi ve uygulanacak harç yönteminin kök kapasitesinde potansiyel değişimlere neden olabileceği unutulmamalıdır. Bir zemindeki ankraj kök kapasitesinin arazideki gerçek performansı aşağıda sıralanan unsurlara bağlı olarak meydana gelecektir [2].

- Ankraj kuyusunun açılmasında kullanılan yöntem, kuyu temizliğinin kalitesi ve kuyunun açık kalma süresi
- Açılan kuyunun çapı
- Kök kısmı ve serbest uzunluk boyunca kullanılacak harç için harcın hangi yöntemle ve hangi basınçla uygulanacağı
- Ankraj kök uzunluğu

Belirli minimum değerler haricinde, sayılan unsurlar ile ilgili yapılacak seçimler imalatçının uzmanlığı dahilinde belirlenir. Tasarımcının esas sorumluluğu; verilen zemin koşullarında elde edilebilecek minimum ankraj kapasitesinin tanımlanmasıdır. Bu nedenle ankraj kapasitesinin tahmini, en basit şekilde ve en yaygın olarak imal edilen ankraja dayalı olarak yapılmalıdır. Bu duruma örnek olarak; düz gövdeli ve kendi ağırlığı etkisinde (cazibe ile) yerleşen harç ile imal edilen ankrajlar gösterilebilir. Ankraj kapasitesi, bu tip bir ankrajın imal edileceği kabulü ile yapılır. Bu tasarımın arazide gerçekleşecek bir tasarım yükü değerini güvenli olarak sağladığı gösterilir. Yüklenici tarafından uygulanacak daha efektif yöntemlerle, istenilen belirli ya da özel bir taşıma kapasitesine ulaşılabileceği unutulmamalıdır [2].

Ankraj eğimine bakılmaksızın, ankraj kök bölgesi, gerekli tasarım yükünü sağlayacak şekilde potansiyel kayma yüzeyinin ötesindeki zemin ya da kaya tabakalarında oluşturulmalıdır.

Harcın yerçekimi etkisi (gravity grouted) ile yerleştiği, basınçla uygulandığı (pressure grouted) ve sonrasında yeniden harç uygulamasının yapıldığı (post grouted) zemin ankrajları için ankraj kök boylarının tipik değerleri 4.5 m ile 12 m aralığındadır. Çünkü; özel teknikler kullanılmadıkça, 12 m' den daha büyük kök boyları için kapasitede önemli sayılabilecek artışlar sağlanamamaktadır [2]. Ankraj kök boyu kohezyonlu zeminlerde (kil ve silt) 10 m' den az olamaz [33].

Belirli bir proje için minimum izin verilebilir kök kapasitesi tahmin edilirken kök boyu maksimum değerinde seçilir. Ankraj imalatı ile ilgili bir kısıtlamanın olmadığı bir sahada, ankrajlar 15° eğim ile yerleştirilirken kök boyu zemin ortamı için 12 m, kaya ortamı için ise 7.5 m olarak alınıp hesaplamalar yapılır. Kök kapasitesi, açılan ankraj kuyu çapına göre tahmin edilmelidir. İçi boş burgu ile açılan ankraj kuyuları dışında ankraj kuyu çapı, genellikle, 150 mm' den küçüktür. İçi boş burgu ile açılan kuyularda çap, genellikle, 300 mm' dir [2].

Ankraj kök boyu için ön tasarım yapılırken Tablo 4.2 kullanılarak ankraj kök kapasitesi tahmin edilebilir. Küçük çaplı, düz gövdeli ve harcın yerçekimi etkisi (cazibe) ile yerleştiği bir ankraj sisteminde, ankraj kök kapasitesi ya da ankraj kökü aracılığı ile zemine aktarılacak muhtemel nihai yük değeri, zeminin cinsi ve zeminin sıklık ya da kıvamına bağlı olarak Tablo 4.2' de tanımlanmıştır. Zemin sıklığı ya da kıvamı SPT N darbe sayıları ile ilişkilendirilmiştir. Tabloda kullanılan darbe sayıları, gerilme düzeltmesi uygulanmış darbe sayılarıdır.

İzin verilebilir maksimum ankraj tasarım yükü, nihai transfer yükünün kök uzunluğu ile çarpımı sonucu bulunan değer 2.0 değerinde bir güvenlik katsayısı ile bölümü sonucu elde edilir [2].

Tablo 4.3' te ankraj kökü boyunca zemin ile harç ara yüzeyindeki ortalama nihai kök gerilme değerleri tanımlanmıştır. Tablo 4.3' te basınç enjeksiyonlu (pressure grouted) ankrajlar için önerilen değerler, herbir zemin cinsinde, uygulanacak basıncın gerçekleşebilmesine bağlıdır.

Tablo 4.2. Küçük çaplı, düz gövdeli ve yerçekimiyle enjeksiyonlu zemin ankrajlarının ön tasarımı için tahmini nihai transfer yük değerleri [2]

Zemin Cinsi	Relatif sıklık/kıvam SPT aralığı	Tahmin edilen nihai transfer yükü (kN/m)
Kum ve Çakıl	Gevşek (4 – 10)	145
	Orta sıkı (11 - 30)	220
	Sıkı (31 – 50)	290
Kum	Gevşek (4 – 10)	100
	Orta sıkı (11 - 30)	145
	Sıkı (31 – 50)	190
Kum ve Silt	Gevşek (4 – 10)	70
	Orta sıkı (11 - 30)	100
	Sıkı (31 – 50)	130
Düşük plastisiteli Silt-Kil karışımı ya da Mikalı İnce Kum ya da Silt karışımları	Katı (10 – 20)	30
	Sert (21 – 40)	60

Ankraj kökü ve zeminin temas yüzeyi (ara yüzey) boyunca oluşan sıyrılmaya direnci F olup 4.4 no. lu eşitlik kullanılarak hesaplanabilir.

$$F = \pi d L \tau \quad (4.4)$$

d : kuyu çapı

L : kök boyu ya da kök uzunluğu

τ : zemin ve ankraj kökü arasındaki kayma gerilmesi

$$\tau = c' + \sigma' \tan \phi' \quad (\text{efektif gerilmeler cinsinden})$$

$$\tau = c_u \quad (\text{toplam gerilmeler cinsinden})$$

σ' : ankraj kökü orta noktası üzerinde, zemin ağırlığı nedeni ile ortalama düşey efektif gerilmedir.

Kum zemindeki bir ankraj elemandan sağlanabilecek nihai taşıma kapasitesi 4.5 no. lu eşitlik kullanılarak hesaplanabilir.

$$P_{ult.} = \pi d L \sigma_0' K \tan\phi' \quad (4.5)$$

ϕ' : Zeminin efektif içsel sürtünme açısı

σ_0' : Ankraj kök uzunluğu orta noktasına göre ortalama düşey efektif gerilme

K : Toprak basınç katsayısı

Eğer, kök harcı basınçlı bir şekilde yerleştiriliyorsa K katsayısı K_0' a eşit alınabilir. K katsayısının alt limiti K_a' ya eşit alınabilir [6].

Kil zeminlerde ise nihai taşıma kapasitesi 4.6 no. lu eşitlik kullanılarak elde edilir.

$$P_{ult.} = \pi d L c_a \quad (4.6)$$

c_a , adhezyondur. c_u , drenajsız kohezyon değeri olmak üzere $c_a = 2/3 c_u$ olarak alınabilir.

Bir zemin ankrajının kök kapasitesinin arazideki gerçek performansı, Şekil 4.7' de gösterildiği gibi, kök kısmı ve serbest uzunluk boyunca kullanılacak harç için harcın hangi yöntemle ve hangi basınçla uygulanacağına bağlı olarak da değişkenlik gösterebilmektedir.

Tablo 4.3. Ankraj kökü boyunca zemin ile harç ara yüzeyindeki ortalama nihai aderans gerilme (bond stress) değerleri [2]

Kaya		Kohezyonlu Zemin		Kohezyonsuz Zemin	
Kaya tipi	Ortalama nihai kök gerilmesi (Mpa)	Ankraj tipi	Ortalama nihai kök gerilmesi (Mpa)	Ankraj tipi	Ortalama nihai kök gerilmesi (Mpa)
Granit ve basalt	1.7 – 3.1	Yerçekimi enjeksiyonlu ankrajlar (düz gövdeli)	0.03 – 0.07	Yerçekimi enjeksiyonlu ankrajlar (düz gövdeli)	0.07 – 0.14
Dolomitik kireçtaşı	1.4 – 2.1	Basınç enjeksiyonlu ankrajlar (düz gövdeli)		Basınç enjeksiyonlu ankrajlar (düz gövdeli)	
Yumuşak kireçtaşı	1.0 – 1.4	• Yumuşak siltli kil	0.03 – 0.07	• İnce – orta kum, orta sıkı – sıkı	0.08 – 0.38
Arduvaz ve sert şeyl	0.8 – 1.4	• Siltli kil	0.03 – 0.07	• Orta – iri kum (çakıl), orta sıkı	0.11 – 0.66
Yumuşak şeyl	0.2 – 0.8	• Katı kil, orta ila yüksek plastisiteli	0.03 – 0.10	• Orta – iri kum (çakıl), sıkı – çok sıkı	0.25 – 0.97
Kumtaşı	0.8 – 1.7	• Çok katı kil, orta ile yüksek plastisiteli	0.07 – 0.17	• Siltli kumlar	0.17 – 0.41
Ayrışmış kumtaşı	0.7 – 0.8	• Katı kil, orta plastisiteli	0.10 – 0.25	• Sıkı buzul	0.30 – 0.52
Kireçtaşı	0.2 – 1.1	• Çok katı kil, orta plastisiteli	0.14 – 0.35	• Kumlu çakıl, orta sıkı – sıkı	0.21 – 1.38
Ayrışmış marn	0.15 – 0.25	• Çok katı kumlu silt, orta plastisiteli	0.28 – 0.38	• Kumlu çakıl, sıkı – çok sıkı	0.28 – 1.38
Beton	1.4 – 2.8				

Kohezyonsuz zeminlerde, harcın basınçlı olarak uygulanması (pressure grouting) harçlı kısım (grout body) üzerinde etkiyen normal gerilmeleri önemli derecede arttırır. Diğer bir ifade ile harçlı kısım çevresindeki çevreleme ya da sınırlama etkisi artar. Ankraj kök bölgesinin çapında küçük artışlar gözlenebilir.

Basınç enjeksiyonlu (pressure grouting) uygulama ile kohezyonlu zeminlerdeki ankrajlar için de kapasite artışı sağlanır. Ancak; kohezyonlu zeminlerde ankraj kapasitelerinin arttırılmasındaki en efektif yol sonradan enjeksiyonlama (post grouting) yöntemidir. Sonradan enjeksiyon; harçlı kök bölgesi üzerinde etkiyen radyal gerilmeleri arttırır ve kök uzunluğu boyunca kök çevresinde düzensiz bir yüzey oluşumuna neden olarak harç ve zemin arasında kenetlenme etkisi oluşturur. Kohezyonlu zeminlerde; sonradan enjeksiyon düz gövdeli bir ankrajın taşıma kapasitesini %20 ila %50 oranlarında arttırabilir [2].

4.4.6. Ankraj Açısı ya da Eğiminin Seçilmesi

Zemin ankrajlarının eğimi 10° ila 45° aralığındadır. Zemin ankrajları; 10° ile 45° aralığında farklı açılarla imal edilebilmelerine karşın yaygın olarak yatayla 15° ila 30° aralığındaki açılarla zemine yerleştirilirler. Yer altı yapıları, komşu temeller, geçiş kısıtlamaları, zayıf zemin ya da kaya tabakalarından kaçınmak için ankraj eğimleri arttırılabilir [2].

Ankrajların yatayla yaptığı açı mümkün oldukça 15 dereceden az, 30 dereceden fazla olmamalıdır. Ancak; ana kayanın yakalanamadığı, komşu iksa elemanları ile kesişmelerin söz konusu olduğu durumlarda istenilen ankraj açısı alınabilir. Bu durumda; projede ön görülen ankraj yüklerinin arazide yapılacak deneyler ile istenilen yüklere ulaştığı ispatı rapor edilmelidir [33].

Ankrajlar, ankraj kilitleme yükleri nedeni ile ortaya çıkan düşey yük etkilerinin minimize edilmesi için mümkün olduğunca yataya yakın yerleştirilmelidir. Bununla birlikte; harç uygulamasında karşılaşılabilecek sıkıntılardan dolayı 10 dereceden daha az eğimle ankraj imalatı yapmak yaygın bir uygulama değildir [2].

4.4.7. Öngermeli Çelik Elemanın Seçimi

Çelik halat ya da çelik donatı şeklindeki öngermeli çelik bağ elemanı, ankraj kök bölgesindeki yükü yapıya bağ elemanında kopma olmadan güvenle aktarabilmelidir. Bağ elemanında oluşabilecek potansiyel göçme mekanizmasına göre tasarım yükü ve kilitleme yükü için ayrı güvenlik katsayıları kullanılabilir [2].

Tasarım yükü; öngermeli çelik eleman için belirlenmiş minimum çekme mukavemetinin (SMTS) %60' ından fazla olamaz. Kilitleme yükünün değeri SMTS' nin %70' ini aşamaz. Maksimum deney yükü için de en büyük değer SMTS' nin %80' i dir [2].

Örneğin; maksimum deney yükü tasarım yükünün %133' ü ise o zaman zemin ankrajı (0.8/1.33) SMTS ya da 0.6 SMTS değerinde izin verilebilir bir maksimum tasarım yüküne dayalı olarak seçilmelidir. Eğer maksimum deney yükü, tasarım yükünün %150' si ise bu durumda izin verilebilir maksimum tasarım yükü (0.8/1.50) SMTS ya da 0.53 SMTS olarak alınır. 4.7 no. lu eşitlik ile tanımlanan SMTS; öngermeli çelik eleman için belirlenmiş minimum çekme mukavemeti değeridir [2].

$$SMTS = f_{pu} A_{ps} \quad (4.7)$$

Öngerme kuvveti olarak; $0.8 \times f_{pu}A_{ps}$; $0.7 \times f_{pu}A_{ps}$ ya da $0.6 \times f_{pu}A_{ps}$ olarak seçilebilir.

Maksimum deney yükünün %133 olarak seçildiğini varsayalım. Zemin ankrajı için sayısal analiz çalışmalarında kullanılacak öngerme kuvveti, halat sayısı ve güvenlik katsayısı değerine (0.6; 0.7 ya da 0.8 gibi) bağlı olarak değerlendirilir [2]. Örneğin; Tablo 4.5' ten yararlanılarak, 15 mm çaplı 3 halat için $0.6 \times f_{pu}A_{ps} = 469 \text{ kN}$ ' dur. Bu değer, maksimum tasarım yükünü karşılayıp karşılamadığı kontrol edilir. Çelik halat sayısı ve buna bağlı olarak elde edilecek bağ elemanı alanına göre zemin ankrajı için sayısal analiz çalışmalarında kullanılacak eksenel rijitlik değeri (EA) tanımlanır. Seçilen çelik halat sayısı ya da donatı çubuğu çapına göre de Tablo 4.6' dan yararlanılarak ankraj kuyu çapı belirlenir.

Tablo 4.4. Öngermeli çelik çubukların özellikleri [2]

Çelik Sınıfı	Nominal çap	Nihai gerilme f_{pu}	Nominal kesit alanı A_{ps}	Nihai mukavemet $f_{pu} A_{ps}$	Öngörme kuvveti		
					$0.8f_{pu}A_{ps}$	$0.7f_{pu}A_{ps}$	$0.6f_{pu}A_{ps}$
(ksi)	(in.)	(ksi)	(in. ²)	(kips)	(kips)	(kips)	(kips)
150	1	150	0.85	127.5	102.0	89.3	76.5
	1-1/4	150	1.25	187.5	150.0	131.3	112.5
	1-3/8	150	1.58	237.0	189.6	165.9	142.2
	1-3/4	150	2.66	400.0	320.0	280.0	240.0
	2-1/2	150	5.19	778.0	622.4	435.7	466.8
160	1	160	0.85	136.0	108.8	95.2	81.6
	1-1/4	160	1.25	200.0	160.0	140.0	120.0
	1-3/8	160	1.58	252.8	202.3	177.0	151.7
(ksi)	(mm)	(N/mm ²)	(mm ²)	(kN)	(kN)	(kN)	(kN)
150	26	1035	548	568	454	398	341
	32	1035	806	835	668	585	501
	36	1035	1019	1055	844	739	633
	45	1035	1716	1779	1423	1246	1068
	64	1035	3348	3461	2769	2423	2077
160	26	1104	548	605	484	424	363
	32	1104	806	890	712	623	534
	36	1104	1019	1125	900	788	675

Tablo 4.5. 15 mm çapındaki öngermeli çelik halatların özellikleri [2]

15-mm çapındaki halatların sayısı	Kesit alanı		Nihai mukavemet		Öngörme kuvveti					
	$0.8f_{pu}A_{ps}$	$0.7f_{pu}A_{ps}$	$0.6f_{pu}A_{ps}$							
	(in. ²)	(mm ²)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)	(kips)	(kN)
1	0.217	140	58.6	260.7	46.9	209	41.0	182	35.2	156
3	0.651	420	175.8	782.1	140.6	626	123.1	547	105.5	469
4	0.868	560	234.4	1043	187.5	834	164.1	730	140.6	626
5	1.085	700	293.0	1304	234.4	1043	205.1	912	175.8	782
7	1.519	980	410.2	1825	328.2	1460	287.1	1277	246.1	1095
9	1.953	1260	527.4	2346	421.9	1877	369.2	1642	316.4	1408
12	2.604	1680	703.2	3128	562.6	2503	492.2	2190	421.9	1877
15	3.255	2100	879.0	3911	703.2	3128	615.3	2737	527.4	2346
19	4.123	2660	1113.4	4953	890.7	3963	779.4	3467	668.0	2972

Ankrajların tipi, çapı, sayısı vb. özellikleri ankraj kökünün tasarımından önce değerlendirilmelidir. Çünkü açılacak ankraj kuyu çapı, bağ elemanının boyutunun bir fonksiyonu olarak değişmektedir [2]. Çelik halat ya da çelik donatı bağ elemanı için minimum kuyu çapı değerleri Tablo 4.6 kullanılarak tahmin edilebilir. Tablo 4.6' da Sınıf I (double protection) bağ elemanı kapsüllü olarak imal edilir. 4 halatlı Sınıf I için kuyu çapı 150 mm' dir.

Tablo 4.6. Çelik halat ya da çelik donatı bağ elemanı için minimum kuyu çapı değerleri [2]

Bağ Elemanın Tipi	Önerilen Minimum Kuyu Çapı (mm)	
	Sınıf II Korozyon Koruması	Sınıf I Korozyon Koruması
15 mm çapındaki halatların sayısı		
4	102	150
7	115	165
9	127	178
11	140	191
13	153	203
17	165	216
Çubuk çapı (mm)		
26	64	89
32	70	95
36	76	102

4.4.8. Ankraj Deney Yüküne Dayanım

Arazideki her bir ankrajın taşıma kapasitesi, ankrajların kabulü yapılmadan önce yapılacak yükleme deneyleri ile doğrulanmalıdır. Uygulamadaki birçok proje, küçük çaplı düz gövdeli ve harcın yerçekimi etkisinde uygulandığı ankrajlar imal edilerek tamamlanmıştır.

Ankraj deney yükü veya test yükü tasarım yükünün %133 veya %150' si değerinde olabilir. Tasarım yükü; halat kopma yükünün 0.6 katını geçmemelidir. Ankraj deneyleri sırasında ankraja gelecek maksimum yük, kopma yükünün 0.8 katını aşmamalıdır.

Ankraj deney yükünde, perde duvar arkasındaki zeminin pasif göçmeye karşı güvenlik katsayısı, perde duvar arkasındaki zeminin maksimum pasif direncinin deney yüküne oranlanması ile elde edilir. Perde duvar arkasındaki zemin ifadesi ankraj seviyesi üzerinde yer alan zemin kütlesi ve yüksekliğini ifade etmektedir [2].

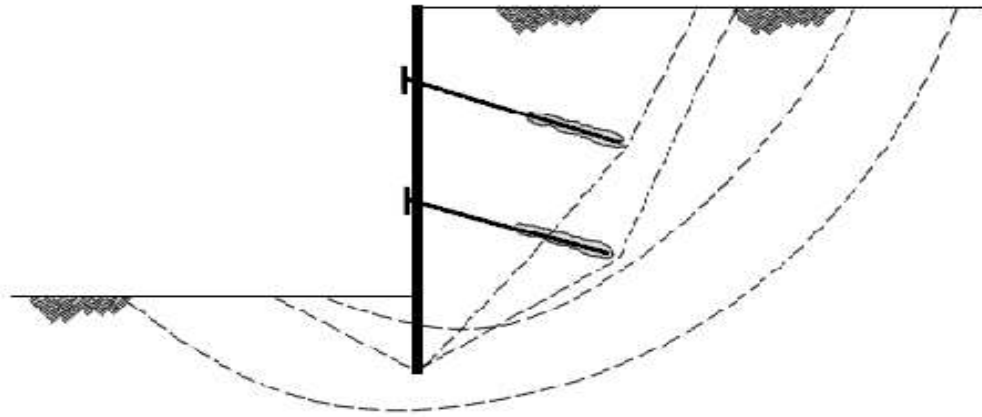
Zeminin maksimum pasif direnci, $F_p = 1.125 K_p \gamma H_1^2$ s eşitliği kullanılarak hesaplanır.

Kohezyonsuz zeminler için pasif toprak basınç katsayısı değerlendirilirken değeri 0.5ϕ ile 1.0ϕ aralığında değişen bir ara yüzey sürtünme açısı, δ , kullanılır.

K_p pasif toprak basınç katsayısı, Şekil 4.13 kullanılarak elde edilir. Pasif göçmeye karşı güvenlik katsayısı genelde 1.5 olarak kullanılmaktadır.

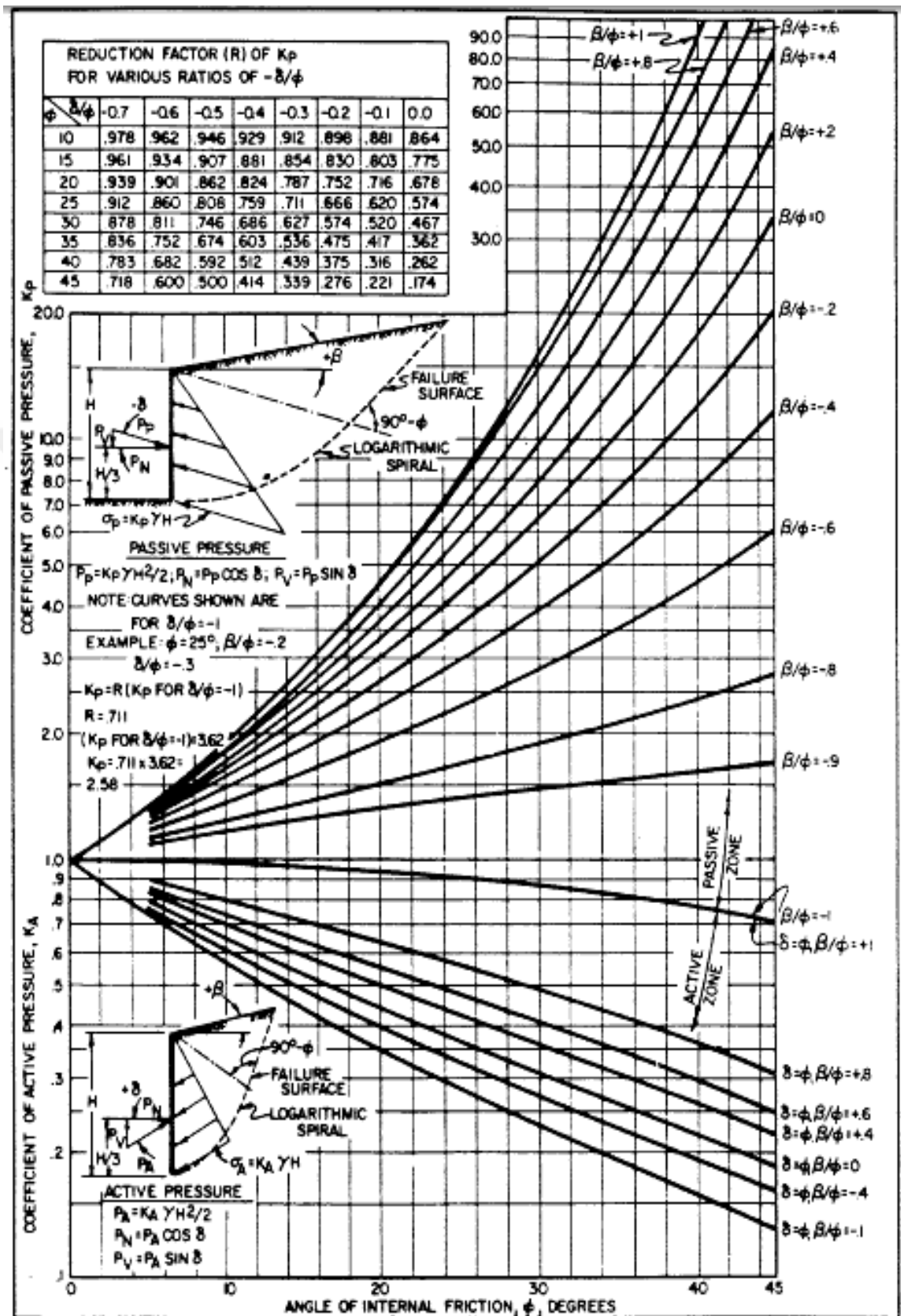
4.4.9. Dış Stabilite Tahkiki

Dış stabilite tahkiki ile ankrajlı duvarın toptan göçme tahkiki yapılmaktadır. Kabul edilebilir minimum güvenlik katsayısı 1.3' tür. Kalıcı uygulamalarda 1.5 gibi daha yüksek bir güvenlik katsayısının kullanılması önerilmektedir.



Şekil 4. 12. Dış stabilite tahkiki için göçme yüzeyleri [2]

Ankrajlı perde duvarın dış stabilite tahkikleri, sayısal analiz çalışmaları yapılarak elde edilen güvenlik katsayısı değerlerinin 1.5 ile karşılaştırması yapılarak değerlendirilmiştir.



Şekil 4. 13. Aktif ve pasif toprak basınç katsayıları [2]

4.4.10. Perde Duvarın Boyutlandırılması

Derin kazıları desteklemek için kullanılan perde duvarlar, esnek elemanlardır. Bu yüzden; arkalarında meydana gelen toprak basıncı nedeni ile duvar elemanı deforme olur ve yatay yönde deplasman yaparlar. Bu durum duvar arkasındaki toprak basıncı dağılımının da yeniden düzenlenmesini gerektirir. Bu değişim, duvar kesitinde oluşacak maksimum momentin de azalmasına neden olur [6].

Perde duvarın boyutlandırılması maksimum eğilme momentine göre yapılır. Perde duvarın imal edildiği malzeme göz önüne alınarak 1 m birim uzunluktaki duvar için mukavemet momenti hesaplanır. Mukavemet momenti; esnek ya da eğilebilen elemanların tasarımı için kullanılan ve eleman kesit alanının bir özelliği olan kesit modülüdür.

$$S = M_{\text{maksimum}} / \sigma_{\text{all}} \quad (4.8)$$

S: Perdenin birim uzunluğuna karşılık gelen mukavemet ya da kesit modülüdür, (m³/m).

σ_{all} : Perde duvar için izin verilebilir eğilme gerilmesidir, kN/m².

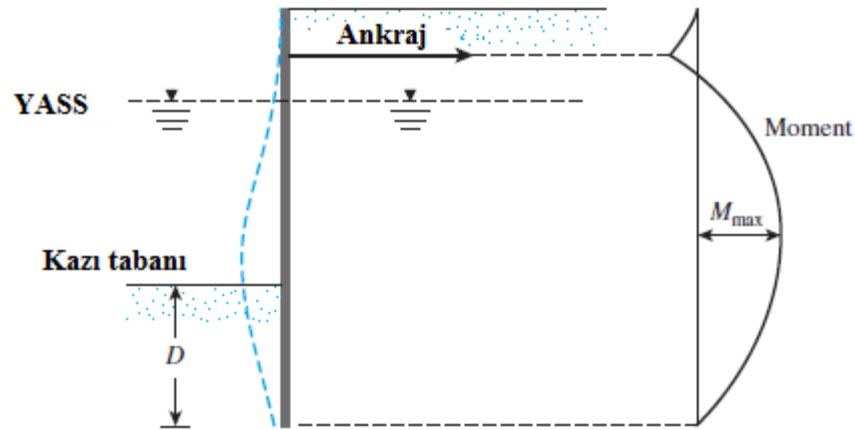
I: Atalet momenti değeridir, m⁴.

y_{maksimum} : Tarafsız eksene en uzak noktadır, m.

$$S = I / y_{\text{maksimum}} \quad (4.9)$$

Seçilen perde duvar boyutları için $M_d < M_{\text{maksimum}}$ dur. M_d tasarım momenti, M_{max} ise maksimum teorik moment değeridir. Geleneksel hesapla elde edilen M_{maksimum} momenti kNm/m olup bu değer, ankrajlar arası mesafe ile çarpılarak S formülünde kullanılacak M_{maksimum} değerine geçiş yapılır.

Tek sıra ankrajlı perde duvarlarda maksimum eğilme momenti iki farklı yerde meydana gelebilir. Şekil 4.14' te gösterildiği gibi bunlardan biri ankraj uygulama noktası civarında oluşan maksimum eğilme momenti iken diğeri de duvarın daha alt kısımlarında kesme kuvvetinin sıfır olduğu derinlikte meydana gelen maksimum eğilme momentidir [6]. Bu iki momentten büyük olanı genelde ankraj uygulama noktası civarındaki eğilme momentidir.



Şekil 4. 14. Tek sıra ankrajlı perde duvarların şekil değiştirme ve moment diyagramı [6]

Sağlam zemine penetre olan duvarlarda, kazı tabanı duvar için bir strut davranışı sergileyebilir. Duvarın tasarımını kontrol eden maksimum eğilme momenti, genellikle, kazı tabanı üzerinde açığı duvar kısmında meydana gelir. Zayıf zemine penetre olan duvarlar için kazı tabanı altında yeterli pasif kapasite, duvar çakma derinliğinden bağımsız olarak bulunmayabilir. Sağlam zeminde, yeterli pasif direnç için duvar yeterli derinliğe kadar çakılmalıdır.

T.C. Çevre ve Şehircilik Bakanlığı Yapı İşleri Genel Müdürlüğü tarafından 31.08.2018 tarihinde yayımlanmış olan Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler başlıklı genelgede derin kazıları desteklemek için inşa edilecek düşey iksa elemanları ile ilgili aşağıda özetlenmiş bilgilere yer verilmiştir.

- Düşey iksa elemanlarının kazı tabanı altındaki soket boyu; orta – az ayrışmış ve ayrışmamış kayada 2.0 m’ den veya kazık çapının 3 katından (hangisi büyükse), diğer zemin türlerinde ise 4.0 m’ den veya kazık çapının 5 katından (hangisi büyükse) az olamaz.
- Eğilme elemanı olarak çalıştırılacak kazık çapı 30 cm’ den az olamaz.
- Ankrajlı kazık uygulamalarında kazıklar arasındaki net açıklık 20 cm’ den az olamaz.
- Kohezyonsuz zeminlerdeki aralıklı kazık uygulamalarında kazıklar arasındaki net açıklık 20 cm’ den fazla olamaz.

- Aralıklı kazık uygulamalarında, düşey elemanların sadece kazıklardan oluştuğu durumlarda, kazık aralıklarındaki net açıklık zemin türünden bağımsız olarak hiçbir şekilde 35 cm' den fazla olamaz [33].



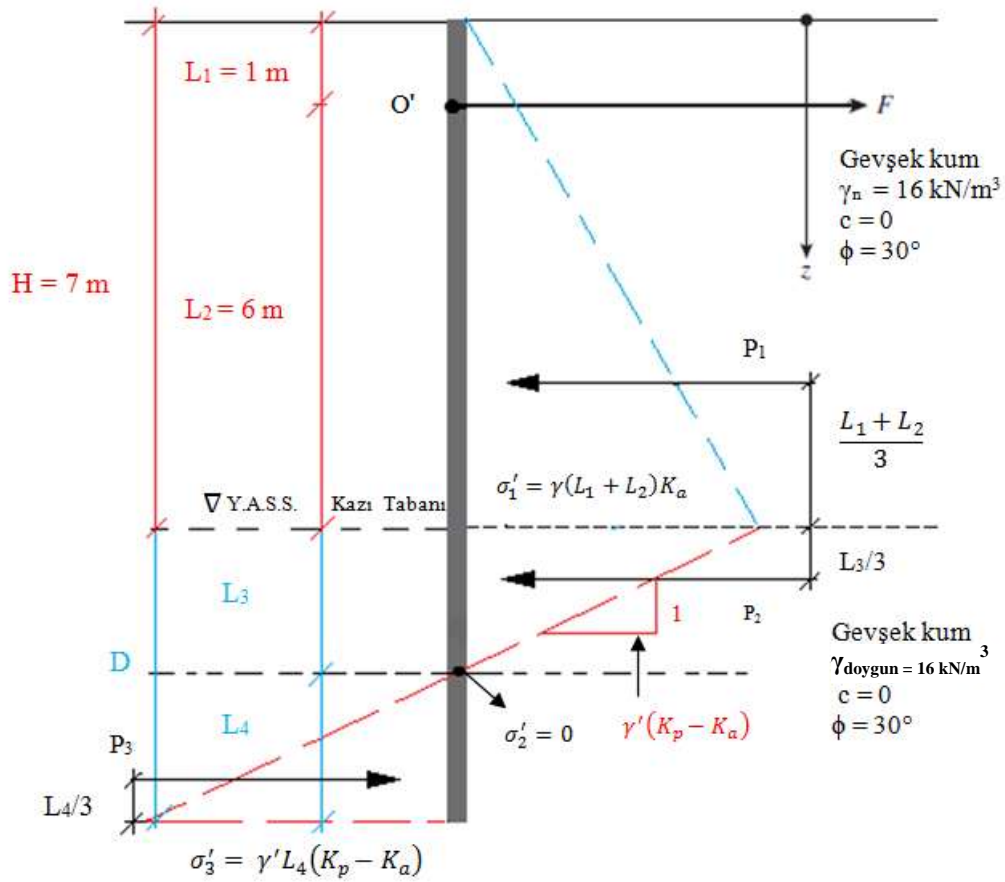
5. BÖLÜM

UYGULAMA ÖRNEĞİ

5.1. Uygulama Örneğinin Geleneksel Yöntem ile Çözümü ve Tek Sıra Ankrajlı Perde Duvarın Tasarımı

H = 7.0 m derinliğindeki derin kazı durumu için tek sıra ankrajlı bir perde duvar sisteminde toprak basınçları, Serbest Toprak Destek Yöntemi (Free Earth Support Method) kullanılarak hesaplanmış ve bu yolla duvar çakma derinliği, ankraj kuvveti ve duvara etkiyen maksimum eğilme momenti değerleri limit denge yöntemine dayalı olarak geleneksel yaklaşımla elde edilmiştir. Geleneksel yöntemle perde duvar tasarımı yapılırken, göçme durumunu tanımlayan aktif ve pasif toprak basınçları kullanılarak kuvvet ve moment dengesinden yararlanılmakta, duvar deformasyonları göz önüne alınmamaktadır.

Şekil 5.1' de ankraj uygulama derinliğinin duvar üst kotundan itibaren 1.0 m derinlikte olduğu, yer altı su seviyesinin (Y.A.S.S.) kazı taban kotunda yer aldığı 7.0 m derinliğindeki derin kazıyı destekleyecek tek sıra ankrajlı perde duvar sisteminin geleneksel yöntem ile çözümünde kullanılan toprak basınç dağılımları gösterilmiştir. Ankrajlı perde duvar, gevşek kum zeminde inşa edilecek olup duvarın yapılacağı bölgede mevcut yapıların ya da altyapı tesislerinin bulunmadığı varsayılmıştır.



Şekil 5.1. Toprak basınçlarının serbest toprak destek yöntemi ile elde edilişi

Kazı tabanı altında $z = L_1 + L_2 + L_3$ derinliğinde net basınç sıfır olacaktır. $L_1 + L_2$ derinliği boyunca oluşan aktif net basınç, L_3 derinliği boyunca sıfırlanacaktır. Eğim, düşey (1) ve yatay $\gamma'(K_p - K_a)$ birimdir. Aktif toprak basınç katsayısı, $K_a = \tan^2(45 - \phi/2)$ ve pasif toprak basınç katsayısı da $K_p = \tan^2(45 + \phi/2)$ eşitlikleri ile hesaplanmaktadır. γ' , efektif birim hacim ağırlık değeri olup $\gamma' = \gamma_{\text{doygün}} - \gamma_{\text{su}}$ eşitliği ile bulunur.

O' , zemin ankrajı uygulama noktasıdır. Perde duvarın denge durumu için $\sum F_H = 0$ ve $\sum M_{O'} = 0$ olmalıdır. $\sum F_H = 0$ eşitliği kullanılarak F ankraj kuvveti ve $\sum M_{O'} = 0$ eşitliği kullanılarak da duvar çakma derinliği ya da duvar gömülü uzunluğu, D_{teorik} ($D = L_3 + L_4$) hesaplanır. Uygulanan çakma derinliği ise $D_{\text{uygulanan}} = 1.3$ ila $1.4 D_{\text{teorik}}$ olarak elde edilir [6].

Maksimum moment, kesme kuvvetinin sıfır olduğu derinlikte (\bar{z}) meydana gelecektir. Maksimum moment ise L_1 ile $L_1 + L_2$ derinliği arasında oluşacaktır. Kesme kuvvetinin sıfır olduğu noktaya göre moment alınarak maksimum eğilme momenti (M_{maksimum}) elde edilir. Zemin ankrajının farklı uygulama derinlikleri için elde edilen sonuçlar Tablo 5.1'

de verilmiştir. Bu sonuçlara göre sayısal analizler gerçekleştirilerek elde edilen eğilme momentleri ve deplasman değerlerine göre ankraj uygulama derinliği belirlenecektir.

Tablo 5.1. Zemin ankrajının farklı uygulama derinlikleri için elde edilen sonuçlar

L_1 (m)	1.0	1.5	2.0	2.5
D_{teorik} (m)	5.3	5.16	5.06	4.93
F_{ankraj} (kN/m)	98.4	103.0	108.0	113.6
M_{maksimum} (kNm/m)	315.60	283.49	249.72	214.61
\bar{z} (m)	6.07	6.22	6.40	6.53

Perde duvarın boyutlandırılması maksimum eğilme momentine göre yapılmaktadır. Perde duvarın imal edildiği malzeme göz önüne alınarak 1 m birim uzunluktaki duvar için mukavemet momenti hesaplanır. Mukavemet momenti; esnek ya da eğilebilen elemanların tasarımı için kullanılan ve eleman kesit alanının bir özelliği olan kesit modülüdür. Seçilen perde duvar boyutları için $M_d < M_{\text{maksimum}}$ dur. M_d tasarım momenti, M_{maksimum} ise maksimum teorik moment değeridir.

Perde duvar C30 betonu kullanılarak donatılı şekilde imal edilecektir. C30 betonunun mekanik özellikleri aşağıda özetlenmiştir [34];

Karakteristik basınç dayanımı, $f_{ck} = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ kN/m}^2$

Tasarım basınç dayanımı, $f_{cd} = 20 \text{ Mpa} = 20000 \text{ kN/m}^2$

Elastisite modülü, $E = 32000 \text{ Mpa} = 32000000 \text{ kN/m}^2$

$M_{\text{maksimum}} = 315.60 \text{ kNm/m}$, $f_{cd} = 20 \text{ Mpa} = 20000 \text{ kN/m}^2$, $f_{ck} = 30 \text{ Mpa} = 30000 \text{ kN/m}^2$

$S = 315.60 \text{ kNm/m} / 20000 \text{ kN/m}^2 = 0.0158 \text{ m}^3$

$S = d^2 / 6 = 0.0158 \text{ m}^3$ ise $d = 0.3079 \text{ m}$

Bir zemin ankrajının tasarımı ve bu tasarım sırasında takip edilen analiz prosedürü aşağıda açıklanmıştır. Analiz prosedürü; kritik potansiyel göçme yüzeyinin yerinin belirlenmesi, toprak basınç dağılımları kullanılarak ankraj yüklerinin hesaplanması, ankraj serbest boyunun belirlenmesi, ankraj kök uzunluğunun elde edilmesi, ankrajlar arasındaki yatay ve düşey mesafelerin tanımlanması, ankrajın eğimi ve öngermeli çelik

elemanlar için izin verilebilir yük sınırlarının tanımlanması ve dış stabilite tahkikinin yapılması adımlarını içermektedir [2].

Ankraj uygulama derinliğinin duvar üst kotundan itibaren 1.5 m derinlikte yer aldığı durum için serbest toprak destek yöntemine (Free Earth Support Method) dayalı toprak basınç dağılımları kullanılarak elle yapılan hesaplamalar sonucu elde edilen sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

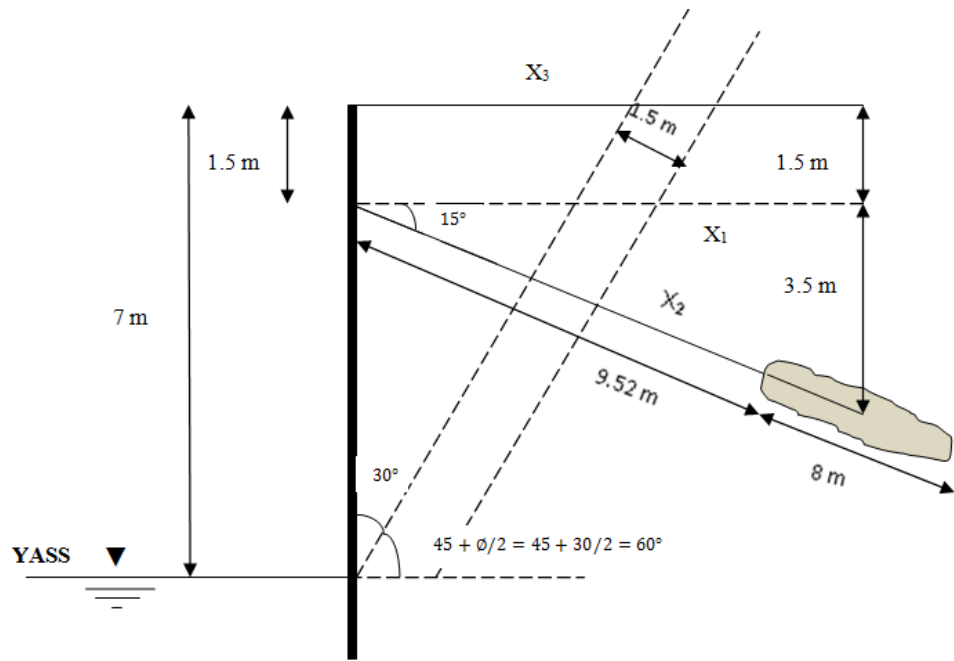
Duvar çakma derinliği, $D_{\text{teorik}} = 5.16 \text{ m}$

Yatay ankraj kuvveti, $T=103 \text{ kN/m}$

Maksimum eğilme momenti, $M_{\text{maksimum}} = 283.49 \cong 285 \text{ kNm/m}$ dir.

Zemin ankrajının 15° eğimle imal edileceği ve ankrajlar arası yatay mesafenin 2.5 m olacağı kabul edilmiştir. Kritik göçme yüzeyi belirlenerek ankraj serbest boyunun geçmesi gereken ya da ankraj kökünün başlaması gereken mesafe belirlenerek ankraj tasarım yükü tanımlanmıştır.

Ankraj serbest boyu seçilirken; Şekil 5.2' de gösterildiği gibi, $0.2 \times 7.0 \text{ m} = 1.4 \text{ m}$ olduğundan serbest uzunluğun kritik göçme yüzeyinden 1.5 m uzağa kadar devam etmesi gerektiği ve çelik halat ankrajlar için minimum serbest uzunluğunun 4.5 m olması gerektiği göz önünde tutulmuştur. Bununla birlikte; ankraj köküne iletilen yüklerle birlikte kök çevresinde bir zemin kütesinin koparılması söz konusu olabilir. Kökün 5 m' den daha derinde yer aldığı durumlarda bu tür göçme yok denecek kadar azdır. Ankraj serbest uzunluğu seçilirken, ankraj kökü orta noktası üzerinde minimum 5.0 m örtü yükü olacak şekilde ankraj elemanı için serbest ankraj uzunluğu belirlenmiştir.



Şekil 5.2. Zemin ankrajının serbest uzunluğunun belirlenmesi

Yapılan ön tasarımda; zemin ankrajının 15° eğimle imal edileceği ve ankrajlar arası yatay mesafenin 2.5 m olacağı kabul edilmiştir. Yapılan bu kabuller çerçevesinde ankraj tasarım yükü, $F_{tasarım}$ aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$F_{tasarım} = \frac{F \times L_{aralık}}{\cos 15^\circ} = \frac{103 \frac{kN}{m} \times 2.5m}{\cos 15^\circ} = 266.58 \cong 270 kN$$

Ankraj kök bölgesi gevşek kum zemin içerisinde oluşturulacaktır. Zeminde imal edilecek küçük çaplı, düz gövdeli ve cazibe ile harçlanan bir zemin ankrajının ön tasarımı için ankraj kökünün birim uzunluğu ile zemine aktaracağı tahmini nihai yük değeri Tablo 4.2 kullanılarak gevşek haldeki kum ve silt zemin için 70 kN/m seçilmiştir. Harç uygulamasının düşük basınçta yapıldığı ve küçük çaplı bir zemin ankrajının imal edildiği varsayılarak güvenlik katsayısının 2.0 olduğu durumda ankraj tasarım yükünün zemin ankrajları için maksimum kök uzunluğu olan 12 m ile karşılanabildiğinin gösterilmesi gerekir.

12 m uzunluğunda bir ankraj kökü için taşıma kapasitesi değeri, $70 \text{ kN/m} \times 12 \text{ m} \geq 270 \times 2.0 \text{ kN}$ olup elde edilen bu sonuç; varsayılan ankrajlar arası yatay mesafe ve ankraj eğimi ile söz konusu zemin koşullarında tasarım yükünün rahatlıkla karşılanabileceğini

göstermektedir. Ankraj tasarım yükünün karşılanması için gerekli ankraj kök uzunluğuna ise aşağıdaki eşitlikle geçiş yapılabilir.

$$L_{\text{kök}} = (270 \text{ kN} \times 2) / 70 \text{ kN/m} = 7.71 \text{ m} \approx 8.0 \text{ m}$$

Yapılan hesaplamalar sonucunda ankraj kök boyu 8.0 m olarak seçilmiştir.

Ankraj uygulama derinliğinin duvar üst kotundan itibaren 1.5 m aşağıda olduğu Şekil 5.2' de gösterilen durumda, ankraj serbest uzunluğu da 9.52 m olarak hesaplanmıştır.

Ankraj halat sayısı belirlenirken; ankraj deney yükü, tasarım yükünün %133' ü olarak seçilmiş ve aşağıda belirtilen hususlar göz önünde tutulmuştur.

- Tasarım yükü, halat kopma yükünün 0.6 katını geçmemelidir.
- Ankraj deneyleri sırasında ankraja gelecek maksimum yük, kopma yükünün 0.8 katını aşmamalıdır.

Tablo 4.5' te gösterilen, 15 mm çaplı ve 140 mm^2 kesit alanlı ankraj halatlarından kullanılarak 3 halatlı bir ankraj demeti tasarlanmıştır. Bu durumda; ankraj elemanının izin verilebilir çekme kapasitesi $0.6 \times f_{pu} \times A_{ps} = 469.0 \text{ kN}$ olup tasarım yükü olan 270 kN, 1.737 değerinde bir güvenlik sayısı ile sağlanmaktadır. $f_{pu} \times A_{ps}$, halat kopma yükü değeridir. Ankrajlar arası yatay mesafe, $L_{\text{aralık}} = 2.5 \text{ m}$ olduğundan zemin ankraji için uygulanacak ön germe kuvvetinin değeri de $469 \text{ kN} / 2.5 \text{ m} = 187.6 \text{ kN/m}$ olacaktır.

Tahmini minimum kuyu çapı, Tablo 4.6' ya göre, Sınıf I korozyon koruması için 150 mm olarak belirlenmiştir. 150 mm' lik kuyu çapı değeri hem ankraj kök hesabı sırasında yüzey alanının hesaplanmasında hem de sayısal analiz çalışmalarında ankraj kök kısmının modellenmesinde kullanılmıştır.

Zemin ankraji ile ilgili tasarım adımları ve hesaplamalar gerçekleştirildikten sonra ankrajlı perde duvar ile ilgili çeşitli tahkiklerin de sağlandığının gösterilmesi gerekmektedir.

Ankraj kuvvetinin düşey bileşeni ve perde duvar ağırlığının toplamı sonucu elde edilen düşey yük değerinin perde duvar elemanı tarafından yeterli bir güvenlik katsayısı ile karşılanabildiğinin gösterilmesi gerekmektedir. Hesaplamalar; ankraj uygulama derinliğinin duvar üst kotundan itibaren 1.5 m derinlikte olduğu durum için

gösterilmiştir. Hesaplanan duvar çakma derinliği, $D_{\text{teorik}} = 5.16$ m olup $D_{\text{uygulanan}} = 1.3 \times 5.16 = 6.708$ m ≈ 6.7 m olarak alınmıştır.

Ankraj tasarım yükü ve ankraj eğimi kullanılarak düşey ankraj kuvveti, 270 kN x $\sin 15^\circ = 69.88 \approx 70$ kN olarak hesaplanmıştır. Perde duvar ağırlığı, $H=7.0$ m kazı derinliği ve $D_{\text{uygulanan}} = 6.7$ m duvar gömülü uzunluğu olmak üzere $7 + 6.7 = 13.7$ m için $w_{\text{duvar}} = 0.3$ m x 13.7 m x $(25$ kN/m³ – 16 kN/m³) x 2.5 m = $92.475 \approx 93$ kN olarak elde edilmiştir. Bu durumda toplam düşey miktarı, $70 + 93 = 163$ kN dur.

Gerekli eksenel düşey yük taşıma kapasitesi, Q_a ; gövde taşıma kapasitesine ($Q_s = f_s A_s$) 2.0 ve uç taşıma kapasitesine ($Q_b = q_b A_b$) de 2.5 değerinde bir güvenlik katsayısı uygulanarak aşağıdaki eşitlikle elde edilebilir.

$$Q_a = \frac{f_s A_s}{2.0} + \frac{q_b A_b}{2.5} \quad (5.1)$$

Hesaplamalarda, gömülü uzunluk olarak duvar çakma derinliği kullanılmıştır. Gevşek kum zemin içerisinde yer alan 0.3 m x 1.0 m boyutlarında kesit alanına sahip kazık eleman için yapılmış olan hesaplamalar sonucu $Q_s = 418.81$ kN ve $Q_b = 1027.35$ kN olarak bulunmuştur. Perde duvar için düşey yük taşıma kapasitesi $Q_a = 620$ kN olarak elde edilmiş olup sisteme etkiyen toplam düşey yük, 3.8 değerinde bir güvenlik katsayısı ile karşılanmaktadır.

Zemin ankrajlarının kabulü sırasında uygulanacak ankraj deney yükü değerinde, ankraj uygulama derinliği üzerinde yer alan zeminin yeterli pasif direnci oluşturması ve bir göçme meydana gelmemesi istenir. Pasif göçmeye karşı güvenlik katsayısı, genelde, 1.5 olarak kullanılmaktadır.

Ankraj deney yükü; ankraj tasarım yükünün yatay bileşeninin 1.33 katıdır. Diğer bir ifade ile $1.33 \times 270 \times \cos 15^\circ = 346.86 \approx 350$ kN dur.

Ankraj seviyesi üzerinde yer alan duvar arkası zeminin maksimum pasif direnci, $F_p = 1.125 \times K_p \times \gamma \times H_1^2 \times s$ eşitliği ile hesaplanabilir. H_1 , ankraj uygulama derinliği üzerinde yer alan zemin yüksekliğidir. s ise ankrajlar arası yatay mesafe değeridir. K_p , pasif toprak basınç katsayısı Şekil 4.13 kullanılarak tanımlanmıştır. Duvar arkası

zeminin içsel sürtünme açısı $\phi = 30^\circ$ olup duvar arkası zeminin yatayla açısı $\beta = 0$ dir. Duvar - zemin ara yüzey sürtünme açısı $\delta = 0.6 \phi$ olarak kabul edilmiştir.

$\phi = 30^\circ$ ve $\beta / \phi = 0$ eğrisine karşılık $K_p = 6.5$ değeri okunmuştur. δ / ϕ için azaltma katsayısı 0.811 olup $K_p = 6.5 \times 0.811 = 5.27$ olarak elde edilmiştir. Bu durumda; maksimum pasif direnç ve güvenlik katsayısı değerleri de sırası ile $F_p = 1.125 \times 5.27 \times 16.0 \times 1.5^2 \times 2.5 = 533.588$ kN ve $FS = 533.588 / 350 = 1.524 > 1.5$ olarak hesaplanmıştır.

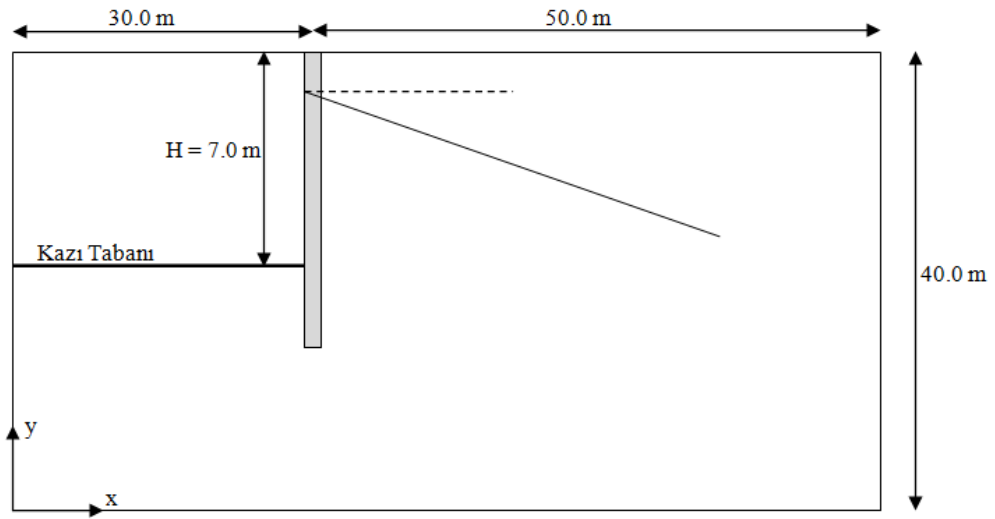
Tek sıra ankrajlı perde duvar için dış stabilite ve toptan göçme tahkiki, Plaxis 2D programında Phi-c reduction - Safety analiz seçeneği kullanılarak gerçekleştirilen güvenlik analizleri ile değerlendirilmiştir. Yapılan her bir analiz sonucu güvenlik katsayısı değerleri elde edilerek 1.5 ile karşılaştırılıp değerlendirme yapılmıştır.

5.2. Uygulama Örneğinin Sonlu Elemanlar Yöntemine Dayalı Plaxis 2D 2011 Programı ile Analizi ve Elde Edilen Sonuçların Değerlendirilmesi

Bu çalışmada; 7 m derinliğindeki derin bir kazıyı desteklemek amacı ile inşa edilen tek sıra ankrajlı bir perde duvarın davranışı incelenmektedir. Sayısal analiz çalışmaları yapılarak ankraj uygulama derinliği, ankraj eğimi ya da açısı ve duvar çakma derinliği gibi parametrelerin söz konusu perde duvarın davranışına etkileri araştırılmıştır.

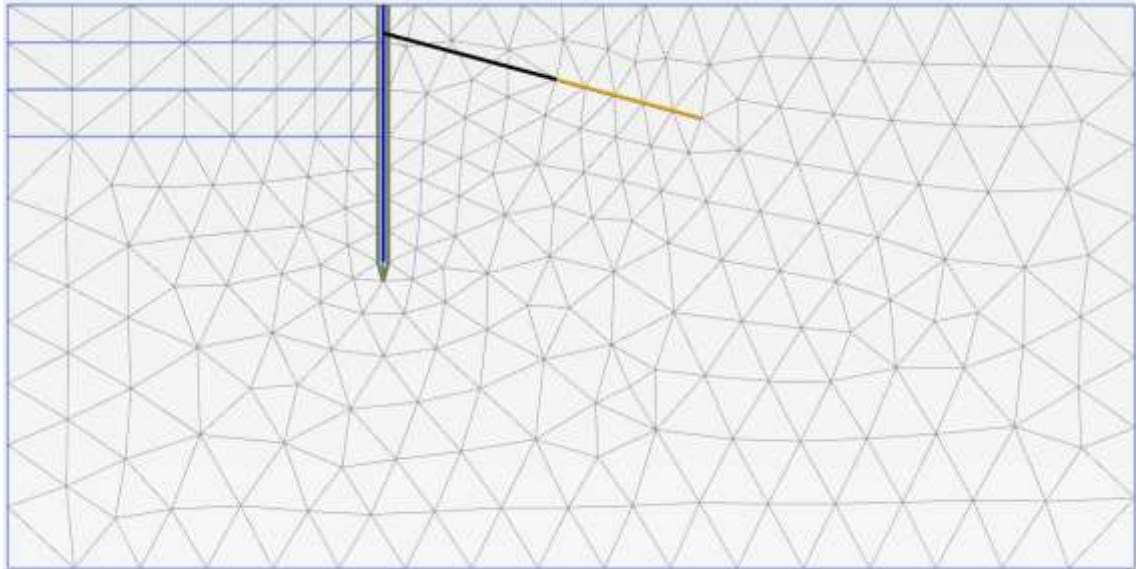
Sayısal analiz çalışmaları sonlu elemanlar yöntemine dayalı analiz yapan Plaxis 2D bilgisayar programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Problem; tek sıra ankrajlı perde duvarın birim uzunluğu için düzlem deformasyon (plain strain) koşullarında iki boyutlu olarak çözümlenmiştir.

Geometrik model sınırları, analiz sonuçları üzerinde sınır etkilerinin görülmeyeceği yeterli uzaklıkta seçilmiştir. Model geometri sınırları Şekil 5.3' te gösterilmiştir. Kenar sınırlar, perde duvar merkezinden itibaren kazı tarafında yaklaşık olarak 4H iken tutulacak zemin tarafında yaklaşık olarak 7H olarak seçilmiştir. Model geometrinin alt sınırının zemin yüzeyinden olan düşey mesafesi ise yaklaşık olarak 6H dir. Geometrik modelin düşey sınırlarının yatay doğrultulardaki (x doğrultusu), alt sınırının da bütün doğrultulardaki (x ve y doğrultusu) hareketleri önlenmiştir.



Şekil 5.3. Model geometri sınır mesafeleri

Analizlerde kullanılacak ağ sıklığına karar vermeden önce farklı ağ sıklıklarında deneme analizleri yapılmıştır. Analizler sırasındaki işlem süresi de göz önüne alınarak sonlu elemanlar ağının orta ağ sıklığı ile oluşturulmasına karar verilmiştir. Problem geometrisi 15 düğümlü üçgen elemanlar kullanılarak sonlu elemanlara ayrılmış olup örnek bir sonlu elemanlar ağı Şekil 5.4' te gösterilmiştir.



Şekil 5.4. Sayısal modelin sonlu elemanlar ağı

Tek sıra ankrajlı perde duvar, gevşek kum zeminde inşa edilecek olup yer altı su seviyesi kazı taban kotunda bulunmaktadır. Duvarın yapılacağı bölgede mevcut yapıların ya da altyapı tesislerinin bulunmadığı varsayılmıştır.

Non-linear zemin davranışı Mohr-Coulomb (MC) malzeme modeli kullanılarak simule edilmiştir. Kum tabakası lineer elastik-tam plastik davranış sergileyen drenajlı bir malzeme olarak göz önüne alınmıştır.

Kum zeminlerin gerilme-deformasyon davranışları, dilatasyon açısı değerinden etkilenmektedir. Dilatasyon açısının (ψ) değerinin kum zeminin içsel sürtünme açısının kritik durumdaki değeri (ϕ'_c) ve pik değeri (ϕ'_p) ile ilişkili olarak elde edilebileceği bilinmektedir. Sayısal analizlerde, ψ açısının değeri Plaxis tarafından önerilen formulasyon kullanılarak tanımlanmıştır. 5.2 no. lu eşitlikte görülen 30° , kum zeminin kritik durumdaki içsel sürtünme açısı değeri olarak kabul edilmektedir.

$$\psi \approx \phi'_p - 30^\circ \quad (5.2)$$

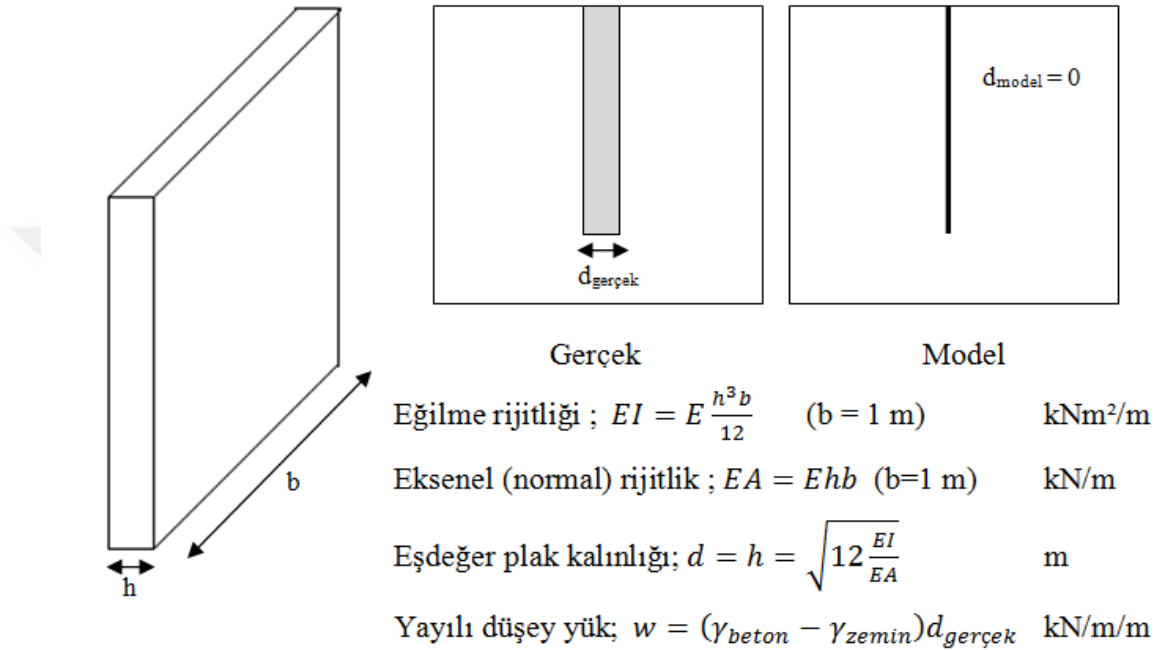
Gevşek kum zemin tabakası ile ilgili olarak analizlerde kullanılan malzeme modeline ait parametrik değerler Tablo 5.2' de özetlenmiştir.

Tablo 5.2. Gevşek kum zemine ait malzeme özellikleri

		Birim
Malzeme modeli	Mohr- Coulomb (MC)	-
Malzeme davranışı	Drenajlı	-
Zemin doymun birim hacim ağırlık (γ_{doymun})	17	kN/m ³
Zemin kuru birim hacim ağırlık (γ_k ya da γ_n)	16	kN/m ³
Permeabilite katsayısı, (k_x)	1.0	m/gün
Permeabilite katsayısı (k_y)	1.0	m/gün
Elastisite modülü (E)	15000	kN/m ²
Poison oranı (ν)	0.20	-
Kohezyon (c)	0.3	kN/m ²
Sürtünme açısı, (ϕ)	30	°
Dilatasyon açısı, (Ψ)	0	°
Ara yüzey mukavemeti (R_{inter})	0.67	-

Sonlu eleman analizlerinde; perde duvar, plate eleman kullanılarak modellenmiştir. Perde duvar ve duvar bitişiğinde yer alan zemin arasındaki etkileşim ara yüzey katsayısı R_{inter} kullanılarak temsil edilmiştir. R_{inter} katsayısının değeri; perde duvarın imalatı, kazı aşamaları ve ankraj imalatı sırasında duvar ve zemin arasındaki etkileşimde meydana

gelecek değişimi temsil etmekte ve bu aşamaların etkileşim üzerindeki oluşturacağı olumsuzlukları hesaba katmaktadır. Plate elemana ait malzeme özellikleri ve tanımlamaları Şekil 5.5' te gösterilmiş olup parametrik değerler ise Tablo 5.2' de verilmiştir.



Şekil 5.5. Perde duvar (plate) elemanın malzeme özellikleri [4,35]

Tablo 5.3. Perde Duvar (Plate) Eleman için Malzeme Özellikleri

		Birim
Malzeme tipi	Elastik	-
Eksenel Rijitlik, EA	9.6×10^6	kN/m
Eğilme Rijitliği, EI	73600	kNm ² /m
Duvar Kalınlığı, d	0.30	m
Yayılı dűřey yűk, w	2.7	kN/m/m
Poisson oranı (ν)	0.20	-

Perde duvar, C30 betonu kullanılarak donatılı şekilde imal edilecektir. Duvar tasarımı sırasında C30 betonu mekanik özellikleri (karakteristik basınç dayanımı, f_{ck} ; tasarım basınç dayanımı, f_{cd} ve elastisite modűlü, E) kullanılmıştır. Geleneksel yűntem

kullanılarak el ile yapılan hesaplamalar sonucu elde edilen maksimum duvar eğilme momenti değeri ve malzeme dayanımı kullanılarak perde duvar kalınlığına karar verilmiştir. Perde duvar kalınlığı seçildikten sonra da duvar eğilme rijitliği, duvar eksenel rijitliği ve duvar yayılı düşey yük değerleri hesaplanmıştır.

Plaxis 2D bünyesinde zemin ankrajlarının modellenmesi için kullanılabilecek iki seçenek bulunmaktadır. Bunlardan ilki; fixed-end anchor olarak adlandırılan strut eleman olup bu elemanlar genellikle eksenel basınç yüklerine çalışmaktadır. İkincisi ise node-to-node anchor eleman olup bu elemanlar da eksenel çekmeye çalışırlar.

Zemin ankraji node-to-node eleman kullanılarak modellenmiştir. Zemin ankrajlarının 15 mm çaplı ve 140 mm² kesit alanlı üç adet ankraj halatı kullanılarak üç halatlı bir ankraj demeti tasarlanmıştır. Bu tasarıma göre zemin ankraji için izin verilen çekme kapasitesi elde edilip bu değer kullanılarak da sayısal analizlerde geçerli olacak ankraj ön germe kuvveti hesaplanmıştır. Sayısal analiz çalışmalarında kullanılan ankraj elemanı öngerme kuvveti 187.6 kN/m dir. Ankraj elemanları arasındaki yatay mesafe 2.50 m olarak kabul edilmiştir. Zemin ankrajlarını temsil eden çelik halat için elastisite modülü değeri, $E=200$ Gpa olarak kullanılmıştır. Ankraj elemanının elastik davranış sergileyeceği varsayımı yapıldığından $F_{max.tens.}$ ve $F_{max.comp.}$ değerleri default olarak bırakılmış ve değiştirilmemiştir. Sayısal analiz çalışmalarında zemin ankrajının modellenmesinde kullanılan malzeme özellikleri Tablo 5.4' te verilmiştir.

Tablo 5.4. Zemin ankraj elemanı (node-to-node anchor) için malzeme özellikleri

		Birim
Malzeme tipi	Elastik	-
Eksenel Rijitlik, EA	84000	kN
Ankrajlar arası yatay mesafe, $L_{spacing}$	2.50	m

Geleneksel yöntem kullanılarak el ile yapılan hesaplamalarda zemin ankraji kuyu çapı değeri 150 mm olarak belirlenmiştir. Bu kuyu çapı değeri, zemin ankrajının kök kısmının modellenmesinde ve ankraj kök hesapları sırasında yüzey alanının hesaplanmasında da kullanılmıştır. Ankraj kökünü imal etmek için kullanılacak harç malzemesi elastisite modülü değeri, $E = 20000$ MPa olarak alınmıştır. Sayısal analiz çalışmalarında, zemin ankraji kök kısmı Geogrid eleman kullanılarak modellenmiştir. Geogrid elemanlar çekme kuvvetlerini karşılayabilen ancak basınç kuvvetlerine karşı

koyamayan elemanlardır. Ankraj kökünün modellenmesi için kullanılan geogrid malzemeye ait özellikler Tablo 5.5' te verilmiştir.

Tablo 5.5. Ankraj kök elemanı (geogrid) için malzeme özellikleri

		Birim
Malzeme tipi	Elastik	-
Eksenel Rijitlik, EA	354000	kN

Model geometri oluşturulduktan sonra zemin tabakaları, kazı aşamaları ve yapısal elemanlar tanımlanmış ve ardından her bir farklı malzeme için o malzemelere ait özellikler atanmıştır. Bu aşamadan sonra ise model geometri sonlu elemanlara ayrılmıştır. Sonlu elemanlara ayırma (mesh) işleminin devamında hesaplama aşamasına geçilmiştir.

Hesaplama aşaması; başlangıç gerilme durumunun oluşturulması, yer altı su seviyesinin tanımlanması ve boşluk suyu basınçlarının oluşturulması ile başlamaktadır. Devamında ise sırası ile perde duvarın oluşturulması, kazı aşamaları ve zemin ankrajlarının tanımlanması ile devam etmektedir. En son hesaplama aşamasını ise modele ait güvenlik katsayısının elde edilmesi oluşturmaktadır.

Sayısal analizlerde başlangıç gerilme durumu K_0 Procedure kullanılarak Jaky [10]' nin önermiş olduğu $K_0 = 1 - \sin\phi'$ eşitliği ile oluşturulmuştur. Yer altı su seviyesi kazı taban kotunda tanımlanmıştır. 7.0 m derinliğindeki kazı üç aşamada gerçekleştirilmiş olup farklı parametrelerin duvar davranışı üzerindeki etkileri değerlendirilirken farklı kazı derinliğine sahip kazı aşamaları ile analizler gerçekleştirilmiştir. Kazı aşamalarında farklı derinlik seçiminin sonuçlar üzerinde etkisinin olup olmadığı da yorumlanmıştır. Hesaplama bölümünün son aşamasında yapılan güvenlik analizi ve sonucunda elde edilen güvenlik katsayısı değeri aynı zamanda sistemin dış stabilite (external stability) değerlendirmesinde de kullanılmıştır. Sistemin toptan göçmeye karşı stabil olup olmadığı bu sonuca bakılarak yorumlanmıştır.

Ankraj uygulama derinliği, ankraj eğimi ya da açısı ve duvar çakma derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkileri gerçekleştirilen sayısal analiz çalışmaları ile araştırılmıştır. Sayısal analiz çalışmaları sonucunda elde edilen duvar deplasmanları (toplam deplasman, düşey deplasman ve yatay deplasman), duvar eğilme

momenti değerleri, ankraj kuvvetleri, kök kuvvetleri ve sisteme ait güvenlik katsayısı değerleri karşılaştırılarak söz konusu parametrelerin derin kazıyı desteklemek için yapılan tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkileri yorumlanmıştır.

5.2.1. Ankraj Uygulama Derinliğinin Etkisi

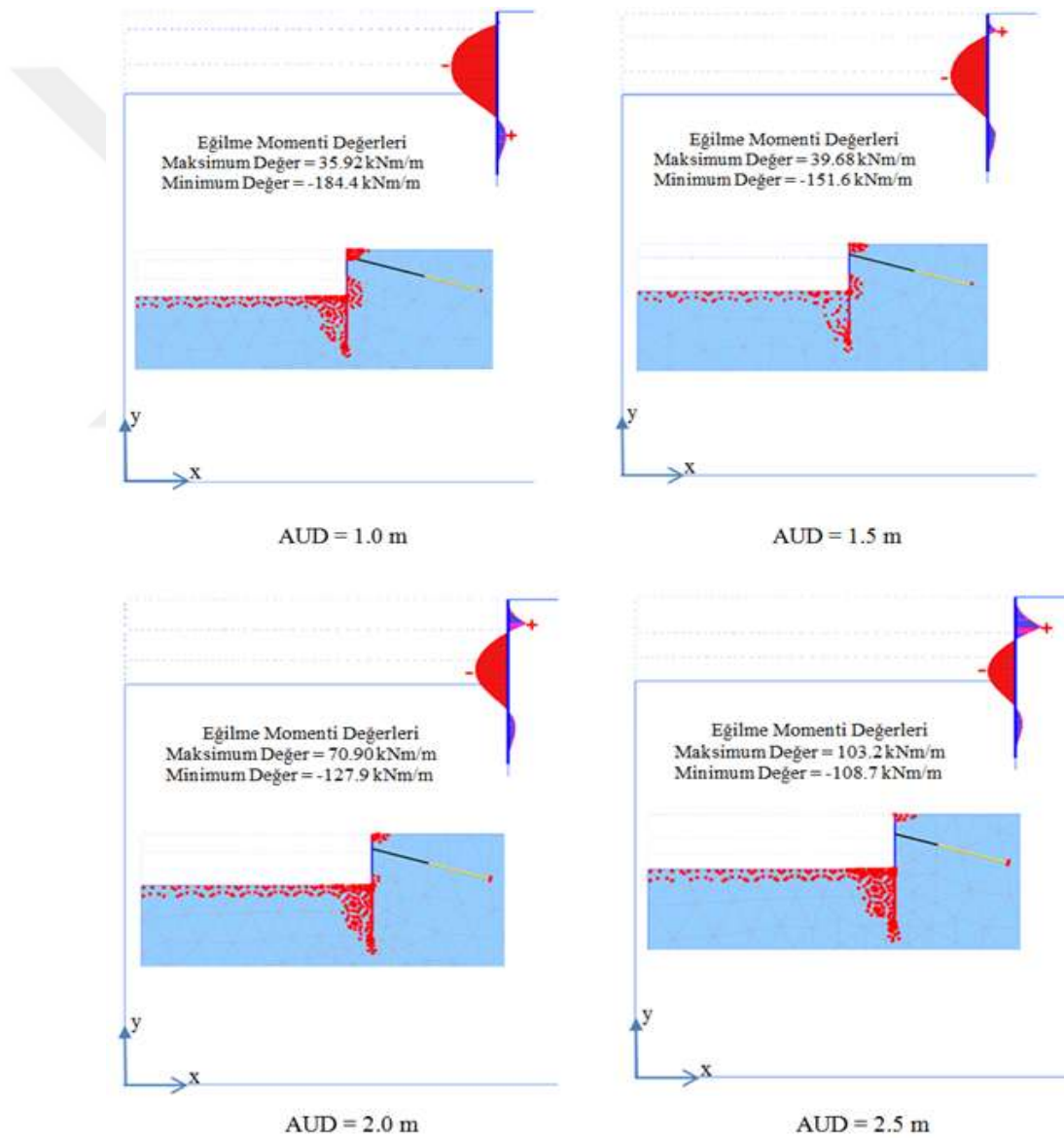
Ankraj uygulama derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışına etkisini değerlendirmek ve optimum ankraj uygulama derinliğini belirlemek için ankrajın duvar üst kotundan itibaren 1.0, 1.5, 2.0 ve 2.5 m derinliklerde yer aldığı dört farklı model geometri için sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Farklı ankraj uygulama derinlikleri (AUD) için yapılan analizlerde kazı aşamalarına ait derinlikler de farklılık göstermektedir. Hesaplama aşamasının en son adımında güvenlik (safety) analizi gerçekleştirilerek tek sıra ankrajlı perde duvara ait inşa sonrası güvenlik katsayısı değerleri elde edilmiştir. Dört farklı durum için elde edilen güvenlik katsayısı değerleri 1.3' ten büyük olup bu sonuç ile tek sıra ankrajlı perde duvar sistemine ait dış stabilite (external stability) tahkikinin de sağlandığı gösterilmiştir. Sayısal analiz çalışmalarından elde edilen sonuçlar Tablo 5.6' da verilmiştir.

AUD' nin artması ile birlikte duvar gövdesi boyunca oluşan maksimum eğilme momenti değerleri azalmaktadır. AUD = 1.0 m durumunda; perde duvar, zemine ankastre bir konsol duvar gibi davranırken AUD' nin artması ile ankraj bölgesindeki eğilme momenti değerleri artmaya başlamıştır. AUD' nin artması ile birlikte duvar üst kotunda zemine doğru gerçekleşen yatay hareket miktarlarında azalma olduğu görülmüştür. Ankraj uygulama derinliği üzerinde yer alan zemin kütesinin, artan AUD ile birlikte pasif direncinin artıyor olması da yatay duvar hareketindeki azalmanın nedeni olarak gösterilebilir.

Ankrajlı perde duvarlarda, duvarın yanal hareketi için izin verilen maksimum sınır $0.5H$ olup ortalama duvar hareketi için izin verilen değer ise $0.2H$ 'dir [2]. 7 m' lik kazı derinliği için izin verilen maksimum yanal hareket miktarı $0.035 \text{ m} = 3.5 \text{ cm}$ ' dir.

Tablo 5.6' da verilen duvar yatay deplasman değerleri incelendiğinde AUD = 1.0 ve 1.5 m için duvar üst kotundaki yatay hareketin izin verilen sınırları aştığı görülmektedir. AUD = 2.0 m ve 2.5 m için oluşan yanal deplasman değerleri belirtilen sınır koşula uymaktadır. AUD' nin artması ile birlikte ankraj çekme kuvveti değerleri ve buna bağlı

olarak kök kuvvetlerinde de artışlar gözlenmiştir. Ankraj kökünde meydana gelen artış kök uzunluğu boyunca üniform olmayıp kök başlangıcında maksimum değerdedir. Ankraj kuvvetlerinin artması ve kök uzunluğu boyunca daha büyük kök kuvvetlerinin mobilize olması duvar davranışında ankraj sisteminin de davranışa dahil olduğunun bir göstergesidir. Öyle ki Şekil 5.6' da gösterilen plastik göçme bölgeleri incelendiğinde ankraj kapasitesindeki artış ile birlikte kazı derinliği boyunca duvardaki göçme bölgelerinin azaldığı ve göçme bölgelerinin duvar çakma derinliği boyunca duvar ön yüzünde yoğunlaştığı görülmüştür.



Şekil 5.6. Duvar eğilme momentlerinin ve plastik göçme bölgelerinin AUD ile değişimi

AUD' nin artması duvar düşey deplasmanlarında önemli bir değişime neden olmamaktadır. Duvar düşey hareketi sonucu duvar arkasındaki zemin kütlesi yüzeyinde kabarmalar gözlenmiştir. Duvar tepe noktasından itibaren yatayda yaklaşık 15.0 m mesafe boyunca gözlenen kabarma değerleri 2 ila 7 cm aralığındadır.

Yapılan uygulamada perde duvar arkasında bir sürşarj etkisi göz önüne alınmamıştır. Sürşarj etkisinin varlığı duvar üst kısmını daha büyük yanal hareketlere zorlayacağından AUD belirlenirken bu husus da göz önünde bulundurulmuş ve $AUD = 2.0$ m olmasına karar verilmiştir.

7.0 m' lik kazı işlemi üç aşamada gerçekleştirilmiştir. AUD seçildikten sonra kazı aşamalarının farklı derinlikleri için iki ilave analiz daha yapılarak kazı aşaması derinliğinin sonuçlara etkisi araştırılmıştır. Birinci durumda üç kazı aşamasına ait derinlikler sırası ile 2.5 - 2.5 ve 2.0 m iken ikinci durumda 2.0 - 2.5 - 2.5 m ve üçüncü durumda da 3.0 - 2.5 - 1.5 m olarak seçilmiştir. Tablo 5.6' da verilen sonuçlar incelendiğinde kazı aşamalarının derinliklerinin farklı olması farklı sonuçlar doğursa da elde edilen sonuçlar arasında önemli sayılabilecek bir fark oluşmadığı gözlenmiştir.

5.2.2. Ankraj Açısının Etkisi

Ankrajların yatayla yapmış oldukları açının davranışa olan etkisini araştırmak için ankrajların yatayla 15° , 20° , 25° ve 30° açı ile yapıldıkları dört farklı model üzerinde sayısal analiz çalışmaları gerçekleştirilerek elde edilen sonuçlar Tablo 5.7' de verilmiştir.

Ankrajların yatayla yaptıkları açının artması ile birlikte ankrajlara gelen yük değerleri de artmaktadır. Buna paralel olarak ankraj kök kuvvetlerinin de arttığı görülmüştür. Ankraj açısının artması ile birlikte kök bölgesi üzerindeki zemin ağırlığı etkisi de artmaktadır. 15° eğimle yerleştirilen ankraj elemanında kök orta noktası üzerindeki zemin kalınlığı yüzeyden itibaren 5.0 m iken 20° , 25° ve 30° eğimle yerleştirilen ankrajlar için bu değerler sırası ile 5.967 m, 6.90 m ve 7.80 m olmuştur. Ankraj kökü üzerindeki zemin ağırlığının artması ile kökün ankrajlara gelen yükü karşılama yüzdesi de artmıştır. Bu durum, duvar eğilme momentlerinde azalma olarak da kendini göstermektedir. Ankraj kökünde mobilize olan kuvvet ile ankrajlara gelen yüklerin oranlanması ile ankraj kökünün ankraj yüklerini karşılama oranı belirlenmiştir. 15° lik

eğim için bu oran % 80.13 iken 20° , 25° ve 30° için sırası ile % 81.3, % 83.94 ve % 86.47 olarak elde edilmiştir.

Ankraj eğimlerinin artması, duvar deplasmanlarında önemli sayılabilecek değişimler oluşturmamıştır. Benzer şekilde ankraj eğimlerindeki değişim, güvenlik katsayısı değerlerini de önemli derecede etkilememiştir.

Ankrajlar, ankraj kilitleme yükleri nedeni ile ortaya çıkan düşey yük etkilerinin minimize edilmesi için özel sebepler ve sınırlamalar dışında mümkün olduğunca yataya yakın yerleştirilmektedirler. Yapılan analizler sonucunda; ankraj düşey yük bileşenlerinin ankraj açısı ile birlikte önemli oranda artış gösterdiğini ortaya konmuştur. Öyle ki; 15° lik eğimle yerleşmiş ankrajda düşey yük bileşeni 72.34 kN iken bu değer 20° , 25° ve 30° için sırası ile 98.27 kN, 125.90 kN ve 155.88 kN olarak elde edilmiştir. 15° lik eğim ile 30° lik eğim arasında yaklaşık %115 oranında fark bulunmaktadır.

5.2.3. Duvar Çakma Derinliğinin Etkisi

Ankraj uygulama derinliğinin 2 m ve ankraj eğiminin 15° olduğu durumda limit denge yöntemine dayalı geleneksel yöntem (serbest toprak destek yöntemi) kullanılarak el ile yapılan hesaplamalar sonucunda çakma derinliği $D_{\text{teorik}} = 5.06$ m olarak elde edilmiş ve uygulamada kullanılacak duvar gömülü uzunluğu ise $D_{\text{gerçek}} = 1.3 \times D_{\text{teorik}} = 6.58$ m olarak hesaplanmıştır. Duvar çakma derinliği; kazı taban kotu ile duvar alt uç kotu arasındaki mesafe olarak tanımlanmıştır.

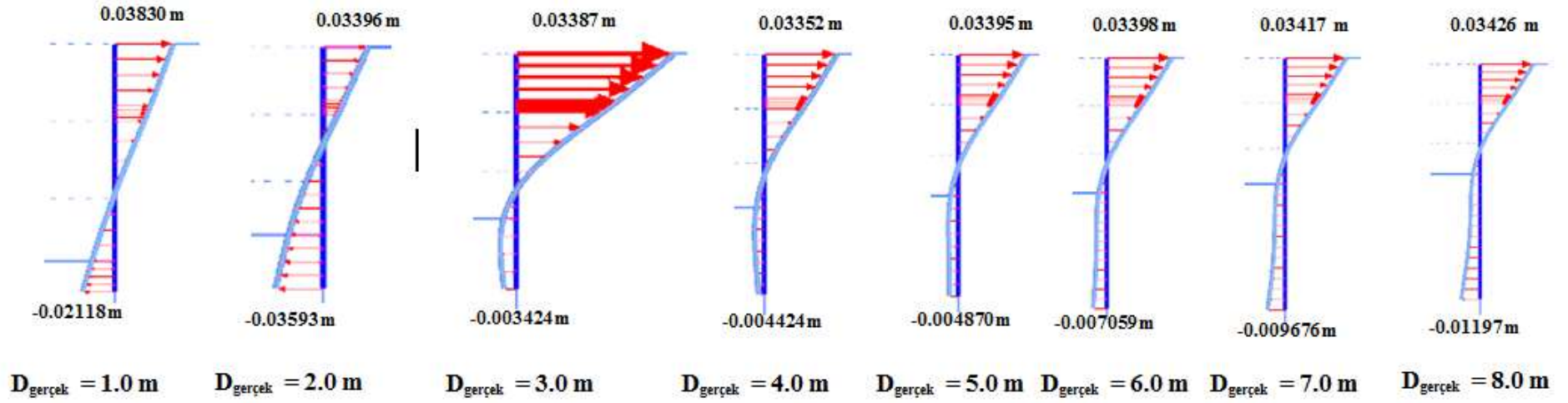
Sayısal analiz çalışmaları sırasında duvar çakma derinliğinin tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkileri farklı çakma derinlikleri için gerçekleştirilmiş sayısal analizlerden elde edilen ve Tablo 5.8' de gösterilen sonuçların karşılaştırılması ile değerlendirilmiştir.

Duvar çakma derinliği değerleri 1 m ile 8 m aralığında değişmekte olup sonuçlar duvar çakma derinliğinin, kazı derinliği ile bölünmesi sonucu elde edilen normalize derinlik D/H için değerlendirilmiştir. Duvar çakma derinliği; duvar deplasmanlarında, duvar eğilme momentlerinde ve göçme mekanizmasında önemli sayılabilecek değişimlere kadar ya da değişimin oluşmadığı duruma kadar artırılmıştır. Sayısal analizler sırasında,

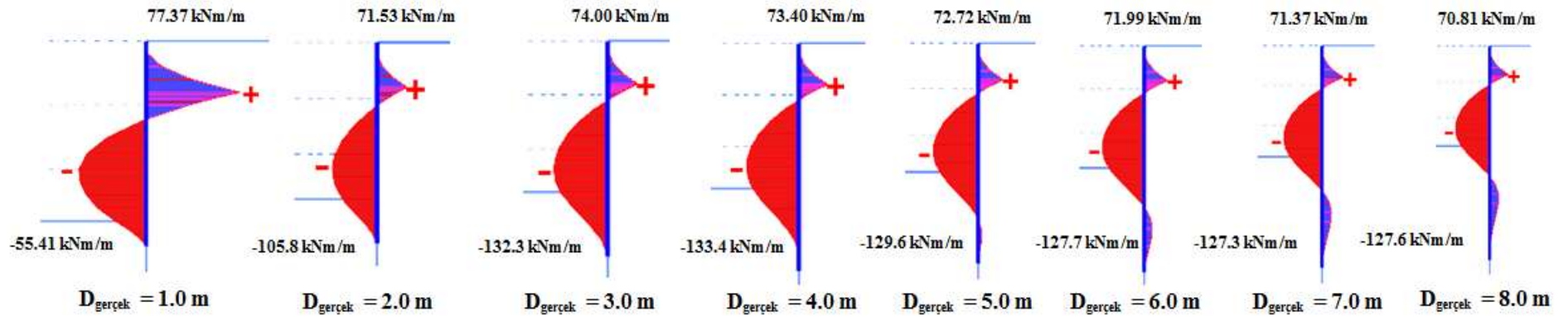
azalan ya da artan duvar çakma derinlikleri için model geometri sınırları değiştirilmemiştir.

şekil 5.7' de, farklı duvar çakma derinlikleri için, duvar yatay deplasmanları ve duvar eğilme momentleri şekil 5.8' de de plastik göçme bölgelerinin duvar uzunluğu boyunca oluşumları gösterilmiştir.



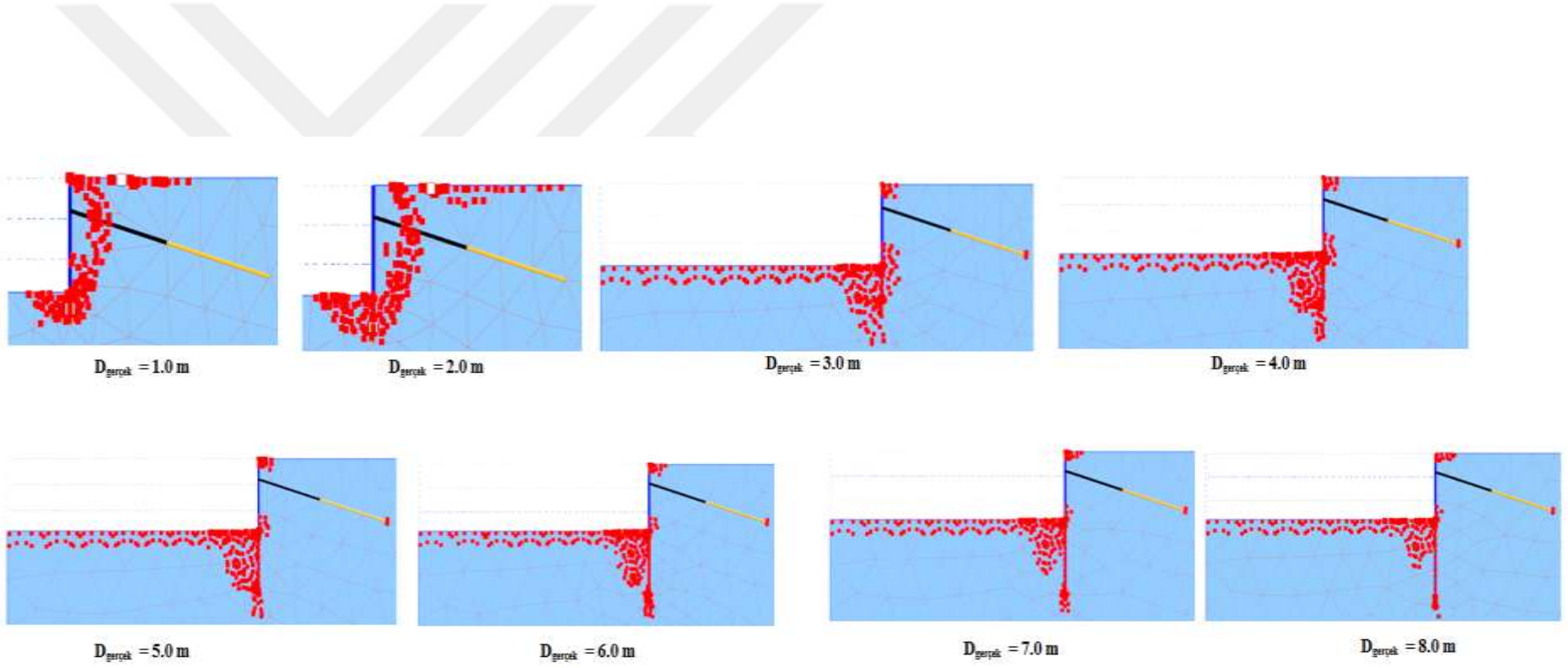


a) Duvar yatay deplasman değerleri



b) Duvar eğilme momenti değerleri

Şekil 5.7. Duvar yatay deplasman değerlerinin ve duvar eğilme momenti değerlerinin duvar çakma derinliği ile değişimi



Şekil 5.8. Plastik göçme bölgelerinin oluşumunun duvar çakma derinliği ile değişimi

D/H = 0.143 ve 0.286 durumlarında yapılan analizlerde 3. kazı aşaması sırasında zemin kütlesinde göçme meydana gelmiştir. Plastik göçme bölgeleri incelendiğinde duvar arkası boyunca oluşan ve duvar topuğundan devam ederek kazı tabanına ulaşan bir kayma dairesi boyunca toptan göçme davranışı olduğu görülmektedir. $D/H \geq 0.429$ için plastik göçme bölgelerinin çoğunlukla ve yoğun şekilde duvar gömülü uzunluğu boyunca ve duvar ön tarafında olduğu görülmektedir ki duvar çakma derinliğinin artması aynı zamanda $D/H = 0.143$ ve 0.286 için meydana gelen kayma dairesi oluşumunu da engellemiştir. Bunun sonucunda duvar stabilitesi artmaktadır. Güvenlik sayısı değerleri de bu sonucu doğrulamaktadır. Öyle ki; $D/H = 0.429$ için güvenlik sayısı değeri (GS) 1.166 olarak elde edilmiş olup $D/H = 0.571$; 0.714 ; 0.857 ; 1.0 ve 1.143 için GS değerleri sırası ile 1.314; 1.467; 1.588; 1.658 ve 1.701 olarak elde edilmiştir.

$D/H \geq 0.429$ durumunda duvarda oluşan eğilme momentleri incelenmiştir. (+) maksimum eğilme momentleri ankraj uygulama noktasında oluşurken (-) maksimum eğilme momentleri kazı tabanı ile ankraj uygulama derinliği arasında kazı tabanına yakın bölgede oluşmuştur. Duvar çakma derinliğinin artması duvar gömülü uzunluğu boyunca ankastreliği güçlendirmektedir. Bunun bir sonucu olarak da, önemli sayılmayacak büyüklükte de olsa, duvar eğilme momentlerinde azalmalar görülmektedir.

Geleneksel yöntem ile $D/H = 0.94$ için hesaplanmış olan maksimum eğilme momenti değeri 249.72 kNm/m olup $D/H \geq 1.0$ için bu değere göre maksimum moment değerinde % 50 oranında bir azalmanın olduğu da görülmektedir.

AUD üzerinde duvar tepe noktasının yatay deplasmanlarında, artan çakma derinliği ile birlikte önemli bir değişim oluşmaktadır. Çünkü; bu kısımdaki yatay deplasmanlar, özellikle, AUD üzerinde yer alan duvar arkasındaki zeminin pasif direnci ile ilişkilidir.

$D/H \geq 0.429$ için duvar gömülü uzunluğu boyunca duvarın zemine doğru hareketi çok küçük de olsa artma eğilimindedir. Bu hareket, duvar gömülü uzunluğu boyunca uniform kabul edilebilecek yatay bir harekettir.

Duvar çakma derinliğindeki artış, ankraj kuvvetlerini ve ankraj kök kuvvetlerini etkilememektedir.

Tablo 5.6. Ankraj uygulama derinliğinin perde duvar davranışına etkisi

AUD (m) (Kazı Aşaması Derinlikleri)	Duvar Deplasmanları, u (m)			Duvar Eğilme Momenti M_{max} (kNm/m)	Ankraj Kuvveti (kN/m)	Kök Kuvveti (kN/m)	FS
	u_{Toplam}	$u_{Düsey}$	u_{Yatay}				
1.0 - (1.5-3.0-2.5)	0.09083	0.06953	0.05852	184.4	196.356	153.2	1.7305
1.5 - (2.0-3.0-2.0)	0.08266	0.06841	0.04649	151.6	201.535	160.2	1.7219
2.0 - (2.5-2.5-2.0)	0.07596	0.06723	0.03547	127.9	206.794	165.7	1.6656
2.0 - (2.0-2.5-2.5)	0.07632	0.06720	0.03631	130.3	207.309	168.4	1.6529
2.0 - (3.0-2.5-1.5)	0.07491	0.06732	0.03299	122.2	205.822	166.1	1.6546
2.5 - (3.0-2.0-2.0)	0.07052	0.06650	0.02365	108.7	212.329	175.2	1.6031

Tablo 5.7. Ankraj açısı ya da eğiminin perde duvar davranışına etkisi

Ankraj Açısı (°)	Duvar Deplasmanları, u (m)			Duvar Eğilme Momenti M_{max} (kNm/m)	Ankraj Kuvveti (kN/m)	Kök Kuvveti (kN/m)	FS
	u_{Toplam}	$u_{Düsey}$	u_{Yatay}				
15°	0.07596	0.06723	0.03547	127.9	206.794	165.7	1.67
20°	0.07451	0.06616	0.03443	126.1	208.722	169.7	1.69
25°	0.07285	0.06499	0.03311	124.2	210.617	176.8	1.68
30°	0.07120	0.06392	0.03156	122.0	212.106	183.4	1.65

Tablo 5.8. Duvar çakma derinliğinin perde duvar davranışına etkisi

D, Çakma Derinliği, (m)	D / H	Duvar Deplasmanları, u (m)			Duvar Eğilme Momenti M_{max} (kNm/m)	Ankraj Kuvveti (kN/m)	Kök Kuvveti (kN/m)	FS
		u_{Toplam}	$u_{Düşey}$	u_{Yatay}				
3	0.43	0.07271	0.06437	0.03387	132.3	207.643	168.6	1.17
4	0.57	0.07244	0.06426	0.03352	133.4	207.218	169.5	1.31
5	0.71	0.07322	0.06492	0.03395	129.6	206.949	168.3	1.47
6	0.85	0.07318	0.06487	0.03398	127.7	206.976	168.6	1.59
7	1.00	0.07350	0.06514	0.03417	127.3	207.094	166.6	1.66
8	1.14	0.07353	0.06513	0.03426	127.6	207.496	168.8	1.70

6. BÖLÜM

SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Çalışmada ankraj uygulama derinliğinin, ankraj eğimi ya da açısının ve duvar çakma derinliğinin gevşek kum zemin üzerinde yer alan tek sıra ankrajlı perde duvar davranışı üzerindeki etkisini araştırmak için parametrik bir çalışma yapılmıştır. Bu duvar davranışı; duvar deplasmanları, eğilme momentleri, ankraj kuvvetleri, ankraj kök kuvvetleri ve güvenlik katsayısı değerleri hesaplanarak yorumlanmıştır. Parametrik analizleri gerçekleştirmek için PLAXIS yazılımı kullanılarak sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Bu çalışmadan aşağıdaki sonuçlar elde edilmiştir:

- Ankraj uygulama derinliğinin artması ile duvar gövdesi boyunca oluşan maksimum eğilme momenti değerleri azalmakta ancak ankraj bölgesindeki eğilme momenti değerleri artmaktadır. Ayrıca; AUD' nin artması yatay duvar hareketlerinin azalmasına neden olurken, duvar düşey deplasmanlarında önemli bir değişime neden olmamaktadır. AUD' nin artması ile birlikte ankraj çekme kuvveti değerleri ve buna bağlı olarak kök kuvvetlerinde de artışlar gözlenmiştir. Plastik göçme bölgeleri incelendiğinde ise ankraj kapasitesindeki artış ile birlikte kazı derinliği boyunca duvardaki göçme bölgelerinin azaldığı ve göçme bölgelerinin duvar çakma derinliği boyunca duvar ön yüzünde yoğunlaştığı görülmüştür.
- Ankraj açısının artmasıyla kök bölgesi üzerindeki zemin ağırlığı da artmıştır. Öyle ki; bu durum, kökün ankrajlara gelen yükü karşılama yüzdesini arttırmış ve duvar eğilme momentlerinde azalma görülmüştür. Ankraj eğimlerinin artması duvar deplasmanlarında ve güvenlik katsayısı değerlerinde önemli sayılabilecek değişimler oluşturmamıştır.

- Duvar akma derinliğinin artması duvar gömülü uzunluğu boyunca ankastreliği güçlendirmekte ve bunun bir sonucu olarak da, duvar eğilme momentlerinde önemli sayılmayacak büyüklükte de olsa azalmalar görülmüştür. Ancak duvar çakma derinliğindeki artış, ankraj kuvvetlerini ve ankraj kk kuvvetlerini etkilememektedir.



KAYNAKÇA

1. Das, B.M., 2011. Geotechnical Engineering Handbook. J. Ross Publishing USA, 801s.
2. Sabatini, P. J., Pass, D. G., Bachus, R. C., 1999. Ground Anchors and Anchored Systems. Office of Bridge Technology Washington D.C., 281s.
3. United States Steel (USS), 1984. Design Manual. US Department of Transportation/FHWA USA, 132s.
4. Amer, H.A.R., 2013. Effect Of Wall Penetration Depth on The Behavior of Sheet Pile Walls. University of Dayton, Yüksek Lisans Tezi, Dayton, 145s.
5. Samtani, N.C., Novvatzki, E.A., 2006. Soils and Foundations Reference Manual. National Highway Institute U.S. Department of Transportation Federal Highway Administration, Washington D. C., 594s.
6. Das, B.M., 2011. Principles of Foundation Design Engineering. Cengage Learning USA, 795s.
7. Coduto, D.P., 2001. Foundation Design. Prentice-Hall USA, 883s.
8. Kumbasar, V., Kip, F., 1999. Zemin Mekaniği Problemleri. Çağlayan Kitabevi İstanbul, 671s.
9. Uzuner, B.A., 2000. Çözümlü Problemlerle Temel Zemin Mekaniği. Teknik Yayınevi Ankara, 376s.
10. Jaky, J., 1944. The coefficient of earth pressure at rest. **Journal for the Society of Hungarian Architects and Engineers**, **78** (22): 355–358.
11. Mayne, P.W., Kulhawy, F.H., 1982. K_0 – OCR relationships in soil. **ASCE Journal of the Geotechnical engineering division**, **108** (6): 851-872.
12. Duncan, J.M., Clough, G.W., Ebeling, R.M., 1990. Behaviour and design of gravity earth retaining structures. **American Society of Civil Engineers**, 251-277.
13. Brooker, E.W., Ireland, H.O., 1965. Earth pressures at rest related to stress history. **Canadian Geotechnical Journal**, **2** (1): 1-15.

14. Bowles, J.E., 1996. Foundation Analysis and Design. McGraw-Hill Book Co-Singapore, 1207s.
15. Yıldırım, S., 2004. Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı. Birsen Yayınevi İstanbul, 471s.
16. Jarquio, R., 1981. Total lateral surcharge pressure due to strip load. **Journal of the Geotechnical Engineering Division American Society of Civil Engineers**, **107** (GT10): 1424–1428.
17. Yılmaz, Z., 2001. Çeşitli Toprak Basıncı Dağılımları İçin Ankrajlı Perde Hesabı. İstanbul Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, 111s.
18. Dinakar, K.N., Prasad, S.K., 2014. Behavior of the tie back sheet pile wall for deep excavation using PLAXIS. **International Journal of Research in Engineering and Technology**, 3(06): 97-103.
19. Zumrawi M.M.E., El-Amin A., Importance of deep excavation support and its influence on adjacent buildings, *Scientific Research and Innovation for Sustainable Development*, 2016, Africa, University of Khartoum, 6s.
20. Muthomi M. A., A study of deep excavation support systems in soft soils, University of Nairobi, 10s.
21. Tung, G., Kung, C., 2010. Finite element analysis of wall deflection and ground movements caused by braced excavations, 611-636. In: Finite Element Analysis (Ed: D. Moratal). Sciyo India.
22. Alkaya, D., Çobanoğlu, İ., 2007. Derin kazılar ve destekleme yapıları, 156-166. *2.Geoteknik Sempozyumu*, 22-23 Kasım 2007, Adana, Artı Ofset, 504s.
23. Smolczyk, U., 2002 .Geotechnical Engineering Handbook. Ernst&Sohn A Wiley Company Germany, 2074s.
24. <http://soilmec.com.au/wp-content/uploads/2017/06/Technology-Diaphragm-Walls-Soilmec-Technology.pdf> (Erişim Tarihi: Mart 2019).
25. Eskandari, L., Kalantari, B., 2011. Basic types of sheet pile walls and their application in the construction industry. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, **16**: 1533-1541.

26. California Department of Transportation (California DOT), 2004. "Retaining walls design." Bridge Design Specifications.
27. Godavarthi, V. R., Mallavalli, D., Peddi, R., Katragadda, N., Mulpuru, P., 2011. Contiguous pile wall as a deep excavation supporting system. **Leonardo Electronic Journal of Practices and Tecnologies**, (19): 144-160.
28. <http://soilmec.com.au/wp-content/uploads/2017/06/technology-bored-piles-soilmec-technology.pdf> (Erişim Tarihi: Mart 2019).
29. Sağlam, A., 2006. Derin Kazılarda Görülen Stabilite Problemleri ve İlgili Çözüm Kriterlerinin Belirlenmesi. Sakarya Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, Sakarya, 134s.
30. Berilgen, M., 1996. Ankrajlı Perdelerde Zemin Yapı Etkileşiminin İncelenmesi. Yıldız Teknik Üniversitesi, Doktora Tezi, İstanbul, 238s.
31. Demirkoç, A., 2007. Derin Kazılarda Zemin Çivisi ile Ankrajlı Destek Sistemlerinin Karşılaştırmalı Analizi. Yıldız Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul, 304s.
32. BS-8081, 1989. British Standard Code of Practice for Ground Anchorages, British Standards Institution, London, 176s.
33. T.C.Çevre ve Şehircilik Bakanlığı Yapı işleri Genel Müdürlüğü 84122464-755.01-E.150340 Sayılı 31.08.2018 Tarihli Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler Hakkında Yönetmelik.
34. <http://www.yildiz.edu.tr/~caydemir/betprj/betmek.pdf> (Erişim Tarihi: Mart 2019).
35. Cheang, W., 2008. Modelling of excavations using PLAXIS. (<http://www.icosvietnam.com/wp-content/uploads/2018/10/Lecture-4-Modelling-Excavation-Using-Plaxis.pdf>) (Erişim Tarihi: Mart 2019).

ÖZGEÇMİŞ

KİŞİSEL BİLGİLER

Adı Soyadı: Gamze Yalçın
Uyruğu: Türkiye (T.C)
Doğum Tarihi ve Yeri: 27.08.1988 - Kayseri
Medeni Durum: Bekar
e-mail: gamze_yalcinn@hotmail.com
Yazışma Adresi: Bahçelievler mah. Mevlana cad. Uğur sok. Neveser Konak
No:12/25 Talas/KAYSERİ

EĞİTİM

Derece	Kurum	Mezuniyet Tarihi
Yüksek Lisans	Erciyes Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği A.B.D	-
Lisans	Erciyes Üniversitesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü	2012
Lise	Kayseri Lisesi, Kayseri	2006

YABANCI DİL

İngilizce