

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DESTEKLİ (STRUT) DERİN KAZI UYGULAMALARINDA
DEFORMASYONLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ömer Faruk DURMUŞ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

NİSAN 2024

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

DESTEKLİ (STRUT) DERİN KAZI UYGULAMALARINDA
DEFORMASYONLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Ömer Faruk DURMUŞ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Geoteknik Bilim Dalı

Tez Danışmanı: Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK

NİSAN 2024

Ömer Faruk Durmuş tarafından hazırlanan “Destekli(strut) derin kazı uygulamalarında deformasyonların değerlendirilmesi” adlı tez çalışması 04.04.2024 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği/oy çokluğu ile Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Bilim Dalı’nda Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

Tez Jürisi

Jüri Başkanı :	Prof. Dr. Aşkın ÖZOCAK (Danışman)
	Sakarya Üniversitesi
Jüri Üyesi :	Doç. Dr. Sedat SERT
	Sakarya Üniversitesi
Jüri Üyesi :	Dr.Öğ.Üy. Kurban ÖNTÜRK
	Sakarya Üniversitesi

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

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

(04/04/2024).

Ömer Faruk Durmuş



TEŞEKKÜR

Eğitim hayatımın ilk gününden son gününe kadar bana olan güvenlerini her zaman hissettiren, zorlu şartlar altında bile bu yolda yürümemi sağlayan sevgili aileme en içten duygularıyla teşekkür ve minnet ederim.

Sakarya Üniversitesi yüksek lisans eğitimimi başarılı şekilde bitirmemi sağlayan, akademik olarak tecrübelerinden yararlandığım değerli danışmanım Prof.Dr. Aşkın ÖZOCAK'a teşekkürlerimi sunarım. Geoteknik derslerini keyifli bir şekilde geçirdiğim, birikimlerinden faydalandığım hem akademik hem de iş hayatında bana yol gösteren Doç. Dr. Sedat SERT ve Doç. Dr. Ertan BOL hocalarıma teşekkür ederim.

Yüksek lisans eğitimim boyunca bana yardımlarını esirgemeyen, ders ve tez aşamasında tecrübelerini her daim benimle paylaşan Sakarya Üniversitesi geoteknik bilim dalı araştırma görevlisi Eylem ARSLAN'a sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Ayrıca yüksek lisansta tanışmış olduğum, bu süreçte destek aldığım değerli arkadaşlarım Tuncay İMAMOĞLU ve İrem BAĞCA'ya teşekkür ederim.

Ömer Faruk DURMUŞ



İÇİNDEKİLER

Sayfa

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ	v
TEŞEKKÜR	vii
İÇİNDEKİLER	ix
KISALTMALAR	xi
SİMGELER	xiii
TABLO LİSTESİ	xvii
ŞEKİL LİSTESİ	xix
ÖZET	xxi
SUMMARY	xxiii
1. GİRİŞ	1
2. DERİN KAZILAR	3
2.1. Derin Kazıların Aşamaları	3
2.1.1. Topografik araştırmalar	3
2.1.2. Mimari projeyle uyum	3
2.1.3. Zemin araştırması	4
2.1.3.1. Sondajlar	4
2.1.3.2. Laboratuvar deneyleri	10
2.1.4. Projelendirme	13
3. DESTEK YAPILARINA ETKİ EDEN KUVVETLER	15
3.1. Yanal Toprak Basınçları	15
3.1.1. Sükunet durumu	15
3.1.2. Aktif durum	17
3.1.3. Pasif durum	19
3.2. Yanal Toprak Basıncı Teorileri	18
3.1.1. Rankine teorisi	18
3.2.1.1. Eğimli dolgu durumunda Rankine yöntemi	19
3.2.2. Coulomb kama teorisi	20
3.2.3. Rankine ile Coulomb yöntemlerinin karşılaştırılması	21
3.2.4. Çok destekli sistemlerde yanal toprak basıncı teorileri	22
3.3. Sürsarj Yükleri	23
3.4. Derin Kazı Destek Sistemi Deformasyonları	24
3.4.1. Kazı destek sistemi rijitliği	24
3.4.2. Yanal duvar deformasyonları	25
3.4.3. Kazılara bitişik alanlar için yer hareketi tahminleri	27
3.4.3.1. Dik profil	27
3.4.3.2. Paralel profil ve köşe efekti (3 boyutlu davranış)	28
3.4.4. Oturmanın etki bölgesi	28

4. DERİN KAZI İKSA SİSTEMLERİ HESAP YÖNTEMLERİ VE KAZI YÖNTEMLERİ	33
4.1. Hesap Yöntemleri	33
4.1.1. Limit denge yöntemi	33
4.1.1.1. Toplam ve efektif gerilme analizleri.....	34
4.1.2. Elastik zemine oturan giriş yöntemi.....	35
4.1.3. Yarı-sonlu elemanlar yöntemi.....	36
4.1.4. Sonlu elemanlar yöntemi.....	36
4.2. Kazı Yöntemleri	38
4.2.1. Açık kazı (Serbest şevli kazı) yöntemi.....	38
4.2.2. İçten iksalı kazı yöntemi	39
4.2.3. Yukarıdan aşağıya (Top-Down) kazı yöntemi	39
4.2.4. Anolu kazı yöntemi	40
4.2.5. Aç-kapa kazı yöntemi.....	41
4.2.6. Kuyu tipi duvar yöntemi	41
4.2.7. Ankrajlı kazı yöntemi.....	42
4.2.7.1. Pasif ankrajlı (zemin çivili) kazı yöntemi	43
4.2.7.2. Öngermeli ankrajlı (zemin çivili) kazı yöntemi	44
4.2.8. Ada kazı yöntemi.....	44
5. DERİN KAZI SİSTEMLERİNDE YAPISAL DESTEK ELEMANLAR.....	47
5.1. Düşey Yapısal Destek Elemanlar	47
5.1.1. Keson kuyu perdeler.....	47
5.1.2. Diyafram duvarlar	47
5.1.3. Fore kazıklar.....	47
5.2. Yatay Yapısal Destek Elemanları.....	47
5.2.1. Ankraj.....	47
5.2.2. Çelik borular (<i>strut</i>).....	48
5.2.2.1. Çelik boruların tasarımı için basınç değişimi hesaplamaları.....	50
5.2.2.2. Çelik borulara (<i>strut</i>) gelen yükler.....	52
5.2.2.3. Çelik boruların (<i>strut</i>) yerleştirilmesi	57
5.2.2.4. Kazı aşaması ve hafriyatın saha dışına çıkartılması.....	58
5.3. Zemin İyileştirme Yöntemleri	59
5.3.1. Jet grout.....	59
6. SAYISAL MODELLEME.....	61
6.1. Çalışma Alanının Tanıtılması.....	61
6.2. Mevcut Zemin Araştırmaları	61
6.2.1. İnceleme alanı jeolojisi.....	61
6.2.2. Arazi deneyleri	63
6.2.3. Kazı kategorisi ve destek yapısı	67
6.3. İdealize Zemin Profili Ve Yeraltı Suyu Durumları	68
6.4. Geoteknik Tasarım Parametrelerinin Tespiti.....	68
6.4.1. Zemin birimler için geoteknik tasarım parametreleri.....	69
6.4.2. Destek elemanları için geoteknik tasarım parametreleri	69
6.5. Plaxis İle Sayısal Çözüm.....	71
6.5.1. Yapısal elemanların kontrolü	81
7. SONUÇLAR	89
KAYNAKLAR.....	91
ÖZGEÇMİŞ	97

KISALTMALAR

BDD	: Birim hacim ağırlığının belirlenmesi
CBR	: Kaliforniya taşıma kapasitesi
CD	: Konsolidasyonlu – drenajlı deney
CPT	: Koni penetrasyon deneyi
CPW	: Bitişik kazıklı duvar
CU	: Konsolidasyonlu – drenajsız deney
CW	: Beton duvarlar
DW	: Diyafram duvar
DSS	: Direkt basit kesme deneyi
DSM	: Derin toprak karıştırma
OCR	: Zeminin aşırı konsolidasyon oranı
OED	: Ödometre deneyi
MPT	: Menard presiyometre testi
MPW	: Ankrajlı mikro kazıklı duvar
PSA	: Tane boyutu analizi
PSR	: Düzlem gerinim oranı
PTC	: Sabit seviyeli geçirimsizlik deneyi
PTF	: Düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi
RS	: Halka kesme deneyi
RMR	: Kaya kütle endeksi
RQD	: Kaya kütle değeri
SB	: Kesme kutusu deneyi
SIT	: Dayanım indeks deneyleri
SHPW	: Palplanş duvar
SNSW	: Zemin çivili püskürtme beton duvarı
SPT	: Standart penetrasyon deneyi
SPW	: Sekant kazıklı duvar
TCR	: Toplam karot verimi
TX	: Üç eksenli basınç deneyi
TXCH	: Üç eksenli hücrede sabit seviyeli geçirimsizlik deneyi
SPT	: Standart penetrasyon deneyi

UU : Konsolidasyonsuz – drenajsız deney



SİMGELER

C_N	: Jeolojik yük düzeltmesi
C_{BF}	: Yeraltı su seviyesi düzeltmesi ve çakma hızı düzeltmesi
C_E	: Deney uygulama yöntemine bağlı olarak enerji düzeltmesi
C_R	: Tij uzunluğu düzeltmesi
C_B	: Sondaj çapı düzeltmesi
C_S	: Numune alıcı kılıf düzeltmesi
C_A	: Çakma başlığı düzeltmesi
C_C	: Tokmak yastığı düzeltmesi
D_r	: Bağlı birim hacim ağırlık
N_{30}	: SPT kaşığının son 30 cm'sinin zemine girmesi için gereken vuruş sayısı
N_{60}	: Tokmak enerjisinin % 60'ına göre düzeltilmiş vuruş sayısı
N_a	: Arazide ölçülen darbe sayısı
m_v	: Killerin hacimsel sıkışma indisi
E_s	: Kumların elastisite modülü
ϕ	: Kayma direnci açısı
q_c	: Uç direnci (MPa)
q_s	: Sürtünme direnci (kPa)
u	: Boşluk basıncı
c_c	: Sıkışma katsayısı
c_u	: Drenajsız kayma direnci
q_u	: Serbest basma direnci
ρ	: Birim hacim ağırlık
E	: Young Modülü (kN/m ²)
G	: Kayma Modülü (kN/m ²)
E_{oed}	: Ödometre modülü
c'	: Efektif kayma direnci
ϕ'	: Efektif kayma direnci açısı
c_r	: Kalıcı kayma direnci
c_v	: Konsolidasyon katsayısı

k	: Geçirimlilik katsayısı (m/day)
B	: Skempton'un boşluk suyu basıncı parametresi
$\Delta\sigma_3$	: Çevre basıncı değişimi
Δu	: Boşluk suyu basıncı değişimi
K_0	: Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
I	: Çelik kesitin duvarın birim uzunluğu başına atalet momenti (m^4)
K_p	: Pasif toprak basıncı katsayısı
K_{ps}	: Statik pasif toprak basıncı katsayısı
P_a	: Aktif yanal toprak basıncı
K_a	: Aktif yanal toprak basıncı katsayısı
K_{as}	: Statik aktif yanal toprak basıncı katsayısı
θ	: Duvar yüzeyinin yatay ile yaptığı açı
δ	: Duvar sürtünme açısı
q	: Sürşarj yükü
H_e	: Nihai kazı derinliği
V_o	: Duvar sehiminin hacmi
V_{TO}	: Yüzey oturmasındaki çukur hacmini
V_{TY}	: Yeraltı oturmasındaki çukur hacmini
D_o	: Yüzey yer değiştirme
γ_m	: Zeminin nem birim hacim ağırlığı (kN/m^3)
γ	: Zeminin birim hacim ağırlığı (kN/m^3)
γ'	: Zeminin efektif birim hacim ağırlığı (kN/m^3)
P	: Belirgin toprak basıncı
$G_{k,GEO}$	: Karakteristik geoteknik yük
$Q_{k,temp}$	: Karakteristik ısııl yük
$Q_{k, tesadüfi}$	: Doğrusal düşey yük
N_b	: Kararlılık sayısıdır
N_k	: Kritik burkulma yükünü
k	: Etkili boy katsayısını
α_t	: Destek elamanının yapıldığı malzemenin ısııl genleşme katsayısı
Δ_t	: Montaj sıcaklığına kıyasla sıcaklık değişimi
A	: Destek elemanın kesit alanı (m^2)
β	: Destek elamanında boy değişimi
H_c	: Kazı derinliği
S	: Kesit modülü (kN/m^2)

M	: Eğilme momenti (kN.m)
L	: Kazı genişliği
D	: Boru çapı
F	: Esnek duvarlar
S	: Rijit duvarlar
F_a	: Eksenel basınç gerilimi
δ_{h-max}	: Maksimum yanal yer değiştirme
σ_a	: Gerilme
ρ	: Yoğunluk (kN/m ³)
A_g	: Kayıpsız enkesit alanı
F_e	: Esnek duvarlar
S	: Rijit duvarlar
F_a	: Elastik burkulma gerilmesi
F_y	: Yapısal çelik akma gerilmesi
F_{cr}	: Kritik burkulma gerilmesi
t	: Boru et kalınlığı
D	: Boru çapı
T₀	: Hakim titreşim periyodu
K	: Bulk modülü
Z_B	: Zemin büyütmesi
p_n	: Karakteristik basınç kuvveti dayanımı
N₁	: Kazıdan kaynaklanan çelik boru (<i>strut</i>) yükü
N₂	: Sıcaklık değişimlerinden kaynaklanan çelik boru (<i>strut</i>) yükü
T_{max}	: Maksimum ankraj kapasitesi
L_{kök}	: Öngörülen ankraj kök boyu
i	: Atalet yarıçapı
D_{delgi}	: Delgi çapı
τ_{ult}	: FHWA uyarınca zeminler ve kayalar için önerilen ortalama kök bölgesi gerilmesi değeri
FS	: Güvenlik katsayısı



TABLO LİSTESİ

Sayfa

Tablo 2.1. Sondaj çeşitlerine göre numune alma yöntemleri (Bowles, 1997).	5
Tablo 2.2. N_{30} , bağıl birim hacim ağırlık ve ϕ arasındaki ilişki (Terzaghi ve diğerleri, 1966).	7
Tablo 2.3. N_{30} , Kıvam ve q_u arasındaki ilişki (Terzaghi ve diğerleri, 1967).	7
Tablo 2.4. Kohezyonsuz zeminlerde bağıl birim hacim ağırlık ile koni uç direnci arasındaki ilişki (Sağlamer, 1966).	10
Tablo 2.5. Kil zeminlerde kıvam ile koni uç direnci q_c arasındaki ilişki.	10
Tablo 2.6. Zemin cinsine göre geoteknik tasarım parametrelerinin belirlenmesinde gerekli olan laboratuvar deneyler.	11
Tablo 3.1. Aktif toprak basıncının oluşması için gereken tipik yer değiştirmeler ...	16
Tablo 3.2. Farklı zeminlerde pasif durumun meydana gelmesi için gerekli olan yatay hareket (Das, 2013).	17
Tablo 3.3. Dünya çapındaki vaka çalışmalarında bildirilen δ_{h-max}/H_e değerlerinin özeti	26
Tablo 3.4. Ortalama δ_{h-max}/H_e , δ_{v-max}/H_e , etki bölgesi (D/H_e) ve $\delta_{v-max}/\delta_{h-max}$ oranı.	31
Tablo 4.1. Toplam ve efektif gerilme analizlerinin seçimi (Lambe ve Whitman, 1969).	35
Tablo 4.2. Hesap yöntemleri karşılaştırması.	37
Tablo 5.1. Gerekli çelik boru (<i>strut</i>) sayısı ve derinliği.	50
Tablo 5.2. Peck metodu derinlik ve sıklık ilişkisi.	51
Tablo 5.3. YTY Metodunda kullanılacak zemin grupları.	55
Tablo 6.1. SK-1 ve SK-2 verileri.	62
Tablo 6.2. SK-1 SPT değer sonuçları.	63
Tablo 6.3. SK-2 SPT değer sonuçları.	64
Tablo 6.4. Presiyometre deney sonuçları.	65
Tablo 6.5. CPT değer sonuçları.	66
Tablo 6.6. Masw-1 deney sonucu.	66
Tablo 6.7. Kazı destek yapıları kategorileri (KDYY, 2023).	67
Tablo 6.8. Destek analizinde kullanılan zemin özellikleri.	69
Tablo 6.9. Diyafram duvarın malzeme parametreleri.	70
Tablo 6.10. Çelik boru (<i>strut</i>) malzeme parametreleri	70
Tablo 6.11. Ankraj malzeme parametreleri.	70
Tablo 6.12. Çelik boru (<i>strut</i>) parametreleri aynı, ankraj boyları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması.	75
Tablo 6.13. Çelik boru (<i>strut</i>) parametreleri aynı, ankraj aralıkları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması.	76
Tablo 6.14. Ankraj parametreleri aynı, çelik boru (<i>strut</i>) çapları farklı olan sistemlerin karşılaştırması	77
Tablo 6.15. Ankraj parametreleri aynı, çelik boru (<i>strut</i>) et kalınlıkları farklı olan sistemlerin karşılaştırması	81

Tablo 6.16. Ankraj parametreleri aynı, çelik boru (<i>strut</i>) uzunlukları farklı olan sistemlerin karşılaştırması	77
Tablo 6.17. Çelik boru (<i>strut</i>) malzeme özellikleri	81
Tablo 6.18. Sayısal analizlerde borularda hesaplanan en büyük yük (P_{SLS})... ..	84
Tablo 6.19. Yapısal elemanların özellikleri.....	87
Tablo 6.20. Dolgu malzemesinin özellikleri	87



ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1. Spt deneyi görseli	6
Şekil 2.2. Cpt deney görseli	9
Şekil 2.3. Üç eksenli deney.....	12
Şekil 2.4. Kumda ve normal konsolide kilde efektif gerilme zarfı.....	14
Şekil 3.1. Yanal zemin basıncı gösterimi.....	16
Şekil 3.2. Aktif ve pasif toprak basınç bölgeleri (Rankine).....	17
Şekil 3.3. Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif basınç dağılımları.	19
Şekil 3.4. Zemin üst yüzeyinin yatay ile 'i' açısı yaptığı durum	20
Şekil 3.5. Destekli ve desteksiz bir duvar arasındaki toprak basıncı farkının basit gösterimi	22
Şekil 3.6. Terzaghi-Peck'in önerdiği ,destekli sistemlerdeki yanal toprak basıncı dağılımları (Terzaghi ve Peck,1967).....	23
Şekil 3.7. Sürşarj yükünün duvara etkimesi.....	24
Şekil 3.8. Kazı bölgesine bitişik dikey zemin yüzeyi oturmasının şeklini tahmin etmek için önerilen şemalar (Clough GW, O'Rourke,1990)	28
Şekil 3.9. DW için dikey hareket tahmininin gösterilmesi (Aye ve ark., 2006).....	29
Şekil 4.1. Açık kazı yöntemi.....	38
Şekil 4.2. İçten iksalı kazı yöntemi.....	39
Şekil 4.3.Yukarıdan aşağıya kazı yöntemi.....	40
Şekil 4.4. Anolu kazı yöntemi.	40
Şekil 4.5. Aç-Kapa kazı yöntemi.	41
Şekil 4.6. Kuyu tipi duvar yöntemi.....	42
Şekil 4.7. Ankrajlı kazı yöntemi	43
Şekil 4.8. Öngermeli ankrajlı (zemin çivili) kazı yöntemi.....	44
Şekil 4.9. Ada kazı yöntemi.....	45
Şekil 5.1. Çelik boru (strut) destek uygulaması.....	48
Şekil 5.2. Yatay elemanlara etkiyen kuvvetler	52
Şekil 5.3. A sınıfı zemin (Yumuşak-katı killer) grupları için YTY zarfları	55
Şekil 5.4. B sınıfı zemin (Katı-Çok katı killer) grupları için YTY zarfları	55
Şekil 5.5. C sınıfı zemin (Granüler zeminler) grupları için YTY zarfları	56
Şekil 5.6. Çelik borulu (strut) destek yapısında hafriyat çalışmaları.....	58
Şekil 6.1. Sondaj lokasyonları.	64
Şekil 6.2. İdealize zemin profili	68
Şekil 6.3. Plaxis 2D'de desteksiz kazı modellemesi.....	71
Şekil 6.4. Plaxis 2D'de diyafram duvarlı derin kazı modellemesi.	71
Şekil 6.5. Plaxis 2D'de diyafram duvarlı derin kazıda oluşan deplasman miktarı....	72
Şekil 6.6: Plaxis 3D'de çelik boru (strut) analizi	73
Şekil 6.7: Plaxis 3D'de meshlerin dağılımı	73

Şekil 6.8. Akslar üzerinde destek elemanlarının gösterimi.....	74
Şekil 6.9. Farklı ankraj parametrelerinde oluşan deplasman miktarları.....	75
Şekil 6.10. Farklı ankraj parametrelerinde gelen yüklerin karşılaştırılması.....	75
Şekil 6.11. Çelik boruların (<i>strut</i>) farklı çaplarda denenmesi sonucu oluşan deplasman miktarları ve destek elemanlarına gelen yüklerin karşılaştırılması.....	78
Şekil 6.12. Çelik boruların (<i>strut</i>) farklı et kalınlıklarında denenmesi sonucu oluşan deplasman miktarları ve destek elemanlarına gelen yüklerin karşılaştırılması	79
Şekil 6.13. Çelik boruların (<i>strut</i>) farklı uzunluklarda denenmesi sonucu oluşan deplasman miktarları ve destek elemanlarına gelen yüklerin karşılaştırılması	80
Şekil 6.14. Ankraj imalatı	86
Şekil 6.15. Sayısal analiz sonuçlarına göre inşaat aşamalarında oluşan deplasman miktarları.....	88



DESTEKLİ (STRUT) DERİN KAZI UYGULAMALARINDA DEFORMASYONLARIN DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Çeşitli nedenlerden dolayı günümüzde çok sık kullanılan derin kazı uygulamasının gerçekleştirilmesinde izlenmesi gereken adımlar belirtilmiştir. Birçok farklı aşamanın olduğu bu süreçte en çok dikkat edilmesi gereken konulardan biri zemin araştırmalarıdır. Geoteknik tasarımın doğru şekilde tamamlanıp uygulanması için laboratuvar ortamında ve arazi şartlarında yapılacak deneylerde hata payı minimum düzeyde tutulmalı, gerçeğe yakın sonuçlara ulaşılmalıdır.

Zemin araştırmalarını detaylandırdıktan sonra derin kazıya etki eden yüklerden bahsedilmiştir. Yanal toprak basınçları farklı teorilerle birlikte açıklanıp, ardından derin kazıda oluşabilecek deformasyonlar üzerinde durulmuştur. Derin kazı destek yapılarının tasarımı aşamasında birçok farklı hesap yöntemi vardır. Bu yöntemlere tez içeriğinde yer verilmiş olup günümüzde en çok kullanılan yöntem olan sonlu elemanlar yöntemi analizlerde kullanılmıştır. Uygulama aşamasına geçilmeden önce mevcut arazi ve proje şartları göz önünde bulundurularak seçilen derin kazı metotları hakkında bilgiler verilmiştir. Daha sonra derin kazı sistemine etki eden yükleri karşılamak için inşa edilen destek elemanları düşey ve yatay olmak üzere ikiye ayrılmıştır. Düşey destek elemanları; keson kuyu perdeler, diyafram duvarlar, fore kazıklar, yatay destek elemanları olarak ise çelik boru (*strut*), ankraj ve zemin çivisini sayabiliriz. Bu tezin ana konusu olan çelik borular (*strut*) üzerinde çalışmalar detaylandırılmıştır. Tasarım kriterleri, dayanma yükleri, deformasyon koşulları, kullanılan malzeme türleri ve uygulama esasları üzerinde çalışmalar yapılmıştır.

Literatür araştırması tamamlandıktan sonra yaklaşık 12 m'lik bir derin kazı uygulaması incelenmiştir. Zemin araştırmaları kapsamında deneylerden elde edilen sonuçlar, etki eden sürşarj yükleriyle birlikte verilmiştir. Zemin parametreleri ve etki eden yükler Plaxis 2D programına girildikten sonra desteksiz derin kazı uygulamasının analizi yapılmış olup sistemin göçtüğü gözlenmiştir. Birden fazla etkenin olduğu bu sistemde destek elemanları olarak diyafram duvar, ankraj ve tez konusu olan çelik borular (*strut*) kullanılmıştır. Bu komplike sistemin çözümü için Plaxis 3D programında analizler gerçekleştirilmiştir. Kazı kademeleri mimari kotlara uygun olarak girilmiştir. Kazı sonrası oluşan deplasmanlar, destek elemanlarına etkiyen yükler, yüklerden dolayı çelik boru (*strut*) desteklerde oluşan deformasyonlar, komşu yapıların temelinde oluşan farklı oturmalar üzerinde değerlendirmeler yapılmış, sonuçların irdelendiği bölümle birlikte tez çalışması tamamlanmıştır.



EVALUATION OF DEFORMATIONS IN SUPPORTED (STRUT) DEEP EXCAVATION APPLICATIONS

SUMMARY

This thesis study was conducted on the deep excavation practice that is frequently used today for various reasons. Architecturally, deep excavation is required to ensure the construction of areas such as parking areas, storage areas, and heating rooms in basements. Excavations with a depth of more than 6 meters are defined as deep excavations. In urban areas, the presence of existing buildings or public sections on parcels adjacent to the excavation area has limited the possibility of allowing such deep excavations. In order for the excavation to be safe enough to not damage neighboring structures, it was necessary to create shoring systems that would provide sufficient stability on the excavation fronts. In the first chapters, the steps to be followed for deep excavations are stated. In this process, which includes many different stages, one of the issues that needs to be paid the most attention is soil investigations. Soil investigation is required to determine the suitability of an area for any construction work and to design and implement the construction safely and economically. In order to complete and implement the geotechnical design correctly, the margin of error should be kept to a minimum in the experiments to be carried out in laboratory and field conditions, and studies should be carried out on realistic results. Doing a lot of experiments to reach the right result reduces the margin of error. The most commonly used field studies in deep excavations for soil research are; drillings are SPT, CPT, MPT, geophysical measurements, groundwater analysis.

After detailing the soil investigations, the loads affecting the deep excavation were mentioned. Loads acting on the shoring elements due to lateral soil pressures are among the biggest factors that cause damage to the structure. It is necessary to determine lateral loads for the project design of support structures. Rankine and Coulomb theory are used to determine the soil forces acting on support structures. While designing shoring structures, one of the most important issues to be considered during the feasibility stage is the surcharge load. It should not be forgotten in the analysis that many factors affect the shoring system in different dimensions. According to the surcharge type; It can be divided into groups as line load, point load, horizontal load and uniformly distributed load. Lateral earth pressures are explained with different theories, and deformations that may occur in deep excavation following other types of loads are emphasized.

Many factors must be taken into consideration when calculating the deep excavation support structure. Having more parameters than other building elements, high uncertainties, and non-homogeneous ground are some of the reasons that complicate deep excavation support structure calculations.

Calculation methods have been developed by simplifying these complex calculations, provided that some assumptions are made. The experience and knowledge of the geotechnical engineer is of great importance in interpreting the calculations made. The methods used for the project design of deep excavation shoring systems buried in the

ground can generally be grouped into four main groups. These; “limit balance” method, “beam resting on elastic foundation” method, “semi-finite element” method and “finite element/finite difference” methods. There are many different calculation methods during the design phase of deep excavation support structures. These methods are included in the thesis content and the finite element method, which is the most used method today, was used in the analyses.

Before starting the shoring structure construction phase, it is necessary to determine the most suitable excavation method for the land. It is among the responsibilities of the engineer to evaluate the deep excavation method in terms of project duration, ground conditions, condition of neighboring structures and excavation cost. Mainly used excavation methods; open excavation method, excavation method with cantilever curtains, internally supported excavation method, island excavation method, anchored excavation method, top-down excavation method, excavation method in anodes. Before starting the application phase, information was given about the deep excavation methods chosen, taking into account the existing land and project conditions.

Then, the support elements built to meet the loads affecting the deep excavation system are divided into two: vertical and horizontal. Vertical support elements; We can list caisson well walls, diaphragm walls, bored piles, strut and anchors to horizontal support elements. Studies on struts, which are the main subject of this thesis, are detailed. Studies have been carried out on design criteria, withstand loads, deformation conditions, types of materials used and application principles. Strut structures are one of the horizontal support elements that provide internal support to the shoring. If the ground conditions are not suitable for the anchorage structure, the support system can be supported by struts with horizontal support elements. Lateral support elements are evaluated in two different categories: internal and external. In order to create a soil nail and anchor system, the ground layer outside the excavation area must be solid. Struts transmit the reaction force from the shoring structure to another shoring or vertical structural element. Struts are placed diagonally on two adjacent facades on soils where anchorage or bored pile manufacturing is not suitable, and placed opposite each other on non-adjacent facades. As the building under construction begins to rise, the process is completed by removing the struts. It is often used between two opposing curtains in order to reduce shoring costs in structures such as metro lines and waterways. The upper surfaces of the channels are covered with reinforced concrete structural elements against lateral loads, and the strut supports can be removed and moved for reuse.

After the literature research was completed, the 12,0 m deep excavation application was examined. The building will be built with a total of 6 floors, 2 basement + 1 ground floor + 3 floors. Of the project consisting of 5 blocks, 3 blocks will be built as a municipal service building and 2 blocks will be built as a commercial center. When the soil survey data were examined, according to the average shear wave velocity and average SPT pulse number values in the upper 30 meters from the foundation base, after the improvement was made, the local soil class was determined as ZE and the earthquake ground motion level was determined as "DD-2" for the structures under investigation. The subject of the report is on the field; 10 soil drilling studies were carried out to determine the soil profile and properties. On-site experiments were carried out in the drilling wells, and laboratory tests were carried out on the samples taken from these drillings. Since the field soil structure does not allow taking undisturbed samples, the mechanical properties of the soils were determined using field test results and generally accepted correlations. The results obtained from the experiments within the scope of ground investigations are given together with the

effective surcharge loads. After the soil parameters and the acting loads were entered into the Plaxis 2D program, the deep excavation application was analyzed and it was observed that the system collapsed. In this system where there are multiple factors, diaphragm walls, anchors and pipe supports (Struts), which are the subject of the thesis, were used as support elements, and the Plaxis parameters of the support elements are given in the tables.

To solve this complex system, analyzes were carried out in the Plaxis 3D program. Excavation phases were entered in accordance with the architectural elevations. Evaluations were made on the displacements that occurred after the excavation, the loads acting on the support elements, the deformations in the struts due to the loads, and the different settlements that occurred in the foundations of the neighboring structures, and the thesis was completed with the section where the results were examined.





1.GİRİŞ

Zemin mekaniği, zemin dinamiği, kaya mekaniği ve temel mühendisliği gibi bilim dallarını kapsayan disipline Geoteknik Mühendisliği denir. İnsanların doğaya müdahalesi ve zaman içinde değişen doğal koşullar nedeniyle, yapıların inşasında karşımıza birçok problem çıkmaktadır. Stabilite ile alakalı sorunlara zeminlerin doğal geometrisini değiştirmek, zemine ek yüklerin etkilmesi, tünel yapılarının inşaatı, şevli veya şevsiz kazı gibi faaliyetler örnek olarak sayılabilir. Karşımıza çıkan zemin sorunlarını en optimum şekilde çözmek geoteknik mühendisliğinin görevidir.

Derin kazının performansı stabilite ve deformasyonla ilgilidir. Derin kazı destek sistemleri deformasyonları kabul edilebilir seviyelerde tutmak için tasarlanır. Kazı etrafındaki zemin deplasmanları komşu yapılarda hasara neden olabilir. Meydana gelebilecek zarar deplasmanların büyüklüğüne göre değişir. Zemin stabilite sorunlarına karşı birçok çözüm bulunmaktadır. Derin kazılarda stabilite problemleri yanal ve düşey destekli iksa sistemleri ile engellenmektedir. Düşey destek elemanları; keson kuyu perdeler, diyafram duvarlar, fore kazıklar, yatay destek elemanları olarak çelik boru (*strut*), ankraj ve zemin çivisini sayabiliriz. Destekleyici yapılara etki eden yüklerin stabilite hesapları değişkenlik gösterebilir. İksa sistemine etkileyen yüklerin karşılanması için destek yapılarının boyutlandırılması gerekir.

Bu tezde derin kazıların çelik boru (*strut*) ile desteklenmesi konusunda literatür araştırması yapılmış olup, çelik boruların (*strut*) tasarımı, uygulanabilirliği, avantaj ve dezavantajları göz önünde bulundurularak değerlendirilmiştir. Ek olarak, sayısal analiz yöntemleri kullanılarak çelik borulu ve ankrajlı derin kazı modellenmesi yapılarak zeminde oluşacak deformasyonlar incelenmiştir. En optimum çözümü bulmak için ankraj aralığı, ankraj boyu, boru çapı, boru et kalınlığı ve boru uzunlukları farklı boyutlarda denenmiştir. 11,90 m'lik derin kazının stabilitesini sağlamak amacıyla yapılan çelik borulu (*strut*) ve ankrajlı çözümler sonlu elemanlar prensibine dayalı Plaxis 2D ve Plaxis 3D programında analiz edilmiştir. Sayısal analiz programı Plaxis 2D ve Plaxis 3D'den elde edilen verilere göre yapılan tasarımın, Kazı Yönetmeliğinde verilen sınır değerlere göre uygunluğu gözlenmiştir.



2. DERİN KAZILAR

Kazı projeleri farklı şekil ve boyutlarda olabilir. Kazının uzunluğu ve derinliği kazının yapılma amacına göre değişiklik gösterir. Bina içinde kullanılmak üzere yapılan kapalı otoparklar, sığınak ve depo bölümleri gibi alanların inşa edilmesini sağlamak için de derin kazı işlemi yapılması gerekir. Literatürde derinliği 6 metreden yüksek olan kazılara derin kazılar denilmektedir (Peck, 1967). Şehir merkezlerinde, kazı çevresinde bina veya yolların bulunması sebebiyle derin kazıların belli kriterlere göre yapılması gerekir. Kazı işlemi yapılacak bölüme ilave edilen destek yapıları çevre binalarda oluşabilecek hasarları engeller. Deprem anında yapının statikğine katkıda bulunması, binada ek kullanım alanı oluşturması, kazı sonrasında hafriyatın değerlendirilmesi derin kazıların olumlu taraflarındandır. Komşu binalarda oluşan hasarlar, kazı makinelerinin çıkardığı aşırı ses, maliyetin artması, inşaat süresinin uzaması gibi etkiler derin kazıların olumsuz taraflarındandır.

2.1. Derin Kazıların Aşamaları

2.1.1. Topografik araştırmalar

Kazı çalışmalarında ilk olarak binanın yerleşeceği arazinin koordinatlı plankotesinin oluşturulması beklenmektedir. Ortaya çıkan plankote üstünde arazi ve binanın mimari planı çizilmelidir (Dayıoğlu, 2010).

2.1.2. Mimari projeyle uyum

Geoteknik projeyle mimari projenin birbiriyle uyumlu olması gerekmektedir. Mühendis iksa projesini oluştururken mimari yapının özelliklerini baz alır ve ona göre tasarımını yapar. Statik çizimde sadece bina yükü değil yanal etkilerden dolayı oluşan ilave yüklerde dikkate alınır. Aksi durumda hesaba katılmayan ilave yükler yapıya ciddi anlamda zarar verebilir. Bu zarar neticesinde maliyet artışı ve güvenlik zafiyeti de yüksek ihtimaldir. Maliyet ve güvenlik faktörü yapı sektöründe çok önemli bir yere sahip olması nedeniye geoteknik tasarım yapılırken yapının mimari projesi ile uyumlu olması son derece önemlidir.

2.1.3. Zemin araştırması

İnşaat yapılacak sahanın zemin yapısının araştırılmasına zemin etüdü denir. Zemin etüdü, inşaat yapılacak sahanın profil özelliklerini incelemek, incelemeden çıkan sonuçlara göre en optimum tasarıma ulaşmak için yapılır. Zemin araştırmaları ile zemini meydana getiren katmanlar, katmanların kalınlıkları, katmanlardaki zemin parametreleri (doğal birim hacim ağırlıkları, su muhtevaları, porozite veya boşluk oranları, sıkılıkları, kıvam limitleri, sınıfları, kayma direnci parametreleri, konsolidasyon özellikleri) ile ilgili verilere ulaşılmaktadır. Geoteknik mühendisi zeminin özelliklerini, laboratuvar ve arazi deneyleri ile belirler. Doğru sonuca ulaşmak optimum sayıda araştırma noktası ve deney sayısına ihtiyaç olmaktadır. Zemin araştırmaları için derin kazılarda sık kullanılan arazi deneyleri; sondajlar SPT, CPT, MPT, jeofizik ölçümler, yer altı suyu analizleridir (Sağlam, 1996).

2.1.3.1. Sondajlar

Sondaj, inşaat sahasındaki zemin kesitinin temel özelliklerinin belirlenmesi amacıyla yapılır. Sondaj makineleriyle yapılan işlem, sahasında uzman kişilerle gerçekleştirilir. Zeminlerin mühendislik özelliklerini belirleyecek sayıda ve derinlikte sondajlar yapılır. Sondajdan alınan numunelerin örselenmeye uğramadan laboratuvara ulaşması gerekir. Deney sonuçlarında; zeminlerin türü, içerik (çakıl, silt-kil, kum) yüzdeleri, dane çapı dağılımı (hidrometre, elek analizi), likit limit, plastik limit-plastisite indisi (Atterberg limitleri), kohezyon ve kayma direnci açısı (üç eksenli hücre kesme deneyi, direkt kesme deneyi), su içeriği, doğal, kuru ve doymuş birim hacim ağırlık, kayaç türü, tek eksenli basınç dayanımı, doğal birim hacim ağırlığı, yoğunluğu gibi veriler belirlenebilir. Sondajlar sayesinde kayaç yapısındaki zeminler için kullanılan toplam karot verimi (TCR), kaya kalite değeri (RQD), kaya kütle indeksi (RMR) gibi parametreler de elde edilebilir. İhtiyaç olması durumunda plaka yükleme, CBR (Kaliforniya taşıma kapasitesi), şişme yüzdesi, standart proktor deneyi, BST (Paker, basınçlı su testi), geçirimsizlik deneyi ve inklinometre ölçümleri yapılabilir.

Laboratuvar sonuçları ile arazi deneylerinin karşılaştırma yapılarak yorumlanmasıyla zemin hakkındaki nihai sonuçlar saptanır. Zemin özellikleri belirlendikten sonra yapılacak inşaatın sondaj alınan bölgeye uygun olup olmadığı veya uygun değilse hangi iyileştirme yönteminin kullanılacağına karar verilir.

Sondaj yöntemleri içinde burgulu sondaj, dönel sondaj, yıkamalı sondaj ve darbeli sondaj sayılabilir (İyisan, 2008). Sondaj çeşitlerine göre numune alma yöntemleri Tablo 2.1.'de verilmiştir.

Tablo 2.1. Sondaj çeşitlerine göre numune alma yöntemleri (Bowles, 1997).

Sondaj Türleri ve Numune Alımı		
Örselenmiş Numune Alımı		
Yöntem	Derinlik	Açıklama
Burgulu Sondaj (<i>Auger Boring</i>)	35 m'ye kadar yapılabilir	* Çakıllı zeminlerde uygulama alanı zordur. * Kaya zeminlerde özel aparat gerekir.
Dönel (<i>Rotary</i>) Yıkamalı (<i>Wash Boring</i>) Darbeli (<i>Percussion</i>)	Özel ekipmanlarla 70 m'ye kadar yapılabilir	* Penetrasyon deneyleri 1 ile 1,5 m arası değişebilir
Örselenmemiş Numune Alımı		
Burgulu (<i>Auger Boring</i>)		* Her zeminde kullanılabilir
Dönel (<i>Rotary</i>) Yıkamalı (<i>Wash Boring</i>) Darbeli (<i>Percussion</i>)	Donanımına göre yapılır	* İnce cidarlı tüp numune alıcılar veya farklı piston alıcılarla işlem tamamlanır * 50 mm veya 100 mm arasında değişen çaplarda örselenmemiş numune elde edilebilir

- **Standart penetrasyon deneyi (SPT)**

Standart penetrasyon deneyi zeminin yapısal özelliklerini belirlemek ve örselenmiş numune elde etmek amacıyla gerçekleştirilen bir dinamik kesme deneyidir. SPT'de standart bir sondanın zemine girmesi esnasında karşılaşılan direnç birçok hesaplamada kullanılmaktadır. Bazı zemin koşullarında (kohezyonsuz) normal örnek alma yöntemleriyle numune elde etmek imkansızdır. Kohezyonsuz zeminlerin parametrelerine ulaşmak için arazi deneylerine (SPT,CPT vb.) başvurulur (Zemin Araştırma Merkezi, 2024).

Bu deney ilk başlarda kohezyonsuz zeminlerin bağıl yoğunluklarını tespit etmek için kullanılmış, ilerleyen zamanlarda ise yumuşak killerde de uygulanmıştır. Deneyde bulunan dinamik özellikleri içeren veriler, killi zeminler için doğru sonuçlara ulaştırmayabilir. Şekil 2.1.'de SPT deneyi ile ilgili görsel verilmiştir.

Standart penetrasyon testinde kumların kayma direnci açısı (ϕ), killerin drenajsız kayma direnci (c_u), killerin hacimsel sıkışma indisi (m_v), kumların elastisite modülü (E_s), parametrelerine ulaşılır.



Şekil 2.1. SPT deneyi görseli.

Kohezyonsuz zeminlerin bağıl birim hacim ağırlığı, kayma direnci açısı ve N_{30} (SPT kaşığının son 30 cm'sinin zemin içerisine batması için gerekli olan vuruş adeti) arasındaki bağıntılar Tablo 2.2.'de, kohezyonlu zeminlerde kıvam, serbest basma dayanımı ve N_{30} arasındaki bağıntılar ise Tablo 2.3. 'te verilmiştir (Terzaghi, 1996).

Tablo 2.2. N_{30} , bağıl birim hacim ağırlık ve ϕ arasındaki ilişki (Terzaghi, 1996).

Bağıl birim hacim ağırlık (D_r)	N_{30}	ϕ°
Çok Gevşek	≤ 4	≤ 30
Gevşek	4-10	30-32
Orta Sıkı	10-30	32-35
Sıkı	30-50	35-38
Çok Sıkı	≥ 50	≥ 38

Tablo 2.3. N_{30} , kıvam ve q_u arasındaki ilişki (Terzaghi, 1996).

Kohezyonlu Zeminin Kıvamı	N_{30}	q_u (kPa)
Çok Yumuşak	< 2	25
Yumuşak	2-4	25-50
Orta Katı	4-8	50-100
Katı	8-15	100-200
Çok Katı	15-30	200-400
Sert	≥ 30	≥ 400

SPT'den elde ettiğimiz verilerin doğruluğunu etkileyen birçok değişken parametre vardır. Değişken olan parametreler ve SPT deneyini tekrarlayanın zor olması sonuçların güvenilir olarak yorumlanmasına engel olur.

Analizlerin daha güvenilir olması için son yıllarda SPT üzerinde yapılan arge çalışmalarıyla ilerlemeler sağlanmıştır (Schmertmann ve Palacios, 1979) (Kovacs ve ark., 1981) (Clayton, 1990) (Farrara ve Chitwood, 1999).

SPT sırasında var olan enerji ölçülürse, birçok değişkenin SPT üzerindeki hata payını minimuma indirilebilir. Projede zeminin sismik stabilite analizinde kullanılan SPT verileri için tijlere aktarılan enerji ölçülmeli veya sondaj diyagramlarında test yöntemi ve detayları belirtilmelidir. Zemin özelliklerinin doğru olarak tespit edilmesi ve

geoteknik projede uygulanabilmesi için SPT düzeltmelerinin yapılması gerekmektedir.

SPT düzeltmelerinin içerisinde, zemin katmanı ve yeraltı suyu seviyesine göre jeolojik yük düzenlemesi (C_N), yeraltı su seviyesi düzenlemesi ve çakma hızı düzenlemesi (C_{BF}) değişkenleri, aletsel detaylar ve deney uygulama yöntemine bağlı olarak enerji düzenlemesi (C_E), tij uzunluğu düzenlemesi (C_R), sondaj çapı düzenlemesi (C_B), numune alıcı kılıf düzenlemesi (C_S), çakma başlığı düzenlemesi (C_A), tokmak yastığı düzenlemesi (C_C) gibi parametreler yer almaktadır. N_a , N_{60} veya $N_{1,60}$ olarak verilen düzenlemesi aşağıdaki denklemlerde (2.1, 2.2) gösterilmektedir (Sivrikaya ve Toğrol, 2005).

$$N_{60} = C_E * C_R * C_B * C_S * C_A * C_{BF} * C_C * N_a \quad (2.1)$$

$$N_{60} = C_E * C_R * C_B * C_S * C_A * C_{BF} * C_C * N_a \quad (2.2)$$

Burada;

N_{60} = Teorik serbest düşme tokmak enerjisinin %60'ına göre düzeltilmiş vuruş sayısı,

$N_{1,60}$ = Teorik serbest düşme tokmak enerjisinin %60'ına ve efektif jeolojik basıncı 100 kPa olarak düzeltilmiş vuruş sayısı,

N_a = Arazide ölçülen darbe sayısıdır.

İri daneli zeminler için bütün düzeltmeler yapılmasına rağmen ince daneli zeminler için jeolojik yük (C_N) ve tokmak düşürülme hızı (C_{BF}) düzeltmeleri yapılmamaktadır. Farrar (2001) C_N düzenlemesinin ince daneli zemin koşullarında, sıg durumlarda gerçekleştirilmemesinin olağan bir durum olduğu lakin derindeki deneyler için doğru sonuç veremeyeceğini ifade etmiştir. Killi zeminlerde ise C_N düzeltmesi şu anda bile şüpheli olmakla beraber, pratikte yapılmamaktadır. Bu nedenle C_N faktörü bu tezde hesaba katılmamıştır. Sonuç olarak ince daneli zeminlere yönelik düzeltmeleri de içeren genel denklem (2.3) şu şekilde olur:

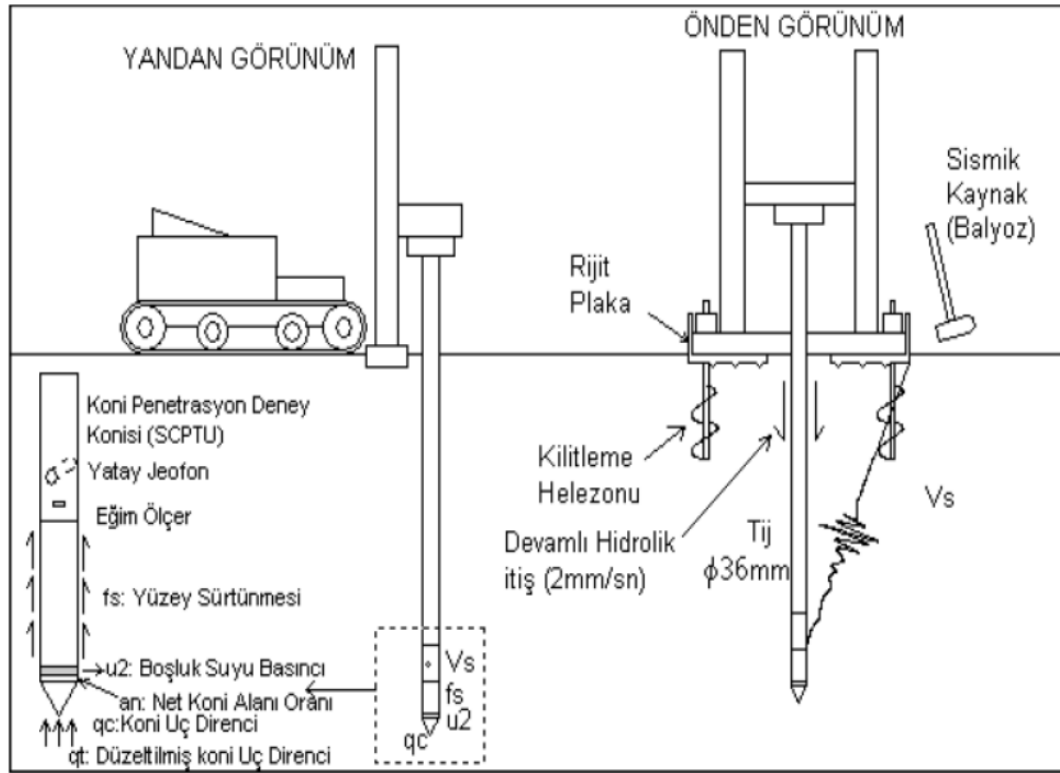
$$N_{60} = (C_A * C_B * C_C * C_E * C_R * C_S) * N_a \quad (2.3)$$

- **Koni penetrasyon deneyi (CPT)**

Koni penetrasyon deneyi (CPT) genellikle 36 mm çapında, 60° açılı ve 10 cm² alana sahip konik uç kullanılarak zemine 2 cm/sn hızla hidrolik bir güç ile uygulanmasıyla gerçekleştirilir.

Uygulama süresince koninin uç kısmında (sonda/*prop*) meydana gelen uç direnci (q_c), koninin ceket bölümündeki sürtünme direnci (q_s) ve boşluk basıncı (u) her 2

cm'de bir ölçülerek kaydedilir. Şekil 2.2.'de CPT deneyi ile ilgili görsel verilmiştir.



Şekil 2.2. CPT deneyi görseli (Bol ve diğ., 2014)

CPT deneyi için sondaja ihtiyaç duyulmadığından maliyeti düşüktür. Şartlara bağlı olarak günde 2 ile 10 arası deney gerçekleştirilebilir. CPT'den numune istenmesi durumunda maliyet normalden fazla olur. 40 metreye kadar farklı zemin katmanlarından değer elde edilebilir. Deney sonucunda yer altı su seviyesi, boşluk basıncı, zemin sıkılığı, SPT değeri, kayma direnci açısı, konsolidasyon özellikleri gibi önemli veriler bulunmaktadır. Bunlara bağlı olarak ayrıca sıvılaşma potansiyeli, kazık taşıma güçleri, temellerin taşıma güçleri ve oturma miktarları hesaplanabilir. Deney esnasında örnek elde edilemediğinden laboratuvar ortamında deney verisine ulaşamamak CPT'nin olumsuz yönleri olarak görülse de insan müdahalesi olmadan elde edilen parametreler numuneye ihtiyaç bırakmamaktadır. Yumuşak kil, silt, kum ve ince çakıl gibi zemin koşullarında CPT yapılabilirken, çakıl oranı yüksek zeminler, sıkı-çok sıkı zeminler için elverişli olmamaktadır. CPT yapılması gereken düzeyin üstünde bloklu bir öge olması durumunda, karşılaşılan öge sondaj ile geçilip deney tamamlanabilir (Zemin Araştırma Merkezi, 2024). Tablo 2.4'te kohezyonsuz zeminlerde bağıl birim hacim ağırlık ve koni uç direnci arasındaki ilişki, Tablo 2.5'te kohezyonlu zeminlerde kıvam ile koni uç direnci q_c arasındaki ilişki gösterilmiştir.

Tablo 2.4. Kohezyonsuz zeminlerde bağıl birim hacim ağırlık ile koni uç direnci arasındaki ilişki (Sağlamer, 1996).

Zemin Tipi	Koni Uç Direnci q_c (MPa)
Çok Gevşek	>2
Gevşek	2-4
Orta Sıkı	4-12
Sıkı	12-20
Çok Sıkı	> 20

Tablo 2.5. Kohezyonlu zeminlerde kıvam ile koni uç direnci q_c arasındaki ilişki (Schmertmann, 1978).

Kohezyonlu Zeminin Kıvamı	Koni Uç Direnci q_c (MPa)
Çok Yumuşak	0.2-0.4
Yumuşak	0.4-0.6
Orta Katı	0.6-1.0
Katı	1.0-2.0
Çok Katı	>2.0

2.1.3.2. Laboratuvar deneyleri

Laboratuvar deneyleri araziden örselenmiş ve örselenmemiş numune alınmasıyla başlamaktadır. Örselenme durumuna dikkat ederek alınan numunenin uygun koşullarda saklanması, laboratuvara taşınması, numunenin deneye hazırlanması ve operatörün deney yöntemine bağlı kalması gibi insan kontrolünde olan durumlar, laboratuvar deneyi sonuçlarını önemli ölçüde etkilemektedir. Geoteknik araştırmalar için, laboratuvar deneylerinin yapım yöntemine uygun olarak yapılması kadar deney seçiminin de uygun olması önemlidir (Öztoprak ve diğ, 2018).

Zemin cinsine göre geoteknik tasarım parametrelerinin belirlenmesinde gerekli olan laboratuvar deneyleri Tablo 2.6’da gösterilmektedir.

Tablo 2.6. Zemin cinsine göre geoteknik tasarım parametrelerinin belirlenmesinde gerekli olan laboratuvar deneyleri (TS EN 1997-2; Öztoprak ve diğ, 2018).

Geoteknik Parametre	Çakıl	Kum	Silt	Zemin Tipi Normal Konsolide (NC)Kil	Aşırı Konsolide (OC)Kil	Turba Organik Kil
Ödometre modülü (E_{oed})	OED (TX)	OED (TX)	OED (TX)	OED (TX)	OED (TX)	OED (TX)
Sıkışma indisi (c_c)						
Young Modülü (E)	TX	TX	TX	TX	TX	TX
Kayma Modülü (G)						
Efektif kayma direnci (c', ϕ')	TX SB	TX SB	TX SB	TX SB	TX SB	TX SB
Kalıcı kayma direnci (c_r)	RS (SB)	RS (SB)	RS (SB)	RS (SB)	RS (SB)	RS (SB)
Drenajsız kayma direnci (c_u)	-	-	TX DSS SIT	TX-DSS- SB-SIT	TX-DSS- SB-SIT	TX DSS SB-SIT
Birim hacim ağırlık(ρ) Konsolidasyon katsayısı (c_v)	BDD	BDD	BDD OED TX	BDD OED TX	BDD OED TX	BDD OED TX
Geçirimlilik katsayısı (k)	TXCH PSA	TXCH PSA	PTC TXCH (PTH)	TXCH (PTH) (OED)	TXCH (PTH) (OED)	TXCH (PTH) (OED)
(-): Uygun değil						

Laboratuvar deneyleri için tablodaki kısaltmalar: BDD (Birim hacim ağırlığının belirlenmesi), DSS (Basit kesme deneyi), OED (Ödometre deneyi), PTF (Düşen seviyeli geçirimsizlik deneyi), PTC (Sabit seviyeli geçirimsizlik deneyi), RS (Halka kesme deneyi), SB (Kesme kutusu deneyi), SIT (Dayanım indeks deneyleri), PSA (Dane boyutu analizi), TX (Üç eksenli hücre kesme deneyi), TXCH (Üç eksenli hücrede sabit seviyeli geçirimsizlik deneyi).

- **Üç eksenli hücre kesme deneyi**

Kayma direnci parametrelerinin elde edilmesinde üç eksenli hücre kesme deneyi yöntemler arasında en çok tercih edilen yöntemdir.

Çoğunlukla zemin numunesinin çapı ortalama 35.6 mm, yüksekliği 76.2 mm'dir. Numune plastik membrana yerleştirilir ve çoğunlukla su veya gliserinle kaplı plastik silindir şeklinde olan hücreye koyulur. Numune etrafındaki su sayesinde çevre basıncı etki ettirilir. Düşey fark gerilme uygulaması ile yenilme sağlanır. Şekil 2.3'te üç eksenli deney düzeneği gösterilmiştir.



Şekil 2.3. Üç Eksenli Deney.

Yükleme halkası (proving ring) içindeki yük ölçer ile eksenel yük, deformasyon ölçer (dial gauge) ile boy farkı belirlenir. Üç eksenli hücre kesme deneyi çoğunlukla aşağıda belirtilen şartlardaki gibi uygulanır.

- Konsolidasyonlu – drenajlı deney (CD)
- Konsolidasyonlu – drenajsız deney (CU deneyi)
- Konsolidasyonsuz – drenajsız deney (UU deneyi)

Konsolidasyonlu drenajsız (CU) veya konsolidasyonlu drenajlı (CD) üç eksenli deneylerde efektif kayma direnci parametreleri (c' ve ϕ') bulunabilir. Konsolidasyonlu drenajsız/drenajlı üç eksenli deneyler çoğunlukla üç denk numuneye doyurma, konsolidasyon ve kesme gibi birkaç farklı aşamanın uygulanmasıyla gerçekleştirilir.

Doyurma adımı numune gözeneklerindeki sıvının içerisinde bulunan havanın çıkışını sağlamak için uygulanır. Numune gözeneklerinde yer alan havanın eriyik hale gelmesi için, numune yüksek bir geri basınca maruz bırakılır ve bu geri basınç (esasen

dışarıdan etki eden boşluk suyu basıncıdır), numunenin üst kısmına hacim değişim ünitesi tarafından uygulanırken, çevre basıncı da aynı büyüklükte arttırılır. Çevre basıncı ve geri basınç düzenli olarak arttırılırken, her aşamada numunenin denge durumuna ulaşması gerekir. Doyurma oranı Skempton'un boşluk suyu basıncı terimiyle açıklanır (Skempton, 1954). Denklem 2.4'te doyurma oranı formülü verilmiştir.

$$B=\Delta u/\Delta\sigma_3 \quad (2.4)$$

Denklem 2.4'te; $\Delta\sigma_3$ uygulanan çevre basıncı, Δu boşluk suyu basıncı değişimi, B boşluk suyu basıncı oranını ifade eder. İdeal durumdaki doymuş zeminde B değeri 1'e eşittir. Farklı standart deney yöntemlerinde, numunenin doymuş kabul edilebilmesi ve konsolidasyon aşamasına geçilebilmesi için B değerinin 0.95'e eşit veya daha yüksek olması gerekmektedir. Konsolidasyon aşamasında numuneye çevre basıncı ve geri basınç etki ettikten sonra hacim değişimi ölçümü yapılır. Numunenin alt kısmından boşluk suyu basıncı okuması yapılırken, numune üst kısmındaki poroz taş geri basınç drenajına yardımcı olur.

2.1.4. Projelendirme

Günümüzde yapılan inşaatların kat sayısında artış görülürken bodrum, otopark, sığınak gibi yol kotu altında kalan bölümlerin derinliği de artmakta bu da temel çukuru derinliğinin artmasına yol açmaktadır. Derin kazı destek sistemleri projelendirilirken inşa edilecek sahanın durumu, zemin koşulları ve yapılacak yapının statik durumu göz önünde bulundurularak optimum tasarım üzerinde çalışılır. Destek sistemlerinde fore kazık, ankrajlı duvar, diyafram duvar, zemin çivili duvar ve palplanş perdelerden yararlanılır.



3. DESTEK YAPILARINA ETKİ EDEN KUVVETLER

3.1. Yanal Toprak Basınçları

Yanal zemin basınçlarından dolayı iksa elemanlarına etki eden yükler, yapının hasar almasına neden olan en önemli sebeplerden biridir. Dayanma yapılarının projelendirilmesi için yanal yüklerin belirlenmesine ihtiyaç duyulur. Rankine ve Coulomb teorisi dayanma yapılarına etki eden zemin kuvvetlerinin saptanmasında kullanılır (Sağlam, 2006).

Aktif toprak basıncının meydana gelmesi için istinat yapısının arka yüzünde zemin kütlelerinin öne doğru belli bir düzeyde hareket etmesi gerekir, pasif toprak basıncının oluşumunda ise perdenin diğer tarafa doğru yeterli düzeyde hareket etmesi gerekir. Sükunetteki toprak basıncı ise, perdenin hareket etmemesi durumunda meydana gelen basınçtır.

3.1.1. Sükunet durumu

Yapıda herhangi bir deplasman gözlenmemesi sükûnet durumunu ifade eder. Bu durumda zemin elastik bölgede kalmaktadır. Sükunetteki toprak basıncı katsayısı (K_0); homojen zemin tabakasındaki bir zemin elemanına etki eden, yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranıdır (σ_h' / σ_v').

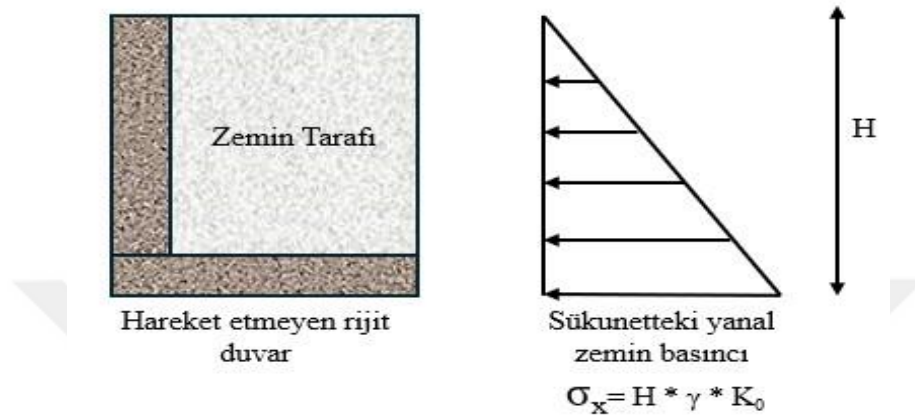
Presiyometre deneyi K_0 değerinin arazide belirlenmesinde en sık kullanılan deneydir. Geoteknik tasarımlarda K_0 'ın belirlenmesinde ampirik korelasyonlara sıklıkla başvurulur. K_0 değerleri, normal konsolide zeminler için Jaky (1944) denklem 3.1 'i, aşırı konsolide zeminler için Mayne ve Kulhawy 170 farklı zemin numunesi üzerinde yapılan laboratuvar deneylerin sonucu olarak denklem 3.2'yi sunmuşlardır (Hsiung ve ark, 2017).

$$K_{0(NC)} = 1 - \sin \phi' \quad (3.1)$$

$$K_{0(OC)} = (1 - \sin \phi') * OCR^{\sin \phi'} \quad (3.2)$$

Zemin yüzeyi yatay olursa yukarıdaki formüller kullanılır. Denklemlerdeki OCR terimi zeminin aşırı konsolidasyon oranını temsil eder. Homojen bir zeminde σ_v' derinlikle birlikte doğrusal olarak artmakta, K_0 değeri değişmemektedir (Coduto,

2001). Zemin modülü (E), zemin deformasyon özelliklerinin tahmin edilmesinde önemli bir parametredir. Zemin modülü tipik olarak laboratuvarında üç eksenli veya ödometre testleri yoluyla belirlenebildiği gibi sahada presiyometre deneyinden doğrudan hesaplanabilir, dolaylı olarak SPT veya CPT'den de tahmin edilebilir. Şekil 3.1'te yanal zemin basıncının derinlikle değişimi gösterilmiştir.



Şekil 3.1. Yanal zemin basıncı gösterimi.

3.1.2. Aktif durum

Aktif toprak basıncı, zemin kitesinin dışa doğru bir hareket yapması neticesinde belirmektedir. Sükûnet duruma göre yatay zemin gerilmelerinde azalma olacak ve bir düzeyden sonra yatay zemin yüzeyi durumu için $(45+\phi/2)^\circ$ açıyla kayma yüzeyi oluşacaktır. Aktif toprak basıncının meydana gelmesi için gerekli yer değiştirmeler Tablo 3.1'de gösterilmiştir.

Tablo 3.1. Aktif toprak basıncının meydana gelmesi için gerekli yer değiştirme.

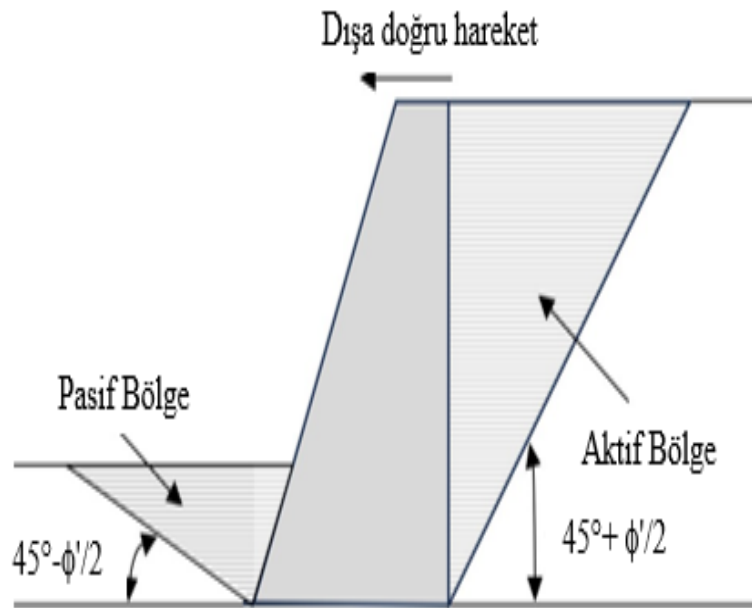
Zemin Tipi	Yer Değiştirme
Gevşek Kum	0.001H-0.002h
Sıkı Kum	0.0005H-0.001H
Yumuşak Kil	0.02h
Sert Kil	0.01H

3.1.3. Pasif durum

Pasif toprak basıncı ise, zemin kitlesinde içe doğru bir hareket oluşması neticesinde belirmektedir. Kayma düzlemi, yatay zemin yüzeyi durumu için yatay ile $(45-\phi/2)^\circ$ açı yapacaktır. Aktif durumda kullanılan aktif topraksak basıncı katsayısı (K_a) yerini pasif yanal toprak basıncı katsayısına (K_p) bırakır. Aktif duruma nazaran pasif durumun meydana gelmesi için daha fazla hareket oluşması gerekir. Farklı zeminlerde pasif durumun meydana gelmesi için gerekli olan yatay hareket Tablo 3.2’de, aktif ve pasif basınç bölgeleri Şekil 3.2’te gösterilmiştir.

Tablo 3.2. Farklı zeminlerde pasif durumun meydana gelmesi için gerekli olan yatay hareket (Das, 2013)

Zemin Türü	Pasif duruma erişilebilmesi için gerek yatay hareket (H: Duvar yüksekliği)
Sıkı Kum	0.020H
Gevşek Kum	0.060H
Katı Kil	0.020H
Yumuşak Kil	0.040H



Şekil 3.2. Aktif ve pasif toprak basınç bölgeleri (Rankine).

3.2. Yanal Toprak Basıncı Teorileri

3.2.1. Rankine teorisi

Aşağıda belirtilen şartlar sağlanması durumunda Rankine teorisi kullanılabilir (Coduto, 2001).

- Zemin yapısı homojen ve izotrop özellik gösterir.
- Kritik kayma yüzeyi düzlemseldir.
- Sorun iki boyutlu düşünülür ve duvar uzunluğu sonsuz kabulü yapılır.
- Aktif ve pasif basınç koşulları sağlayacak kadar duvar deplasmanı gerçekleşir.
- Destek yapısı ile zemin arasındaki sürtünme ihmal edilir.

Zemin yapısının üst kısmından derine doğru herhangi bir z derinliği için aktif durumdaki toprak basıncı denklem 3.4'e göre bulunur:

$$P_{as} = \gamma \cdot z \cdot K_{as} - 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{as}} \quad (3.4)$$

Bu denklem (3.4)'te verilen,

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı,

K_{as} : Statik aktif toprak basıncı katsayısı,

c : Zeminin kohezyonudur.

Dayanma duvarında yatay arka dolguya karşılık gelen statik aktif toprak basıncı katsayısı denklem 3.5'te belirtilmiştir.

$$K_{as} = \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.5)$$

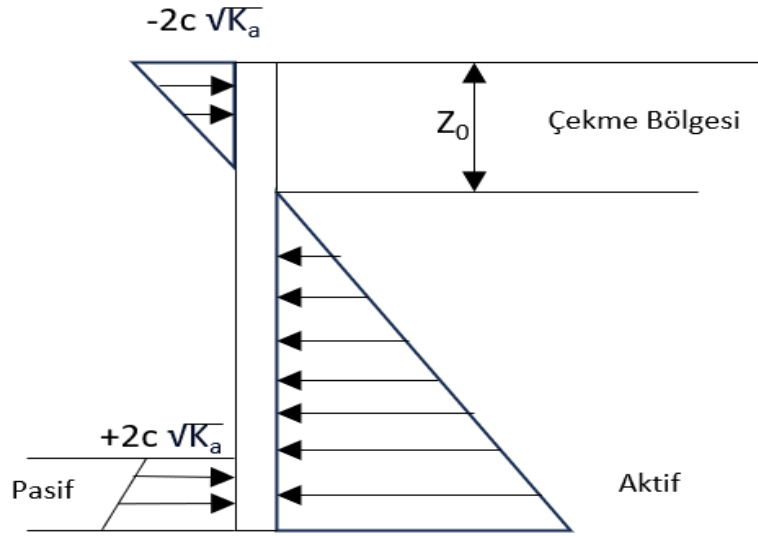
Dayanma duvarına etki eden aktif toprak basıncı, Rankine yönteminde kohezyonsuz durumlar için, denklem 3.4'ün duvar yüksekliği olan (H) boyunca integrali alınarak verilen bağıntı (3.6)'dan bulunur.

$$P_{as} = 0,5 \cdot \gamma \cdot H^2 \cdot K_{as} \quad (3.6)$$

Aktif toprak kuvvetinin etki ettiği derinlik yüksekliği H olan istinat duvarının en alt noktasından H/3 kadar yukarıdadır ve toprak basıncının dağılımı üçgen biçimindedir. Derinlikle beraber zeminde meydana gelen çekme gerilmeleri azalım göstermekte ve çekme çatlağı derinliği olarak bilinen z_0 derinliğinde bu değer sıfır olmaktadır. Kohezyona sahip olan zeminlerde z_0 , denklem 3.7'deki gibi bulunur.

$$z_0 = \frac{2 \cdot c}{\gamma \cdot \sqrt{K_{as}}} \quad (3.7)$$

Bu denklem (3.7)'de c kohezyon katsayısıdır. Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif basınç dağılımları Şekil 3.3'te verilmiştir.



Şekil 3.3. Kohezyonlu zeminlerde aktif ve pasif basınç dağılımları.

Pasif durumda, zeminin tepe noktasından itibaren herhangi bir z derinliği için toprak basıncı aşağıda verilen bağıntıyla bulunur (3.8):

$$P_{ps} = \gamma \cdot z \cdot K_{as} + 2 \cdot c \cdot \sqrt{K_{ps}} \quad (3.8)$$

Bu denklem (3.8)'de ifade edilen,

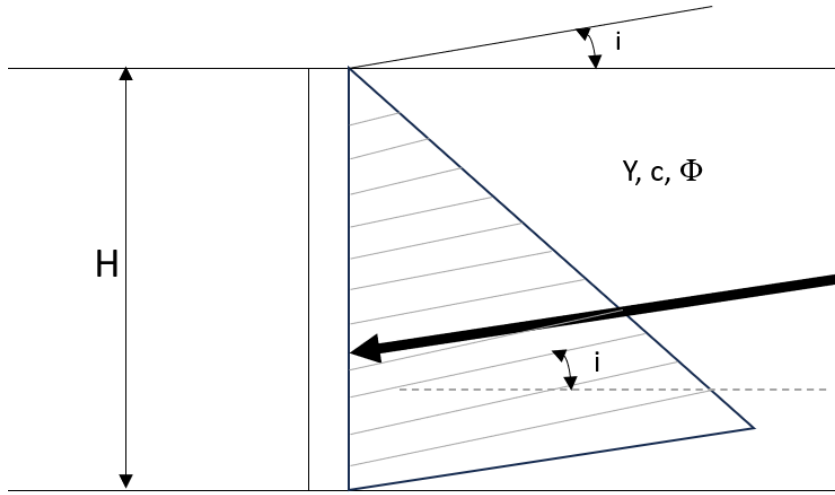
K_{ps} : Statik pasif toprak basıncı katsayısıdır.

Statik pasif toprak basıncı katsayısı ise aşağıda belirtilen denklem 3.9'da verilen formülden bulunur.

$$K_{ps} = \frac{1 + \sin \phi}{1 - \sin \phi} = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (3.9)$$

3.2.1.1. Eğimli dolgu durumunda Rankine yöntemi

Kullanılan dolgu malzemesinin duvarla sürtünmesi olmayan granüler zemin olduğu varsayılırsa, zemin üst yüzeyinin yatay ile 'i' açısı yaptığı durumda statik toprak basıncı katsayısı sonsuz şev çözümleri ile başka bir yoldan bulunabilir. Şekil 3.4'te belirtilen yatay ile 'i' açısı yapan dolgunun toprak basıncı katsayısı statik aktif (K_{as}) ve statik pasif toprak basıncı katsayıları (K_{ps}) olmak üzere denklem (3.10 ve 3.11)'de verilmiştir.



Şekil 3.4. Zemin üst yüzeyinin yatay ile 'i' açısı yaptığı durum.

$$K_{as} = \cos i \cdot \frac{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (3.10)$$

$$K_{ps} = \cos i \cdot \frac{\cos i + \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}}{\cos i - \sqrt{\cos^2 i - \cos^2 \phi}} \quad (3.11)$$

3.2.2. Coulomb kama teorisi

Coulomb (1776), duvar ön tarafa veya arka tarafa doğru yönelim gösterirken, duvar arkasında meydana gelen ve kayan zemin kütlelerinin dengesini göz önünde bulundurmıştır. Duvarın arka kısmından kayan kütle kohezyonsuz zeminlerde üçgen şeklindedir. Coulomb aşağıdaki varsayımlarda bulunmuştur;

Rankine toprak basıncı teorisinde dikkat edilmeyen;

- Arka kısımdaki zemin yapısının yatayla bir açı meydana getirdiği,
- Destek yapısının arka kısmında sürtünmenin olduğu granüler ($c=0$) zemin koşullarında kullanılır.

Bu yöntem;

- Duvar, öne veya arkaya doğru yönelim gösterirken, duvar arkasında meydana gelen ve kayan zemin kütlelerinin dengesi göz önüne alınmıştır.
- Kohezyonsuz zeminlerde, duvar arkasından kayan kütle, üçgen biçimindedir (kama).
- Zemin yapısı homojen ve izotrop olarak kabul edilir.
- Kayma yüzeyi düzlemsel olacak şekilde alınır.
- İri daneli geri dolgu koşullarında hesaplamalar yapılır.

- Sürtünme etkileri kayma yüzeyi boyunca düzenli dağılım gösterecek şekilde belirtilmiştir
- En dikkat çeken özelliği, duvar arka yüzeyinin pürüzlü davranış göstermesidir.

Bu teoride de aktif toprak basıncı en genel hali ile aşağıdaki bağıntı (3.12)'de ki gibi hesaplanabilir:

$$P_a = -2c\sqrt{K_a} + K_a \gamma H \quad (3.12)$$

Coulomb Teorisi'nin, Rankine Teorisi'ne kıyasla en çok ayırt edildiği nokta yanal toprak basıncı katsayısının bulunmasındadır. Rankine teorisine kıyasla çeşitli durumlar için farklı çözümler üreten Coulomb teorisinde aktif yanal toprak basıncı katsayısı bağıntı 3.13'e göre bulunur:

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \varphi)}{\sin^2\alpha \sin(\alpha - \delta) \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\theta + \delta)\sin(\theta - \beta)}{\sin(\alpha - \delta)\sin(\alpha + \beta)}} \right)^2} \quad (3.13)$$

Duvar sürtünmesinin oluşması halinde pasif basınç hesabı gerçeğe kıyasla yüksek sonuçlar çıkartabilir. Bu sebeple sürtünme göz önünde bulundurulmaz. Pasif yanal toprak basıncı katsayısı denklem (3.14) ile bulunabilir.

$$K_p = \frac{\cos^2\phi}{\left(1 - \sqrt{\frac{\sin\phi \sin(\phi + \beta)}{\cos\beta}} \right)^2} \quad (3.14)$$

Bu bağıntılarda (3.13 ve 3.14), θ duvar yüzeyinin yatay ile yaptığı açığı, δ duvar sürtünme açısını ve ϕ kayma direnci açısını temsil etmektedir.

3.2.3. Rankine ile Coulomb yöntemlerinin karşılaştırılması

- Coulomb yönteminde zemin kuru ve kohezyonsuz olarak göz önüne alınırken, Rankine yöntemi zemindeki kohezyonu da hesaba katarak statik halde dayanma duvarlarına etki eden toprak basınçlarını bulabilmektedir.
- İki yöntemde de zeminin sükûnet durumunda statik hesaplarda uygulanabilir.
- Dayanma duvarı ile geri dolgu arasındaki sürtünme açısını Rankine toprak basıncı teorisi $\delta=0^\circ$ olarak baz alırken, Coulomb yönteminde sürtünme açısı da kullanılır Rankine toprak basıncı yöntemi tabakalı zemin, kohezyonlu zemin ve yer altı suyu durumunu hesaba kattığı için uygulama kolaylığı sağlar.

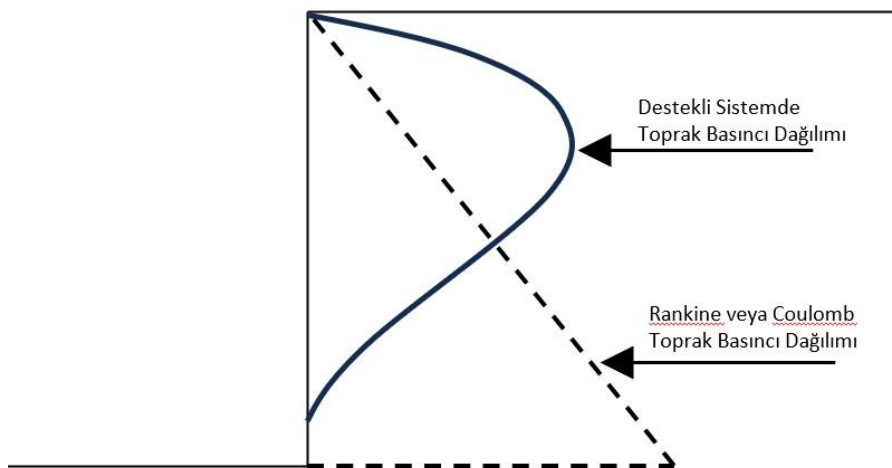
- Rankine yöntemi zemin elemanının plastik denge durumu hesaba katarak toprak basıncını gerilmeye göre elde ederken, Coulomb toprak basıncı yöntemi, Coulomb'ın yaşadığı zaman diliminde trigonometrik fonksiyonlara vakıf olunmadığı için problem geometrik yöntemlerle sonuçlanmış ve kamanın dengesini düşünerek bileşke kuvveti bulunmuştur (Coduto, 2011). İlerleyen yıllarda bulunan teorik ve grafik yöntemlerle güncel halini almıştır.

3.2.4. Çok destekli sistemlerde yanal toprak basıncı teorileri

Standart toprak basıncı yöntemleri iksa yapısıyla desteklenen kazılarda sisteme etkileyen toprak basıncını bulamaz. Rankine ve Coulomb yöntemlerindeki göçme şartları iksaların göçmesi veya yenilmesi ile bağdaşmaz.

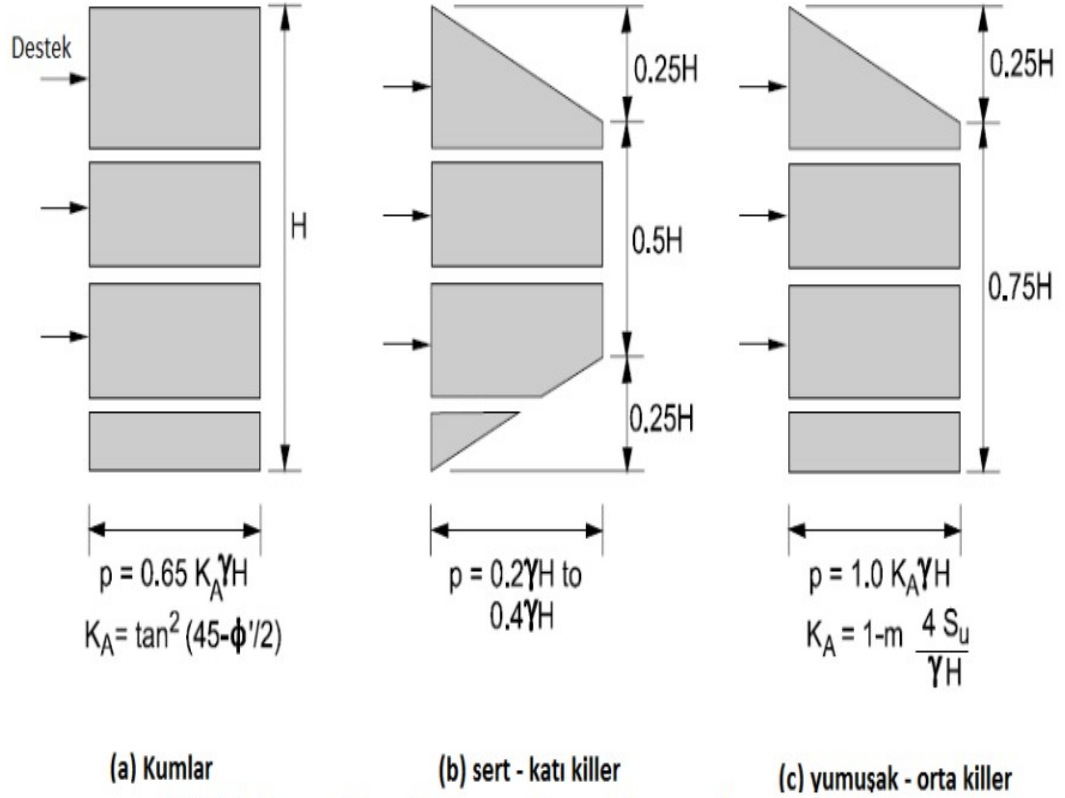
Aktif toprak basıncının uyanması için dayanma yapılarının belirli düzeyde deplasman yapması gerekir. Dayanma yapıları iksa sistemleriyle desteklenir ve deplasmanı kısıtlanırsa toprak basıncı dağılımının farklı yöntemlerle bulunması lazımdır (Dayıoğlu, 2010).

İksalı yapılarda duvarın tepe noktasının deplasmanı önemli seviyede engellenmiştir. Fakat yapının alt bölümlerinde deplasman oluşabilmektedir (Ordemir, 1984). Destekli bir duvarda klasik toprak basıncı yöntemleri uygulanırsa üst bölümde daha düşük yanal toprak basınçları dikkate alınarak tasarım yapılacaktır ve destek sistemi olması gerekenden güçsüz olacaktır. Destekli ve desteksiz bir duvar arasındaki toprak basıncı farkından Şekil 3.5'te bahsedilmiştir.



Şekil 3.5. Destekli ve desteksiz bir duvar arasındaki toprak basıncı farkının basit gösterimi.

Standart yöntemlere göre basınç diyagramları yatay olarak desteklenen iksa sistemlerinde üçgen harici değişik diyagramlar elde edilebilir. Bu diyagramlara ilişkin Federal Karayolu İdaresi (FHWA)'nin önerdiği, Terzaghi & Peck'in üzerinde çalıştığı görünür zemin basıncı zarfları Şekil 3.6' da gösterilmiştir (Vural, 2019).

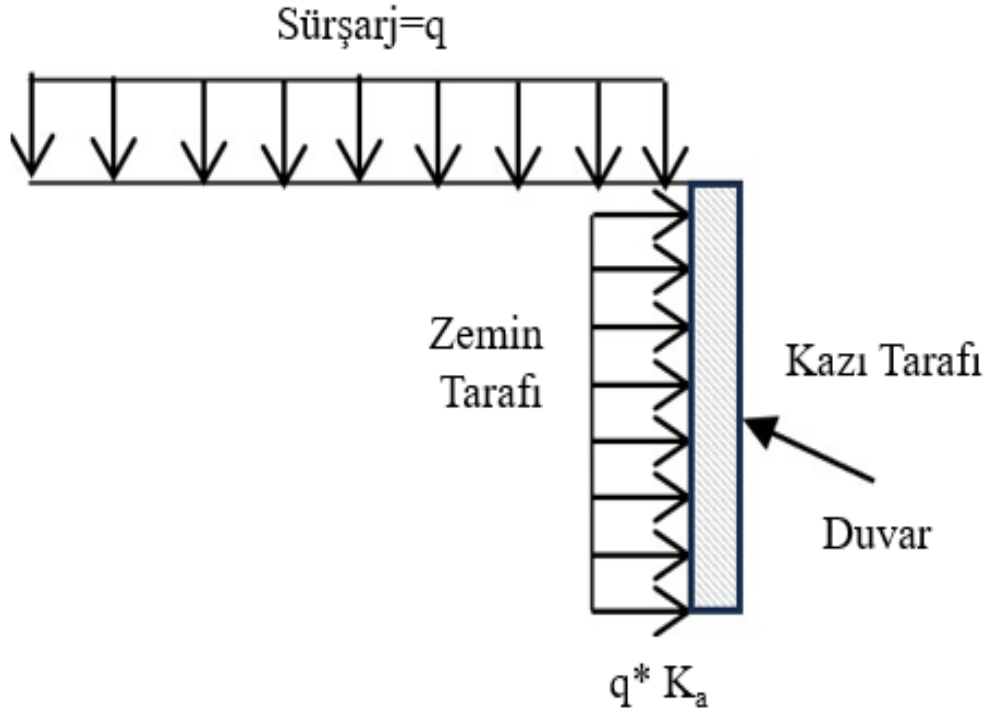


Şekil 3.6. Terzaghi-Peck'in önerdiği ,destekli sistemlerdeki yanal toprak basıncı dağılımları (Terzaghi ve Peck, 1967).

3.3. Sürşarj Yükleri

İksa yapılarının tasarımı yapılırken fizibilite aşamasında dikkat edilmesi gereken en önemli hususlardan biri sürşarj yüküdür. Birçok etkenin iksa sistemine farklı boyutlarda etki ettiği analizlerde unutulmamalıdır. Yükleme türüne göre; çizgisel yük, nokta yük, yatay yük ve düzgün yayılı yük olarak gruplara ayrılabilir.

Bu yükleme türlerinin neden olduğu yanal basınç düzeyindeki artışla alakalı; sürşarj yükünün kazı alanına mesafesi ve kazı derinliğiyle birlikte değişmekte olan, hesabı kolay hale getiren abaklar kullanılır. En kolay yoldan düzgün yayılı yük kabulleri yapılarak hesaplamalar tamamlanır. Şekil 3.7'de sürşarj yükünün duvara etkimesi sonucu oluşan kuvvetler gösterilmiştir.



Şekil 3.7. Sürşarj yükünün duvara etkimesi.

3.4. Derin Kazı Destek Sistemi Deformasyonları

3.4.1. Kazı destek sistemi rijitliği

Sistemin rijitliği; duvar kesitinin bükülme sertliği, gömme derinliği (H_e), dikey ve yatay destekler arasındaki boşluk, taban kabarma stabilitesi, desteklerin(strut) yapısal sertliği, yanal destek bağlantılarının verimliliği ve türü ile ilgilidir (Ahmed ve Fayed, 2015). Önceki çalışmaların çoğunda, iksa sisteminin rijitliğinin, derin kazı sistemlerinin performansını belirlemede önemli bir etken olduğu tespit edilmiştir (Long, 2001). Bununla birlikte, çeşitli vaka çalışmalarından toplanan verilerin analizine göre, (Clough ve O'Rourke, 1990), duvar rijitliğinin ve yanal destek aralığının, sert kil durumunda beklenen deformasyonlar üzerinde sınırlı bir etkiye sahip olduğu sonucuna varılmıştır.

Kesişen, teğet ve aralıklı kazıklı duvarlar, diyafram duvarlar, bulamaç duvarlar, beton duvarlar rijit destek sistemleri olarak kabul edilir. Palplanş, asker kiriş ve kaplama sistemler esnek destek sistemleri olarak kabul edilir. Ancak diğer taraftan duvarların çoğunluğu tamamen rijit veya esnek olmadıkları için hem rijit hem de esnek gövde deformasyonuna maruz kalırlar.

Çelik palplanş duvarlar esneklikleriyle tanınırlar, buna rağmen diyafram duvarlar veya destekli duvarlar derin kazıları desteklemek için kullanıldıklarında önemli ölçüde esneyebilirler (Clayton ve Wood, 2014). Örneğin, yanal destekler yerleştirildiğinde, bitişik yapıların altındaki zeminin hareketini kısıtlamak amacıyla inşa edilen destekli (*strut*) duvar, destek seviyelerinde çok az yanal hareket yapmaya başlayacak, ancak duvar daha sonra bunlar arasında esneyecektir. Ancak duvar yapım aşamalarında ve sonrasında duvarın yatay olarak deforme olması kaçınılmazdır.

3.4.2. Yanal duvar deformasyonları

Zemin tipi ve özellikleri, kazı derinliği, kazı geometrisi (3 boyutlu davranış), yanal desteklerin sertliği ve duvar sertliğinin tümü maksimum deformasyon değerine ve yanal duvar deformasyon modelinin şekline katkıda bulunur (Zapata, 2007). Azzam ve Elwakil (2017), Ramazan ve Meguide (2020)'e göre duvarın gömülü derinliğinin ve duvar sertliğinin artması yatay duvar hareketini azaltacaktır. Birçok araştırmacı bu konu üzerinde çalışmalar yapmıştır.

Tablo 3.3'te, zemin tipini ve durumunu, duvar tipini ve inşaat yöntemini, destek tipini, vaka sayısını ve kazı ile normalize edilen bir duvarın maksimum yanal yer değiştirmesinin (δ_{h-max}) ortalama değerlerini özetlemektedir.

Tablo 3.3. Dünya çapındaki vaka çalışmalarında bildirilen δ_{h-max}/H_e değerlerinin özeti.

Çalışma	Zemin Tipi ve Durumu	Duvar Tipi ve İnşaat Metodu	Destekleme Tipi	Vaka Sayısı	Ortalama δ_{h-max}/H_e (%)
Mana and Clouh(1981)	Doymuş yumuşak orta kil	SHPW	Esnek destek	10	1.32
Ou et al. (1993)	Yumuşak kil	DW*	-	10	0.4
Masuda(1993)	Kil	DW**	Karışık destek	17	0.2
		DW*		21	0.23
Çalışma	Zemin Tipi ve Durumu	Duvar Tipi ve İnşaat Metodu	Destekleme Tipi	Vaka Sayısı	Ortalama δ_{h-max}/H_e (%)
Wong et al. (1997)	Sert artık topraklar	DW ve CPW (Strut/Ankrajlarla)	Rijit destek	24	0.16
	Yıpranmış kayalar	SPW (Strut/Ankrajlarla)	Karışık destek	13	0.23
Bentler (1998)	Kum, sert kil	-	Karışık destek		0.19
	Yumuşak sert kil				0.45
Long (2001)	Sert zeminler	DW, CPW, SHPW ve SPW*	Karışık destek	296	0.05-0.25
Kung et al. (2007)	Yumuşak kil	DW	Rijit destek	7	0.39
Wang et al.(2010)	Yumuşak kil	DW ve CPW*	Rijit destek	32	0.17
		DW, CPW ve DSM*	Karışık destek	200	0.40
		SHPW (İç Strut/ankrajlarla)	Esnek destek	11	1.5
Li et al. (2015)	Siltli kil	DW	Rijit destek	30	0.2
Cetin(2016)	Yumuşak kil	SNSW, CPW, MPW, DW, CW, SPW	Karışık destek	28	0.18
Zhang and Goh(2016)	Artık zeminler	DW 4 strutla birlikte	Rijit destek	2	<0.1
Hsiung et al (2016).	Gevşek ila orta yoğun kumlar	DW*	Rijit destek	1	0.32
Ali and Khan(2017)	Sert kil	Ankrajlı PW	Karışık destek	35	0.40 (0.1-0.7 arası)
Zhang et al. (2018)	Bukit Timah artık granit toprağı	DW ve SPW	Rijit destek	4	0.072 (0.025-0.15 arası)
Xiao et al. (2019)	Yumuşak zeminler	DW, CPW, SMW ve SHPW	Karışık destek	92	0.2 (0.05-0.5 arası)

Bu tabloda SHPW palplanş duvar, SPW kesişen kazıklı duvar, CPW teğet kazıklı duvar, DW diyafram duvarı, SNSW zemin çivili püskürtme beton duvarı, MPW ankrajlı mikro kazıklı duvar, CW beton duvarlar, DSM derin karıştırma, (H_e) kazı derinliği, (δ_{h-max}) duvarın maksimum yatay değiştirmesidir. (*) aşağıdan yukarıya ve (**) yukarıdan aşağıya yöntemleri göstermektedir.

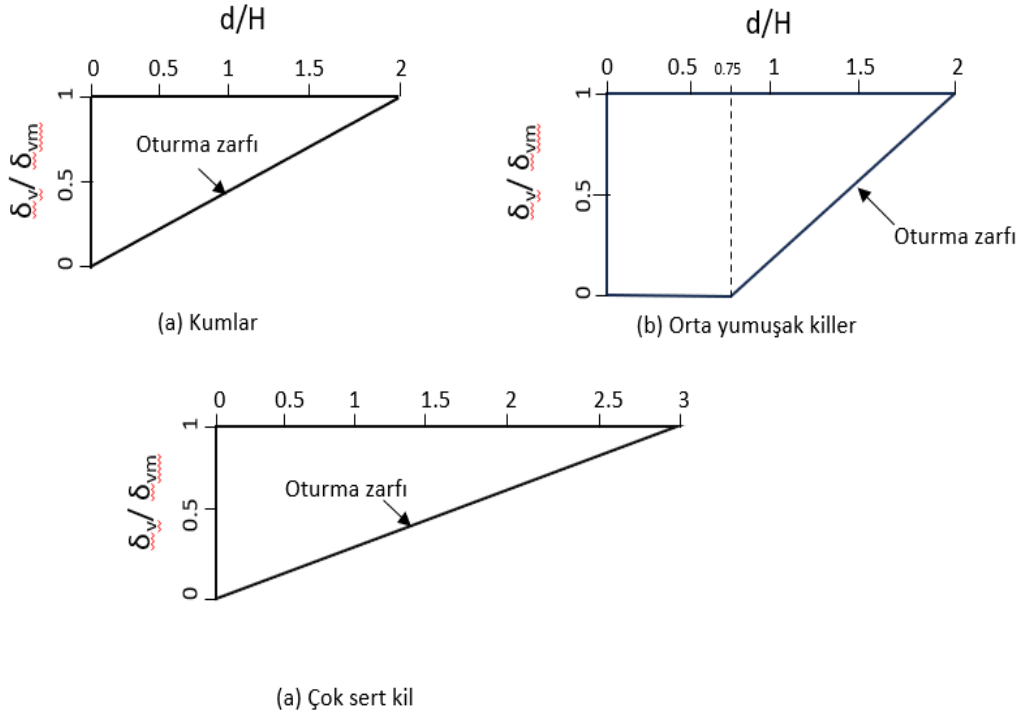
3.4.3. Kazılara bitişik alanlar için yer hareketi tahminleri

Genel olarak kapsamlı kazıların çevredeki zemin üzerinde iki önemli etkisi vardır. İlk olarak, hafriyat malzemesinin kaldırılması, kazı seviyesinin altındaki zeminde düşey gerilmeyi azaltır. İkincisi, kazı çukurunun açılması, kazı çukuru çevresindeki zeminin yanal stabilitesini kaybetmesine neden olur (Lam, 2010). Sonuç olarak, yatay kazı destek sistemlerinin ana amacı, deplasmanları önlemek veya önemli ölçüde en aza indirmek için kazı alanını çevreleyen zemine gerekli yanal desteği sağlamaktır (Goh ve Chua, 2013). Dolayısıyla derin kazılar, gerilme gevşemesi ve taban kabarması nedeniyle hem yanal deformasyonu hem de düşey zemin oturmasını tetikler. Ayrıca çevredeki yapıların kazı bölgesine yakınlığı da ortaya çıkan zemin deformasyonlarını etkileyen faktörlerdir (Zapata, 2007) (Hefny ve diğerleri, 2020).

Aşağıdaki bölümlerde, duvarın arkasındaki düşey zemin deformasyonları iki yönde sınıflandırılacaktır: (1) dik profil; (2) paralel profil ve köşe efekti.

3.4.3.1. Dik profil

Peck, kazıya bitişik zemin yüzeyi oturmasını tahmin etmek için ilk etkili yöntemi sunmuştur (Peck, 1959). Bu yaklaşımı geliştirmek için, geçici olarak çaprazlanmış palplanş ve daha düşük sistem rijitliğine sahip asker kazıklı duvarlarda bitişik zemin yüzeyi oturmalarından elde edilen veriler kullanılmıştır. Şekil 3.8'de gösterildiği gibi, Clough ve O'Rourke (1990) kazı sisteminin arkasındaki zemin oturmasını tahmin etmek için zemin tipine göre oturma profilleri oluşturmuştur. Maksimum yüzey oturması biliniyorsa, Şekil 3.8'deki boyutsuz profiller yüzey oturma profilini tahmin etmek için kullanılabilir.



Şekil 3.8. Kazı bölgesine bitişik dikey zemin yüzeyi oturmasının şeklini tahmin etmek için önerilen şemalar (Clough GW, O'Rourke, 1990).

3.4.3.2. Paralel profil ve köşe efekti (3 boyutlu davranış)

Üç boyutlu derin kazı davranışlarının özelliklerini araştırmak için Ou ve ark. (1996) parametrik 3 boyutlu sonlu eleman hesaplamalarını kullanmıştır. Kazı geometrisi (B/L) ve duvar deformasyonunun en boy oranının yakından ilişkili olduğunu fark etmişlerdir. Sahadaki en boy oranı (B/L) artırıldığında duvar deformasyonları azalır. Ayrıca duvarın deformasyonu, duvar köşesinden olan mesafeyle (d) doğru orantılıdır. (d) değeri azaldıkça duvar deformasyonu azalır. Düzlem gerilme oranı (PSR), Ou ve diğerleri tarafından oluşturulmuştur (1996). PSR, kazı köşesinden (d) uzaklıktaki kesitteki maksimum duvar deformasyonunun (δ_{h-max}), aynı geometrideki düzlem içi deformasyon durumlarındaki maksimum duvar deformasyonuna (δ_{ps}) oranı olarak tanımlanır.

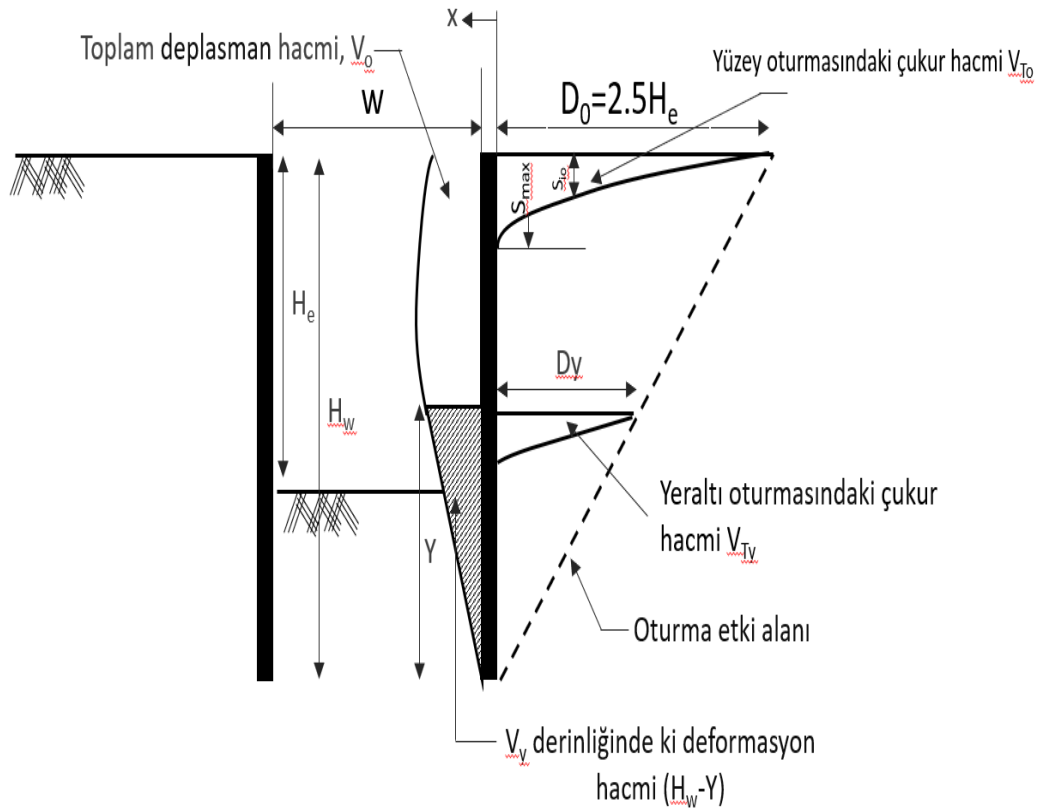
3.4.4. Oturmanın etki bölgesi

Hsieh ve Ou(1998)'ya göre, ana etki bölgesi yaklaşık olarak kazı derinliğinin ($2H_e$) iki katı genişliğinde olup, dört kazı derinliği ($4H_e$) mesafesinin ötesinde oturma etkisi neredeyse yoktur.

Aye ve ark. (2006) etki alanının duvarın arkasındaki derinlikle ilişkisini araştırmış, etki alanının derinlikle birlikte azaldığını, burada değerinin zemin yüzeyinde (D_0) olduğunu ve duvarın ucunda neredeyse kaybolduğunu bulmuştur.

Düşey hareket tahmini için deformasyon profilinin hacmi ile etki alanı içinde herhangi bir derinlikte duvar ve duvarın arkasındaki yerleşim bölgesinin hacmi arasında doğrusal bir ilişki olduğunu düşünmüşlerdir. Oluşturulan bu polinom eğrisi kullanılarak düşey hareketin tahmin edilebileceğini bulmuşlardır. Şekil 3.8'de gösterildiği gibi, Aye ve ark. (2006) çoğunlukla duvar konsol moduna bağlı olması beklenen oturmayı analiz etmiştir. Duvar sehiminin hacmi (V_0), bir boyutlu kiriş-yay modeli kullanılarak yanal duvar sehiminin sayısal olarak bütünleştirilmesiyle elde edilmiştir.

Dayanma yapısının arkasındaki zemin yüzeyinde düşey etki mesafesinin $2,5 H_e$ olduğu tahmin edilmiştir. Şekil 3.9'da gösterildiği gibi, duvarın arkasındaki etki bölgesi alanı, duvarın uç noktalarını birleştiren bir üçgen çizilerek oluşturulmuştur.



Şekil 3.9. DW için dikey hareket tahmininin gösterilmesi (Aye ve ark., 2006).

$$S_{wo} = \frac{4V_o}{D_o} \quad (3.15)$$

$$S_{io} = S_{wo} \cdot \left(\frac{x}{D_o} \right)^2 \quad (3.16)$$

$$D_y = Y \cdot \frac{D_o}{H_w} \quad (3.17)$$

$$V_{TY} = V_Y \cdot \frac{V_{TO}}{V_o} \quad (3.18)$$

Bu denklemler (3.15, 3.16, 3.17, 3.18)'de D_o kazı etki alanını H_w duvar yüksekliği, DW diyafram duvarını, V_o toplam deplasman hacmini, V_{TO} yüzey oturmasındaki çukur hacmini, V_{TY} yeraltı oturmasındaki çukur hacmini ifade eder. Etki alanının duvar derinliğiyle doğrusal olarak azalması, zemin yüzeyinde maksimum değere ve duvarın ucunda sıfır değere ulaşması beklenmektedir.

Önemli yüzey yer değiştirmelerine (D_o) gelince, daha doğru bir çözüm için duvardan maksimum mesafe, Aye ve diğerleri (2006) tarafından önerilen $2,5 H_e$ yerine $2H_e$ olarak düşünülebilir (Korff, 2016). Leung ve Ng (2007) yaptıkları 14 farklı derin kazı vaka çalışmasından yanal duvar deformasyonu ve zemin yüzeyi oturması ile ilgili saha gözlem verilerini toplamış ve değerlendirmiştir.

Tüm gruplardaki kazı etki bölgesinin (D_o) ortalama bir değere ($D_o=2.5H_e$) sahip olduğunu ve bu değer in yumuşak kil ve kumlarda ($D_o=2.0H_e$) ve sert kilde ($D_o=3.0H_e$) gözlenen değerler dahilinde olduğunu bulmuşlardır. Ayrıca, yerinde dökme beton duvar kullanıldığında, ölçülen yanal duvar deformasyonunun ve düşey zemin oturmasının genellikle sistem rijitliğinden etkilenmediğini bulmuşlardır. Tablo 3.4, önceki literatür incelemesinde rapor edilen ortalama δ_{h-max}/H_e , δ_{v-max}/H_e , etki bölgesi (D/H_e) ve $\delta_{v-max}/\delta_{h-max}$ değerlerinin oranları gösterilmektedir.

Tablo 3.4. Ortalama δ_{h-max}/H_e , δ_{v-max}/H_e , etki bölgesi (D/H_e) ve $\delta_{v-max}/\delta_{h-max}$ oranı.

İstatistiksel Veriler	Ortalama δ_{h-max}/H_e		Ortalama $\delta_{v-max}/\delta_{h-max}$		Etki Bölgesi (D/H_e)			$\delta_{v-max}/\delta_{h-max}$
	Yumuşak Kil	Kumlar, Katı Zeminler	Yumuşak Kil	Kumlar, Katı Zemin	Kumlar	Yumuşak Kil	Katı Zemin	Yumuşak Kil
Mean	0.58	0.20	0.49	0.24	2.00	2.30	3.00	1.63
St.Error	0.12	0.02	0.09	0.09	0.00	0.19	0.00	0.64
Median	0.39	0.20	0.33	0.15	2.00	2.20	3.0	1.02
Mode	0.40	0.23	0.25	0.15	2.00	2.00	3.00	0.75
St.Dev.	0.44	0.09	0.28	0.28	0.00	0.56	0.00	1.72
Min.	0.17	0.07	0.13	0.02	2.00	1.50	3.00	0.20
Max.	1.50	0.40	1.10	1.00	2.00	3.50	3.00	5.50
Sum	7.63	2.46	4.91	2.39	10.00	20.70	6.00	11.41
Count	13.00	12.00	10.00	10.00	5.00	9.00	6.00	7.00



4. DERİN KAZI İKSA SİSTEMLERİ HESAP YÖNTEMLERİ VE KAZI YÖNTEMLERİ

4.1. Hesap Yöntemleri

Derin kazı destek yapısı hesapları yapılırken birçok etkenin göz önünde bulundurulması lazımdır. Diğer yapı elemanlarına nazaran daha çok parametre olması, belirsizliklerin fazla olması, zeminin homojen olmaması derin kazı destek yapısı hesaplarını karmaşık hale getiren sebeplerden bazılarıdır. Bu karmaşık hesaplar bazı kabulleri yapmak şartıyla basite indirgenerek hesap yöntemleri geliştirilmiştir. Yapılan hesapların yorumlanmasında geoteknik mühendisinin tecrübe ve bilgi birikimi büyük önem arz etmektedir.

Zemine gömülü derin kazı iksa yapılarının tasarımını yapmak için farklı yöntemler bulunmaktadır. Yöntemler 4 tanedir; limit denge yöntemi, elastik zemine oturan giriş yöntemi, yarı-sonlu elemanlar yöntemi ve sonlu elemanlar/sonlu farklar yöntemi. (Gaba vd., 2003).

4.1.1. Limit denge yöntemi

Limit denge yöntemi, şev stabilite sorunlarının çözümünde detaylı analizler yapılabilen bir yöntemdir. Farklı yükler altında kalan, geometrisi değişken olan şevlerde uygun analiz yapılabilmektedir. Limit denge analiz yöntemi hem karmaşık olup hem de malzemelerin gerçek gerilme-birim deformasyon özelliklerinin çok iyi bilinmesini zorunlu tutar (Duncan ve Wright, 2005; Shukla, 2002).

Limit denge yönteminde hesaplamalar iksa sisteminde göçme olayının meydana geldiği varsayılarak yapılır. Hesaplamalar esnasında güvenlik sayısı dikkate alınarak, destek yapısının gömülme derinliği, etki eden momentler ve kesme kuvvetleri elde edilir (Çalışkan ve Özkan, 2005). Kayma direncinin tam olarak uyandığı düşünülerek limit denge yöntemi analizleri bulunur. Destek yapısında oluşan yüklerin derinlikle birlikte arttığının bilinmesine rağmen, birden fazla ankrajlı destek yapılarına etki eden yüklerin dağılımı normaldekinden farklı olarak meydana gelir. Bu yöntemde zemin ile destek yapısı arasındaki etkileşim yok sayılır, inşa esnasında ve sonrasında meydana gelen gerilmeler hesaba katılmaz, deformasyonlarla alakalı kesin sonuçlar elde

edilemez. Şev, stabilitesini kaybettiğinde güvenlik sayısı hesaplarda bir olarak kullanılır. Kayma direnci limit denge yönteminde bulunabilir. Bu yöntem aşağıdaki 4 madde üzerinde şekillenir;

- 1- Şevlerin düzlemsel veya dairesel kayma yüzeyleri boyunca stabilitesini kaybettiği öngörülür.
- 2- Öngörülen kayma durumuna yakın olan kayma direnci elde edilir.
- 3- Sistemin dengede kalması için olması gereken direnci arazideki arazideki dayanım ile karşılaştırılarak güvenlik sayısı elde edilir.
- 4- İterasyon yapılarak güvenlik sayıları elde edilir(Abrahamson vd., 1996).

4.1.1.1. Toplam ve efektif gerilme analizleri

Derin kazılarda stabilite analizi toplam gerilmeler veya efektif gerilmelere göre yapılır. Hangi seçeneğin kullanılacağı uzun dönem veya kısa dönem durumuna göre değişir. Derin kazıda yüklemedeki artıştan dolayı hızlı olarak göçme olduysa kısa dönem durumu söz konusudur. Yüklemedeki artışa göre boşluk suyu basıncı değişimi, zeminin konsolidasyon süresindekinden daha hızlı olursa stabilite analizi için önem teşkil eder. Zeminin konsolidasyonuna göre yüklemedeki değişim yavaş olursa (doğal şevlerde yeraltı suyu seviyesinin değişimi), analizler uzun dönem durumu olarak çözülür. Kısa dönemin olduğu çözümlerde toplam gerilme analizinin kullanımı saha şartlarında daha elverişlidir.

Toplam gerilmeler kullanılarak, toplam gerilme analizi için drenajsız kayma direnci değerleri elde edilir. Efektif gerilme değerleri c' ve ϕ , boşluk suyu basıncının etkilerini kapsayan efektif gerilme analizinden çıkarılır. Efektif gerilme analizi yer altı suyunun şartlarını göz önünde bulundurduğu için en doğru yaklaşımdır (Rezai, 2013). Kazı esnasındaki boşluk suyu basıncı verilerine, kısa dönem stabilite analizlerinde ihtiyaç duyulmaz. Tablo 4.1’de toplam ve efektif gerilme analizlerinin seçimi verilmiştir.

Tablo 4.1. Toplam ve efektif gerilme analiz seçimi (Lambe ve Whitman, 1969).

Durum	Uygun Yöntem	Tavsiyeler
1. Doygun killerde inşa aşamasından sonraki stabilite hali, inşaat devam ederken ki konsolidasyon süresine kıyasla daha kısa sürmektedir.	Toplam gerilme analizleri yapılırken $\phi=0$, $\tau_v=c$ olacak şekilde düşünülür.	Efektif kohezyon (c') ve efektif kayma direnci açısı (ϕ') analizi yaparken sahadaki boşluk suyu basıncı dikkate alınır. İnşaat esnasında denetimi yapılabilir.
2. Uzun dönem stabilitesi	Efektif kohezyon (c') ve efektif içsel sürtünme açısı (ϕ') analizlerinde yeraltı suyu durumu dikkate alınır.	
3. Yarı doygun killerde inşa aşamasından sonraki stabilite hali, inşaat devam ederken ki konsolidasyon süresine kıyasla daha kısa sürmektedir.	Drenajsız konsolidasyonsuz üç eksenli deneyde bulunan c , ϕ , veya c' , ϕ' ile boşluk suyu basınçları bu yöntemde analiz edilebilir.	Efektif kohezyon (c') ve efektif kayma direnci açısı (ϕ') analizi yaparken boşluk suyu basıncı dikkate alınır. İnşaat esnasında denetimi yapılabilir.
4. İnşaat aşamasındaki stabilite	Efektif kohezyon (c') ve efektif kayma direnci açısı (ϕ') analizi ölçülen boşluk suyu basınçlarıyla birlikte kullanılır.	Deneylerde ölçülmüş olan boşluk suyu basıncı verisinin sahadaki ile uyumlu olması gerekir.

Her türlü koşuldaki stabilite sorunu için efektif gerilme analizi kullanılabilir. Efektif gerilme analizinde, stabilitenin toplam gerilme yöntemiyle elde edilemeyen eğilimi bulunabildiğinden dolayı önemi daha fazladır. Bu analizde boşluk suyu basınçlarının gerçeğe yakın değerler olması gerekmektedir. Yarmalarda güvenlik katsayısı zamanla azalım gösterdiğinden, buna benzer durumlarda uzun süreli stabilite de uygulanabilir (Önalp, 1983).

4.1.2. Elastik zemine oturan kiriş yöntemi

Elastik zemine oturan kiriş yöntemi, yapı-zemin ilişkisini göz önünde bulunduran en basit analiz yöntemidir. Destek sistemindeki iksa duvarı kirişe, zemin ise yaylara benzetilerek tasarımı yapılır. Bu yöntemde zeminin yanal yatak katsayısı yay sabitleri ile ifade olunurken, zemin rijitliği ise yayların rijitliğine benzetilmektedir. Gerçekleştirilen analizlere baktığımızda sistemdeki bazı kuvvet ve deplasmanlar bulunabilirken, bazıları ise bu yöntemde bulunamamaktadır.

Duvar eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, ankraj/destek kuvvetleri ve duvar deplasmanlarını elde edebilmek mümkündür fakat çevre yapıların ve duvar etrafındaki zeminin hareketlerini hesaplamak için yeterli değildir (Karakoç, 2010).

4.1.3. Yarı-sonlu elemanlar yöntemi

Bu yöntem yanal yatak katsayısı yöntemi ile büyük oranda benzerlik gösterir. İkisinin arasındaki temel fark duvar etrafındaki zeminin yarı sonlu elemanlar yönteminde elastik, yatak katsayısı yönteminde yaylarla modellenmesidir. Yarı sonlu elemanlar yönteminde yapı-zemin etkileşimi, eğilme momentleri, kesme kuvvetleri, istinat yapısı sehimleri ve ankraj kuvvetleri elde edilir, komşu yapılar ve duvar etrafındaki zeminler için ise bir şey elde etmek mümkün değildir (Büyükgökçe, 2018).

4.1.4. Sonlu elemanlar yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi teknolojinin ilerlemesi ile yaygınlaşmıştır. Günümüz yapılarının geçmişe nazaran daha karmaşık olması farklı sistemleri bir arada değerlendirebilecek profesyonel yazılımlara ihtiyacı doğurmuştur. Bilgisayar yazılımlarıyla zemin-yapı etkileşimini gerçeğe en yakın olarak modellemek mümkündür. İksa sistemini modelleyerek yapım esnasında karşımıza çıkan duvar momentleri, kesme kuvveti ve deplasmanları, komşu yapılar ile zemin deplasmanları gibi değerleri proje aşamasında tahmin edebiliriz (Karakoç, 2010). Sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan analizlerde kullanılan bilgisayar yazılımları birçok sorunu önceden tespit etmemize olanak sağlar. Yazılımları kullanırken sisteme girilen değerler ve bunların neyi ifade ettiği bilinmelidir. Tasarım yapılırken saha şartları ve projenin sahada uygulanabilirliği göz önünde bulundurulmalıdır (Büyükgökçe, 2018). Tasarım için kullanılan bu yöntemlerin olumlu ve olumsuz yönleri Tablo 4.2 'de özetlenmektedir.

Tablo 4.2. Hesap yöntemleri karşılaştırması.

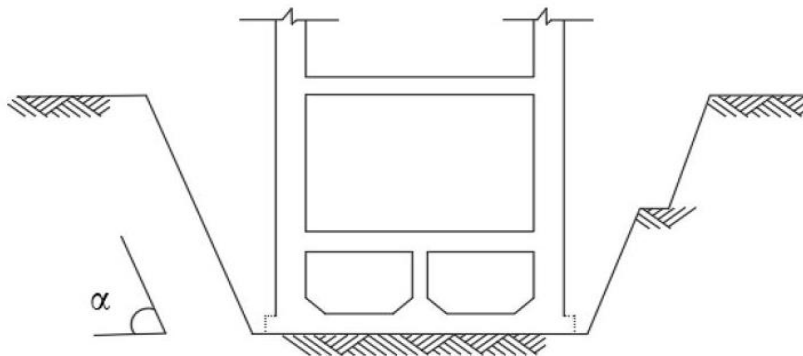
Yöntem türleri	Olumlu yönleri	Olumsuz yönleri
Limit Denge (STAWAL, ReWARD, Vb.)	* Kullanımı basittir. *Çözümleme yapmak için zemin özelliklerinin bilinmesi gereklidir.	*Yapı zemin etkileşimine dikkat edilmiyor. *Sadece 2 boyutlu analiz yapılıyor. * Drenajlı ve drenajsız durum harici modelleme yapılamıyor. *Hesaplama yapılırken kazıdan önceki gerilim durumları göz ardı ediliyor.
Elastik Zemine Oturan Kiriş (WALLAP vb.)	*Analiz yaparken yapım aşamaları tek tek incelenebilir. *Destek elemanlarının deformasyonu incelenir *Kazı aşamasından önceki gerilimler hesaplarda göz önünde bulunduruluyor.	*Analiz sonuçlarında yanal yatak katsayısının bulunması kolay değil. *Sadece 2 boyutlu analiz yapılıyor *Palye ve mesnet durumlarında modelleme yapmak kolay değil. *Destek yapısının arka kısmındaki zemin deformasyonları bulunamıyor.
Yarı-Sonlu Elemanlar (FREW, WALLAP vb.)	*Modellemede analiz aşamaları tek tek girilebiliyor. *Modelleme yaparken zemin yapısı elastik ortam olarak düşünülüyor. *Destek yapısı elde edilemiyor. *Kazı aşamasından önceki gerilimler hesaplarda göz önünde bulunduruluyor.	*Sadece 2 boyutlu analiz yapılıyor. * Destek yapısının arka kısmındaki zemin deformasyonları bulunamıyor.
Sonlu Elemanlar, Sonlu farklar (SAFE, PLAXİS, CRISP, FLAC vb.)	*Modellemede analiz aşamaları tek tek girilebiliyor ve yapı ile zemin arasında oluşan etkiler göz önünde bulunduruluyor. *Farklı zemin modelleri sayesinde deformasyonlarının zemin rijitliği ile birlikte değiştiğini analiz edebiliyor. * Kazı aşamasından önceki gerilimler hesaplarda göz önünde bulunduruluyor	* Modelleme yapmak için tecrübe lazımdır.. *Doğru sonuçların bulunması için doğru modelin girilmesi gerekiyor.

4.2. Kazı Yöntemleri

İksa yapısı inşa aşamasına başlamadan önce araziye en uygun kazı yönteminin belirlenmesi gerekmektedir. Proje süresi, zemin koşulları, komşu yapıların durumu ve kazı maliyeti açısından derin kazı yöntemi hakkında değerlendirme yapmak mühendisin sorumlulukları arasında yer alır. Çoğunlukla tercih edilen kazı yöntemleri; açık kazı yöntemi, konsol perdeler ile kazı yöntemi, iç destekli kazı yöntemi, ada kazısı yöntemi, ankrajlı kazı yöntemi, anolu kazı yöntemi, yukarıdan aşağıya (*top-down*) kazı yöntemidir (Ou, 2006).

4.2.1. Açık kazı yöntemi (Serbest şevli)

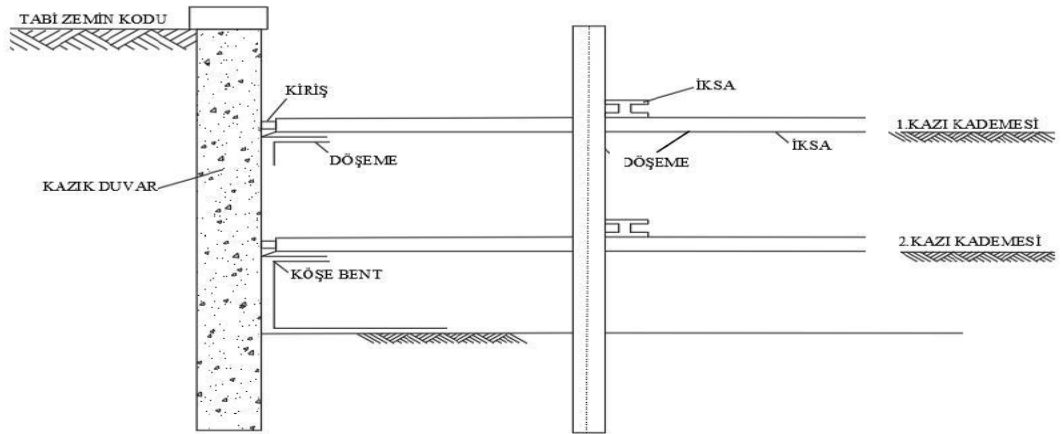
Açık kazı yöntemi, komşu yapıların imalatı engellemediği takdirde yapılan kazı yöntemidir. Diğer kazı yöntemlerine kıyasla en ekonomik yöntemlerden biridir. Kazı derinliğinin fazla olması veya zemin yapısının gevşek olması kazı hacmini aynı oranda artırır, buna bağlı olarak geri dolgu oranının artması maliyetin beklenenden fazla çıkmasına sebep olur (Ük, 2009). Derin kazının duraylılığına etki eden nedenler, kazının derinliği, eğimi ve yeraltı suyu seviyesidir. Bu yöntem ülkemizde ve dünyada çok sık kullanılmaktadır. Açık kazı yöntemi eğimli açık kazı ve konsol iksalı olmak üzere ikiye ayrılır. Eğimli açık kazı yönteminde iksa sistemine veya dayanma yapısına ihtiyaç duyulmaz. Kohezyon ve kayma direnci açısı gibi parametreler göz önünde bulundurularak kademeli şevle hedeflenen derinliğe ulaşılır. Bu uygulama kohezyonu yüksek zeminlerde kullanılır. Kohezyonsuz zeminlerde duraysızlığın kazı tabanından çıkmaması için sızıntı kuvvetlerine dikkat edilmesi gerekir. Açık kazı yöntemi Şekil 4.1’de görsel olarak verilmiştir.



Şekil 4.1. Açık Kazı Yöntemi.

4.2.2. İçten iksalı kazı yöntemi

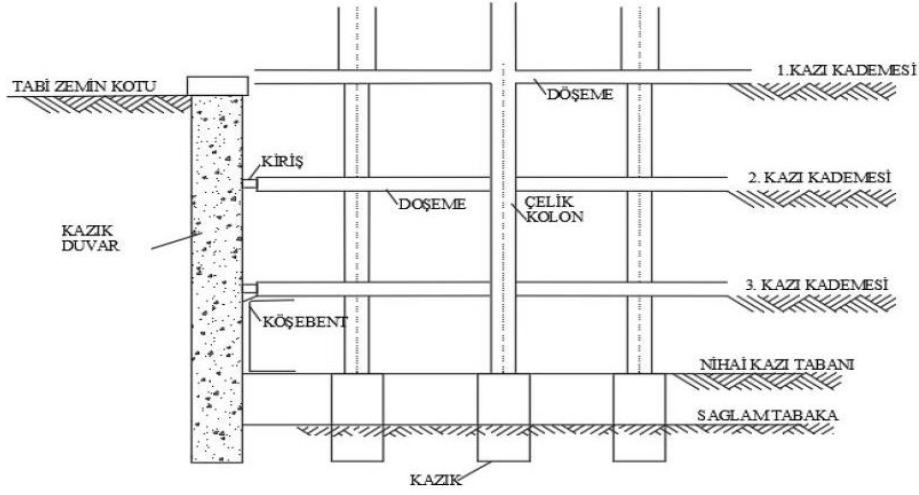
Kazı aşamasında yatay toprak basıncının, destek yapıları ile güçlendirilmesi sonucu oluşan yöntem içten iksalı kazı yöntemi denir. Özellikle büyük şehirlerimizde inşaat sahalarının kısıtlılığı nedeniyle bu yöntemin kullanılması yaygınlaşmaktadır. İksa elemanı, göğüsleme kirişi, dikme ve köşebent gibi yapı elemanları kullanılarak kazı işlemi yapılır. Göğüsleme kirişi meydana gelen yanal toprak basınçlarını yatay elemana iletirken, köşebentlerde ana kirişin boyunu belirli mesafelerde bölerek tali kiriş görevini üstlenerek yatay eleman ihtiyacının minimum olmasını sağlar. Destek elemanının burkulma boyunu azaltarak iksa yapısının göçmesini engellemek için ise dikmeler kullanılır. İçten iksalı kazı yöntemi, her genişlik ve derinlikteki kazıda kullanılabilir olması sebebiyle büyük avantaj sağlamaktadır. Bu yöntemin olumsuz tarafı, kazıyı desteklemek için yapılan yatay ve düşey elemanlar sebebiyle kazı işlemi güçleşmektedir (Çınar, 2010). İçten iksalı kazı yöntemi Şekil 4.2’te gösterilmiştir.



Şekil 4.2. İçten iksalı kazı yöntemi.

4.2.3. Yukarıdan aşağıya (Top-Down) kazı yöntemi

Yukarıdan aşağıya kazı yönteminde kazı, inşaat sahasının üst kotundan temele doğru yapılmaktadır. Kazı işlemi aşamalı olarak gerçekleştirilir. İlk aşamada düşey iksa elemanının (kazık, diyafram duvar vb.) yapımı tamamlanır. Yanal destek için inşa edilen düşey iksa elemanları, taşıyıcılık vazifesini de üstlenmektedir. Bina için yapılan kirişler ve döşemeler de yatay destek elemanı görevini yapmaktadır. Şekil 4.3’te yukarıdan aşağıya kazı yöntemi görülmektedir.

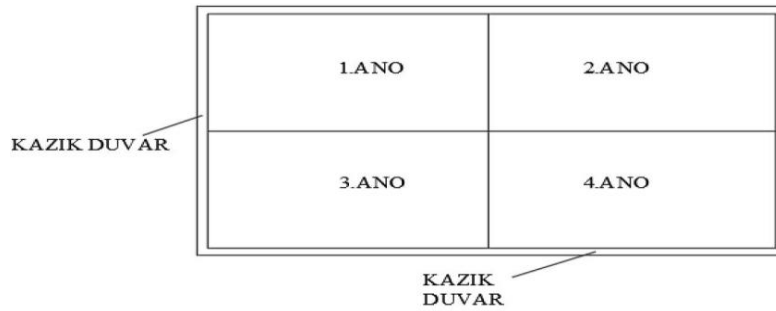


Şekil 4.3. Yukarıdan aşağıya kazı yöntemi.

Bu yöntemin avantajı, kazı-yapı işlemlerinin aynı anda devam etmesi ve kazı işlemi sona erdiğinde binanın zemin kotunun altında kalan kısmının bitmiş olmasıdır. Bu yöntemi zaman açısından değerlendirdiğimizde hızlı ilerlemesi büyük avantaj sağlar, pahalı olması ise dezavantajlı taraflarından biridir (Çınar, 2010).

4.2.4. Anolu kazı yöntemi

Anolu kazı yöntemi, geniş kazı sahasını kendi içerisinde küçük bölümlere ayırarak meydana gelebilecek deformasyonu ve yanıl kuvveti asgariye indirir. Derin kazılarda oluşabilecek deplasmanları en aza indirmek için büyük ölçekli kazı çukurlarının mevcut olduğu kazılarda; kazı işleminin hepsini tek seferde bitirmek yerine kazı yapılacak sahayı birkaç bölmeye ayırarak farklı periyotlarda tamamlanır. Bu şekilde yapılarak olası yer değiştirmeler minimize edilir. Anolu kazı yönteminde oluşacak anoların uzun ve kısa kenarlarının ölçüleri birbirine yakın tutularak deformasyonların az olması sağlanır (Çınar, 2010). Anolu kazı yöntemi görseli Şekil 4.4'te verilmiştir.



Şekil 4.4. Anolu kazı yöntemi.

4.2.5. Aç-Kapa kazı yöntemi

Aç-kapa kazı yöntemi daha çok tünel benzeri yapılarda tercih edilmektedir. Komşu yüzeyler kazıklı temel veya betonarme kolon yöntemiyle yeterli derinliğe ulaştıktan sonra tepe noktasından kazı kotuna kadar kazı uygulaması devam eder. Yapının tavan bölümünün kaplaması bittikten sonra tepe kısmı doğal arazi seviyesine kadar yeniden doldurulur. Bu işlemler yapılırken karşımıza çıkabilecek en büyük sorun yeraltı suyunun durumudur. Yeraltı suyu seviyesi yapı inşaatını etkileyecek düzeyde ise drenaj sistemleri kullanılmalıdır. Bu yöntem şebeke binalarının inşaatında, yeraltı işlerinde, metro projelerindeki istasyon bölgelerinde yaygın olarak uygulanır. Maliyeti dengede tutabilmek için ortalama 10 m derinliğin olduğu yerlerde yapılmalıdır. Aşağıda Şekil 4.5'te aç-kapa kazı yönteminin uygulanışı gösterilmiştir.



Şekil 4.5. Aç-Kapa kazı yöntemi.

Aç-kapa kazı yöntemi, klasik tünel açma yöntemine göre işçilik ve maliyet olarak daha avantajlıdır. Olumsuz tarafı ise önceden inşa edilmiş yapıların bu yöntemi uygulamaya imkân tanımaması, çevreyi olumsuz etkileyecek ses ve gürültü oluşturması, araç trafiğini sıkıntıya sokmasıdır.

4.2.6. Kuyu tipi duvar yöntemi

Yeterli genişlikteki ve desteksiz durumdaki zeminin kendini tutabilme sınırına ulaştığı derinlikte kazı işleminin tamamlanmasının ardından yatay iksa elemanlarıyla kuyuda güçlendirme yapılarak uygulanan kazı yöntemine kuyu tipi duvar yöntem denmektedir. Yatay destek elemanlar; çoğunlukla ahşap kalıp ve kamalardan meydana gelmekte ve bazı bölgelerde çelik elemanlar ile destek sağlanmaktadır (Büyükgökçe, 2018). Şekil 4.6'da kuyu tipi duvar yönteminde iksa yapısı olarak uygulanan sistem gösterilmektedir.

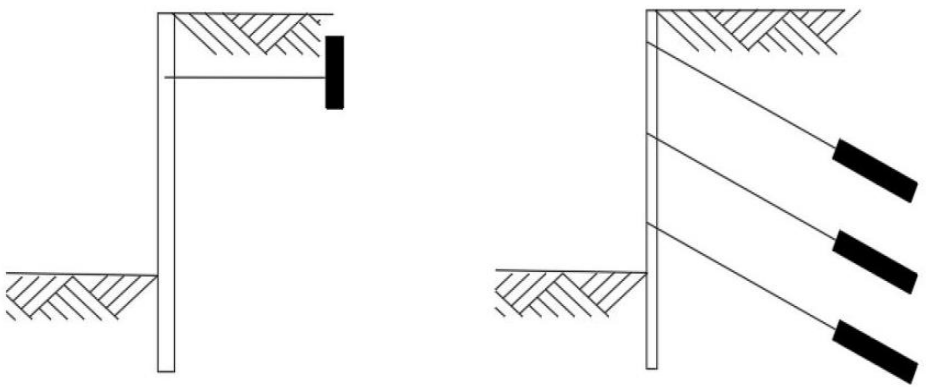


Şekil 4.6. Kuyu tipi duvar yöntemi.

Hedeflenen kazı kotuna kadar aşamalı olarak kazıldıktan sonra aşağıdan yukarıya olacak şekilde duvar uygulaması tamamlanır. 1,5–3,0 m genişliğinde anolar kullanılarak kuyu tipi betonarme duvarlar inşa edilir. Beton dökümünde mutlaka tremi borusu kullanılmalıdır. İksa üst kotuna ulaşınca kadar duvar inşası devam eder. Bu yöntemin uygulanması için yer altı suyu, kuyu derinliğinin üstünde olmamalıdır. Aşırı gevşek zeminlerde kullanımı pek mümkün olmamakla birlikte, kumtaşı ve kilitaşı gibi kaya özelliği taşıyan zeminlerde kullanım kolaylığı sağlar.

4.2.7. Ankrajlı kazı yöntemi

Önceki kazı yöntemlerinde bahsettiğimiz düşey iksa elemanları ankrajlı kazı yönteminde kullanılan düşey iksa elemanları ile benzerlik göstermektedir. Farklı olarak ankrajlar yatay iksa destek elemanlarıdır. Bu yöntemde ankrajlar sayesinde düşey ve yatay iksa yapısının arka kısmındaki zeminden ters direnç elde edilir. Önceki kazı yöntemlerinde pasif dirençten yararlanılmaktadır. Aşağıdaki şekil 4.7’de ankrajlı kazı yöntemi gösterilmiştir.



Şekil 4.7. Ankrajlı kazı yöntemi.

Ankrajlı kazı yapısının kazanımlarından biri; zemine çelik donatı veya halatlar koyularak çekme direnci bulunmayan zeminin çekme dayanımı kazanmasını sağlamaktır. Bu şekilde zemin belli bir düzeye kadar yanal kuvvetlere direnç gösterebilmektedir. Bu yöntemde destek elemanları kazı bölgesinin içerisinde olmadığı için çalışma kolaylığı sağlanır.

Zemin yapısının kesin olarak bilinmemesi yöntemin dezavantajlardan biridir. Yumuşak zemin katmanları, basınçlı yeraltı suları ve zamana göre değişen zemindeki mineralojik yapıdan dolayı meydana gelen erime ve bozulmalar, ankraj delgisi için sıkıntılı bir durumdur. Tahmin edilenden farklı çıkan zemin koşullarında imalat sekteye uğrar, çalışan personel ve ekipmanda yıpranma oluşabilir. Ankraj destekli kazı yöntemi iki farklı kategoriye ayrılır;

1. Pasif ankrajlı (zemin çivili) Kazı yöntemi
2. Öngermeli ankrajlı kazı yöntemi

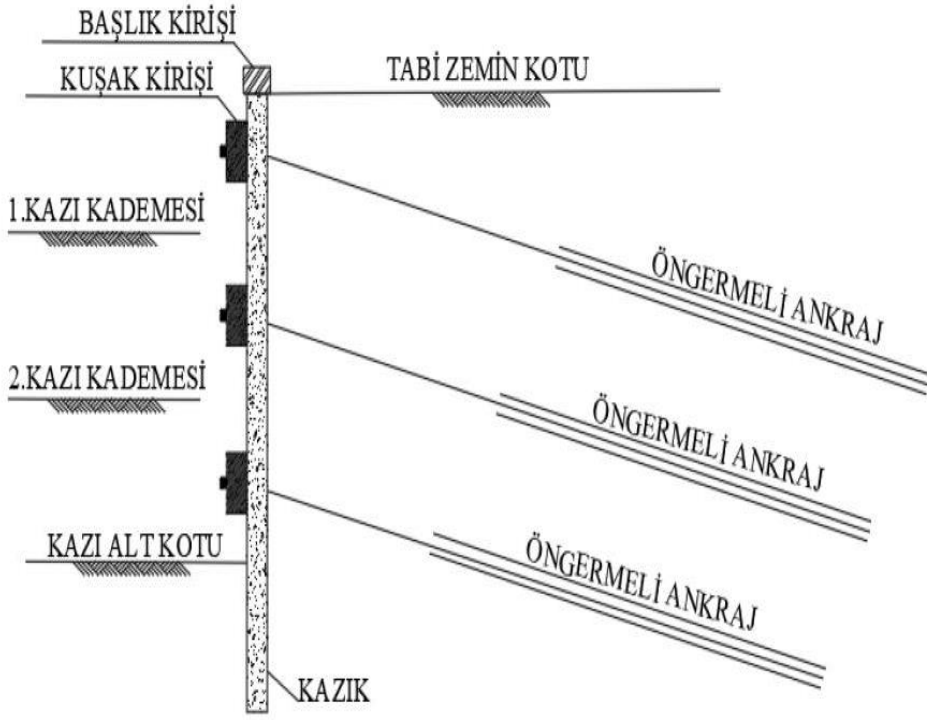
4.2.7.1. Pasif ankrajlı kazı yöntemi

Pasif ankrajlı kazı yöntemi, kazı sırasında ankraj yapısına ön yükleme uygulamadan tümüyle zemin aktif duruma girmesinin ardından faaliyete geçmesiyle gerçekleştirilen kazı yöntemidir. Bu yöntem bulunduğu yeri güçlendirir ve bir bütün olarak çalışmasına yardımcı olur.

Kaya veya sert zeminlerde pasif ankrajlı kazı yöntemi kullanılmaktadır. Derinlik olarak düşük, deplasman tahammülü yüksek kazılarda tercih edilir. İksa sisteminde tuttuğu zeminin yeraltı suyu seviyesi fazla ise barbakanlarla su drenajının sağlanması gerekir. Barbakanların ucu ve etrafı keçe gibi bir cisimle kaplanmalıdır.

4.2.7.2. Öngermeli ankrajlı kazı yöntemi

Düşey iksa elemanlarına uygulanan yanal kuvveti kayma dairesinin dışındaki zemine iletip bu bölümdeki zeminin kayma direncine göre meydana gelen yükü taşıma görevini ve sistemin emniyetini öngermeli ankraj sağlar. Ankrajlara iletilen yanal yük, ankraj aralığına göre farklı değerler alabilmekte olup ortalama 200 kN ile 1000 kN arasında değişmektedir (Xantakos, 1994). Şekil 4.8'te Öngermeli ankrajlı (Zemin çivili) kazı yöntemi gösterilmiştir.



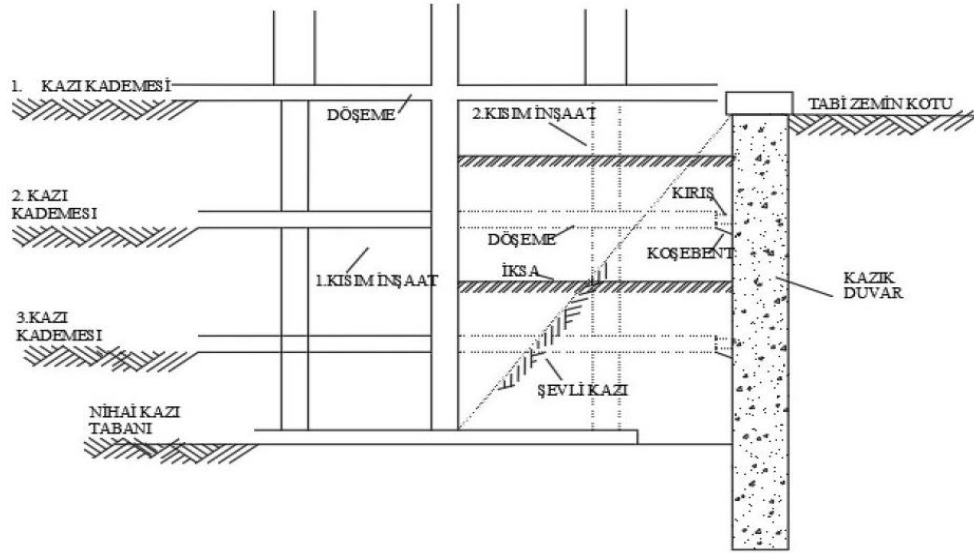
Şekil 4.8. Öngermeli ankrajlı (zemin çivili) kazı.

Öngermeli ankrajlı kazı yönteminin avantajları arasında, çalışma alanı rahatlığı, düşey kazıdan dolayı alandan kazanma, imalatın hızlı tamamlanması ve görece maliyetin düşük olması sayılabilir. Dayanımı düşük zeminler için ankraj kapasitesinin beklenen seviyede olamaması ve yeraltı suyu basıncının yüksek olduğu imalatlarda delgi işleminin zorlaşması yöntemin dezavantajlarındandır.

4.2.8. Ada kazı yöntemi

Ada kazı yöntemi, farklı kazı yöntemlerinin birlikte kullanıldığı bir yöntemdir. Yöntemin imalat aşamasına geçebilmesi için önceki yöntemlerdekine göre daha büyük kazı alanına ihtiyaç duyulur. Uygulama esnasında oluşan soğuk derze uygun projelendirme yapılması gerekir.

İlk olarak çekirdek bölümünün kazısı yapılır, düşey iksa elemanlarına yakın bölümlerin topuk görevini üstlenmesi için şevli uygulanır. Yapının çekirdek bölümünün kazısı imal edildikten sonra şevli bölümler kazılarak düşey iksa elemanları ile yapı arasında iksa elemanları yapılır. Yapının diğer kısımları imal edilirken içten iksalar yerinden çıkartılır. Ada kazı yöntemi Şekil 4.9’da gösterilmiştir.



Şekil 4.9. Ada kazı yöntemi.

Ada kazı yönteminde içten iksalı kazı yöntemine göre iksa elemanı sayısı azdır, bu nedenle maliyet ve işçilik yönünden daha avantajlıdır. Dikkatli imalatı yapılmayan yapı ile iksa elemanı bağlantıları, kurulum ve söküm sırasında zorluk çıkarabilir. Buna ek olarak yeteri seviyede pasif direnç meydana gelmemesi halinde imal edilen topuk bölümü, gereğinden fazla deplasmana ve bilhassa yumuşak zeminlerde göçmelere sebebiyet verebilir. Destek elemanları, belli bir seviyede olan genişlikteki yapıya yaslanması sebebiyle yatay destek elemanlarının boyu ve sayıları azalış göstermektedir. Bundan dolayı çelik elemanların burkulma boyu küçülüp burkulma sorunları engellenmektedir. Maliyet olarak fazla olan çelik eleman metrajı azaltılarak ekonomik olarak da fayda sağlanır. Hafriyat, iksa ve üst yapı işlerinin birlikte uygulanabilmesi ve iksa sistemi önüne şevli kademeler yapılacak kadar yeterli alanın olmadığı durumlarda kullanılamayan bir yöntemdir (Ou, 2006).



5. DERİN KAZI SİSTEMLERİNDE YAPISAL DESTEK ELEMANLARI

Derin kazı sistemleri seçilirken kazı yönetmeliğinde (2022) yer alan sınır koşullar göz önünde bulundurulmalıdır. Tasarım tamamlandıktan sonra belirtilen şartlara uygunluğu kontrol edilir.

5.1. Düşey Yapısal Destek Elemanlar

5.1.1. Keson kuyu perdeler

Keson kuyu perde, insan eliyle kazısı tamamlanan zemine tek yönde kalıp çakılarak imalatı tamamlanan betonarme yapıdır. Su seviyesinin düşük olduğu, aşırı yumuşak olmayan zeminlerde ve kayalarda imalatı yapılabilir (Köse, 2011).

5.1.2. Diyafram duvar

Zeminin hendek gibi açılmasının ardından kuyuya yapılan donatılı veya donatısız beton duvara diyafram duvar ismi verilmiştir. Yeraltı suyunun yüksek olduğu şantiyelerde su geçirimsizliği sağladığı için sıklıkla kullanılır. Kuru zeminlerde de kullanılabilen diyafram duvarlar derin kazılar için düşey destek elemanlarından biridir (TS EN 1538, 2001).

5.1.3. Fore kazıklar

Zeminin sondaj yardımıyla delinmesi sonucu oluşan dairesel kolonların beton ile doldurularak silindir şeklinde meydana gelen yapılara fore kazık denir. Fore kazıklar donatılı veya donatısız olarak imal edilebilir. Zeminin yapısına göre kılıflı (muhafaza borusu) veya kılıfsız olarak yapılır (TS 3168 EN 1536, 2001). Ülkemizde ve dünyada en çok tercih edilen derin kazı destek elemanlarından biridir.

5.2. Yatay Yapısal Destek Elemanları

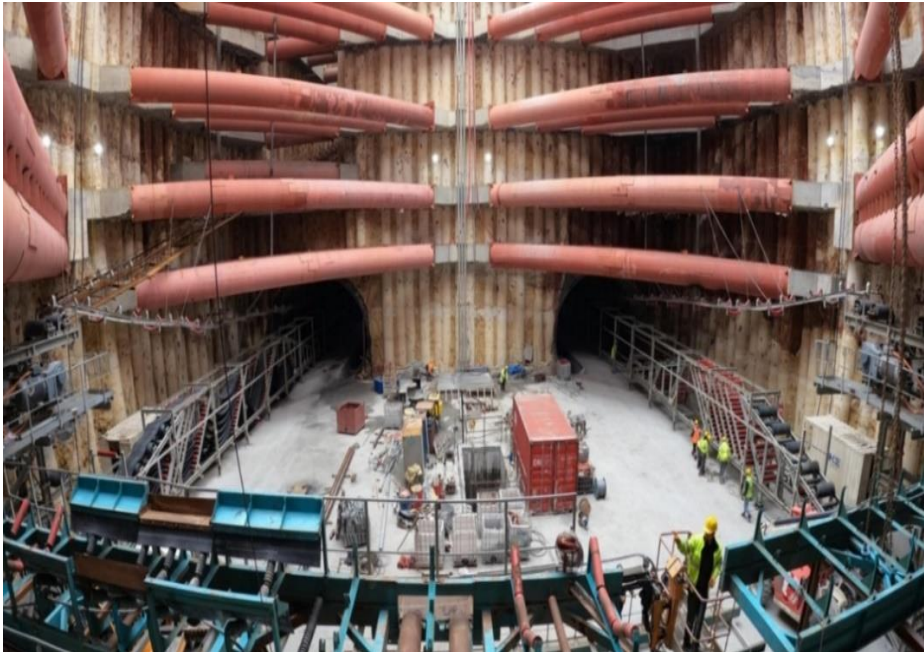
5.2.1. Ankraj

Yatay destek elemanları içten ve dıştan olmak üzere iki farklı kategoride değerlendirilir. Dıştan yatay destek elemanları olan zemin çivisi ve ankraj sisteminin yapılabilmesi için kazı alanı dışındaki zemin tabakasının yeterince dirençli olması gerekir.

Zemin koşulları ankraj yapısına uygun değilse destek sistemi içten destekli yatay destek elemanı olan çelik borularla (*strut*) desteklenebilir. Ankrajlar tercihe bağlı olarak kalıcı veya geçici olacak şekilde üretilebilirler. Eğer korozyona karşı önlemler alınırsa, kalıcı ankrajlar 75 ila 100 yıl arası dayanabilir. Geçici ankrajların ise ortalama 2 yıl servis ömürleri vardır (Dayıoğlu, 2010).

5.2.2. Çelik Boru (*Strut*)

Çelik boru (*strut*) elemanlar, iksaya içten destek sağlayan yatay destek elemanlarından biridir. Çelik borular (*strut*), iksa yapısından gelen tepki kuvvetini diğer bir iksaya veya düşey yapı elemanına iletirler. Çelik borular (*strut*), ankraj veya fore kazık imalatının uygun olmadığı zeminlerde bitişik iki cepheye çapraz konularak, komşu olmayan cephelerde ise karşılıklı olarak yerleştirilir. Yapım aşaması devam eden bina yükselmeye başladıkça çelik borular sökülerek işlem sonlandırılır. Metro hatları ve su yolları gibi yapılarda iksa maliyetlerini azaltmak amacıyla sıklıkla karşılıklı iki perde arasında kullanılır. Kanalların üst yüzeyleri yanal yüklere karşı betonarme yapı elemanları ile kaplanmış olup, çelik boru (*strut*) destek mesnetleri sökülüp tekrar kullanılmak üzere taşınabilmektedir. Şekil 5.1’de çelik boru (*strut*) destek uygulaması gösterilmiştir.



Şekil 5.1. Çelik boru (*strut*) destek uygulaması.

Çelik borular (*strut*) çevreden gelen basınçtan daha çok kendi zati yükü altında zorlanmaya uğrayacaktır. Alan ve mafsal yöntemleri yanal kuvvetin belirlenmesi için

kullanılabilir. Yapılacak analizler sonucu bulunacak normal kuvvet ve eğilme momenti etkisine göre borunun boyutları ve nitelikleri saptanmış olur. Çelik boru (*strut*) destek sistemi projelendirilirken hafriyata engel olmayacak şekilde tasarlanmalıdır. Boru desteğin görevini yapmaya başlaması ile iksa sisteminin temas ettiği noktada deplasmanlar minimuma iner. Boru destekler, ankraj ve zemin çivisine göre rijit davranış gösterirler. Rijit yapı olmasına güvenerek yapılan kontrolsüz kademe kazıları, sistemin taşıma kapasitesini önemli ölçüde azaltabilir. Karşılaşılan en büyük problemlerden biri boruların sökümü sırasında gerçekleşen deplasmanlardır. Karşılıklı veya komşu iki duvar arasına yapılan boru desteklerle sistemin dengede kalması gerekmektedir. Aksi halde hangi duvar güçsüzse sistem o tarafa doğru hareket eder (Dayıoğlu, 2010). Çelik boruları (*strut*) eğilme momenti ve normal kuvvet etkisi altında çalışan bir kolon gibi düşünüp, tasarım ona göre şekillendirebilir. Çelik boru (*strut*) destekler yerinde imal edildiği zaman iki ucu mesnetli serbest bir kiriş gibi kendi ağırlığı altında eğilmeye zorlanır. Çelik boru (*strut*) desteklerin iki ucu mesnetli olup iki ekseninde de burkulma boyları aynı düzeyde olmalıdır. İmalatta kullanılan malzemenin atalet momenti burkulma direnci için önemlidir. Kritik burkulma yükünün hesabı ÇYTHYDE (2016)'a göre aşağıdaki denklemdeki (5.1) gibidir.

$$N_k = \frac{\pi^2 * E * I}{(k * l)^2} \quad (5.1)$$

(5.1) denkleminde; k etkili boy katsayısını, l boyu, I atalet momentini, E elastisite modülünü ve N_k kritik burkulma yükünü temsil eder. Çoğunlukla 12-14 m boylarında imal edilirler. Farklı boydaki borular kaynakla veya bulonla birleştirilerek uzunlukları artırılabilir. Çapları 219 mm ile 2540 mm arası (dıştan dışa), et kalınlıkları 4.0 mm ile 23 mm arası değişkenlik gösterir. Çoğunlukla St 33, St 37, St 42, St 52, X-60, X-65 ve X-70 gibi farklı çelik kalitelerinde imal edilirler (Borusan Mannesmann, 2007). Geoteknik mühendisi tasarımında çelik boru (*strut*)'ların dizilişini, sayısını ve konumlarını belirler.

Çelik boruların (*strut*) kotları mimari kotlarla uyumlu olmalıdır. Kazının ilk adımının başlamasıyla birlikte duvar deformasyonları başlar ve duvar konsol şeklini alır. Kazının ikinci aşaması başlamadan önce, ilk sıra çelik borular (*strut*) yerleştirilir. Birinci sıra çelik borular (*strut*), duvarda yüksek bir eğilme momenti veya duvarda yüksek bir yatay hareket oluşturmayacak şekilde yerleştirilmelidir. Gerekli çelik boru (*strut*) sayısı ve derinliği Tablo 5.1'de sunulmaktadır

Tablo 5.1. Gerekli çelik boru (strut) sayısı ve derinliği.

Kazı derinliği(m)	Çelik boru sayısı	Yüzeyin altında strutların derinliği
$H_c \leq 10$ m	2	1:2 2:6-7
$10 < H_c \leq 15$ m	3	1:2 2:6-7 3:10-12
$15 < H_c \leq 20$ m	4	1:2 2:6-7 3:10-12 4:16-17

5.2.2.1. Çelik boruların tasarımı için basınç değişimi hesaplamaları

Genel kama teorisi tasarım çalışması için gerekli olan derinlikte ki toprak basıncının değişimini açıklamaz. Açık kazılar ile dayanma duvarları arasındaki önemli fark, dayanma duvarlarının tek bir birim olarak hareket etmesi, açık kazıdaki çelik boruların (*strut*) ise bir seferde bir ya da daha fazla borunun deformasyonu durumunda ilerleyici bir göçmeye maruz kalmasıdır. Destek sistemlerinin tasarımı için destekli iksaya karşı ampirik yanal basınç diyagramları Şekil 3.6’da (Peck, 1969) tarafından verilmiştir.

Çelik boru (*strut*) yükleri, düşey elemanların en üstteki ve en alttakiler hariç her boru seviyesinde mafsallı olduğu varsayılarak belirlenebilir. Denklem 5.2, 5.3 ve 5.4’te farklı durumlar için gerilme bağıntıları verilmiştir.

$$\sigma_a = 0.65 \gamma H \tan^2(45 - \frac{\phi'}{2}) \quad (5.2)$$

$$\text{for } \frac{\gamma H}{c_u} \leq 4 \quad \sigma_a = 0.2 \gamma H \text{ to } 0.4 \gamma H \quad (5.3)$$

$$\text{for } \frac{\gamma H}{c_u} > 4 \quad \sigma_a = \gamma H (1 - \frac{4c_u}{\gamma H}) \quad (5.4)$$

Bu denklemler (5.2, 5.3, 5.4)’te yer alan, γ zemin birim ağırlığını, H nihai kazı derinliğini ve c_u drenajsız kayma direncini ifade eder. Denklem (5.1), drenajlı veya efektif kayma direnci açısı (ϕ') ve zeminin doygun birim hacim ağırlığı (γ_d)’ye dayalı olarak kullanılmalıdır. Doygun derinlikler için toprak basıncı ve su basıncı ayrı ayrı hesaplanmalıdır. Yumuşak ila orta yumuşak kilin (yani $\gamma H/c_u > 4$) olduğu durumlarda belirgin toprak basıncı (P) aşağıdaki denklemler (5.5 ve 5.6)’le bulunur.

$$P = \gamma H (1 - \frac{4m \cdot S_u}{\gamma H_e}) \quad (5.5)$$

$$P = 0,3 \gamma H \quad (5.6)$$

S_u zeminin drenajsız kayma dayanımını ifade eder, m aşağıdaki gibi belirlenir:

$$m = (1 > N_b \leq 4)$$

$$(\leq 1 \quad 4 < N_b)$$

N_b , kararlılık sayısıdır ($N_b = \gamma H / s_{ub}$). s_{ub} , temel seviyesinin altındaki zeminin drenajsız kayma direncidir. Sert kil için (yani $\gamma H / c_u \leq 4$) görünen zemin basıncı (P) denklem 5.7'te ki denklem ile bulunabilir:

$$P = 0.2\gamma H \sim 0.4\gamma H \quad (5.7)$$

Denklemler (5.5) ve (5.7) Peck (1969), hesaplama (P) için toplam gerilme yöntemini kullanır, yani boşluk suyu basıncı dikkate alınmaz ve zeminin kayma direnci açısı (ϕ) sıfır alınmalıdır.

Peck yöntemi, yaygın kullanımına rağmen birçok sınırlamaya sahiptir, her türlü zeminde kullanılmaz. Peck yönteminin diğer bir sınırlaması da kumlu zemin basıncının hesaplanmasında zemin sıkılığını dikkate almamasıdır. Peck yöntemi, 10 m'lik bir kazıda çeşitli kumlu zeminler için destekleri tasarlama yeteneğine sahiptir. Yanal çaprazlama, kazı güvenliğini sağlamak için etkili bir yöntemdir. Bunu kullanarak daha derin kazılarda destek tasarlamak nispeten basit bir yöntemdir. Peck yönteminin farklı derinliklerdeki kazılar ve çeşitli rijitlikteki kumlar için çapraz tasarımındaki doğruluğu, hem Peck yöntemi hem de sayısal modelleme kullanılarak borulardaki gerilmelerin karşılaştırılmasıyla değerlendirilir. Peck'in geleneksel yöntemi Tablo 5.2'de verilmiştir. Bu tabloda gösterildiği gibi, Peck'in yöntemi gevşek kum türlerinde 10 m'ye kadar, orta ila sıkı arasında 15 m'ye kadar ve sıkı kum için 20 m'ye kadar kullanılabilir.

Tablo 5.2. Peck yöntemi derinlik ve sıkılık ilişkisi.

Kazı derinliği(m)	Gevşek kum	Orta sıkı kum	Sıkı kum
10	✓	✓	✓
15	✗	✓	✓
20	✗	✗	✓

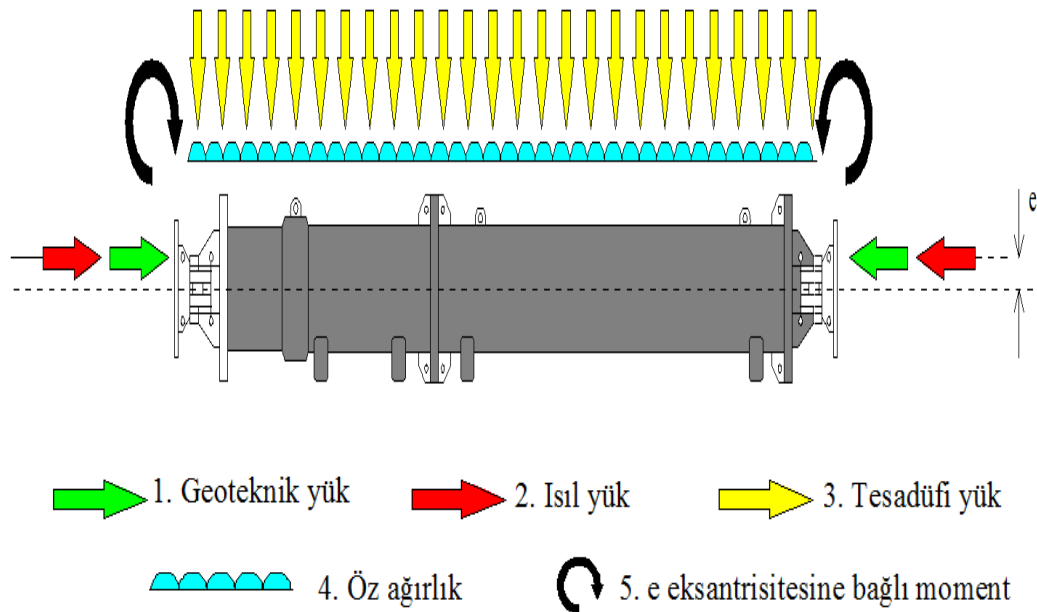
- **Killi kumlarda ve kumlu killerde basınç değişimi**

Kohezyonsuz kumlar için tavsiye edilen ampirik değerler birçok farklı ϕ değerleri ve kayma dirençleri basınç diyagramlarından hesaplanmaktadır. Killi kumun efektif kayma direnci açısı $\phi' = 35^\circ$ ve $c' = 0$ olarak basınç diyagramlarından çıkabilir. Toplam gerilme/konsolidasyonlu-drenajsız durumlar için $c = 0.6$, $\phi = 16^\circ$ 'dir. Kazının daha hızlı gerçekleştirilebilmesi için sahadaki ön drenajın etkili biçimde yapılması gerekir. Belirgin basınç diyagramının genişliği $0.65 K_a * \gamma * H$ olarak alınıp K_a değeri ile hesaplanırsa gözlemlenenlerden çok daha yüksek basınçlar verir. K_a aşağıdaki bağlantıyla bulunur (5.8).

$$K_a = \tan^2\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right) \left(1 - \frac{4c}{\gamma H \tan\left(45^\circ - \frac{\phi}{2}\right)}\right) \quad (5.8)$$

5.2.2.2 Çelik borulara (strut) gelen yükler

Yatay destek elemanı iksa sistemindeki en önemli elemandır. Tasarımı yapılırken mutlaka güvenli tarafta kalmak gerekir. Destek yapısına etkiyen belirsiz bir yük olduğunda sisteme etkiyecek yükler katsayıyla artırılır. Tasarım aşamasındayken, destek yapılarının sahada uygulanması sırasında sisteme etkiyecek yükler göz önünde bulundurulmalıdır. Yatay elemanlara etkiyen kuvvetler Şekil 5.2'te gösterilmiştir (Kazı Destek Yapıları Tasarım ve Uygulama Esasları, 2022).



Şekil 5.2. Yatay elemanlara etkiyen kuvvetler (KDYTUE, 2022).

Karakteristik geoteknik yük sabit bir yük ($G_{k,GEO}$) gibi kullanılır. Karakteristik ısıl yük beklenen ısı farkına göre bulunur ve kazı destek yapısından elde edilen dayanıma göre değişken bir yük ($Q_{k,temp}$) gibi kullanılır. Çelik boruya (*strut*) etki eden moment Şekil 5.2’de gösterilen eksantrisiteye bağlı olarak bulunabilir (Kazı Yönetmeliği, 2022). Kazı destek elemanının zati ağırlığından başka destek üstüne 1.0 kN/m büyüklüğünde doğrusal bir düşey yük ($Q_{k,tesadüfi}$) etki ettiği dikkate alınmalıdır. Bu yayılı yük hesapta olmayan yükleri, inşaat aşamasında meydana gelebilecek düşey yükleri, hareketli bir yük olarak temsil eder. Çelik borunun (*strut*) karakteristik öz ağırlığı, üniform şekilde dağılmış olarak kabul edilir ve sabit bir yük olarak (G_k) kullanılır. Yatay bir çelik borunun (*strut*) tasarımı, enine kesit alanlarının tasarımını içerir. Çelik boruların (*strut*) davranışı genellikle aksel basınç yükleri ve eğilme yüklerine göre değerlendirilir. Kazı yönetmeliği (2022)’ye göre aksel sıkıştırma gerilimi (f_a) denklem (5.9) kullanılarak elde edilir:

$$f_a = (N_1 + N_2) / A \quad (5.9)$$

A çelik borunun (*strut*) alan kesitini, N_1 kazıdan kaynaklanan çelik boru (*strut*) yükünü ve N_2 sıcaklık değişimlerinden kaynaklanan çelik boru (*strut*) yükünü gösterir. N_2 kazı yönetmeliğinde (2022) şu şekilde ifade edilir:

$$N_2 = \alpha_t * \Delta t * E * A * (\beta/100) \quad (5.10)$$

Bağıntıdaki (5.10);

α_t : Destek elemanının yapıldığı malzemenin ısıl genleşme katsayısını,

Δt : Montaj sıcaklığına kıyasla sıcaklık değişimini,

E: Destek elemanının yapıldığı malzemenin elastisite modülünü,

A: Destek elemanının kesit alanını;

β : destek elemanında boy değişimi kısıtlanma yüzdesini (katı-sıkı zeminlerdeki rijit duvarlarda %50, katı-sıkı zeminlerdeki esnek duvarlarda %30; (Richards ve diğ. 1999), (Batten ve Powrie 2000), (Ivanova 2012), (Chamber ve diğ. 2016) ifade eder.

Projeden mesul olan geoteknik mühendisi arazi şartlarına uygun β değerini belirlemelidir. Seviye farkı olan destek elemanların farklı sıcaklık değişimlerine uğrayacağını göz önünde bulundurmalıdır. β değeri derinlikle orantılı olarak

yükselirken, sıcaklık değişim aralığı derinlikle birlikte azalma eğilimi gösterir (Kazı yönetmeliği, 2022).

Eğilme gerilimi (f_b) aşağıdaki ilişki yoluyla hesaplanır (5.11):

$$f_b = M/S \quad (5.11)$$

Denklemden yer alan (5.11), S, kesit modülü; M, çelik boru (strut) ağırlığı ve hareketli yüklerin neden olduğu eğilme momentini gösterir. Geoteknik uygulama aşamasında, M genellikle $\omega L^2/8$ formülünden hesaplanır, burada ω 'nin 0,5 ton/m'ye eşit olduğu ve L'nin kazı genişliği olduğu varsayılır. Önceden belirlenmiş herhangi bir eksantrisite mevcut değilse ve moment aktarımını sağlayan mesnetler belirtilmemişse yapım esnasında olabilecek sıkıntıları değerlendirmek için bazı eksantrisite değerlerini hesaba katmak gerekir. Bunlar:

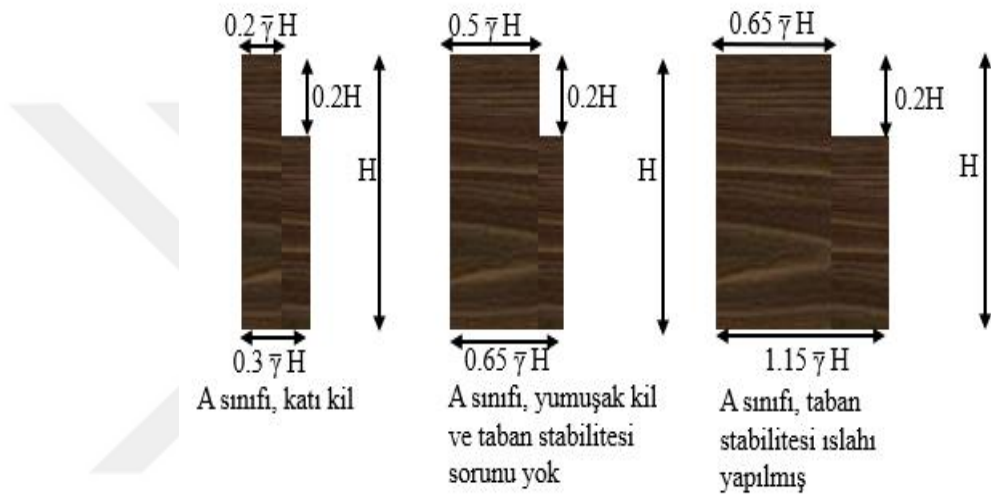
- a) Merkezleyici yoksa çelik yapılarda çelik profil yüksekliğinin (h) ve çelik borularda boru çapının (D) 1/6'sı (h/6; D/6) kadar bir eksantrik yükleme,
- b) Merkezleyici varsa merkezleyicinin temas yüzeyinin 1/6'sı kadar bir eksantrisite hesaba katılmalıdır (Kazı Yönetmeliği, 2022).

• İç destek tasarımı için yayılı toprak yükü tasarım (YTY) yöntemi

- a) Derinliği 20 m'den az olan kazılarda, destek elemanlarına etki eden yükler YTY yöntemiyle belirlenebilir. Destek elemanlarına gelen yükler Şekil 5.4'te gösterilmiştir. Kullanılacak yayılı toprak basıncı dağılımı Tablo 5.3'teki zemin grubu değerlendirilerek hesaplanmalıdır.
- b) Düşey elemanların rijitliği göz önünde bulundurularak Tablo 5.3'te kazı destekleri zemin yapılarına göre ayrılmıştır. Yumuşak kil katmanlarını destekleyen iksa elemanlarına etki eden yükler, taban stabiliteleri göre de alt gruplara ayrılmıştır. Yeraltı su seviyesinin durumuna göre C sınıfı zeminlerde farklı gruplara ayrılmıştır. Şekil 5.3, 5.4 ve 5.5'te sırası ile A, B ve C tipi zeminlerdeki yatay toprak basıncı dağılımları gösterilmiştir. Esnek duvarlar, F ve rijit duvarlar S olarak isimlendirilmiştir (Kazı Yönetmeliği, 2022).

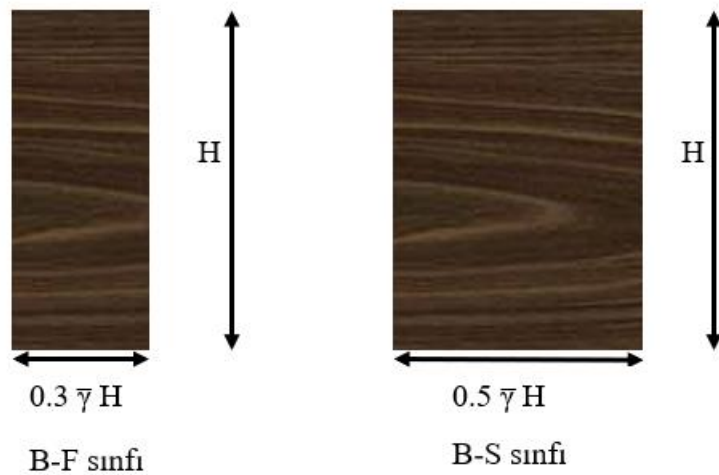
Tablo 5.3. YTY yönteminde kullanılacak zemin grupları.

Zemin Grubu	Tanım
A	Normal ve az konsolide kil zeminler (Yumuşak-katı kil)
B	Aşırı konsolide kil zeminler (Sert-çok sert)
C	Kaba taneli zeminler



Şekil 5.3. A sınıfı zemin (Yumuşak-katı killer) grupları için YTY zarfları.

Burada tanımlanan gerilme dağılışıları esas olarak F tipi duvarlar içindir, ancak S tipi duvarlar için de kullanılabilir.



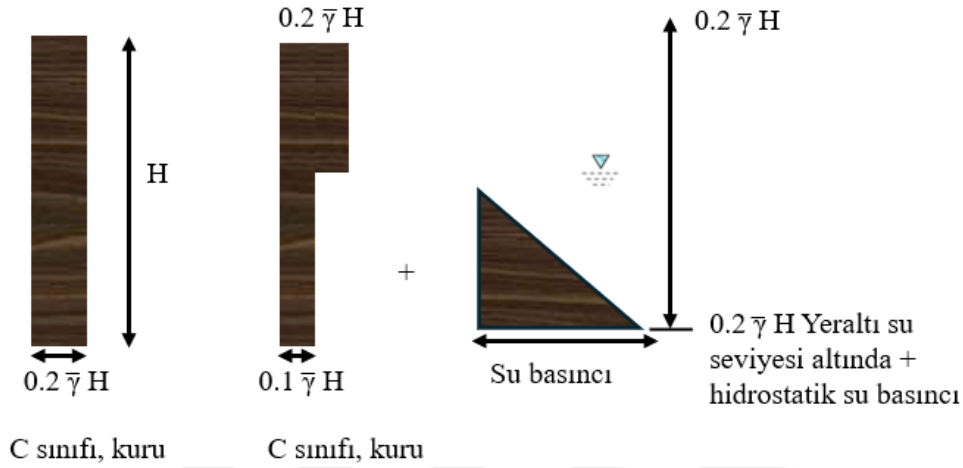
Şekil 5.4. B sınıfı zemin (Katı-Çok katı killer) grupları için YTY zarfları.

Şekil 5.4 ve 5.5'te yer alan;

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı

γ' : Zeminin batık birim hacim ağırlığı

$\bar{\gamma}, \bar{\gamma}'$: İksa yüksekliği (H) boyunca zeminin ortalama birim hacim ağırlığı



Şekil 5.5. C sınıfı zemin (Granüler zeminler) grupları için YTY zarfları.

- **Çelik boru (*strut*) tasarımı**

Çelik destek elemanları duvar düzlemine dik şekilde yerleştirilecektir. Bu sebeple destek elemanı, Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapımına Dair Esaslar-Bölüm 8 (ÇYTHYDE, 2016)'ya göre, eksenel basınç kuvveti etkisi altında projelendirme yapılır. Tasarım için kullanılacak olan çelik boru (*strut*) profil ÇYTHYDE-Tablo 5.1A baz alınarak narin en kesitli eleman olarak sınıflandırılır. Narin en kesitli basınç elemanlarında karakteristik basınç kuvveti dayanımı, aşağıda verilen bağıntıyla ile bulunabilir (5.12)

$$P_n = F_{cr} * A_e \quad (5.12)$$

Burada kritik burkulma gerilmesi, F_{cr} , ÇYTHYDE-Bölüm 8.2'de verilen aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanabilir (5.13, 5.14).

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ için } F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \quad (5.13)$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2.25 \text{ için } F_{cr} = 0.877 F_y \quad (5.14)$$

Boru en kesitli elemanlarda etkin alanı bulmak için ÇYTHYDE-Bölüm 8.2.5'te bahsedilen denklem kullanılır (5.15).

$$A_e = \left(\frac{0.38E}{F_y \left(\frac{D}{t} \right)} + \frac{2}{3} \right) A_g \quad (5.15)$$

Bu denklemlerdeki terimlerin (5.12, 5.13, 5.14, 5.15) açıklaması verilmiştir.

A_g : Kayıpsız enkesit alanı.

F_e : Elastik burkulma gerilmesi.

F_y : Yapısal çelik akma gerilmesi.

F_{cr} : Kritik burkulma gerilmesi.

D : Boru çapı.

t : Boru et kalınlığı.

5.2.2.3. Çelik boruların (*strut*) yerleştirilmesi

Çelik boruları (*strut*) monte etmeden önce, düşey destek duvarında belirli bir yükseklikte betonarme veya çelik kuşak kirişi imalatı yapılır. İksa sistemleri, boru desteklerinin betonarme veya çelik kuşaklarla bağlanmasıyla desteklenir.

Epoksi filizler kuşak kirişlerini düşey yapısal elemanlarda asılı kalması amacıyla sabitler. Çelik boru (*strut*) sisteminde betonarme kuşak kirişi uygulanacaksa boruların monte edileceği bölgelerde çelik plakaların kirişe oturtulması sağlanır. Sahadaki duruma göre borular kesilir veya birbirine eklenir. Doğrudan plakanın üzerine veya kaynağı önceden yapılmış bir oluğa yerleştirilir.

Çelik boru (*strut*), elastik deformasyon limitlerini aşmadan yanal zemin basıncına karşı koyan bir reaksiyon kuvveti oluşturmak için basınçla önceden boruya yüklenebilir. Bu durum, desteğin yanal yer değiştirme miktarının minimumda tutulmasına olanak tanır. Borular mevcut ağırlıklarının oluşturduğu yük sebebiyle eğilme momentlerine ve yanal kuvvetlerden dolayı normal kuvvetlere uğramaktadır. Yapılan tasarımda eğilme ve normal kuvvetlerin etkisi altında kalan bir kolon gibi farz edilip analiz tamamlanabilir. Çelik boruları (*strut*) takarken, her iki ucundan desteklenen bir kiriş gibi kendi ağırlıkları altında bükülmeye uğrayabilir. Bu sebeple çelik boru uzunluğu arttıkça, destek yapısından kaynaklanan yüklere göre kendi ağırlığı altında daha fazla zorlanmaya maruz kalacaktır. Yanal kuvvet analizleri için alan yöntemi ve mafsal yöntemi tercih edilir. Mafsal yöntemi daha sık kullanılır. Boru karelağı ve özellikleri, normal kuvvetlere ve eğilme momentlerine dayalı hesaplamalar

kullanılarak bulunur. Boruların kazıyı engellemeyecek şekilde uygulanması gerekmektedir. Boru plakaya yerleştirilirken arada boşluk kalmaması gerekmektedir.

Boşluk oluşursa kama ve plaklarla doldurulması lazımdır (FHWA-RD-75-130, 1976). Alternatif olarak boşluklar yeterli kaynak kalitesi yapılmak koşuluyla kaynakla da doldurulabilir.

5.2.2.4. Kazı aşaması ve hafriyatın saha dışına çıkartılması

Boru desteklerin birçok avantajı olmakla beraber bazı dezavantajları da vardır. Kazı alanı bu sistemlerde oldukça kısıtlanır. Çelik boru (*strut*) projelendirilirken hafriyat çalışmalarına dikkat edilmelidir. Çünkü borular inşaat sahasında imal edildikten sonra boruların arasından hafriyatı uzaklaştırmak çalışanlar için zor olmaktadır.

İnşaat sahasında çalışırken büyük ölçekli makineler sisteme zarar verebildiği gibi küçük ölçekli makinelerde istenilen düzeyde çalışma yapamamaktadır (Dayıoğlu, 2010). Şekil 5.6’da Çelik borulu (*strut*) destek sisteminde hafriyat çalışmaları görseli verilmiştir.



Şekil 5.6. Çelik borulu (*strut*) destek yapısında hafriyat çalışmaları.

5.3. Zemin İyileştirme Yöntemleri

Zeminler bazen planlanan proje için yeterli dayanım özelliği gösteremeyebilir. Arazideki zeminin durumuna ve projenin büyüklüğüne göre zemin iyileştirilmesi, zeminin kayma direncinin arttırılması, geçirirmliliğinin azaltılması gibi ıslah yöntemlerinin uygulanması gerekebilir.

Zemin iyileştirme yöntemleri birçok farklı kritere göre kendi içinde gruplara ayrılmaktadır. Bu çalışma kapsamında örnek alınan projede ağırlıklı olarak bulunduğundan sadece jet grout uygulamasından bahsedilmiştir.

5.3.1. Jet grout

Jet grout ilk olarak sadece granüler zeminlerde uygulanırken sonrasında enjeksiyon teknolojisindeki gelişmelerle birlikte ince daneli zeminlerde de başarılı şekilde uygulanmaya başlanmıştır. Jet enjeksiyonu ampirik ve teorik denklemlere göre tasarlanmıştır. Geoteknik mühendisi daha önceden elde ettiği birikimleri göz önünde bulundurarak ekonomik, güvenli ve uygulanabilir olan tasarımı gerçekleştirir. Tasarım aşamasından önce birçok farklı durumun analizi yapılmalıdır. İyileştirme sahasıyla ilgili verilerin elde edilmesi, yükleme şartlarının belirlenmesi, malzeme seçimi gibi birçok farklı etken üzerinde çalışılır. Bunlar yapıldıktan sonra mühendis tasarımı tamamlamak için, zemin türü ve parametreleri, enjeksiyon harcının parametreleri, zemin ve enjeksiyon karışımları, katkı malzemesinin özelliklerini belirler. Jet enjeksiyon yöntemlerinden uygun olan seçilerek tasarım tamamlanmış olur (Özturan, 2017).



6. SAYISAL MODELLEME

6.1. Çalışma Alanının Tanıtılması

Bu çalışma kapsamında örnek alınan arazi sıfır eğimli bir morfolojidedir. Yapı 2 bodrum +1 zemin +3 normal kat olmak üzere toplam 6 katlı olacak şekilde inşa edilecek olup 5 bloktan oluşmaktadır. Taşıyıcı sistemi betonarme karkas olarak projelendirilen binanın temel alanı 14.018 m²'dir. Depremsellik özelliklerinin belirlenmesinde Türkiye Deprem Tehlike Haritası uygulaması kullanılmıştır. Zemin etüt çalışmaları sonuçlarına göre, ortalama kayma dalgası hızı ve ortalama SPT darbe sayısı verileri baz alınarak, yerel zemin sınıfı ZE, deprem yer hareketi düzeyi DD-2'dir.

6.2. Mevcut Zemin Araştırmaları

Zemin özelliklerinin tespit edilebilmesi için 10 adet zemin sondajı uygulaması yapılmıştır. Sondaj kuyularıyla arazide deneyler gerçekleştirilmiş, bu sondajlardan elde edilen numunelerle laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Farklı derinliklerden çıkarılan zemin numuneleri üstünde; Zeminde direkt kesme, hidrometrik analiz, su içeriği, elek analizi, atterberg limit tayini deneyleri gerçekleştirilmiştir.

Örselenmemiş numune alınmasına zemin yapısı olanak vermediği için, zeminlerin mekanik parametreleri arazi deney verilerinden ve genel kabul gören korelasyonlar baz alınarak bulunmuştur. Jeofizik deneyler için 6 profil boyunca sismik Masw ölçümleri yapılmıştır.

6.2.1. İnceleme alanı jeolojisi

İnşaat arazisinde yapılan çalışmalarda, ayrık ve katı bileşenleri arasında doğal bağlayıcı çimento görevi görece bağlayıcı bulunmayan veya çok gevşek olarak bulunan bir bağlayıcının su etkisi ile ortamdan uzaklaşarak danelerin serbest hale geçtiği ayrık kayalar ve mineraller topluluğu olan holosen yaşlı alüvyon zemin bulunmaktadır. Alüvyon; kil,silt, çakıl, kum, çamur çökelleridir.

Araştırma sahasında açılan sondaj çalışmalarında yapılan okumalarda yer altı suyuna 2,30-3,00m derinliklerinde rastlanılmıştır. Tablo 6.1'de sondaj logları verilmiştir.

Tablo 6.1. SK-1 ve SK-2 verileri.

Sondaj Kuyusu	Derinlik (m)	Geçilen Birim	Yeraltı Suyu (m)
SK-1	0,30-4,50	Kil (CIM)	2,50
	4,50-12,00	Siltli Kum (SaSi / SaP-SaSi)	
	12,00-13,50		
	13,50-15,00	Kötü Derecelenmiş Kum (SaP)	
	15,00-16,50		
	16,50-18,00	Siltli Kum (SaW-SaSi)	
	18,00- 21,00	Silt (Si)	
	21,00-24,00	Killi Kum (SaCl)	
	24,00-33,00	Kil (CIH)	
	33,00-36,00	Silt (Si)	
	36,00-39,00	Kil (CIH-CIM)	
	39,00-40,00	Silt (Si)	
		Kil (CIH)	
		Siltli Kum (SaSi)	
SK-2	0,30-3,00	Siltli Çakıl (GrSi)	2,30
	3,00-6,00	Kil (CIM)	
	6,00-11,00	Siltli Kum (SaSi / SaP-SaSi)	
	11,00-13,50		
	13,50-16,50	Silt (Si)	
	16,50-40,00	Siltli Kum (SaSi / SaP-SaSi)	
		Kil (CIM)	

6.2.2. Arazi Deneyleri

İnceleme alanındaki sondaj çalışmalarında yapılan SPT deneyleri sonuçları Tablo 6.2 ve Tablo 6.3'te verilmiştir.

Tablo 6.2. SK-1 SPT değer sonuçları.

Sondaj Kuyusu	SPT Derinliği (m)	Arazide Ölçülen N_{30}	Zemin Sınıfı
SK-1	1,50	2	CIM
	3,00	4	CIM
	4,50	13	SaSi
	6,00	12	SaSi
	7,50	31	SaP-SaSi
	9,00	36	---
	10,50	13	---
	12,00	33	SaP
	13,50	16	SaW-SaSi
	15,00	32	SaP
	16,50	12	CIM
	18,00	9	CIM
	19,50	7	CIM
	21,00	12	CIM
	22,50	7	CIM
	24,00	12	CIM
	25,50	15	CIM
	27,00	12	CIM
	28,50	12	CIM
	30,00	15	---

Tablo 6.3. SK-2 SPT değer sonuçları.

Sondaj Kuyusu	SPT Derinliği (m)	Arazide llen N ₃₀	Zemin Sınıfı
SK-2	1,50	4	GrSi
	3,00	5	CIM
	4,50	5	CIM
	6,00	16	SaSi
	7,50	50	SaP-SaSi
	9,00	21	SaP-SaSi
	10,50	14	SaSi
	12,00	14	Si
	13,50	62	SaP-SaSi
	15,00	55	SaSi
	18,00	13	CIM
	19,50	10	CIM
	21,00	12	CIM
	22,50	13	CIM
	24,00	13	CIM
	25,50	16	CIM
	27,00	12	CIM
	28,50	14	CIM
	30,00	17	CIM

Presiyometre deneyleri, her türlü zemin ve yumuşak kayalar için, sondaj deliğine indirilen bir sonda ile meydana gelen radyal basınçların kuyu çeperinde yol açtığı deformasyonlara denk gelen hacim-basınç grafiğinin bulunmasına yardımcı olur. Presiyometre deneyi kısaca zeminin yük/deformasyon özelliklerinin tespit edildiği bir arazi deneyidir. İnşaat arazisinde yapılan arazi çalışmalarında toplam 17 adet presiyometre deneyi yapılmıştır. Deney sonuçları Tablo 6.4'te verilmiştir.

Tablo 6.4. Presiyometre deney sonuçları.

Sondaj No	Derinlik (m)	Presiyometre Deneyi	
		Elastisite Modülü	Limit Basınç P_L
		E_M (kg/cm ²)	(kg/cm ²)
SK-7	6	17	2,94
	12	15	2,24
	18	16	2,98
	24	9	2,97
SK-8	6	25	3,00
	12	22	3,20
	18	27	3,25
	24	33	3,65
SK-9	6	25	2,90
	12	18	2,45
	18	26	3,32
SK-10	6	16	2,28
	12	17	2,19
	18	21	3,33
	24	25	2,34

Alanda ayrıca 2 adet CPT testi yapılmıştır. Yapılan deney sonuçları Tablo 6.5 'te verilmiştir.

Tablo 6.5. CPT değer sonuçları.

CPT No	Ön Delgi Miktarı(m)	Toplam Derinlik(m)	Tarih
Cptu-1	2.00	8.22	16.09.2021
Cptu-2	1.50	8.12	16.09.2021

Jeofizik Çalışmalar kapsamında inceleme alanında Masw (Yüzey dalgası analiz yöntemi) yöntemi ile zeminin sismik sıkıştırma (P) ve kayma (S) dalga hızları ölçülmüştür. Sahada 6 adet Masw ölçümü alınmıştır. Masw deney sonuçları aşağıdaki Tablo 6.6'da verilmiştir.

Tablo 6.6. Masw-1 deney sonucu.

Zeminler İçin Jeofizik-Geoteknik Parametrelerin Belirlenmesi (3 Tabaka)					
Ölçülen Jeofizik Parametreler ve Yapı Bilgileri	Simge	Birim	1.Tabaka	2.Tabaka	3.Tabaka
P (Sıkışma) Dalga Hızları	V_p	m/sn	956	964	966
S (Kayma) Dalga Hızları	V_s	m/sn	170	178	180
Tabaka Kalınlıkları	H	m	5,0	5.0	30
Türetilen Geoteknik Parametreler	Simge	Birim	1.Tabaka	2.Tabaka	3.Tabaka
30 m için ortalama S (Kayma) Dalga Hızı	$V_s(30)$	m/sn	178		
Yoğunluk	ρ	gr/cm ³	1,72	1,72	1,73
Maksimum Kayma Modülü	G_{max}	kg/cm ²	497,4	546,5	559,1
Elastisite Modülü	E	kg/cm ²	1476,0	1620,1	1657,2

Tablo 6.6. (Devamı) Masw-1 deney sonucu.

Türetilen Geoteknik Parametreler	Simge	Birim	1.Tabaka	2.Tabaka	3.Tabaka
Poisson Oranı	ν	-	0,48	0,48	0,48
Bulk Modülü	K	kg/cm ²	15066,7	15299,0	15357,1
Hâkim Titreşim Periyodu	T_o	Sn	1,1		
Serbest Basınç Dayanımı	q_u	kg/cm ²	1,71	1,9	1,95
Zemin Büyütmesi	Z_B	Göreceli	3,0		

6.2.3. Kazı kategorisi ve destek yapısı

Kazı destek yapısı kategorileri, kazı derinliği, yeraltı suyu durumu, kazı derinliği boyunca devam eden zemin türü, komşu binalara olan uzaklık, toplam cephe uzunluğu, bina ömrü ve yatay eleman durumuna göre Tablo 6.7’de verilmiştir.

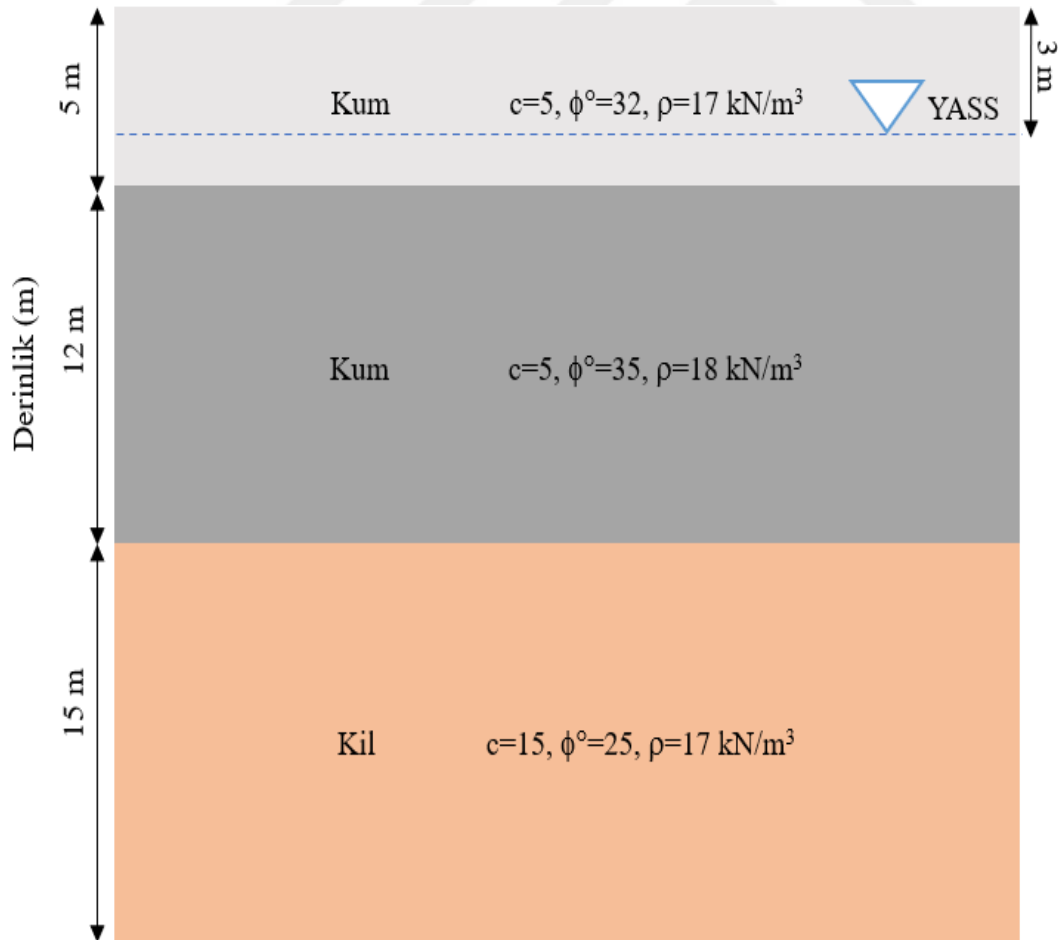
Tablo 6.7. Kazı destek yapıları kategorileri (KDYY, 2023).

Kriterler	Kategori-1	Kategori-2	Kategori-3
Kazı derinliği (H)	0-7 m	7-25 m	≥ 25 m
Kazı taban seviyesi üzerinde yeraltı suyu varlığı	Yok	Her durumda	Her durumda
Zemin Cinsi	Kaya Sıkı-Çok sıkı Kum/Çakıl Katı-Sert Kil	Toplam kalınlığı 2 m’yi geçen kontrolsüz dolgu, bitkisel toprak ve organik zeminler hariç hepsi	Hepsi
Komşu yapı uzaklığı (d)	$D \geq H$	Her durumda	Her durumda
Toplam cephe uzunluğu	0-200 m	Her durumda	Her durumda
Bina ömrü	Geçici/Kalıcı	Geçici	Her durumda
Yatay elemanlar	Yok	Her durumda	Her durumda

Kazı derinliğinin 12 m olması ve yatay destek elemanı kullanılması nedeniyle kazı destek yönetmeliği tasarım el kitabında verilen tabloya göre Kazı Kategorisi-2 olarak sınıflandırılabilir. Kazı yapılacak alanın şehir merkezinde bulunması, çevrede kazıdan etkilenecek binaların yer alması, alüvyon zeminde derin kazı yapılacak olması vb. sebeplerden dolayı inşa edilecek duvarın yatay deplasmanlarının sınırlandırılması gerekmektedir. Bu çalışmada destek yapısı olarak diyafram duvar, ankraj ve çelik boru (*strut*) seçilmiştir.

6.3. İdealize Zemin Profili Ve Yeraltı Suyu Durumları

İnceleme alanında gerçekleştirilen sondaj ve jeofizik ölçümler sonrasında; alüvyon birimler belirlenmiştir. Sondaj kuyularında yapılan yer altı suyu ölçümler sonucunda 2.20 – 3.00 metre seviyelerinde yeraltı suyu gözlenmiştir. Zemin birimlerin su tutma ve taşıma özelliklerine göre, yüzeyden gelecek su sızıntılarına karşı çevre drenajı ve su yalıtımı, önlemleri alınması uygun olacaktır. Sondaj verilerine göre çıkarılan idealize zemini profili Şekil 6.2’de verilmiştir.



Şekil 6.2. İdealize zemin profili.

6.4. Geoteknik Tasarım Parametrelerinin Tespiti

İnşaat alanında, zemin yapısının alüvyon birimden oluştuğu belirlenmiştir. Temel kazısı sonrası yapının temeli alüvyon zemin tabakaları üzerine oturtulacaktır.

6.4.1. Zemin birimler için geoteknik tasarım parametreleri

Zeminler için tasarım parametreleri belirlenirken, sondajlarda alınan temsili örnekler üzerinde yapılan laboratuvar deneyleri ile tespit edilen fiziksel özellikler ile birlikte, ağırlıklı olarak arazi deneyleri sonuçlarından da yararlanılmıştır. Geoteknik analizlerde kullanılacak olan, zeminlerin kısa süreli (drenajsız) ve uzun süreli (drenajlı) koşullarda geçerli parametreler: drenajsız kayma direnci/kohezyon (c_u , c'), kayma direnci açısı (ϕ , ϕ'), şekil değiştirme modülü (E , E') değerleri ile doğal ve doymuş birim hacim ağırlık (γ_n , γ_d) değerleri, laboratuvar deney sonuçlarına uygun olarak seçilmiştir. Likit limit değerine göre yüksek sıkışabilir özelliktedir. Plastisite indisi değerlerine göre orta plastisitelidir. Zemin sınıfı CL olarak belirlenmiş, deformasyon değerlerinin gerçekçi görülebilmesi için “*Hardening Soil Model*” seçilmiştir. Zemin iyileştirmesi için jet grout yöntemi tercih edilmiştir. Tablo 6.8’de destek analizinde kullanılan zemin özellikleri verilmiştir.

Tablo 6.8. Destek analizinde kullanılan zemin özellikleri.

	z (m)	ρ (kN/m ³)	S_u (kPa)	c	ϕ°	E_u (MPa)	v	ψ°
Kum 1	0-5	17	-	5	32	15	0.25	5
Kum 2	5-17	18	-	5	35	22	0.25	10
Kil	>17	17	70	15	25	15	0.35	0
Jet grout		16	500	200	20	4000	0.2	

6.4.2. Destek elemanları için geoteknik tasarım parametreleri

Kazı derinliği 11,9 m olan derin kazı modelinde destek elemanları olarak diyafram duvar, ankraj ve çelik boru (*strut*) sistemi seçilmiştir. Tablo 6.9’da analizlerde kullanılacak diyafram duvarın malzemesinin, Tablo 6.10’da diyafram duvarı destekleyecek yatay destek elemanının (*strut*), Tablo 6.11’de ankrajların parametreleri verilmiştir.

Tablo 6.9. Diyafram duvarın malzeme parametreleri.

Parametre	Sembol	Değer	Birim
Malzeme türü	Tipi	Elastik; izotrop	-
Elastisite Modülü	E_1	30,00 E6	kN/m ²
Eğilme rijitliği	EI	2,500E6	kN/m ² /m
Birim Ağırlık	ρ	24	kN/m ³
Poisson oranı	ν	0,2	-
Diyafram duvar genişliği	-	1	m

Tablo 6.10. Çelik boru (*strut*) malzeme parametreleri.

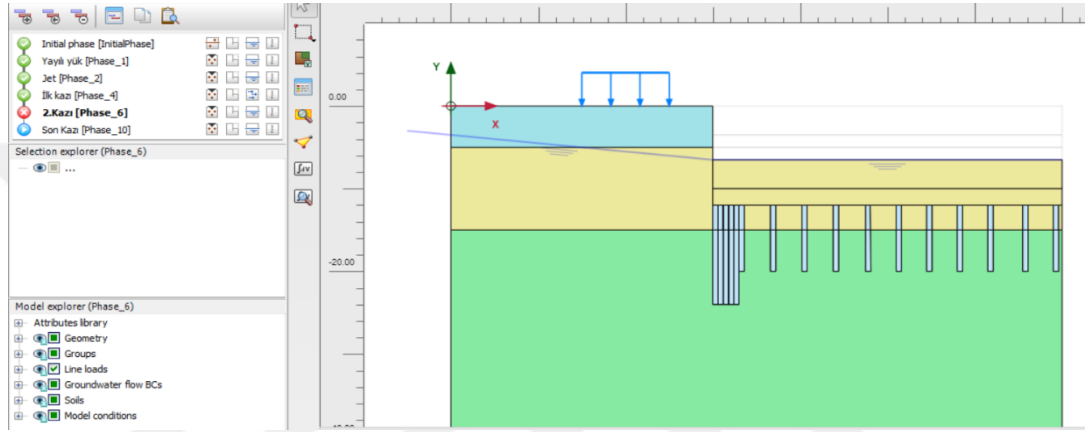
Parametre	Sembol	Değer	Birim
Malzeme türü	Tipi	Elastik; izotrop	-
Elastisite	E	210,00 E6	kN/m ²
Çap	R	1,00	m
Birim Ağırlık	ρ	78,50	kN/m ³
Kesit Alanı	A	0,785	m ²

Tablo 6.11. Ankraj malzeme parametreleri.

Parametre	Sembol	Değer	Birim
Normal rijitlik	EA	500,00E3	kN
Aralık	s	1,5	M
Açı	β	15 ⁰	-

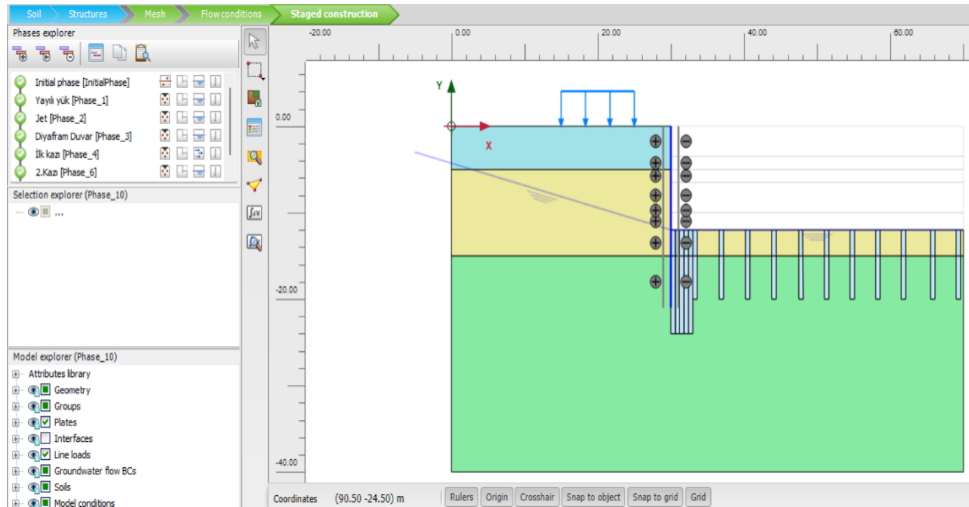
6.5. Plaxis İle Sayısal Çözüm

Önceki bölümlerde verilen geoteknik parametreler baz alınarak Plaxis 2D’de sayısal çözümlemeler yapılmıştır. Kazı çukuru etrafındaki binalar için 2 katın karşılığı olan $q_0 = 30$ kPa yük kabulü yapılmıştır. Yapılar daha önceden inşa edilmiş olsa bile analizlerde yeni inşa edilmiş olarak varsayılmıştır. Plaxis yazılımında pekleşen zemin (*Hardening Soil*) modeli ve drenajlı durum kullanılmıştır. İlk olarak kazı desteksiz olarak çözülmüş, 2.kazı aşamasında göçme meydana gelmiştir. Şekil 6.3’te Plaxis 2D’de desteksiz kazı modellemesi gösterilmiştir.



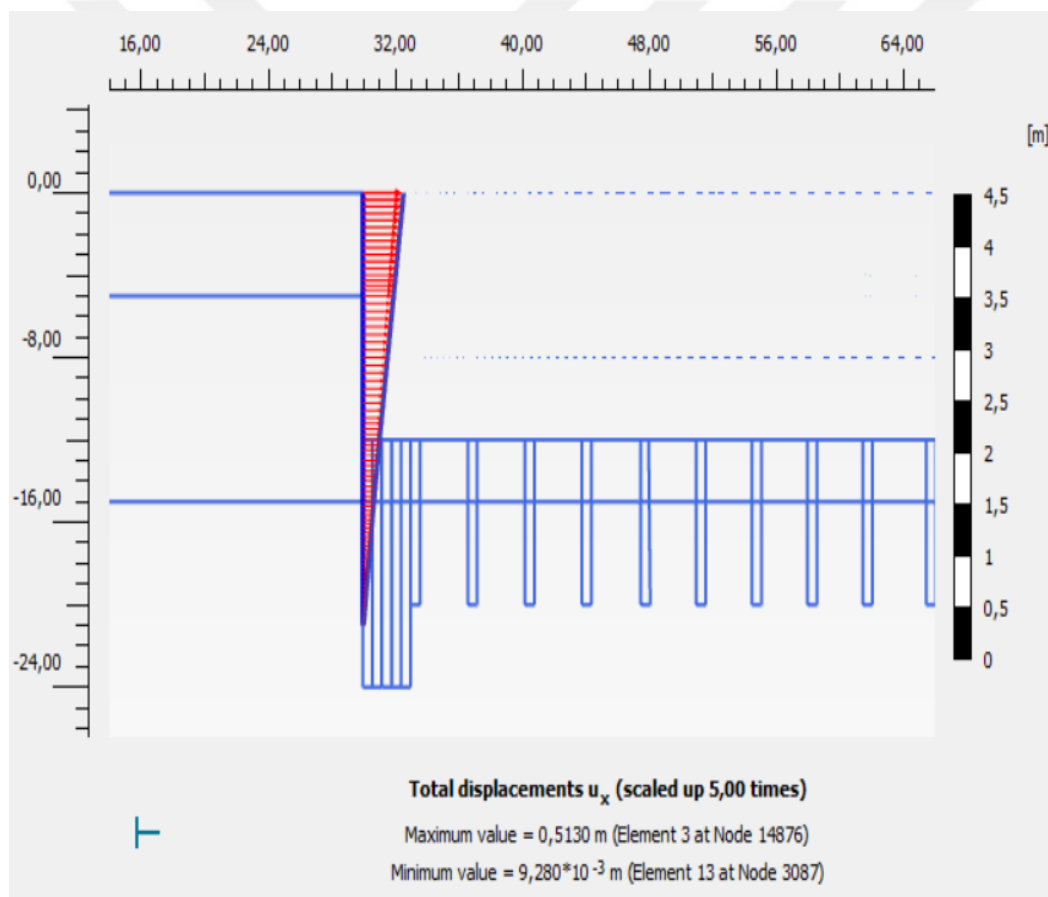
Şekil 6.3. Plaxis 2D’de desteksiz kazı modellemesi.

Desteksiz derin kazı sisteminde meydana gelen göçmeyi engellemek için 21 m derinliğinde, 1 m genişliğinde diyafram duvar sisteme eklenmiştir. Diyafram duvar yeraltı suyunun yüksek seviyede olduğu yerlerde sızdırmazlık görevinde gördüğü için bu tip derin kazılarda sıklıkla kullanılmaktadır. Diyafram duvarlı çözüm Plaxis 2D’de modellenmiş, Şekil 6.4’te verilmiştir.



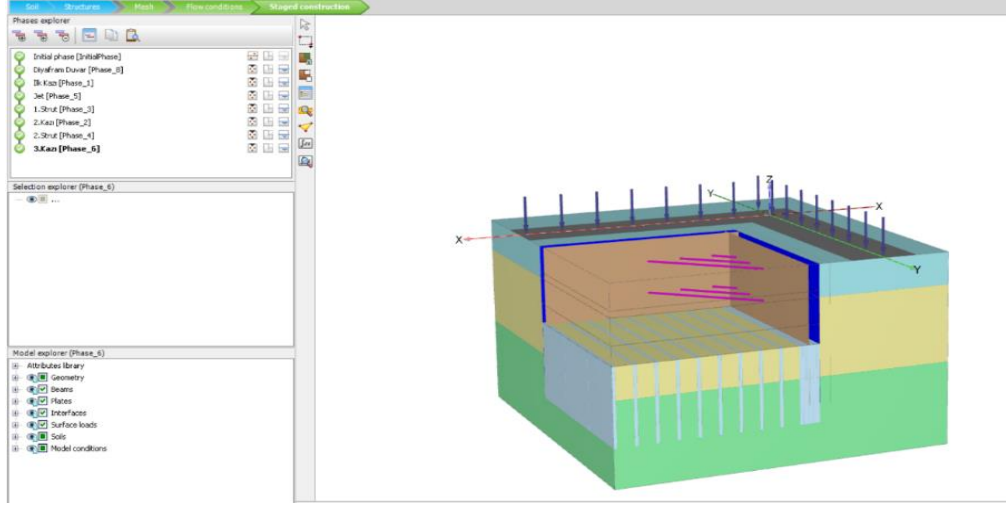
Şekil 6.4. Plaxis 2D’de diyafram duvarlı derin kazı modellemesi.

Diyafram duvarlı derin kazı modelinde sistemde göçme oluşmamasına rağmen, kazı çukurunda aşırı deplasman meydana gelmiştir. Kazı yönetmeliği (2023)’te belirtilen deplasman sınır koşullarına göre içten destekli/yatay destekli iksa yapılarında meydana gelecek yanal deplasmanlar $\delta h/H = \text{‰}2,5 - \text{‰}5,0$ ’i (kazı derinliğinin binde iki buçuğu ila binde beşi) değerleri arasında kalacak şekilde bir üst limit olarak kabul edilmektedir. Yanal deplasmanlar sınır koşulları içerisinde kalacak şekilde tasarımlar dizayn edilmelidir. Kazı derinliği 11,90 m olduğu için maksimum deplasman toleransı 5,95 cm’dir. Sonuçlara baktığımız zaman sadece diyafram duvarın kullanıldığı çözümde yatay deplasman 51 cm civarı çıkmıştır. Bu değer istenilen deplasman miktarının çok üzerindedir. Şekil 6.5’te analiz sonuçlarında oluşan deplasman miktarı gösterilmiştir.

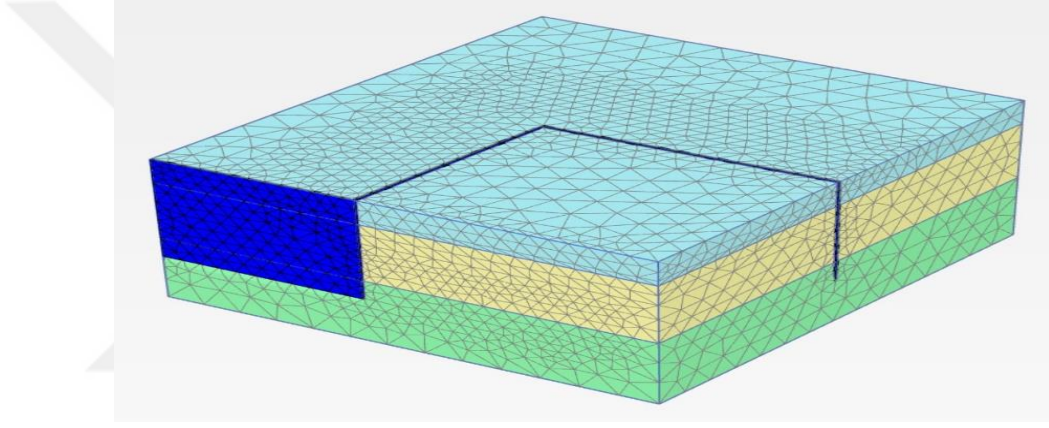


Şekil 6.5. Plaxis 2D’de diyafram duvarlı derin kazıda oluşan deplasman miktarı.

Derin kazı destek elemanları olarak projenin tamamına ankraj uygulaması yapılmak istenilmiş, fakat 8-9 (Şekil 6.8) aksında ankrajların çakışma durumu olduğu için o bölgede çelik boru (*strut*) uygulaması uygun görülmüştür. Analiz ile ilgili görsel Şekil 6.6’da *mesh*’leri gösteren görselde Şekil 6.7’de verilmiştir.

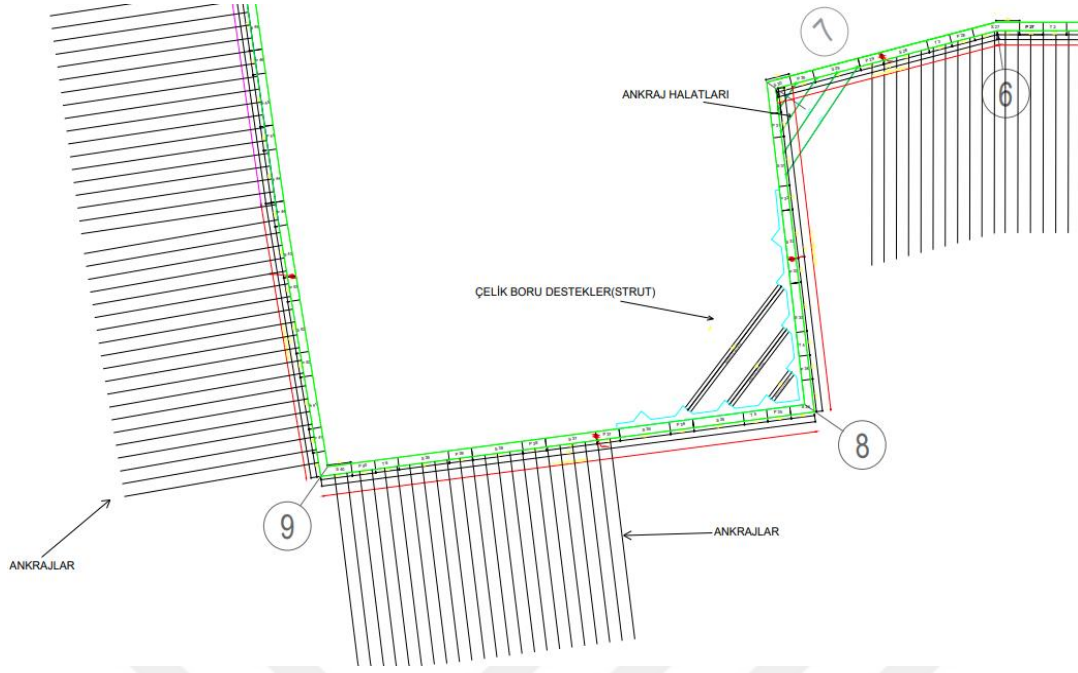


Şekil 6.6. Plaxis 3D’de strut analizi.



Şekil 6.7. Plaxis 3D’de meshlerin dağılımı.

Plaxis 3D’de çelik boru (*strut*) modellemesi yapılmış ancak 7-8 aksı ve 8-9 aksı için istenilen deplasman kriterleri sağlanamamıştır. Sadece çelik borunun (*strut*) kullanıldığı çözümde 15,6 cm deplasman oluşmaktadır. Çelik boru (*strut*) maksimum 30 m açıklıktaki yerlerde uygulandığı için çelik boru (*strut*) ile beraber ankraj uygulamasının da yapılması gerekmektedir. Ancak 7-8 aksında ankrajların çakışma durumu olduğu için çelik boru (*strut*) boyunun kurtarmadığı kısımlarda ankraj halatı yapılacaktır. Ankraj ve çelik boru (*strut*) kotları mimari kotlara göre projelendirilmiştir. Mimari projeye göre ilk çelik boru (*strut*) kotları -4.00 metrede, 2.çelik boru (*strut*) kotları -8.50 m’dedir. İlk kademe ankraj kotları -4.00 m, ikinci kademedekiler -6.50 m, 3.kademedekiler ise -8.50 metrededir. Ankraj delgi işlemi 6-7 aksında başlayıp, 7-8 aksında bitirilecek, her iki tarafa yerleştirilen plakalar yardımıyla iki uçtan germe yapılarak imalat tamamlanacaktır. Şekil 6.8’de akslar üzerinde destek elemanlarının durumu gösterilmiştir.



Şekil 6.8. Akslar üzerinde destek elemanlarının gösterimi.

Seçilen destek sisteminin analizi için Plaxis 3D kullanılmıştır. Bu çalışmanın konusu olan çelik boru (*strut*) için farklı çap, et kalınlığı ve boru uzunlukları denenmiştir. Ayrıca projede yer alan ankraj elemanlarına da analizlerde farklı uzunluk ve aralıklar girilerek en optimum sonuca ulaşılmaya çalışılmıştır. Tablo 6.12’de çelik boru (*strut*) parametreleri aynı, ankraj boyları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması verilmiştir.

Tablo 6.12. Çelik boru (*strut*) parametreleri aynı, ankraj boyları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması.

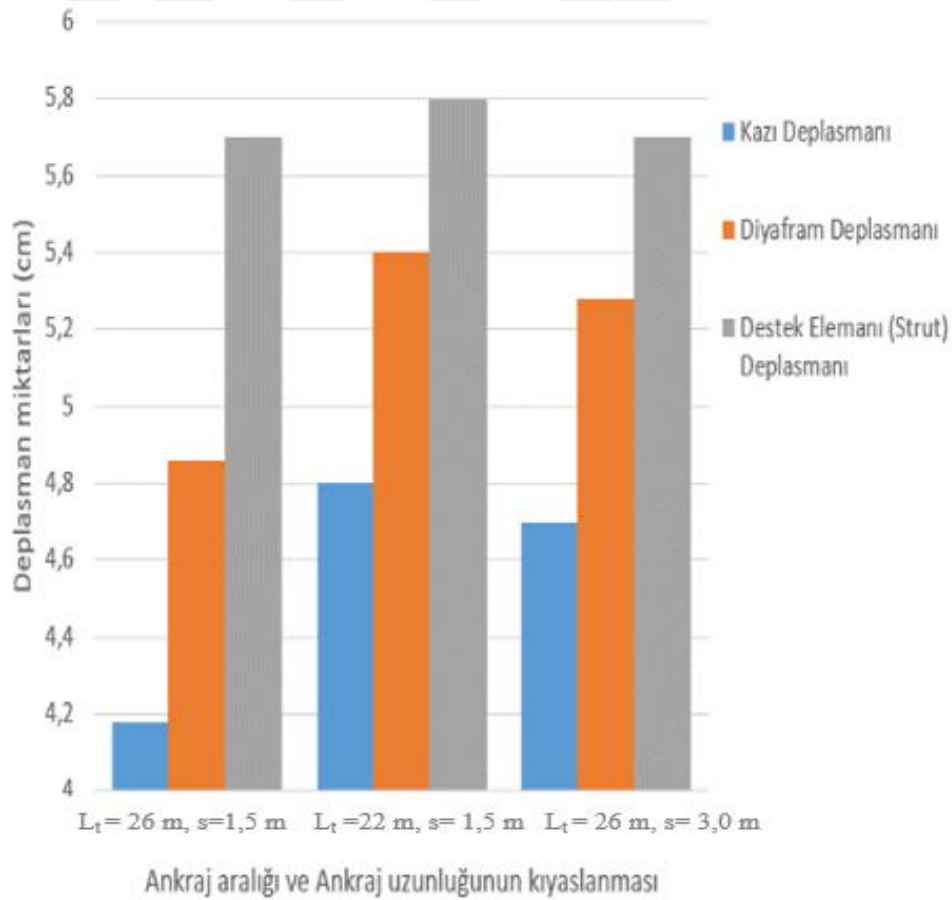
İmalat	Deplasmanlar	Strut’a gelen yükler		Strut’lardaki deformasyonlar	
Ankraj özellikleri (m)	u_x (cm)	-4.00 Kotu	-8.50 Kotu	-4.00 Kotu	-8.50 Kotu
$L_{kök}=14$ m $L_{top}=26$	4,18	1109 kN	875 kN	5,7 cm	4,3 cm
$L_{kök}=12$ m					
$L_{kök}=12$ m $L_{top}=22$	4,8	1187 kN	977 kN	5,8 cm	4,44 cm
$L_{kök}=10$ m					

Tablo 6.13’te çelik boru (*strut*) parametreleri aynı, ankraj aralıkları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması verilmiştir.

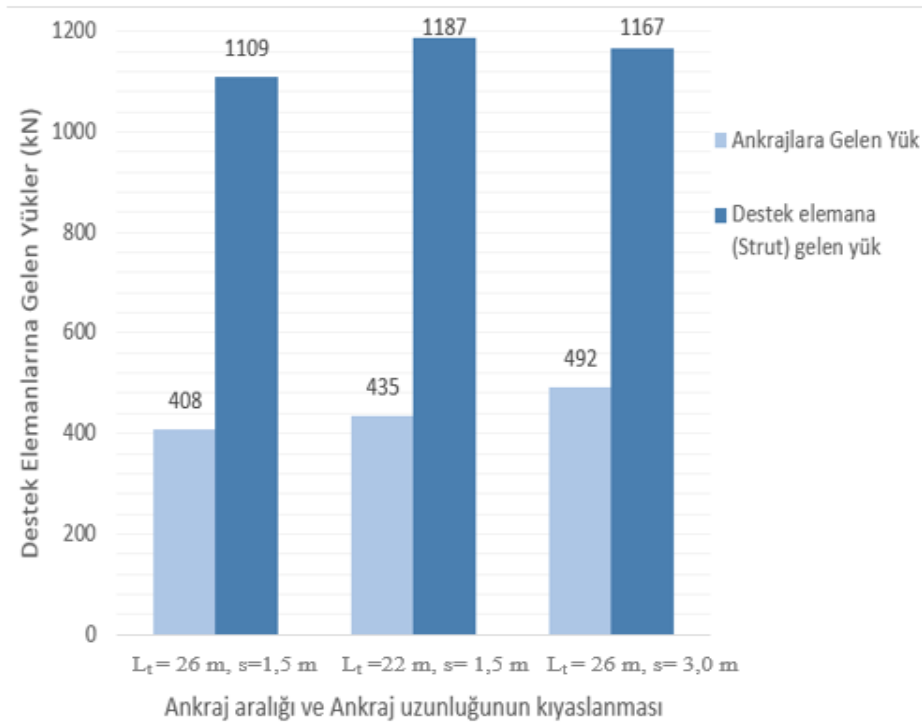
Tablo 6.13. Çelik boru (*strut*) parametreleri aynı, ankraj aralıkları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması.

İmalat	Deplasmanlar	Strut'a gelen yükler		Strut'lardaki deformasyonlar	
Ankraj özellikleri (m)	u_x (cm)	-4.00 Kotu	-8.50 Kotu	-4.00 Kotu	-8.50 Kotu
$L_{kök}=14$ m $L_{top}=26$	4,18	1109 kN	875 kN	5,7 cm	4,3 cm
$L_{kök}=12$ m $s= 1,5$ m					
$L_{kök}=12$ m $L_{top}=26$	4,7	1167 kN	922 kN	5,7 cm	4,36 cm
$L_{kök}=10$ m $s= 3,0$ m					

Şekil 6.9'da farklı ankraj parametrelerinde analiz edilen sistemlerde oluşan deplasman miktarları gösterilmiştir. Şekil 6.10'da farklı ankraj parametrelerinde analiz edilen sistemlerde destek elemanlarına gelen yükler verilmiştir.



Şekil 6.9. Farklı ankraj parametrelerindeki deplasman miktarlarının karşılaştırılması.



Şekil 6.10. Farklı ankraj parametrelerinde destek elemanlarına gelen yüklerin karşılaştırılması.

Tablo 6.14'te ankraj parametreleri aynı, çelik boru (*strut*) çapları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması verilmiştir.

Tablo 6.14. Ankraj parametreleri aynı, çelik boru (*strut*) çapları farklı olan sistemlerin karşılaştırması.

İmalat		Deplasmanlar	Strut'a gelen yükler		Strut'lardaki deformasyonlar	
Strut özellikleri		u_x (cm)	-4.00 Kotu	8.50 Kotu	-4.00 Kotu	-8.50 Kotu
1.Kademe	2.Kademe					
D= 80 cm	D=100 cm	4,18	1109 kN	875 kN	5,7 cm	4,3 cm
t=1,4 cm	t=1,4 cm					
1.Kademe	2.Kademe					
D= 120 cm	D= 120 cm	4,18	1147 kN	888 kN	4,8 cm	4 cm
t=1,4 cm	t=1,4 cm					

Tablo 6.15’de ankraj parametreleri aynı, boru et kalınlıkları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması verilmiştir.

Tablo 6.15. Ankraj parametreleri aynı, çelik boru (*strut*) et kalınlıkları farklı olan sistemlerin karşılaştırması.

İmalat		Deplasmanlar	Struta gelen yükler		Strutlardaki deformasyonlar	
Strut özellikleri		$u_x(\text{cm})$	-4.00 Kotu	8.50 Kotu	-4.00 Kotu	-8.50 Kotu
1.Kademe	2.Kademe					
D=100 cm	D= 100 cm	4,15	1109 kN	875 kN	5,3 cm	4,3 cm
t=1,4 cm	t=1,4 cm					
1.Kademe	2.Kademe					
D=100 cm	D= 100 cm	4,18	1084	818 kN	5,1 cm	4,35 cm
t=0,8 cm	t=0,8 cm					

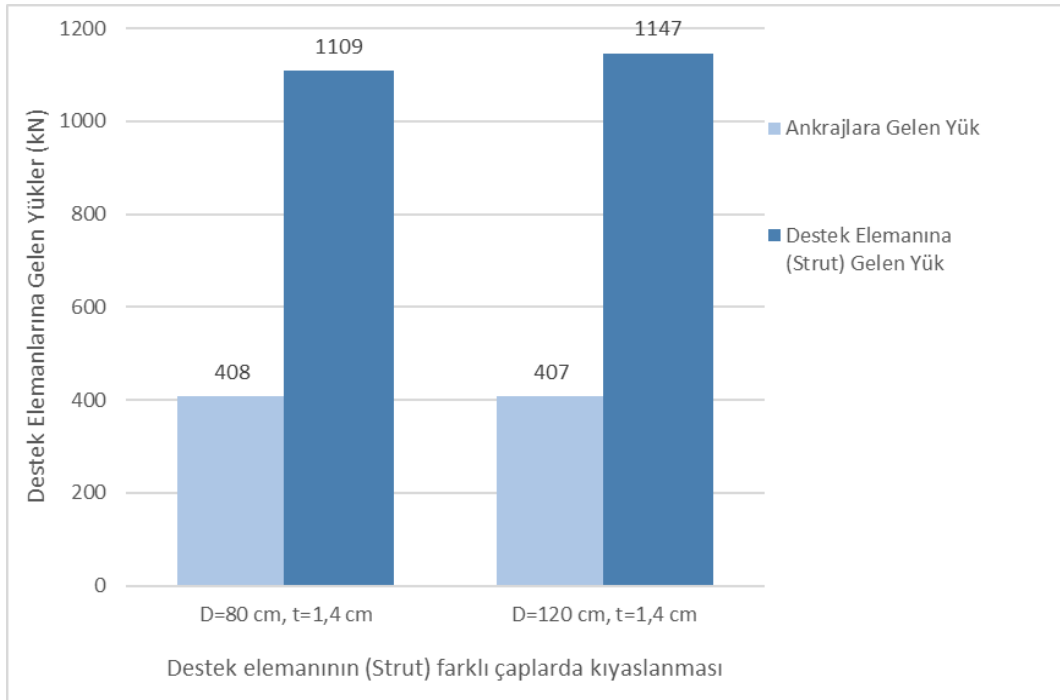
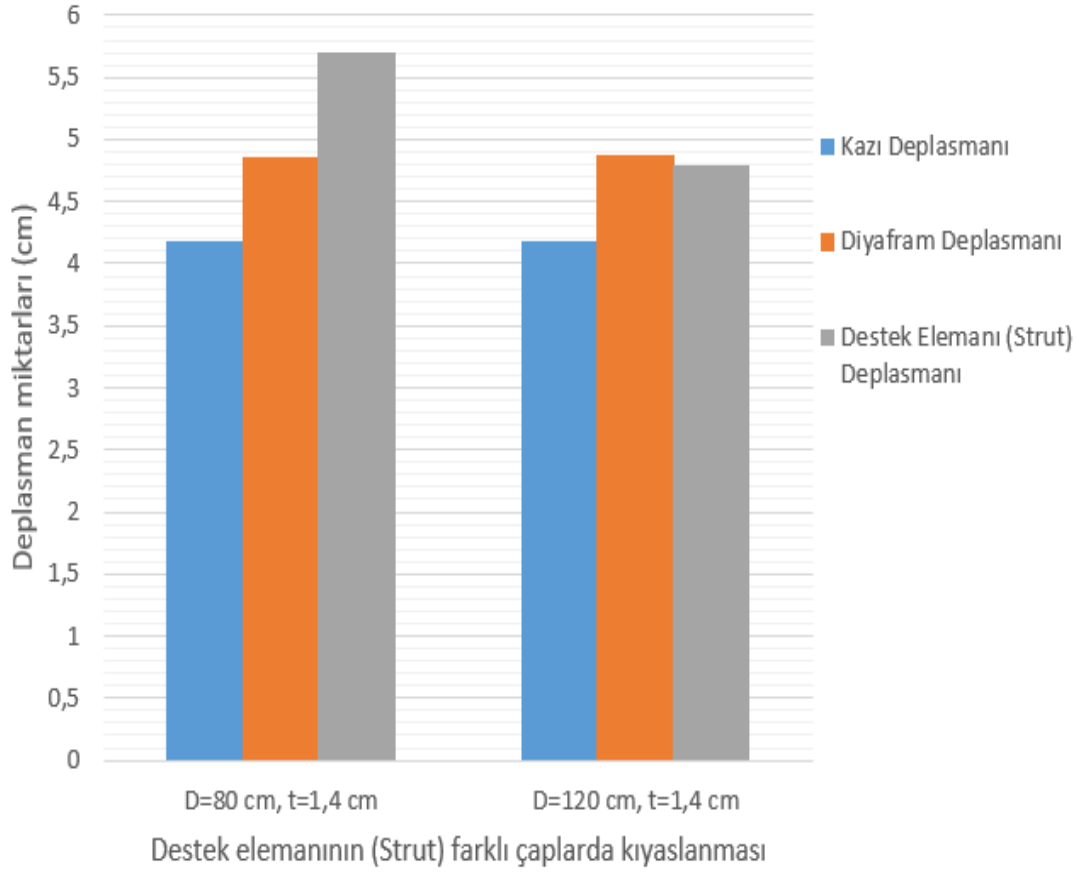
Tablo 6.16’da ankraj parametreleri aynı, boru uzunlukları farklı olan sistemlerin karşılaştırılması verilmiştir.

Tablo 6.16. Ankraj parametreleri aynı, çelik boru (*strut*) uzunlukları farklı olan sistemlerin karşılaştırması.

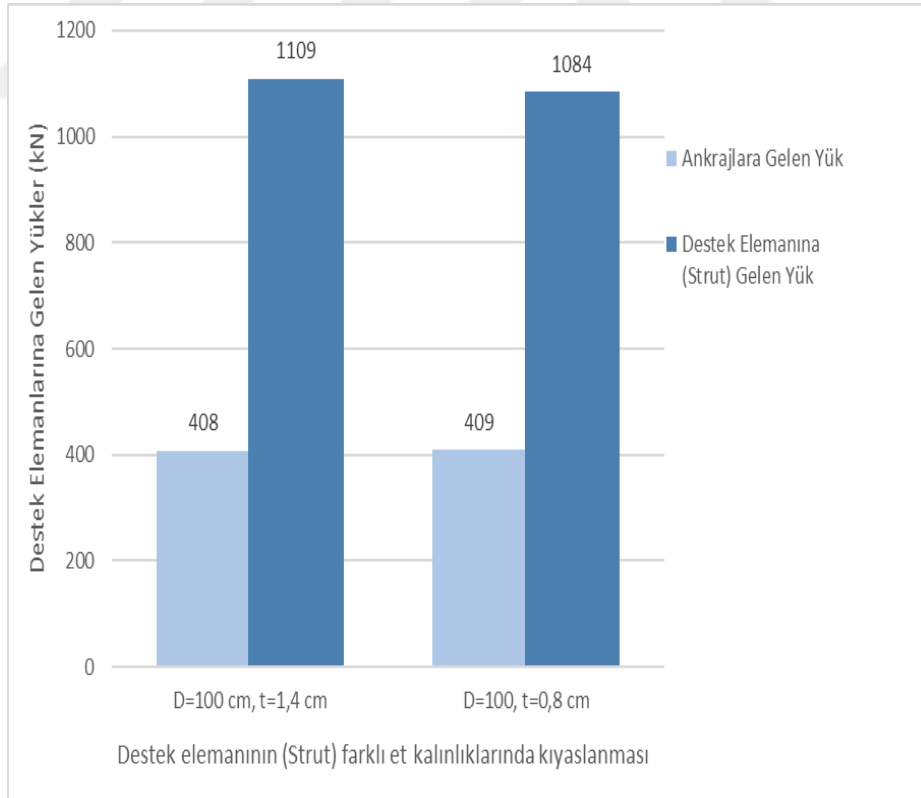
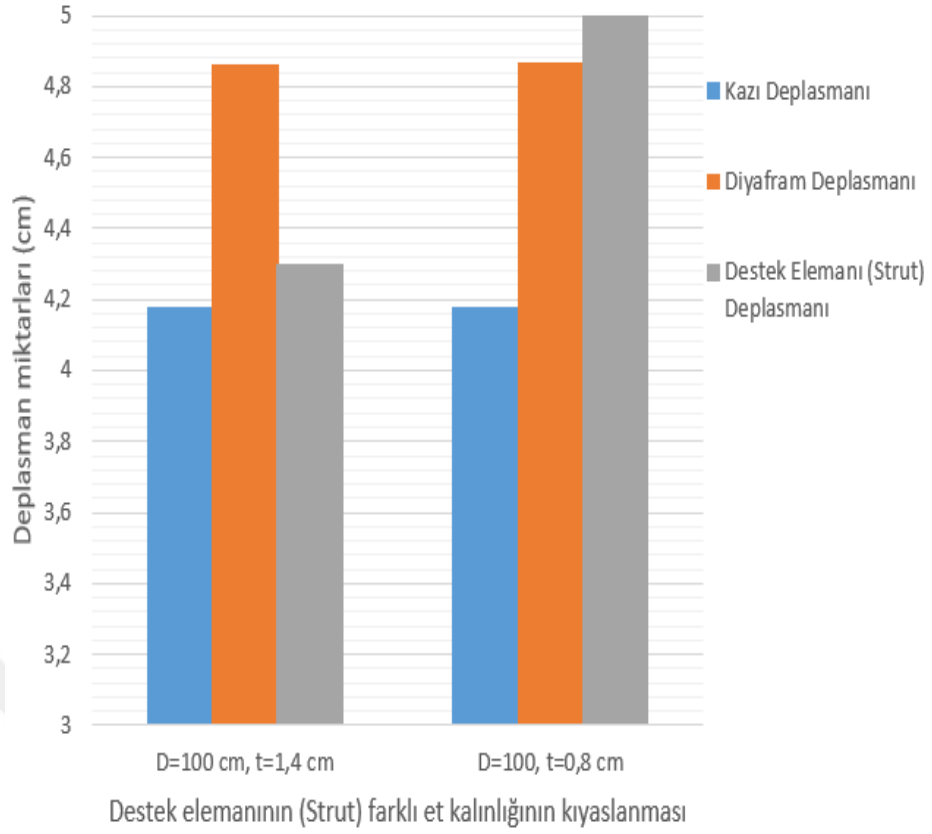
İmalat		Deplasmanlar		Struta gelen yükler		Strutlardaki deformasyonlar	
Boru uzunlukları		$u_x(\text{cm})$	$u_y(\text{cm})$	-4.00 Kotu	8.50 Kotu	-4.00 Kotu	-8.50 Kotu
1. Çözüm							
1. Boru = 4 m							
2. Boru= 8 m		4,15	5,1	1109 kN	875 kN	5,3 cm	4,3 cm
3. Boru= 15 m							
4. Boru= 22 m							
2. Çözüm							
1. Boru= 6 m		4,52	4,98	1171 kN	820 kN	9,5 cm	6,66 cm
2. Boru= 12 m							
3. Boru= 20 m							
4. Boru= 30 m							

Aşağıdaki şekillerde (6.11, 6.12, 6.13) ankraj parametreleri aynı çelik boru (*strut*) parametreleri farklı olan sistemlerde oluşan kazı çukuru, diyafram duvarı ve çelik

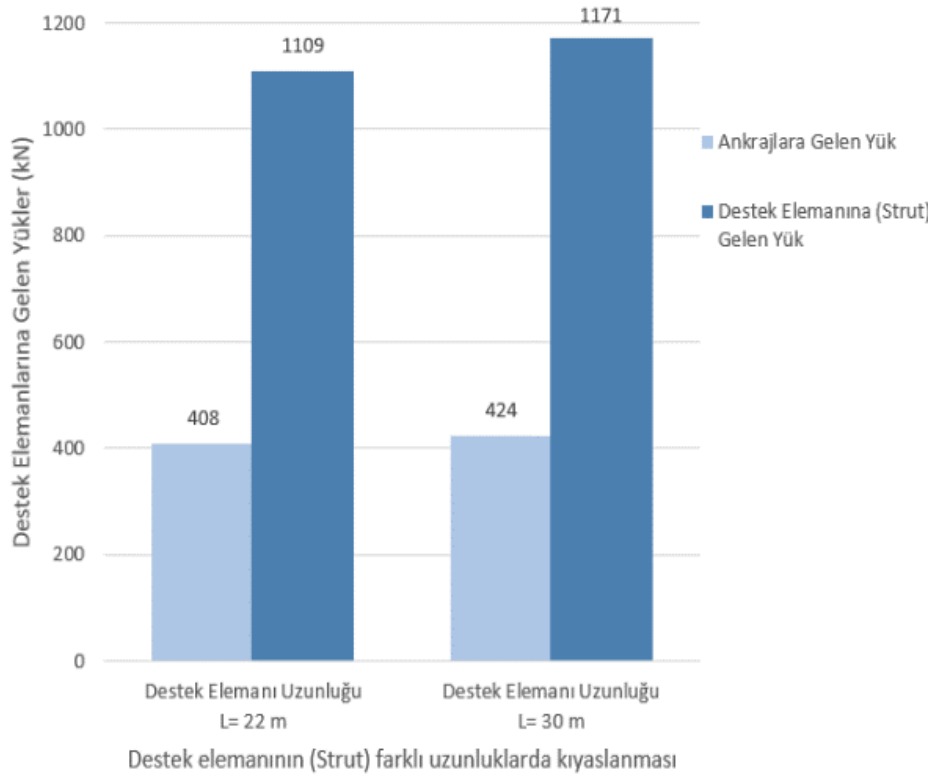
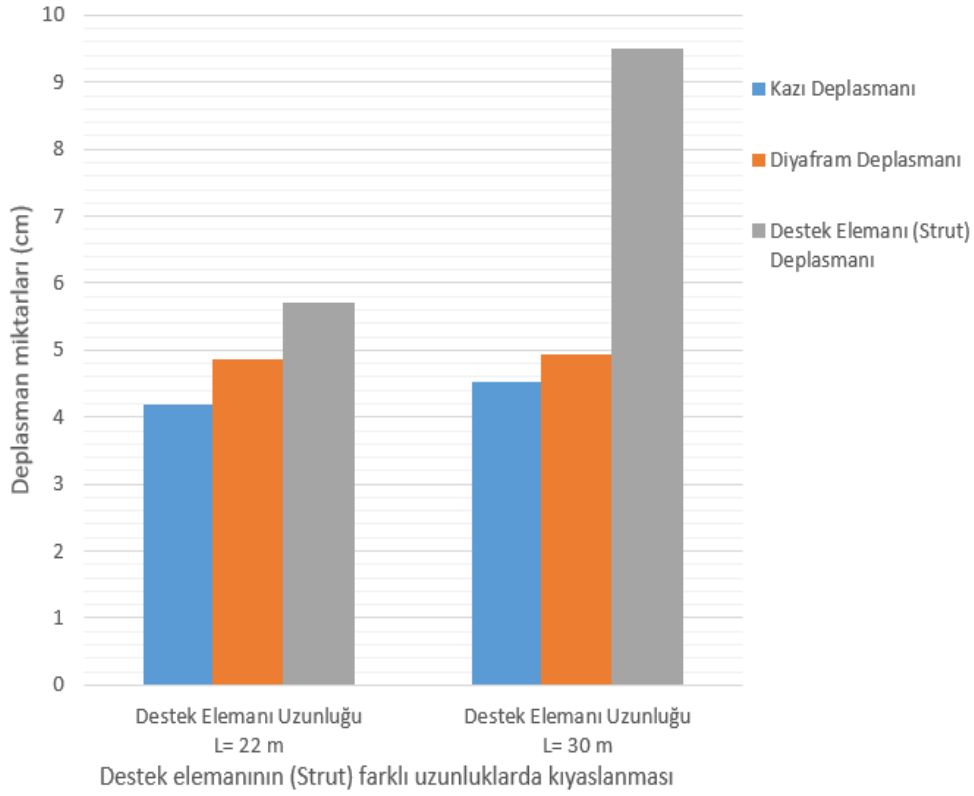
borularda (*strut*) oluşan deplasman miktarları ve destek elemanlarına gelen yükler gösterilmiştir.



Şekil 6.11. Çelik boruların (*strut*) farklı çaplarda denenmesi sonucu oluşan deplasman miktarları ve destek elemanlarına gelen yüklerin karşılaştırılması.



Şekil 6.12. Çelik boruların (*strut*) farklı et kalınlıklarında denenmesi sonucu oluşan deplasman miktarları ve destek elemanlarına gelen yüklerin karşılaştırılması.



Şekil 6.13. Çelik boruların (*strut*) farklı uzunluklarda denenmesi sonucu oluşan deplasman miktarları ve destek elemanlarına gelen yüklerin karşılaştırılması.

Kazı yönetmeliği (2022)'e göre izin verilen yatay deplasman değeri nihai kazı derinliğinin en çok ‰ 2.5 ile ‰ 5.0'i (binde ikibuçluğu ile binde beşi) arasındadır. Bu projede kazı derinliği 11.90 m'dir. Yatay deplasman toleransımız yönetmeliğe göre 29,75 mm ile 59,50 mm arasındadır. Çevrede yoğun yapı bulunması sebebiyle yatay deplasman toleransı ‰ 3.5 seçilmiştir. Proje için belirlenen maksimum yatay deplasman miktarı 41,6 mm'dir.

Farklı ankraj uzunluğu ve ankraj aralıkları arasında yapılan karşılaştırmalarda 26 m uzunluğunda 1,5 m aralıklı ankraj yapısı, farklı boru çapları, et kalınlıkları ve boru uzunluklarını karşılaştırıldığında D=1000 mm, t=14 mm olan çelik borular (*strut*) ile yapılan sistem yönetmelikte izin verilen yatay deplasman miktarını karşılamaktadır. Kazı sebebiyle komşu yapılarda oluşabilecek dönme miktarı statik yükleme durumunda 1/500 değerini aşmamalıdır (Kazı destek yapıları tasarım ve uygulama esasları, 2022). Projede kazı 11,90 metre olduğu için komşu yapılarda izin verilen farklı oturma limiti 23,8 mm'dir. Yapılan analizde komşu yapılardaki farklı oturma miktarı 5 mm olup istenilen düzeydedir.

6.5.1. Yapısal elemanların kontrolü

Yatay destek elemanının eksenel yük taşıma kapasitesi önceki bölümlerde bahsedilen tasarım kriterlerine göre kontrol edilmesi gerekmektedir. Yük kombinasyonlarında belirtilen $G_{k,GEO}$, G_k , $Q_{k,temp}$ ve $Q_{k,tesadüfi}$ yüklerinin hesaplanması bu bölümde yapılmıştır. $G_{k,GEO}$ değeri yükleme durumlarından en yüksek olanı seçilerek hesaplarda kullanılmaktadır. Projede kullanılan çelik boru (*strut*) malzeme özellikleri Tablo 6.17'de verilmiştir.

Tablo 6.17. Çelik boru (*strut*) malzeme özellikleri.

Dış çap (D)	Et kalınlığı(t)	Serbest uzunluğu(L)	Yatay Aralık (s)	Karakteristik Akma Dayanımı(F_y)	Elastisite Modülü	Atalet Yarıçapı(i)
1000 mm	14 mm	22 m	4 m	355 MPa	200000 MPa	350 mm

Narin en kesitli basınç elemanlarında karakteristik basınç kuvveti dayanımı, aşağıda verilen bağıntıyla ile bulunabilir.

$$P_n = F_{cr} \cdot A_e \quad (6.1)$$

Burada F_{cr} kritik burkulma gerilmesi, A_e etkin alandır.

Burada kritik burkulma gerilmesi, F_{cr} , ÇYTHYDE-Bölüm 8.2’de verilen aşağıdaki bağıntılar ile hesaplanabilir.

$$\frac{F_y}{F_e} \leq 2.25 \text{ için } F_{cr} = \left(0.658^{\frac{F_y}{F_e}}\right) F_y \quad (6.2)$$

$$\frac{F_y}{F_e} > 2.25 \text{ için } F_{cr} = 0.877 F_y \quad (6.3)$$

Elastik burkulma gerilmesi F_e denklem 6.4’teki formülle hesaplanabilir.

$$F_e = \frac{\pi^2 E}{\left(\frac{L_c}{i}\right)^2} \quad (6.4)$$

L_c narinlik oranı sınırı ÇYTHYDE-Bölüm 8.1.1’de verilen denklem 6.5’teki gibi bulunur.

$$L_c = K * L \quad (6.5)$$

Bu denklemde K burkulma boyu katsayısı, L desteklenen noktalar arasındaki mesafedir. K katsayısı ÇYTHYDE-Bölüm 6.4.3’te çarpazlı sistemler, perdeli sistemler, yatay yüklerin taşınmasının eğilme rijitliklerinden bağımsız olduğu sistemlerde burkulma katsayısı $K=1$ alınır. L ise 22000 mm’dir.

$$L_c = 1 * 2200 \quad (6.6)$$

$$F_e = \frac{3.14^2 * 355}{\left(\frac{2200}{350}\right)^2} = 158 \quad (6.7)$$

$F_{cr} \frac{355}{158} \leq 2.25$ olduğu için denklem 6.2’deki gibi hesaplanır.

$$F_{cr} = \left(0.658^{\frac{355}{158}}\right) * 355 = 139,01$$

Boru en kesitli elemanlarda etkin alanı bulmak için ÇYTHYDE-Bölüm 8.2.5’te bahsedilen denklem kullanılır (6.8).

$$A_e = \left(\frac{0.38E}{F_y \left(\frac{D}{t}\right)} + \frac{2}{3}\right) A_g \quad (6.8)$$

$$A_e = \left(\frac{0.38 * 200000}{355 \left(\frac{1000}{14}\right)} + \frac{2}{3}\right) * 15 = 54,45$$

Bu denklemlerdeki terimlerin (6.2, 6.4, 6.8) açıklaması verilmiştir.

A_g : Kayıpsız enkesit alanı

F_e : Elastik burkulma gerilmesi (158 MPa)

F_y : Yapısal çelik akma gerilmesi (355 MPa).

F_{cr} : Kritik burkulma gerilmesi (139 MPa)

D : Boru çapı (1000 mm).

t : Boru et kalınlığı (14 mm).

i : Atalet yarıçapı (350 mm)

22 metre uzunluğunda 14 mm et kalınlığında St-52 çeliğinden üretilen narin en kesitli basınç elemanların karakteristik basınç kuvveti dayanımı;

$$P_n = 54,45 * 139 = 7568 \text{ kN'dur.}$$

Çelik boru (*strut*)'ın kullanım ömrü süresince uğrayacağı ısı etkiler $Q_{k,temp}$ ile belirtilmiştir. $Q_{k,temp}$ değerini bulmak için için denklem 6.9'da verilen eşitlik kullanılabilir.

$$Q_{k,temp} = \alpha_t * \Delta_t * E * A * (\beta/100) \quad (6.9)$$

α_t : Destek elemanının yapıldığı malzemenin ısı genleşme katsayısı,

Δ_t : Montaj sıcaklığına kıyasla sıcaklık değişimi,

E : Destek elemanının yapıldığı malzemenin elastisite modülü,

A : Destek elemanının kesit alanı,

β : Destek elamanında boy değişimi kısıtlanma yüzdesi.

Mevsimsel şartlar göz önünde bulundurularak sıcaklık değişimlerinin gerçeğe yakın değerlerde olması hem çelik borunun (*strut*) yerleştirilmesi sırasındaki hava sıcaklığının hem de çelik borunun (*strut*) kullanım ömrü süresince oluşabilecek maksimum ve minimum sıcaklık değerlerinin bilinmesi önemlidir.

Çalışılan projede montajın mart ayında yapılması ve desteklerin 4 ay boyunca sahada kalması düşünülmektedir.

Önceki yılların mevsimsel sıcaklık durumlarına bakıldığında bölgede mart ayındaki en düşük sıcaklık değerinin -1°C olduğu anlaşılmıştır. Yaz aylarında karşılaşılan en yüksek sıcaklık değeri ise 39°C 'dir. Bu durumda imalat esnasındaki sıcaklık değerine

oranla meydana gelebilecek en yüksek sıcaklık farkı 40°C civarında olacaktır. Kesit alanı (A) 433 cm²'dir. Yapısal çelik için genleşme katsayısı literatürdeki çoğu kaynağa göre ortalama 12×10^{-6} 1/°C'dir. (Engineering Tool Box, 2003). Elde edilen bilgilere göre $Q_{k,temp}$ değeri aşağıda belirtilen eşitlikteki gibi bulunmuştur.

$$Q_{k,temp} = 40^{\circ}\text{C} * 12 \times 10^{-6} \text{ 1/}^{\circ}\text{C} * 200000 * 433 \text{ cm}^2 * 0,5 = 2078 \text{ kN} \quad (6.10)$$

P_{SLS} değeri sayısal analizlerdeki en yüksek değer olan P_{SLS}=1109 kN olarak hesaplanmıştır. Bu değer sayısal analizden elde edildiği için, $G_{k,GEO}$ değeri her yük kombinasyonu için farklı değerlerde olacaktır. Tablo 6.18'de sayısal analizlerde çelik borularda hesaplanan en büyük yük (P_{SLS}) gösterilmiştir.

$$\text{LC1 için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.4 * 1109 * 1 = 1552 \text{ kN}$$

$$\text{LC2 için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.2 * 1109 * 1 = 1330 \text{ kN}$$

$$\text{LC3 için } G_{k,GEO} = \gamma_G * P_{SLS} * \gamma_{Sd} = 1.0 * 1109 * 1 = 1109 \text{ kN}$$

Tablo 6.18. Sayısal analizlerde çelik borularda hesaplanan en büyük yük (P_{SLS}).

Boru No	Boru koordinatı	N _{maks} (kN)
1	-4,00 m	1109
2	-8,50 m	875

Çeliğin birim hacim ağırlığı 7.85 gr/cm³ olduğundan denklem 6.11'te verilen bağıntı kullanılarak;

$$G_k = \rho_s * A * L \quad (6.11)$$

$$G_k = 7.85 \text{ gr/cm}^3 * 433 \text{ cm}^2 * 2200 \text{ cm} = 7477 \text{ kg} = 73.0 \text{ kN}$$

Tesadüfi etkiler çelik boru (*strut*) elemanının üzerinde 1 kN/m büyüklüğünde bir yük varmış gibi kabul yapılarak denklem 6.12'ye göre hesaplanmıştır.

$$Q_{k,tesadüfi} = 1 \text{ kN/m} * 22 \text{ m} = 22 \text{ kN} \quad (6.12)$$

Elde edilen bütün değerler kullanılarak tasarım esaslarında açıklanan yük kombinasyonları bulunmuştur.

$$LC1 = 1.4 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.0 * Q_{k,temp} \quad (6.13)$$

$$LC1 = 1.4 * 73.0 + 1.0 * 1552 + 1.0 * 2078 = 3732 \text{ kN}$$

$$LC2=1.2 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 1.6 * Q_{k,temp} \quad (6.14)$$

$$LC2= 1.2 * 73.0+ 1.0 * 1330 + 1.6 * 2078 = 4742 \text{ kN}$$

$$LC3= 1.0 * G_k + 1.00 * G_{k,GEO} + 0.5 * Q_{k,temp} + 1.6 * Q_{k,tesadüfi} \quad (6.15)$$

$$LC3= 1.0 * 73.0+ 1.0 * 1109 + 0.5 * 2078 + 1.6 * 22 = 2256 \text{ kN}$$

Projede tasarımı yapılan çelik borunun (*strut*) burkulma dayanımı 7568 kN'dur. Burkulma dayanımı, hesaplanan yük kombinasyonlarının tamamından daha yüksek olması nedeniyle tasarım tamamlanmıştır.

Ankrajlar için kök bölgesi taşıma kapasitesini bulmak için kazı destek yapıları yönetmeliği tasarım el kitabı (2023)'te verilen denklem (6.16) kullanılır.

$$T_{\max} = L_{\text{kök}}(\pi * D_{\text{delgi}} * \tau_{\text{ult}}) / FS \quad (6.16)$$

Burada;

$T_{\max}$: Maksimum ankraj kapasitesini,

$L_{\text{kök}}$: Öngörülen ankraj kök boyunu (Projede 14 m),

D_{delgi} : Delgi çapını (Projede 65 mm),

τ_{ult} : FHWA uyarınca zeminler ve kayalar için önerilen ortalama kök bölgesi gerilmesi değerini (0.07 Mpa alınmıştır),

FS: Güvenlik katsayısını (minimum 2 olarak kullanılması önerilmektedir).

Ankraj köklerine gelen maksimum yük 400 kN, yatay ankraj aralığı (1,5 m) ve kısmi katsayı (1,35) ile çarpılarak 810 kN bulunmuştur. Verilen denklemlere göre ankraj kök kapasitesi 1000 kN olup yeterli dayanıma sahiptir. Analizler sonucu ankraj halatlarına gelen maksimum yük 450 kN'dur. Kısmi katsayı (1.35) ile çarpılmış hali 607,5 kN'dur. Kendi delen ankrajlar için dış çapı 65 mm, iç çapı 51 mm olan içi boş boru kesitli çelik tercih edilmiştir.

Bu ankrajların dayanım kapasitesi kazı destek yapıları yönetmeliği tasarım el kitabı (2023)'e göre 950 kN olup halatlara gelen maksimum kuvvet değeri olan 607,5 kN'dan büyüktür. Şekil 6.14'te sahada ankraj imalatı gösterilmiştir.



Şekil 6.14. Ankraj imalatı.

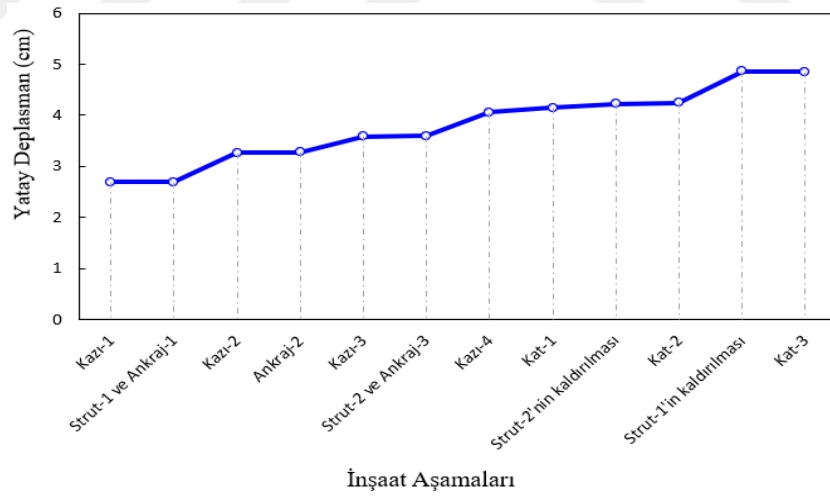
Nihai kazı kotuna ulaşıldıktan sonra içten destekli sistemlerde üst yapının inşaatı başlamakta ve katlar yükseldikçe çelik desteklerin sökülmesi yapılmaktadır. Bu nedenle çelik boruların (*strut*) demontaj işleminin yapıldığı kesitlerin de analizlerinin gerçekleştirilmesi gerekmektedir. Sayısal analiz sonuçlarına göre inşaat aşamalarında oluşan deplasman miktarları Şekil 6.15'te verilmiştir. Plaxis modellerinde kullanılan yayılı temel, yapısal kolon, perde duvar ve döşeme elemanlarının özellikleri Tablo 6.19'da belirtilmiştir. Diyafram duvar ile perde duvarı arasında kalan kısım nitelikli dolgu ile doldurulacaktır. Dolgu malzemesinin özellikleri literatüre uygun olarak seçilmiş olup Tablo 6.20'de gösterilmektedir.

Tablo 6.19. Yapısal elemanların özellikleri.

Parameter	Sembol	Temel	Perde Duvar	Döşeme	Kolon	Birim
Birim Ağırlık	ρ	25	16	34.5	25	kN/m ³
Elastisite modülü	E_1	30.00E6	30.00E6	30.00E6	30.00E6	kN/m ²
Poisson oranı	ν_{12}	0.15	0.15	0.15	0.15	-
Kalınlık	d	1.0	0.3	0.15	1.0×1.0	m
Yatay aralık	s	-	-	-	5	m
Kayma modülü	G_{12}	13.04E6	15.00E6	15.00E6	-	kN/m ²

Tablo 6.20. Dolgu malzemesinin özellikleri.

	ρ (kN/m ³)	S_u (kPa)	c	ϕ°	E_u (MPa)	ν	ψ°
Dolgu	23	-	5	36	40	0.25	6

**Şekil 6.15.** Sayısal analiz sonuçlarına göre inşaat aşamalarında oluşan deplasman miktarları.

İnşaat aşamalarına göre en büyük yatay deplasman 4,86 cm hesaplanmıştır. Diyafram duvarların deplasman grafiği incelendiği zaman, -4,00 metredeki çelik boruların (*strut*) kaldırıldığı aşamada deplasmanın maksimum değerde olduğu gözlenmiştir.



7. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında derin kazı destek sistemi çözümü ele alınmıştır. Derin kazıya etkiyen yükler, derin kazı destek sistemleri, kazı yöntemleri üzerinde araştırmalar yapılmış, özellikle çelik boru (*strut*) üzerinde detaylı incelemeler gerçekleştirilmiştir. Örnek proje kapsamında yapılacak olan destekli (Ankraj, diyafram duvar, *strut*) derin kazı geoteknik yazılım programı Plaxis 2D ve Plaxis 3D yardımıyla da çözümlenmiştir.

Plaxis 2D’de derin kazı desteksiz olarak modellenmiş, sayısal analiz sonuçlarında kazıda göçme meydana geldiği gözlenmiştir. Yeraltı suyunun yüksek seviyede olması nedeniyle destek yapısı olarak 21 metre derinliğinde 1 m genişliğinde diyafram duvar hem destek sağlaması hemde zemindeki su sızıntısını engellemek için seçilmiştir. Diyafram duvarlı model göçmeyi engellemiş fakat zeminde aşırı deplasman (480 mm) meydana gelmiştir. Yönetmeliğe göre izin verilen yatay deplasman değeri nihai kazı derinliğinin en çok %2.5 ile %5.0’i (binde ikibuçluğu ile binde beşi) arasındadır. Bu projede kazı derinliği 11.90 m’dir. Yatay deplasman toleransımız yönetmeliğe göre 29,75 mm ile 59,50 mm arasındadır. Diyafram duvara ek olarak yatay destek elemanı ankrajlar seçilmiş ancak 8-9 aksında ankrajların çakışma durumu olduğu için çelik boru destekler (*strut*) iksa sistemine dahil edilmiştir. İlk analizde 8-9 aksında destek elemanı olarak sadece çelik boru (*strut*) kullanılmış fakat izin verilen yatay deplasman değerinin çok üzerinde olan 156 mm’lik veri, çelik boru (*strut*) ile beraber ankrajlı çözümler ihtiyacı doğmuştur. Analizlerde optimum seçimi yapmak için destek elemanlarında farklı boyutlandırmalar değerlendirilmek istenmiştir. Bu kapsamda ankraj boyları (26 m ($L_k=14$ m, $L_s=12$ m), 22m ($L_k=12$ m, $L_s=10$ m)), aralığı (1,5 m, 3 m), boru çapları (800 mm, 1000 mm, 1200 mm), boru et kalınlıkları (8 mm, 14 mm), boru uzunlukları (4 m, 6 m, 8 m, 12 m, 15 m, 20 m, 22 m, 30 m) olan sistemler Plaxis 3D programında çözümlenmiştir. Çalışma sonucunda elde edilen çıkarımlar aşağıdaki gibidir;

-Ankraj boylarını ve aralıklarını azaltmak diyafram duvar deplasmanlarında, kazı deplasmanında ve destek elemanlarına (*strut*, ankraj) gelen yüklerde artışlar meydana

getirirken elik boru (*strut*) yapısının kendi içindeki deformasyonlarında farklılık gözlenmemiştir.

-Ankrajlarla birlikte yapılan elik borulu (*strut*) sistemlerde boru çaplarını ve et kalınlıklarını azaltmak kazı çukuru ve diyafram duvardaki yatay deplasman miktarlarına önemli ölçüde etki etmediğı gözlenmiştir. Fakat elik borularda (*strut*) rijitliğın azalması ankrajlara gelen yükleri ve borulardaki deformasyon miktarını arttırmıştır.

- Ankrajlarla birlikte yapılan elik borulu (*strut*) sistemlerde boru uzunluklarını arttırmak yatay deplasman değerlerinde değışikliğı neden olmazken elik borunun kendi içindeki deformasyonlarını arttırmıştır.

- Yatay deplasmanlar incelendiğinde kazı üst kotundan temel kotuna doğru inildikçe diyafram duvardaki deplasman miktarının azaldığı gözlenmiştir.

KAYNAKLAR

- Abramson, L. W. (1996). Slope Stability and Stabilization Methods. John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Ahmed SM, Fayed AL. (2015). Mitigation of Risks Associated with Deep Excavations: State of the Art Review. Proceedings of the Industry Academia Collaboration(IAC,2015),Cairo,Egypt.
<http://dx.doi.org/10.13140/RG.2.1.4233.4245>
- AISC. (2001). Manual of Steel Construction. Allowable Stress Design. Vol. 1.: American Institute of Steel Construction.
- Ali J, Khan AQ. (2017). Behavior of anchored pile wall excavations in clays. Proceedings of the Institution of Civil Engineers- Geotechnical Engineering; 170(6): pp. 493–502. <https://doi.org/10.1680/jgeen.16.00071>.
- Ankara Üniversitesi (2024). Açık ders notları.
https://acikders.ankara.edu.tr/pluginfile.php/109288/mod_resource/content/0/JFM304-Zemin-Dayanim.pdf adresinden 15 Ocak 2024 tarihinde alınmıştır.
- Aye ZZ, Karki D, Schulz C. (2006). Ground movement prediction and building damage risk assessment for the deep excavations and tunneling works in Bangkok subsoil. In International Symposium on Underground Excavation and Tunnelling, pp. 281: 297.
- Azzam WR, Elwakil AZ. (2017). Performance of Axially Loaded-Piled Retaining Wall: Experimental and Numerical Analysis. International Journal of Geomechanics. 17(2): 04016049. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GM.1943-5622.0000710](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0000710).
- Bayın, A. (2011). Konsolidasyonlu-Drenajlı Üç Eksenli Basınç Deney Yöntemi ile Kalıcı Kayma Direncinin Belirlenmesi, *İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, İstanbul*.
- Bentler DJ. (1998) Finite element analysis of deep excavations (Doctoral dissertation, Virginia Polytechnic Institute and State University).
- Birand, A. (2006). Duvarlar. Teknik Yayınevi Mühendislik ve Mimarlık Yayınları, Ankara.
- Bol E., S. Sert., Özocak A. (2014). Koni Penetrasyon Deneyi ile Zeminlerin Karakterizasyonu, Akademik Platform Dergisi, pp. 22-33.
- Borusan Mannesmann, 2007. Spirally Welded Steel Line Pipe Catalogue, İzmit.
- Bowles, J.E. (1990). Foundation Engineering and Design, John Wiley and Sons, New York.
- Braja M. Das. (1984). Fundamentals of Geotechnical Engineering.

- Büyükgökçe, F. (2018) Derin Kazılarda Yanal Yüke Maruz İksa Sistemlerinin Parametrik Analizi, *Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Sakarya.*
- Clayton, C.R.I., (1990). “SPT Energy Transmission: Theory, Measurement and Significance”, *Ground Engineering*, 23(10), pp. 35-43.
- Çalışkan, O. and Özkan, M.Y., 2005. Zemine gömülü ankrajlı iksa duvarları hesap ve tasarım yöntemleri ve eurocode-7’ye göre tasarım esasları, *Geoteknik Sempozyumu, İnşaat Mühendisleri Odası, 26-27 Ekim 2005, Adana*
- Çelik Yapıların Tasarım, Hesap ve Yapım Esasları Yönetmeliği, 2016.
- Çınar, A., (2010). Trakya Formasyonunda Yapılan Öngermeli Ankrajlı Derin Kazıların Sonlu Elemanlar İle Modellenmesi. *Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.*
- Cetin D. (2016). Performance of soil nailed and anchored walls based on field monitoring data in different soil conditions in Istanbul. *Acta Geotechnica Slovenica*; 13(1): 49-63.
- Clayton CR, Woods RI, Milititsky J. (2014). Earth pressure and earth-retaining structures. CRC press.
- Clough GW, O’Rourke TD. (1990). Construction induced movements of insitu walls. Design and performance of earth retaining structures, *Geotech. Special Publication No. 25, ASCE, Lambe and L.A. Hansen*, pp. 439- 470.
- Coduto, D.P. (2001). *Foundation Desing: Principles and Practices*, PrenticeHall, Inc.Upper Saddle River.
- Dayıoğlu, M. (2010). Derin Kazıların İncelenmesi Ve Derin Kazı Uygulaması Üzerine Bir Örnek: Harbiye Kongre Merkezi Derin Temel Kazısı. *Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.*
- Duncan, J.M., Wright, S.G. (2005). *Soil Strength and Slope Stability*.
- Ekici, H. (2011). Derin kazı sistemleri ve derin kazılara bir örnek: Akasya Acıbadem Projesi, *Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.*
- Engineering ToolBox, (2003). *Thermal Expansion- Linear Expansion Coefficients*.
- Farrar, J.A., 2001, Kişisel görüşme, ASTM SPT altkomisyon başkanı.
- Farrar, J.A. and Chitwood, D. (1999). “CME Automatic Hammer Operations”, U.S. Department of the Interior Bureau of Reclamation Earth Sciences and Research Laboratory, Dam Safety Office, DSO-99-03.
- FHWA-RD-75-130, 1976. *Lateral Support Systems and Underpinning*, Vol. III. Construction Methods, Washington, D.C.
- Finno RJ, Roboski JF. (2005). Three-Dimensional Responses of a Tied-Back Excavation through Clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE;131(3):pp.273-282.
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2005\)131:3\(273\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2005)131:3(273))

- Gaba, A.R., Vd. (2003). Geotechnical Desing to Eurocode Desing, CRIA C580, ISBN 1-85233-038-4.
- Goh AT, Chua CG. (2013). Geotechnical applications of Bayesian neural networks. *Metaheuristics Water Geotech Transp Eng.*; pp. 271-287.
- Hefny A, Al-Atroush ME, Abualkhair M, Alnuaimi MJ. (2020). Three-Dimensional Response of the Supported-Deep Excavation System: Case Study of a Large-Scale Underground Metro Station. *Geosciences*; 10(2): 76. <https://doi.org/10.3390/geosciences10020076>.
- Hsiung, B.B, Yang K., Aila, W. (2017). Evaluation of the wall deflections of a deep excavation in Central Jakarta using three-dimensional modeling.
- Jaky, J. 1944. The coefficient of earth pressure at rest. *J. Soc. Hungarian Archit. Eng. Budapest Hungry*, pp. 355–358.
- Jonathan P., Raymond B. Seed, Jonathan D. Bray. (1994). Incidents of ground failure from the 1996 Northridge earthquake.
- Karakoç, S. (2010). Derin Kazıların Sonlu Elemanlar Yöntemi Kullanılarak Sayısal Çözümü, *Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı, Eskişehir*.
- Kazı Destek Yapıları Uygulama Ve Tasarım Esasları, (2022).
- Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği Tasarım El Kitabı, (2023).
- Korff M, Mair RJ, Van Tol AF. Ground displacements related to deep excavation in Amsterdam. In *Proc., 18th Int. Conf. on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*. 23 January; 2779-2782.
- Kovacs, W.D., Salomone, L.A., and Yokel, F.Y., (1981). “Energy measurement in the Standard Penetration Test”, U.S. Department of Commerce and National Bureau of Standards. Washington, DC.
- Köse, H.K. (2011). Derin Kazılar ve Derin Kazı Uygulamasına Bir Örnek: Hilton Garden Inn Sütlüce Derin Temel Kazısı, *Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul*.
- Lam SY. (2010). Ground movements due to excavation in clay: physical and analytical models (Doctoral dissertation, University of Cambridge).
- Li D, Li Z, Tang D. (2015). Three-dimensional effects on the deformation of deep excavations. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering*; 168(6): 551-562. <https://doi.org/10.1680/JGEEN.15.00042>.
- Long M. (2001). Database for retaining wall and ground movements due to deep excavations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*; 127(3): pp. 203-224.
- Mana AI, Clough GW. Prediction of movements for braced cuts in clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*; 107(6): 759-777.
- Masuda T. (1981). Behavior of deep excavation with diaphragm wall (Doctoral dissertation, Massachusetts Institute of Technology). 1993.
- Mayne, P., Kulhawy, F.H. (1982). K₀-OCR relationships in soil. *J. Geotechn. Eng. Divis.* 108 (GT6), 851–872.

- Norman A. Abrahamson, David W. Sykora, Carl J. Costantino, Ernest Heymsfield, Donald E. Yule. (1996). Comparison of Idealization Schemes for One-Dimensional Site Response Analysis, Prepared for U.S. Department of Energy
- Ou CY, Chiou DC, Wu TS. (1996). Three-dimensional finite element analysis of deep excavations. *Journal of Geotechnical Engineering*; 122(5): pp. 337-345.
- Ou, C.Y., (2006). Deep Excavation, Theory and Practice. London, U.K.
- Önalp, A., 1983. İnşaat Mühendislerine Geoteknik Bilgisi. Cilt 2, 1. Baskı, K.T.U. Yayın No. 3, Trabzon.
- Özturan, M. (2017). Enjeksiyon Yöntemi İle Zemin İyileştirme, *Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Denizli.*
- Öztoprak, S., İnandır, O., İkizler, B., Huvaj.N., (2018) Geoteknik Arazi Karakterizasyonu, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17.Ulusal Konferansı
- Peck RB., (1959). Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. Proceedings 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, State-of-the-Art Volume; pp. 225-290.
- Ramadan MI, Ramadan EH, Khashila MM., (2018). Cantilever contiguous pile wall for supporting excavation in clay. *Geotechnical and Geological Engineering*; 36(3): pp. 1545-1558.
- Ramadan MI, Meguid M., (2020). The behavior of cantilever secant pile wall supporting excavation in sandy soil considering pile-pile interaction. *Arabian Journal of Geosciences*; 13(12): pp. 1-13. <http://dx.doi.org/10.1007/s12517-020-05483-8>
- Ralph, B. Peek. (1974). Deep Excavation Sand Tunneling In Soft Ground, *Prof. of Foundation Engineering, University of Illinois, III. U.S.A.*
- Rezai, A. (2013). Büyükçekmece Gölü Yakınında Gelişen Kütlesel Bir Kayma Hareketinin Analiz, *Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul.*
- Roboski JF, Finno RJ. (2016). Distributions of Ground Movements Parallel to Deep Excavations in Clay. *Canadian Geotechnical Journal*; 43(1): 43–58. <http://dx.doi.org/10.1139/t05-091>.
- Sağlam, A. (2006). Derin Kazılarda Görülen Stabilite Problemleri Ve İlgili Çözüm Kriterlerinin Belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi, Sakarya Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Sakarya*
- Schmertmann, John H., Hartman P., Brown, P.R. (1978). *Journal of the Geotechnical Engineering Division, M. ASCE.*
- Schmertmann, J.H. and Palacios, A. (1979). “Energy Dynamics of SPT”, *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 105(GT8), pp. 909-926.*
- Shukla, S.K. (2002). Geosynthetics and their applications. Published by Thomas Telford, ISBN: 978-0727731173, London, UK: 430p.
- Skempton. A.W. (1954). The Pore Pressure Coefficients, D.Sc., A.M.I.C.E

- Sivrikaya, O., Toğrol, E. (2007). Türkiye’de SPT-N Değeri ile İnce Daneli Zeminlerin Drenajsız Kayma Mukavemeti arasındaki İlişkiler, İMO Teknik Dergi, pp. 4229 -4246, Yazı 279.
- Strom RW, Ebeling RM. (2001). State of the practice in the design of tall, stiff, and flexible tieback retaining walls. Engineer Research And Development Center Vicksburg Ms. Information Technology Lab.
- Terzaghi, K., Peck, R.B. and Mesri, G. (1996). Soil Mechanics in Engineering Practice, John Wiley and Sons, New York.
- Türk Standartları Enstitüsü (2001). Ankara.
- UTEST(2024). <https://www.utest.com.tr/tr/20315/Uc-Eksenli-UU-CU-CD-Deneyleri> adresinden 20 Ocak 2024 tarihinde alınmıştır.
- Ük, M. (2009). Derin Kazılar Ve Derin Kazılara Bir Örnek: Flame Towers Projesi İksa Sistemi, *Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul*
- Vural U., Işık N.S. (2019). Ankrajlı İksalarda Analiz Sonuçlarının Saha Deneyleri ile Karşılaştırılması, Gazi Üniversitesi, Teknoloji Fakültesi İnşaat Mühendisliği, Ankara, Türkiye.
- Wong IH, Poh TY, Chuah HL. (1997). Performance of excavations for depressed expressway in Singapore. Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering; 123(7): pp. 617-625.
- Xiao H, Zhou S, Sun Y. (2019). Wall deflection and ground surface settlement due to excavation width and foundation pit classification. KSCE Journal of Civil Engineering; 23(4): 1537-1547. <http://dx.doi.org/10.1007/s12205-019-1712-8>.
- Xantakos, P., (1994). Slurry Wall As Structural Systems, McGraw-Hill, Inc., Newyork.
- Yetimoglu T, Wu JTH, Saglamer A. (1994). Bearing Capacity of Rectangular Footings On Geogrid-Reinforced Sand.Discussion, American Society of Civil Engineers.
- Yıldız, M. (2015). İstinat Duvarına Etkiyen Dinamik Toprak Basınçları, *Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İstanbul*.
- Zapata-Medina DG (2007). Semi-empirical method for designing excavation support systems based on deformation control. University of Kentucky.
- Zhang W, Goh ATC. (2007). General behavior of braced excavation in Bukit Timah Granite residual soils: A case study. ISSMGE International Journal of Geoengineering Case Histories. 2016; 3(3): pp. 190-202. <https://dx.doi.org/10.4417/IJGCH-03-05-05>.
- Zhang WG, Goh ATC, Goh KH, Chew OYS, Zhou D, Zhang R. (2018). Performance of braced excavation in residual soil with groundwater drawdown. Underground Space; 3(2): pp. 150-165. <http://dx.doi.org/10.1016/j.undsp.2018.03.002>.
- Zemin Araştırma Merkezi (2024). <https://zeminarastirma.com/zemin-etudu/sptstandart-penetrasyon-deneyi/> adresinden 20 Ocak 2024 tarihinde alınmıştır.



ÖZGEÇMİŞ

Adı-Soyadı : Ömer Faruk DURMUŞ

ÖĞRENİM DURUMU:

- Lisans** : 2020, Eskişehir Teknik Üniversitesi, Mühendislik Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü
- Yüksek Lisans** : Devam ediyor

MESLEKİ DENEYİM:

- 2020’de Ada Safram Yapı Denetim şirketinde kontrol mühendisi olarak çalıştı.
- 2021’de Şafak Arı İnşaat şirketinde şantiye şefi olarak çalıştı.
- 2022’de Aşoğlu İnşaat ve Yatırım A.Ş.’de şantiye şefi olarak çalıştı.
- 2023 eylül ayından beri Sümer Mühendislik şirketinde zemin iyileştirme alanında çalışmaya devam ediyor.

TEZDEN TÜRETİLEN ESERLER:

- Ö.F. Durmuş, A. Özocak, S. Sert, E. Bol,“ Evaluation Of Deformation In Supported (Strut) Deep Excavation Applications” Niğde Ömer Halisdemir Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi, 2024. (Makale henüz yayınlanmamış ancak değerlendirmeye alınmıştır. Id numarası:).