



T.C.
EGE ÜNİVERSİTESİ
Fen Bilimleri Enstitüsü



DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİNİN SONLU ELEMENLAR YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ

Yüksek Lisans Tezi

SERKAN BAYAM

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

İzmir

2022

T.C.
EGE ÜNİVERSİTESİ
Fen Bilimleri Enstitüsü

DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİNİN SONLU ELEMENLAR YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ

SERKAN BAYAM

Danışman: Doç.Dr. Tuğba ESKİŞAR TEFÇİ

İkinci Danışman: Prof.Dr. Selim ALTUN

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Geoteknik Yüksek Lisans Programı

İzmir
2022



EGE ÜNİVERSİTESİ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ETİK KURALLARA UYGUNLUK BEYANI

EÜ Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin ilgili hükümleri uyarınca Yüksek Lisans Tezi olarak sunduğum “Derin Kazı Destekleme Sistemlerinin Sonlu Elemanlar Yöntemiyle İncelenmesi” başlıklı bu tezin kendi çalışmam olduğunu, sunduğum tüm sonuç, doküman, bilgi ve belgeleri bizzat ve bu tez çalışması kapsamında elde ettiğimi, bu tez çalışmasıyla elde edilmeyen bütün bilgi ve yorumlara atıf yaptığımı ve bunları kaynaklar listesinde usulüne uygun olarak verdiğimi, tez çalışması ve yazımı sırasında patent ve telif haklarını ihlal edici bir davranışımın olmadığını, bu tezin herhangi bir bölümünü bu üniversite veya diğer bir üniversitede başka bir tez çalışması içinde sunmadığımı, bu tezin planlanmasından yazımına kadar bütün safhalarda bilimsel etik kurallarına uygun olarak davrandığımı ve aksinin ortaya çıkması durumunda her türlü yasal sonucu kabul edeceğimi beyan ederim.

29/ 06 / 2022

İmzası

Serkan BAYAM

ÖZET

DERİN KAZI DESTEK SİSTEMLERİNİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE İNCELENMESİ

BAYAM, Serkan

Yüksek Lisans Tezi, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Tez Danışmanları: Doç.Dr. Tuğba ESKİŞAR TEFCİ, Prof.Dr. Selim ALTUN

HAZİRAN 2022, 143 sayfa

Günümüzde inşaatı uygun alanların azalmasıyla beraber derin kazıları destekleme sistemlerinin önemi günden güne artmaktadır. Derin kazı destekleme sistemlerinin tasarımında geoteknik tasarımın ana kuralları olan güvenlik ve ekonominin uygulanması, uygun sistemin seçilmesi, seçilen sistemin ve özellikle zemin koşullarını doğru parametrelerle ve gerçeğe yakın modellenmesiyle mümkün olmaktadır. Bu durumda derin kazı analizlerinde zemin parametrelerinin seçimi hayati önem taşımaktadır. Sonlu elemanlar yöntemine dayanan yazılımlarla deplasmanların gerçeğe yakın tahmini ancak analizlerde gerçekçi zemin parametrelerinin kullanılmasıyla mümkündür. Bu çalışmanın amacı, sonlu elemanlar yöntemi ile pekleşen zemin bünye modeli (HS) ve Mohr-Coulomb (MC) zemin bünye modeli kullanarak, pilot bir saha içerisindeki derin kazı analizlerinin gerçekleştirilmesi ve birbirleriyle karşılaştırmalarının yapılmasıdır. Temel amaç derin kazı destekleme sistemlerinin davranışını daha detaylı olarak anlayabilmektir. Bu amaç doğrultusunda, , genel bir yaklaşım olan idealize zemin profilinin kullanılmasının yanında ayrıca analizlerde daha gerçekçi olmak adına SPT-N ölçüm aralıklarına göre zemin tabakalarını dikkate alan bir yaklaşım seçilmiştir. Tez çalışmasında, literatürde yer alan SPT korelasyonları ile zeminlerin mühendislik özellikleri belirlenmiştir, böylece arazide gerçekte var olan heterojenlik dikkate alınmıştır. Sonuç olarak, statik ve dinamik analizler neticesinde hem zemin bünye modelinden kaynaklı, hem de zeminin heterojenliğine bağlı olarak analiz sonuçlarının oldukça farklı sonuçlar verdiği görülmüştür.

Anahtar sözcükler: Derin Kazılar, Sonlu Elemanlar Analizi, Zeminin Mühendislik Özellikleri, Pekleşen Zemin Modeli

ABSTRACT

FINITE ELEMENT ANALYSIS OF

DEEP EXCAVATION SUPPORT SYSTEMS

BAYAM, Serkan

MSc in Civil Engineering

Supervisors: Assoc. Prof. Dr. Tuğba ESKİŞAR TEFCİ, Prof.Dr. Selim ALTUN

JUNE 2022, 143 pages

Today, the importance of support systems for deep excavations is increasing with the decrease in possible construction areas, day by day. In the design of deep excavation support systems, the application of safety and economy, which are the main rules of geotechnical design. Besides the success of a deep excavation is possible by choosing the appropriate system, modeling the selected system and using correct soil parameters that will result in a realistic solution. In this case, the selection of soil parameters is of vital importance in deep excavation analysis. Close estimation of displacements with a software based on the finite element method is only possible with the use of realistic soil parameters in the analysis. The aim of this study is to perform deep excavation analyzes in a pilot site and compare them with each other, using the finite element method and the Hardening soil model (HS). The main aim is to understand the behavior of deep excavation supported excavation systems in more detail. For this purpose, instead of using the idealized soil profile, which is a general approach in order to be more realistic in the analyses, the soil was examined layer by layer according to the SPT-N measurement intervals and the engineering properties of the soils were determined with the SPT correlations at the existing literature, so that the heterogeneity that exists in the field was taken into account. As a result, as a result of the analyzes made, it was seen that the results of the static and dynamic analysis gave quite different results due to both the soil structure model and the heterogeneity of the soil.

Keywords: Deep Excavations , Finite element analysis , Engineering parameters of soils, Hardening-Soil Model

İÇİNDEKİLER	SAYFA
ÖZET	V
ABSTRACT	VI
TABLolar DİZİNİ.....	XV
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	XVII
1. GENEL BİLGİLER	1
1.1 Giriş	1
1.2 Çalışmanın Amacı	1
1.3 Literatür Özeti.....	2
1.4 Derin Kazılar	6
1.5 Sonlu Elemanlar Yöntemi	6
1.5.1 Sonlu elemanlar yöntemi ve Geoteknik mühendisliği.....	7
2. ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ	10
2.1 Sondaj Çalışmaları.....	10
2.2 Arazi Deneyleri.....	11
2.2.1 Standart penetrasyon deneyi	11
2.2.1.1 SPT düzeltmeleri	13
2.2.1.2 SPT korelasyonları.....	16
2.3 Laboratuvar Deneyleri	22
2.3.1 Elek analizi	22
2.3.2 Üç eksenli basınç deneyi	22
2.3.3 Kesme kutusu deneyi.....	23
2.3.4 Atterberg limitleri	23
3. İKSA SİSTEMİNE ETKİYEN YÜKLER.....	24

3.1	Sukunetteki Toprak Basıncı.....	24
3.2	Aktif Toprak Basıncı	26
3.3	Pasif Toprak Basıncı.....	26
3.4	Yanal Zemin Basınç Teorileri	27
3.4.1	Rankine toprak basıncı teorisi	27
3.4.2	Coulomb toprak basıncı teorisi.....	28
4.	STABİLİTE ANALİZLERİ	30
4.1	Mohr-Coulomb Zemin Bünye Modeli.....	32
4.2	Pekleşen Zemin Bünye Modeli.....	32
4.3	Küçük birim deformasyonda pekleşen zemin bünye modeli	34
5.	DERİN KAZI YÖNTEMLERİ	36
5.1	Anolu Kazı Yöntemi.....	36
5.2	Şevli Kazı Yöntemi.....	36
5.3	Ada Kazı Yöntemi	37
5.4	Top-Down Yöntemi.....	38
5.5	Aç-Kapa Kazı Yöntemi	38
5.6	Kuyu Tipi Kazı Yöntemi	38
5.7	İçten Destekli İksa Sistemi	38
5.8	Ankrajlı Kazı Sistemleri	38
5.8.1	Zemin çivili kazı yöntemi.....	39
5.8.2	Öngermeli ankrajlı kazı yöntemi	39
6.	İKSA SİSTEMLERİ.....	40
6.1	Düşey Destek Elemanları	40
6.1.1	Palplanj perdeler	40

6.1.2	Kuyu tipi betonarme perdeler	41
6.1.3	Mini kazıklar.....	42
6.1.4	Fore kazıklar	43
6.1.5	Diyafram duvarlar.....	44
6.2	Yatay Destek Elemanları	45
6.2.1	Zemin çivileri.....	45
6.2.2	Çelik gergiler	46
6.2.3	Ankrajlar	46
6.3	İksa Sisteminin Yardımcı Elemanları	47
7.	FORE KAZIKLI ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİ TASARIM VE UYGULAMA ESASLARI.....	49
7.1	Fore Kazıklarının Tasarım ve Uygulama Esasları.....	49
7.1.1	Fore kazık yenilmeleri	50
7.2	Öngermeli Ankrajların Tasarım ve Uygulama Esasları.....	51
7.2.1	Ankraj yenilme mekanizmaları.....	54
7.2.2	Ankraj uygunluk ve kabul deneyleri.....	56
8.	ANKRAJLI SİSTEM İLE DERİN KAZI TASARIMI	58
8.1	Tez Çalışma Sahası.....	59
8.2	Geoteknik Çalışmalar	59
8.3	İdealize Zemin Profilinin Belirlenmesi	65
8.4	Sayısal Analizler	67
8.4.1	Geoteknik tasarım.....	67
8.4.2	İksa kazık sistemi kesit analizi	75
8.4.3	Ankraj özellikleri	76
8.4.4	İksa projesi tip kesiti.....	78

8.5	DİNAMİK TASARIM	78
9.	ANALİZ SONUÇLARI.....	85
9.1	Statik Analiz Sonuçları	87
9.2	Dinamik Analiz Sonuçları	95
9.3	Ankrajlarda Oluşan Gerilmeler.....	104
10.	SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	115
11.	KAYNAKÇA.....	118
	TEŞEKKÜR YAZISI.....	144
	ÖZGEÇMİŞ.....	145

Şekil 1.1 Derin kazı tasarımında uygulanan metedoloji (Şen, 2021).	7
Şekil 2.1 SPT deneyi yapılma düzeni (http:// www.imoistanbul.org/imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2017/2-3%20aralık/sadik-oztoprak.pdf) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).	13
Şekil 2.2 De Mello (1971) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları.....	17
Şekil 2.3 Schmertmann (1975) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları.....	18
Şekil 2.4 Schmertmann (1975) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları(Erol ve Bayram, 2014).	18
Şekil 2.5 Stroud (1988) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları (OCR=AKO).	19
Şekil 2.6 Hatanaka ve Uchida (1996) tarafından önerilen içsel sürtünme açısı.	20
Şekil 3.1 Mohr dairesi gösterimi.	24
Şekil 3.2 Sukunetteki toprak basıncı şematik gösterimi. (http://imoistanbul.org/imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2016/2.hafta) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).	25
Şekil 3.3 Aktif toprak basıncı şematik gösterimi.(http://imoistanbul.org/imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2016/2.hafta) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).	26
Şekil 3.4 Pasif toprak basıncı şematik gösterimi. (http://imoistanbul.org/imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2016/2.hafta) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).	26
Şekil 4.1 Mohr-Coulomb modeli örnek davranışı (PLAXIS, 2020).	32
Şekil 4.2 Pekleşen zemin modeli örnek zemin davranışı ve elastisite modülü değişimi (PLAXIS, 2020).	33
Şekil 4.3 Küçük birim deformasyonda örnek rijitlik azalma eğrisi (PLAXIS, 2020).	34
Şekil 4.4 Kohezyonlu zeminler için Imazu, (1986) tarafından önerilen plastisite indisine bağlı G/G_0 kayma deformasyonu ilişkileri(PLAXIS, 2020).	35
Şekil 4.5 Kokusho (1987) tarafından farklı zemin türleri için plastisite indisine bağlı G/G_0 - γ grafiği(PLAXIS, 2020).	35
Şekil 4.6 Alpan (1970) tarafından önerilen E_d/E_s oranları (PLAXIS, 2020).	35

Şekil 5.1 Anolu kazı yöntemi şematik gösterimi.....	36
Şekil 5.2 Şevli kazı yöntemi şematik gösterimi.	37
Şekil 5.3 Ada kazı yöntemi şematik gösterimi (https://www.insapedia.com/)(Erişim Tarihi: 21.03.2022).	37
Şekil 6.1 Ankraj kök bölgesi şematik gösterimi (BSI, 2015).	47
Şekil 6.2 Barbakan detayı (http://tuncaydemirbas.blogspot.com/) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).	48
Şekil 7.1 Kazık imalat aşamaları (http://www.zeminarastirma.com/)(Erişim Tarihi: 28.03.2022).	49
Şekil 7.2 Düşey destek elemanlarının yenilme mekanizmaları (FHWA-IF-99-015, 1999).	51
Şekil 7.3 Ankraj kafa bölgesi örnek gösterimi (https://www.imo.org.tr/)(Erişim Tarihi: 28.03.2022).	52
Şekil 7.4. Ankrajın kafası ve kamaların uygulama öncesi görseli (http://zemincilerbirligi.blogspot.com/) (Erişim Tarihi: 28.03.2022).	52
Şekil 7.5 Ankraj kök bölgesi tipleri (BSI, 1989).	53
Şekil 7.6. Ankraj yenilme türleri (FHWA-IF-99-015,1999).	54
Şekil 8.1 İnceleme alanı uydu görüntüsü.....	59
Şekil 8.2 Sondaj kuyularının şematik gösterimi.	59
Şekil 8.3 SPT-N ₃₀ darbe sayısının derinlik ile değişimi.	62
Şekil 8.4 N ₆₀ darbe sayısının derinlik ile değişimi.....	63
Şekil 8.5 N _{1,60} darbe sayısının derinlik ile değişimi.....	64
Şekil 8.6 İksa sistemine paralel jeolojik kesit.....	66
Şekil 8.7.Modellerde kullanılan iksa kesit detayı.	78
Şekil 8.8 Deprem Tehlikeleri Haritası (https://www.afad.gov.tr/).	79
Şekil 8.9 Yerel Zemin Sınıfları (TBDY, 2018).	80
Şekil 8.10 Yatay elastik tasarım spektral ivmesi (https://www.afad.gov.tr/).	81

Şekil 8.11 Spektral uyum sağlanan deprem verisi ve orijinal spektral ivme.	82
Şekil 8.12 Ölçeklendirilen ve orijinal deprem ivme kaydı.	83
Şekil 9.1 PLAXIS ile oluşturulan kazı kademelerini gösterir örnek şekil.	85
Şekil 9.2 PLAXIS ile oluşturulan modellerdeki örnek mesh.	86
Şekil 9.3 YASS=-27.00 m-drenajlı modelde oluşan yatay deformasyonlar.	87
Şekil 9.4 YASS=-27.00 m-drenajsız modelde oluşan yatay deformasyonlar.	89
Şekil 9.5 YASS=-27.00 m-drenajlı modelde oluşan moment büyüklükleri.	92
Şekil 9.6 YASS=-27.00 m-drenajsız modelde oluşan moment büyüklükleri.	93
Şekil 9.7 YASS=-27.00 m-drenajlı modelde oluşan kesme kuvveti büyüklükleri.	94
Şekil 9.8 YASS=-27.00 m-Drenajsız modelde oluşan kesme kuvveti büyüklükleri.	95
Şekil 9.9 YASS=-27.00 m-drenajlı modelde dinamik analiz sonucu oluşan yatay deformasyonlar.	96
Şekil 9.10 YASS=-27.00 m-drenajsız modelde dinamik analiz sonucu oluşan yatay deformasyonlar.	98
Şekil 9.11 YASS=-27.00 m-Drenajlı modelde oluşan moment büyüklükleri.	101
Şekil 9.12 YASS=-27.00 m-Drenajsız modelde oluşan moment büyüklükleri.	102
Şekil 9.13 YASS=-27.00 m-Drenajlı modelde oluşan kesme kuvveti büyüklükleri.	103
Şekil 9.14 YASS=-27.00 m-Drenajsız modelde oluşan kesme kuvveti büyüklükleri.	104
Şekil 9.15 YASS=-27.00 m- MC-Eur-UD-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.	105
Şekil 9.16 YASS =-27.00 m- MC-Eur-D-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.	105
Şekil 9.17 YASS =-27.00 m- MC-Eur-UD-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.	106

Şekil 9.18 YASS =-27.00 m- MC-Eur-D-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	106
Şekil 9.19 YASS =-27.00 m- MC-UD-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.	107
Şekil 9.20 YASS =-27.00 m- MC-D-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.	107
Şekil 9.21 YASS =-27.00 m- MC-UD-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	108
Şekil 9.22 YASS =-27.00 m- MC-D-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	108
Şekil 9.23 YASS =-27.00 m- HS-UD-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.	109
Şekil 9.24 YASS =-27.00 m- HS-D-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.	109
Şekil 9.25 YASS =-27.00 m- HS-UD-11.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	110
Şekil 9.26. YASS =-27.00 m- HS-D-11.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	110
Şekil 9.27 YASS =-27.00 m- HSS-UD-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	111
Şekil 9.28 YASS =-27.00 m- HSS-UD-1.5 isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	111
Şekil 9.29 YASS =-27.00 m- HSS-UD-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	112
Şekil 9.30 YASS =-27.00 m- HSS-D-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.....	112

Tablo 2.1 SPT düzeltme katsayıları (Erol ve Bayram, 2014).....	14
Tablo 2.2 SPT düzeltme katsayıları (TBDY, 2018).	14
Tablo 2.3 Farklı araştırmalara göre örtü yükü düzeltmeleri (Erol ve Bayram, 2014).	15
Tablo 2.4 Clayton (1993) tarafından önerilen SPT'ye bağlı zemin sınıflandırması (Erol ve Bayram, 2014).	16
Tablo 2.5 Bowles (1996) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları.	19
Tablo 2.6 Bowles (1988) tarafından önerilen elastisite modülleri.	20
Tablo 2.7 AASTHO (2005) tarafından önerilen elastisite modülleri.	21
Tablo 4.1 Zemin türlerine göre standart yöntemlerin uygulanabilirliği (PLAXIS, 2020).	31
Tablo 4.2 Uygulamaya göre standart modellerin uygulanabilirliği(PLAXIS, 2020).	31
Tablo 7.1 Amerikan karayolları idaresi tarafından önerilen zemin tipine göre kök bölgesi boyunca kök bölgesi taşıma kapasiteleri (FHWA IF-99-015, 1999).	55
Tablo 7.2 Ankrajlı iksa sistemlerinde kullanılacak minimum güvenlik katsayısı (BSI, 1989).	56
Tablo 7.3 Uygunluk deneyi için bekleme süreleri (DİN 4125,1990)	57
Tablo 7.4 Kabul deneyi için bekleme süreleri (DİN 4125,1990).	57
Tablo 8.1 Sondaj kuyularından gözlemlenen zemin cinsleri ve tabaka kalınlıkları.	60
Tablo 8.2 Planlanan kazı kotu ve sürşarj yük durumu.....	66
Tablo 8.3 İdealize zemin profili.....	67
Tablo 8.4 Kazı çalışması kademeleri.....	67
Tablo 8.5 Terzaghi (1943) tarafından önerilen plastisite indisine beğli drenajlı içsel sürtünme açısı değerleri.	69
Tablo 8.6 Poulos ve Small (2000) tarafından önerilen β' faktörü katsayıları.	70

Tablo 8.7 İdealize zemin profili için kullanılan mühendislik parametreleri.	72
Tablo 8.8 İdealize zemin profili için kullanılan ortalama mühendislik parametreleri.	73
Tablo 8.9 İdealize zemin profili için kullanılan rijitlik parametreleri.	74
Tablo 8.10 İdealize zemin profili için kullanılan ortalama rijitlik parametreleri. .	74
Tablo 8.11. Kazık rijitlik parametreleri özet tablosu.	75
Tablo 8.12. Ankrajların serbest ve kök boyları.	77
Tablo 8.13. Ankraj rijitlik parametreleri.....	77
Tablo 8.14. Ankraj kök bölgesi eşdeğer elastisite modülü tayini.....	77
Tablo 8.15. Ankraj kök bölgesi rijitlik parametreleri.	77
Tablo 8.16 TBDY (2018) uyarınca tasarım ivme değerleri	80
Tablo 9.1 YASS=27.00 m-Nihai Kazı Aşamasında Oluşan Maksimum Deformasyon.....	90
Tablo 9.2 YASS=27.00 m- Nihai Kazı Aşamasında Kazı Arkasında Oluşan Deformasyon.....	91
Tablo 9.3 YASS=27.00 m-Nihai Kazı Aşamasında Oluşan Maksimum Deformasyon.....	99
Tablo 9.4 YASS=27.00 m- Nihai Kazı Aşamasında Kazı Arkasında Oluşan Deformasyon.....	100
Tablo 9.5 YASS=-27.00 m- Nihai kazı aşamasında genel stabilite analizleri güvenlik sayıları.....	114

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

c	: Kohezyon
c_u	: Drenajsız kayma direnci
d	: Diyafram duvar kalınlığı
e	: Boşluk oranı
EA	: İmal edilen duvarın ağırlık modülü
EI	: İmal edilen duvarın rijitlik modülü
G_s	: Özgöl ağırlık
H	: Nihai kazı derinliği
I_p	: Plastisite indisi
K_a	: Aktif toprak basıncı katsayısı
K_p :	: Pasif toprak basıncı katsayısı
K_0 :	:Sukunetteki toprak basıncı katsayısı
N_{30}	: SPT deneyi son 30 cm deney sonucu
N_{60}	: Düzeltilmiş SPT deney sonucu
$N_{1,60}$	: Örtü yükü düzeltmesi yapılmış SPT deney sonucu
M	: Eğilme momenti
m_v	: Hacimsel sıkışma katsayısı
n	: Porozite
N	: Normal kuvvet
N_{maks}	: Maksimum normal kuvvet
AKO	: Aşırı konsolidasyon oranı
P	: Maksimum yük
P_a	: Aktif toprak basıncı

P_o	: Sükunetteki toprak basıncı
P_p	: Pasif toprak basıncı
Q	: Kesme kuvveti
u	: Toplam yer değiştirme
U	: Boşluk suyu basıncı
u_x	: Yatay deplasman miktarı
w	: Su muhtevası
γ	: Birim hacim ağırlık
σ'	: Efektif gerilme
σ_c	: Tek eksenli basınç direnci
σ_1	: Düşey gerilme
σ_3	: Yanal gerilme
ε	: Eksenel deformasyon
ϕ_u	: Drenajsız kayma direnci açısı
τ_f	: Kayma mukavemeti
ν	: Poisson oran
SPT	: Standart penetrasyon deneyi
CPT	: Koni penetrasyon deneyi
PMT	: Presiyometre deneyi
YASS	: Yeraltı su seviyesi
HS	: Hardening-Soil
MC	: Mohr Coulomb
HSS	: Hardening-Soil with small stiffness

1. GENEL BİLGİLER

1.1 Giriş

Günümüzde kentlerde yapılaşmanın hızlıca artması sonucu olarak yapılaşmaya elverişsiz arazilerde üstyapı ve altyapı inşasına olan ihtiyaç artmaktadır ancak yapı-zemin etkileşiminin bir sonucu olarak yapılaşmaya elverişsiz arazilerde birçok problem ortaya çıkabilmektedir. Killi zeminlerde genel olarak dinamik etkilerle beraber yumuşama davranışı, suya doygun gevşek kumlarda ise sıvılaşma davranışı baskın olmaktadır. Bunlarla beraber ülkemizde meydana gelen afetler sonucu deformasyonların yapılara büyük hasarlar verdiği görülmüştür.

Ülke nüfusunun köylerden kentlere göçünün bir diğer sonucu olarak artan nüfus yoğunluğu, derin kazı yapılması ihtiyacını ortaya çıkarmaktadır. Derin kazılarla beraber ortaya çıkabilecek komşu parseldeki deformasyonların kontrol edilmesi ve mevcut parseldeki inşaat sırasındaki can güvenliğinin sağlanması amacı ile iksa sistemlerine ihtiyaç duyulmaktadır.

İksa sistemleri, derin kazılarla beraber ortaya çıkabilecek şev duraysızlığına karşı oluşturan destekleme sistemleridir. İksa sistemleri komşu parseldeki yapıları, yolları, altyapı tesislerini ve inşaat sahasındaki can güvenliğini sağlamak için yapılmaktadır.

Deformasyona uğrayan zemin kütlelerinin hareketlerinin kontrol edilmesi amacı ile ilk akla gelen duraysızlık gelişen şevde yarma ve dolgu işleminin yapılarak uygun şev açılarında şev duraysızlığının kontrol altına alınmasıdır, ancak bunun yapılabilmesi için parselde komşu herhangi bir yapı veya altyapı tesisinin olmaması gereklidir. Uygun şev açılarının verilemediği durumlarda oluşabilecek deformasyonları engellemek için iksa sistemlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Uygulanacak iksa sistemi jeolojik yapı, mühendislik parametreleri, komşu yapıların durumu, altyapı tesislerin yerleri gibi konular ele alınarak karar verilmelidir.

İksa sisteminin tasarımında birçok yöntem bulunmaktadır. Bunlardan en yaygın kullanımı olanlar limit denge yöntemi ve gerilme-deformasyon analizlerinin yapılabildiği sonlu elemanlar yöntemi olarak öne çıkmaktadır. Klasik limit denge yöntemlerinin en büyük dezavantajı gerilme-deformasyon ilişkisinin oluşturulamamasıdır. Sonlu elemanlar yönteminde ise her türlü geometri, malzeme ve malzemeye ilişkin davranış modellenenilmektedir. Bu sebeple sonlu elemanlar yönteminin kullanımı bilgisayar teknolojisinin gelişmesiyle paralel olarak günden güne artmaktadır.

1.2 Çalışmanın Amacı

Bu çalışmanın amacı, sonlu elemanlar yöntemi ile Mohr-Coulomb (MC), pekleşen zemin modeli (HS) kullanarak pilot bir saha içerisindeki derin kazı analizlerinin gerçekleştirilmesi bununla birlikte sahada gerçekleştirilecek bir

dinamik yükleme koşulunda iksa sisteminin davranışının belirlenebilmesi ve birbirleriyle karşılaştırmalarının yapılmasıdır. Bu amaç doğrultusunda, analizlerde daha gerçekçi olmak adına genel bir yaklaşım olan idealize zemin profili ile birlikte SPT-N ölçüm aralıklarına ve idealize zemin profiline göre zemin, tabaka tabaka incelenerek mevcut literatürde yer alan SPT korelasyonları ile zeminlerin mühendislik özellikleri belirlenmiştir. Böylece arazide gerçekte var olan heterojenlik de dikkate alınmıştır. Temel amaç derin kazı destekli kazı sistemlerinin statik ve dinamik davranışını daha detaylı olarak anlayabilmektir.

1.3 Literatür Özeti

Özberk (2009) derin kazı destekleme sistemlerinden, ankrajlı fore kazıklı iksa sistemlerini, kullanarak bir iş merkezi projesi kapsamında yapılan analizlerin arazide yapılan aletsel gözlemler ile karşılaştırmalı analizini yapmıştır. Toplamda 4 farklı analizden 3 tanesinin kesit analizinin deformasyonlarına ilişkin aletsel gözlem sonuçlarının ve tasarım deformasyonlarının birbiri ile uyumlu olduğunu görmüştür. Bununla birlikte saha içindeki bir ankrajlı fore kazık kesitinde hesaplanan iksa duvar deformasyonları ile sahada gerçekleşen deformasyonların birbiri ile uyum içinde olmadığı tespit edilmiş bunun sonucu olarak ilk 10 metredeki grovak birim için seçilen elastisite modülü değerinin üçte biri alınarak geri analiz yapmıştır. Yapılan analizler sonucunda gerçekleşen deformasyonlar ile hesaplanan deformasyonların birbirlerini doğrular nitelikte olduğu tespit edilmiştir.

Gürsoy ve Durmuş (2009) tarafından yapılan çalışmada istinat duvarları ve geri dolgusunun doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleriyle oluşturulan modellerin karşılaştırılması yapılmıştır. Hesaplamalar yapılırken değişik varyasyonlarda modellemeler denenmiştir. Eurocode 8'e göre analiz hem zemin hem de istinat duvarının lineer davranış gösterdiği analiz, sadece zeminlerin non-lineer davranış gösterdiği analiz hem zeminin hem de istinat duvarının non-lineer davranış gösterdiği analizler yapılmıştır. Yapılan analizler sonucunda eğilme momenti değerleri sonlu elemanlarla yapılan non-lineer analizlerde, lineer ve analitik yolla yapılan analizlerden daha yüksek çıkmıştır. Ayrıca lineer analizlerden çıkan kesit tesirleriyle tasarlanan kesitler ile non-lineer analiz sonucu çıkan kesit tesirleri karşılanamamıştır.

Alkaya ve Yeşil (2010) yeraltı suyunun olmadığı ve kohezyonsuz zeminlerde yapılacak olan derin kazılarda ankrajlı ve ankrajsız fore kazıklı iksa sistemlerinin maliyeti ve etkileri incelemiştir. Yapılan analizler sonucunda kazı derinliği arttıkça maliyetlerinde arttığına değinen çalışmada çok sıra ankrajlı iksa yapmak için kazının minimum 8-9 m derinlikte olması gerektiği söylenmiştir. Bu derinlikten sonra yapılacak ankrajsız iksa ve tek sıra ankrajlı iksa yapma maliyetinin daha yüksek olduğu belirtilmiştir.

Lim vd. (2010) çalışmasında modifiye Taipei ulusal girişim merkezi kazısı için hazırlanan cam clay, pekleşen zemin ve küçük birim deformasyonda pekleşen zemin modellerini gerçek saha verileriyle karşılaştırmalı değerlendirilmiştir. Yapılan analizler sonucunda modifiye cam clay modelinde gerçekleştirilen

analizlerde sahada ölçülen oturma ve istinat duvarı deplasmanları model verilerinden daha yüksek çıkmıştır. Pekleşen zemin modelinde ise kazı aşamasının en son bölümünde hesaplanan deformasyonlar ile sahada ölçülen değerler oldukça yakın çıkmıştır ancak diğer kazı aşamalarında sahada ölçülenden daha fazla deformasyon hesaplanmıştır. Küçük birim deformasyonda pekleşen zemin modelinde yapılan değerlendirme pekleşen zemin modeliyle oldukça yakındır fakat yüzey oturmasında küçük birim deformasyon karakteristiğinden dolayı daha yakın sonuçlar elde edildiği düşünülmektedir.

Likitersuang vd. (2013), Bangkok metro istasyonu için yapılan kazı çalışmasında kullanılacak Mohr-Coulomb, yumuşak zemin, pekleşen zemin ve küçük birim deformasyonda pekleşen zemin modellerini karşılaştırmak için yapılan sonlu elemanlar model çalışmaları ile sahada yapılan ölçümler karşılaştırılmıştır. Yapılan çalışmalar sonucunda yumuşak zemin modelinin ve pekleşen zemin modelinin saha gözlemleriyle daha uyumlu sonuçlar verdiği değerlendirilmiştir.

Castaldo ve De Iuliis (2014) tarafından İtalya'nın Napoli şehrinde insan yoğunluğunun fazla olduğu bir noktada metro istasyonu için yapılan derin kazı sonucunda çevre binalardaki sismik kırılmanın etkisi araştırılmıştır. Yapılan analizlerde pekleşen zemin modeli ve ana kayada Mohr-Coulomb zemin modeli kullanılmıştır. Yapılan analizler sonucunda kazı öncesi ve kazı yapıldıktan sonraki sismik zemin davranışında önemli değişiklikler olduğu tespit edilmiştir.

Aktan (2014) tez çalışması kapsamında geliştirilen “Zemank” sonlu elemanlar analiz programı ile yaptığı analizleri profesyonel sonlu elemanlar yazılımları olan PLAXIS 2D (2016) ve SAP2000 ile yapılan analizler ile karşılaştırmıştır. Her program için yapılan 6 analiz sonucunda Zemank ve SAP2000 programları ile Terzaghi-Peck ve Tschebotarioff tarafından önerilen zemin basınçları kullanılarak yapılan analizlerin deformasyon, kesme kuvveti ve moment değerlerinin birbirine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Bununla birlikte yapılan analizler sonucunda PLAXIS'te kullanılan Mohr-Coulomb ve pekleşen zemin bünye modellerinden pekleşen zemin bünye modelinin çok sıra ankrajlı sistemler için önerilen toprak basıncı dağılımları ile uyum içinde olduğu belirtilmiştir.

Erdem (2016) tarafından yapılan çalışmada derin kazı sistemlerinin optimum tasarımı yapılmaya çalışılmıştır. Bu amaç doğrultusunda pilot bir bölgede üç farklı sıklıktaki kum zeminde 3 farklı dayanma yapısı tasarlanmıştır. Modelleme çalışması yapılırken zemin için pekleşen zemin modeli, kazık ve diyafram duvarlar için lineer elastik, palplanj perdesi için elasto plastik modeller kullanılmıştır. Yapılan analizler sonucunda maliyet ve deformasyon özellikleri göz önüne alındığında 80 cm'lik kazıklı perde duvar en uygun mühendislik yaklaşımı olarak belirlenmiştir.

Bahadır (2017) tarafından yapılan çalışmada zeminlerde kullanılan Mohr-Coulomb modeli, Pekleşen zemin modeli ve küçük birim deformasyonda pekleşen zemin modeli inklinometre saha ölçümleriyle karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler sonucunda Mohr-Coulomb modelinin diğer iki modelden daha konservatif

deformasyon tahmini yaptığı görülmüştür. İnklinometre ölçümleriyle karşılaştırıldığında Mohr-Coulomb modelle inklinometre tepe noktası ölçümleri arasında 23 mm fark olduğu belirlenmiştir. Pekleşen zemin modelinde ve küçük birim deformasyonda pekleşen zemin modelinde sırasıyla bu değerler 2 mm ve 5 mm olarak hesaplanmıştır.

Ko ve Yang (2019) sonlu elemanlar yöntemi ile modellediği palplanş rıhtımlarının çeşitli depremlerin en büyük yatay ivme değerlerini dikkate alan dinamik analizlerini yapmıştır. 10 farklı deprem kaydı bölgede oluşabilecek deprem özellikleri göz önüne alınarak seçilip ölçeklendirilmiştir. Ölçeklenen depremler sonlu elemanlar metoduyla modellenen dayanma yapısı üzerine etkilmiştir. Depremlerde yapısal hasarı hızlı bir şekilde değerlendirmek için kullanılan kırılgenlik eğrileri dikkate alınmış olup, yapılan 100 farklı analiz sonucunda elde edilen kırılgenlik eğrileri ile olasılıksal sismik kırılgenlik hesaplanmıştır.

Zhao vd. (2019) tarafından Yinjiang nehrinde yapılan ankrajlı dayanma yapısının toplam yatay gerilmesi, duvar deformasyonları ve ankraj kuvvetleri 3 ay boyunca gözlemlenmiştir. Analizler yapı-zemin etkileşimini dikkate alınarak ABAQUS programı ile yapılmıştır. Kazının her aşamasından veri elde edildiği için yapım aşamalarındaki gerilme değişimi kolaylıkla elde edilebilmiştir. Kazı işleminde geri dolgu işleminden daha yüksek basınç artışları gerçekleştiği gözlemlenmiştir. Ayrıca gözlenen basınçlar klasik Rankine teorisinden daha düşük olduğu belirlenmiştir. Kazı aşamasında toplam izin verilen deplasmanların %60'ının gerçekleştiği belirtilmiştir. Ayrıca daha düşük ankraj kuvvetleri daha yüksek deformasyonlara sebep olduğundan bahsedilmiştir.

Engin (2019) bir pilot saha için PLAXIS'te 3 farklı model çalışması yapmıştır. Yapılan analizler sahada yapılan inklonometre ve yük hücresi deneyleri ile karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler ve aletsel gözlemler sonucunda küçük birim defromasyonda pekleşen zemin bünye modeli ile yapılan analizlerin zeminden alınan inklonometre okumalarına en yakın sonucu verdiği görülmüştür. Bununla birlikte pekleşen zemin bünye modeli yine inklonometre okumalarına oldukça yakın sonuçlar verdiği tespit edilmiştir. Mohr-Coulomb ile yapılan analizlerin sadece maksimum deformasyonda benzerlik gösterdiği ancak duvarda meydana gelen kademeli kazı neticesinde oluşan deformasyonlarla benzer sonuçlara ulaşmadığı görülmüştür.

Yılmaz (2019) İstanbul-Avrupa yakasında bir metro istasyonuna ait kazı destek sisteminin iki boyutlu ve üç boyutlu analizlerini yapmıştır. Yapılan analizler diyafram duvara ait olup sahada yapılan inklonometre okumaları ile sonlu elemanlar yöntemi sonuçları karşılaştırılmıştır. Yapılan analizler sonucunda sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerde deformasyon değerleri inklonometre okumaları ile bulunan değerlerden daha yüksek çıkmıştır. Bu değerlerin yüksek çıkmasının sebebinin literatüre bağlı yapılan kabullerden kaynaklı olduğu ileri sürülmüştür. Bununla birlikte iki boyutlu ve üç boyutlu analizlerde duvarda meydana gelen kesit tesirlerinin birbirine oldukça yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

Uçar (2020) İstanbul-Avrupa yakasındaki bir komplekse ilişkin kesişen kazıklı ankrajlı iksa sistemi incelemiştir. Çalışmada elastisite modülünün, içsel sürtünme açısının ve kohezyon değerlerinin yanal deplasmanlara etkisi araştırılmıştır. Yapılan analizlerde sahada bulunan alüvyon birimler pekleşen zemin ile, kaya birimler ise Mohr-Coulomb ile modellenmiştir. Saha gözlemleri sonucunda 7. sıra ankrajdan itibaren kazı kotuna kadar deformasyonda artış gözlemlenmiştir. Bunun neticesinde 6-7. ve 7-8. sıralardaki ankrajlar arasına 16 adet öngermeli ankraj ilavesi yapılmıştır. Sonuçta zemin tabakalarının elastisite modüllerinde, içsel sürtünme açısı değerlerinde ve kohezyon değerlerindeki artışın yanal deformasyonları azalttığı görülmüştür.

Hatinoğlu (2021) Rize ilinde yapılmış olan Avm binasına ilişkin derin kazı destekleme sistemlerinin sonlu elemanlar ile yapılan deformasyon tahminleri ile inklinometre okumaları karşılaştırmıştır. Bu bağlamda modellenen 3 kesitten ilkinde modelden elde edilen deformasyon değerinin sahada ölçülen deformasyon değerinden 4 mm daha düşük olduğu gözlemlenmiştir. Bununla birlikte çalışmaya konu olan ikinci bir kesitte beklenen deformasyon değeri gözlenen deformasyon değerinden 4 mm daha yüksek olarak hesaplanmıştır. Ancak kazık üst kotunda gözlenen deformasyon değeri beklenenden 9 mm daha yüksek çıkmıştır; bunun başlıca sebebi olarak kazık üst kotundaki ankrajların ön germe yüküne ulaşmaması olarak ifade edilmiştir. Bununla birlikte hesaplanan 3. kesitte yine model ile saha gözlemlerinin birbiri ile uyumlu olduğu tespit edilmiştir.

Şen (2021) ankrajlı iksa sistemi tasarımını Mohr-Coulomb, pekleşen zemin ve küçük birim deformasyonda pekleşen zemin modeli ile yapmıştır. Sonuçlarını sahada inklinometre okumaları ve yük hücresi deneyleriyle karşılaştırmıştır. Yapılan analiz sonuçlarına göre pekleşen zemin modeli, sahadaki inklinometre ölçümleriyle oldukça yakın bir sonuç vermiştir. Bununla birlikte küçük birim deformasyonda pekleşen zemin modeli ile pekleşen zemin modeli oldukça benzer sonuçlar vermiştir. Mohr-Coulomb zemin bünye modelinde maksimum deplasman değeri diğer iki modelin deplasman değerinin 2 katı bulunmuştur.

Yapılan literatür taraması sonucunda mevcut inşaat teknolojisi ile uyumlu olarak en sağlıklı analizlerin sonlu elemanlar yöntemi ile yapılabildiği görülmektedir (Bilgin, 2010; Do vd., 2016; Dong vd., 2017; Gazetas vd., 2016; Harahap ve Ou, 2020; Kawa vd., 2019; Lim ve Ou, 2017; Ram, 2019; Sheth ve Raghavani ; Tang vd., 2018; Wang vd., 2020; Zhang vd., 2020).

Ülkemizin nüfusunun büyük bölümü deprem tehlikesiyle yaşamaktadır. Türkiye’de oluşan depremler sebebiyle büyük can ve mal kayıpları yaşanmıştır. Derin kazıları destekleme sistemlerinin tasarımı hem kendisini hem de çevresini etkilemektedir. Dolayısıyla, derin kazı destekleme sistemlerinin statik ve dinamik tasarımı büyük önem arz etmektedir.

1.4 Derin Kazılar

İlk olarak derinliği genişliğinden fazla olan kazılar derin kazılar olarak tanımlanmıştır. Daha sonra Terzaghi ve Peck (1967) tarafından derinliği 6 metreden küçük kazılar için derin kazı çözüm yöntemlerinin maliyetli olacağı düşüncesiyle derin kazılar 6 m'den fazla derinliğe sahip kazılar olarak tanımlanmıştır.

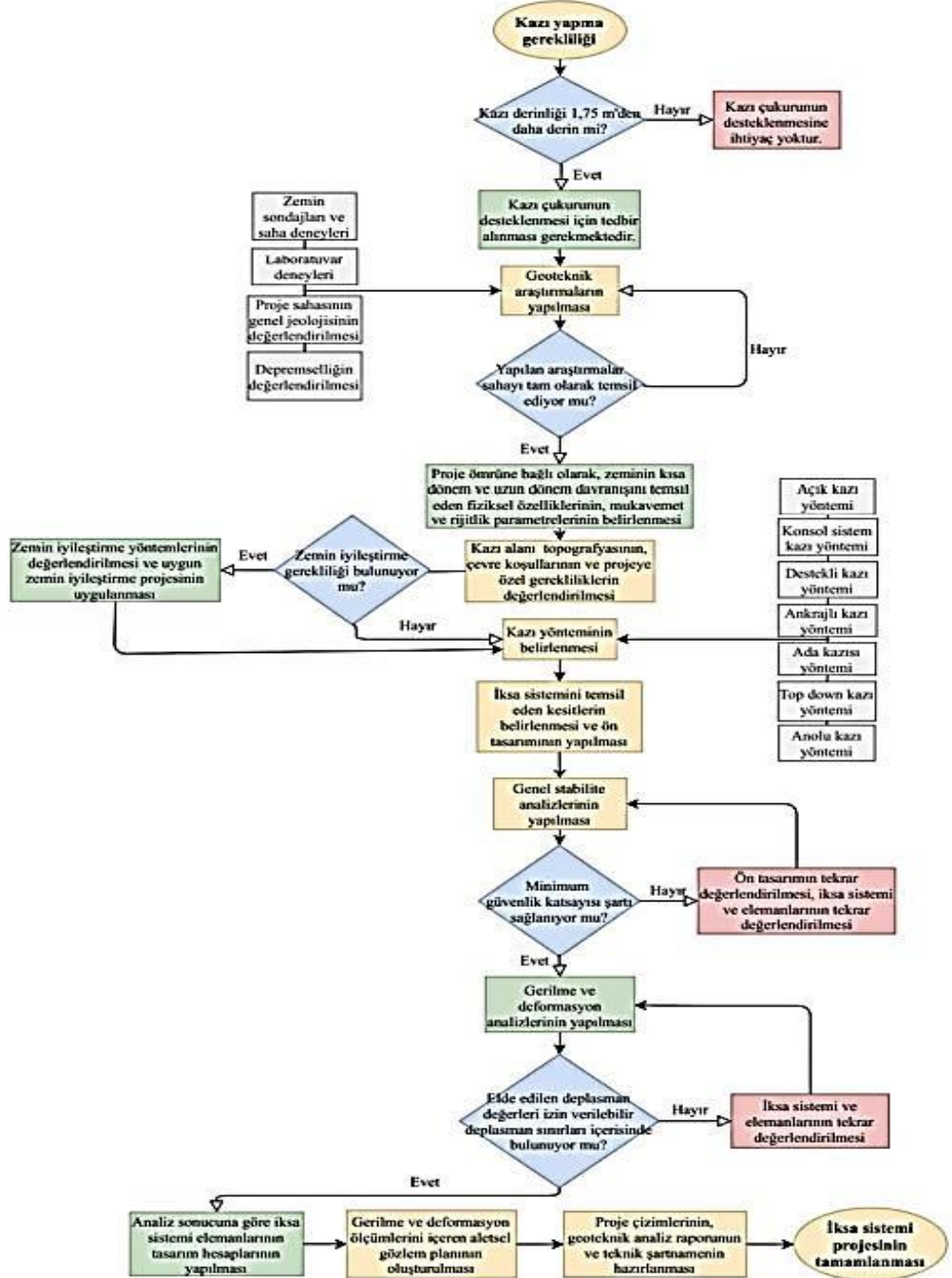
Derin kazıların tasarımında birden fazla tasarım metodu vardır. Bunların arasında en çok kullanılan yöntem limit denge yöntemi olmasına rağmen günümüzde bilgisayar teknolojilerinin gelişmesiyle beraber sonlu elemanlar metodunun kazı tasarımlarında kullanımı artmıştır. Sonlu elemanlar metoduyla limit denge yöntemi arasında en önemli fark, sonlu elemanlar yönteminin yapı-zemin etkileşimi içerisindeki deformasyon analizinin ileri zemin bünye modelleri ile birlikte gerçeğe çok yakın bir tahmin yapabilmesidir. Ancak sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan tahminlerin kullanıcının girdiği verilerle ve kabul edilen zemin bünye modeliyle birebir ilişkili olduğu unutulmamalıdır.

Derin kazı destekleme sistemlerinin başarısı bölgeye ve bölge şartlarına göre uygun destekleme sisteminin seçimi, tasarıma uygun geoteknik değerlendirme ve uygun tasarım yöntemi ile mümkün olmaktadır. Derin kazı tasarımına ilişkin uygulanan metodoloji Şekil 1.1'de gösterilmiştir.

1.5 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Zeminlerin davranışının incelenmesi için birçok farklı teorik ve ampirik yöntem literatürde mevcuttur ancak bu yöntemlerde karmaşık zemin yapısı farklı kabuller yapılarak zemin homojen ve lineer elastik bir davranış gibi modellenmektedir. Zeminin homojen ve lineer elastik davranış gösterecek bir modelinin hazırlanması yaklaşık sonuçlar vermektedir ancak gelişen bilgisayar teknolojisiyle beraber zemindeki heterojenliğin ve lineer olmayan davranışın modellenmesi yaygınlaşmıştır.

Sonlu elemanlar yöntemi sistemi bütüncül bir yaklaşımla çözmek yerine sistemi küçük parçalara ayırıp her parça için yapılan analizlerin diferansiyel denklemler yardımıyla birleştirilmesidir. Teorik olarak bir sistemin sonsuz sayıda parçalara ayrılarak çözülmesi durumunda gerçek sonucu vermesi beklenir. Sonsuz boyutlardaki bir zeminin sonlu sayıda parçalara bölerek çözülmesi ve birleştirilmesi işlemi Sonlu Elemanlar Yöntemi olarak adlandırılmaktadır.



Şekil 1.1 Derin kazı tasarımında uygulanan metodoloji (Şen, 2021).

1.5.1 Sonlu elemanlar yöntemi ve geoteknik mühendisliği

Sonlu elemanlar yöntemi, karmaşık mühendislik problemlerini doğru bir şekilde çözmek için etkin bir şekilde kullanılabilen sayısal bir yöntemdir. İlk olarak 1956'da uçak gövdesi gerilme analizi için geliştirilen bu yöntemin, sonraki yıllarda uygulamalı bilim ve mühendislik problemlerini çözmek için

kullanılabileceği anlaşılmıştır. İlerleyen yıllarda sonlu elemanlar yöntemi ve çözme tekniği hızla gelişmiş ve günümüzde birçok pratik problemin çözümü için en iyi yöntemlerden birisi haline gelmiştir.

Yöntemin farklı mühendislik alanlarında bu kadar popüler olmasının ana nedenlerinden biri, herhangi bir özel problemin, genel amaçlı bir bilgisayar programı kullanılarak giriş verilerinin basitçe değiştirilmesiyle çözülebilmesidir. Sonlu elemanlar yöntemi 30 yılı aşkın bir süredir mühendisliğin birçok alanında kullanılmasına rağmen, son yıllarda geoteknik problemlerin analizine uygulanması yaygınlaşmıştır. Bunun nedeni, geoteknik mühendisliğine özgü ve yeni çözülmüş birçok karmaşık problemin olmasıdır. Doğru kullanıldığında, bu yöntem pratik zemin mühendisliği problemleri için gerçekçi sonuçlar üretebilir. İyi bir analiz, gerçek zemin davranışını simüle ederek mühendislerin sorunu daha iyi anlamasını sağlar.

Sonlu elemanlar yöntemi, bir sınır değer problemin yaklaşık çözümünü elde etmek için kullanılan sayısal bir yöntemdir. Bu yöntem nümerik analiz yöntemleri arasında bilgisayar yazılımı için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve doğrusal olmayan malzeme davranışı homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlamaya müsaade etmesidir. Diğer yandan bu yöntem mühendisliğin çok geniş bir alanında sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir. Zeinkiewicz ve Too (1972) tarafından, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli sistemlerin genel çözüm yöntemi olarak tarif edilmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile sürekli bir sistemi matematiksel olarak modellemek mümkün olmaktadır. Yöntemde, sürekli bir sistem kendi içinde sonlu sayıda bileşen veya elemanlardan ve bu elemanları birleştiren düğüm noktalarından oluşan ayrık bir sistem olarak modellenmektedir. Yani sistem sonlu elemanlara bölünerek denklemler bir eleman için yazılmakta ve integre edilerek sistem denklemleri elde edilmektedir. Sonuçta sürekli bir ortam için göz önüne alınan diferansiyel denklem lineer bir denklem takımına indirgenmektedir. Sonlu elemanlar yöntemi, herhangi bir lineer-elastik ortama uygulanabilmektedir. Fakat yöntemin geoteknik mühendisliği problemlerinde uygulanması birçok sınırlandırmalar gerektirmekte ve ek iyileştirmeler yapılmaksızın sadece kısıtlı sayıda problemler çözülebilmektedir. Yöntemde malzeme davranışı, toplam gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki değişimlerle ilişkilendirilerek formüle edilirken, geoteknik problemlerinde toplam gerilme tensörü, efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçlarına ayrılmakta ve malzeme davranışı genellikle efektif gerilmeler cinsinden ifade edilmektedir. Geoteknik problemlerin birçoğunda yapı ile zemin etkileşim içerisindedir. Buna bağlı olarak, bu tip problemlerin analizinde, yapı ile zemin arasında bir ara yüzey kullanılması gerekmektedir. Ayrıca, lineer-elastik teoriden farklı olarak, doğru bir çözüm elde etmek için daha geniş bir aralıkta sınır koşullarına ihtiyaç duyulmaktadır. Sonuç olarak, sonlu elemanlar yönteminin geoteknik mühendisliğinde gerçekçi bir biçimde uygulanabilmesi için bazı değişiklikler yapmak zorunlu olmaktadır (Zdravković vd., 2015).

Geoteknik uygulamalarda, gerçek dünya koşullarını simüle etmek için adım adım (aşamalı yükleme, aşamalı kazı) sonlu eleman analizi yapılır. Analizin

adım adım gerçekleştirilebilmesi iki avantaj sağlar. Bir analizde, dolgular yerleştirildikçe veya çıkarıldığında geometri her adımda değişir. Geometrideki değişiklikler, sonlu elemanlar ağına elemanlar eklenerek veya çıkartılarak modellenebilir. Analizde, zemindeki gerilmedeki değişiklikler nedeniyle her yükleme aşamasında zemin özellikleri değişir (Keskin, 2000).

Geoteknik problemlerde sonlu elemanlar analizi nedeniyle gerilme, yanal ve düşey hareket, boşluk suyu basıncı ve yeraltı suyu akışı vb. belirlenmelidir. Zeminin gerilme-şekil değiştirme davranışı doğrusal olmadığı için bu davranış analizde modellenmelidir. Bunun için inşaat öncesi ilk gerilme durumu, zeminin lineer olmayan gerilme-şekil değiştirme ve dayanım özellikleri ve yükleme aşamaları arasındaki bekleme süresi fiili duruma göre belirlenmelidir. Sonlu elemanlar ağı kullanılarak analiz için programın ilk aşamasının bir çizimi oluşturulup 3 boyutlu model için malzeme değerlerini girilir. Sınır koşulları ve yükleri belirledikten sonra, sonlu elemanlar ağı (mesh) oluşturulur. Parça şekli basitse, program onu otomatik olarak ayıracaktır. Karmaşık bir şekil ise, elle küçük parçalara bölünüp sistem çözüme ulaştırılır.

2. ZEMİN ÖZELLİKLERİNİN BELİRLENMESİ

Derin bir kazıda, sükunetteki zeminin bir kısmının alınmasıyla yük dengesi değiştiğinden zeminin stabilitesi sağlanmalıdır. Kazı yapıldığında önü açılan zemin tabakası kendi ağırlığına ilave yüklerin de eklenmesiyle beraber kazı alanına doğru hareket etmek isteyecektir. Bu hareketin sınırları 2018 Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler konulu genelgede konsol sistemler için nihai kazı derinliği'nin % 1.00'i, yatay destekli sistemler için (ankraj, strut vb.) nihai kazı derinliğinin ‰ 2.50 ile ‰ 5.00 arasında kalmalıdır.

Uygun zemin deneylerinin verilerinin elde edilmesi doğru zemin davranışının belirlenebilmesinde en büyük etkidir. Hem sahada hem laboratuvar ortamında yapılabilen zemin deneyleri uzman geoteknik mühendisi tarafından karar verilerek yapılmalıdır. Zemin mühendislik parametrelerindeki doğru olmayan sonuçlar gerçeğe en yakın sonuçları bulan Sonlu elemanlar yönteminin yanlış sonuçlar bulmasına dolayısıyla ekonomik olmayan yada uygun olmayan mühendislik çözümlerini beraberinde getirecektir.

2.1 Sondaj Çalışmaları

Sondajlar zeminin mühendislik özelliklerini belirleyebilmek için gereklidir. Zeminin mühendislik özellikleri belirlenirken zemin türüne bağlı olarak uygun deneylerin yapılabilmesi için arazide yerinde yapılacak deneyler kadar örselenmiş ve örselenmemiş numuneler ile yapılacak laboratuvar deneylerinin sağlayacağı bilgiye de ihtiyaç vardır.

Yapılacak sondaj sayısı ve nitelikleri 09.03.2019 tarihli 30709 sayılı resmi gazetede yayımlanmıştır (Resmi Gazete, 2019). Buna göre ;

- Sondaj sayısı bina oturma alanından bağımsız olarak minimum 3 olarak belirlenmiştir.
- Sondaj kuyusu boyunca her 1.5 metrede bir olmak suretiyle Standart penetrasyon deneyi (SPT) deneyi yapıp laboratuvar deneyleri için minimum 2 adet örselenmiş SPT numunesi alınmalıdır.
- Kohezyonlu zeminlerde yapılan sondaj çalışmalarında SPT deneine ek olarak minimum 2 adet sondaj kuyusunda maksimum metre arayla presiyometre deneyi veya kuyu içi Veyn deneyi yapılmalıdır.
- Kohezyonlu zeminlerde açılacak sondaj kuyularında her 5 m'de bir veya her tabaka değişiminde örselenmemiş numune (UD) alınmalıdır.
- RQD değeri sıfıra yakın, ayrılmış, zayıf kayaların doğru tanımlanması için bu birimlerde SPT deneyi (refü değeri elde edilmesi durumunda presiyometre deneyi) yapılması ve numune alınması gereklidir.
- Temel taban alanı 300 m² 'den az olan ve tek bloktan oluşan yapılarda minimum 3 adet ve buna ilaveten her 300 m² lik artışta 1 adet sondaj arttırılmalıdır.

- Sondaj sayısı, taban alanı 1000 m²'yi geçen binalarda birer adet bina köşelerinde ve 1 adet ortada olmak üzere en az beş adet olacak şekilde planlanmalıdır.
- Sondajlar arasındaki mesafeler maksimum 40-50 m olmalıdır.
- Derin kazı yapılması gereken, şev açısı yüksek olan sahalarda ilgili stabilite analizlerinin (örneğin ankraj kök bölgelerinin yer aldığı bölgede) yapılabilmesi için arsa sınırı dışında da yeterli derinlikte sondaj yapılması önerilmektedir.
- Sondaj derinliği, bina temelleri için temel tabanından başlayarak yapı genişliğinin en az 1.5 katı veya net temel taban basıncından kaynaklanan zemindeki gerilme artışının ($\Delta\sigma$) zeminin kendi ağırlığından kaynaklanan efektif gerilmenin (σ'_{vo}) % 10'una eşit olduğu derinlikten ($\Delta\sigma = 0.10 \sigma'_{vo}$) daha elverişsiz olacak şekilde seçilecektir.
- Hedeflenen sondaj derinliklerinden önce yapı etki bölgesi içinde tamamen ayrılmış kaya (W5) ve çok ayrılmış kaya (W4) (ISRM) birimler hariç olmak üzere, kaya birimler ile karşılaşılması durumunda en az 3.00 m. daha karotlu sondaja devam edilmelidir. Ayrılmış ve rezidüel birimler için en az 5.00 m. daha sondaja devam edilmelidir.
- Temel alt kotundan itibaren 10.00m.'lik zemin birimleri içerisinde yeraltı suyu ve sıvılaşabilir zemine rastlanmış ise sondaj derinliği temel alt kotundan itibaren en az 20.00 m. olacak şekilde belirlenmelidir.
- Sondaj derinliği, kazıklı temel gerektiren yapılar için kazık ucundan itibaren kazık çapının 5 katı veya kazık ucunun soketleneceği derinlikten az olamayacağı kabulü (en az 5.00 m.) ile planlanmalı ve yapılmalıdır.

2.2 Arazi Deneyleri

Arazi deneyleri zeminin mühendislik özelliklerini belirlemede kullanılmaktadır. Projenin ihtiyacına göre arazi deneylerinden bir tanesi veya bir kaçının kombinasyonu şekline yapılabilmektedir.

2.2.1 Standart penetrasyon deneyi

Standart penetrasyon deneyi (SPT) diğer tüm zemin deneylerinden daha eski olup literatürde oldukça geniş yer kaplamaktadır. SPT ilk olarak 19. yy sonları ile 20. yy başlarında kullanılmıştır. Standart penetrasyon deneyi ilk kez 1947'de düzenlenen Terzaghi tarafından düzenlenen Teksas konferansında tanımlanmıştır.

SPT en genel anlamda sondaj kuyusunun içerisinde yapılan 63.5 kg ağırlığındaki bir şahmerdanın 76.2 cm yükseklikten tekrarlı bir şekilde bırakılarak kuyu tabanından toplamda 45 cm'lik penetrasyon sağlanana kadar çakılması ve bunun için gerekli olan darbe sayısı (SPT-N) değerlerinin belirlenmesi olarak tanımlanabilir. Deney süresinin oldukça kısa olması ve yapım yönteminin kolay olması sebebiyle SPT literatürde oldukça geniş yer edinmiş ve zeminin çeşitli parametreleri ile SPT arasında zengin bir korelasyon ağı oluşturulmuştur. Bu nedenle kohezyonlu zeminlerde net sonuç vermemesine rağmen bütün zemin türlerinde uygulanabilmektedir.

Literatürde SPT sonuçları ile kohezyonsuz zeminlerin göreceli sıklığı, kohezyonlu zeminlerin kıvam durumu, zeminlerin kayma dayanımı ve sıkışabilirlik parametreleri, sıvılaşma potansiyeli arasında çok sayıda korelasyon mevcuttur. SPT, birçok zeminde uygulanabilse de özellikle iri granüler danelerin olmadığı kumlu zeminlerde gerçekçi ve tutarlı sonuçlar vermektedir (Kulhawy ve Mayne, 1990). Ayrıca, özellikle kohezyonsuz zeminlerde, yüzeysel temellerde taşıma gücü ve potansiyel oturmaların tahminine, ve kazıklı temellerde taşıma gücü tayinine yönelik ampirik yöntemler geliştirilmiştir. Tüm bu nedenlerle SPT'nin geoteknik tasarımda önemli bir yeri vardır. SPT'nin avantajları ve dezavantajları Kulhawy ve Mayne (1990) tarafından özetlenmiştir.

SPT Deneyinin Avantajları

- Deneyin yapımı diğer zemin deneylerine nazaran oldukça basittir.
- Deneyin süresi oldukça kısadır.
- Literatürde en geniş bilgi birikiminin bulunduğu deneydir.
- Hem numune alınması hemde anında zemin hakkında bilgi verebilmesi sebebiyle maliyeti daha ucuzdur.
- Literatürde mühendislik yorumunun yapılabilmesi için önerilen birçok korelasyon mevcuttur.

SPT Deneyinin Dezavantajları

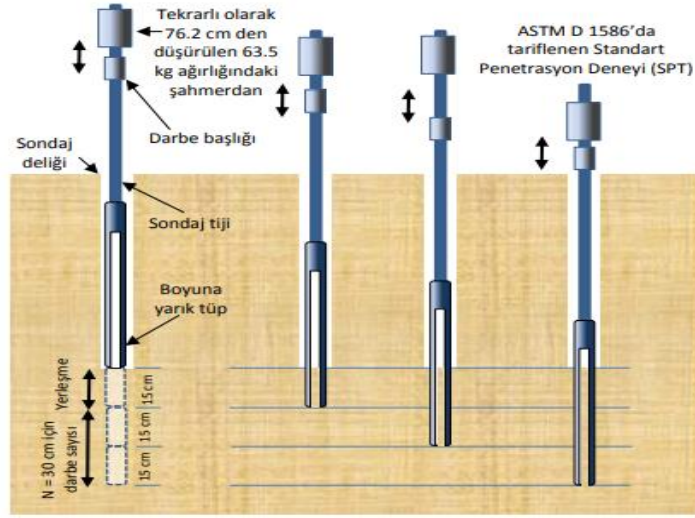
- Uygulayan kişinin yetkinliği oldukça önemlidir. Bu sebeple işin ehli olmayan kişiler tarafından uygulanması sonucu ciddi yorum hataları yapılabilir.
- Deney sonuçları sondaj ekipmanından uygulama yöntemine kadar birçok değişkene bağlıdır ve çok hassastır.
- Kohezyonlu zeminlerde yanıltıcı sonuçlar verebilmektedir.

Deney için başlıca 4 ekipmana ihtiyaç vardır. Bunlar;

- Şahmerdan ve şahmerdan düşürme mekanizması
- Tijler
- Sürme Pabucu
- Örnek alıcı tüp

Sondaj deliği açıldıktan sonra sondaj tijlerine sabitlenen SPT tüpü düşürülmeden zemin içerisine tatbik edilir. Daha sonra tij üzerinde 15 cm arayla üç nokta işaretlenir. Daha sonra işaretlenen her bir 15 cm ara için SPT düşü sayısı belirlenir. Eğer çok sert zeminlerde SPT'nin herhangi bir 15 cm'inde 50 darbeden sonra aşılamaz ise deney durdurulur ve refü tanımlaması yapılır.

15'şer cm arayla SPT darbe sayısı belirlendikten sonra ilk 15 cm'i dikkate alınmadan son 30 cm için SPT darbe sayıları toplanarak SPT-N tanımlaması yapılır. Deney her 1.5 metrede bir tekrarlanır. Amerikan Karayolları İdaresi tarafından deneyin yapılma aşamalarına ait örnek çizim Şekil 2.1'de gösterilmiştir (AASHTO, 2007).



Şekil 2.1 SPT deneyi yapılma düzeni ([http:// www.imoistanbul.org/ /imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2017/2-3%20aralık/sadik-oztoprak.pdf](http://www.imoistanbul.org/imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2017/2-3%20aralık/sadik-oztoprak.pdf)) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).

2.2.1.1 SPT düzeltmeleri

Deney düzeneklerindeki farklılıklar deney sonucunu etkilemektedir. Ayrıca zemin türünden kaynaklı boşluk suyu basınçlarındaki artıştan gerçekte oluşan darbe sayısı değişmektedir. Bu sebeplerle ölçülen SPT-N değeri bir takım düzeltmeler yapılması gerekmektedir.

Enerji Düzeltmesi

SPT tüpüne uygulanan enerji her darbe için 63.5 kg ağırlığındaki şahmerdanın 76.2 cm yükseklikten düşürülmesi olarak standartlaşmıştır ancak uygulamalarda olması gereken enerjinin %40'ına kadar düştüğü gözlenmiştir. Enerji düzeltmelerinde, emniyetli şahmerdan sisteminde elde edilebilen %60 enerji transferi standart olarak alınmış, ve diğer sistemlerdeki enerji transfer değerlerine oranlanmıştır.

Delgi Çapı, Tüp Tipi, Tij Uzunluğu ve Darbe Hızı için Düzeltmeler

SPT-N değerlerine delgi çapına, standart penetrasyon tüpünde astar olup olmamasına, darbe vuruş hızına ve deney yapılan derinlikteki tij uzunluğuna bağlı olarak düzeltme faktörleri uygulanmaktadır. Araştırmacılar tarafından önerilen düzeltmeler Tablo 2.1'de gösterilmiştir.

Tablo 2.1 SPT düzeltme katsayıları (Erol ve Bayram, 2014).

Değişkenler		Düzetme Faktörü				
		Semboller	Skempton (1986)	Robertson ve Wride (1997)	McGregor ve Duncan (1998)	Bowles (1996)
Tij Uzunluğu	>30 m	C _R	<1	1	1	1
	10-30 m		1	1	1	1
	6-10 m		0.95	0.95	1	0.95
	4-6 m		0.85	0.85	1	0.85
	3-4 m		0.75	0.75	1	0.75
	0-3 m		0.75	-	0.75	0.75
Tüp	Astar olmayan örnek alıcı	C _S	1.2	1.1-1.3	-	1
	Standart tüp					
	Gevşek kum		1	1	-	0.9
	Sıkı kum ve kil		1	1	-	0.8
Delgi Çapı	60-120 mm	C _B	1	1	-	1
	150 mm		1.05	1.05	-	1.05
	200 mm		1.15	1.15	-	1.15
Darbe Vuruş Hızı	20'den az ve 10-20 darbe/dk	C _{BF}	-	-	0.95	-
	20'den fazla ve 10-20 darbe/dk		-	-	1.05	

Yine ülkemizde yürürlükte olan TBDY (2018) tarafından önerilen düzeltmeler tablo 2.2'de gösterilmiştir.

Tablo 2.2 SPT düzeltme katsayıları (TBDY, 2018).

Düzeltilme Katsayısı	Değişken	Değer
C _R	3m ile 4m aralığında	0.75
	4m ile 6m aralığında	0.85
	6m ile 10m aralığında	0.95
	10m'den derin	1.00
C _S	Standart numune alıcı(iç tüpü olan)	1.00
	İç tüpü olmayan numune alıcı	1.10-1.30
C _B	Çap 65mm-115mm arasında	1.00
	Çap 150mm	1.05
	Çap 200mm	1.15
C _E	Güvenli tokmak	0.60-1.17
	Halkalı tokmak	0.45-1.00
	Otomatik darbeli tokmak	0.90-1.60

Örtü Yükü Düzeltmesi

Zeminin birim hacim ağırlığından dolayı derine indikçe yatay ve düşey zemin basınçlarının arttığı gözlenmektedir. Bu sebeple gerçek zemin davranışını belirleyebilmek için SPT-N sayısında düzeltme yapılmalıdır. Düzeltme için önerilen çeşitli formüller Tablo 2.3'te gösterilmiştir.

Tablo 2.3 Farklı araştırmalara göre örtü yükü düzeltmeleri (Erol ve Bayram, 2014).

Araştırmacılar	C _N
Teng(1962)	$50/(10 + \sigma_{v0}' \text{ (psi)})$
Bazaraa(1967)	$4/(1 + 2 \sigma_{v0}' \text{ (ksi)})$
Peck vd.(1974)	$0.77 \log(20 \sigma_{v0}' \text{ (tsf)})$
Seed vd.(1976)	$1 - 1.25 \log(\sigma_{v0}' \text{ (tsf)})$
Tokimatsu ve Yoshimi(1983)	$1.7/(0.7 + \sigma_{v0}' \text{ (kg/cm}^2\text{)})$
Skempton(1986)	$2/(1 + \sigma_{v0}' \text{ (tsf)})$
Liao ve Whitman(1986)	$9.78 \times (1/(\sigma_{v0}' \text{ (kN/m}^2\text{)}))^{0.5}$

TBDY (2018)'de ise örtü yükü düzeltmesi Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilen formül ile hesaplanmaktadır. Maksimum örtü yükü düzeltmesi için 1.7 alınması önerilmektedir.

Tüm bunlarla beraber TBDY (2018) tarafından yapılacak düzeltmeler için formüller önermiştir. TBDY (2018), N_{1,60} darbe sayısının hesaplanması için Denklem (2.1)'i önermektedir:

$$N_{1,60} = (SPT-N_{30}) * C_N * C_R * C_S * C_B * C_E \quad 2.1$$

Burada C_N kohezyonsuz zeminlerde uygulanan efektif gerilme (derinlik) düzeltme katsayısını, C_R tij boyu düzeltme katsayısını, C_S numune alıcı tipi düzeltme katsayısını, C_B sondaj delgi çapı düzeltme katsayısını, C_E enerji oranı düzeltme katsayısını göstermektedir.

Arazideki kohezyonsuz zeminlerde derinlik düzeltme katsayısı Denklem (2.2) ile hesaplanmıştır. Bu denklemde σ'_{v0} deneyin yapıldığı noktadaki efektif gerilme olup birimi kN/m^2 'dir.

$$C_N = 9.78 * \sqrt{\frac{1}{\sigma'_{v0}}} \leq 1.70 \quad 2.2$$

2.2.1.2 SPT korelasyonları

SPT deneyinin yaygınlığı ve kullanım kolaylığı sebebiyle literatürde oldukça geniş yer bulmaktadır. Bu geniş literatürden dolayı SPT deneyiyle ilgili birçok korelasyon bulunmaktadır.

Zemin Sınıflandırması

Clayton (1993) tarafından önerilen SPT-N değerlerine bağlı zemin sınıflandırma sistemi hala günümüzde yaygın olarak kullanılmaktadır.

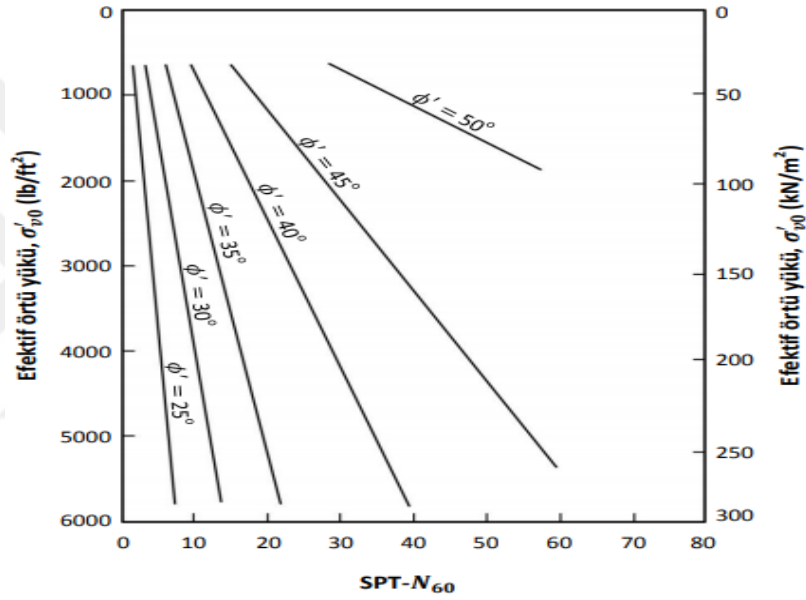
Tablo 2.4 Clayton (1993) tarafından önerilen SPT'ye bağlı zemin sınıflandırması (Erol ve Bayram, 2014).

Zemin Türü	SPT-N	Zemin Sınıflandırması
Kum	$(N_1)_{60}$	0-3
		Çok gevşek
		3-8
		Gevşek
		8-25
Kil	N_{60}	Orta sıkı
		25-42
		Sıkı
		42-58
		Çok sıkı
Zayıf Kaya	N_{60}	0-4
		Çok yumuşak
		4-8
		Yumuşak
		8-15
		Orta katı
Zayıf Kaya	N_{60}	15-30
		Katı
		30-60
		Çok katı
Zayıf Kaya	N_{60}	>60
		Sert
Zayıf Kaya	N_{60}	0-80
		Çok zayıf
Zayıf Kaya	N_{60}	80-200
		Zayıf

SPT- İçsel Sürtünme Açısı (Φ')

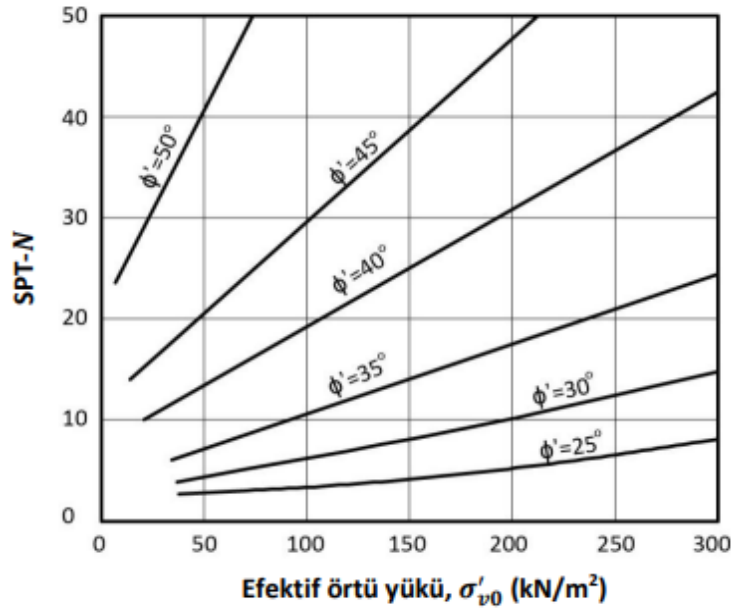
SPT doğası gereği kohezyonsuz zeminlerde daha iyi sonuç verdiği için literatürde içsel sürtünme açısı ile ilgili geniş bir bilgi bulunmaktadır. Bu kapsamda birçok araştırmacı tarafından içsel sürtünme açısı ile ilgili birçok korelasyon hazırlanmıştır. Bunlardan başlıcaları, De Mello (1971); Schmertmann (1975); Stroud ve Hui (1988); Bowles (1988); Hatanaka ve Uchida (1996) tarafından hazırlanmıştır.

De Mello (1971) tarafından hazırlanan SPT-N ve efektif geostatik gerilmeye bağlı korelasyon Şekil 2.2’de gösterilmiştir.



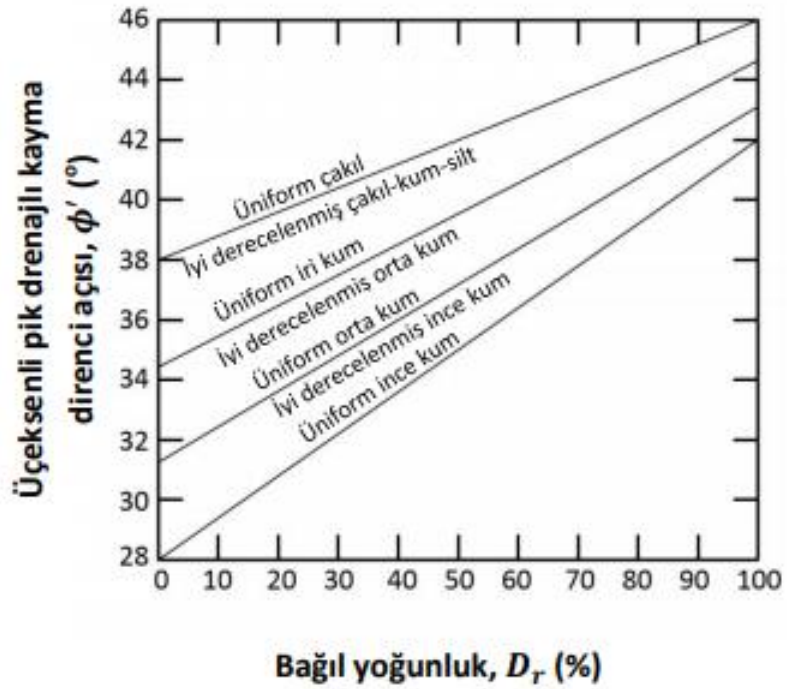
Şekil 2.2 De Mello (1971) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları.

De Mello (1971) tarafından önerilen içsel sürtünme açısı efektif örtü yükü ve SPT-N darbe sayısına bağlı olarak önerilmiştir.



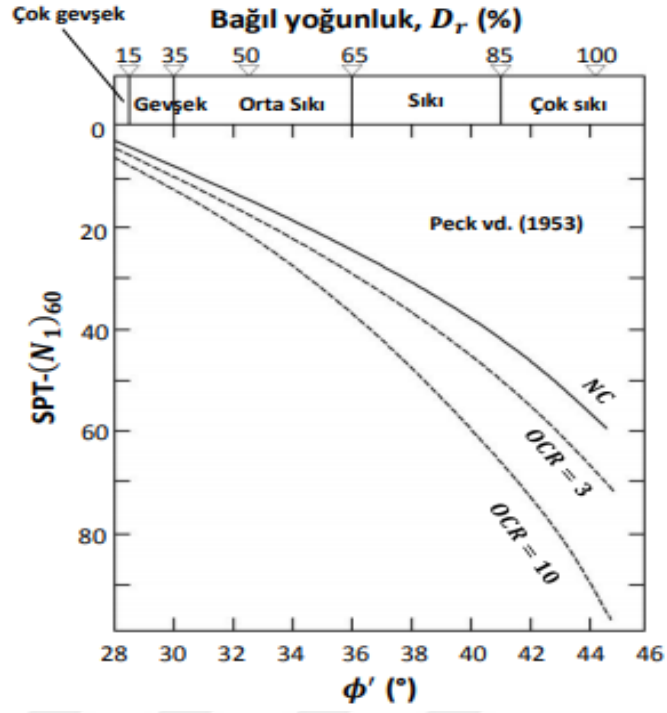
Şekil 2.3 Schmertmann (1975) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları.

Yine Schmertmann (1975) tarafından rölatif sıkılığa'a (D_r , %) bağlı olarak önerilen korelasyon Şekil 2.4'te gösterilmiştir.



Şekil 2.4 Schmertmann (1975) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları(Erol ve Bayram, 2014).

Stroud ve Hui (1988) tarafından $SPT-N_{1,60}$ ve AKO ilişkisi Şekil 2.5'te gösterilmiştir.



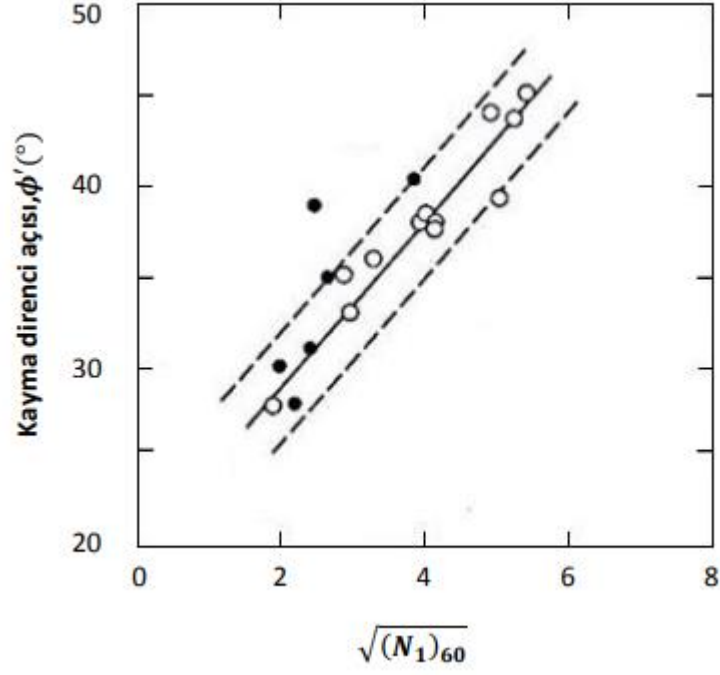
Şekil 2.5 Stroud (1988) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları (OCR=AKO).

Bowles (1988) tarafından $SPT-N_{1,70}$ - D_r - Φ' - γ_s ilişkisi Tablo 2.5'te gösterilmiştir.

Tablo 2.5 Bowles (1996) tarafından önerilen içsel sürtünme açıları.

Tanım		Çok gevşek	Gevşek	Orta sıkı	Sıkı	Çok sıkı
D_r		0	0.15	0.35	0.65	0.85
$(N_1)_{70}$	İnce	1-2	3-6	7-15	16-30	-
	Orta	2-3	4-7	8-20	21-40	>40
	İri	3-6	5-9	10-25	26-45	>45
Φ'	İnce	26-28	28-30	30-34	33-38	<50
	Orta	27-28	30-32	32-36	36-42	
	İri	28-30	30-34	33-40	40-50	
$\gamma_s(kN/m^3)$		11-16	14-18	17-20	17-22	20-23

Hatanaka ve Uchida (1996) tarafından $SPT-N_{1,60}$ 'a bağlı olarak Şekil 2.6'da gösterilmiştir.



Şekil 2.6 Hatanaka ve Uchida (1996) tarafından önerilen içsel sürtünme açısı.

SPT- Elastisite Modülü

Araştırmacılar tarafından değişik zemin türleri için önerilen $SPT-N_{55} - E_s$ korelasyonlarını Tablo 2.6'da özetlenmiştir (Bowles, 1988). Bu değerler normal konsolide kumlar için verilmiş olup önceden yüklenmiş kumlarda bu tablodaki değerlerin (OCR) 0.5 faktörü ile çarpılması önerilmiştir.

Tablo 2.6 Bowles (1988) tarafından önerilen elastisite modülleri.

Zemin Türü	E_s
Normal Konsolide Kumlar	$500 \cdot (N_{55} + 15)$
	$7000 \sqrt{N_{55}}$
	$6000 \cdot N_{55}$
	$(15000-22000) \ln N_{55}$
	$(2600-2900) \cdot N_{55}$
Suya doymuş kumlar	$250(N_{55} + 15)$
Çakıllı kumlar	$1200(N_{55} + 6)$
	$N_{55} \leq 15$ için $600(N_{55} + 6)$
	$N_{55} > 15$ için $2000 + 600(N_{55} + 6)$
Killi Kumlar	$320(N_{55} + 15)$
Silt, kumlu silt, killi silt	$300(N_{55} + 6)$

AASHTO (2007) tarafından önerilen elastisite modülü değerleri Tablo 2.7’de verilmiştir.

Tablo 2.7 AASTHO (2005) tarafından önerilen elastisite modülleri.

Zemin Tipi	Tipik Elastisite Modülü Değerleri (MPa)	Poisson oranı (v)
Kil		
Yumuşak	2.4-15.00	
Orta katıdan katıya kadar	15.00-50.00	0.40-0.50
Çok katı	50.00-100.00	
Lös ve Silt		
Lös	15.00-60.00	0.10-0.30
Silt	2.00-20.00	0.30-0.35
İnce kum		
Gevşek	7.50-10.00	
Sıkı	10.00-20.00	0.25
Çok sıkı	20.00-25.00	
Kum		
Gevşek	10.00-25.00	
Sıkı	25.00-50.00	0.20-0.40
Çok sıkı	50.00-75.00	
Kayaç		
Gevşek	25.00-75.00	
Sıkı	75.00-100.00	0.20-0.40
Çok sıkı	100.00-200.00	
SPT deneyi ile elastisite modülü tayini		
Siltler, kumlu siltler, az kohezyonlu karışımlar		$0.14 \cdot N_{1,60}$
Temiz kumlar ve az miktarda siltli kumlar		$0.7 \cdot N_{1,60}$
Kaba kumlar ve ufak kayaçlar		$1.0 \cdot N_{1,60}$
Kumlu kayaçlar ve kayaçlar		$1.1 \cdot N_{1,60}$
Drenajsız kayma dayanımı ile elastisite modülü tayini		
Yumuşak hassas killer		$400S_u-1000S_u$
Orta katıdan ve katıya killer		$1500S_u-2400S_u$
Çok katı killer		$3000S_u-4000S_u$
Serbest basınç deneyine göre elastisite modülü tayini		
Kumlu zeminler		$4q_c$

2.3 Laboratuvar Deneyleri

2.3.1 Elek analizi

Zeminlerin belirli boyutları esas alınarak üretilen eleklerden zemin danelerinin geçip geçememe özelliği esas alınarak uygulanan bir zemin sınıflandırma deneyidir. Dane boyu dağılımı saptanarak incelenen zeminin davranışı ve içeriği hakkında bilgi sahibi olunmaktadır. Elek analizi sonrasında zemin iyi derecelenmiş veya kötü derecelenmiş olarak tanımlanabilir. Bu özellik incelenen zeminde zemin türlerinin % olarak ne kadar bulunduğunu tanımlar. Deney elek altında kalan malzemenin % olarak tüm zemin ağırlığına oranı esasına dayanmaktadır. Bu çözümlerin yapılabilmesi için yarı logaritmik kağıtta elek altında kalan malzemenin yüzdesel ağırlıkları ve dane boyu dağılımına ihtiyaç vardır. Oluşturulan dane boyu dağılım eğrisi kullanılarak zemin kil, silt, kum ve çakıl olarak sınıflandırılır (ASTM D-422-63).

2.3.2 Üç eksenli basınç deneyi

Sahadan alınan numunenin yapay yollarla yaratılan benzer çevre koşullarında numune üzerine hem deviatronik hemde eksenel yük uygulanarak zeminin drenajlı ve drenajsız kayma mukavemetinin belirlenmesi işlemidir. Üç tip üç eksenli basınç deneyi vardır bunlar;

- UU Deneyi (Konsolidasyonsuz - Drenajsız)
- CU Deneyi (Konsolidasyonlu - Drenajsız)
- CD Deneyi (Konsolidasyonlu – Drenajlı)

UU Deneyi (Konsolidasyonsuz Drenajsız)

UU Deneyi için deney öncesi doymuş olduğu kabul edilen numune, üç eksenli deney hücresinde çevre basıncına tabi tutulur. Numune hücreye yerleştirildikten sonra yanıl basınç ünitesi vanası kullanılarak çevre basıncı belirlenen değere getirilir. Ardından sabit bir düşey gerinme oranı kullanılarak oluşturulan düşey basınçla numunenin kırılması sağlanır. Numunenin özgün yapısının ve su içeriğinin değişmemesi için, doyurma ve konsolidasyon işlemleri uygulanmaz. Bu deney sırasında boşluk suyu basıncı ölçülmediği için sonuçlar sadece toplam stres üzerinden yorumlanabilir. Bu deneyler genelde aynı numuneden elde edilen üç farklı deney numunesi üzerinde farklı çevre basınçları kullanılarak yapılır.

Tüm numunelerin doymuş olduğu varsayıldığı için kesme dayanımları tüm deneylerde birbiriyle ilişkilidir. Deney sonuçları için gerinme miktarına tekabül eden düşey basınç eğrileri çizilir. Kırılma anı olarak kabul edilen net en büyük ana stres değerinde Mohr halkaları toplam stres olarak çizilir. Ortalama drenajsız kesme dayanımı kaydedilmeli ve Mohr dairelerine teğet geçen kırılma/göçme zarfı/doğrusu çizilerek, drenajsız kohezyon kesme noktası (c) ve drenajsız kesme direnci açısı (ϕ) bulunur (ASTM D2850-15).

CU Deneyi (Konsolidasyonsuz Drenajsız)

UU deneyinden farklı olarak mevcut çevre koşullarına maruz bırakılarak konsolide olması sağlanan numune eksenel yükleme yapılacağı sırada drenaja izin verilmez (ASTM D2850-15).

CD Deneyi (Konsolidasyonlu- Drenajsız)

En yavaş sonuç veren konsolidasyon deney tipidir. Numune hem ön yüklemede hemde eksenel yüklemede drenaj yapmasına izin verilir. 3 tip üç eksenli deneyde en doğru sonuçları verir ancak numune boşluk suyu basıncının oluşamayacağı kadar yavaş yüklenmelidir bu sebeple aralarında en yavaş sonuç veren deney tipidir (ASTM D2850-15).

2.3.3 Kesme kutusu deneyi

Zemin kayma mukavemetinin bulunmasında kullanılan en eski deney tiplerinden birisidir. Kesme kutusunun çalışma prensibi yatay düzlem boyunca gerilme uygulanarak sabit bir düzlem boyunca kırılmasını esas almaktadır. Deney boşluk oranı yüksek kumlarda drenajlı koşullarda yapılabilmektedir ancak boşluk oranı düşük killerde ve siltlerde drenajsız koşullarda yapılmaktadır. Eğer yükleme yavaş yapılırsa killerde ve siltlerde de drenajlı koşullar geçerli olabilmektedir.

Zemin önceden belirlenmiş bir düzlem boyunca deviatorik gerilme altında önceden belirlenen bir düzlem boyunca kırılması esasına dayanır. Deney sırasında numuneye uygulanan maksimum gerilme göçme gerilmesi olarak kabul edilir.

Deneyin bazı önemli avantajları bulunmaktadır. Bunlar kesme sırasında oluşabilecek boşluk suyu basıncının ölçülmesinin mümkün olmaması, göçmenin deney düzeneği tarafından belirlenen düzlem boyunca olması kırılma düzlemi boyunca oluşan gerilmelerin dağılımının non-uniform olması olarak söylenebilir (ASTM D3080).

2.3.4 Atterberg limitleri

Kohezyonlu zeminlerde gözlenen plastik durumun incelenmesi için yapılan deneylerdir. Zeminin sıvı gibi akabildiği sınır su muhtevası değerine likit limit denilmektedir. Bununla birlikte gittikçe suyun azaltılarak artık şekil verilebilir kıvama geldiği sınır değere plastik limit denilmektedir. Plastik kıvamla yarı katı kıvam arasındaki sınır değer ise zemin numunesi üzerinde çatlak olup olmamasıyla belirlenmektedir. Bu çatlaklar çubuk haline getirilen numunede yaklaşık olarak 3 mm çatlak olmasına karşılık gelmektedir (ASTM D3080 ve ASTM D 4318).

3. İKSA SİSTEMİNE ETKİYEN YÜKLER

Bu bölümde dayanma yapılarının tasarımına esas zemin basınçları ve ilgili teorileri incelenecektir.

Dayanma yapılarının üzerine etkiyen basınçlara yanal toprak basıncı olarak anılmaktadır. Dayanma yapılarına esas olan yanal zemin basınçları düşey gerilmelerin toprak basıncı katsayısı ile çarpılmasıyla bulunur.

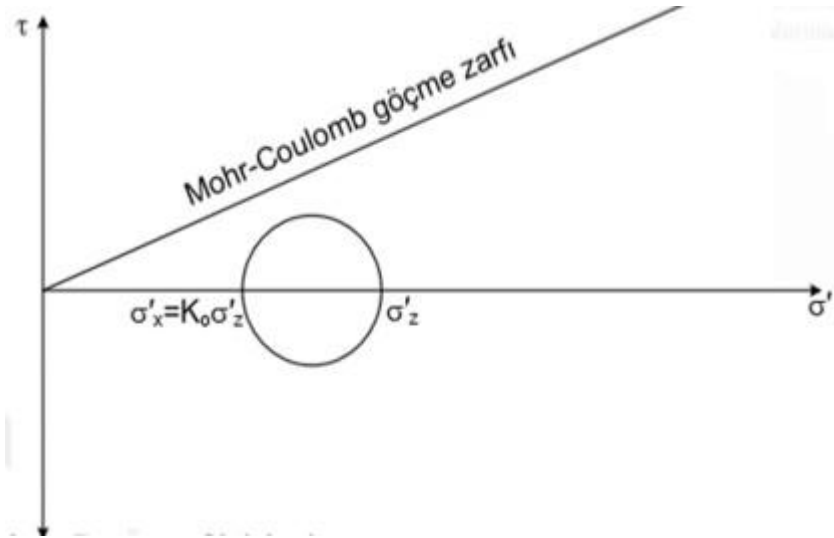
Yanal zemin basıncı katsayısı (K) zemindeki yatay efektif gerilmenin düşey efektif gerilmeye oranı olarak tanımlanır.

$$K = \frac{\sigma'_x}{\sigma'_z} \quad 3.1$$

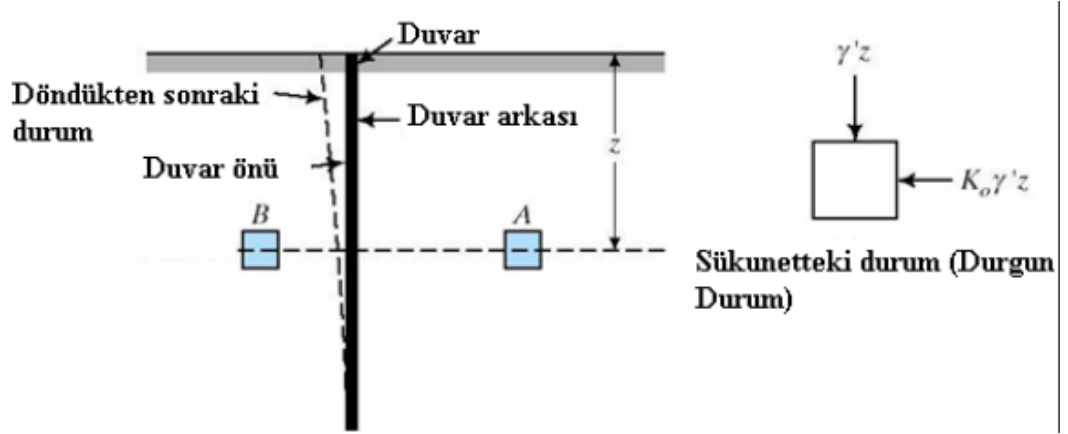
Dayanma yapılarında temelde 2 gruba ayrılırlar bunlardan ilki rijit diğeri ise esnek dayanma yapılarıdır. Rijit dayanma yapılarında oluşan deformasyonlar göreceli olarak oldukça küçük olduğu için zeminde aktif ve pasif toprak basıncı sınırına ulaşması oldukça zordur. Bu sebeple rijit dayanma yapılarında sükûnetteki toprak basıncı katsayısı kullanılırken esnek dayanma yapılarında aktif ve pasif toprak basıncı katsayısı kullanılmaktadır.

3.1 Sukunetteki Toprak Basıncı

Dayanma yapılarında deformasyon oluşmadığı durumlarda (çok düşük olduğu için ihmal edilir) oluşan toprak basıncıdır. Homojen olduğu varsayılan bir zeminde mohr dairesi gösterimi Şekil 3.1'de gösterilmiştir. Oluşan sükûnetteki geostatikyanal zemin basıncı katsayısı Denklem 3.2'de gösterilmiştir.



Şekil 3.1 Mohr dairesi gösterimi.



Şekil 3.2 Sukunetteki toprak basıncı şematik gösterimi. (<http://imoistanbul.org/imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2016/2.hafta>) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).

Bu bağlamda yapılacak olan hesaplamalara esas formüller;

$$K_0 = \frac{v}{v - 1} \quad 3.2$$

Burada;

v: Zeminin poisson oranını ifade eder.

Oluşan sükûnetteki toprak basıncı katsayısı ile H yüksekliğindeki bir duvarda oluşan gerilmeler;

$$P_0 = \gamma H K_0 \quad 3.3$$

ile ifade edilir.Burada;

γ : Zemin doğal birim hacim ağırlığını

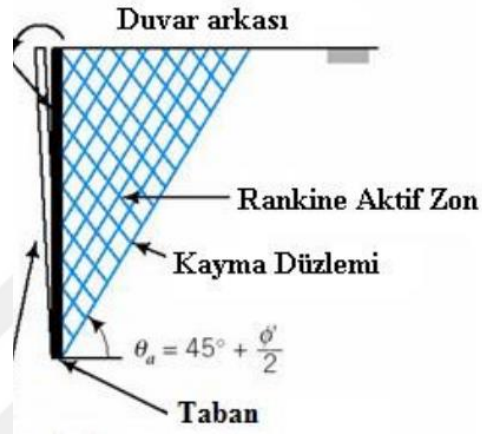
H: İlgili duvarın yüksekliğini

K_0 : Sukunetteki toprak basıncı katsayısını ifade eder.

3.2 Aktif Toprak Basıncı

Esnek dayanma yapılarında “Aktif durum” kaynaklı zeminde yanal genişleme olması durumunda kazı arkasında aktif toprak basıncı oluşur. Aktif toprak basıncı zemine dik olarak etki eder.

Aktif durumda zeminin yatay ile yaptığı açı $45^\circ + \frac{\phi'}{2}$ olmaktadır. İlgili aktif basıncın şekil üzerinde gösterimi Şekil 3.3’te gösterilmiştir.

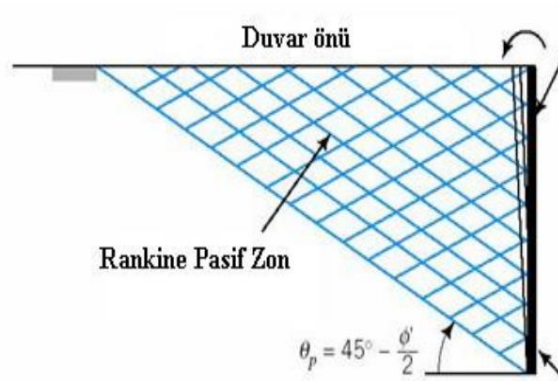


Şekil 3.3 Aktif toprak basıncı şematik gösterimi. (<http://imoistanbul.org/imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2016/2.hafta>) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).

3.3 Pasif Toprak Basıncı

Esnek dayanma yapılarında “pasif durum “ kaynaklı zeminde yanal sıkışma olması durumunda kazı arkasında pasif toprak basıncı oluşur pasif toprak basıncı zemine dik olarak etki eder.

Aktif durumda zeminin yatay ile yaptığı açı $45^\circ - \frac{\phi'}{2}$ olmaktadır. İlgili pasif basıncın şekil üzerinde gösterimi Şekil 3.4’te gösterilmiştir.



Şekil 3.4 Pasif toprak basıncı şematik gösterimi. (<http://imoistanbul.org/imoarsiv/geoteknik-kurs-notlari-2016/2.hafta>) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).

3.4 Yanal Zemin Basınç Teorileri

Yanal zemin basınçlarına ilişkin ilk çalışmalar 1776 yılında Fransız fizikçi Charles Augustin de Coulomb tarafından literatüre kazandırılmıştır. Daha sonra yıllar içerisinde yapılan çalışmalar olmasıyla beraber bunların arasında en çok kabul gören yaklaşım Rankine teorisi olmuştur.

3.4.1 Rankine toprak basıncı teorisi

İlk kez 1857 yılında ortaya atılan Rankine teorisi William John Macquorn Rankine tarafından literatüre kazandırılmıştır. En çok kabul gören iki teoriden biridir. Rankine teorisinde tüm geoteknik problemlerin çözümünde olduğu gibi bazı kabuller yapılmıştır. Bunlar;

- Dayanma yapısının arkasındaki zemin üçgen formunda bir düzlem boyunca kırılır.
- Zemin homojendir, izotoptur ve içsel sürtünme açısına sahiptir.
- Kırılma 2 boyutlu düzlemde gerçekleşir.
- Sürtünme direnci duvarın her yerinde eşittir.
- Zemin ile duvar arasındaki sürtünme kuvvetleri ihmal edilmektedir.

İlk başta kohezyonsuz zeminler için ortaya atılan Rankine teorisi yıllar içerisindeki gelişmelerden ve literatüre eklenen yeni çalışmalar ile birlikte kohezyonlu zeminlerde de kullanılabilir hale gelmiştir.

Yapılan dayanma yapısının arkasında yaptığı açının ($\beta=0$) ve duvar zemin arasındaki sürtünme ihmal edilmesi durumunda aktif toprak basıncı;

$$P_a = \gamma z K_a \quad 3.4$$

$$P_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad 3.5$$

Pasif toprak basıncı;

$$P_p = \gamma z K_p \quad 3.6$$

$$P_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad 3.7$$

Formülleri ile hesaplanabilir. Burada aktif ve pasif toprak basınçları katsayıları içsel sürtünme açısına bağlı olarak;

$$K_a = \tan(45 - \phi/2)^2 \quad 3.8$$

$$K_p = \tan(45 + \phi/2)^2 \quad 3.9$$

formülleri ile hesaplanmaktadır.

Ancak duvar arkasında eğimli bir yüzey olması durumunda yatayla yapılan ($\beta > 0$) sıfırdan büyük olması durumunda var olan bu açının da hesaba katılması gerekmektedir .Bu durumda aktif ve pasif toprak basınçları katsayıları aşağıdaki formüller ile hesaplanmalıdır.

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad 3.10$$

$$K_p = \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \quad 3.11$$

3.4.2 Coulomb toprak basıncı teorisi

Toprak basıncıyla alakalı tutarlı ilk verilerden birini sunan Coulomb (1776) belirli bir kayma yüzeyinden kırılma kaması oluşturup bu doğrultuda limit denge analizleri yapmıştır. Hesapların tutarlılığı için kırılma düzleminin rijit davrandığını ve kırılma düzlemi boyunca hareket etmeye çalışıp duvara yaslandığı kabulünü esas almıştır.

Coulomb limit denge analizini yapabilmek için bazı kabuller yapmıştır. Bunlar:

- Zemin kendi içerisinde homojen olup yatayda birden fazla zemin tabakası olabilir.
- Sırt yüzeyindeki sürüş yükü uniform olup tüm sırt alanını kaplar.
- Sırt dolgusu yüzeyinin eğimli olması durumunda dolgunun granüler olması gerekmektedir.

- İstinat yapısı arkasındaki zeminin eğimli olması durumunda su seviyesi ya tam topuktan alınır ya da üst noktadan alınır. Duvar arkasında zemin yüzeyi paralel ise yer altı su seviyesi herhangi bir noktadan alınabilir.

Coulomb ile Rankine arasındaki en büyük fark aktif ve pasif toprak basınçlarındaki yaklaşım farkıdır. Rankine Coulomb'dan farklı olarak duvar ile zemin arasındaki sürtünme kuvvetini ihmal etmiştir.

Coulomb'a göre aktif ve pasif toprak basıncı;

$$K_a = \frac{\sin(\beta + \phi')^2}{\sin \beta^2 \sin(\beta - \delta') \left[1 + \frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' - \alpha)}{\sin(\beta - \delta') \sin(\alpha + \beta)} \right]^2} \quad 3.12$$

$$K_p = \frac{\sin(\beta - \phi')^2}{\sin \beta^2 \sin(\beta + \delta') \left[1 - \frac{\sin(\phi' + \delta') \sin(\phi' + \alpha)}{\sin(\beta + \delta') \sin(\alpha + \beta)} \right]^2} \quad 3.13$$

4. STABİLİTE ANALİZLERİ

Derin kazı destekleme sistemlerinde yenilme durumu yaşanmaması için mutlaka genel stabilite analizlerinin yapılması gerekmektedir. Genel stabilite analizleri günümüzde iki farklı yöntemle yapılabilmektedir. Bunlar;

- Limit Denge Yöntemleri
- Sonlu Elemanlar Yöntemi
- Sonlu Farklar Yöntemi

Limit denge yöntemleri analize konu olan bir şev eğiminin dilimlere ayrılarak dilimlerin kuvvetler dengesinin ve /veya moment dengesinin sağlanması esasına göre çalışmaktadır. Sistem, direnen kuvvetlerin zorlayıcı kuvvetler oranının oluşturularak güvenlik sayısının belirlenmesi esasına göre işlemektedir. Limit denge yöntemlerine ilişkin birçok yöntem araştırmacılar tarafından literatüre kazandırılmıştır. Bu yöntemlerden bir kısmı direnen momentlerin zorlayıcı momentlere oranını esas alırken diğer bir kısmı ise direnen kuvvetlerin-zorlayıcı kuvvetlere oranını esas alır.

Tüm bunlarla beraber karmaşık problemlerin var olduğu derin kazı projelerinde sonlu elemanlar paket programlarının kullanımı oldukça yaygındır. Gerilme deformasyon analizlerinde kullanılan sonlu elemanlar yöntemi genel Stabilite analizlerinde zeminin mukavemet parametrelerinin kayma gerçekleşene kadar adım adım azaltarak göçmenin gerçekleştiği analizde zeminin başlangıç mukavemet parametreleriyle göçmenin meydana geldiği mukavemet parametrelerinin oranı güvenlik sayısı olarak hesaplanmaktadır.

Derin kazı destek sistemlerinde iksa sisteminin tasarımının yapılabilmesi için gerilme analizleri ve kazı davranışının belirlenmesi gerekmektedir bununla birlikte kazı destek sisteminin yapılmasının esası olan çevre yapıların güvenliğinin belirlenmesi içinde deformasyon analizlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Derin kazı gibi karmaşık problemlerin hakim olduğu sistemlerde yaygın olarak nümerik analizlerin kullanılmasının başlıca sebepleri;

- Karmaşık kazı geometrilerinin modellenilebilmesi,
- Hidrostatik davranışların ve yükleme koşullarının analizlere yansıtılabilmesi,
- Kademeli inşaat aşamalarının tanımlanabilmesi ve kazı kademelerindeki değişimin gözlemlenebilmesi,
- Malzemelerin esas olan davranışı olan elastik-plastik davranışının bünye modelleri vasıtasıyla gerçek davranışa yakın modellenilebilmesi,
- Modellenen kesitte derin kazı destek sisteminin çevre yapılara etkisinin incelenilebilmesidir.

Nümerik modellemeler için birçok yöntem ve birçok yazılım bulunmaktadır. Günümüzde en çok kullanılan yöntem sonlu elemanlar yöntemi olup, sıklıkla kullanılan yazılım sonlu elemanlar yöntemini esas alan PLAXIS 2D'dir. Gerçeğe en yakın sonucun elde edilmesi zemin davranışına uygun zemin

bünye modelinin seçilmesi ve tasarım parametrelerinin gerçekçi tahmin edilmesi esasına dayanmaktadır. Bu bağlamda PLAXIS tarafından zemin tipine ve uygulama tipine göre seçilmesi gerek bünye modelleri Tablo 4.1 de gösterilmiştir.

Tablo 4.1 Zemin türlerine göre standart yöntemlerin uygulanabilirliği (PLAXIS, 2020).

Model	Beton	Kaya	Kayaç	Kum	Silt	AKO Kil	NK Kil	Organik
Lineer-Elastik	C	C						
Mohr-Coulomb	B	B	C	C	C	C	C	C
Pekleşen Zemin			B	B	B	B	B	
Pekleşen Z. Küçük			A	A	A	A	B	
UBC3D-PLM			B	B	B			
Yumuşak Z. Sünme							A	A
Yumuşak Zemin							A	A
Çatlaklı Kaya		A						
Modifiye Cam-Clay							C	C
NGI-ADP						A	A	A
UDCAM-S						A	A	A
Hoek-Brown		A						
Beton	A							

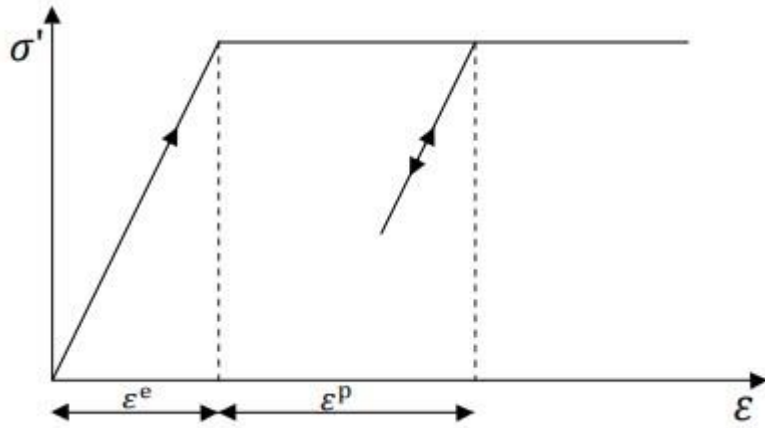
Tablo 4.2 Uygulamaya göre standart modellerin uygulanabilirliği(PLAXIS, 2020).

Model	Temel	Kazı	Tünel	Dolgu	Şev	Baraj	Offshore	Diğer
Lineer-Elastik	C		C					
Mohr-Coulomb	C	C	C	C	C	C	C	C
Pekleşen Zemin	B	B	B	B	B	B	B	B
Pekleşen Z. Küçük	A	A	A	A	A	A	A	A
UBC3D-PLM	B	B	B	B	B	B	B	B
Yumuşak Z. Sünme	B	B	B	A	A	B	B	B
Yumuşak Zemin	B	B	B	A	A	B	B	B
Çatlaklı Kaya	B	B	B	B	B	B	B	B
Modifiye Cam-Clay	C	C	C	C	C	C	C	C
NGI-ADP	B	B	B	A	A	B	A	B
UDCAM-S							A	
Hoek-Brown	B	B	B	B	B	B	B	B
Beton	A	A	A	A	A	A	A	A

Tablo 4.2’de A:PLAXIS tarafından en uygun standart yöntem, B: Tercih edilebilir model, C: Yaklaşık sonuçlar için kullanılabilir model anlamındadır.

4.1 Mohr-Coulomb Zemin Bünye Modeli

Zemin bünye modelleri içerisinde en hızlı sonuca ulaşan zemin bünye modelidir. Zemin ve kaya davranışına ilişkin yaklaşık sonuçlar verebilen Mohr-Coulomb zemin bünye modeli zemini ilk aşamada doğrusal elastik daha sonrasında ise mkemmekel plastik olarak modellemektedir. n tasarımda yaklaşık sonuçların hızlı elde edilmesi açısından ilk olarak Mohr-Coulomb zemin bünye modeli kullanılabilir. Malzemelerin elastik davranışının modellenmesi için E ve ν , plastik davranışının modellenmesi için C, Φ ve ψ parametrelerinin tanımlanması gerekmektedir. Zeminin davranışına ilişkin gerilme- deformasyon örnek grafiği Şekil 4.1’de gösterilmiştir.



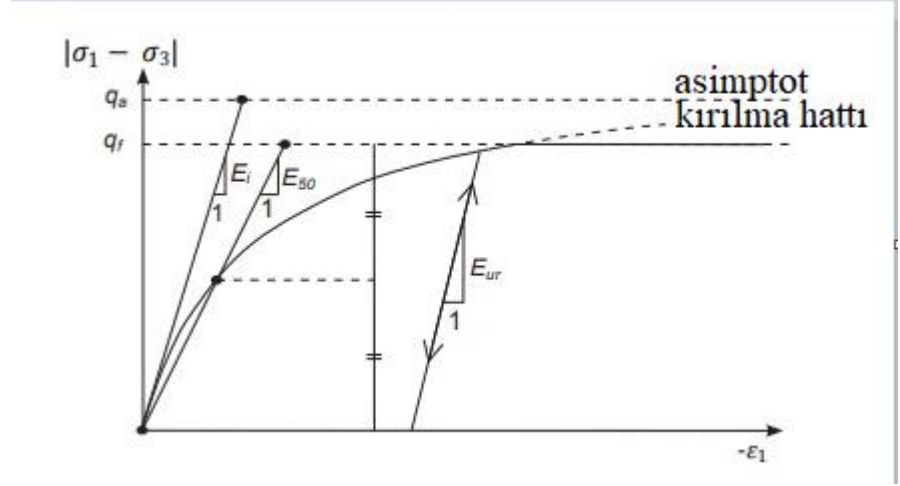
Şekil 4.1 Mohr-Coulomb modeli örnek davranış (PLAXIS, 2020).

4.2 Pekleşen Zemin Bünye Modeli

Doğrusal olmayan gerilme şekil değiştirme davranışında gerilmeler arttıkça malzemenin rijitlik modülü azalmaktadır. Doğrusal olmayan gerilme-şekil değiştirme davranışına ilişkin birçok zemin bünye modeli ortaya atılmıştır ancak bunlardan en dikkat çekini pekleşen zemin bünye modeli olmuştur.

Hiperbolik zemin modeli davranışına uygun olarak geliştirilen pekleşen emin bünye modeli neredeyse tüm zemin türlerinde tutarlı sonuçlar verebilmektedir. Mohr-Coulomb zemin bünye modelinin aksine gerilme değişimine göre malzemenin rijitlik parametreleri değişkenlik göstermektedir.

Doğrusal olmayan zemin bünye modellerinden hardening soil modeli için 3 farklı rijitik parametresinin tanımlanması gerekmektedir. Bunlar sekant rijitliği (E_{50}), drenajlı-tanjant rijitliği (E_{oed}) ve boşaltma yeniden yükleme rijiliği (E_{ur}) olarak her zemin için tanımlanmaktadır. Değişken elastisite modülünün gerilme deformasyon grafiği üzerindeki değişimi Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 4.2 Pekleşen zemin modeli örnek zemin davranışı ve elastisite modülü değişimi (PLAXIS, 2020).

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left(\frac{ccos\phi - \sigma'_3 \sin\phi}{ccos\phi - p^{ref} \sin\phi} \right)^m \quad 4.1$$

$$E_{oed} = E_{oed}^{ref} \left(\frac{ccos\phi - \frac{\sigma'_3}{K_0^{nc}} \sin\phi}{ccos\phi + p^{ref} \sin\phi} \right)^m \quad 4.2$$

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left(\frac{ccos\phi - \sigma'_3 \sin\phi}{ccos\phi - p^{ref} \sin\phi} \right)^m \quad 4.3$$

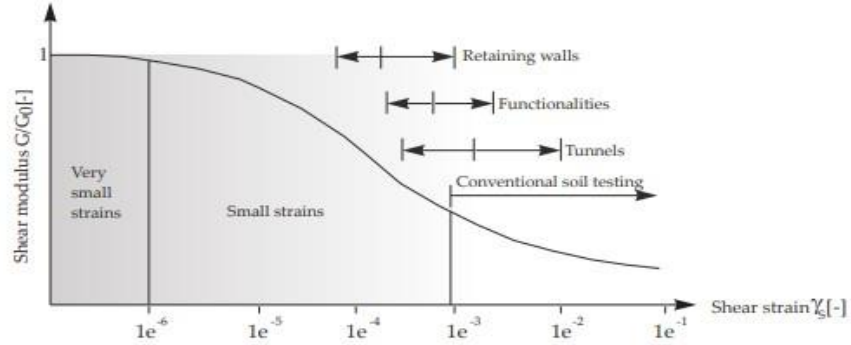
Burada;

m: 0.50<m<1.00 arasında olmakla beraber zeminin yapısına göre değişmektedir.

PLAXIS tarafından pratik kullanım amacı ile $E_{ur}^{ref} = 3 * E_{50}^{ref}$ olarak kabul edilebileceği belirtilmiştir.

4.3 Küçük birim deformasyonda pekleşen zemin bünye modeli

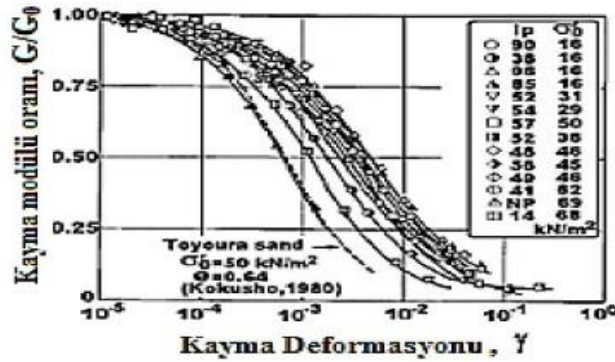
Pekleşen zemin bünye modeli küçük birim deformasyonlarda zeminin elastik davranış gösterdiği esasına göre çalışmaktadır ancak zemin küçük birim deformasyonda da doğrusal olmayan davranış göstermektedir. Bu sebeple küçük birim deformasyonda pekleşen zemin modeli öne sürülmüştür. Küçük birim deformasyonda pekleşen zemin bünye modeli pekleşen zemin modeline ilaveten küçük birim deformasyonda zeminin doğrusal olmayan davranışını modelleyebilmek için artan rijitliğe hesaba katılmaktadır.



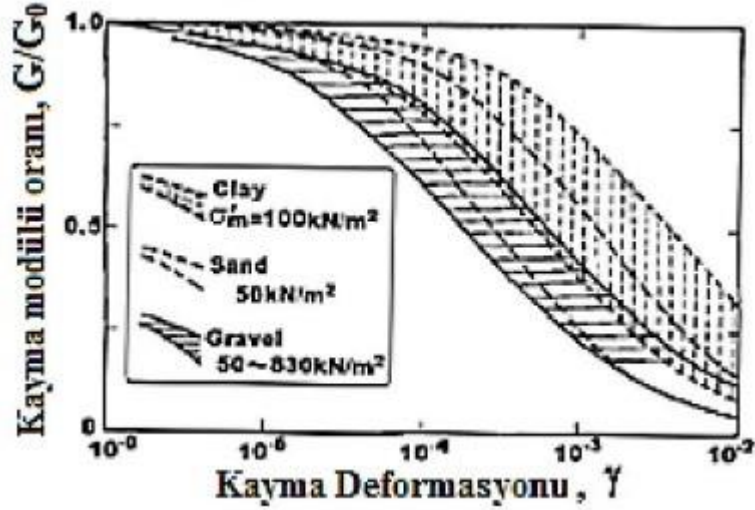
Şekil 4.3 Küçük birim deformasyonda örnek rijitlik azalma eğrisi (PLAXIS, 2020).

Küçük birim deformasyonda zemindeki pekleşmenin hesaba katılabilmesi için referans gerilme altındaki kayma modülünün başlangıç kayma modülü (G_0) ve başlangıç kayma modülünün %70'i durumuna karşılık gelen küçük birim şekil değiştirme değeri tanımlanmalıdır.

Imazu (1986) tarafından yapılan çalışmada killi numuneler üzerinde deneysel çalışma yapılmıştır. Yapılan çalışmada farklı plastisite indisine sahip kil numuneler üzerinde deneyler yapılmıştır. Deney sonuçlarına göre kayma modülü oranı ve kayma deformasyonu grafiği oluşturulmuştur. (Şekil 4.4). Daha sonra Kokusho (1987) tarafından yapılan çalışmada Imazu (1986) tarafından yapılan deney sonuçları ve kendi araştırmaları sonucu çıkan veriler bileştirilerek zemin türüne göre G/G_0 - γ grafikleri oluşturulmuştur (Şekil 4.5).

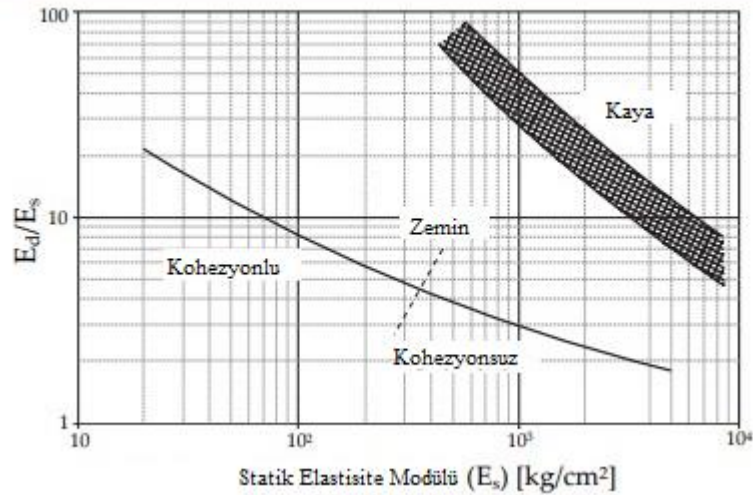


Şekil 4.4 Kohezyonlu zeminler için Imazu, (1986) tarafından önerilen plastisite indisine bağlı G/G_0 kayma deformasyonu ilişkileri(PLAXIS, 2020).



Şekil 4.5 Kokusho (1987) tarafından farklı zemin türleri için plastisite indisine bağlı G/G_0 - γ grafiği(PLAXIS, 2020).

Bununla birlikte başlangıç kayma modülünün belirlenmesine yönelik Alpan (1970) tarafından yapılan çalışmada başlangıç elastisite modülünün belirlenmesi için statik elastisite modülüne bağlı korelatif bir çalışma yapmıştır. Bu bağlamda yapılan çalışmada zeminin statik durumdaki elastisite modülünden elde edilen E_d/E_s oranına göre başlangıç elastisite modülü elde edilmektedir. Tez kapsamında yapılan çalışmada E_d/E_s oranları belirlenerek başlangıç kayma modülü belirlenmiştir.

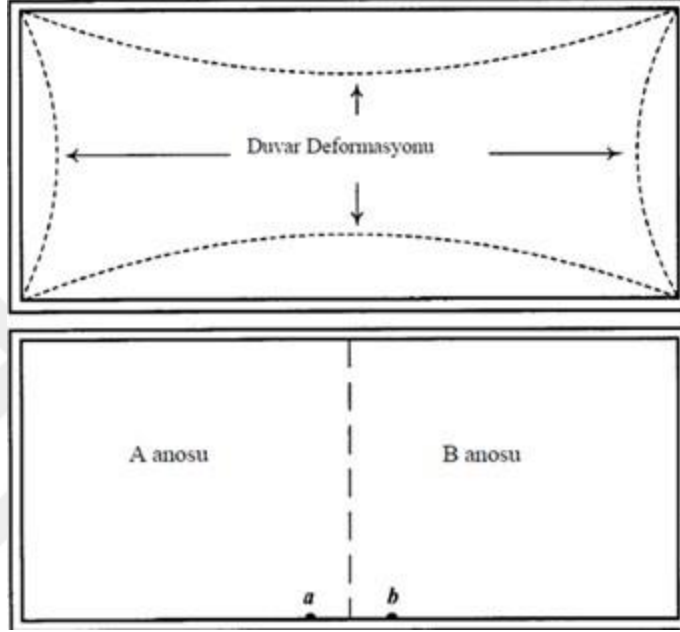


Şekil 4.6 Alpan (1970) tarafından önerilen E_d/E_s oranları (PLAXIS, 2020).

5. DERİN KAZI YÖNTEMLERİ

5.1 Anolu Kazı Yöntemi

Büyük boyutlu derin kazılarda sistemin tek parça halinde deformasyon yapması yerine sistemin anolara bölünmesi ile oluşabilecek deformasyonların önüne geçilmesini sağlar. İlk anodan itibaren düşey, varsa yatay destek elemanları yapılır ve daha sonra diğer bölümlere geçilir. Böylelikle sistemdeki kazıların ayna ölçüleri küçülmüş bu sayede deformasyonlar azaltılmış olur. Örnek bir ano sistemi Şekil 4.1’de gösterilmiştir.

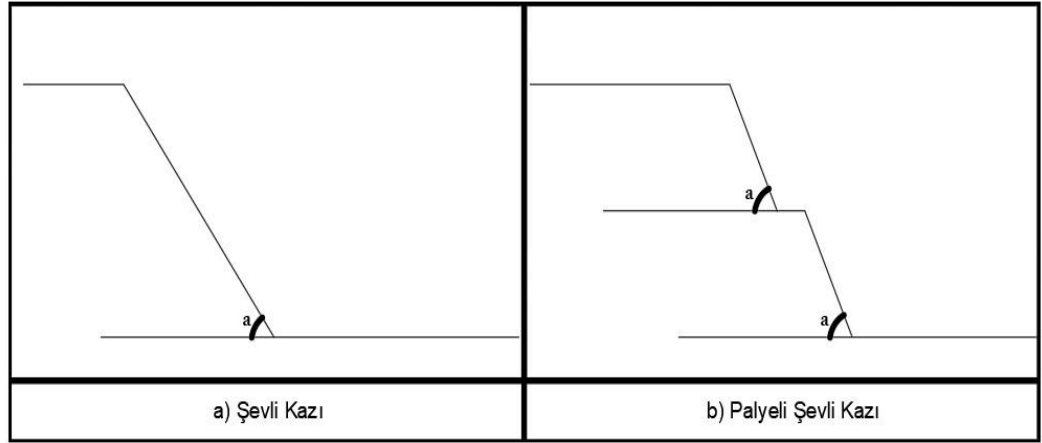


Şekil 5.1 Anolu kazı yöntemi şematik gösterimi.

5.2 Şevli Kazı Yöntemi

Yatayda ve düşeyde destek sistemi olmadan zeminin belirli bir şev açısı verilerek kendi kendini tutmasını sağlayan derin kazı yöntemidir. Yöntem genellikle kendini tutabilen kohezyonu yüksek zeminlerde kullanılmaktadır.

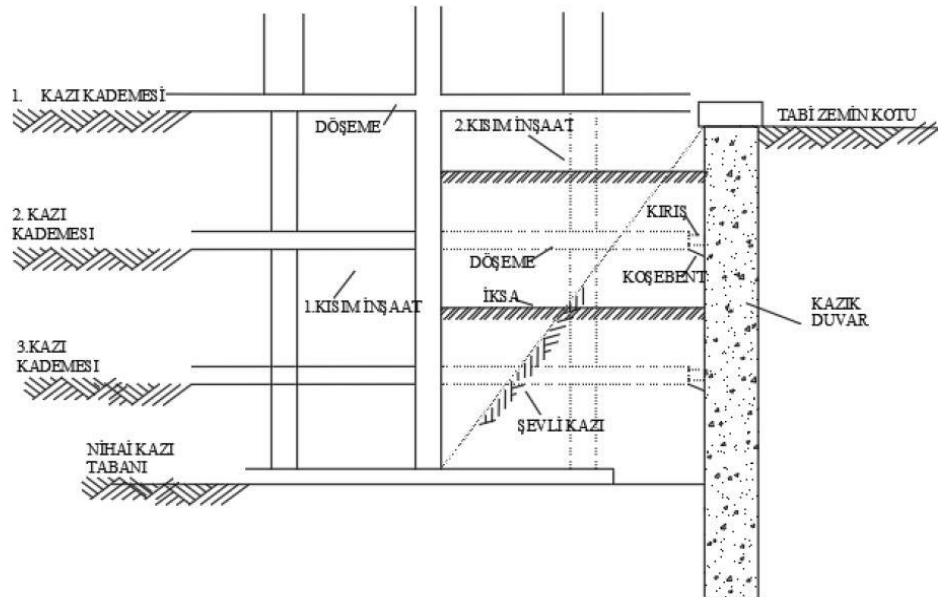
Sistem kendi içerisinde desteklendiğinden ötürü herhangi bir yatay veya düşey destek elemanına ihtiyaç duymaz bununla birlikte süre ve maliyet olarak çoğu iksa sisteminden daha ucuzdur; ancak iksalı sistemlere nazaran oldukça fazla harfiyat çıkmaktadır. Bununla birlikte şehirleşme ile azalan arsa stoğu ile beraber şevli kazı yapılabilecek arsa oldukça azalmıştır. Şev açısının yeterli olmadığı durumlarda palyeli olarak dizayn edilmelidir. Şevli ve palyeli kazı yöntemi Şekil 4.2’de gösterilmiştir.



Şekil 5.2 Şevli kazı yöntemi şematik gösterimi.

5.3 Ada Kazı Yöntemi

Ada kazı yöntemi birçok kazı yönteminin birleşimi gibi düşünülebilir. Birçok kazı yönteminin esaslarını kullanan ada kazı yöntemi önce inşaatın çekirdek kısmının yapılması için çekirdekten kenarlara doğru şev verilerek 1. kısmının ve daha sonra şev kısmı kaldırılarak düşey iksa elemanları ile çekirdek arasında kalan yapısal elemanların imalatı yapılır. Ada kazı yöntemi avantajlı yönleri olmasına rağmen birçok dezavantajı yanında getirmektedir. Sistem yapısal tasarım aşamasında iken soğuk derze karşı önlem alınmalıdır. Yatayda ve düşeyde destek elemanlarının metrajının azalması yanında hafriyatın atılması ve iksa önünde şevli kademelerin oluşturulması sıkıntısı sebebiyle uygulamada tercih edilmemektedir.



Şekil 5.3 Ada kazı yöntemi şematik gösterimi (<https://www.insapedia.com/>)(Erişim Tarihi: 21.03.2022).

5.4 Top-Down Yöntemi

Top-Down kazı yöntemi arazi üst kotundan temele kadar olan bölümün aynı zamanda yatayda ve düşeyde kazı destek elemanı olarak çalışmasını esas alır. Bina için yapılan kirişler ve döşemeler aynı zamanda yatay destek elemanı olarak çalışır. Top down yöntemi zamandan ciddi anlamda tasarruf sağlamaktadır ancak sistem oldukça pahalı bir yöntemdir.

5.5 Aç-Kapa Kazı Yöntemi

Aç kapa kazı yöntemi uzun ve dar koridorlarda olmakla birlikte bazı konutlarında otopark inşaatı için kullanılan bir yöntemdir. Sistem ilgili kazı derinliğine ulaşıldıktan sonra yapılan sistemin üstü kapatıldıktan sonra tabii zemin kotuna kadar doldurulmasını esas alır. NATM (New Austrian Tunneling Method) ve TBM (Tunnel Boring Machine) tünel açma yöntemlerine nazaran daha ucuz olmasına rağmen sistemin imalatı sırasında getirdiği gürültü kirliliği ve trafik akışı sistemin uygulanabilirliğini olumsuz etkilemektedir. Bununla birlikte sistem yeraltı su seviyesinin uygun yöntemlerle drene edilmesi gerekmektedir.

5.6 Kuyu Tipi Kazı Yöntemi

Kuyu tipi kazı yönteminin esası zeminin çevresinin 1.50-3.00 metrelik parçalara ayrılarak anolar halinde kazı yapılarak desteklenmesi esasına dayanır. Kazı işlemi yukardan aşağıya doğru kademeli bir şekilde yapıldıktan sonra aşağıdan yukarıya doğru imalatına başlanır. Sistemdeki en kritik unsurlardan biri ise beton içerisindeki boşluklar sistemin stabilitesine ciddi zararlar verebilmektedir bu sebeple mutlaka tremi borusu kullanılması gerekmektedir. Sistemdeki en kritik unsurlardan bir diğeri ise sistemde mevcut yeraltı sularının kuyu derinliğinin altında olması gerekliliğidir. Sistem imalat prosedürü gereği gevşek zeminlerde uygulaması oldukça güçtür. Bu sebeple genelde kumtaşı ve/veya kil taşı gibi kaya zeminlerde uygulaması daha iyi sonuçlar vermektedir.

5.7 İçten Destekli İksa Sistemi

İçten iksalı kazı yöntemi sistemin stabilitesini bozmaya çalışan yatay toprak basıncının kazı aynası önüne yapılacak sistemle desteklenmesini esas alır. Yatay destek elemanı olarak genellikle çelik borular kullanılmaktadır. Sistemin en büyük avantajı her derinlikte uygulanabilir olmasıdır. Bununla birlikte içten iksalı kazı yönteminin en büyük dezavantajı kazı içerisinde bulunan yatay ve düşey destek elemanlarının kazı içerisinde çalışılmasını zorlaştırmasıdır.

5.8 Ankrajlı Kazı Sistemleri

Ankrajlı kazı yöntemi birçok yönden diğer kazı yöntemleriyle benzerlik göstermektedir. En önemli farkı sistemin konsol çalıştırılması yerine yatay itkilerin ankrajlar yardımıyla desteklenmesidir. Sistem içten kazı destek

sistemlerinin aksine zemin içerisinde desteklediği için kazı alanı içerisinde oldukça geniş bir alan bırakabilmektedir. Ankrajlı destek sistemlerinin en büyük dezavantajı ankrajların yapılacağı zeminin tam olarak bilinmemesidir. Her ne kadar sonlu elemanlar yöntemi oldukça yakın sonuçlara ulaşabilse de ankraj delgisi yapılana kadar idealize zemin profili üzerinden yapılan hesaplar ankraj delgisi yapıldıktan sonra güncellenmelidir. Ankraj yapılan bölümde var olan yumuşak zemin tabakaları basınçlı yeraltı suları, zemindeki bozulma ve ayrışmalar sistemin stabilitesini tehdit etmektedir. Bu yüzden ankrajlı yapılan her kazının çok iyi gözlemlenmesi gerekmektedir.

Ankrajlı kazı yöntemleri temelde iki başlık altında değerlendirilmektedir;

- Zemin çivili kazı yöntemi
- Ön germeli ankrajlı kazı yöntemi

5.8.1 Zemin çivili kazı yöntemi

Zemin çivili destek sistemleri ile ön germeli destek sistemleri arasındaki en büyük fark zemine yapılan ankrajın fonksiyonudur. Sistem zeminde herhangi bir deplasman olmaması durumunda ankrajlar üzerinde herhangi bir yükleme etkisi oluşmamaktadır. Bu sebeple genellikle kendini tutabilen zeminlerde tercih edilmektedir. Tüm kazı destek sistemlerinde olduğu gibi mevcut yeraltı sularının barbakanlar yardımı ile drene edilmesi gerekmektedir.

5.8.2 Öngermeli ankrajlı kazı yöntemi

Öngermeli ankrajlı kazı yönteminin zemin çivili kazı yönteminden en büyük farkı ankrajlar kazı destek sisteminde ön germe yapılarak aktif olarak çalışmasıdır. Sistem zemin çivisinin aksine aktif kayma kamasının dışındaki mevcut zemine ankrajlar yerleştirilerek yatay toprak itkisinin bu bölgedeki zemine taşılmasını esas alır. Öngermeli, ankrajlı destek sistemleri oldukça geniş bir çalışma alanı verebilmektedir. Bununla birlikte yöntemin yaygın olması sebebiyle düşük maliyet ve kısa sürede imal edilebilmektedir. Bununla birlikte taşıma gücü düşük olan zeminlerde ve yeraltı su basıncının yüksek olduğu yerlerde ankraj delgisi yapmak oldukça zordur.

6. İKSA SİSTEMLERİ

Kazı aynasında oluşabilecek birim deformasyonlara ve gerilme kuvvetlerine karşı koyması için yatay ve düşey elemanların yapısal sistemler bütününe iksa sistemi denir. Birçok iksa sistemi mevcut olmasına rağmen ülkemizde en çok kullanılan türleri palplanjlar, betonarme perdeler, diyafram duvarlar yatay destek elemanı olarakta zemin çivileri ve ön germeli ankrajlardır. İksa sisteminin var olmasındaki en büyük amaç kazı ve kazı çevresindeki mevcut yapıların güvenlikleridir. Bu sebeple kazı ve kazı destek sistemlerindeki en önemli unsur kazı ve çevresindeki zeminin fiziksel ve mekanik özellikleridir. İksa sistemlerinin tasarımında çevre binaların yapısal tasarımı, altyapı durumu ve en önemlisi yeraltı suyunun durumu dikkate alınmalıdır.

İksa sistemi temelde 2 tür elamandan oluşmaktadır. Bunlar yatay ve düşey destek elemanlarıdır. Düşey destek elemanlarının görevi kazı aynasında oluşan gerilmeleri karşılayarak deformasyonların önlenmesini esas alır bununla birlikte yatay destek elemanları ise düşey destek elemanlarına destek olmak için tasarlanırlar.

6.1 Düşey Destek Elemanları

Birçok düşey destek elemanı bulunmasıyla birlikte ülkemizde en çok kullanılan başlıca düşey destek elemanları;

- Palplanj Perdeler
- Kuyu Tipi Betonarme Perdeler
- Mini Kazıklar
- Fore Kazık
- Diyafram duvarlar olmak üzere temelde 5 adettir.

6.1.1 Palplanj perdeler

Palplanj perdeler temelde ince bir çelik plakanın birbiri ardı sıra çatılarak oluşan sistemler bütünüdür. Palplanj perdeler yatayda zeminden ve zemindeki yeraltı suyundan kaynaklanan yatay gerilmelerin karşılanması amacı ile yapılmaktadır. Palplanj perdelerinin en büyük avantajı zemin suyunun uzaklaştırılmasına gerek olmamasıdır. Yapılan palplanj perdeler genellikle sığ yüzeyli kazılarda ve yeraltı suyunun yüksek olduğu kazılarda kullanılırlar. Yapısal eleman olarak palplanj perdeler ahşap, beton ve çelikten imal edilebilirler. Ülkemizde ve dünyada en çok kullanılan malzeme çeliktir bunun başlıca sebebi çelik mukavemetinin diğerlerine nazaran yüksek olmasıdır.

Palplanj perdeler amaçlarına göre 3 gruba ayrılırlar;

- Yapının bir bölümünü oluşturan palplanj perdeler
- Yapıyı oluşturan palplanj perdeler
- Yapıya yardımcı olan palplanj perdeler

Yapıya yardımcı olan palplanj perdeler sızdırmazlık görevini sağlamak için imal edilirler. Bu tipteki palplanj perdenin amacı yapıdaki ana bölümde inşa edilmesi planlanan yapısal elemanın imalatının güvenliğini sağlanmasıdır. Yapının bir bölümünü oluşturan palplanj perdeler ise yapısal stabiliteyi ve sızdırmazlık görevini üstlenmek için yapılan palplanj çeşididir. Yapıyı oluşturan palplanj perdeler ise yapısal stabiliteyi ve sızdırmazlık görevini üstlenen ana yapısal eleman olduğu sistemlerdir. Palplanj perdelerin en büyük avantajı yapılan palplanj perdelerin tekrar tekrar kullanılabilir olmasıdır. Bununla birlikte diyafram duvarlar ve fore kazıkların imalatı için gerekli olan birçok üniteye ihtiyaç duymazlar.

Tüm bunlarla beraber sistemin getirdiği avantajlarla birlikte dezavantajı da bulunmaktadır. Sistem palplanj perdelerinin çakılmasını esas aldığı için çakılma sırasında gürültüye sebep olmaktadır. Bununla birlikte çakımdan sonra bu elemanların çıkartılması için gerekli olan ekipmanlar şehirlerdeki yapı yoğunluğundan dolayı çalışmakta sıkıntı çekmektedir ayrıca palplanj perdelerin çakımı sırasında sert zeminlerde palplanj perdeler yırtılma tehlikesi barındırmaktadır. Bunlarla birlikte yapısal olarak diğer düşey destek elemanlarından yapısal olarak daha esnek olduğu için daha fazla deplasman yapmaktadır.

Betonarme palplanj perdeleri yükleme durumuna göre istenilen tip ve boyutlarda imal edilebilirler. Boyutları diğer palplanj perdelerine nazaran oldukça büyüktür bu sebeple çakılması ve nakliyesi oldukça zordur. Bununla birlikte donatılı imal edilen betonarme palplanj perdeler oldukça iyi bir eğilme elemanı olarak performans gösterebilirler.

Ahşap palplanj perdeleri ise genellikle derinliği az olan yerlerde geçici olarak imal edilirler. Ahşap palplanj perdeleri oldukça çabuk deformasyona maruz kalabilirler. Bu sebeple Ahşap palplanj perdeleri ile yapılan destekleme elemanları en kısa sürede imal edilmelidir. Çakılarak imal edilen ahşap palplanj perdeleri imal edilirken bozulmasını önlemek amacıyla çelik uçlarla çakılmalıdır.

Çelik palplanj perdeler en çok kullanılan palplanj türüdür. Çelik palplanj perdelerinin çakımı diğerlerine nazaran daha kolaydır. Çelik palplanj perdeler sızdırmazlığın sağlanması ve palplanj perdenin sürekliliğinin sağlanması amacıyla birbirine geçmeli imal edilmelidir.

6.1.2 Kuyu tipi betonarme perdeler

Kuyu tipi betonarme perdeler ülkemizde son yıllarda sıklıkla kullanılmaktadır. Sistemin getirdiği en büyük avantaj kazı destek sistemlerinin gerektiği alan kaybının minimum olması bunun sebebi kazı destek sistemi olarak imal edilen kuyu tipi betonarme perdeler daha sonra binada bodrum perdesi olarak çalıştırılmaktadır. Bununla birlikte sistem kendine özgü bazı sorunlar içermektedir. Destekleme sistemi kazısı mekanik olarak yapılamadığı için elle yapılmaktadır bu hem zaman kaybı yaratmaktadır hem de maliyeti arttırmaktadır.

Kuyu tipi betonarme perdelerin imalatının yapılış sırası aşağıdaki gibidir;

- Zemin kazısı yapılır
- Daha sona iç stabiliteyi sağlamak amacı ile yatay destekler konulur
- Perde betonu dökülür.

Kuyu tipi perde imalatında en önemli unsurlardan biri betonarme perdeler anolu ve bir sıra atlanarak imal edilmelidir. Tüm kazı destek sistemlerinde olduğu gibi barbakan kullanımına özen gösterilmelidir.

6.1.3 Mini kazıklar

45 cm'den küçük delgi çapına sahip kazıklara mini kazık denmektedir. Fore kazıkların kullanım alanlarıyla neredeyse aynıdır. Fore kazık uygulama makineleri mini kazık uygulama makinelerinden daha büyüktür. Bu sebeple fore kazık imalatlarının yapılamadığı dar alanlarda oldukça iyi sonuçlar veren bir yöntemdir. Ankrajlı ve ankrajsız olarak 20.00 metre derinliğe kadar kullanılabilir. Bununla birlikte zemin iyileştirmelerinde de oldukça yaygın olarak kullanılmaktadır.

Mini kazık imalat sırasında delgi için genellikle darbeli, rotary yöntemi ve/veya her ikisinin de birlikte uygulandığı yöntemlerden biri kullanılarak yapılır. Rotary delgi yönteminde; delgi makinesinin dönme yaparken oluşturduğu baskı kuvveti tijler ile makinenin uç kısmında bulunan bit denilen kaya matkabına aktarılarak delgi işlemi yapılır. Zeminde, delgi esnasında göçmeyi önlemek amacıyla muhafaza borusu veya sondaj sıvısı kullanılır. Darbeli delgi yöntemi ise; sert zemin yapılarında tercih edilir. Bu yöntemde, delgi makinesinin uyguladığı dönme hareketi tijlerle tabancaya aktarılır. Tabanca dönerken kompresörün verdiği hava yardımı ile ucunda elmas bulunan bitle birlikte kayaya vurma hareketi ile delgi işlemi yapılır. Delme işleminin sağlıklı bir şekilde ilerlemesi için delik dibinde biriken malzemelerin devamlı olarak dışarı atılması gereklidir. Delik delme esnasında çıkan malzemeleri delikten uzaklaştırma işlemi, delgi hızını ve deliğin kalitesini etkiler. Delme işlemi sırasında malzemeyi çıkartmada yetersiz kalınması; bit sıkışmasına ve tijlerin kaynak yerinden kırılıp delik içinde kalmasına neden olur.

Mini kazık uygulamasında, kazık makinesi yardımıyla delgi işlemi tamamlandıktan sonra hazırlanan demir donatısı kuyu içerisine indirilir. Donatı indirilmesinden sonra kuyuya beton döküm işlemi gerçekleştirilerek mini kazık imalatı tamamlanır. Beton dökümü, yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu durumdaki zeminlerde yapılamamaktadır. Bu tür su seviyesinin yüksek olduğu zeminlerde demir donatıya enjeksiyon hortumları bağlanır. Donatı kuyuya indirildikten sonra, ilk olarak kuyuya beton yerine mıcır dökülür. Donatı ile beraber kuyuya indirilen enjeksiyon hortumları yardımıyla kuyu tabanından yukarıya doğru çimento şerbeti basılıp, suyun yukarı çıkması ve yerine çimento şerbetinin alması sağlanır. Kazıkların boş çıkmasını büyük ölçüde önleyebilmek için enjeksiyonda patlatmalar yapılması önemlidir. İksa sistemlerinde mini

kazıkların üst kısımlarında bırakılan demir filizlerini başlık kirişlerine bağlayarak kazıkların birlikte çalışması sağlanır.

6.1.4 Fore kazıklar

Değişik çap ve boyda kuyuların açılarak donatılı yada donatısız imal edilen yapısal elemanlara fore kazık denilmektedir. Fore kazıkların oldukça geniş bir uygulama alanları vardır. Fore kazıklar hem taşıma gücü yetersiz ve/veya oturma problemlerinin olduğu yerlerde zemin iyileştirme yöntemi hem de derin kazılarda düşey destek elemanı olarak kullanılabilir. Kazık yapım yönteminin seçiminde yer altı su seviyesi, zeminin mekanik ve fiziksel özellikleri kazığın çapı ve boyu etkilidir. Delgi, 3 farklı yöntemle yapılabilir. Bunlar;

- Burgulu ile kazı
- Karotiyer ile kazı
- Rotary tekniği ile kazı şeklindedir.

Fore kazık imalatı sırası ile;

- Fore kazık kuyusunun açılması
- Donatıların hazırlanarak yerleştirilmesi
- Betonlamanın yapılması
- Muhafaza borusu kullanılmışsa borunun çekilmesi şeklinde özetlenebilir.

Kuyu açıldıktan sonra kendini tutamayan zeminlerde 2 seçenek mevcuttur. Bunlarda ilki muhafaza borusunun kullanılmasıdır. Kuyu açılmasına müteakip muhafaza borusu indirilir ve betonlama esnasında kademeli bir şekilde yukarı çekilir. Diğer bir yöntem ise bentonit bulamacı kullanılarak kuyunun çökmesinin önlenmesi. Bentonit yoğunluğu betondan daha düşüktür bu sebeple kuyunun açılmasına müteakip dökümü yapılan bentonit betonun tremi borusuyla kuyuya dökülmesi ile birlikte beton tarafından kuyunun ağzından dışarı atılmaktadır böylece kuyunun çökmesi engellenebilmektedir. Her iki yönteminde kendi içerisinde sıkıntıları mevcuttur. Muhafaza borusu kullanılması durumunda muhafaza borusunun yukarı çekilmesi sırasında çoğu zaman muhafaza borusuna zarar verilmektedir. Bentonit bulamacı yönteminde ise kuyunun içerisinden çıkarılan bentonit bulamacı çok yüksek hafriyat maliyetleri yaratmaktadır.

Fore kazıklı sistemler kendi içerisinde birçok avantaj ve dezavantaja sahiptir. Bunlar;

- Fore kazık boyları istenilen derinliğe kadar yapılabilir
- Neredeyse tüm zemin türlerinde uygulanabilir.
- Uygulaması oldukça yaygındır bu sebeple diğer geoteknik çözümlere nazaran daha iyi fiyat performans özelliği sergilemektedir.

Bununla beraber göz önüne alınması gereken sorunları mevcuttur. Bunlar;

- Sızdırmazlık ve yapım süresi yönünden palplanj perdelerden daha kötü bir performans sergilemektedir.
- Yeraltı su seviyesi yükseldikçe sızdırmazlık özelliği olumsuz etkilenmektedir.
- İşçiliğin performans .üzerinde oldukça büyük bir etkisi vardır.

Fore kazıklar birçok dizilim yöntemi ile imal edilebilir. Seçilen dizilim yöntemi zeminin yapısından ve yeraltı suyunun durumundan etkilenmektedir. Temelde 4 farklı grupta incelenebilir;

- Bağımsız dizilimli kazıklar
- Karışık dizilimli kazıklar
- Teğet kazıklar
- Kesişen kazıklar

Bağımsız dizilimli kazıklar maliyet açısından en iyi performansı sergilemektedir ancak özellikle yeraltı suyunun yüksek olduğu kendini tutamayan zeminlerde kullanımı oldukça sakıncalıdır. Karışık dizilimli kazıklar ve teğet kazıklar ise temelde sızdırmazlık görevini sağlamak için bağımsız kazıkların arasına jet enjeksiyon uygulanarak sistemin sızdırmazlık seviyesini azaltmayı amaçlar. Kesişen kazıklar aralarında en iyi sızdırmazlık dizilimine sahip sistemdir. Sistem donatılı ve donatısız imal edilen kazıkların birbiri ardı sıra imal edilmesi esasına dayanır. Dayanma yapıları için imal edilen kesişen kazıklardan erkek olanlar donatılı dişi olanlar ise donatısız imal edilmektedir. Eğilme hesaplarında dişi olanın eğilme dayanımı hesaba katılmamalıdır.

6.1.5 Diyafram duvarlar

Diyafram duvarlar fore kazıkların yetersiz kaldığı durumlarda kullanılan bir diğer derin kazı destekleme sistemidir. Diyafram duvarlar ayrıca palplanj perdeler gibi sızdırmazlık görevini üstlenirler. Her ne kadar genellikle kazı destek elemanı olarak kullanılsa da bodrum perdesi olarakta kullanılabilmesi mümkündür. Diyafram duvarlar diğer derin kazı destekleme yapılarına göre oldukça rijittir. Bu sebeple uygun projelendirilmesi durumunda deformasyonlar oldukça düşük olacaktır. Diyafram duvarların imalatı makine ve ekipman farkı dışında bentonit bulamaçları ile yapılan fore kazıkların imalatı oldukça benzerlik göstermektedir. Diyafram duvarların imalatı;

- Kazı istenilen derinlikte yapılır. Kuyunun çökmesini engellemek için içine bentonit bulamacı eklenir.
- Bentonit bulamacı eklendikten sonra stop-end adı verilen elaman yerleştirilir
- Sahada hazırlanıp donatı kafesi kuyuya yerleştirilir.
- Bir veya birden fazla tremi borusun ile beton dökülür.

Panellerin boyutları proje özelinde değişkenlik göstermekle beraber genellikle 0.6 ile 1.8 m aralıkta değişen genişlikte ve 3 ila 6 m aralıkta uzunlukta anolar halinde imal edilir. Geçirimsizlik özelliği yüksek diyafram duvarlar

istemiyorsa anoların uzunluğunun fazla olması geçirimsizlik özelliğini arttıracaktır.

Diyafram duvarların kendine has özellikleri mevcuttur. Kuyu tipi perdeler gibi yapısal eleman olarak kullanılabilir. Bununla birlikte yapım süreci hızlı olan diyafram duvarlar diğer destekleme elemanlarına nazaran imalatında kullanılan makinelerin genellikle daha az yer kaplamaktadır. İyi bir geçirimsizlik elemanı olan diyafram duvarlar özellikle palplanj perdelerin yetersiz kaldığı derinliklerde oldukça rijit bir davranış göstermektedir. Bununla birlikte diyafram duvarların getirdiği bazı dezavantajlar mevcuttur. Bunların en başında bentonit bulamacı ve çıkarılan hafriyatın hızlı ve düzenli bir şekilde atılma zorunluluğudur. Bununla beraber mutlak suretle kılavuz perdelerin imalatının yapılması gerekmektedir çünkü düşey istikametini sağlanmadan kazının yapılması oldukça zor bir işlemdir ayrıca soğuk derz ve segregasyon oluşmaması için oldukça dikkatli bir şekilde imal edilmelidir. Kazı derinliğinin düşük olduğu durumlarda maliyetler diğer destekleme sistemlerine nazaran oldukça yüksektir.

6.2 Yatay Destek Elemanları

Bundan önceki bölümlerde dayanma yapılarının düşey elemanları tanıtılmıştır. Bu bölümde ankastre duvar olarak çalışabilen düşey destek elemanlarının çok yüksek deformasyonlara ve itki kuvvetlerine maruz kalması durumunda desteklenebilecekleri yatay destek elemanlarından bahsedilecektir.

En çok kullanılan yatay destek elemanları;

- Zemin Çivileri
- Çelik gergiler (İç destek)
- Ankrajlı Sistemler

6.2.1 Zemin çivileri

Zemin çivileri şev duraylılığının sağlanması için donatılı olarak imal edilen yapısal destek elemanıdır. Zemin çivisi uygulaması genellikle donatılı püskürtme betonu uygulaması ile beraber yapılmaktadır. Zemin çivilerinin çalışma prensibi ankrajlarla benzerlik gösterebilir hem imalatı hem de çalışma prensibi birbirinden oldukça farklıdır. Zemin çivileri kendisine özgü prensipleri olan yapısal destek elemanlarıdır. Zemin çivilerin çalışma prensibi zemin içerisine ankre edilen kablolar vasıtasıyla zeminde oluşabilecek deformasyonlara ve itkilere karşı zeminin duraylılığını sağlamaya çalışan elemanlar olarak tanımlanabilir. Zemin çivileri diğer yatay destek elemanlarına nazaran özgün avantaj ve dezavantajlara sahiptir. Zemin çivilerinin imalatı kısa boylarının olması ve çapının düşük olmasının getirdiği avantajla oldukça kolaydır. Zemin çivileri oldukça geniş bir alana çok sayıda uygulandıkları için olası bir çivi imalat hatası veya zeminden kaynaklanan beklenmeyen bir durum karşısında sistem bütününde büyük bir probleme neden olmamaktadır. Bununla birlikte çalışma prensibinin getirdiği dezavantaj ise sistemin çalışabilmesi için belirli oranda deformasyon yapma gereksinimidir.

Dışardan bakıldığında ankrajlarla oldukça benzer bulunan zemin çivileri işin esasında oldukça farklıdır. Ankrajlar ön germe prensibiyle aktif olarak çalışan yapısal elemanlardır ancak zemin çivileri herhangi bir deformasyon yada gerilme olmaması durumunda çalışmazlar. Bununla birlikte ankrajlarda kök kısmı çalışırken zemin çivileri tam boy çalışma esasına dayanır. Ankrajlarda çalışan kök bölgesi kısmı pasif bölge içerisine gömülmesi gerekirken zemin çivilerinde çalışan kısım hem aktif hem de pasif bölge içerisinde yer almaktadır.

Tüm destek sistemlerinde olduğu gibi zemin çivilerinde de drenaj önlemleri oldukça büyük önem arz etmektedir. Yapılan kazı ile beraber çivi delgileri yapılır. Zemin çivisinin donatısı eklenerek enjeksiyonu yapılır daha sonra hasır donatı serilir ve üzerine püskürtme betonu atılır.

6.2.2 Çelik gergiler

Her ne kadar önceki bölümlerde bahsedilmemiş olsa da yatayda kazı destekleme sistemleri içten ve dıştan destekler olmak üzere ikiye ayrılır. Ankraj ve zemin çivileri düşey destek elemanını yatayda zemin içerisinde destekleme prensibine dayanmaktadır. Çelik gergiler ise düşey destek elemanını içeriden desteklemektedir. Çelik gergilerin çalışma esası karşılıklı veya komşu iki duvarın birbirini desteklemesi esasına dayanır.

Ankraj uygulamasının yapılamadığı, düşey destek elemanlarının konsol çalışmadığı ve/veya destek elemanı arkasındaki zeminin ankraj sıyrılma direncinin sağlanamadığı durumlarda karşılıklı veya komşu duvarların birbirine çalıştırılması esasına dayanmaktadır.

Çelik borular kademeli kazılarda kazı ilerledikçe imal edilirler. İmal edilmesi oldukça hızlı olan çelik gergiler tekrar kullanılabildikleri için inşaat maliyetleri oldukça uygundur. Bununla birlikte kazıyı içten desteklediği için saha organizasyonu açısından büyük problemler yaratabilmektedir.

6.2.3 Ankrajlar

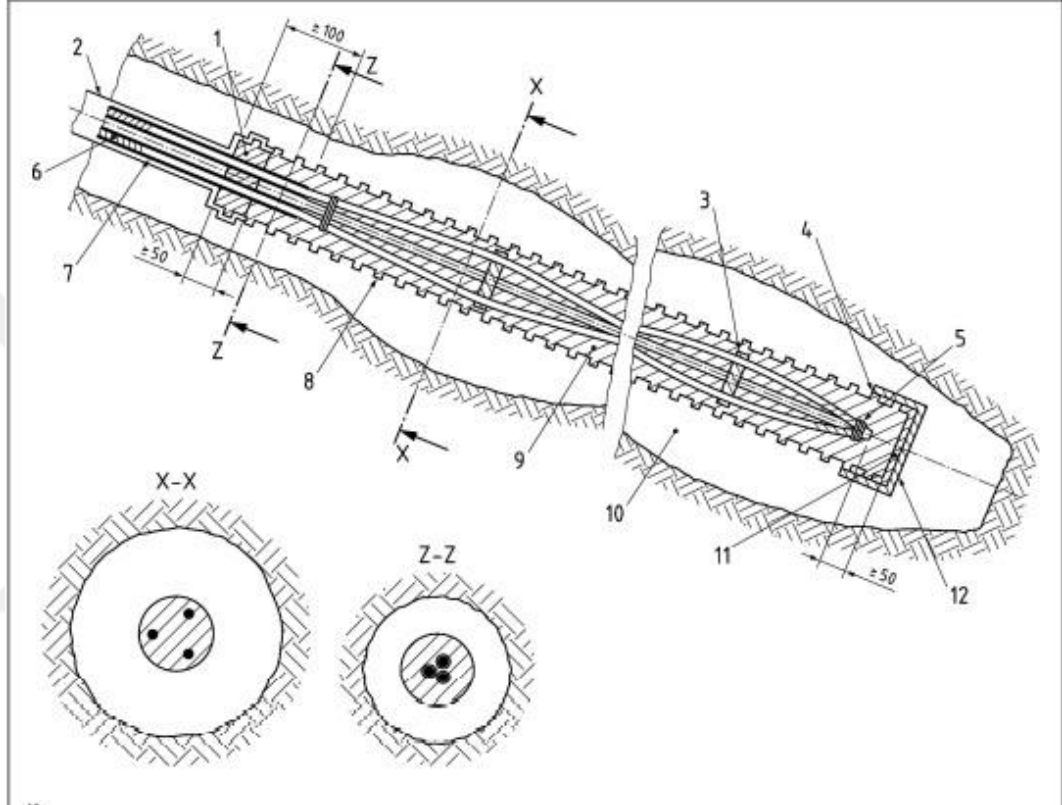
Ankrajlar yüksek şev açılarında düşey kazı destek elemanının yatayda pasif bölgeden sürtünme kuvveti alınarak düşey destek elemanına yardımcı olan yapısal elemandır. Ankrajlar çok geniş bir kullanım alanına sahiptir. Birçok kazı destekleme yapısında kullanılmasının yanı sıra yeraltı ve barajlarda kullanımı vardır. Ankrajlar temelde 3 kısımdan oluşmaktadır. Bunlar;

- Kök bölgesi
- Gövde bölgesi
- Kafa bölgesi

Her bölümün kendine has özellikleri ve görevleri vardır. Kök bölgesi öngörme sonucunda tendonlarda oluşan gerilmenin sürtünme direnci vasıtası ile zemin aktarılmasını sağlar. Gövde bölgesi ise ankraj kökünün aktif bölgeden pasif bölgeye geçişini sağlayan bölgedir. Kafa bölgesi ise ön germenin yapıldığı ve

servis yükünde kilitleme yapılan bölgedir. Tüm bölgeler içerisinde kazı çukurunun içerisinde kalan tek bölümdür.

Ankrajlar temelde 2 tip olarak incelenebilir. Bunlar ön germeli ve pasif Ankrajlar olmak üzere ayrılırlar. Pasif Ankrajlar zemin çivisi olarakta anılmaktadır. Zeminde herhangi bir deformasyon oluşmadıkça çalışmayan zemin çivilerinin aksine ön germeli sistemler ilk gerilmeden itibaren sistemde aktif olarak görev alırlar ve ön germe esnasında kazanılan yükler düşey destek elemanına yardımcı olur ve servis süresi boyunca çalışır.



Şekil 6.1 Ankraj kök bölgesi şematik gösterimi (BSI, 2015).

6.3 İksa Sisteminin Yardımcı Elemanları

Bu bölümde her ne kadar önceki bölümlerde bahsedilmemiş olsada yatay ve düşeyde destek sistemlerinde kritik öneme sahip yardımcı elemanlardan kısaca bahsedilecektir. Tüm iksa sistemlerinde esas amaç zeminin yüksek şevlerde ayakta kalmasının sağlanmasıdır. Bu amaç doğrultusunda yatayda ve düşeyde elemanlar imal edilirler. Ancak bu elemanların dışında yük dengesinin sağlanması ve sistemin dayanıklılığının artırılması için kullanılan başlıca yardımcı elemanlar;

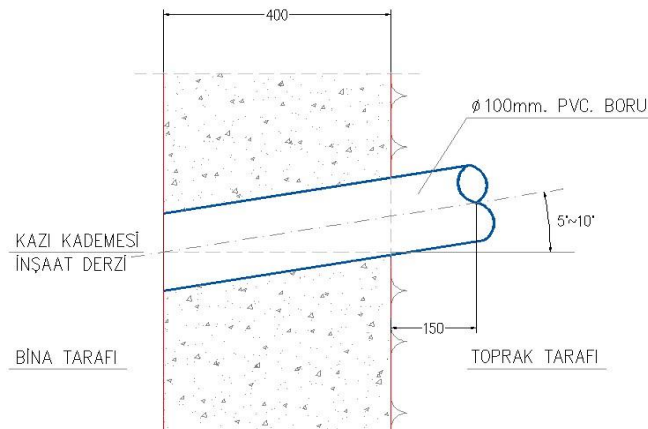
- Başlık Kirişi
- Kuşak Kirişi
- Barbakan olmak üzere temelde üçe ayrılırlar

Başlık kirişinin uygulama ve yapılma amacı fore kazıklı sistemlerde düşey destek elemanlarının tek başlarına çalışmaları yerine bir bütün olarak tüm düşey destek elemanlarının beraber çalışmasını sağlayan destek elemanlarıdır.

Bir diğer yardımcı eleman olan kuşak kirişi ise sistemde bulunan yatay destek elemanlarından elde edilen ön germe yüklerinin sistemin bütününe çalışmasını sağlar. Kuşak kirişi hem yatay elemanların hemde düşey elemanların birbiri ile çalışmasını sağlamaktadır.

Tüm iksa sistemlerinde amaç zeminde oluşabilecek gerilmelerin taşınması esasına göre çalışmaktadır. Birçok destek sisteminde oluşabilecek ve sistemin yenilmesine neden olabilecek zemin içerisinde bulunan veya bulunabilecek suyun oluşturduğu hidrostatik ve hidrodinamik basınçlardır.

Yağmur ve kar suyundan kaynaklanan ani hidrostatik basınç değişimleri hem sistemin arkasında duvara etkiyerek sistem zorlanmalarına neden olabilir hemde taban altında oyma tehlikesi yaratarak sistemin yenilmesine neden olabilir. Bu sistem zorlanmalarını engellemek ve tehlikenin önüne geçmek için barbakan kullanılır. Barbakanlar ihtiyaca göre yerleştirilirler.



Şekil 6.2 Barbakan detayı (<http://tuncaydemirbas.blogspot.com/>) (Erişim Tarihi: 21.03.2022).

7. FORE KAZIKLI ANKRAJLI İKSA SİSTEMLERİ TASARIM VE UYGULAMA ESASLARI

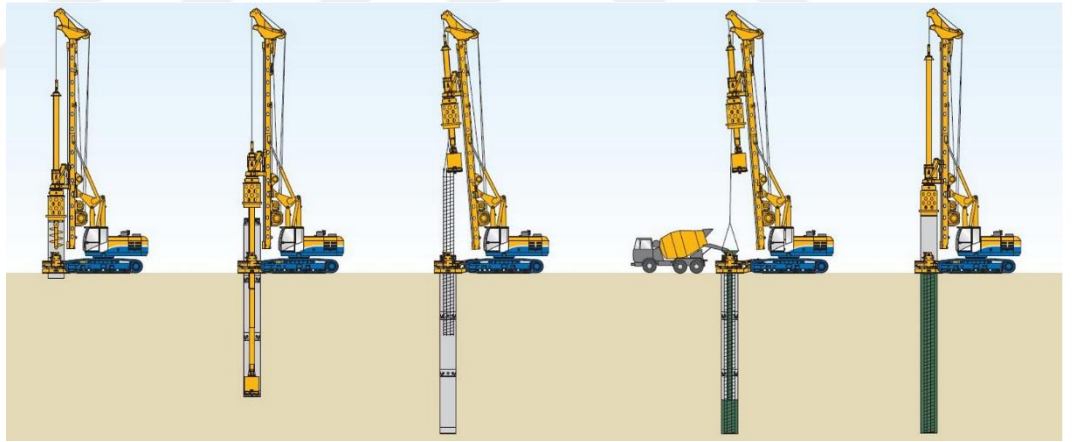
Ankrajlı kazı yöntemi günümüzde en çok kullanılan derin kazı yöntemlerinin başında gelmektedir. Yanal toprak basınçlarının kontrol edilebilmesi birçok zemin türünde uygulanabilir olması kalıcı olarak imal edilmesi durumunda bodrum perdesi olarak kullanılabilmesi kazı çukurunda kısıtlama yaratmadan imalat yapılabilmesi sebebiyle oldukça yaygın kullanılmaktadır. Bu kapsamda bu bölümde çalışmaya konu olan fore kazıklı-ankrajlı kazı destek sistemlerinin tasarım ve uygulama esasları ayrıntılı olarak incelenecektir.

7.1 Fore Kazıklarının Tasarım ve Uygulama Esasları

İksa sistemlerinde düşey destek elemanlarından fore kazıkların imalatı sırası ile;

- Uygun delici ekipmanlar ile foraj çukurunun açılması
- Kuyu içerisine gerekli ise bentonit bulamacının dökülmesi
- Kuyu içerisine sahada imal edilen donatı kafesinin yerleştirilmesi
- Daha sonra tremi borusuyla kuyu dibinden itibaren betonlaması

sırası ile imal edilmektedir.



Şekil 7.1 Kazık imalat aşamaları (<http://www.zeminarastirma.com/>)(Erişim Tarihi: 28.03.2022).

Fore kazıklar ihtiyaç durumuna göre aralıklı kesişen teğet olarak imal edilebilirler. Sızdırmazlık perdesinin gerekmediği durumlarda aralıklı imal edilebilen fore kazıklar eğilme rijitliğinin artırılması gerekliliği durumunda teğet olarak imal edilebilirler. Bununla birlikte sızdırmazlık perdesi yapılması istenilmesi durumunda kesişen kazıklar yapılmalıdır. Bu bağlamda zemin durumu eğer granüler olması durumunda Derin karıştırma yöntemi (DSM) ve/ veya Jet grout kolonu oluşturulabilir.

Çevre ve Şehircilik Bakanlığı'nın 2018 yılında yürürlüğe giren "Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler" konulu genelgesinde iksa sistemlerinin tasarımı için şu şartlar getirilmiştir:

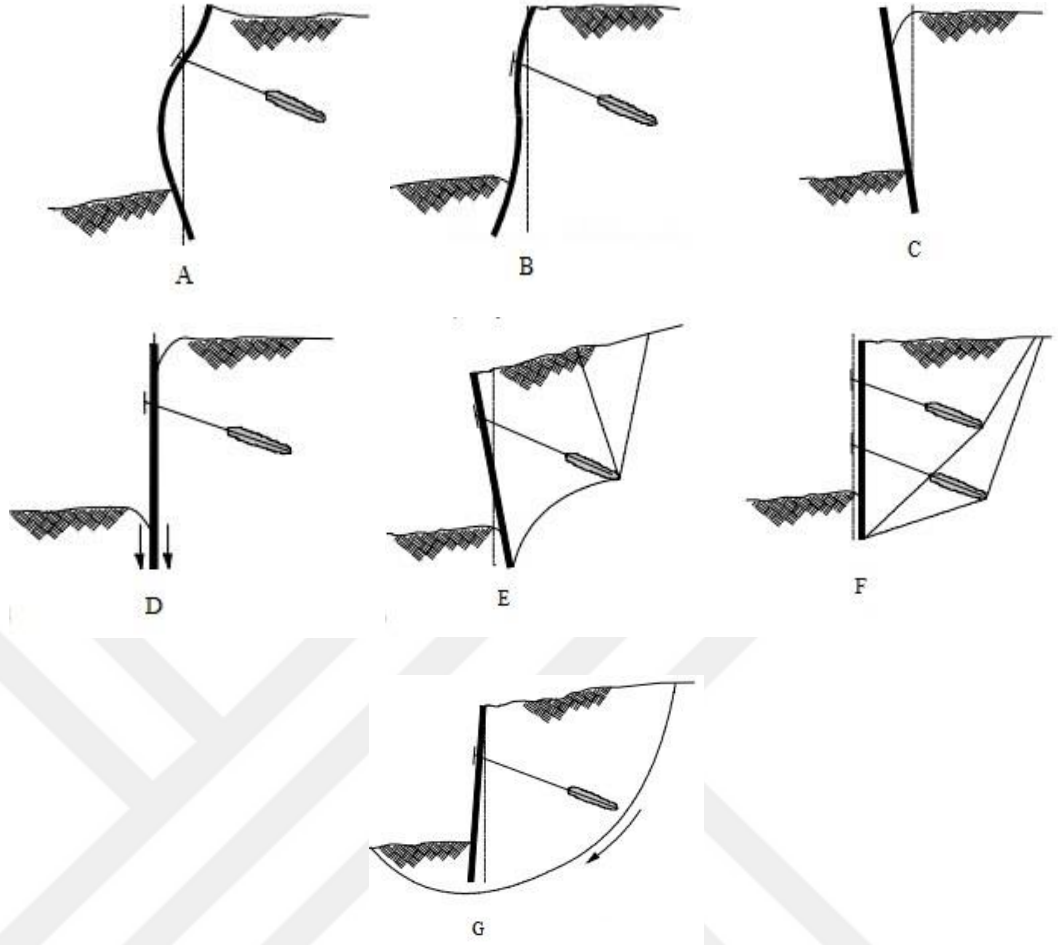
- Zeminlerde yapılacak olan düşey destek elemanlarından fore kazıklar için gömme boyu kazık çapının 5 katından büyük veya 4.00 metre olmalıdır.(Hangisi büyükse) Bununla birlikte kaya zemine soketlenen fore kazıklar için minimum gömme derinliği kazık çapından 3 katından büyük veya 2.00 m olmalıdır.(Hangisi büyükse)
- Aralıklı kazık sisteminde net kazık aralıkları hiçbir suretle 35 cm'den büyük olamaz
- Yatay destek elemanlarından ankraj kullanılması durumunda kazık aralıkları 20 cm'den büyük olamaz.
- Yapılacak olan fore kazıklar en az iki sıra atlanarak yapılmalıdır bununla birlikte betonlaması yapılmayan çukurların yanındaki kuyuların forajı yapılmamalıdır.
- Yumuşak ve gevşek zeminlerde başlık kirişleri yapılmadan önce kazık sürekliliğini belirlemek amacıyla sonik deneyler yapılmalıdır. Kazıklarda süreksizlik belirlenmesi durumunda kazık imalatları yenilenmelidir.

7.1.1 Fore kazık yenilmeleri

Fore kazık yenilmeleri temelde 7 farklı sebepten oluşabilmektedir. Bunlar;

- Duvarın eğilme momentlerine karşı başarısız olması (Şekil 7.2-A)
- Duvar önü pasif kapasitenin yetersiz olması (Şekil 7.2-B)
- Ankraj uygulaması yapılmadan duvarın öne doğru yer değiştirmesi (Şekil 7.2-C)
- Eksenel taşıma kapasitesinin yetersiz olması (Şekil 7.2-D)
- Dönmeden kaynaklı yenilme (Şekil 7.2-E)
- İksa sisteminin kayması (Şekil 7.2-F)
- Toptan göçme (Şekil 7.2-G)

Yapılacak olan iksa sistemlerinde tüm yenilme türlerinin hepsi kontrol edilmelidir.



Şekil 7.2 Düşey destek elemanlarının yenilme mekanizmaları (FHWA-IF-99-015, 1999).

7.2 Öngermeli Ankrajların Tasarım ve Uygulama Esasları

Öngermeli ankrajların tasarım esası zeminin pasif bölgeden tutularak duvarda oluşan gerilmelerin pasif bölgede kök bölgesinde oluşan sürtünme direnciyle karşılanması esasına dayanmaktadır.

Ankrajlar servis türüne ve zamanına göre projelendirilmelidir. Genel olarak geçici ankrajlar ile kalıcı ankrajlar güvenlik sayıları dışında önemli bir fark bulunmamaktadır. Geçici ve kalıcı ankrajlara ilişkin standartlarda geçen güvenlik sayıları Tablo 7.2’de gösterilmiştir. Bununla birlikte yapılacak testlerde maksimum yükleme geçici durumlar için %25 kalıcı durumlar için %50 fazlası ile test edilmelidir. Bununla birlikte kalıcı ankrajlarda iksa sisteminin dolayısı ile öngermeli ankraj sistemlerinin dinamik tasarımının da yapılması gerekmektedir.

Ankrajlar ankraj kafası serbest boy ve kök boyu olmak üzere temel olarak 3 bölümden oluşmaktadır. Bununla beraber ankraj kafası ankraj plakası ankraj kafası ve kama olmak üzere 3 bölümden oluşmaktadır.

Ankraj kök bölgesi zeminle enjeksiyon arasında oluşan adezyon kuvveti ile ön germe yükünün zemin ortamına aktarıldığı bölümdür. Ankraj tasarım yükünü zeminin mühendislik özelliklerine bağlı olarak ankraj sıyrılma yüküne bağlı olarak belirlenmektedir. Diğer yandan enjeksiyonun bir diğer başlıca görevi ise çelik halatın korozyona karşı korunmasıdır. Bununla birlikte kalıcı ankrajlarda korozyona karşı mutlaka ek önlem alınmalıdır.

Ankraj serbest boyu ankraj boyunca yük aktarım mekanizmasında ankraj kök bölgesi ile ankraj kafası arasındaki bölgeyi temsil etmektedir. Bu yük aktarım prensibine göre serbest bölgelerin elastik uzama yapabilmesi için enjeksiyondan korunması gerekmektedir.

Ankraj plakası ankraj delgisinin yatayla yaptığı açıya bağlı olarak çekme yüklerinin açısıyla aynı olması gerekliliğinden uygulanmaktadır. Bu bağlamda göğüsleme kirişlerine ankraj açısı sağlanacak şekilde imal edilmesi durumunda düz plakada konulabilmektedir.



Şekil 7.3 Ankraj kafa bölgesi örnek gösterimi (<https://www.imo.org.tr/>)(Erişim Tarihi: 28.03.2022).

Ankraj kafası ankraj halatlarının stabilitesinin ağılandığı bölümdür. Stabilitayı sağlamak için kullanılan çelik halatlar ayrı ayrı kamalardan geçirilerek ankraj kafasına sabitlenmelidir. Kullanılacak çelik kamalar ankraj tendonlarıyla ve ankraj kafasıyla uyumlu olmalıdır.



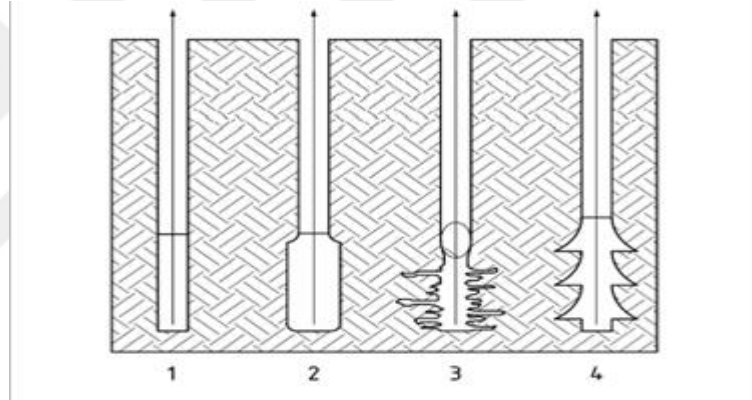
Şekil 7.4. Ankrajın kafası ve kamaların uygulama öncesi görseli (<http://zemincilerbirligi.blogspot.com/>) (Erişim Tarihi: 28.03.2022).

Ankraj kafa bölgesinde kullanılacak olan ankraj plakaları ankraj kafaları ve ankraj kamaları öngerme yüküne dayanacak şekilde tasarlanmalıdır.

Ankraj tendonları elastik davranış göstermeleri gerekmektedir bu sebeple ankraj tasarım yüküne göre gerekli olan tendon sayısı belirlenmelidir. Ülkemizde genellikle sarmal tendonlar tercih edilmektedir. Genellikle 0.6' (15.24 mm) çapında kullanılan çelik tendonlar 0.5' (12.7 mm) çapında imal edilebilir.

Ankraj enjeksiyon harcı 0.4-0.55 su çimento oranına sahip olmalıdır bununla birlikte uygulamada sıklıkla CEM I Portland çimentosu kullanılmaktadır. Karışımın en az 21 MPa basınç dayanımına sahip olması gerekmektedir. Bununla birlikte gerektiği durumlarda priz hızlandırıcı ve/veya akış özelliklerini değiştirebilecek katkı malzemeleri kullanılabilir ancak hiçbir suretle 7 gün mukavemetini kazanmadan ankrajlarda germe işlemi yapılmamalıdır.

Ankrajın taşıma kapasitesi zemindeki imalat kalitesiyle, enjeksiyon ve delme tipiyle doğrudan bağlantılıdır. Kök bölgesine bağlı olarak ankrajlı sistemler Tip A, B, C, D olmak üzere 4 bölümde incelenir.



Şekil 7.5 Ankraj kök bölgesi tipleri (BSI, 1989).

TİP A ANKRAJLAR

Tip A ankrajlar çap değişimi olmadan açılan kuyulardır. Enjeksiyon basınç olmadan yerleştirilir. Serbest bölgesindeki kuyu çapı ile kök bölgesindeki kuyu çapı aynıdır. Kaya ve çok katı ince daneli zeminlerde kullanılmaktadır. Pratik olduğu için ülkemizde çoğunlukla Tip A ankrajlar kullanılmaktadır (BSI, 1989).

TİP B ANKRAJLAR

Tip B ankrajlar çoğunlukla kohezyonsuz zayıf çatlaklı kayalarda , granüler zemin tiplerinde kullanılır bununla birlikte plastisitesiz ince taneli zeminlerde de çevresindeki zemini sıkıştırması ve buna bağlı olarak enjeksiyon zemin arasındaki sürtünme kuvvetini arttırdığı için kullanılabilir. Kuyu içerisinde kök bölgesinin çapı serbest boyundaki çapından daha yüksektir. Enjeksiyon delgisi tip A ile aynıdır ancak enjeksiyon tip a'dan farklı olarak düşük basınçla imal edilmektedir (BSI, 1989).

TİP C ANKRAJLAR

Genellikle kohezyonsuz zeminlerde uygulanan tip C ankrajlar tip B gibi imal edildikten sonra beton tam anlamıyla mukavemetinin kazanmadan ikinci bir yüksek basınçla beton yüzeyinin çatlatılarak fissürlü bir yapı oluşturulması esasıyla imal edilirler. Çatlaklı zemin yapısı sebebiyle kök çevre alanı genişletilerek kök bölgesi sıyrılma direnci artırılmış olur (BSI, 1989).

TİP D ANKRAJLAR

Tip a ankrajlar gibi yapılan enjeksiyonla birlikte oluşturulan çan şeklindeki yapısı sebebiyle artan kök bölgesi alanı sebebiyle ankraj taşıma kapasitesi artırılmış olur. D tipi ankrajlar drenajsızkohezyon değerinin 90 kPa dan yüksek olması durumunda uygulanabilirler (BSI, 1989).

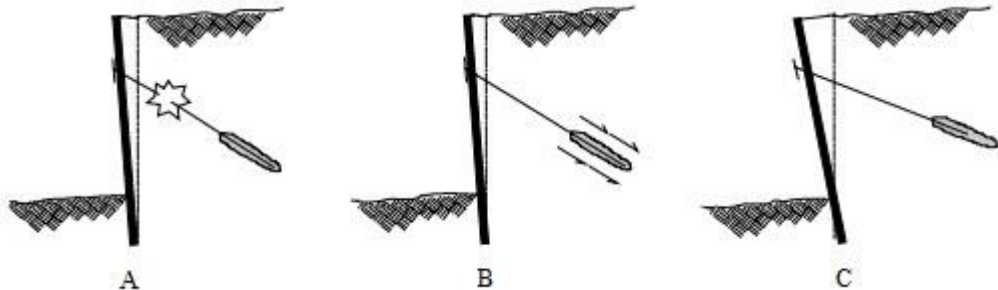
7.2.1 Ankraj yenilme mekanizmaları

İksa sistemlerindeki ankraj yenilmelerinin birçok sebebi olabilir. Temel olarak ele alınması durumunda yenilmeye götüren hatalar tasarım aşamasında ve/veya uygulama aşamasında yapılmış olabilir. Tüm bunlarla beraber ülkemizde genelde ankraj sistemlerini yenilmesine artan statik veya hidrostatik basınçların etkisiyle gerçekleşmektedir. Bu bağlamda sistemin yenilmesine sebep olan başlıca sebepler;

- Yeraltı su seviyesindeki aşırı yükselmeler (Şekil 7.6-A)
- Kazı arkasında artan sürsaj yükleri (Şekil 7.6-B)
- Proje aşamasında belirlenen kazı kademelerinden daha derin kazılması (Şekil 7.6-C) örnek olarak gösterilebilir

Ankrajlarda yenilmeler temel olarak 3 farklı şekilde olabilmektedir (Şekil 7.6). Bunlar ;

- Ankraj tendonunun kopması (Şekil 7.6-A)
- Enjeksiyon/Zemin sıyrılması (Şekil 7.6-B)
- Ankraj tendonu/enjeksiyon yenilmesi (Şekil 7.6-C)



Şekil 7.6. Ankraj yenilme türleri (FHWA-IF-99-015,1999).

Ankraj tendonunun yenilmesi genellikle ankraj demeti çekme dayanımından daha yüksek çekme kuvvetine maruz kalması ile meydana gelir.

Bununla birlikte enjeksiyon/zemin sıyrılması ankraj kök bölgesinde kök bölgesi boyunca enjeksiyon çevresindeki zeminin mobilize olması sonucu oluşmaktadır. Enjeksiyon/zemin sıyrılması uygun olmayan işçilikle ve/veya uygun olmayan enjeksiyon yöntemlerinin uygulanması sonucu oluşmaktadır. Bu tür sorunların önüne geçmek için test yükü geçici ankrajlarda servis yükünün %25, kalıcı ankrajlarda servis yükünün %50 arttırılarak test edilmelidir.

BS 8081’de zemin tipine göre önerilen ankraj kök bölgesi taşıma kapasitesi Tablo 7.1’de gösterilmiştir.

Tablo 7.1 Amerikan karayolları idaresi tarafından önerilen zemin tipine göre kök bölgesi boyunca kök bölgesi taşıma kapasiteleri (FHWA IF-99-015, 1999).

Kohezyonlu Zeminler		Kohezyonsuz Zeminler	
Ankraj Tipi	Ortalama Maksimum Bağ Direnci(mPa)	Ankraj Tipi	Ortalama Maksimum Bağ Direnci(mPa)
Düz Şaftlı-Basınçsız	0.03-0.07	Düz Şaftlı-Basınçsız	0.07-0.14
Düz Şaftlı-Basınçlı		Düz Şaftlı-Basınçlı	
Yumuşak siltli kil	0.03-0.07	ince kumdan orta incelikte kuma kadar	0.08-0.38
Siltli kil	0.03-0.07	Orta incelikte kumdan granüler kuma kadar (orta sıkı)	0.11-0.66
Katı kil (Orta plastisiteden yüksek plastisiteye kadar)	0.03-0.10	Orta incelikte kumdan granüler kuma kadar(sıkı-çok sıkı)	0.25-0.97
Çok katı kil (Orta plastisiteden yüksek plastisiteye kadar)	0.07-0.17	Siltli Kum	0.17-0.41
Katı kil (Orta plastisiteli)	0.10-0.25	Kumlu Kayaç (orta sert)	0.21-1.38
Çok katı kil (Orta plastisiteli)	0.14-0.35	Kumlu Kayaç (çok sert)	0.28-1.38
Çok katı kumlu silt (Orta plastisiteli)	0.28-0.38		

Ankraj tendonu/enjeksiyon yenimleri genellikle enjeksiyon/zemin sıyrılmasına karşı dayanımı çok yüksek olan kaya ortamlarında meydana gelmektedir. Ankraj tendonunun sahada uzun süre beklemesine bağlı olarak korozyon oluşması ve tendon temizlenmeden kuyuya sürülmesi, fabrikasyon ürünlerde üretim hatası veya tendon imalatında gerekli özenin gösterilmemesi diğer başlıca sebeplerdendir.

Ankraj tasarımında yenilmelere karşı gerekli güvenlik sayıları Tablo 7.2’de gösterilmiştir.

Tablo 7.2 Ankrajlı iksa sistemlerinde kullanılacak minimum güvenlik katsayısı (BSI, 1989).

Ankraj Kategorisi	Tendon	Minimum Güvenlik Katsayısı		Kontrol Yüğü Faktörü
		Zemin/Enjeksiyon Arayüzeyi	Enjeksiyon/Tendon Arayüzeyi	
Geçici Ankrajlar *	1.40	2.00	2.00	1.10
Geçici Ankrajlar **	1.60	2.50 ^a	2.50 ^a	1.25
Kalıcı Ankrajlar ve Korozyon Riskine Sahip Geçici Ankrajlar	2.00	3.00 ^b	3.00 ^a	1.50

*Servis süresi 6 aydan kısa süreli geçici ankrajlar

**Servis süresi 2 yıldan kısa süreli geçici ankrajlar

a : Minimum değeri 2 olarak kullanılabilir ancak sahada kapsamlı testlerin yapılması gerekir.

b : limit zemin çatlaklarını önlemek için minimum güvenlik sayısı 4 olmalıdır.

7.2.2 Ankraj uygunluk ve kabul deneyleri

2018 yılında Çevre ve Şehircilik Bakanlığı (ÇSB) tarafından yayımlanan “Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler” konulu genelgede kabul ve uygunluk deneylerinin literatürde kabul gören FHWA-IF-99-015 veya DİN4125’e göre yapılması uygun bulunduğu belirtilmiştir.

Ankraj uygunluk deneyleri iksa sistemlerinde meydana gelebilecek sorunların imalat aşamasında giderilmesi gerekli görülmesi durumunda iksa yapısal parçalarının revizyonunun yapılması amacı ile uygulanmaktadır.

ÇSB tarafından yayınlanan genelgede yumuşak ve gevşek zeminlerde 1 adet uygunluk deneyinin yapılması uygun bulunmuştur. Uygunluk deneyinde ankraj krikosuyla ilk olarak tasarım yükünün %20 sine kadar yüklenir daha sonra 0.5F_w, 0.75 F_w, 1.00 F_w, 1.25 F_w şeklinde kanıt yüküne ulaşıldıktan sonra F_p (güvenlik sayısı *F_w) kadar yüklenir. Her bir yükleme durumunda Tablo 7.3’deki bekleme süreleri kadar beklendikten sonra uzama değerleri kaydedilir.

Tablo 7.3 Uygunluk deneyi için bekleme süreleri (DİN 4125,1990) .

Kanat Yükü	Uygunluk Deneyi			
	Geçici ankrajlar		Kalıcı Ankrajlar	
	Kohezyonsuz zeminler	Kohezyonlu zeminler	Kohezyonsuz zeminler	Kohezyonlu zeminler
$F_i < 0.2F_W$	1	1	1	1
$0.5F_W$	1	1	15	30
$0.75F_W$	1	1	15	30
$1.00F_W$	1	1	60	120
$1.25F_W$	1	1	60	180
$n_k F_W$	15	30	120	1440

Kanat yüküne gelinmesi sonrasında kohezyonsuz zeminlerde ve kayalarda 5. ve 15. dakikalar arasında kalan sürede deplasman farkı 0.5 mm veya kohezyonlu zeminlerde 5. ve 30. dakikadaki deplasman farkı 0.8 mm'nin altındaysa kritik sünme davranışı bulunmamaktadır. Eğer sünme 1 mm ile 2 mm arasında ise logaritmik ölçekte 15.dakika ile deney sonunu kapsayan kısmın eğimi sünme değerini vermektedir. Uygunluk deneyi sona erdikten sonra ankraj ilk yüklemeye boşaltılıp kilit yüküne ankraj kilitlenir.

Kabul deneyinde ise kohezyonsuz zeminlerde 2 ila 5. dakika arasında 0.2 mm, kohezyonlu zeminlerde 5 ila 15. dakika arasında 0.25 mm'den fazla ise sünme davranışının belirlenmesi için bekleme süreleri arttırılmalıdır. Sonrasında ankraj yükü boşaltılıp ankraj yüküne kilitlenmelidir.

Tablo 7.4 Kabul deneyi için bekleme süreleri (DİN 4125,1990).

Kanat Yükü	Kabul Deneyi			
	Geçici ankrajlar		Kalıcı Ankrajlar	
	Kohezyonsuz zeminler	Kohezyonlu zeminler	Kohezyonsuz zeminler	Kohezyonlu zeminler
$F_i < 0.2F_W$	1	1	1	1
$0.5F_W$	-	-	-	-
$0.75F_W$	1	1	1	1
$1.00F_W$	1	1	1	1
$1.25F_W$	5	15	1	1
$n_k F_W$	-	-	-	-

8. ANKRAJLI SİSTEM İLE DERİN KAZI TASARIMI

Tez çalışması kapsamında fore kazıklı ankrajlı bir iksa sistemi tasarımı yapılmıştır. Çalışma kapsamında tez çalışma alanında öncelikle geoteknik araştırmalar yapılmıştır. Daha sonra kazı işlerinin planlanmasına geçilmiştir. Zeminden aktarılacak yükler ile sürşarj yüklerinden kaynaklanacak risklere güvenle karşı koyabilecek bir iksa yapısının projelendirilmesi yapılmıştır.

İlgili çalışma kapsamında saha gözlemleriyle başlayan süreç, kazı alanında yapılan ön değerlendirme ve 8 adet zemin sondajı ile desteklenmiştir. Arazi deneyi olarak standart penetrasyon deneyi (SPT) tercih edilmiştir. Zemin sondajlarından elde edilen örnekler üzerinde laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Zemin profilleri her sondaj kuyusunda ayrı ayrı belirlendikten sonra saha içerisinde baskın olarak gözlemlenen zemin türü ve özelliklerine göre idealize zemin profili çıkartılmıştır.

Sonlu elemanlar yöntemine göre zemin modelinin tasarlanmasından önce idealize zemin profili, SPT ölçüm derinlikleri ile uyumlu olarak 1.5 m aralıklarla incelenmiştir. Profili oluşturan her zemin tabakasına ait özellikler öncelikle arazi ve laboratuvar deney sonuçlarından sağlanmaya çalışılmış deney ile belirlenemeyen özellikler ise literatürde sıklıkla tercih edilen bağıntılar dikkate alınarak zemin modeli için tasarım parametreleri belirlenmiştir. Belirlenen zemin tasarım parametreleri ile birlikte idealize zemin profili iki farklı yaklaşımla değerlendirilmiştir. İlk yaklaşımda idealize zemin profilinde bulunan aynı türdeki ardışık zemin birimlerine ait tasarım parametrelerinin ortalama değerleri kullanılmıştır. İkinci yaklaşımda ise zemin birimlerinin 1.50 m'lik SPT-N darbe sayısı ölçüm aralıklarına göre belirlenen tasarım parametreleri kullanılarak modelleme çalışması yapılmıştır.

Zemin tabakalarının gerilme-deformasyon analizlerinin yapılması için PLAXIS 2D yazılımı kullanılmıştır. Derin kazı sistemlerinin sayısal analizler ile çözümünde çeşitli zemin modelleri kullanılmaktadır. Zemin modelinin etkisinin araştırılabilmesi için sırası ile Mohr-Coulomb zemin modeli (MC), pekleşen zemin modeli (Hardening Soil, HS) ve küçük gerinim rijitliği ile pekleşen zemin modeli (Hardening soil with small-strain stiffness, HSsmall) ile ayrı ayrı modellenmiştir. Zemin tabakalarının ağırlıklı olarak kil birimlerinden oluştuğu tez inceleme alanına ait zemin modellerinde drenajsız koşulları yansıtan kısa dönem ve drenajlı koşulları ifade eden uzun dönem analizleri yapılmıştır.

Tez inceleme alanında aslen yeraltı su seviyesi (YASS) -27.00 m kotunda bulunmaktadır ve bu duruma uygun olarak zemin modeli oluşturulmuştur. Seçilen zemin modelinin sayısal analiz sonucu üzerindeki etkileri kazının son aşamasında hesaplanan yatay ve düşey yöndeki deplasmanlar, kazıklara ait kesit tesirleri, ankrajlar üzerinde oluşan gerilmeler açısından incelenerek zemin birimlerinin ayrıntılı modellenmesinin ve YASS'deki değişimin iksa sistemi üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

8.1 Tez Çalışma Sahası

Tez çalışmasına konu olan arazi, Konya ili, Selçuklu ilçesindeki bir parselde yapılması planlanan hastane ek binasına aittir. Parselin toplam yüzölçümü 1753 m²'dir. İnceleme alanında topoğrafik eğim % 0-5 arasındadır. Çalışma alanı ve çevresinde elektrik, su, doğalgaz vb. altyapı tesisleri bulunmaktadır. Dolayısıyla şevli açık kazı yapılması mümkün olmamaktadır.

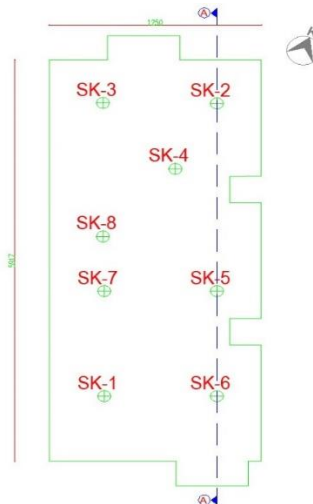
Çalışma alanında yapılacak olan kazı toplamda +1017.15 m kotundan +1008.15 m kotuna kadar olup toplamda 9.00 metredir.



Şekil 8.1 İnceleme alanı uydu görüntüsü.

8.2 Geoteknik Çalışmalar

Çalışma alanında 09.01.2020-07.02.2020 tarihleri arasında 8 adet 44.00 m derinliğinde sondaj kuyusu açılmıştır. Zeminlerin cinsi ve tabakalanma durumları belirlenmiştir. Arazi çalışmasından elde edilen örselenmiş ve örselenmemiş numuneler zeminin mühendislik özelliklerini belirlemek üzere laboratuvara gönderilmiştir. Sondaj kuyularının konumları Şekil 8.2’de gösterilmiştir.



Şekil 8.2 Sondaj kuyularının şematik gösterimi.

Sondaj kuyularında tespit edilen zeminlerin cinsleri ve tabaka kalınlıkları Tablo 8.1’de sunulmuştur. Ayrıca Ek-A bölümünde yine tabaka kalınlıkları ve ölçülen arazi SPT-N darbe sayıları da sunulmaktadır.

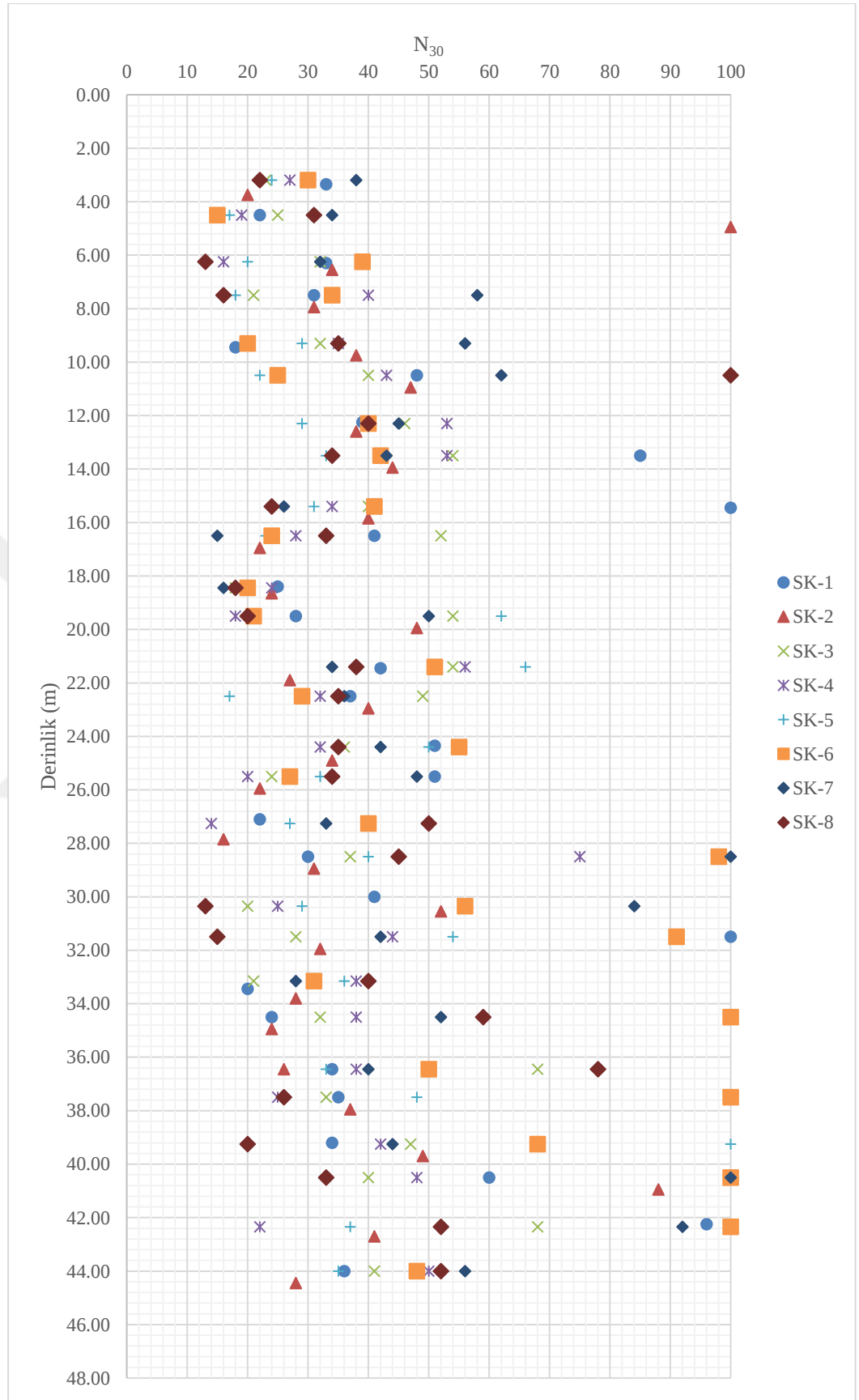
Tablo 8.1 Sondaj kuyularından gözlemlenen zemin cinsleri ve tabaka kalınlıkları.

	Derinlik (m)	Zemin Grubu		Derinlik (m)	Zemin Grubu
	0.00 - 7.50	KİL		0.00 - 7.50	KİL
SK-1	7.50 - 9.00	SİLT	SK-2	7.50 - 9.00	KUM
	9.00 - 10.50	KUM		9.00 - 24.00	KİL
	10.50 - 12.00	SİLT		24.00 - 25.50	SİLT
	12.00 - 13.50	KİL		25.50 - 28.50	KİL
	13.50 - 15.00	KUM		28.50 - 33.00	KUM
	15.00 - 16.50	SİLT		33.00 - 34.50	KİL
	16.50 - 18.00	KUM		34.50 - 36.00	SİLT
	18.00 - 19.50	SİLT		36.00 - 37.50	KİL
	19.50 - 21.00	KİL		37.50 - 43.50	SİLT
	21.00 - 24.00	SİLT		43.50 - 44.00	KİL
	24.00 - 28.50	KİL			
	28.50 - 30.00	SİLT			
	30.00 - 34.50	KİL			
	34.50 - 36.00	SİLT			
	36.00 - 37.50	KUM			
	37.50 - 39.00	SİLT			
	39.00 - 42.00	KİL			
	42.00 - 44.00	SİLT			
SK-3	0.00 - 7.50	KİL	SK-4	0.00 - 7.50	KİL
	7.50 - 9.00	KUM		7.50 - 9.00	SİLT
	9.00 - 10.50	KİL		9.00 - 13.50	KİL
	10.50 - 12.00	KUM		13.50 - 18.00	SİLT
	12.00 - 13.50	KİL		18.00 - 27.00	KİL
	13.50 - 15.00	KUM		27.00 - 28.50	SİLT
	15.00 - 21.00	SİLT		28.50 - 30.00	KUM
	21.00 - 24.00	KİL		30.00 - 33.00	SİLT
	24.00 - 25.50	SİLT		33.00 - 34.50	KİL
	25.50 - 30.00	KİL		34.50 - 37.50	SİLT
	30.00 - 36.00	SİLT		37.50 - 39.00	KİL
	36.00 - 37.50	KUM		39.00 - 44.00	SİLT
	37.50 - 39.00	SİLT			
	39.50 - 40.50	KUM			
	40.50 - 43.50	SİLT			
	43.50 - 44.00	KİL			
SK-5	Derinlik (m)	Zemin Grubu	SK-6	Derinlik (m)	Zemin Grubu
	0.00 - 4.50	KİL		0.00 - 6.00	KİL
	4.50 - 6.00	SİLT		6.00 - 9.00	SİLT
	6.00 - 7.50	KİL		9.00 - 10.50	KUM
	7.50 - 13.50	SİLT		10.50 - 12.00	KİL
	12.00 - 16.50	KİL		12.00 - 16.50	SİLT
	13.50 - 15.00	KUM		16.50 - 18.00	KUM
	15.00 - 16.50	SİLT		18.00 - 19.50	KİL
	16.50 - 18.00	KUM		19.50 - 22.50	SİLT
	18.00 - 21.00	KİL		22.50 - 27.00	KİL
	19.50 - 21.00	KİL		27.00 - 28.50	SİLT

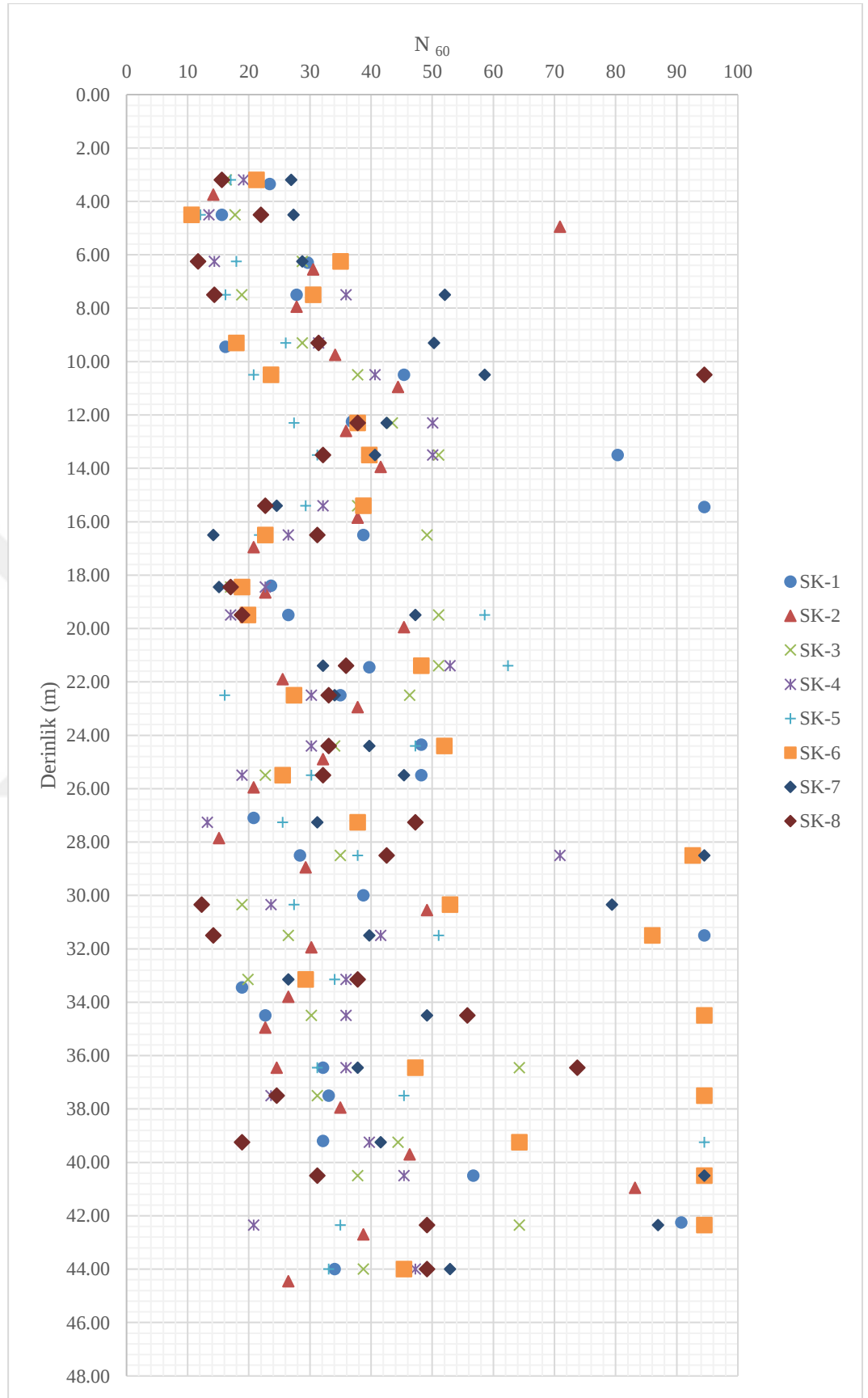
	21.00 - 22.50	SİLT		28.50 - 30.00	KUM
	22.50 - 24.00	KUM		30.00 - 34.50	SİLT
	24.00 - 25.50	SİLT		34.50 - 36.00	KUM
	25.50 - 28.50	KİL		36.00 - 37.50	SİLT
	28.50 - 33.00	SİLT		37.50 - 39.00	KUM
	33.00 - 34.50	KİL		39.00 - 43.50	SİLT
	34.50 - 36.00	SİLT		43.50 - 44.00	KİL
	36.00 - 40.50	KUM			
	40.50 - 44.00	KİL			
SK-7	0.00 - 15.00	KİL	SK-8	0.00 - 9.00	KİL
	15.00-18.00	SİLT		9.00-15.00	SİLT
	18.00 - 19.50	KİL		15.00 - 16.50	KİL
	19.50 - 25.50	SİLT		16.50 - 18.00	SİLT
	25.50 - 28.50	KİL		18.00 - 21.00	KİL
	28.50 - 30.00	KUM		21.00 - 22.50	SİLT
	30.00 - 33.00	SİLT		22.50 - 27.00	KİL
	33.00 - 34.50	KİL		27.00 - 28.50	KUM
	34.50 - 36.00	SİLT		28.50 - 30.00	SİLT
	36.00 - 37.50	KİL		30.00 - 33.00	KUM
	37.50 - 40.50	SİLT		33.00 - 34.50	KİL
	40.50 - 42.00	KUM		34.50 - 36.00	ÇAKIL
	42.00 - 43.50	SİLT		36.00 - 37.50	KUM
	43.50 - 44.00	KUM		37.50 - 40.50	KİL
				40.50 - 42.00	SİLT
				42.00 - 43.50	KİL
				43.50 - 44.00	KUM

Standart penetrasyon deneylerinde deney düzeneğinde otomatik darbeli tokmak kullanılmış olup güvenli yönde kalarak yapılacak düzeltme için TBDY (2018)'de önerilen aralık $C_E = 0.90-1.60$ olup $C_E = 0.90$ kullanılmıştır. Bununla birlikte standart numune alıcı kullanılmıştır; $C_s = 1.0$ 'dir. Sondajlar için açılan kuyuların çapı 150 mm'dir; $C_B = 1.05$ alınmıştır. Deneyin yapıldığı derinliğe bağlı olarak değişen tij boyları için düzeltmeler tij uzunluğuna bağlı olarak, 3-4 m arasında 0.75, 4-6 m arasında 0.85, 6-10 m aralığında 0.95 ve 10 m'den uzun tij boyunda 1.0 alınmıştır. SPT- N_{30} değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 8.3'te, N_{60} ve $N_{1,60}$ değerlerinin derinlikle değişimleri sırasıyla Şekil 8.4 ve 8.5'te gösterilmiştir. Bununla birlikte tezin Ek-A bölümünde sondaj kuyularında her aşamada ölçülen SPT-N darbe sayıları ve Ek-B bölümünde SPT- N_{30} darbe sayıları üzerinde yapılan düzeltmelere ilişkin hesaplamalar verilmiştir.

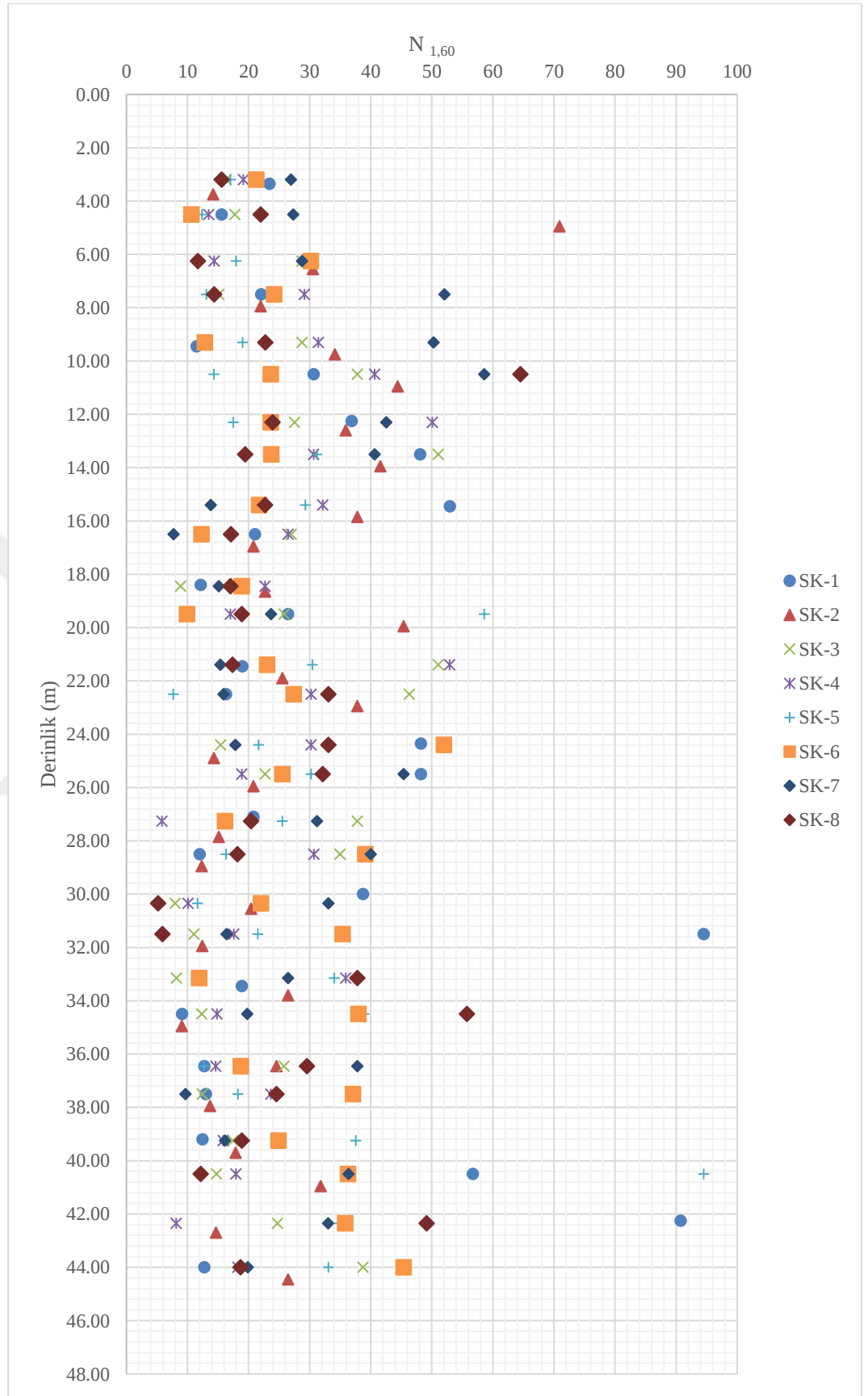
Zemin ve Temel Etüdü Uygulama Esasları ve Rapor Formatına Dair Tebliğ'e (2019) uygun olarak sondajlar sırasında yapılan standart penetrasyon deneyinde otomatik şahmerdan kullanılmıştır. Sondaj kuyusu boyunca zemin koşulları ile uyumlu ve proje gereksinimlerini karşılayacak şekilde her 1.50 m'de bir SPT yapılmıştır (TBDY, 2018). Her kuyuda en az 2 SPT numunesi (örselenmiş numune) alınarak laboratuvar analizi yaptırılmıştır. Kohezyonlu zeminlerde açılacak sondaj kuyularında düşeyde her 5.00 m.'de bir/ her tabaka değişiminde (hangisi küçükse) ve temel alt kotu seviyesinde 1 adet örselenmemiş numune (UD) alınmıştır. Böylece SPT her sondaj kuyusunda 44 m derinliğe kadar yapılmış olup toplamda 352 m sondaj yapılarak zemin özelliklerinin tespiti gerçekleştirilmiştir.



Şekil 8.3 SPT- N_{30} darbe sayısının derinlik ile değişimi.



Şekil 8.4 N₆₀ darbe sayısının derinlik ile değişimi.



Şekil 8.5 $N_{1,60}$ darbe sayısının derinlik ile değişimi.

Çalışma alanından alınan örselenmiş ve örselenmemiş numuneler üzerinde elek analizleri (TS 1900-1), Atterberg (kıvam) limitleri deneyleri (TS 1900-1), su muhtevası deneyleri (ASTM D2216), doğal birim hacim ağırlık deneyleri (ASTM D854), direkt kesme (ASTM D3080), üç eksenli basınç deneyleri (UU deneyler) (ASTM D2850-15) ve serbest basınç mukavemeti deneyleri (ASTM D2166) yapılmıştır.

Yapılmış deneylere ilişkin sonuçlar Ek-C’de verilmiştir.

8.3 İdealize Zemin Profilinin Belirlenmesi

Çalışmaya mevzu olan iksa sistemi tek bodrumlu 4 katlı hastane binasının en kritik kesitte 2 metre yanındadır ve mevcut yapının iksa sistemine paralel kesiti 12 metre uzunluğundadır. Bunun yanı sıra 12 metreden sonra 5 metrelik arayol bulunmaktadır.

Derin kazı projesi kapsamında yapılacak olan ankrajlı fore kazıklı iksa sisteminin arsa üzerinde bulunan en kritik kesit baz alınarak projelendirilmesi gerekmektedir. Bu bağlamda yapılacak olan projelendirmeye ilişkin kesit Şekil 8.2’de A-A aksı boyunca gösterilmiştir. İdealize zemin profilini oluşturmak üzere SK-2, SK-5 ve SK-6 sondaj kuyularının zemin özelliklerinden faydalanılmıştır (Şekil 8.6). Çalışma alanında mevcut 8 sondaj kuyusundan elde edilen bilgiler çalışma alanı içerisinde ağırlıklı olarak düşük plastisiteli kil, düşük plastisiteli silt ve siltli kum zeminlerin varlığını işaret etmekte olsa da bu zeminlerin tabakalanma şekilleri ve zemin özellikleri değişkenlik göstermektedir. SPT-N₃₀ darbe sayılarının benzer zemin cinsleri için birbirinden farklı değerler alabildiği görülmüştür. Bu sebeple iksa sisteminin yer alacağı zemin tabakalarını temsil eden idealize bir zemin profili hazırlanmıştır. İdealize profilin hazırlanmasında her 1.50 metrelik sondaj kademeleri dikkate alınmış ve sondajlarda hangi zemin türüne daha sık rastlanılmış ise o zemin türü idealize zemin profilinde bir tabaka olarak kabul edilmiştir. Birleşik zemin sınıflandırması sistemine uygun olarak, zeminlerin elek analizi eğrileri ve kıvam limitleri dikkate alınarak zemin grup sembolleri belirlenmiştir. Şekil 8.7’de bu çalışmada kullanılan idealize zemin profili sunulmaktadır.

Proje kapsamında iksa sisteminin yapılacağı kesit boyunca herhangi bir kot farkı bulunmamaktadır. Bu bağlamda +1017.15 m kotundan +1008.15 m kotuna kadar 9.00 metrelik kazı yapılacaktır. Tabi zemin kotu, nihai kazı kotu, kazı derinliğini ve sürşarj yükünü Tablo 8.2’de gösterilmiştir.

İksa sistemine etkiyecek yük 12.00 metre uzunluğunda kat başına hastane binası olması sebebiyle 2.00 t/m² /m olmak üzere 4 kat artı temel için 2.00 t/m²/m olmak üzere toplamda 100.00 kN/ m²/m ve hemen yanında 5.00 metre uzunluğunda 15.00 kN/ m² /m olarak yol yükü etkilmiştir. Toplamda 17.00 metre olarak uygulanacak sürşarj yükü olup bunun ilk 12.00 metresi hastane binasından kaynaklanan yükler kalan 5.00 metreside yoldan gelen sürşarj yükleri olarak modellenmiştir. Sürşarj yükleri Tablo 8.2’de gösterilmiştir.

Tablo 8.2 Planlanan kazı kotu ve sürşarj yük durumu.

Tabi Zemin Kotu	Nihai Kazı Kotu	Kazı Derinliği(m)	Sürşarj Yükü(kN/m ² /m)	YASS(m)	Yük Tanımı
1017.15	1008.15	9	100	27	Bina Yüğü
			15		Yol Yüğü

Derinlik (m)	SK-2	SK-5	SK-6
0.00			
3.00			
4.50			
6.00			
7.50			
9.00			
10.50			
12.00			
13.50			
15.00			
16.50			
18.00			
19.50			
21.00			
22.50			
24.00			
25.50			
27.00			
28.50			
30.00			
31.50			
33.00			
34.50			
36.00			
37.50			
39.00			
40.50			
42.00			
44.00			

Lejand	
	Çakıllı,Kumlu, Siltli Düşük Plastisiteli Kil
	Çakıllı,Killi, Siltli Kum
	Çakıllı,Kumlu, Killi Düşük Plastisiteli Silt

Şekil 8.6 İksa sistemine paralel jeolojik kesit.

Tablo 8.3 İdealize zemin profili.

Derinlik (m)	USCS Zemin Sembolü
0.00-6.00	CL
6.00-7.50	ML
7.50-15.00	CL
15.00-16.50	SM
16.50-19.50	CL
19.50-21.00	ML
21.00-22.50	CL
22.50-24.00	ML
24.00-27.00	CL
27.00-28.50	SM
28.50-31.50	ML
31.50-33.00	CL
33.00-36.00	ML
36.00-37.50	SM
37.50-42.00	ML
42.00-44.00	CL

8.4 Sayısal Analizler

Yapılan tüm analizler PLAXIS sonlu elemanlar programı kullanılarak analiz edilmiştir. Sonlu elemanlar metodu problemin daha alt parçalara ayrılarak alt parçaların çözümlenerek daha sonra birleştirilmesi esasına dayanmaktadır.

Programda geometrik modelin oluşturulması ile birlikte zemin parametreleri, sürşarj yükleri, yapı rijitlik parametreleri, yeraltı su seviyesi, sonlu elemanlar mesh ağı ve kademeli inşaat aşamaları tanımlanır. Sonsuz zemin ortamı 15 düğüm noktalı elemanlarla sonlu ortama ayrılır. Model yapılan plastik analiz sonucunda çıkış sonuçları kullanılarak değerlendirilir.

8.4.1 Geoteknik tasarım

Toplam kazı derinliği 9 m olmak üzere kazı çalışmasının 3 kademede yapılması planlanmıştır. Kazı kademeleri, başlangıç ve bitiş kotları ile her aşamadaki kazı derinliği Tablo 8.4'te gösterilmiştir.

Tablo 8.4 Kazı çalışması kademeleri.

Kazı Kademesi	Kazı Başlangıç Kotu (m)	Kazı Bitiş Kotu (m)	Kazı Derinliği (m)
Kazı Üst Kotu		+1017.15	0.00
1. Kazı Kademesi	+1017.15	+1014.15	3.00
2. Kazı Kademesi	+1014.15	+1011.15	6.00
3. Kazı Kademesi	+1011.15	+1008.15	9.00

Her kazı kademesinde yer alan farklı zemin tabakalarının geoteknik tasarım parametrelerine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu sebeple, standart penetrasyon

deneyi sonuçları ve laboratuvar deneyleri ile öncelikle parametrelerin elde edilmesi sağlanmıştır. Deneyler ile saptanamayan parametrelerin doğru bir aralıkta seçiminin yapılabilmesi için ise gerek arazi gerekse laboratuvar deney sonuçlarından elde edilen özelliklere dayanana çeşitli ampirik bağıntılar kullanılarak geoteknik tasarım parametreleri tahmin edilmiştir.

Çalışma alanında çeşitli derinliklerden elde edilen kum, silt ve kil numuneler üzerinde direkt kesme deneyi yapılmıştır. Direkt kesme deneyi deney düzeneğinin yapısı sebebiyle ASTM D3080 uyarınca drenajlı bir deney olarak kabul edilmektedir. Genel olarak kum zeminlerde hidrolik geçirgenliğin yüksek olması nedeniyle deney drenajlı koşulları ifade ederken kil türü zeminlerde yavaş yükleme hızlarında drenajlı koşulları oluşturmak mümkün olmaktadır. Kum ve düşük plastisiteli silt tabakalarına ait örnekler üzerinde direkt kesme deneyleri gerçekleştirilmiş böylece bu zeminlerin drenajlı koşullar altında mukavemet parametreleri belirlenmiştir.

Farklı sondaj kuyularından ilk 9.00 metre için alınan örselenmemiş numuneler üzerinde üç eksenli basınç deneyleri de yapılmıştır. Kil zeminlere ait drenajsız kayma dayanımı parametreleri Stroud (1974), Terzaghi ve Peck (1967), Sowers (1979) korelasyonları ile tespit edilmiş ve bu üç korelasyon sonucunun ortalama değeri ilgili tabakanın drenajsız kayma dayanımı olarak kabul edilmiştir. İlgili çalışmalar sonucu Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen bağıntı Denklem 8.1, Sowers (1979) önerilen bağıntı Denklem 8.2-8.4 ve M. A. Stroud (1974) tarafından önerilen bağıntı Denklem 8.5-8.7’de verilmiştir.

Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilen bağıntı;

$$c_u = 6.25 (SPT - N)(kPA) \quad 8.1$$

Sowers (1979) tarafından önerilen bağıntı;

$$c_u = 6 - 7 (N_{60})(kPA) \quad I_p < 20 \quad 8.2$$

$$c_u = 4 - 5 (N_{60})(kPA) \quad 20 < I_p < 30 \quad 8.3$$

$$c_u = 4.2 (N_{60})(kPA) \quad I_p > 30 \quad 8.4$$

M. A. Stroud (1974) tarafından önerilen bağıntı;

$$c_u = 12.5 \text{ SPT} - N(kPA) \quad (\text{Yüksek plastisiteli killer}) \quad 8.5$$

$$c_u = 7.5 \text{ SPT} - N(kPA) \quad (\text{Orta plastisiteli killer}) \quad 8.6$$

$$c_u = 3.75 \text{ SPT} - N(kPA) \quad (\text{Düşük plastisiteli killer}) \quad 8.7$$

Bununla birlikte kil birimlerde yapılacak olan drenajlı tasarım için kullanılacak olan drenajlı kohezyon değerleri ve drenajlı içsel sürtünme açıları Sorensen ve Okkels (2013) tarafından önerilen Denklem (8.10) ile hesaplanmıştır. Kil zeminlerde yapılan drenajlı ve drenajsız üç eksenli deney sonuçlarına göre kil zeminlerde drenajlı kohezyon değerinin drenajsız kohezyon değerinin yaklaşık onda biri kadar kabul edilmesini önermişlerdir.

$$c' = 0.1 \cdot c_u \quad (kPa) \quad 8.8$$

Tez çalışması kapsamında bu kabul yapılarak SPT sonuçlarına ve laboratuvar üç eksenli deney sonuçlarına göre belirlenen drenajsız kohezyon değerlerinin onda biri drenajlı kohezyon değeri kabul edilmiştir. İçsel sürtünme açısı değeri için ise Terzaghi (1943) tarafından önerilen plastisite indisine bağlı drenajlı içsel sürtünme açısı (Tablo 8.5) belirlenip tez çalışması kapsamında kullanılmıştır.

Tablo 8.5 Terzaghi (1943) tarafından önerilen plastisite indisine bağlı drenajlı içsel sürtünme açısı değerleri.

Plastisite İndeksi	Drenajlı İçsel Sürtünme Açısı
I_p	Φ'
10	33.3
20	30.8
30	29.2
40	27.1
50	25.6
60	24.6
70	23.8
80	23.1

Yapılacak olan modelleme çalışması için belirlenen zeminlere ilişkin elastisite modülleri AASHTO (2007) tarafından zemin birimleri için önerilen elastisite modülleri kullanılmıştır. Önerilen elastisite modülleri Tablo 2.7'de gösterilmiştir.

Drenajsız Elastisite modülleri belirlenirken Clayton (1993) tarafından önerilen SPT'ye bağlı zemin sınıflandırma tablosuna göre belirlenen zeminlerin katılık-sıkılık durumları göz önüne alınarak yapılmıştır (Tablo 2.4). Bununla birlikte drenajlı elastisite modülü belirlenirken Poulos ve Small (2000) tarafından uzun süreli saha gözlemleri sonucu oluşturulan zemin türüne göre oluşturulan β katsayısı korelasyonları kullanılmıştır. Bu kapsamda drenajsız elastisite modülleri kil birimler için 0.4, kum birimler için 0.8, Silt birimler için 0.7 ile çarpılarak drenajlı elastisite modülleri hesaplanmıştır. Poulos ve Small (2000) tarafından drenajlı elastisite modülleri için önerilen formül Denklem 8.7'de verilmiştir. İlgili β katsayısının seçimi için Poulos ve Small (2000) tarafından önerilen β' faktörleri kullanılmıştır (Tablo 8.6).

$$E'_S = \beta' * E_u(kPA)$$

$$I_p > 30$$

$$8.7$$

Tablo 8.6 Poulos ve Small (2000) tarafından önerilen β' faktörü katsayıları.

Zemin Türü	β' Faktörü
Çakıl	0.9
Kum	0.8
Silt, Sitli Kil	0.7
Sert Kil	0.6
Yumuşak Kil	0.4

Çalışma kapsamında zeminin ayrıntılı modellenmesinin iksa sistemi üzerindeki etkisinin görülebilmesi için zeminler 1.5 metre arayla modellenmiştir (Tablo 8.7). İkinci bir yaklaşım olarak ise ardışık zemin birimlerinin zemin indeks özelliklerinin ortalaması kullanılmıştır ve karşılaştırılmıştır (Tablo 8.8). Yapılan bu kabuller doğrultusunda ortalama parametrelerin kullanıldığı yaklaşımda yumuşak ara tabakaların zemin parametreleri, gerçekte varolan parametrelerden daha yüksek elde edildiği tespit edilmiştir.

Çalışma kapsamında gerçekleştirilen sonlu elemanlar yöntemi analizlerinde 15 düğüm noktalı üçgen elemanlar kullanılmıştır. Yapılan analizlerde MC, HS ve HSsmall zemin modelleri kullanılmış olup zemindeki kohezyonlu birimlerin varlığı sebebiyle hem drenajlı hem drenajsız koşulları dikkate alan analizler yapılmıştır. Drenajsız koşullarda yapılan analizlerde kil birimlerin doygunluk derecesi $S = \%100$ ve içsel sürtünme açısı $\phi = 0^\circ$ kabul edilmiştir.

PLAXIS programı için tanımlanan geometrik model kazı arkasında 50.00 m uzunluğunda, kazı önünde 12.50 m uzunluğunda ve 44.00 m derinliğinde

tanımlanmıştır. Arazide yapılan sondajlarda yeraltı su seviyesine -27.00 m’de rastlanılmıştır. İlk grup analizlerde YASS = -27.00 m’de tanımlanmıştır.

Kullanılan zeminlerin laboratuvar ve saha deneyleri sonucu korole edilen zemin parametreleri Tablo 8.4 ve Tablo 8.5’te verilmiştir. Korelasyon çalışması yapılırken ilgili seviyede aranan zemin özelliği için tüm sondaj kuyularında ölçülen en düşük SPT deneyi sonucu kullanılmıştır.

Bununla birlikte kullanılan elastisite modülleri Tablo 8.9 ve Tablo 8.10’de verilmiştir.



Tablo 8.7 İdealize zemin profili için kullanılan mühendislik parametreleri.

				Arazi Deneyleri			Laboratuvar Deneyleri							Korelasyonlar			Kullanılan Parametreler			
	MAHAL			SPT			Doğal Birim Hacim Ağırlık Tayini			Kesme Kutusu		Üç Eksenli		Korelasyonlar			Drenajsız Seçilen Parametreler		Etketif Parametreler	
	YASS	DERİNLİK	BİRİM	SPT-N30	SPT-N60	SPT N1,60	PI	Doğal Birim Hacim Ağırlık(γ_d)	Doğal Birim Hacim Ağırlık(γ_d)	C	Φ	C	Φ	C_u (Terzaghi-Peck,1967)	C_u (Sowers, 1979)	C_u (Stroud, 1974)	C_u	Φ	C' (Sorensel ve Okkels, 2013)	Φ' (Terzaghi, 1943)
İDEALİZE	m	m	-	-	-	-	%	t/m ²	kN/m ²	kPa	°	kPa	°	kPa	kPa	kPa	kPa	°	kPa	°
		3.00	CL	20	14	14	18	2.00	19.60			76.74	0.00				76.74	0.00	7.67	33
		4.50	CL	15	12	12	17	1.95	19.17			82.52	0.00				82.52	0.00	8.25	33
		6.00	CL	13	12	12	18	1.91	18.74			88.29	0.00				88.29	0.00	8.83	32
		7.50	ML	16	14	12	-	1.93	18.93	11.77	20								11.77	20
		9.00	CL	18	16	16	17	1.95	19.10					112.50	121.20	108.00	113.90	0.00	11.39	33
		10.50	CL	22	21	21	17	1.89	18.57					137.50	155.93	132.00	141.81	0.00	14.18	33
		12.00	CL	29	27	27	17	1.89	18.57					181.25	205.54	174.00	186.93	0.00	18.69	33
		13.50	CL	33	31	31	16	1.89	18.57					206.25	233.89	198.00	212.71	0.00	21.27	32
		15.00	CL	24	23	23	16	1.84	18.05					150.00	170.10	144.00	154.70	0.00	15.47	32
		16.50	SM	15	14	8	-	1.94	18.98	12.26	20								12.26	20
		18.00	CL	16	15	15	17	1.85	18.17					100.00	113.40	96.00	103.13	0.00	10.31	33
		19.50	CL	18	17	17	16	1.85	18.17					112.50	127.58	108.00	116.03	0.00	11.60	32
		21.00	ML	27	26	13	-	1.92	18.79	21.58	17								21.58	17
		22.50	CL	17	16	16	15	1.87	18.34					106.25	120.49	102.00	109.58	0.00	10.96	32
		24.00	ML	32	30	14	-	1.89	18.54	22.56	17								22.56	17
		25.50	CL	20	19	19	16	1.87	18.34					125.00	141.75	120.00	128.92	0.00	12.89	32
		27.00	CL	14	13	13	17	1.87	18.34					87.50	99.23	84.00	90.24	0.00	9.02	33
	YASS	28.50	SM	30	28	12	-	1.94	18.98	10.79	20								10.79	20
		30.00	ML	13	12	5	-	1.89	18.54	22.32	17								22.32	17
		31.50	ML	15	14	6	-	1.89	18.54	22.07	17								22.07	17
		33.00	CL	20	19	19	15	1.98	19.42					125.00	141.75	120.00	128.92	0.00	12.89	32
		34.50	ML	24	23	9	-	1.91	18.74	17.42	18								17.42	18
		36.00	ML	26	25	10	-	1.93	18.93	12.77	19								12.77	19
		37.50	SM	25	24	9	-	1.90	18.66	13.98	19								13.98	19
		39.00	ML	20	19	7	-	1.86	18.20	26.49	15								26.49	15
		40.50	ML	33	31	12	-	1.86	18.20	26.49	15								26.49	15
		42.00	ML	22	21	8	-	1.86	18.20	26.49	15								26.49	15
		44.00	CL	28	26	26	18	2.09	20.50					175.00	198.45	168.00	180.48	0.00	18.05	33

Tablo 8.8 İdealize zemin profili için kullanılan ortalama mühendislik parametreleri.

				Arazi Deneyleri			Laboratuvar Deneyleri							Korelasyonlar			Kullanılan Parametreler				
	MAHAL			SPT			Doğal Birim Hacim Ağırlık Tayini			Kesme Kutusu		Üç Eksenli		Korelasyonlar			Drenajsız Seçilen Parametreler		Etketif Parametreler		
	YASS	DERİNLİK	BİRİM	SPT-N30	SPT-N60	SPT N1,60	PI	Doğal Birim Hacim Ağırlık(γ_d)	Doğal Birim Hacim Ağırlık(γ_d)	C	Φ	C	Φ	C _u (Terzaghi-Peck,1967)	C _u (Sowers, 1979)	C _u (Stroud, 1974)	C	Φ	C' (Sorensel ve Okkels, 2013)	Φ' (Terzaghi, 1943)	
İDEALİZE	m	m	-	-	-	-	%	t/m ²	kN/m ²	kPa	°	kPa	°	kPa	kPa	kPa	kPa	°	kPa	°	
		3.00	CL	20	14	14	17.89	1.95	19.17			82.52	0.00				82.52	0.00	8.25	32	
		4.50	CL	15	12	12															
		6.00	CL	13	12	12															
		7.50	ML	16	14	12	-	1.93	18.93	11.77	20								11.77	20	
		9.00	CL	18	16	16	16.62	1.89	18.57					157.50	177.33	151.20	162.01	0.00	16.20	33	
		10.50	CL	22	21	21															
		12.00	CL	29	27	27															
		13.50	CL	33	31	31															
		15.00	CL	24	23	23															
		16.50	SM	15	14	8	-	1.94	18.98	12.26	20								12.26	20	
		18.00	CL	16	15	15	16.68	1.85	18.17					106.25	120.49	102.00	109.58	0.00	10.96	33	
		19.50	CL	18	17	17															
		21.00	ML	27	26	13	-	1.92	18.79	21.58	17									21.58	17
		22.50	CL	17	16	16	15.14	1.87	18.34						106.25	120.49	102.00	109.58	0.00	10.96	32
		24.00	ML	32	30	14	-	1.89	18.54	22.56	17									22.56	17
		25.50	CL	20	19	19	16.33	1.87	18.34					106.25	120.49	102.00	109.58	0.00	10.96	33	
		27.00	CL	14	13	13															
	YASS	28.50	SM	30	28	12	-	1.94	18.98	10.79	20									10.79	20
		30.00	ML	13	12	5	-	1.89	18.54	22.19	17									22.19	17
		31.50	ML	15	14	6															
		33.00	CL	20	19	19	15.32	1.98	19.42					125.00	141.75	120.00	128.92		12.89	32	
		34.50	ML	24	23	9	-	1.92	18.84	15.10	18									15.10	18
		36.00	ML	26	25	10															
		37.50	SM	25	24	9	-	1.90	18.66	13.98	19									13.98	19
		39.00	ML	20	19	7	-	1.86	18.20	26.49	15									26.49	15
		40.50	ML	33	31	12															
		42.00	ML	22	21	8															
		44.00	CL	28	26	26	17.95	2.09	20.50						175.00	198.45	168.00	180.48	0.00	18.05	33

Tablo 8.9 İdealize zemin profili için kullanılan rijitlik parametreleri.

DERİNLİK	BİRİM	Elastite Modülü				Kayma Modülü	
		Elastisite Modülü(E_s)	Drenajlı Sekant Modülü(E_{50}^{ref})	Drenajlı Ödometre Modülü(E_{oed}^{ref})	Drenajlı Boşaltma/Yeniden yükleme Modülü(E_{ur}^{ref})	Başlangıç Kayma Modülü(G_0)	Başlangıç Kayma Modülünün %70 ine karşılık gelen deformasyon($\gamma_{0.7}$)
m	-	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	-
3.00	CL	25150.00	10060.00	10060.00	30180.00	62875	$4*10^{-3}$
4.50	CL	21900.00	8760.00	8760.00	26280.00	65700	$4*10^{-3}$
6.00	CL	20275.00	8110.00	8110.00	24330.00	60825	$4*10^{-3}$
7.50	ML	5300.00	3710.00	3710.00	11130.00	41738	$1*10^{-4}$
9.00	CL	28400.00	11360.00	11360.00	34080.00	85200	$4*10^{-3}$
10.50	CL	34900.00	13960.00	13960.00	41880.00	87250	$4*10^{-3}$
12.00	CL	46275.00	18510.00	18510.00	55530.00	115688	$4*10^{-3}$
13.50	CL	52775.00	21110.00	21110.00	63330.00	105550	$4*10^{-3}$
15.00	CL	38150.00	15260.00	15260.00	45780.00	114450	$4*10^{-3}$
16.50	SM	17581.00	14064.80	14064.80	42194.40	105486	$1*10^{-4}$
18.00	CL	26775.00	10710.00	10710.00	32130.00	80325	$4*10^{-3}$
19.50	CL	30025.00	12010.00	12010.00	36030.00	90075	$4*10^{-3}$
21.00	ML	5600.00	3920.00	3920.00	11760.00	44100	$1*10^{-4}$
22.50	CL	28400.00	11360.00	11360.00	34080.00	85200	$4*10^{-3}$
24.00	ML	5900.00	4130.00	4130.00	12390.00	46463	$1*10^{-4}$
25.50	CL	31650.00	12660.00	12660.00	37980.00	94950	$4*10^{-3}$
27.00	CL	23525.00	9410.00	9410.00	28230.00	70575	$4*10^{-3}$
28.50	SM	22996.00	18396.80	18396.80	55190.40	91984	$1*10^{-4}$
30.00	ML	3500.00	2450.00	2450.00	7350.00	30625	$1*10^{-4}$
31.50	ML	3800.00	2660.00	2660.00	7980.00	33250	$1*10^{-4}$
33.00	CL	31650.00	12660.00	12660.00	37980.00	79125	$4*10^{-3}$
34.50	ML	4700.00	3290.00	3290.00	9870.00	37013	$1*10^{-4}$
36.00	ML	5000.00	3500.00	3500.00	10500.00	35000	$1*10^{-4}$
37.50	SM	19747.00	15797.60	15797.60	47392.80	78988	$1*10^{-4}$
39.00	ML	4100.00	2870.00	2870.00	8610.00	35875	$1*10^{-4}$
40.50	ML	5600.00	3920.00	3920.00	11760.00	44100	$1*10^{-4}$
42.00	ML	4400.00	3080.00	3080.00	9240.00	34650	$1*10^{-4}$
44.00	CL	44650.00	17860.00	17860.00	53580.00	111625	$4*10^{-3}$

Tablo 8.10 İdealize zemin profili için kullanılan ortalama rijitlik parametreleri.

DERİNLİK	BİRİM	Elastite Modülü				Kayma Modülü	
		Elastisite Modülü(E_s)	Drenajlı Sekant Modülü(E_{50}^{ref})	Drenajlı Ödometre Modülü(E_{oed}^{ref})	Drenajlı Boşaltma/Yeniden yükleme Modülü(E_{ur}^{ref})	Başlangıç Kayma Modülü(G_0)	Başlangıç Kayma Modülünün %70 ine karşılık gelen deformasyon($\gamma_{0.7}$)
m	-	kPa	kPa	kPa	kPa	kPa	-
3.00	CL	22441.67	8976.67	8976.67	26930.00	63133.33	$4*10^{-3}$
4.50	CL						
6.00	CL						
7.50	ML	5300.00	3710.00	3710.00	11130.00	41737.50	$1*10^{-4}$
9.00	CL	40100.00	16040.00	16040.00	48120.00	101627.50	$4*10^{-3}$
10.50	CL						
12.00	CL						
13.50	CL						
15.00	CL						
16.50	SM	17581.00	14064.80	14064.80	42194.40	105486.00	$1*10^{-4}$
18.00	CL	28400.00	11360.00	11360.00	34080.00	85200.00	$4*10^{-3}$
19.50	CL						
21.00	ML	5600.00	3920.00	3920.00	11760.00	44100.00	$1*10^{-4}$
22.50	CL	28400.00	11360.00	11360.00	34080.00	85200.00	$4*10^{-3}$
24.00	ML	5900.00	4130.00	4130.00	12390.00	46462.50	$1*10^{-4}$
25.50	CL	27587.50	11035.00	11035.00	33105.00	82762.50	$4*10^{-3}$
27.00	CL						
28.50	SM	22996.00	18396.80	18396.80	55190.40	91984.00	$1*10^{-4}$
30.00	ML	3650.00	2555.00	2555.00	7665.00	31937.50	$1*10^{-4}$
31.50	ML						
33.00	CL	31650.00	12660.00	12660.00	37980.00	79125.00	$4*10^{-3}$
34.50	ML	4850.00	3395.00	3395.00	10185.00	36006.25	$1*10^{-4}$
36.00	ML						
37.50	SM						
39.00	ML	4700.00	3290.00	3290.00	9870.00	38208.33	$1*10^{-4}$
40.50	ML						
42.00	ML						
44.00	CL	44650.00	17860.00	17860.00	53580.00	111625.00	$4*10^{-3}$

8.4.2 İksa kazık sistemi kesit analizi

9.00 m derinlikte yapılacak kazı için kazıklı iksa sistemi kesiti modellenmiştir. Model iksa sisteminde tüm analizler için zemin birimlerinin ayrıntılı modellenmesinin etkisi araştırıldığı için kazık sistemi tüm modeller için aynı tutulmuştur Bu bağlamda kazık sisteminin rijitlik parametreleri ;

80 cm çapında fore kazık kesit alanı ;

$$A=\pi \times r^2=\pi \times 0.16 =0.51 \text{ m}^2$$

80 cm çapında fore kazık atalet momenti ;

$$I = \frac{\pi \cdot r^4}{4} = \frac{\pi \cdot 0.4^4}{4} = 0.020 \text{ m}^4$$

Kazığın imal edileceği betonun (C30) elastisite modülü $32 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 'dir (TS 500, 2000).

Kazığın normal rijitliği;

$$E_x A = 32 \times 10^6 \times 0.51 = 16320000 \text{ kN}$$

Kazığın eğilme rijitliği;

$$E_x I = 32 \times 10^6 \times 0.20 = 6400000 \text{ kN.m}^2$$

Kazık ağırlığı;

$$W = 24 \times 0.51 = 12.24 \text{ kN/m}$$

Rijitlik parametreleri hesabından sonra hesaplanan değerler kazık aks aralığına bölünerek birim metreye düşen rijitlik parametrelerinin bulunması gereklidir. Yapılan modellerde kazık aks aralığı 1.00 m seçilmiştir. Bu bağlamda hesaplanan rijitlik parametreleri özet tablosu Tablo 8.7'de verilmiştir.

Tablo 8.11. Kazık rijitlik parametreleri özet tablosu.

Kazık Çapı	Kazık Aks Aralığı	Kazık Enkesit Alanı	Kazık Atalet Momenti	Elastisite Modülü	Rijitlik Parametreleri	
					EA	EI
m	m	m ²	m ⁴	kPa	kN/m	kN.m ² /m
0.8	1	0.510	0.020000	32000000	16084954	643398

8.4.3 Ankraj özellikleri

Çalışmanın bu bölümünde ankrajlara ilişkin uluslararası standartlardan FHWA IF-99-015 (1999) ve “Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler” (KGAÖ) isimli genelgede yer alan ankrajların tasarımına ilişkin maddelere uygun olarak tasarımı yapılmıştır. Buna göre;

- FHWA tarafından ankraj kök bölgesi merkez noktası üzerindeki net örtü yükü 4.50 m olmalıdır bununla birlikte bu mesafe KGAÖ tarafından 5.00 m olarak tanımlanmıştır.
- FHWA’ya göre ankraj kök bölgesi başlangıç yeri potansiyel kayma yüzeyinden itibaren minimum 1.5 m yada $0.2 H$ (hangisi büyükse) olmalıdır bununla birlikte bu değerler KGAÖ’de potansiyel kayma düzleminin en az 3 metre veya $0.2 H$ (hangisi büyükse) olmalıdır. Bununla birlikte potansiyel kayma düzleminin yatay düzlemle açısı hem FHWA hem de KGAÖ $45+\Phi/2$ olarak tanımlanmıştır.
- KGAÖ’ye göre kök boyu kohezyonlu zeminlerde minimum 10 m olmalıdır. Bununla birlikte kohezyonlu zeminlerde ankraj servis yükleri maksimum 35 ton olabilir.
- Ankrajların yatayla yaptığı açı mümkün oldukça 15^0 ile 30^0 arasında olmalıdır ancak komşu iksa elemanlarıyla çakışmaları durumunda sahada servis yükünün deneylerle ispat edilmesi durumunda istenilen açıda yapılabilir.
- FHWA’ya göre ankraj kök boyları arasındaki minimum mesafe 120 cm olarak tanımlanmıştır bununla birlikte bu değer KGAÖ’de 110 cm olarak tanımlanmıştır.

İksa sisteminde 3 sıra ön germeli ankraj kullanılmıştır. Kullanılan tendonlar 0.6’ (15.24 mm) çapında olup ankrajların eğimi 15^0 aralıkları yatayda 2 metre düşeyde 3 metre aralıklı kullanılmıştır. Genel olarak kohezyonlu birimlerin varlığı sebebiyle ankraj kök boyu 10 metre olarak belirlenmiştir. Kullanılan ankrajların ankraj ve kök bölgesi malzeme özellikleri Tablo 8.9 ve Tablo 8.11’de verilmiştir. Yine ankrajların serbest bölge ve kök boyları Tablo 8.8’de verilmiştir. Modellenen iksa sisteminin yapısal tasarımının örnek kesiti Şekil 8.7’de gösterilmiştir.

Singh ve Babu (2010) tarafından zemin çivilerinin tasarımına ilişkin yapılan çalışmada zemin çivilerinin kök bölgesindeki çelik ankrajların ve kullanılan enjeksiyonun alanları oranında kullanılması gerektiğini belirtmişlerdir bu sebeple kök bölgesi elastisite modülü kullanılan çelik ankrajların ve kök bölgesinde oluşan zemin enjeksiyon birleşimi alanları oranınca kullanılıp eşdeğer elastisite modülü tayini yapılmıştır.

Akbulut (1999) çeşitli zemin türlerinde zemin-enjeksiyon birleşiminin elastisite modülü yapılan serbest basınç deneyleri yapılarak 7. ve 28. günde oluşan elastisite modülleri belirlenmeye çalışılmıştır. Bu bağlamda yapılan deneyler sonucunda zemin içerisinde yapılan enjeksiyon ile birlikte oluşan karışımın ortalama 5000 MPa olacağı varsayılmıştır.

Çalışma kapsamında yapılan eşdeğer elastisite modülü tayini Tablo 8.10'de gösterilmiştir.

Tablo 8.12. Ankrajların serbest ve kök boyları.

	Serbest Bölge(m)	Kök Bölgesi(m)
1. Sıra Ankraj	9.91	10.00
2. Sıra Ankraj	8.08	10.00
3. Sıra Ankraj	6.24	10.00

Tablo 8.13. Ankraj rijitlik parametreleri.

Ankraj Sırası	Yatay Ankraj Aralığı	Halat Sayısı	Halat Çapı		Halat Alanı	Elastisite Modülü	EA
	m	adet	inc	m	m ²	kN/m ²	kN
1	2	3	0.6	0.01524	0.000547	200000000	109449
2	2	3	0.6	0.01524	0.000547	200000000	109449
3	2	3	0.6	0.01524	0.000547	200000000	109449

Tablo 8.14. Ankraj kök bölgesi eşdeğer elastisite modülü tayini.

Eşdeğer Elastisite Modülü Tayini				
	Elastisite Modülü	Alan Oranları	Elastisite Modülü*Alan Oranları	Eşdeğer Elastisite Modülü
	MPa		MPa	MPa
Enjeksiyon	5000	0.976402627	4882.013136	9601.487715
Çelik	200000	0.023597373	4719.474579	

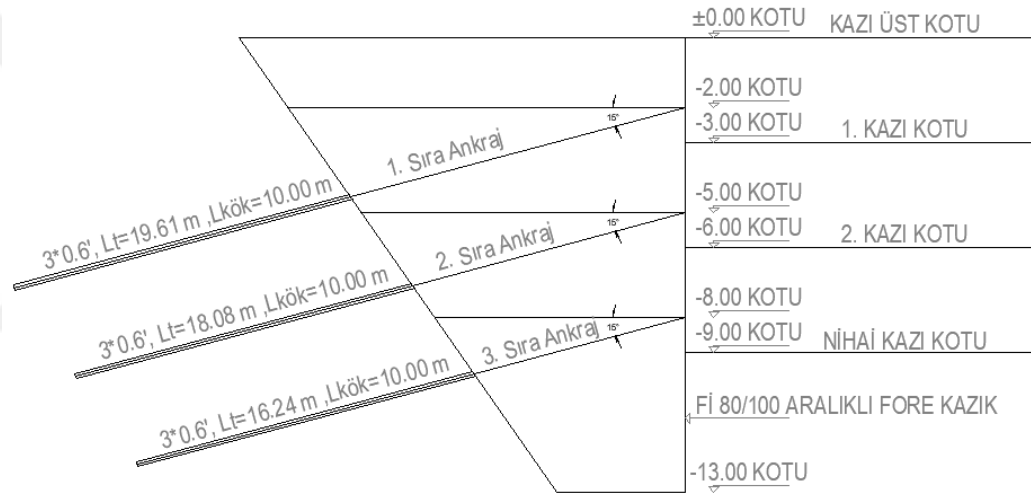
Tablo 8.15. Ankraj kök bölgesi rijitlik parametreleri.

Halat Adedi	Halat Çapı		Halat Alanı	Net Enjeksiyon Alanı
	inc	mm	m ²	m ²
3	0.6'	15.24	0.000417	0.017254459

Kök Bölgesi Çapı	Kök Bölgesi Alanı	Kök Bölgesi Elastisite Modülü	Aralık	E*A
mm	m ²	kPa	m	kN/m
15	0.0176715	9601487.715	2.00	84836.14669

8.4.4 İksa projesi tip kesiti

Hazırlanan tip iksa kesiti Şekil 8.7’de görülmektedir. Tüm modeller için zeminin ayrıntılı modellenmesinin etkisinin görülebilmesi amacıyla sabit tutulmuştur.



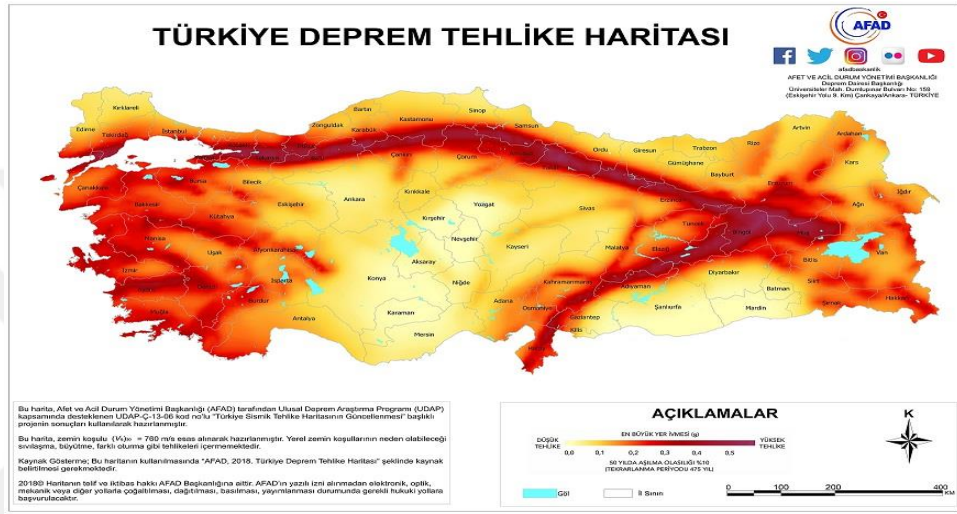
Şekil 8.7. Modellerde kullanılan iksa kesit detayı.

PLAXIS sonlu elemanlar programında geometrik model girildikten sonra 100 kPa sürüşür zemin türlerinin malzeme özellikleri tanımlanmıştır. Daha sonra Sonlu elemanlar mesh ağı oluşturulup yer altı su seviyesine uygun olarak boşluk suyu basınçları hesaplanmıştır. Hesaplamalar yapıldıktan sonra kademeli inşaat aşamaları tanıtılmıştır ve nihai hesaplamalar yapılmıştır.

8.5 DİNAMİK TASARIM

Yapılan statik tasarımlara ek olarak sistem üzerine dinamik analiz yapılması planlanmaktadır. Bu bağlamda yapılacak olan analizler “Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği” (TBDY, 2018) esaslarına göre yapılmıştır. Bu bağlamda tasarıma esas spektral ivme ve maksimum ivme değerleri AFAD-Deprem tehlikeleri haritasından temin edilmiştir (Şekil 8.8).

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (TBDY, 2018) hükümlerince dört farklı deprem yer hareketi düzeyi için deprem verileri 22/01/2018 tarih 2018/11275 sayılı Bakanlar Kurulu kararı ile yürürlüğe konulan Deprem tehlike haritası verileri baz alınarak depremsellik parametreleri edilmiştir. 50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlama periyodu 475 yıl) olan depremin inceleme alanında beklenen en büyük yer ivmesi PGA 0.133 g dir. Pseudo-statik analiz kapsamında bu PGA değeri kullanılmıştır. Etüt alanında doğal afet yönünden yapılaşmaya engel herhangi bir sakinca bulunmamaktadır. 7269 sayılı yasaya göre alınmış herhangi bir afet bölgesi kararı yoktur.



Şekil 8.8 Deprem Tehlikeleri Haritası (<https://www.afad.gov.tr/>).

DD-1 : 50 yılda aşılma olasılığı %2 (tekrarlama periyodu 2475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi, DD-2: 50 yılda aşılma olasılığı %10 (tekrarlama periyodu 475 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi, DD-3: 50 yılda aşılma olasılığı %50 (tekrarlama periyodu 72 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi, DD-4: 50 yılda aşılma olasılığı %68 (tekrarlama periyodu 43 yıl) olan deprem yer hareketi düzeyi, PGA: En büyük yer ivmesi (g), PGV: En büyük yer hızı (cm/sn), Ss: Kısa periyot bölgesi için harita spektral ivme katsayısı (boyutsuz), S1: 1.0 sn periyot için harita spektral ivme katsayısı (boyutsuz) olarak tanımlanır.

Deprem yer düzeyleri (DD-1, DD-2, DD-3 VE DD-4) TBDY bina performans hedeflerine göre uygun olarak 4 farklı düzeyde yukarıda tanımlanmıştır. Hesaplar tasarıma yönelik olduğundan DD-2 yer düzeyine göre hesaplamalar yapılmıştır.

Yerel Zemin Sınıfı	Zemin Cinsi	Üst 30 metrede ortalama		
		$(V_s)_{30}$ [m/s]	$(N_{60})_{30}$ [darbe /30 cm]	$(c_u)_{30}$ [kPa]
ZA	Sağlam, sert kayalar	> 1500	–	–
ZB	Az ayrılmış, orta sağlam kayalar	760 – 1500	–	–
ZC	Çok sıkı kum, çakıl ve sert kil tabakaları veya ayrılmış, çok çatlaklı zayıf kayalar	360 – 760	> 50	> 250
ZD	Orta sıkı – sıkı kum, çakıl veya çok katı kil tabakaları	180 – 360	15 – 50	70 – 250
ZE	Gevşek kum, çakıl veya yumuşak – katı kil tabakaları veya $PI > 20$ ve $w > \% 40$ koşullarını sağlayan toplamda 3 metreden daha kalın yumuşak kil tabakası ($c_u < 25$ kPa) içeren profiller	< 180	< 15	< 70
ZF	Sahaya özel araştırma ve değerlendirme gerektiren zeminler: 1) Deprem etkisi altında çökme ve potansiyel göçme riskine sahip zeminler (sıvılaşabilir zeminler, yüksek derecede hassas killer, göçebilir zayıf çimentolu zeminler vb.), 2) Toplam kalınlığı 3 metreden fazla turba ve/veya organik içeriği yüksek killer, 3) Toplam kalınlığı 8 metreden fazla olan yüksek plastisiteli ($PI > 50$) killer, 4) Çok kalın (> 35 m) yumuşak veya orta katı killer.			

Şekil 8.9 Yerel Zemin Sınıfları (TBDY, 2018).

Jeofizik çalışmalara göre kayma dalgası hızı $V_{30ort} = 257.00$ m/sn ve $SPT-N_{60ort} = 49$ için yerel zemin sınıfı ZD olarak belirlenmiştir (Şekil 8.9).

- **Harita Spektral İvme Katsayıları (S_s ve S_1) ve PGA/PGV**

Yerel zemin sınıfı ZD olan zeminimiz için DD-2 tasarım depremine (tekrarlanma periyodu 475 yıl) karşılık gelen harita spektral ivme katsayıları ve PGA/PGV değerleri ve zemin sınıfına göre özet depremsellik parametreleri aşağıdaki gibidir.

Tablo 8.16 TBDY (2018) uyarınca tasarım ivme değerleri .

Enlem / Boylam	:	37.878124 ° / 32.48923 °
Deprem Yer Hareketi Düzeyi (DD)	:	2
Yerel Zemin Sınıfı (YZS)	:	ZD
Kısa Periyot Harita Spektral İvme Katsayısı (S_s)	:	0.307
1.0 Saniye Periyot İçin Harita Spektral İvme Katsayısı (S_1)	:	0.072
Kısa Periyot Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{Ds})	:	0.477
1.0 Saniye Periyot İçin Tasarım Spektral İvme Katsayısı (S_{D1})	:	0.175
Kısa Periyot Bölgesi İçin Yerel Zemin Etki Katsayısı (F_s)	:	1.554
1.0 sn Periyot İçin Yerel Zemin Etki Katsayısı (F_1)	:	2.400
En Büyük Yer İvmesi (PGA) (g)	:	0.133
En Büyük Yer Hızı (PGV) (cm/sn)	:	6.697

- **Tasarım Spektral İvme Katsayıları (S_{DS} ve S_{D1})**

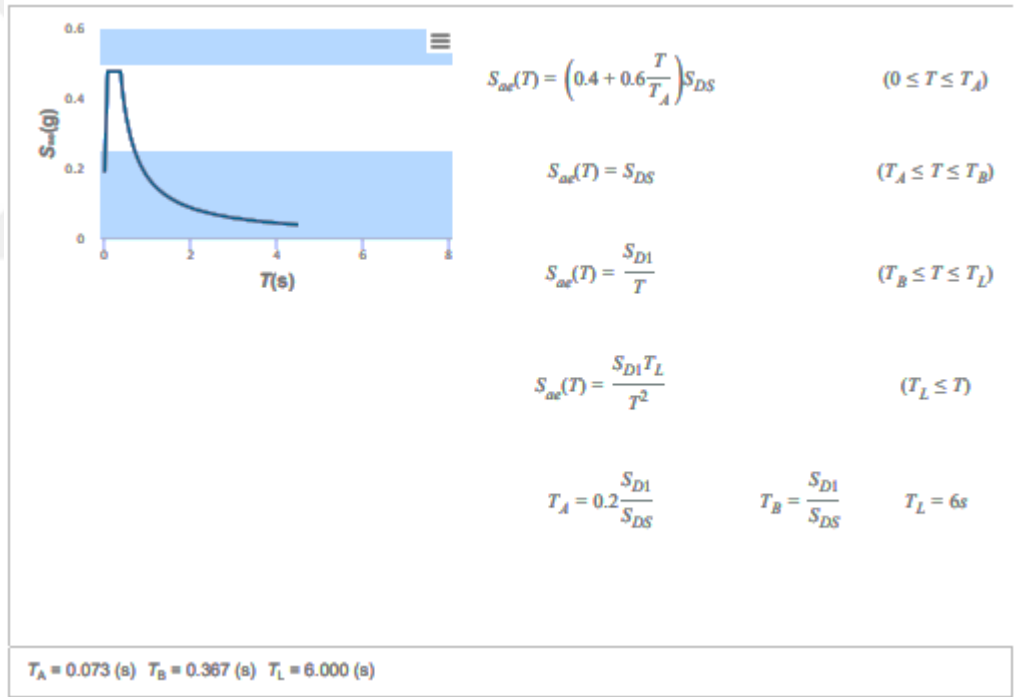
Elde edilen harita spektral ivme katsayıları S_S ve S_1 aşağıdaki gibi tasarım spektral ivme katsayıları S_{DS} ve S_{D1} 'e dönüştürülür.

- $S_{DS} = S_S * F_S$
- $S_{D1} = S_1 * F_1$

Burada F_S ve F_1 yerel zemin sınıflarına bağlı olarak yerel zemin etki katsayıları

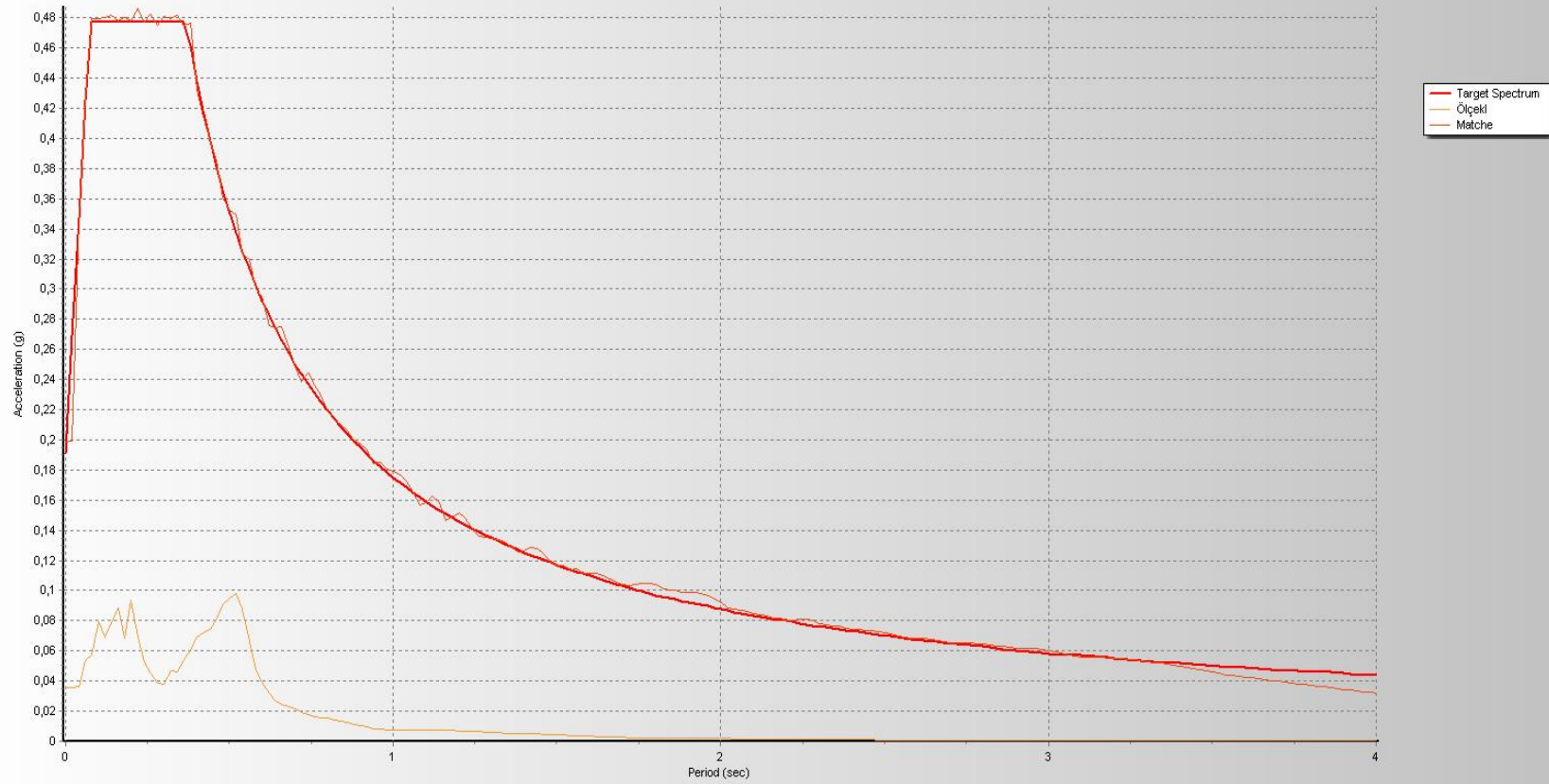
- **Yatay Elastik Tasarım Spektrumu ($S_{ae}(T)$) ve Spektral Yer Değiştirmeleri ($S_{de}(T)$)**

Bu parametre doğal titreşim periyoduna (T) bağlı olarak yer çekimi ivmesi (g) cinsinden aşağıdaki formüllerden hesaplanır.

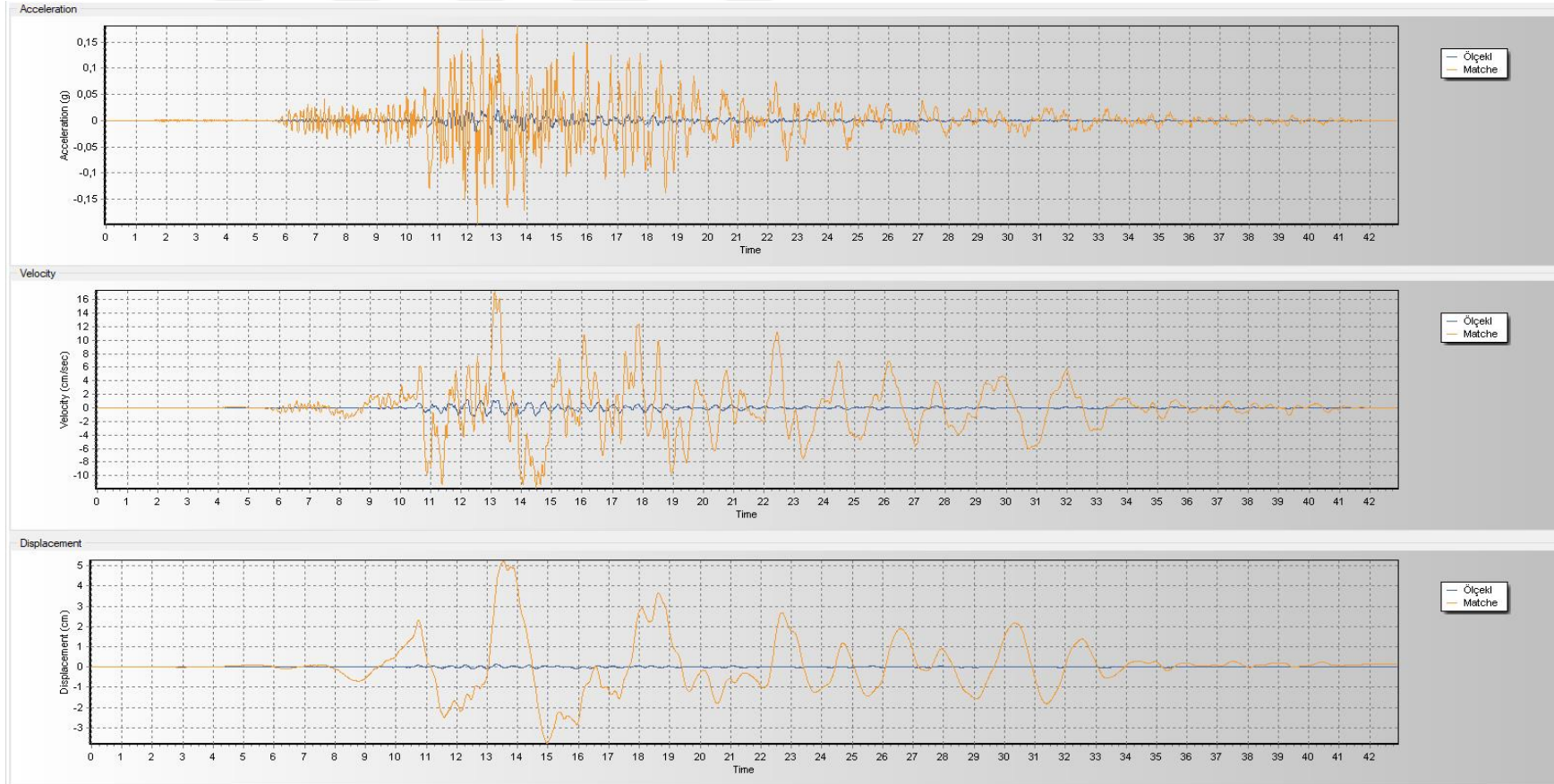


Şekil 8.10 Yatay elastik tasarım spektral ivmesi (<https://www.afad.gov.tr/>).

Zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analiz ise AFAD üzerinden temin edilen yatay elastik tasarım spektral ivme değerlerine göre (Şekil 8.10) Şekil 8.11'deki spektral uyum sağlanacak şekilde ölçeklendirilip sistem üzerine etkilmiştir. Bu bağlamda kullanılacak olan ivme kaydı AFAD ivme veritabanı üzerinden seçilmiştir. Seçilen deprem Konya ili Meram ilçesinde 8.11.2021 tarihinde gerçekleşmiştir. Deprem yüzeyden 6.82 km derinlikte gerçekleşmiş olup AFAD verilerine göre büyüklüğü 5.1 Mw olarak kayıtlara geçmiştir.



Şekil 8.11 Spektral uyum sağlanan deprem verisi ve orijinal spektral ivme.

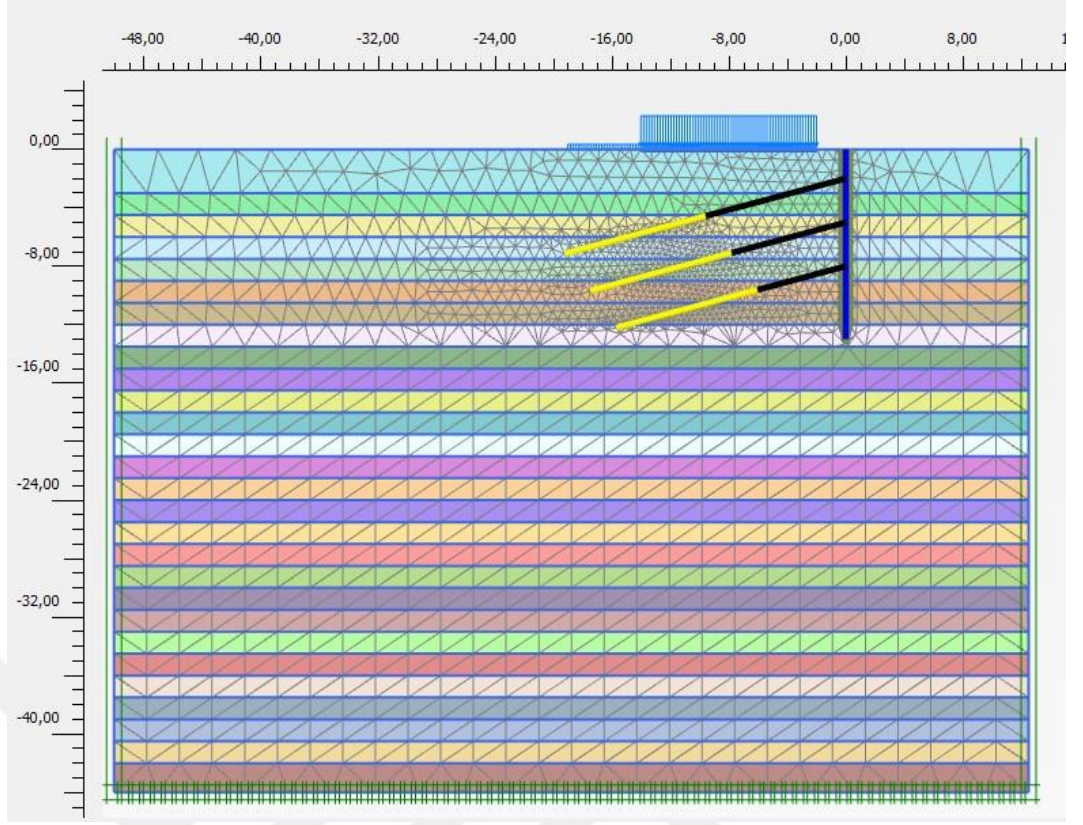


Şekil 8.12 Ölçeklendirilen ve orijinal deprem ivme kaydı.

Spektral uyumun sağlandığı grafik Şekil 8.11’de gösterilmiştir. Analiz kapsamında spektral uyum sağlayacak şekilde ölçeklendirilmiş deprem kaydı ve orijinal depream kaydı Şekil 8.12’de gösterilmiştir.

Seçilen deprem spektral uyum sağlanacak şekilde ölçeklendirilmiştir. Ölçeklendirilen deprem kaydı ve orijinal deprem kaydı Şekil 8.12’de görölmektedir.

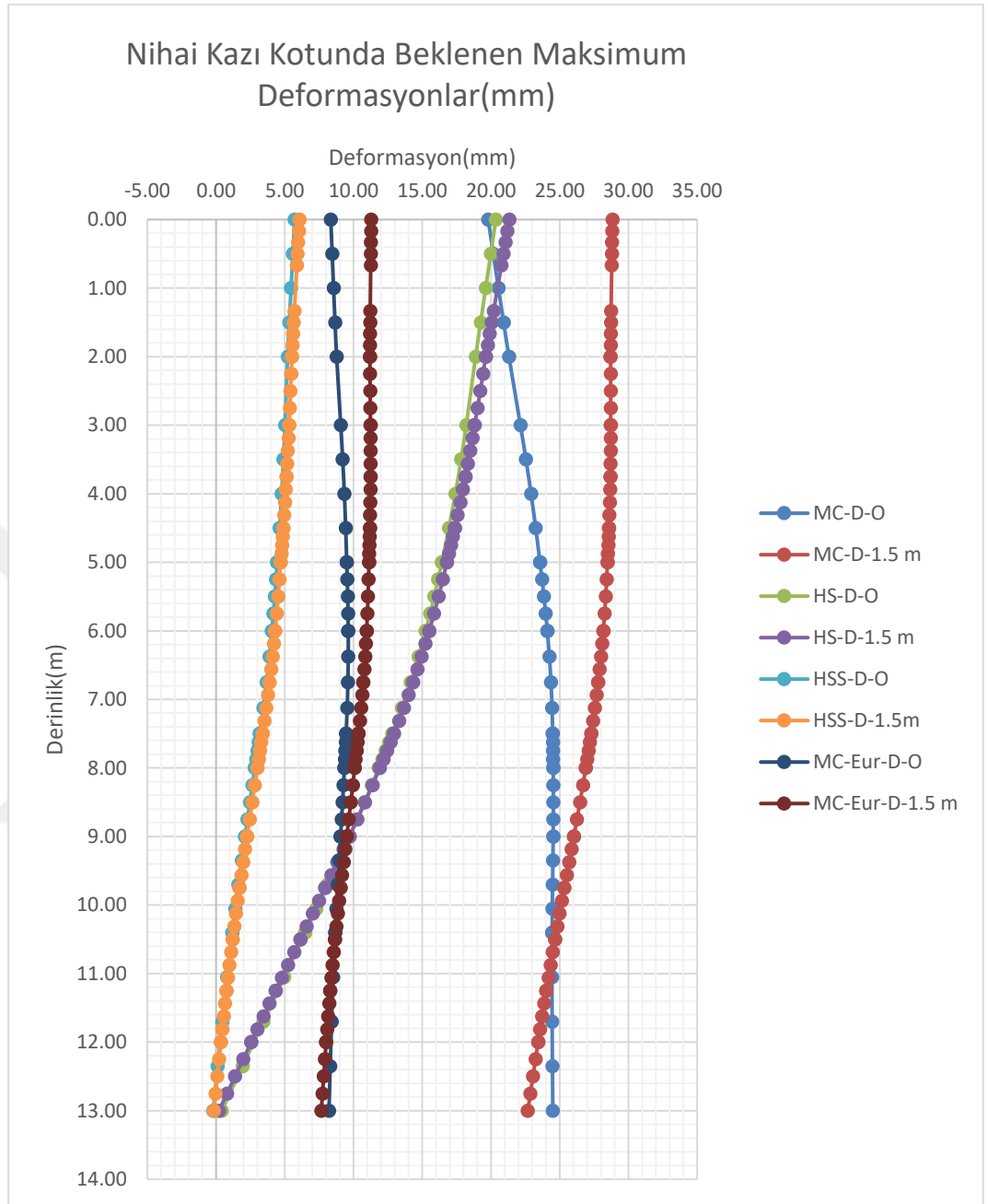




Şekil 9.2 PLAXIS ile oluşturulan modellerdeki örnek mesh.

Değerlendirmelere ilk olarak yeraltı su seviyesinin -27.00 m olduğu durumda drenajlı ve drenajsız koşullarda iksa kesitinde oluşan deformasyonlar incelenerek başlanmıştır. Bu kapsamda tüm modellerde drenajlı koşullarda nihai kazı kotunda hesaplanan yatay deformasyon değerleri Şekil 9.3 ve 9.4, drenajsız koşullarda hesaplanan yatay deformasyon değerleri ise Şekil 9.5 ve 9.6’da gösterilmektedir. Söz konusu şekillerdeki eğrilerde isimlendirme “zemin bünye modeli adı- drenaj durumu D/UD – O/1.5 m” şeklindedir. O: geoteknik tasarım parametrelerinin ortalama değerlerinin kullanıldığını, 1.5m: her 1.5 metredeki geoteknik tasarım parametrelerinin kullanıldığını işaret etmektedir.

9.1 Statik Analiz Sonuçları

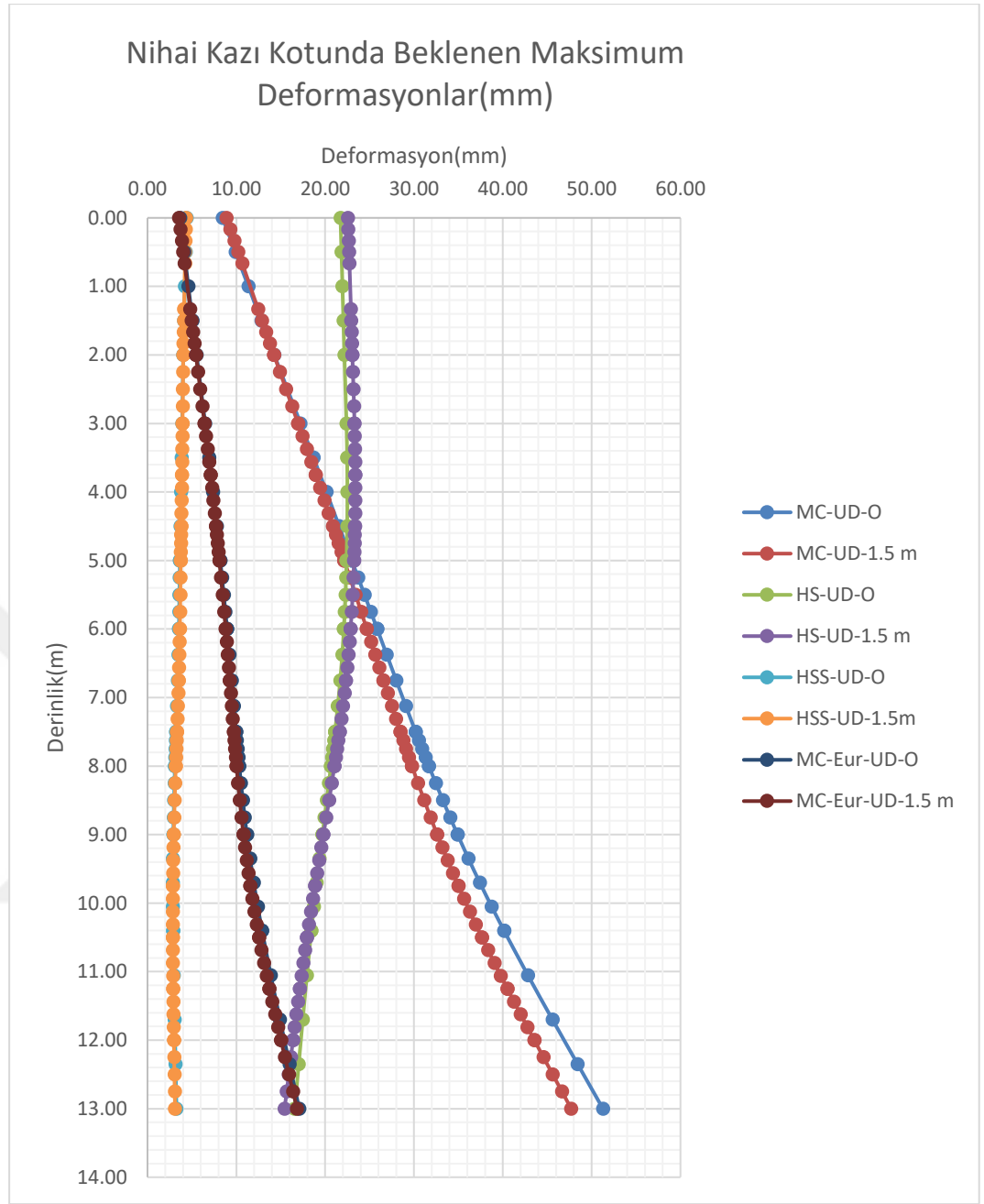


Şekil 9.3 YASS=-27.00 m-drenajlı modelde oluşan yatay deformasyonlar.

YASS=-27.00 m olduğu durumda yapılan drenajlı analizler sonucunda;

- MC zemin bünye modeli ile yapılan analizlerde zemin birimlerinin 1.5 m aralıklarla bölündüğü model ile yine aynı zemin bünye modeli kullanılarak ardışık zemin birimlerinin zemin mühendislik parametrelerinin ortalamasının kullanıldığı model kazı alt kotunda benzer deformasyonlar vermiştir ancak kazık üst kotunda iki model arasında yaklaşık 10.00 mm fark olduğu gözlemlenmiştir.

- HS ve HSS zemin bünye modeli ile yapılan analizlerde ise zemin birimlerinin 1.5 m aralıklarla bölündüğü model ile yine aynı zemin bünye modeli kullanılarak ardışık zemin birimlerinin zemin mühendislik parametrelerinin ortalamasının kullanıldığı modeller kazı yüksekliği boyunca birbirine oldukça yakın sonuçlar vermiştir.
- Yapılan analizler sonucunda HS model ile HSS zemin bünye modelleriyle hesaplanan yatay deformasyon değerleri kazı tabanında neredeyse aynı sonuçları vermiştir ancak kazı üst kotunda maksimum 14.64 mm fark oluşmuştur. Bunun sebebinin kazı boyunca HSS model için hesaplanan başlangıç kayma modülünün yüksekliğinden kaynaklandığı düşünülmektedir.
- Kazı tabanında MC zemin bünye modeliyle oluşturulan modeller ile HS ve HSS zemin bünye modelleriyle oluşturulan modeller arasında oldukça yüksek deformasyon farklılıkları tespit edilmiştir.
- Kazı üst kotunda 3 farklı zemin bünye modeliyle de farklı deformasyonlar hesaplanmıştır. Hesaplanan en düşük deplasman değerleri(HSS-D-O modeli) ile en yüksek deplasman değeri (MC-D-1.5m modeli) arasındaki fark 22.77 mm olarak tespit edilmiştir.
- MC-Eur zemin bünye modeli ile MC zemin bünye modeli kazık davranışı benzer sonuçlar vermesi ile birlikte deformasyonlarda ciddi farklılıklar olduğu gözlemlenmiştir. Bunun sebebinin elastisite modülünün davranış değerlendirmesi için yükseltilmesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.



Şekil 9.4 YASS=-27.00 m-drenajsız modelde oluşan yatay deformasyonlar.

YASS=-27.00 m olduğu durumda yapılan drenajsız analizler sonucunda;

- MC zemin bünye modeli ile yapılan analizlerde zemin birimlerinin 1.5 m aralıklarla bölündüğü model ile yine aynı zemin bünye modeli kullanılarak ardışık zemin birimlerinin zemin mühendislik parametrelerinin ortalamasının kullanıldığı model kazı üst kotunda ve kazı alt kotunda benzer deformasyonlar vermiştir.
- HS ve HSS zemin bünye modeli ile yapılan analizlerde ise zemin birimlerinin 1.5 m aralıklarla bölündüğü model ile yine aynı zemin bünye

modeli kullanılarak ardışık zemin birimlerinin zemin mühendislik parametrelerinin ortalamasının kullanıldığı modeller kazı yüksekliği boyunca birbirine oldukça yakın sonuçlar vermiştir. Bununla birlikte HS model ve HSS modelle yapılan analizlerde kazı yüksekliği boyunca iki grup model arasında 15.00 mm deformasyon farkı oluştuğu tespit edilmiştir.

- MC-Eur-UD-O model ile HSS zemin bünye modelleriyle hesaplanan yatay deformasyon değerleri kazı üst kotunda neredeyse aynı sonuçları vermiştir ancak kazı alt kotunda 13.74 mm fark oluşmuştur. Bununla birlikte MC-UD modelleride kazı üst kotunda diğer iki grupla oldukça yakın sonuçlar vermiştir.
- Kazı tabanında MC,HS ve HSS zemin bünye modelleriyle yapılan hesaplamalar sonucunda modeller arasında yüksek deformasyon farklılıkları tespit edilmiştir.
- Kazı üst kotunda 4 farklı zemin bünye modeliyle de farklı deformasyonlar hesaplanmıştır. Hesaplanan en düşük deplasman değerleri ile en yüksek deplasman değeri arasındaki fark 19.02 mm olarak tespit edilmiştir.

Maksimum deformasyon değeri için “Kazı güvenliği ve Alınacak Önlemler” konulu genelgede kazı derinliğinin % 5’i olarak sınırlanmıştır (ÇŞB, 2018). Bu iksa sisteminde maksimum deformasyonun 45 mm’den düşük olması gerekmektedir. İksa sisteminde hesaplanan deformasyonlar Tablo 9.1’de gösterilmiştir. Drenajlı ve drenajsız durum için yapılan modelleme çalışmaları sonucunda oluşan deformasyonlar EK-C’de gösterilmiştir.

Tablo 9.1 YASS=27.00 m-Nihai Kazı Aşamasında Oluşan Maksimum Deformasyon

Nihai Kazı Aşamasında Fore Kazıkta Oluşan Maksimum Deformasyon (mm).								
Model	MC-Eur		MC		HS		HSS	
	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız
Ortalama Zemin Parametreleri ile Oluşturulan Modeller(mm)	9.62	17.08	24.54	51.27	20.36	22.50	5.72	4.41
1.5 m Bölünerek Oluşturulan Modeller(mm)	11.29	16.83	28.84	47.70	21.34	23.40	6.07	4.32

Bu bağlamda;

- YASS -27.00 m olduğu durumda HS, HSS ve MC-Eur zemin bünye modelleriyle yapılan drenajlı ve drenajsız analizler sonucunda gerekli

yeterlilik sağlanmıştır ancak drenajsız MC modelleri gerekli yeterliliği sağlayamamıştır.

- HS ve HSS modellerle yapılan modelleme çalışmalarında iksa sisteminin hakim davranışının yanal ötelenme olduğu görülmektedir. MC modelde iksa sisteminin tabandan dönme olduğu belirlenmiştir. İlgili modellerde yanal deformasyonları sınırlandırmak için düşey destek elemanının ve buna bağlı olarak yatay destek elemanlarının boyunun uzatılması gerekmektedir.

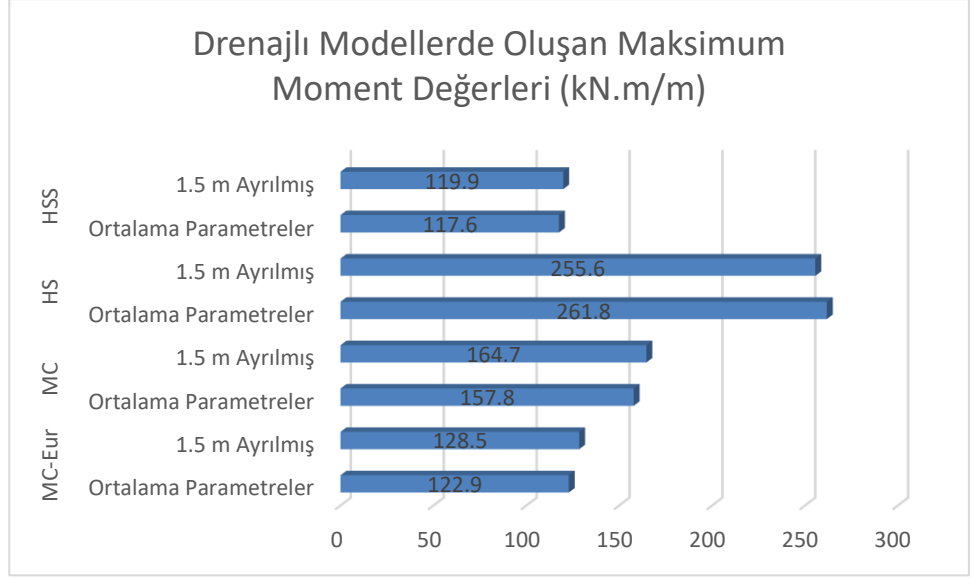
Bu kapsamda kazı arkasında oluşan deformasyonlar Tablo 9.2’de verilmiştir.

Tablo 9.2 YASS=27.00 m- Nihai Kazı Aşamasında Kazı Arkasında Oluşan Deformasyon.

Kazı Arasında Bina Temelinde Oluşan Deformasyonlar									
Model	Mohr Coulomb-Eur				Mohr Coulomb				
	Drenajlı		Drenajsız		Drenajlı		Drenajsız		
	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.	
Ortalama Zemin Parametreleri ile Oluşturulan Modeller(cm)	0.59	1.42	-0.15	1.99	1.97	4.52	-0.45	5.98	
1.5 m Bölünerek Oluşturulan Modeller(cm)	0.63	1.06	-0.11	2.24	2.06	3.5	-0.02	6.43	
Model	Hardening Soil				Hardening Soil with Small Stiffness				
	Drenajlı		Drenajsız		Drenajlı		Drenajsız		
	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.	
Ortalama Zemin Parametreleri ile Oluşturulan Modeller(cm)	-0.19	-0.86	-0.54	-0.91	-0.07	-0.19	-0.09	-0.15	
1.5 m Bölünerek Oluşturulan Modeller(cm)	-0.09	-1.1	-0.56	-0.91	-0.06	-0.22	-0.07	-0.14	

MC modellerde genel olarak kazı arkasında ilk 20 metrede kabarma davranışının olduğu belirlenmiştir. Bununla birlikte HS ve HSS modellerle yapılan analizlerde kabarma davranışı yerine oturma davranışının olduğu gözlemlenmiştir.

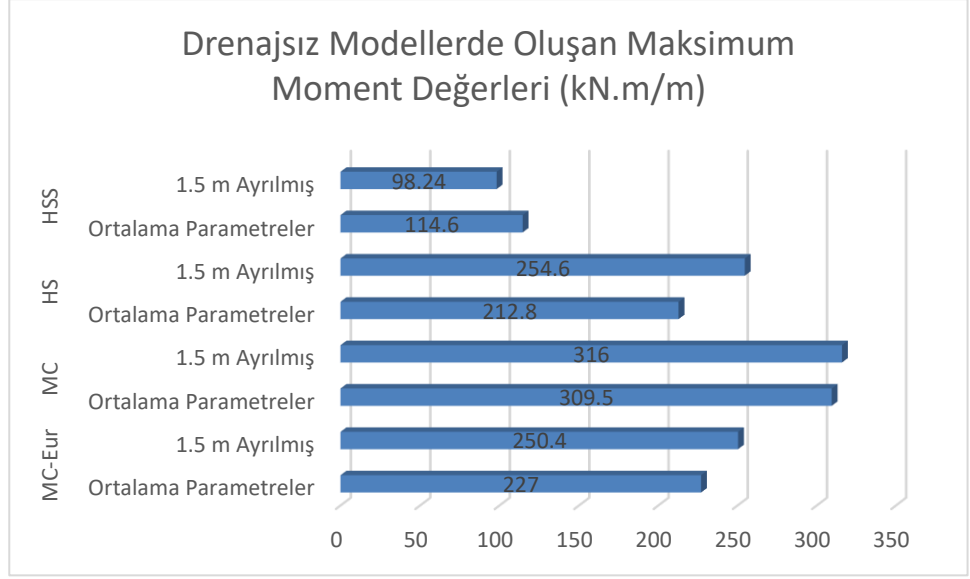
Drenajlı ve drenajsız analizler sonucunda oluşan moment büyüklüklerine ilişkin grafikler Şekil 9.5 ve Şekil 9.6’da gösterilmiştir.



Şekil 9.5 YASS=-27.00 m-drenajlı modelde oluşan moment büyüklükleri.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajlı analizler sonucunda;

- En düşük moment farkı HSS zemin bünye modeliyle yapılan analizlerden elde edilmiştir. 1.5 m ayrılmış parametrelerle yapılan analizlerde moment büyüklüğü 2.30 kN.m/m daha yüksek çıkmıştır.
- En yüksek moment farkı ise MC zemin bünye modeli ile yapılan analizler sonucunda çıkmıştır. 1.5 m aralıkla bölünen modelde moment büyüklüğü 5.90 kN.m/m daha yüksek çıkmıştır.
- HS zemin bünye modelinde ortalama parametreler ile oluşturulan zemin bünye modellerinde moment büyüklüğü 6.2 kN.m/m daha yüksek çıkmıştır.
- HS zemin bünye modeli hariç yapılan tüm analizlerde 1.5 m aralıklarla ayrılmış zemin üzerine yapılan modellemelerde, ortalama zemin parametreleri ile yapılan modellerden daha yüksek moment elde edilmiştir.

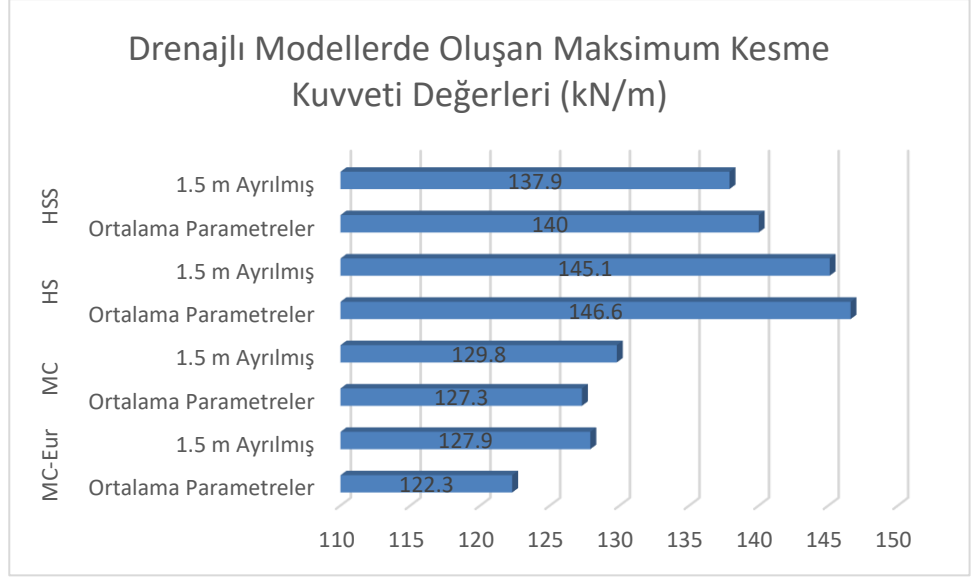


Şekil 9.6 YASS=-27.00 m-drenajsız modelde oluşan moment büyüklükleri.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajsız analizler sonucunda;

- En yüksek moment farkı HS zemin bünye modeli ile yapılan analizlerde ortaya çıkmıştır. İki model arasındaki fark 41.80 kN.m/m olarak hesaplanmıştır.
- HSS zemin bünye modeli dışında tüm zemin bünye modellerinde zemin birimlerinin 1.5 m aralıklarla bölündüğü model yine aynı zemin bünye modeli kullanılarak ardışık zemin birimlerinin zemin mühendislik parametrelerinin ortalamasının kullanıldığı modelden daha yüksek moment değeri hesaplanmıştır. Bu fark MC zemin bünye modeliyle yapılan analizlerde 7.50 kN.m/m, MC-Eur zemin bünye modeli ile yapılan analizlerde 23.4 kN.m/m, HS zemin bünye modeliyle yapılan analizlerde 41.80 kN.m/m, HSS zemin bünye modeliyle yapılan analizlerde 16.36 kN.m/m olarak hesaplanmıştır.

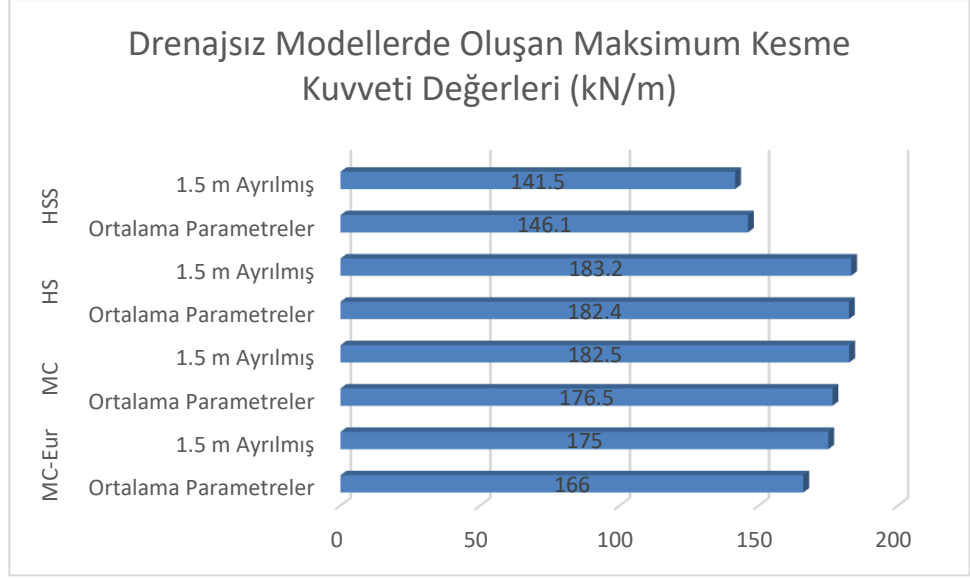
İksa sisteminde drenajlı ve drenajsız koşullarda hesaplanan kesme kuvveti değerleri Şekil 9.7 ve Şekil 9.8’de gösterilmiştir.



Şekil 9.7 YASS=-27.00 m-drenajlı modelde oluşan kesme kuvveti büyüklükleri.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajlı analizler sonucunda;

- Yapılan analizler sonucunda en yüksek drenajlı kesme kuvveti değerleri HS zemin bünye modeliyle ortalama parametreler kullanılarak yapılan analiz sonucunda hesaplanmıştır.
- HSS zemin bünye modeli ve HS zemin modeli kullanılarak yapılan drenajlı analizler sonucunda drenajlı kesme kuvveti değerlerinde oldukça yakın sonuçlar elde edilmiştir.
- En yüksek kesme kuvveti HS zemin bünye modeli kullanılarak yapılan modelde, en düşük kesme kuvveti ise MC-Eur zemin bünye modeli kullanılarak ortalama parametrelerin kullanıldığı analizlerden elde edilmiştir. İki modelde hesaplanan drenajlı kesme kuvvetleri arasında maksimum 24.30 kN/m fark vardır.



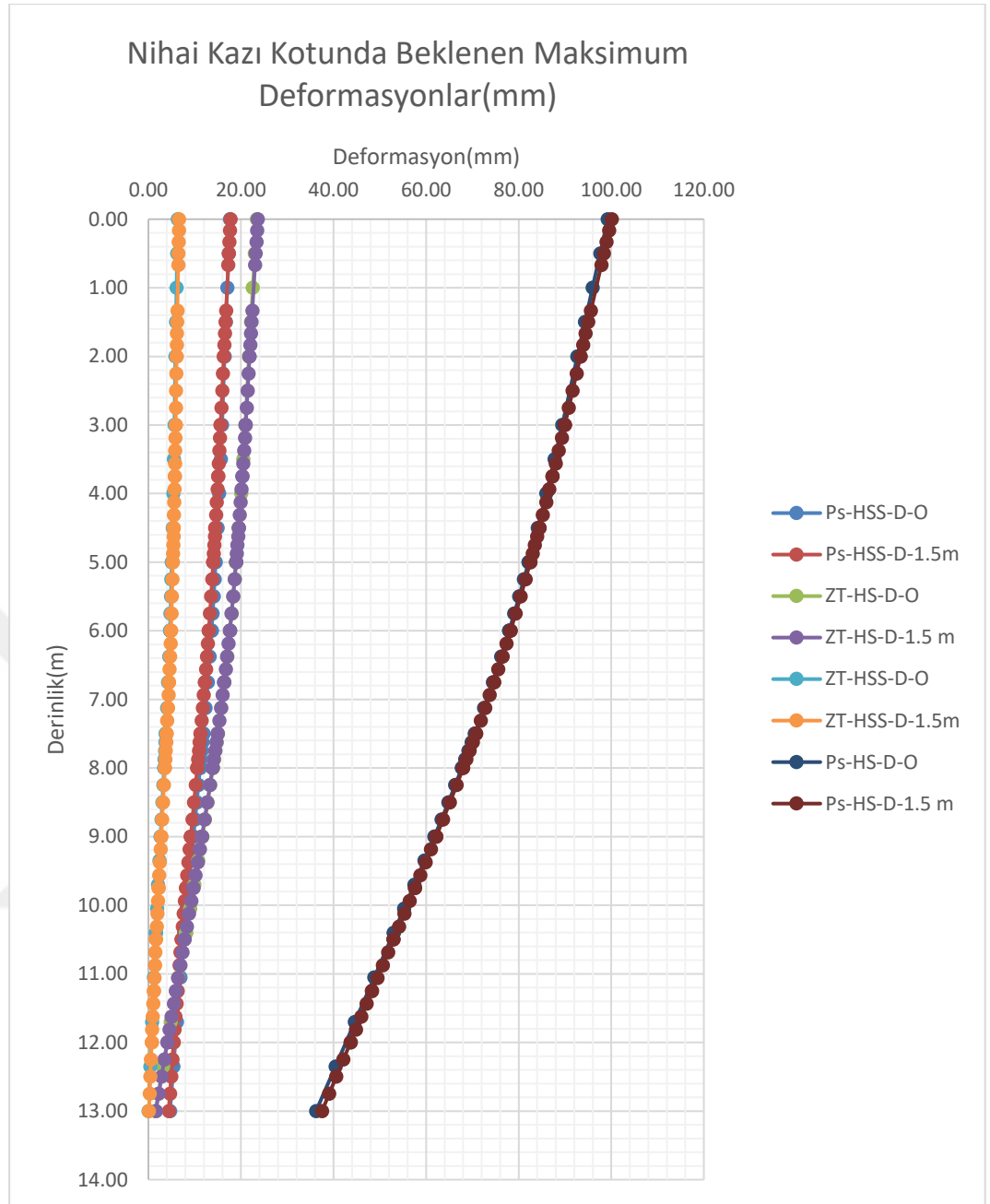
Şekil 9.8 YASS=-27.00 m-Drenajsız modelde oluşan kesme kuvveti büyüklükleri.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajsız analizler sonucunda;

- Yapılan analizler sonucunda en yüksek drenajsız kesme kuvveti analizi sonucu HS zemin bünye modeliyle zemin birimlerinin 1.5 m bölünmesi sonucu hesaplanan zemin mühendislik parametreleri kullanılarak yapılan analiz sonucunda hesaplanmıştır.
- HS-MC-MC-Eur zemin bünye modeli ve HS zemin modeli kullanılarak yapılan drenajlı analizler sonucunda benzer sonuçlar vermiştir.
- Zemin birimlerinin 1.5 m. aralıklarla bölündüğü durumda en yüksek kesme kuvveti HS zemin bünye modelinde, en düşük kesme kuvveti ise HSS zemin bünye modelinde elde edilmiştir. İki modelde hesaplanan drenajlı kesme kuvvetleri arasında maksimum 41.7 kN/m fark vardır.

9.2 Dinamik Analiz Sonuçları

Statik analizlere takiben iksa sisteminde dinamik analizler yapılmıştır. Dinamik analizler 2 farklı zemin bünye modeli kullanılarak pseudo-statik(Ps) ve zaman tanım aralığında doğrusal olmayan(Zt) analizler yapılmıştır. Tüm gruplar hem drenajlı hem drenajsız zemin mukavemet parametreleri kullanılarak hesaplanmıştır. Hesaplamalar kapsamında kullanılan dinamik parametreler Bölüm 8.5'te ayrıntılı olarak incelenmiştir.

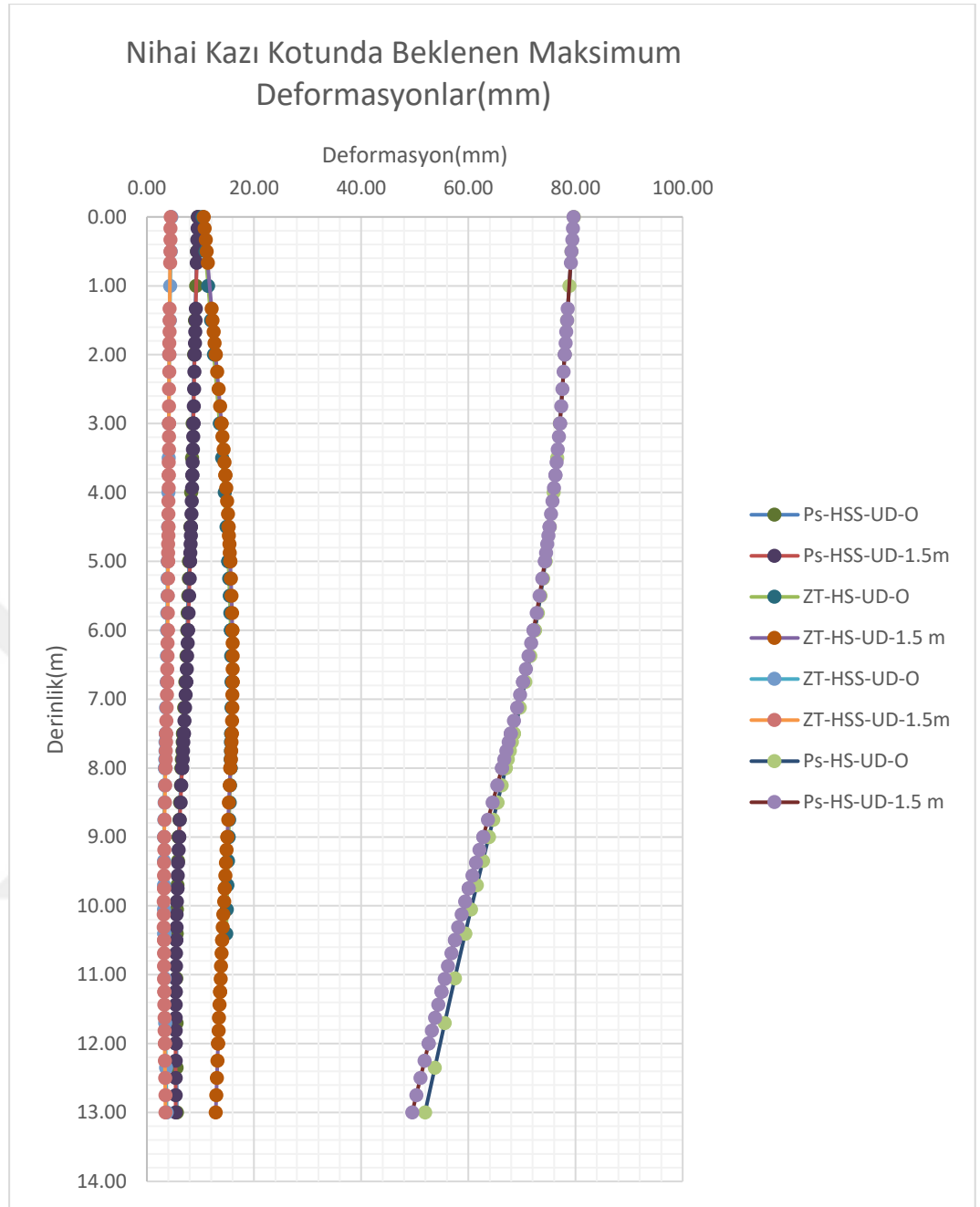


Şekil 9.9 YASS=-27.00 m-drenajlı modelde dinamik analiz sonucu oluşan yatay deformasyonlar.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajlı dinamik analizler sonucunda;

- Zemin birimlerinin 1.5 m aralıklarla bölündüğü durum ile ardışık zemin birimlerinin zemin mühendislik parametrelerinin ortalamasının kullanıldığı durumda HS ve HSS zemin bünye modeli ile yapılan Pseudo-statik dinamik analizler ile HSS ve HS zemin bünye modelleriyle zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analizler kazı boyunca benzer deformasyonlar vermiştir.

- HS zemin bünye modeliyle yapılan pseudo-statik dinamik analizlerde tasarım yeterlilikleri sağlanamamıştır.
- HS zemin bünye modeliyle yapılan pseudo-statik analiz dışında diğer analizlerde oldukça yakın deformasyonlar elde edilmiştir. Bunun temel sebebinin HSS zemin bünye modelinde kullanılan başlangıç kayma modülünün yüksek olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.
- Kazı üst kotunda HS zemin bünye modeliyle oluşturulan pseudo-statik analiz ile HS ile oluşturulan zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz ve HSS zemin bünye modelleriyle oluşturulan modeller arasında oldukça yüksek deformasyon farklılıkları tespit edilmiştir. Bu fark en yüksek deformasyon değeri ile en düşük deformasyon değeri arasında maksimum 93.77 mm olarak hesaplanmıştır.
- Kazı alt kotunda 2 farklı zemin bünye modeli ve 2 farklı dinamik yaklaşımla farklı deformasyonlar hesaplanmıştır. Hesaplanan en düşük deplasman değerleri ile en yüksek deplasman değer arasındaki fark 37.40 mm olarak tespit edilmiştir.
- HS zemin bünye modeli ile yapılan pseudo-statik analizlerde kazık davranışının diğerlerinden farklı olarak topuktan dönme davranışı ile birlikte yanal ötelenme şeklinde gerçekleştiği tespit edilmiştir.



Şekil 9.10 YASS=-27.00 m-drenajsız modelde dinamik analiz sonucu oluşan yatay deformasyonlar.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajsız dinamik analizler sonucunda;

- HS ve HSS zemin bünye modeli ile yapılan Pseudo-statik dinamik analizler ile HSS ve HS zemin bünye modelleriyle zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analizlerde zemin birimlerinin 1.5 m aralıklarla bölündüğü model ile yine aynı zemin bünye modeli kullanılarak ardışık zemin birimlerinin zemin mühendislik parametrelerinin ortalamasının kullanıldığı modellerde kazı boyunca benzer deformasyonlar vermiştir.

- HS zemin bünye modeli ile yapılan Pseudo-statik dinamik analizler ile HSS ve HS zemin bünye modelleriyle zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analizlerde kazı boyunca oldukça benzer deformasyonlar vermiştir ve bu deformasyonlar tasarım yeterliliklerini yerine getirmiştir ancak HS zemin bünye modeliyle yapılan pseudo-statik dinamik analizlerde tasarım yeterlilikleri sağlanamamıştır.
- Yapılan analizler sonucunda HS zemin bünye modeliyle yapılan pseudo-statik analiz dışında diğer analizlerde oldukça yakın deformasyonlar elde edilmiştir. Bunun temel sebebinin HSS zemin bünye modelinde kullanılan başlangıç kayma modülünün yüksek olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.
- Kazı alt kotunda 2 farklı zemin bünye modeli ve 2 farklı dinamik yaklaşımla farklı deformasyonlar hesaplanmıştır. Hesaplanan en düşük deplasman değerleri ile en yüksek deplasman değer arasındaki fark 46.04 mm olarak tespit edilmiştir.
- Yapılan dinamik analiz sonuçlarına göre HSS zemin bünye modeli ile 2 farklı yaklaşımla yapılan dinamik analiz sonuçlarına göre kazık boyunca deformasyon davranışı topuktan dönme ve şeklinde gerçekleşmiştir bununla birlikte HS zemin bünye modeli ile yapılan zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analiz sonuçlarına göre deformasyon davranışı yanal ötelenme olup deformasyonlar kazığın orta bölgesinde yoğunlaşmıştır. HS zemin bünye modeli ile yapılan pseudo-statik analiz sonuçlarına göre hakim deformasyon davranışı yanal ötelenme şeklinde gerçekleşmiştir.

İksa sisteminde oluşan maksimum deformasyonlar Tablo 9.3’de gösterilmiştir. Drenajlı ve drenajsız durum için yapılan modelleme çalışmaları sonucunda oluşan deformasyonlar EK-C’de gösterilmiştir.

Tablo 9.3 YASS=27.00 m-Nihai Kazı Aşamasında Oluşan Maksimum Deformasyon

Nihai Kazı Aşamasında Fore Kazıkta Oluşan Maksimum Deformasyon(mm).				
Model	Pseudo-Statik Analiz			
	HS		HSS	
	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız
Ortalama Zemin Parametreleri ile Oluşturulan Modeller(mm)	99.24	79.67	17.63	9.50
1.5 m Bölünerek	100.11	79.64	17.76	9.50

Oluşturulan Modeller(mm)				
Model	Zaman Tanım Aralığında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz			
	HS		HSS	
	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız
Ortalama Zemin Parametreleri ile Oluşturulan Modeller(mm)	23.39	15.78	6.34	4.53
1.5 m Bölünerek Oluşturulan Modeller(mm)	23.63	16.00	6.62	4.42

Bu bağlamda;

- YASS= -27.00 m olduğu durumda HS, HSS ve MC-Eur zemin bünye modelleriyle yapılan drenajlı ve drenajsız dinamik analizler sonucunda gerekli yeterlilik sağlanmıştır ancak HS zemin bünye modeli ile yapılan drenajlı ve drenajsız pseudo-statik analizler sonucunda gerekli yeterliliği sağlayamamıştır.
- Bununla birlikte HS ile yapılan zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analiz ve HSS modeliyle yapılan 2 farklı dinamik yaklaşımla yapılan modelleme çalışmalarında iksa sisteminin hakim davranışının topuktan dönme olduğu görülmektedir. Bununla birlikte HS zemin bünye modeli ile yapılan pseudo-statik analiz sonuçlarına göre deformasyon hakim davranışının yanal ötelenme olduğu belirlenmiştir.

Bununla birlikte hazırlanan hipotetik projeler üzerinde yapılacak olan kazıların çevre binalar üzerindeki etkileri incelenmiştir. Bu kapsamda arkasında oluşan deformasyonlar Tablo 9.4'te verilmiştir.

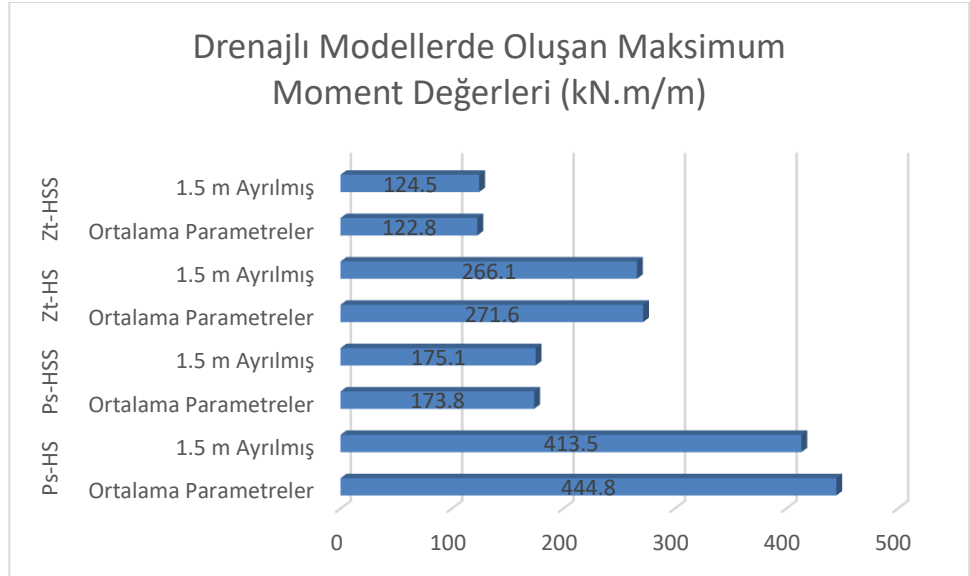
Tablo 9.4 YASS=27.00 m- Nihai Kazı Aşamasında Kazı Arkasında Oluşan Deformasyon

Kazı Arasında Bina Temelinde Oluşan Deformasyonlar.								
Model	Pseudo-Statik Analiz							
	HS				HSS			
	Drenajlı		Drenajsız		Drenajlı		Drenajsız	
Ortalama Zemin	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.

Parametreleri ile Oluşturulan Modeller(cm)	-7.36	-8.46	-4.59	-6.26	-0.79	-0.99	-0.54	-0.60
1.5 m Bölünerek Oluşturulan Modeller(cm)	Min. -7.40	Maks. -9.05	Min. -4.54	Maks. -6.28	Min. -0.79	Maks. -1.02	Min. -0.51	Maks. -0.60
Zaman Tanım Aralığında Doğrusal Olmayan Dinamik Analiz								
Model	HS				HSS			
	Drenajlı		Drenajsız		Drenajlı		Drenajsız	
	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.	Min.	Maks.
Ortalama Zemin Parametreleri ile Oluşturulan Modeller(cm)	-0.48	-1.10	-0.98	-2.52	-0.14	-0.25	-0.13	-0.20
1.5 m Bölünerek Oluşturulan Modeller(cm)	Min. -0.39	Maks. -1.20	Min. -0.95	Maks. -2.55	Min. -0.13	Maks. -0.27	Min. -0.10	Maks. -0.19

İlgili projeler kapsamında oluşturulan dinamik modellerde genel olarak kazı arkasında oturma davranışının hakim olduğu belirlenmiştir.

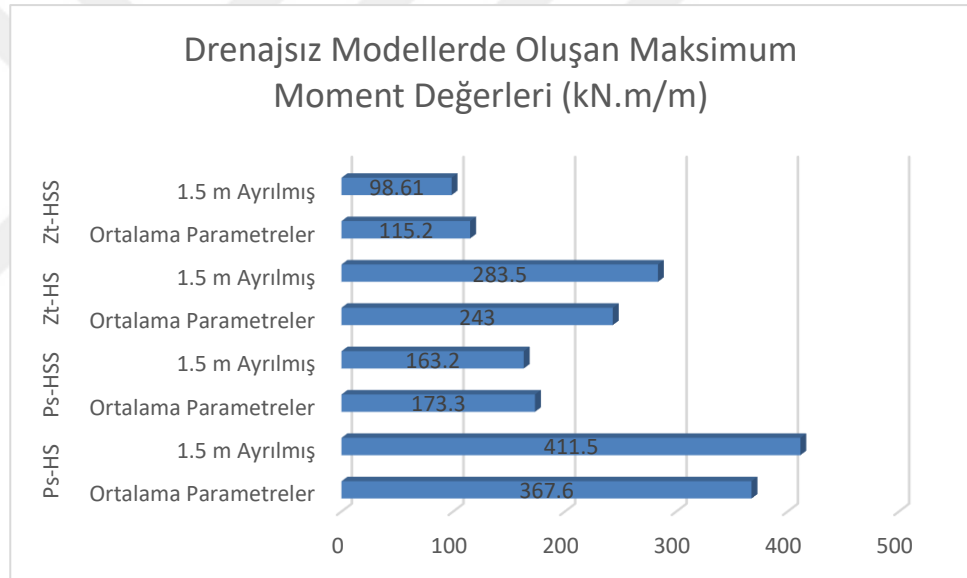
Tüm bunlarla beraber yapılan dinamik analizler sonucu yapılan drenajlı ve drenajsız analizler sonucunda oluşan moment büyüklüklerine ilişkin grafik Şekil 9.11 ve Şekil 9.12’de gösterilmiştir.



Şekil 9.11 YASS=-27.00 m-Drenajlı modelde oluşan moment büyüklükleri.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajlı dinamik analizler sonucunda;

- En düşük moment farkı HSS zemin bünye modeliyle yapılan pseudo-statik analizlerden elde edilmiştir. Yapılan analizler sonucunda 1.5 m ayrılmış parametrelerle yapılan analizlerde moment büyüklüğü 0.90 kN.m/m daha yüksek çıkmıştır.
- En yüksek moment farkı ise HSS zemin bünye modeli ile yapılan analizler sonucunda çıkmıştır. Ortalama zemin parametreleri ile çalışılan modelde moment büyüklüğü 31.30 kN.m/m daha yüksek çıkmıştır.
- En yüksek moment değerleri HS zemin bünye modeli ile ortalama zemin parametreleri kullanılarak pseudo-statik analiz sonuçlarından elde edilmiştir.
- HS zemin bünye modeli ile yapılan dinamik analizlerde analizlerde 1.5 m aralıklarla ayrılmış zemin üzerine yapılan modellemelerde, ortalama zemin parametreleri ile yapılan modellerden daha yüksek moment elde edilmiştir. HSS zemin bünye modeli ile yapılan modelleme çalışmalarında bu durumun tam tersi gerçekleşmiştir.

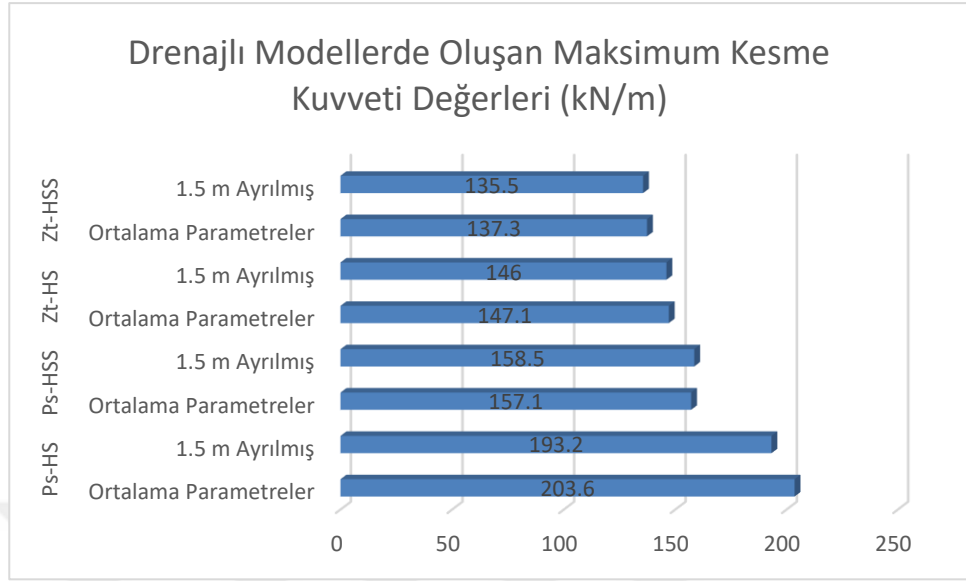


Şekil 9.12 YASS=-27.00 m-Drenajsız modelde oluşan moment büyüklükleri.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajsız dinamik analizler sonucunda;

- En yüksek moment farkı HS zemin bünye modeli ile yapılan pseudo-statik analizlerde ortaya çıkmıştır. İki model arasındaki fark 43.90 kN.m/m olarak hesaplanmıştır.
- Tüm zemin bünye modellerinde pseudo-statik analizlerde zemin birimlerinin 1.5 m aralıklarla bölündüğü model yine aynı zemin bünye modeli kullanılarak ardışık zemin birimlerinin zemin mühendislik parametrelerinin ortalamasının kullanıldığı modelden daha yüksek moment değeri hesaplanmıştır.

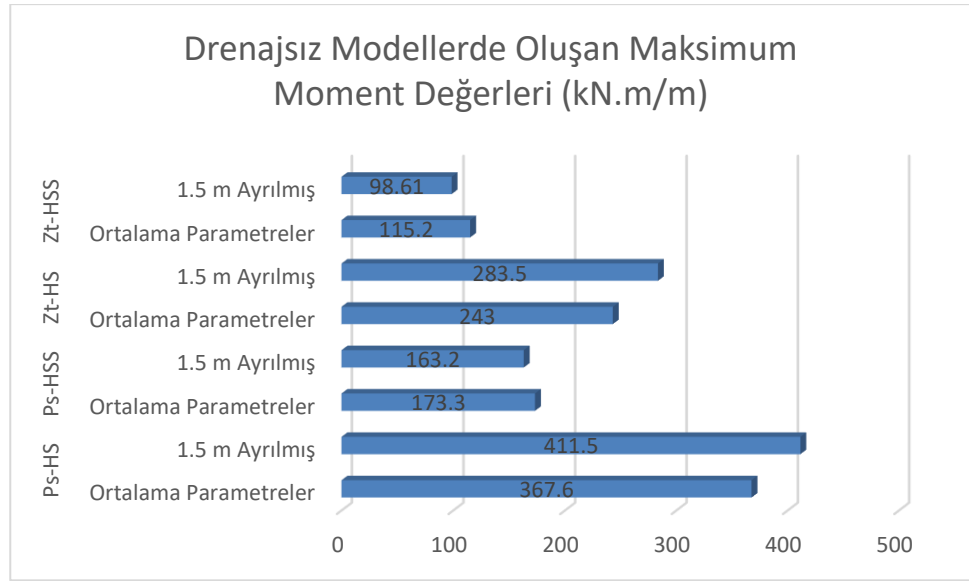
Yapılan dinamik analizler sonucu oluşan drenajlı ve drenajsız kesme kuvveti değerleri Şekil 9.13 ve Şekil 9.14’de gösterilmiştir.



Şekil 9.13 YASS=-27.00 m-Drenajlı modelde oluşan kesme kuvveti büyüklükleri.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajlı analizler sonucunda;

- En büyük kesme kuvveti HS zemin bünye modeliyle ortalama parametreler kullanılarak yapılan pseudo-statik analiz sonucunda hesaplanmıştır.
- HS zemin bünye modeli ile yapılan pseudo-statik analizler dışında HSS zemin bünye modeli ile yapılan dinamik analizler ve HS zemin modeli kullanılarak yapılan zaman tanım aralığında doğrusal olmayan drenajlı dinamik analizler sonucunda oldukça yakın sonuçlar elde edilmiştir.
- En yüksek kesme kuvveti HS zemin bünye modeli kullanılarak yapılan pseudo-statik modellemelerde , en küçük kesme kuvveti ise HSS zemin bünye modeli kullanılarak zamana tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analizlerden elde edilmiştir. İki modelde hesaplanan dinamik drenajlı kesme kuvvetleri arasında maksimum 68.10 kN/m fark vardır.



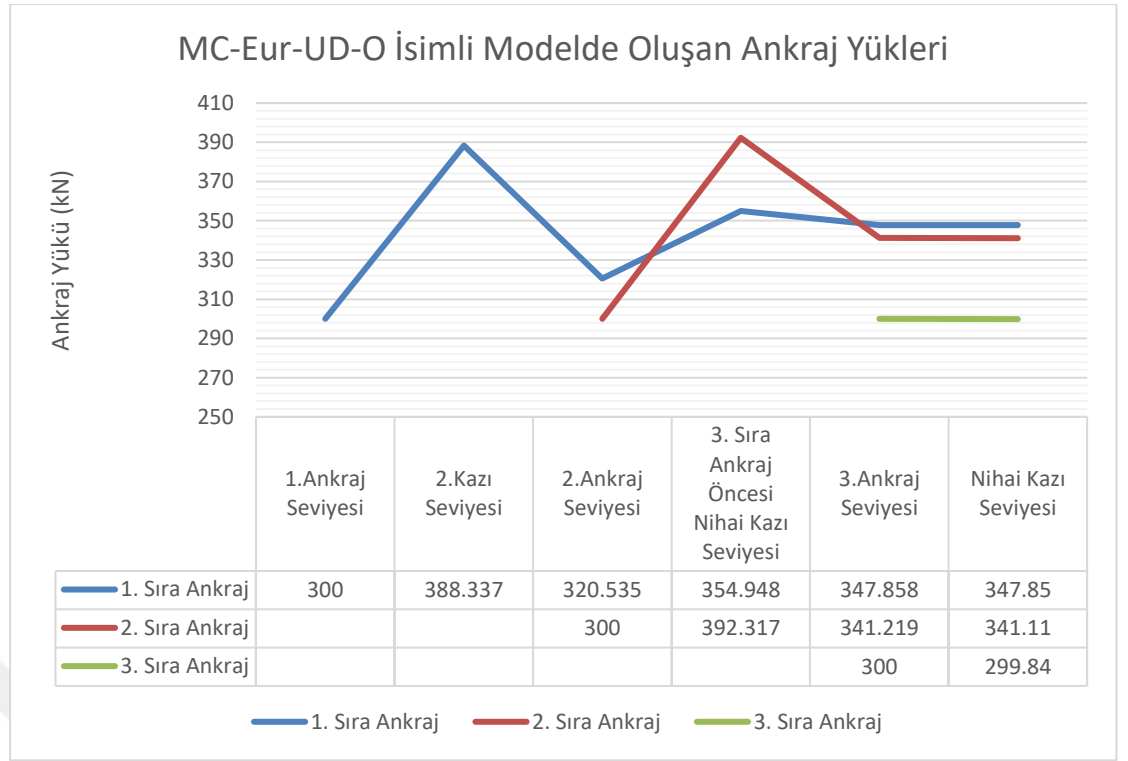
Şekil 9.14 YASS=-27.00 m-Drenajsız modelde oluşan kesme kuvveti büyüklükleri.

YASS -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajsız analizler sonucunda;

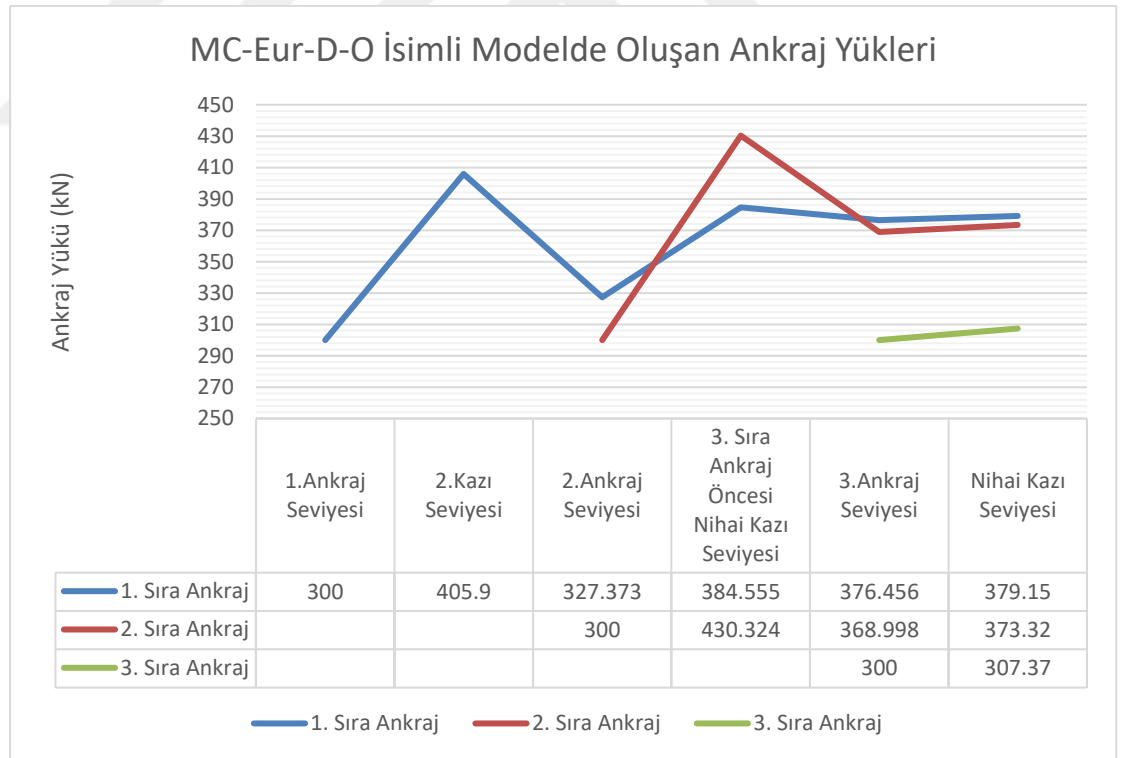
- En büyük kesme kuvveti HS zemin bünye modeliyle zemin birimlerinin 1.5 m bölünmesi sonucu hesaplanan zemin mühendislik parametreleri kullanılarak yapılan pseudo-statik analiz sonucunda hesaplanmıştır.
- HSS ile yapılan dinamik analizler ile HS zemin bünye modeli ile yapılan zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analizler benzer sonuçlar vermiştir ancak HS zemin modeli kullanılarak yapılan drenajsız pseudo-statik analizler sonucunda daha büyük kesme kuvveti hesaplanmıştır.
- En büyük kesme kuvveti sonucu HS zemin bünye modeli kullanılarak yapılan zemin birimlerinin 1.5 m. aralıklarla bölündüğü ve pseudo-statik yaklaşımın kullanıldığı modelde, en küçük kesme kuvveti ise HSS zemin bünye modeli kullanılarak 1.5 metre aralıklarla belirlenen parametrelerin kullanıldığı ve zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analizlerden elde edilmiştir. İki modelde hesaplanan drenajsız kesme kuvvetleri arasında maksimum 99.40 kN/m fark vardır.

9.3 Ankrajlarda Oluşan Gerilmeler

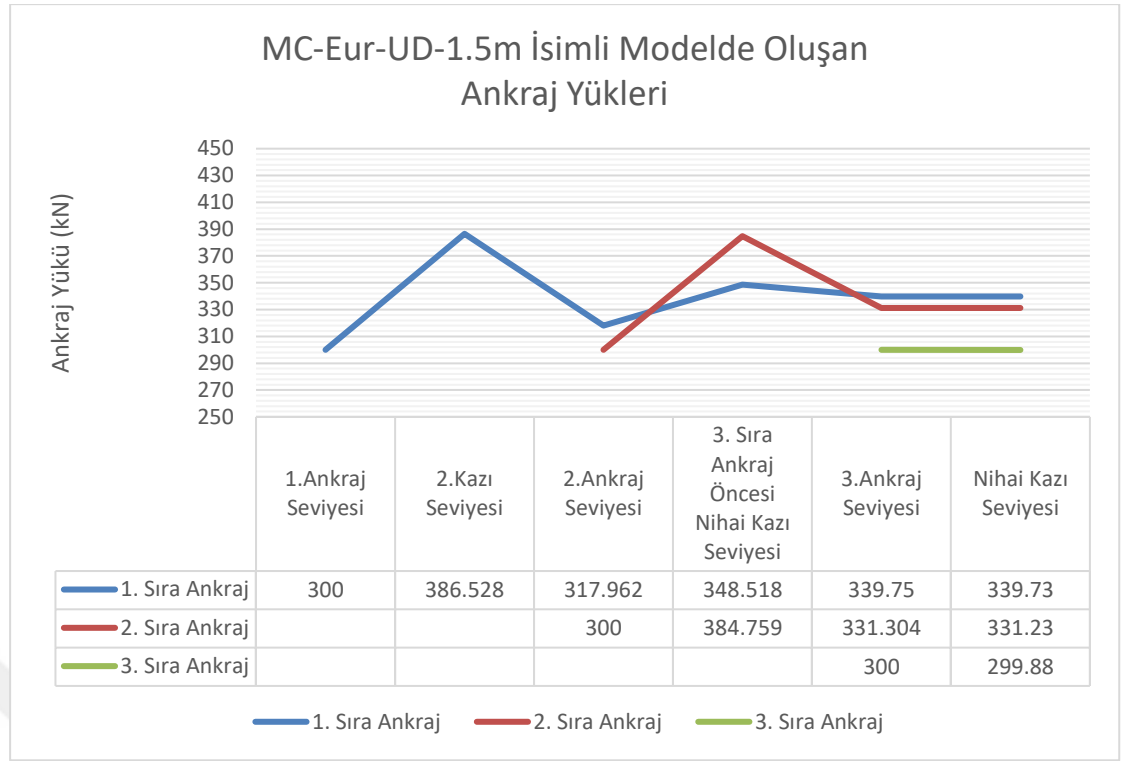
Statik ve dinamik durum için drenajlı ve drenajsız durumda ankraj halatlarında oluşan gerilmeler göz önüne alınan her duruma ithafen Şekil 9.15-9.30 arasında sunulmaktadır.



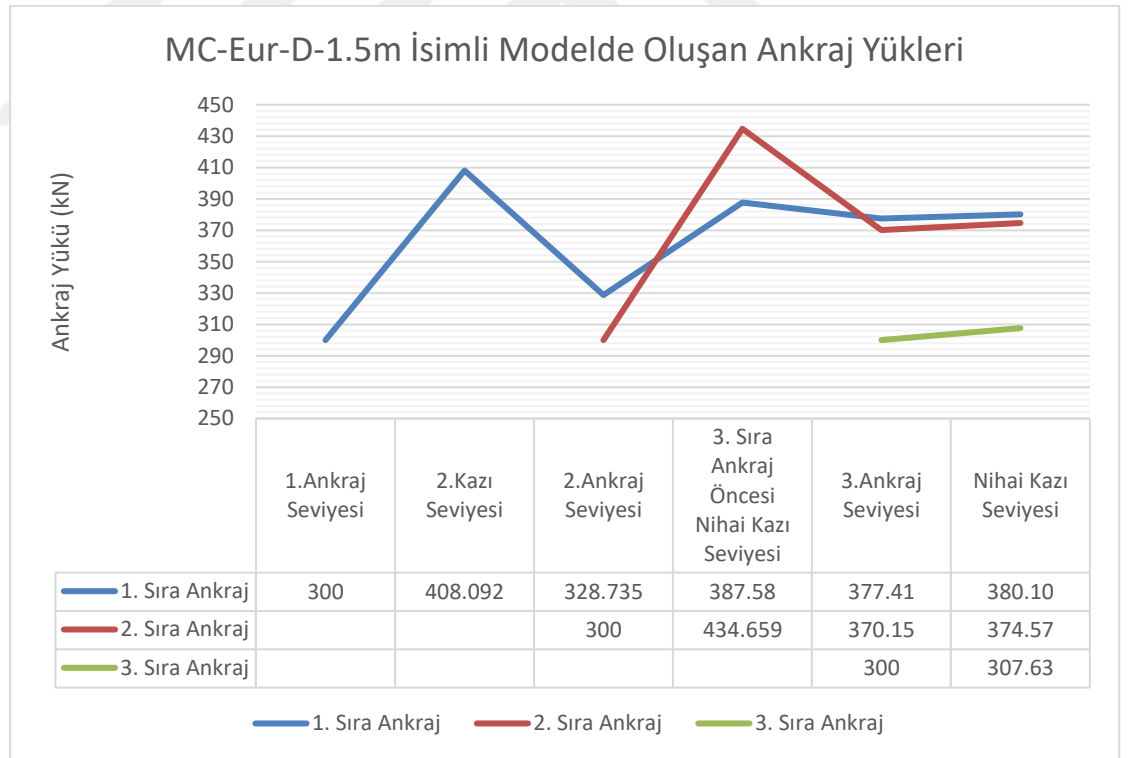
Şekil 9.15 YASS=-27.00 m- MC-Eur-UD-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



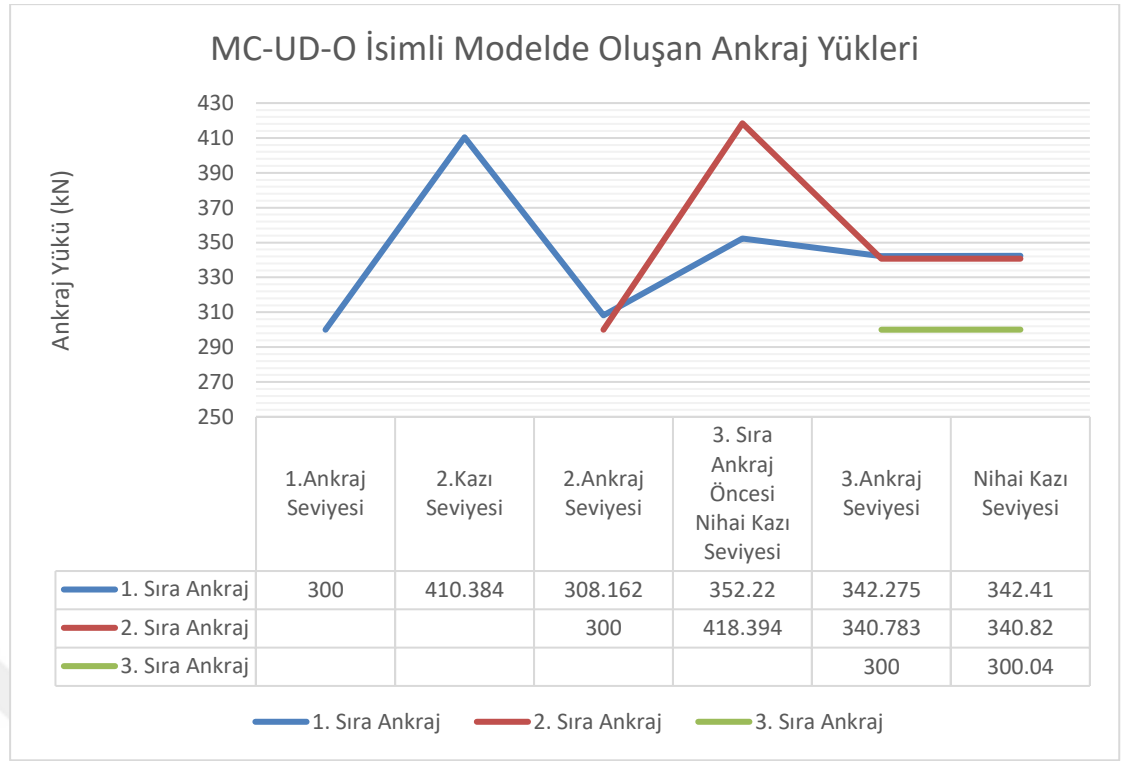
Şekil 9.16 YASS =-27.00 m- MC-Eur-D-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



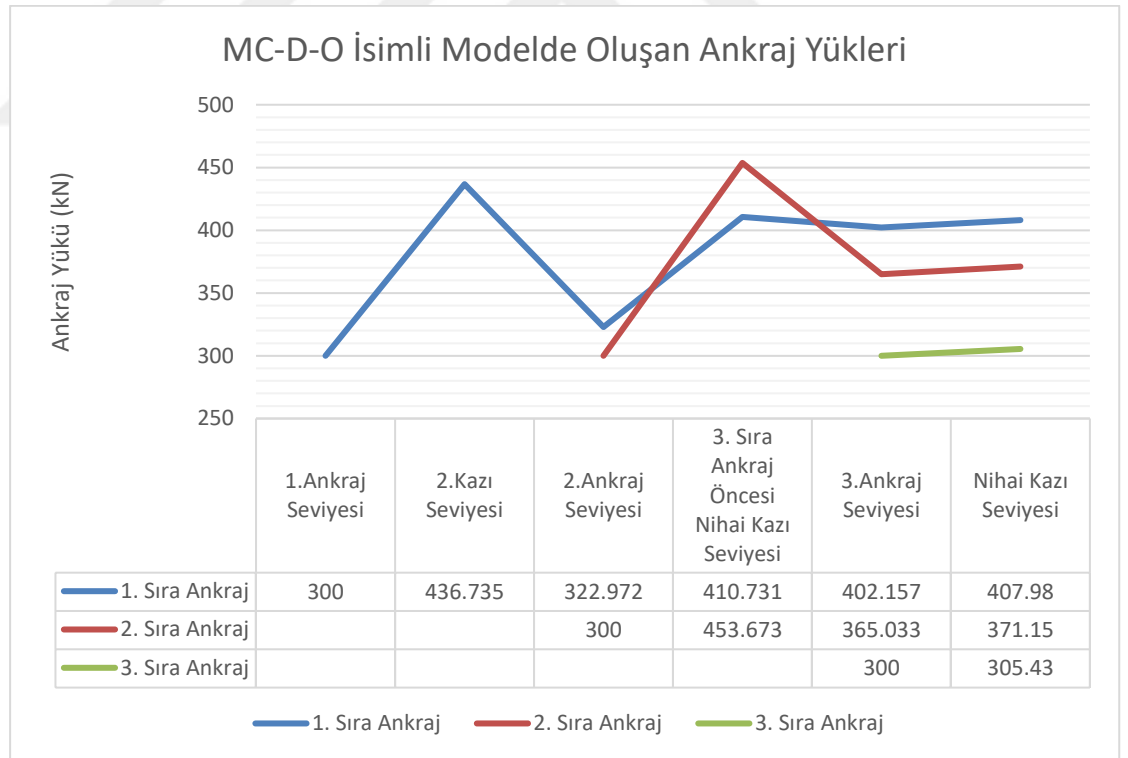
Şekil 9.17 YASS = -27.00 m- MC-Eur-UD-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



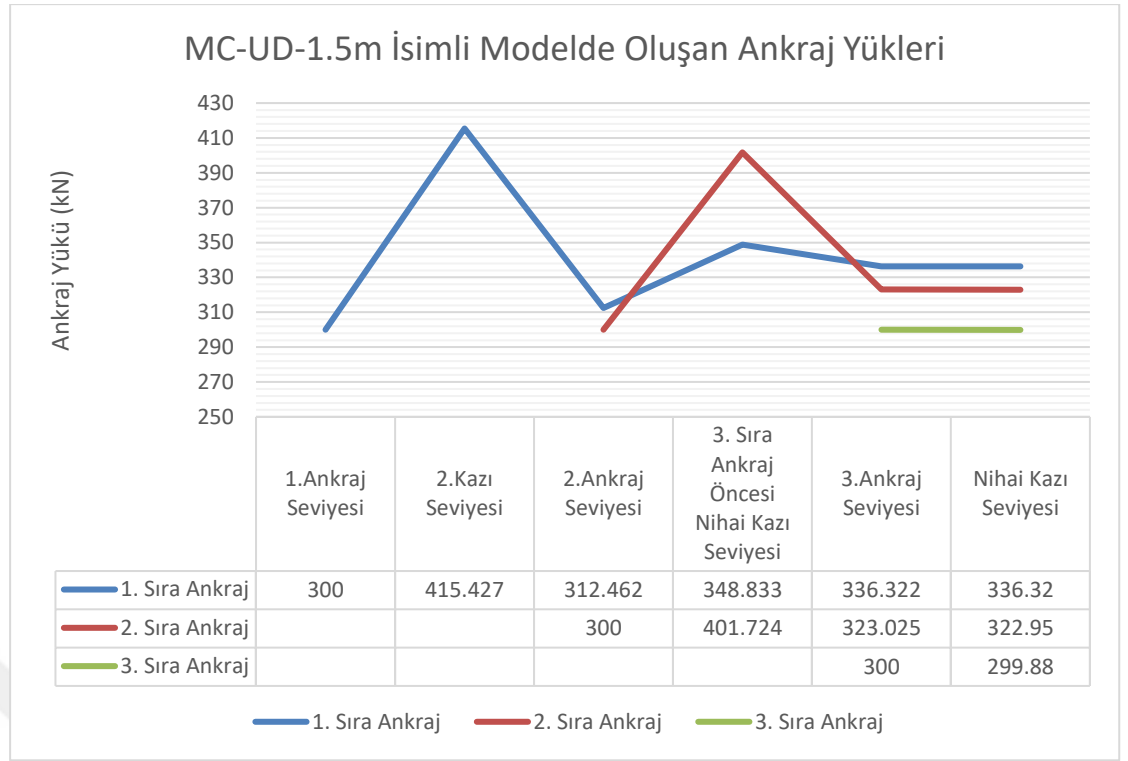
Şekil 9.18 YASS = -27.00 m- MC-Eur-D-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



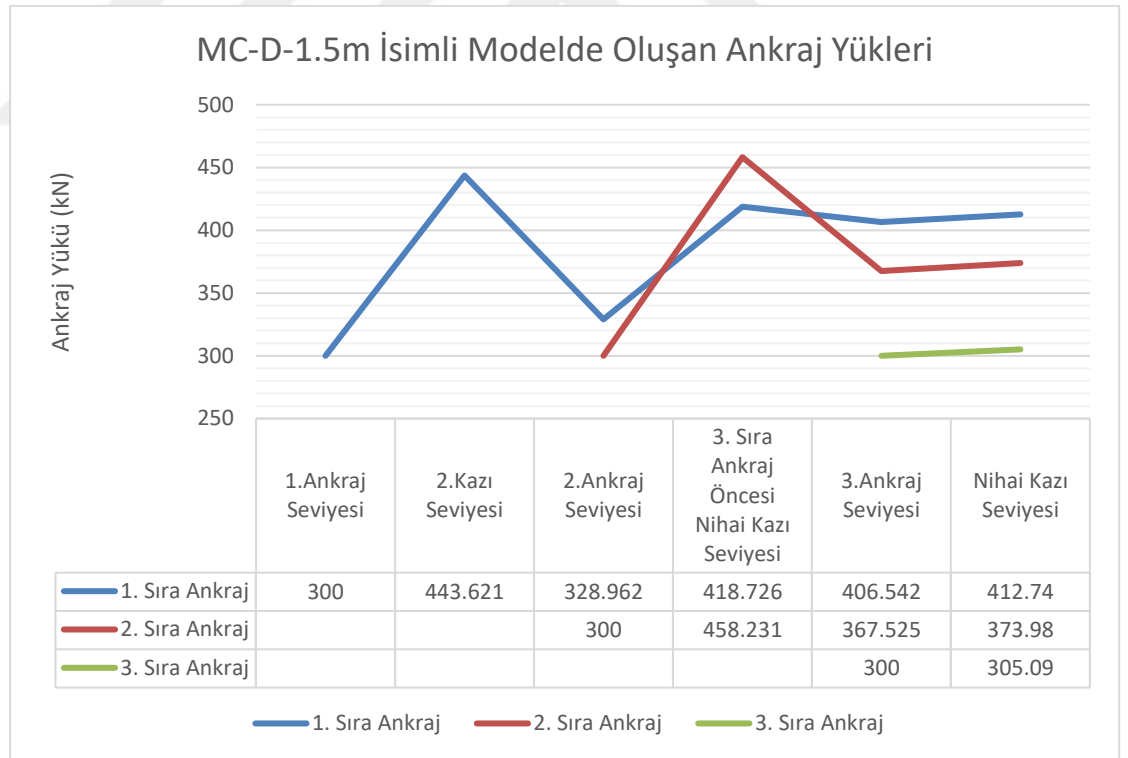
Şekil 9.19 YASS =-27.00 m- MC-UD-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



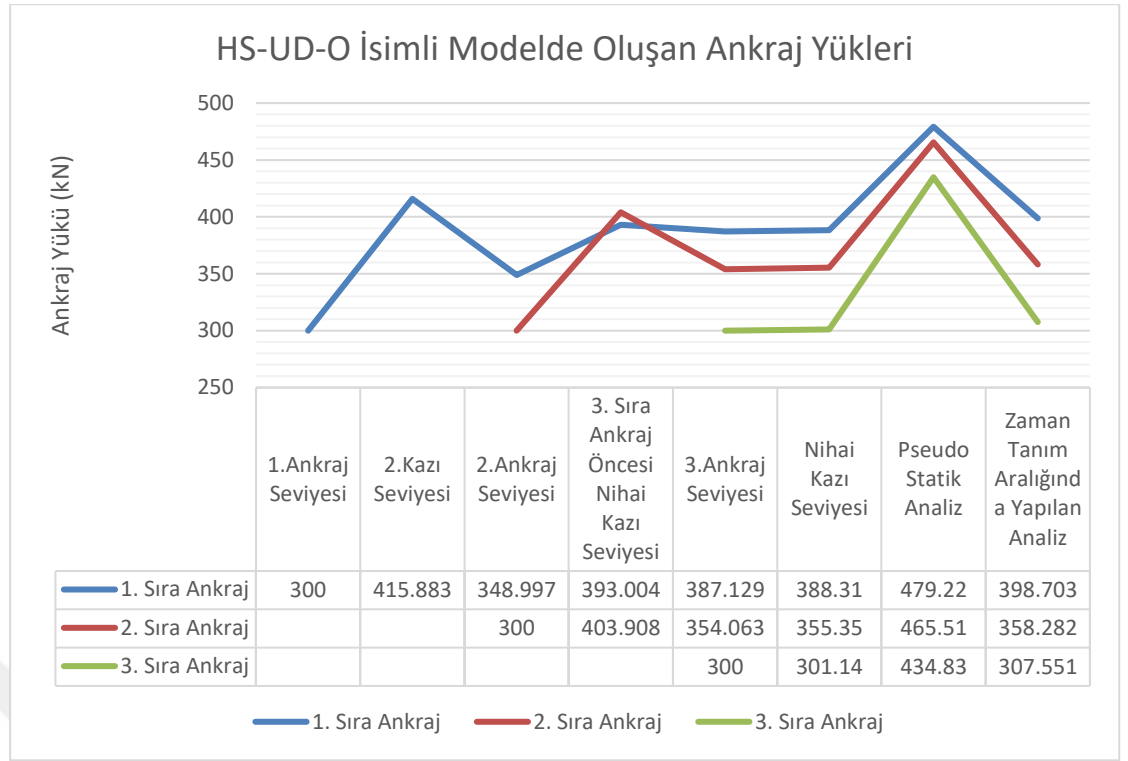
Şekil 9.20 YASS =-27.00 m- MC-D-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



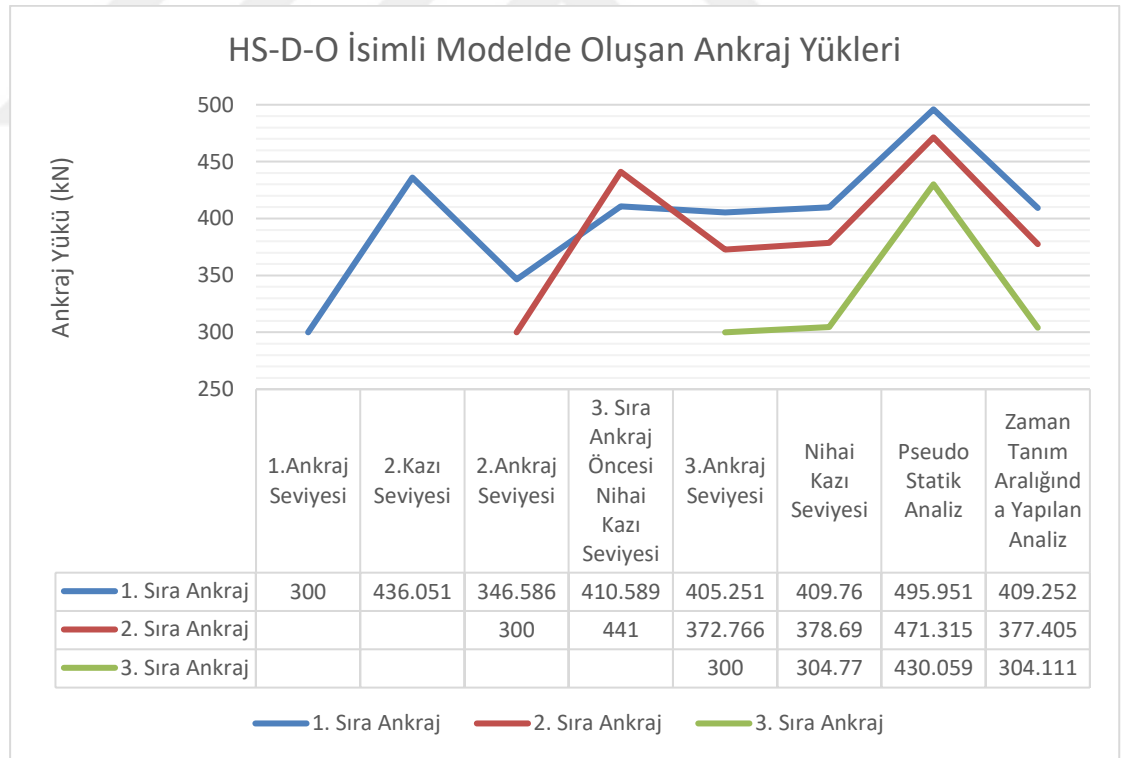
Şekil 9.21 YASS =-27.00 m- MC-UD-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



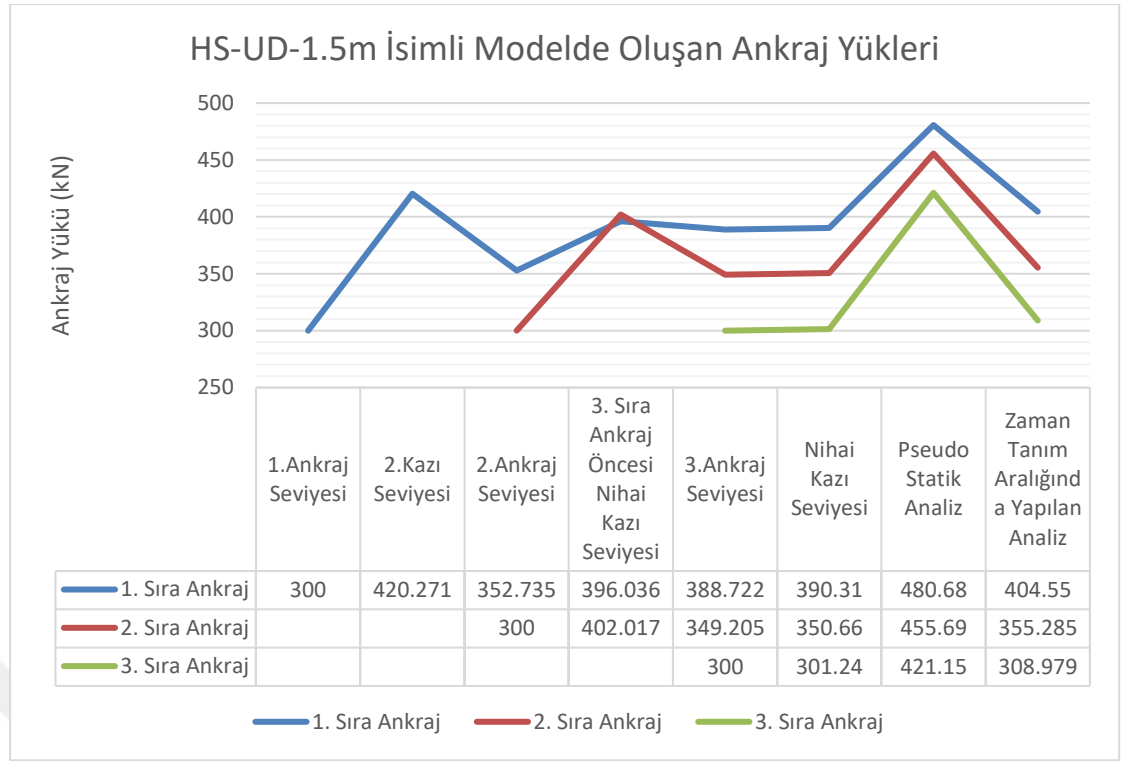
Şekil 9.22 YASS =-27.00 m- MC-D-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



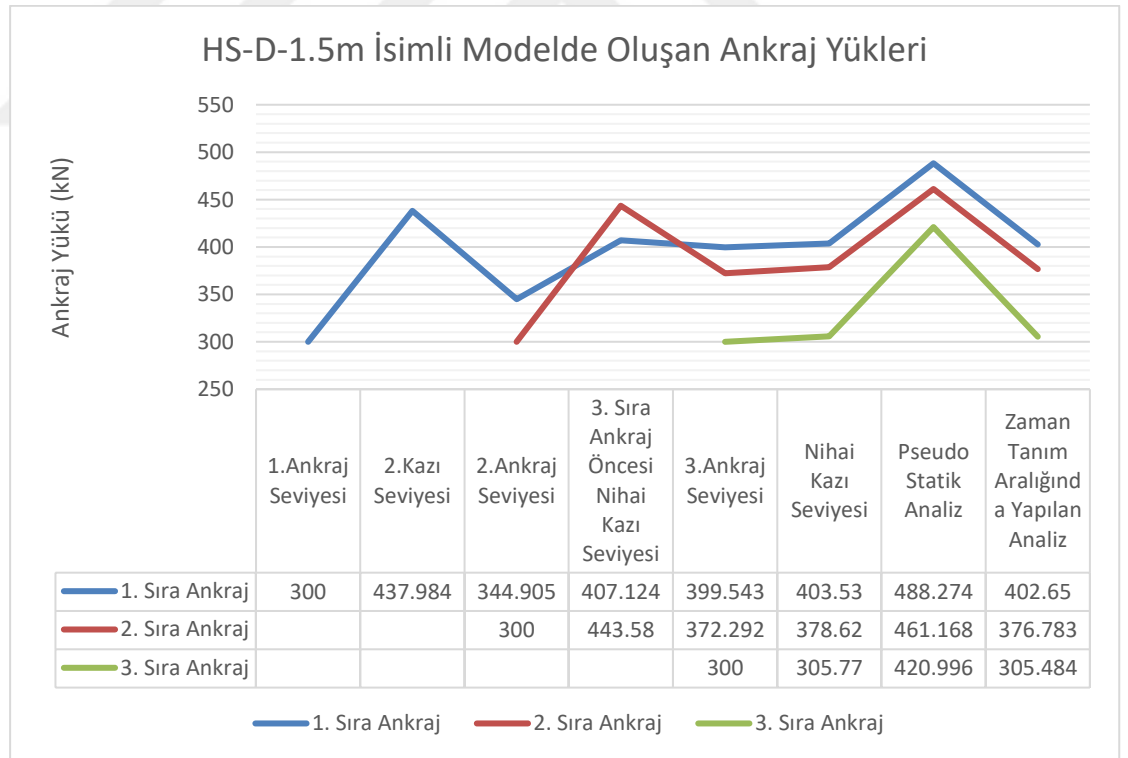
Şekil 9.23 YASS =-27.00 m- HS-UD-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



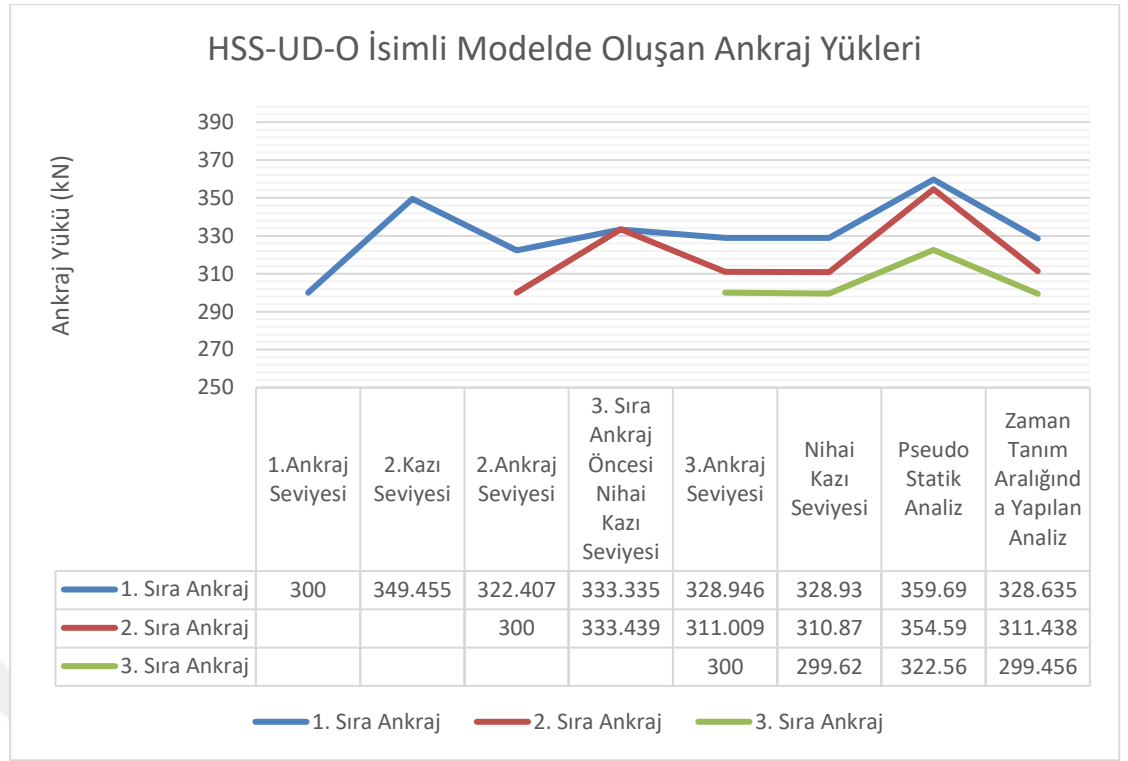
Şekil 9.24 YASS =-27.00 m- HS-D-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



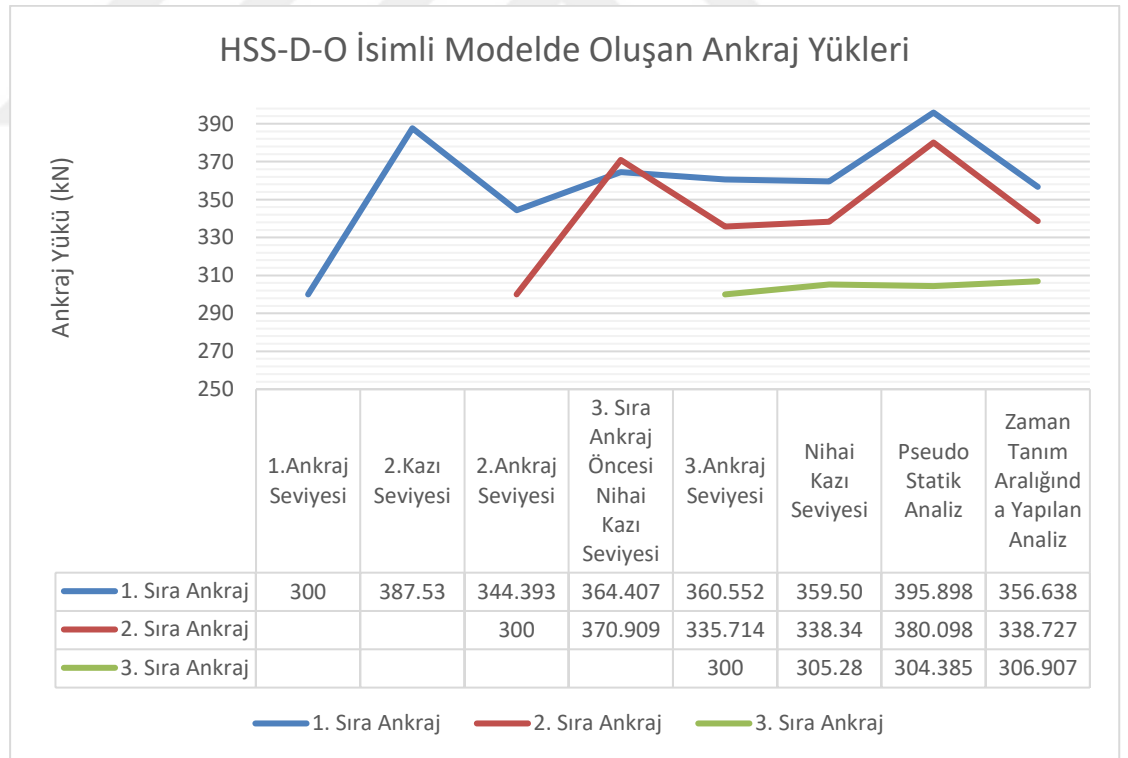
Şekil 9.25 YASS =-27.00 m- HS-UD-11.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



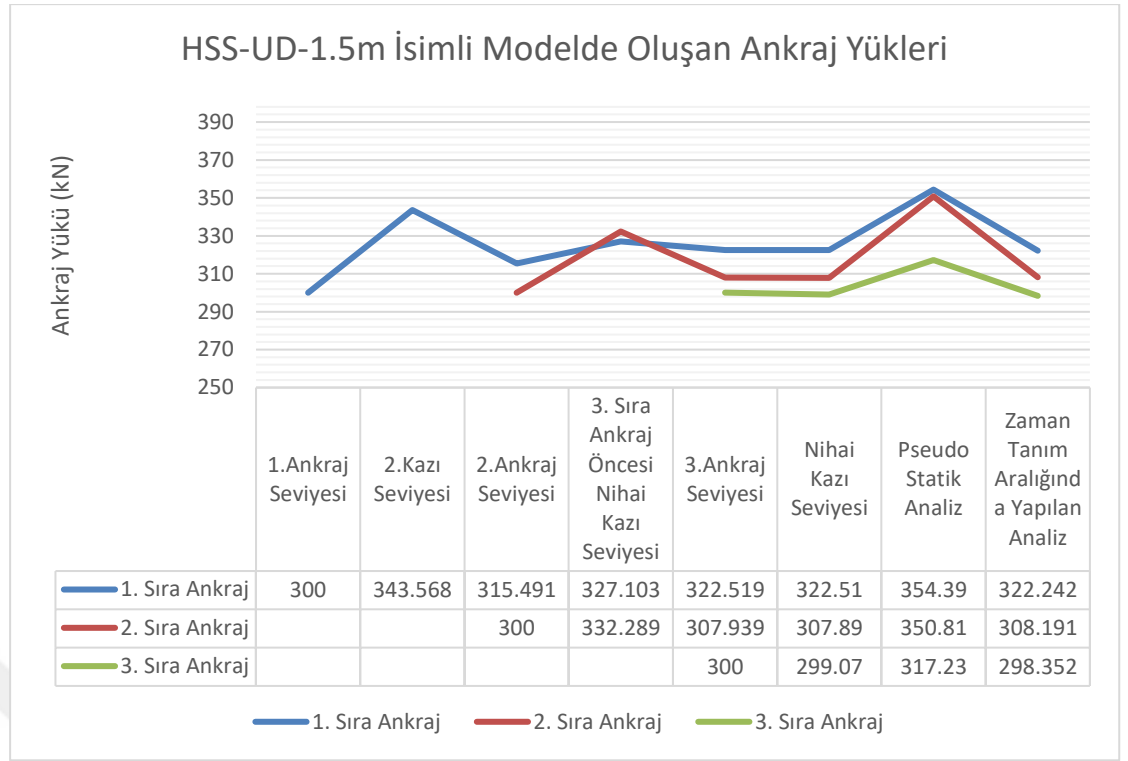
Şekil 9.26. YASS =-27.00 m- HS-D-11.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



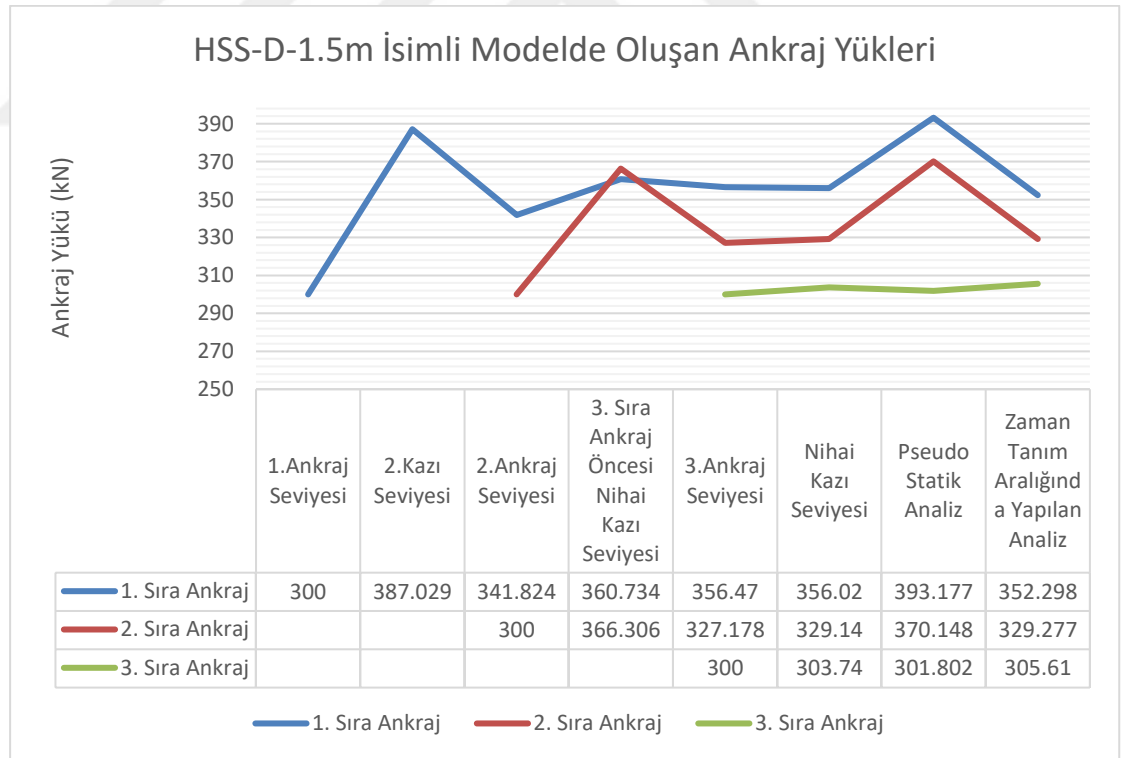
Şekil 9.27 YASS =-27.00 m- HSS-UD-O isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



Şekil 9.28 YASS =-27.00 m- HSS-UD-1.5 isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



Şekil 9.29 YASS =-27.00 m- HSS-UD-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.



Şekil 9.30 YASS =-27.00 m- HSS-D-1.5m isimli modelde oluşan ankraj gerilmeleri.

Yapılan analizler sonucunda ;

- Tüm modelleme çalışmalarında ankraj imalatlarından sonraki kazı kademesinde ankraj yüklerinde ortalama %50'ye yakın yük artışı olmuştur.
- YASS'nin -27.00 m olduğu durumda HS, MC ve MC-Eur zemin bünye modelleriyle yapılan analizlerde öngörülen 3 halatlı ankraj sistemi elastik sınırlar içerisinde kalmıştır ancak 2. kazı kademesinde 1. sıra ankrajlarda elastik sınırlar güvenlik sınırı dahilinde aşılmıştır. Bu durumun önüne geçmek için ankraj kademelerindeki mesafeler azaltılıp oluşabilecek deformasyonlar azaltılarak önüne geçilebileceği düşünülmektedir.
- Sahada yapılan analizlerde drenajlı durumda ankraj yükleri drenajsız duruma göre daha yüksek çıkmıştır.
- HS ve HSS zemin bünye modelleriyle yapılan pseudo-statik analizlerde ankraj yüklerinin aşıldığı görülmektedir. Pseudo-statik analiz sonuçlarına göre dinamik tasarım yapılması durumunda ankraj halat adedinin 4'e çıkarılması önerilmektedir.

Genel stabilite analizlerini yapabilmek için PLAXIS içerisinde bulunan mukavemet azaltma yöntemi tercih edilmiştir.

Mukavemet azaltma yöntemi zeminin mühendislik parametrelerinin göçme gerçekleşene kadar kademeli olarak azaltılması ve göçme gerçekleştiği anda bulunan zeminin mühendislik parametrelerinin ilk durumla karşılaştırılması sonucu oluşan güvenlik sayılarının belirlenmesi esası ile çalışır.

Çalışma kapsamında genel stabilite analizleri özet tabloları Tablo 9.5'te gösterilmiştir.

Tablo 9.5 YASS=-27.00 m- Nihai kazı aşamasında genel stabilite analizleri güvenlik sayıları.

	Gerilme Deformasyon							
	MC-Eur		MC		HS		HSS	
	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız	Drenajlı	Drenajsız
Ortalama Zemin Parametreleriyle Yapılan Modeller	2.54	2.57	2.54	2.57	2.52	2.58	2.52	2.58
SPT-N Deney Aralığına Göre Hazırlanan Modeller	2.43	2.55	2.43	2.55	2.46	2.55	2.46	2.55

10. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Günümüzde kentlerde yapılaşmanın hızlıca artması sonucu olarak yapılaşmaya elverişsiz arazilerde üstyapı ve altyapı inşasına gerek duyulmaktadır. Yapı zemin etkileşiminin bir sonucu olarak yapılaşmaya elverişsiz arazilerdeki inşaat çalışmaları birçok problemi beraberinde getirmektedir. Ayrıca, killi zeminlerde genel olarak dinamik etkilerle beraber yumuşama davranışı, suya doygun gevşek kumlarda ise sıvılaşma davranışı baskın olmaktadır. Meydana gelen deformasyonların yapılara büyük hasarlar verebildiği doğal afetler de ülkemizde sıklıkla yaşanmaktadır.

Yerleşimin yoğun olduğu kentlerde karşılaşılan zemin profilleri sıklıkla uygun şev açıları vererek kazı yapılmasına müsaade etmemektedir. Bu sebeple çoğu zaman iksa sistemlerine ihtiyaç duyulmaktadır. Derin kazılarla beraber ortaya çıkabilecek komşu parseldeki deformasyonların kontrol edilmesi ve mevcut parseldeki inşaat sırasındaki can güvenliğinin sağlanması amacı ile iksa sistemleri tercih edilmektedir.

Bu çalışmada zemin davranış analizlerinde iksa sistemlerinin zemin bünye modellerinin durumuna göre değişimler incelenmiştir. 3 farklı zemin bünye modeli üzerinden statik ve dinamik şartlarda toplam 24 modelleme çalışması yapılmıştır. Zeminin doğrusal olmayan davranışını dikkate alan pekleşen zemin modeli (HS) ve küçük gerinim rijitliği ile pekleşen zemin modeli (HSS) ile hızlı sonuç alınabilen Mohr-Coulomb zemin bünye modeli (MC) kullanılmıştır.

Arazide gözlemlenen zemin türleri, özellikleri ve tabakaların ardalanmaları detayları ile incelenerek, zemin profillerinde hem kohezyonlu hemde kohezyonsuz zeminlere rastlanması sebebiyle kohezyonsuz zeminlerin hem drenajlı hemde drenajsız şartlardaki davranışları dikkate alınmıştır.

Mevcut sondajlarda yeraltı su seviyesi -27.00 m derinliğinde bulunmuştur. Bu bağlamda tüm modelleme çalışmalarında yeraltı su seviyesi -27.00 m olarak entegre edilmiştir.

Sonuç olarak hem dinamik hem de statik koşullar hem drenajlı hemde drenajsız durum için incelenmiş olup detaylı sonuçlar Bölüm 9'da açıklanmıştır.

Analiz sonuçlarına göre;

- Zemin birimlerinin ayrıntılı modellenmesinin etkisinin araştırılması için SPT derinliklerinde alınan örneklerden direkt laboratuvarda edilen zemin özellikleri kullanılmış, bu bilginin mevcut olmadığı durumlarda ise literatürde mevcut çeşitli zemin özelliği-SPT-N korelasyonlarına göre zeminlerin mühendislik parametreleri seçilmiştir. Zemin birimlerinin drenajlı ve drenajsız kayma dayanım parametrelerini belirlemek için de aynı yol takip edilmiştir.

- Zemin tabakalarının ayrıntılı modellenmesi sonucunda iksa düşey destekleme sistemindeki deformasyonların, kesme kuvvetlerinin, momentlerin, yatay destekleme sistemlerinde gerilmelerin, kazı arkasında deformasyonların arttığı gözlemlenmiştir.
- Tüm analizlerde MC zemin bünye modeli kazı tabanında en yüksek deformasyonu vermiştir.
- HSS zemin bünye modeli en düşük yatay deformasyonu vermiştir. Bunun temel sebebinin küçük birim deformasyonda tanımlanan kayma modülünün yüksek olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.
- SPT derinlik aralıklarına göre belirlenen zemin mühendislik parametreleriyle yapılan analizler ile ortalama mühendislik parametreleriyle yapılan analizler moment ve kesme kuvveti yönünden benzer sonuçlar vermiştir, ancak genel olarak SPT-N'e göre belirlenen zemin mühendislik parametreleriyle yapılan analizlerde daha yüksek değerler elde edilmiştir.
- YASS'nin -27.00 m olduğu durumda yapılan drenajsız analizler drenajlı analizlerden daha yüksek deformasyon değerleri vermiştir.
- Teorik olarak planlanan 9.00 metrelik kazıda maksimum yanal deformasyon 45 mm olduğu düşünüldüğünde yapılan analizler sonucunda yeraltı su seviyesinin -27.00 metre kotunda olduğu durumda MC zemin bünye modeli dışında diğer zemin bünye modelleriyle yapılan analizler 45 mm sınırının altında kalmıştır. HS ve HSS bünye modeli sonuçlarına göre oluşan maksimum deformasyon 23.40 mm olup bu değer %2.60'a tekabül etmektedir.
- Drenajlı ve drenajsız deformasyon sonuçları incelendiğinde drenajsız analizlerde deformasyon değerlerinin daha yüksek olduğu gözlemlenmiştir. Bununla birlikte kazık sisteminde oluşan kesme kuvveti ve moment değerleri incelendiğinde, HS ve HSS modellerinde oluşan kesme kuvvetlerinin dışında , drenajsız analizlerde daha yüksek kesit tesirleri elde edilmiştir. Bu bağlamda idealize zemin profilinde sıklıkla rastlanılan kil birimler için kritik davranışın kısa dönem(drenajsız) davranışı olduğu belirlenmiştir.
- Dinamik analiz sonuçlarına göre neredeyse tüm analizlerde drenajlı koşullarda daha yüksek deformasyon değerleri elde edilmiştir.
- HS zemin modeli ile yapılan pseudo-statik analizden hem drenajlı hem drenajsız koşullarda en yüksek deformasyon değerleri elde edilmiştir. Yapılan analizler sonucunda en yüksek deformasyon değeri drenajlı durumda elde edilmiştir. Maksimum deformasyon 100.11 mm olup bu değer %11.12'ye tekabül etmektedir.

- Zaman tanım aralığında doğrusal olmayan ve pseudo-statik sonlu elemanlar analizlerine göre pseudo-statik analiz sonuçlarının daha kritik olduğu gözlemlenmiştir. Bununla birlikte HS zemin bünye modeli ile yapılan pseudo-statik analizlerde daha yüksek deformasyon değerleri elde edilmiştir.
- Zaman tanım aralığında doğrusal olmayan dinamik analizlerde dinamik etki göreceli olarak daha az etkin olmuştur.
- Hem drenajlı hem drenajsız dinamik koşullarda en yüksek kesit tesirleri HS zemin bünye modeli ile yapılan pseudo-statik analizlerden elde edilmiştir.
- Ankrajlar üzerinde dinamik etkiler sebebiyle ankraj gerilmelerinde artış gerçekleşmiştir. Bu artış pseudo-statik analizlerde daha belirgin görülmektedir. 3 halatlı olarak planlanan sistem statik koşullarda yeterlidir ama dinamik tasarıma ihtiyaç duyulması durumunda ankraj halat sayısı arttırılmalı veya yatayda ve/veya düşeyde ankraj aralıkları düşürülmelidir.

Yapılan laboratuvar ölçümlerinin ve imalat öncesi saha deneylerinin sahadaki mevcut koşulları tamamen yansıtamayacağı aşıkardır bu nedenle iksa sistemlerin sağlığını doğrudan etkileyen imalat aşamasındaki ölçümler hayati öneme sahip bir zorunluluktur. Hesaplama aşamasında öngörülmeleyen bir durum veya ölçüm alınması durumunda geri analiz yapılarak sistemdeki problemler giderilmelidir. Sonuç olarak, iksa sistemlerinin doğru tasarımı ile gerek statik gerekse dinamik şartlar altında kazı içerisinde ve çevresinde güvenli imalat yapılması mümkün olacaktır.

11. KAYNAKÇA

- AASHTO**, 2007, AASHTO LRFD Bridge Design Specifications: SI Unit 4th Edition 2007 In American Association of State Highway and Transportation Officials
- Afad ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı**, 2018, TÜRKİYE Bina Deprem Yönetmeliği 30364(1) <https://www.afad.gov.tr/>
- Aktan, E.**, 2014, Numerical Analysis Of Prestressed Anchored Pile Wall: Shoring System In Front Of Historic Building In Hilton İstanbul Bomonti Hotel And Conference Center Project İstanbul Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, 177
- Alkaya, D., ve Yeşil, B.**, 2010, Excel Vba İle Ankrajlı Ve Ankrajsız İksa Yapısı Tasarımı Yapı Teknolojileri Elektronik Dergisi
- Alpan, I.**, 1970, The geotechnical properties of soils Earth-Science Reviews, 6(1), 5–49 [https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0012-8252\(70\)90001-2](https://doi.org/https://doi.org/10.1016/0012-8252(70)90001-2)
- Bahadır, A. A.**, 2017, DERİN Kazi DesteSistemi TasarimindaZeminModeliSeçimi :Bir VakAnalizi Soil Model Selection on Deep Excavation Support System Design : a Case Study 583–590
- Bica, A. V.D., ve Clayton, C. R. I.**, 1993, The preliminary design of free embedded cantilever walls in granular soil Retaining Structures. Proc. Conference, Cambridge, 1992
- Bilgin, Ö.**, 2010, Numerical studies of anchored sheet pile wall behavior constructed in cut and fill conditions Computers and Geotechnics, 37(3), 399–407 <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2010.01.002>
- Bowles, J. E.**, 1988, Foundation analysis and design
- BSI**, 1989, BS 8081: 1989: Code of practice for ground anchorages BSI London, UK
- BSI**, 2015, BS 8081: 2015: Code of practice for ground anchorages BSI London, UK
- Castaldo, P., and De Iuliis, M.**, 2014, Effects of deep excavation on seismic vulnerability of existing reinforced concrete framed structures Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 64, 102–112 <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2014.05.005>
- Çevre ve Şehircilik Bakanlığı** , 2018, Kazı Güvenliği ve Alınacak Önlemler genelgesi.

- De Mello, V. F. B.**, 1971, The standard penetration test Proc. 4th Pan American Conf. on SMFE, 1
- Do, T. N., Ou, C. Y., and Chen, R. P.**, 2016, A study of failure mechanisms of deep excavations in soft clay using the finite element method Computers and Geotechnics, 73, 153–163 <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2015.12.009>
- Dong, Y., Burd, H. J., and Houlsby, G. T.**, 2017, Finite element study of deep excavation construction processes Soils and Foundations, 57(6), 965–979 <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2017.08.024>
- Engin, T.**, 2019, Finite Element Analysis of A Deep Excavation: A Case Study ODTÜ, Yüksek Lisans Tezi, 138
- Erdem, K.**, 2016, Derin Kazı Modellemesi ve Maliyet Hesabı January 2016, 0–13 <https://doi.org/10.5505/2015geoteknik.s080>
- Erol, A. O., and Bayram, Ç. Z.**, 2014, GEOTEKNMühendisliğinde SahaDeneyleri 278 <https://www.yukselproje.com.tr/geoteknik-muhendisliginde-saha-deneyleri.html>
- FHWA IF-99-015**, 1999, Geotechnical engineering Circular No. 4 Ground anchors and anchored systems Washington DC, US DEPARTMENT OF TRANSPORTATION Federal Highway Administration
- Gazetas, G., Garini, E., and Zafeirakos, A.**, 2016, Seismic analysis of tall anchored sheet-pile walls Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 91(October), 209–221 <https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2016.09.031>
- Harahap, S. E., and Ou, C. Y.**, 2020, Finite element analysis of time-dependent behavior in deep excavations Computers and Geotechnics, 119(October 2019), 103300 <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2019.103300>
- Hatanaka, M., and Uchida, A.**, 1996, Empirical Correlation Between Penetration Resistance and Internal Friction Angle of Sandy Soils Soils and Foundations, 36(4), 1–9 https://doi.org/https://doi.org/10.3208/sandf.36.4_1
- Hatinoğlu, M. S.**, 2021, Derin Kazı Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Modellenmesi ve Analizi Karadeniz Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, 112
- Imazu, M.**, 1986, Dynamic shear modulus and damping of gravel materials The 21st Japan National Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 509–512
- Kawa, M., Bagińska, I., and Wyjadłowski, M.**, 2019, Reliability analysis of sheet pile wall in spatially variable soil including CPTu test results Archives of Civil and Mechanical Engineering, 19(2), 598–613 <https://doi.org/10.1016/j.acme.2018.10.007>

- Ko, Y. Y., and Yang, H. H.**, 2019, Deriving seismic fragility curves for sheet-pile wharves using finite element analysis *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 123(March), 265–277
<https://doi.org/10.1016/j.soildyn.2019.05.014>
- Kokusho, T.**, 1987, In-situ dynamic soil properties and their evaluations *Proc. 8th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*
- Liao, S. S. C., and Whitman, R. V.**, 1986, Overburden correction factors for SPT in sand *Journal of Geotechnical Engineering*
[https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9410\(1986\)112:3\(373\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9410(1986)112:3(373))
- Likitlersuang, S., Surarak, C., Wanatowski, D., Oh, E., and Balasubramaniam, A.**, 2013, Finite element analysis of a deep excavation: A case study from the Bangkok MRT *Soils and Foundations*, 53(5), 756–773
<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2013.08.013>
- Lim, A., and Ou, C. Y.**, 2017, Stress paths in deep excavations under undrained conditions and its influence on deformation analysis *Tunnelling and Underground Space Technology*, 63, 118–132
<https://doi.org/10.1016/j.tust.2016.12.013>
- Lim, A., Ou, C. Y., and Hsieh, P. G.**, 2010, Evaluation of clay constitutive models for analysis of deep excavation under undrained conditions *Journal of GeoEngineering*, 5(1), 9–20
[https://doi.org/10.6310/jog.2010.5\(1\).2](https://doi.org/10.6310/jog.2010.5(1).2)
- Özberk, B. S.**, 2009, Ankraj Destekli Derin İksalarda Deformasyonların İncelenmesi Yıldız Teknik Üniversitesi
- PLAXIS**, 2020, PLAXIS Connect Edition V20.03 - Material Models Manual 1–268
- Poulos, H. G., and Small, J. C.**, 2000, Development of design charts for concrete pavements and industrial ground slabs *In Design applications of raft foundations* (pp. 39–70) Thomas Telford Publishing
- Ram, A. K.**, 2019, Numerical Analysis of Sheet Pile Wall with Pond Ash as Backfill Material . *Numerical Analysis of Sheet Pile Wall with Pond Ash as Backfill Material* October 2017
- Schmertmann, J. H.**, 1975, Measurement of in situ shear strength, *SOA Report Proceedings, ASCE Spec. Conference on In Situ Measurement of Soil Properties*, Raleigh, NC, 1975, 2, 57–138
- Şen, B.**, 2021, Bir Ankrajlı İksa Sistemi Geoteknik Tasarımında Malzeme Modeli Etkisinin İncelenmesi ve Aletsel Ölçüm Sonuçları İle Karşılaştırılması İstanbul Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, 167
- Sheth, A. K., and Raghavani, R.**, n.d. Comparison of Conventional Method with

- Singh, V. P., and Babu, G. L. S.,** 2010, 2D Numerical simulations of soil nail walls Geotechnical and Geological Engineering, 28(4), 299–309 <https://doi.org/10.1007/s10706-009-9292-x>
- Sorensen, K. K., and Okkels, N.,** 2013, Correlation between drained shear strength and plasticity index of undisturbed overconsolidated clays 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Challenges and Innovations in Geotechnics, ICSMGE 2013, 1(1957), 423–428
- Sowers, G. F.,** 1979, Introductory Soil Mechanics \& Foundations Geotechnical Engineering, 92, 114–117
- Stroud, D., and Hui, P. M.,** 1988, Nonlinear susceptibilities of granular matter Phys. Rev. B, 37(15), 8719–8724 <https://doi.org/10.1103/PhysRevB.37.8719>
- Stroud, M. A.,** 1974, The standard penetration test in insensitive clays and soft rocks Proceedings of the 1st European Symposium on Penetration Testing, Stockholm, Sweden, 2(2), 367–375
- Tang, L., Cong, S., Xing, W., Ling, X., Geng, L., Nie, Z., and Gan, F.,** 2018, Finite element analysis of lateral earth pressure on sheet pile walls Engineering Geology, 244(July), 146–158 <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2018.07.030>
- TBDY,** 2018, Turkish Building Earthquake Code Disaster and Emergency Management Presidency, 416 <http://www.resmigazete.gov.tr/eskiler/2018/03/20180318M1.pdf>
- Terzaghi, K.,** 1943, Theoretical Soil Mechanics In Theoretical Soil Mechanics <https://doi.org/10.1002/9780470172766>
- Terzaghi, K., and Peck, R. B.,** 1967, Soil mechanics in engineering practice
- Uçar, G.,** 2020, Öngermeli Ankrajlı Kesişen Kazıklı İksa Sistemi: Bir Vaka Analizi ve Nümerik Olarak İncelenmesi İstanbul Teknik Üniversitesi, 169 <http://www.akrabjuara.com/index.php/akrabjuara/article/view/919>
- Wang, N., Wang, G., Chen, G., Li, X., Ji Yi, F., and Liu, N.,** 2020, Finite element analysis of unloading sheet pile wharf with ABAQUS IOP Conference Series: Earth and Environmental Science, 567(1) <https://doi.org/10.1088/1755-1315/567/1/012004>
- Yılmaz, D. T.,** 2019, Bir İksa Sisteminin İki ve Üç Boyutlu Sonlu Elemanlar Yöntemi ile Çözülmesi ve Saha Ölçümleri İle Karşılaştırılması İstanbul Teknik Üniversitesi, 78

- Zdravković, L., Taborda, D. M. G., Potts, D. M., Jardine, R. J., Sideri, M., Schroeder, F. C., Byrne, B. W., McAdam, R., Burd, H. J., Houlsby, G. T., Martin, C. M., Gavin, K., Doherty, P., Igoe, D., Muirwood, A., Kallehave, D., and Skov Gretlund, J.,** 2015, Numerical modelling of large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications *Frontiers in Offshore Geotechnics III - Proceedings of the 3rd International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, ISFOG 2015, June*, 759–764 <https://doi.org/10.1201/b18442-105>
- Zeinkiewicz, O., and Too, J.,** 1972, The Finite Prism in Analysis of Thick Simply Supported Bridge Boxes. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers* <https://doi.org/10.1680/iicep.1972.5407>
- Zhang, D. M., Xie, X. C., Li, Z. L., and Zhang, J.,** 2020, Simplified analysis method for predicting the influence of deep excavation on existing tunnels *Computers and Geotechnics*, 121, (October 2019) <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2020.103477>
- Zhao, W., Du, C., Sun, L., and Chen, X.,** 2019, Field measurements and numerical studies of the behaviour of anchored sheet pile walls constructed with excavating and backfilling procedures *Engineering Geology*, 259(July 2018), 105165 <https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.105165>

TEŞEKKÜR

Sayın danışman hocalarım Doç.Dr. Tuğba ESKİŞAR TEFÇİ ve Prof. Dr. Selim ALTUN 'a, tez çalışmamda yaptıkları katkılardan dolayı teşekkür ederim.

Öğrenim süresince bana çok emeği geçen Ege Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü'nün tüm öğretim üyelerine ve öğretim görevlilerine içten bir teşekkürü borç biliyorum. Ayrıca benden desteklerini esirgemeyen Dr. İnş. Müh. Muhammed Mahmudi ve İnş. Yük. Müh. Rabia Eke Doğan'a teşekkür ederim.



ÖZGEÇMİŞ

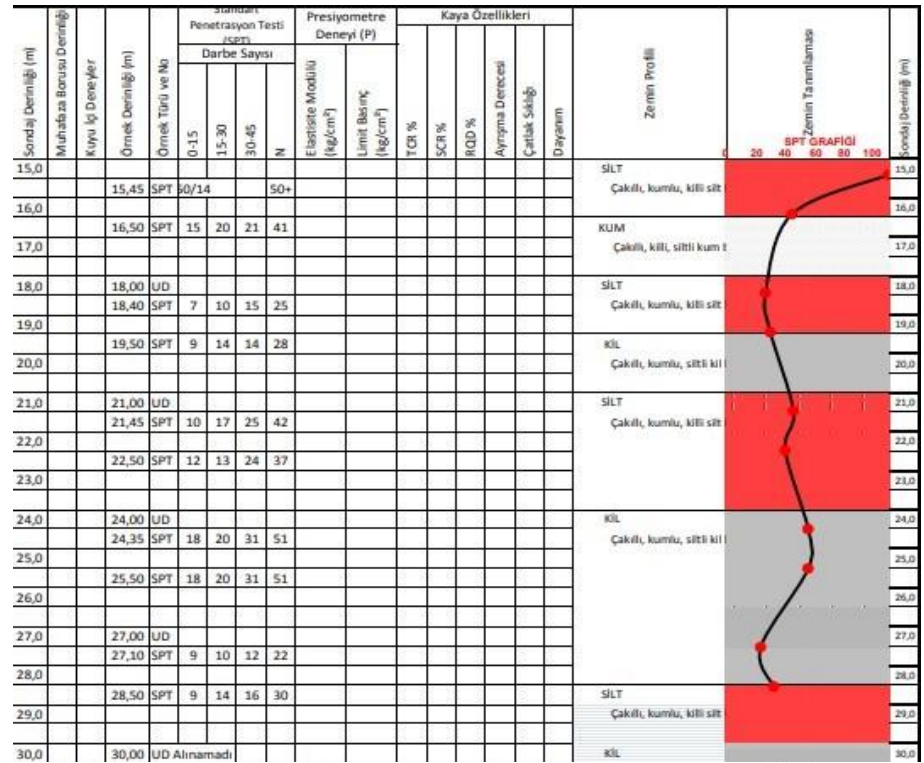
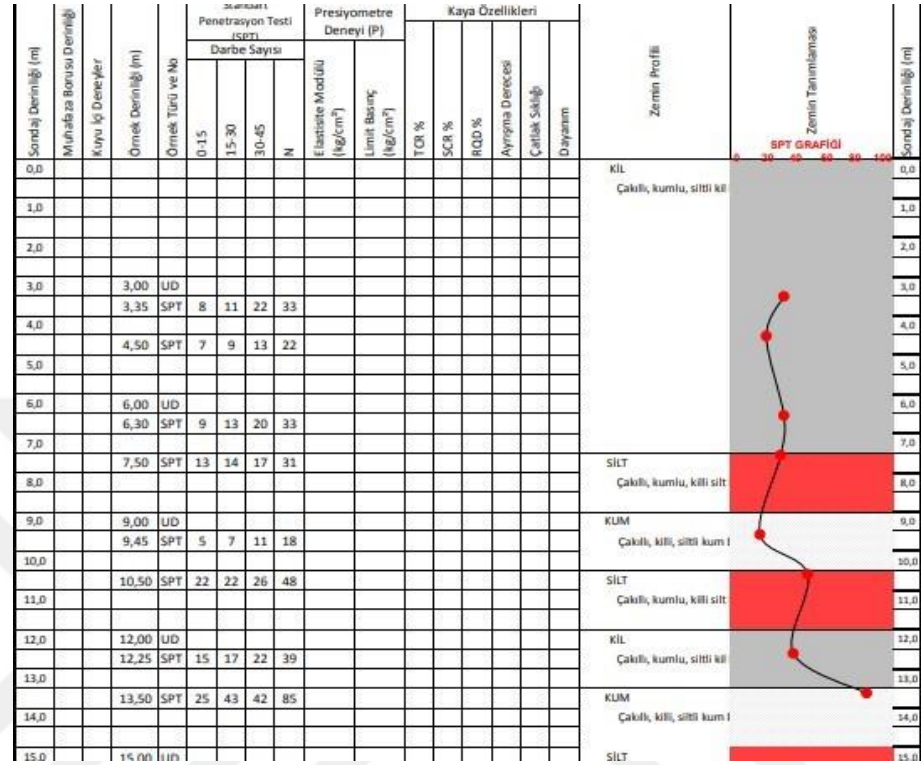
İlköğretimini ve Ortaöğretimini Şeker İlköğretim Okulu'nda tamamladı. Lise öğretimini Atatürk Anadolu Lisesi'nde tamamladı. 2018 yılında Anadolu Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İngilizce İnşaat Mühendisliği Bölümü'nden İnşaat Mühendisi unvanı ile mezun oldu. 2019 yılında Ege Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'nda yüksek lisans programına başladı. Halihazırda özel sektörde profesyonel meslek yaşantısını sürdürmektedir.



EKLER

EK-A Sahada yapılan SPT deneyi sonuçları

EK-A-1 Sk-1 kuyusu SPT deney sonuçları



Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği (m)	Kuyu İç Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basıncı (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sıklığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
30,0			30,00	SPT	23	19	22	41											
31,0																			
32,0			31,50	SPT	48	50/14		50+											
33,0			33,00	UD															
34,0			33,45	SPT	11	9	11	20											
35,0			34,50	SPT	13	12	12	24											
36,0			36,00	UD															
37,0			36,45	SPT	12	17	17	34											
38,0			37,50	SPT	15	15	20	35											
39,0			39,00	UD															
40,0			39,20	SPT	14	16	18	34											
41,0			40,50	SPT	10	22	38	60											
42,0			42,00	UD															
43,0			42,25	SPT	34	46	50/1	50+											
44,0			44,00	SPT	21	11	25	36											
45,0																			
Kıvam Durumu (İnce Tanelli)					Sıklık (İri Tanelli)					Oranlar					Kırıklar/30cm				
N 0-2 Çok Yumuşak					N 0-4 Çok Gevşek					0-10 % Pek az					<1 Seyrek				
N 3-4 Yumuşak					N 5-10 Gevşek					10-20 % Az					1-2 Orta				
N 5-8 Orta Katı					N 11-30 Orta Sıkı					20-35 % Çok					2-10 Sık				
N 9-15 Katı					N 31-50 Sıkı					35-50 % Ve					10-20 Çok Sık				
N 16-30 Çok Katı					N >50 Çok Sıkı										>20 Parçalı				
N >30 Sert																			
Dayanıklılık					Ayrışma Derecesi					Kaya Kalitesi Tanımı (RQD)					Kısaltmalar				
I Çok Zayıf					I Taze					0-25 % Çok Kötü					UD Örselenmemiş, OS Örselenmiş				
II Zayıf					II Az Ayrışmış					25-50 % Kötü					TCR Toplam Karot Yüzdesi				
III Orta					III Orta Ayrışmış					50-75 % Orta					TSCR Çapını Koruyan Karot %				
IV Dayanımlı					IV Çok Ayrışmış					75-90 % İyi					VST Veyn Deneyi				
V Çok Dayanımlı					V Tamamen Ayrışmış					90-100 % Çok İyi					BST Basıncı Su Deneyi				
					VI Kalıntı										K/C Karot Örneği				

EK-A-2 Sk-2 kuyusu SPT deney sonuçları

Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği (m)	Kuyu İç Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm ²)	Limit Basıncı (kg/cm ²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sıklığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
0,0																			
1,0																			
2,0																			
3,0			3,00	UD															
4,0			3,30	SPT	6	9	11	20											
5,0			4,50	SPT	50/30			50+											
6,0			6,00	UD															
7,0			6,10	SPT	10	17	17	34											
8,0			7,50	SPT	15	14	17	31											
9,0			9,00	UD															
10,0			9,30	SPT	23	19	19	38											
11,0			10,50	SPT	14	20	27	47											
12,0			12,00	UD															
13,0			12,15	SPT	11	14	24	38											
14,0			13,50	SPT	21	21	23	44											
15,0			15,00	UD															

SPT GRAFİĞİ

Sonda Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği	Kuyu İç Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standard Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sonda Derinliği (m)	
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sıklığı	Dayanım				
					0-15	15-30	30-45	N												
15,0			15,40	SPT	28	17	23	40												
16,0			16,50	SPT	12	13	9	22												
17,0																				
18,0			18,00	UD																
19,0			18,20	SPT	9	9	15	24												
20,0			19,50	SPT	18	24	24	48												
21,0			21,00	UD																
22,0			21,45	SPT	8	10	17	27												
23,0			22,50	SPT	13	20	20	40												
24,0			24,00	UD																
24,0			24,45	SPT	12	14	20	34												
25,0			25,50	SPT	15	9	13	22												
26,0																				
27,0			27,00	UD																
28,0			27,40	SPT	5	4	12	16												
29,0			28,50	SPT	12	9	22	31												
30,0			30,00	UD																

KİL

Çakıllı, kumlu, siltli kil

SİLT

Çakıllı, kumlu, killi silt

KİL

Çakıllı, kumlu, siltli kil

KUM

Çakıllı, killi, siltli kum t

SPT GRAFİĞİ

Zemin Tanımlaması

Sonda Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği	Kuyu İç Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standard Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sonda Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sıklığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
30,0			30,10	SPT	9	30	22	52									KUM	30,0	
31,0																	Çakıllı, killi, siltli kum t	31,0	
32,0			31,50	SPT	7	7	25	32										32,0	
33,0			33,00	UD														33,0	
33,0			33,35	SPT	10	13	15	28									KİL	33,0	
34,0			34,50	SPT	9	9	15	24									Çakıllı, kumlu, siltli kil	34,0	
35,0																	SİLT	35,0	
36,0			36,00	SPT	10	10	16	26									Çakıllı, kumlu, killi silt	36,0	
37,0			36,00	SPT	10	10	16	26									KİL	37,0	
37,0			37,50	SPT	8	14	23	37									Çakıllı, kumlu, siltli kil	37,0	
38,0																	SİLT	38,0	
39,0			39,00	UD													Çakıllı, kumlu, killi silt	39,0	
39,0			39,25	SPT	13	16	33	49										40,0	
40,0			40,50	SPT	18	40	48	88										41,0	
41,0																		42,0	
42,0			42,00	UD														43,0	
42,0			42,25	SPT	15	15	26	41										44,0	
43,0																		45,0	
44,0			44,00	SPT	8	11	17	28									KİL	44,0	
45,0																	KUYU SONU	45,0	
Yeraltısuyu																			
Kıvam Durumu (İnce Tanelli)					Sıklık (İri Tanelli)					Oranlar					Kırıklar/30cm				
N 0-2 Çok Yumuşak					N 0-4 Çok Gevşek					0-10 % Pek az					<1 Seyrek				
N 3-4 Yumuşak					N 5-10 Gevşek					10-20 % Az					1-2 Orta				
N 5-8 Orta Katı					N 11-30 Orta Sıkı					20-35 % Çok					2-10 Sık				
N 9-15 Katı					N 31-50 Sıkı					35-50 % Ve					10-20 Çok Sık				
N 16-30 Çok Katı					N >50 Çok Sıkı										>20 Parçalı				
N >30 Sert																			
Dayanımlılık					Ayrışma Derecesi					Kaya Kalitesi Tanımı (RQD)					Kısaltmalar				
I Çok Zayıf					I Taze					0-25 % Çok Kötü					UD Örselenmemiş, DS Örselenmiş				
II Zayıf					II Az Ayrışmış					25-50 % Kötü					TCR Toplam Karot Yüzdesi				
III Orta					III Orta Ayrışmış					50-75 % Orta					TCR Çapına Korumalı Karot %				
IV Dayanımlı					IV Çok Ayrışmış					75-90 % İyi					VST Veyn Deneyi				
V Çok Dayanımlı					V Tamamen Ayrışmış					90-100 % Çok İyi					BST Basıncı Su Deneyi				
					VI Kalıntı										K/C Karot Örneği				

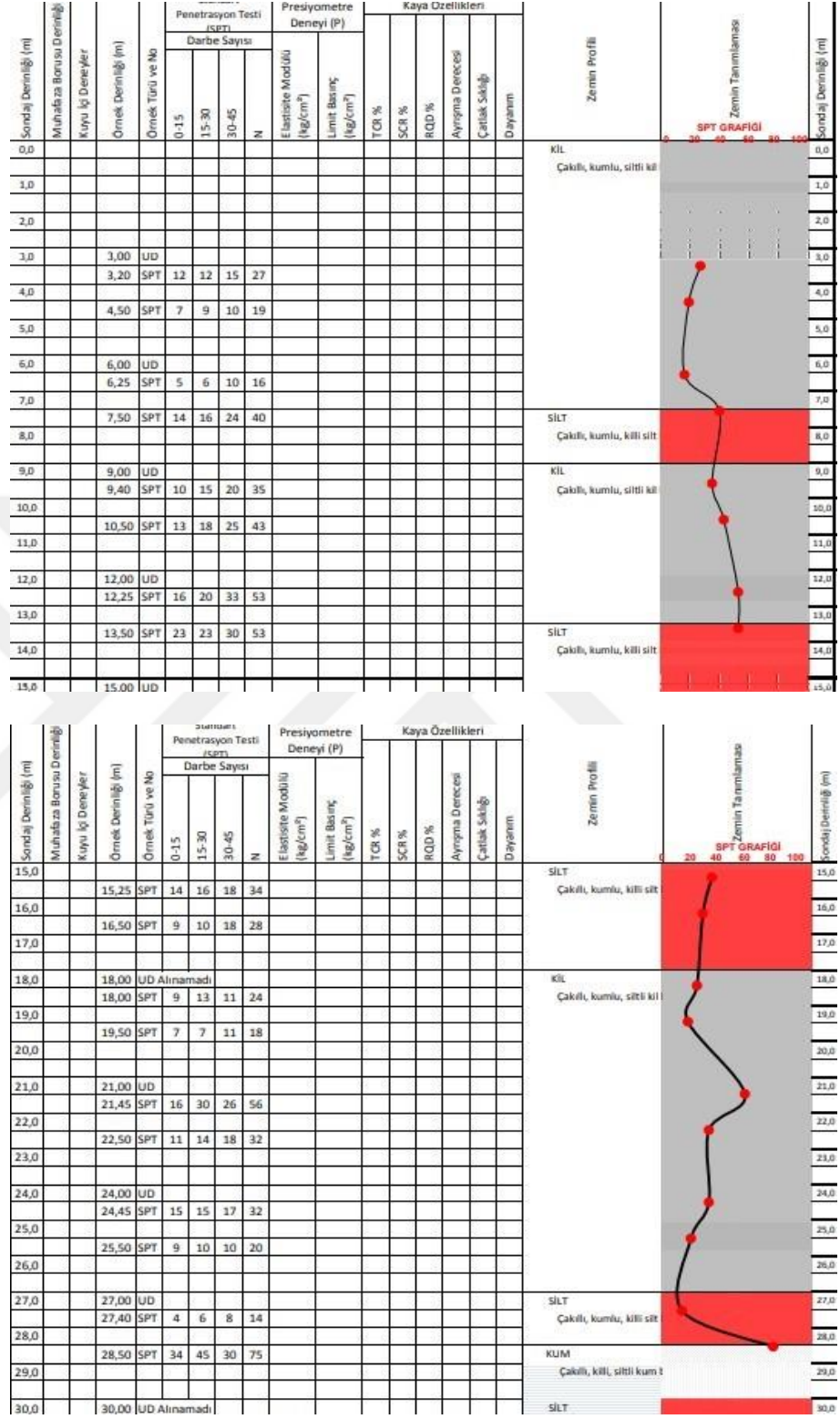
EK-A-3 Sk-3 kuyusu SPT deney sonuçları

Sondaj Derinliği (m)	Mühürata Borusu Derinliği	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri					Zemin Profili	SPT GRAFİĞİ	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)	
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basıncı (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrıştırma Derecesi	Çatlak Sıklığı					Dayanım
					0-15	15-30	30-45	N												
0,0																		0,0		
1,0																		1,0		
2,0																		2,0		
3,0			3,00	UD														3,0		
4,0			3,20	SPT	7	10	13	23										4,0		
5,0			4,50	SPT	10	10	15	25										5,0		
6,0			6,00	UD														6,0		
7,0			6,25	SPT	10	15	17	32										7,0		
8,0			7,50	SPT	15	11	10	21										8,0		
9,0			9,00	UD														9,0		
10,0			9,30	SPT	17	16	16	32										10,0		
11,0			10,50	SPT	18	20	20	40										11,0		
12,0			12,00	UD														12,0		
13,0			12,30	SPT	11	20	26	46										13,0		
14,0			13,50	SPT	30	30	24	54										14,0		
15,0			15,00	UD														15,0		

Sondaj Derinliği (m)	Mühürdeza Borusu Derinliği	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri					Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)	
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basıncı (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrıştırma Derecesi	Çatlak Sıklığı				Dayanım
					0-15	15-30	30-45	N											
15,0			15,40	SPT	26	26	18	44										15,0	
16,0			16,50	SPT	16	16	36	52										16,0	
17,0																		17,0	
18,0			18,00	UD														18,0	
19,0			18,45	SPT	7	8	10	18										19,0	
20,0			19,50	SPT	25	26	28	54										20,0	
21,0			21,00	UD														21,0	
22,0			21,40	SPT	17	25	29	54										22,0	
23,0			22,50	SPT	18	21	28	49										23,0	
24,0			24,00	UD														24,0	
25,0			24,40	SPT	16	16	20	36										25,0	
26,0			25,50	SPT	9	9	15	24										26,0	
27,0			27,00	UD														27,0	
28,0			27,26	SPT	13	18	22	40										28,0	
29,0			28,50	SPT	10	15	22	37										29,0	
30,0			30,00	UD														30,0	

Sondaj Derinliği (m)	Mühürata Borusu Derinliği	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standard Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basıncı (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sığlığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
30,0			30,35	SPT	5	8	12	20											
31,0																			
32,0			31,50	SPT	14	12	16	28											
33,0			33,00	UD															
			33,15	SPT	8	9	12	21											
34,0																			
			34,50	SPT	16	16	16	32											
35,0																			
36,0			36,00	UD															
			36,45	SPT	14	34	34	68											
37,0																			
			37,50	SPT	9	15	18	33											
38,0																			
39,0			39,00	UD															
			39,25	SPT	14	19	28	47											
40,0																			
			40,50	SPT	12	14	26	40											
41,0																			
42,0			42,00	UD															
			42,35	SPT	20	34	34	68											
43,0																			
44,0			44,00	SPT	16	17	24	41											
45,0																			
Kıvam Durumu (İnce Tanelli)					Sıklık (İri Tanelli)					Oranlar					Kırıklar/30cm				
N 0-2	Çok Yumuşak				N 0-4	Çok Gevşek				0-10 %	Pek az				<1	Seyrek			
N 3-4	Yumuşak				N 5-10	Gevşek				10-20 %	Az				1-2	Orta			
N 5-8	Orta Katı				N 11-30	Orta Sıkı				20-35 %	Çok				2-10	Sık			
N 9-15	Katı				N 31-50	Sıkı				35-50 %	Ve				10-20	Çok Sık			
N 16-30	Çok Katı				N >50	Çok Sıkı									>20	Parçalı			
N >30	Sert																		
Dayanım					Ayrışma Derecesi					Kaya Kalitesi Tanımı (RQD)					Kısaltmalar				
I	Çok Zayıf				I	Taze				0-25 %	Çok kötü				UD	Örselenmemiş, OS Örselenmiş			
II	Zayıf				II	Az Ayrışmış				25-50 %	Kötü				TCR	Toplam Karot Yüzdesi			
III	Orta				III	Orta Ayrışmış				50-75 %	Orta				TSCR	Çapına Konuşan Karot %			
IV	Dayanımlı				IV	Çok Ayrışmış				75-90 %	İyi				VST	Veyn Deneyi			
V	Çok Dayanımlı				V	Tamamen Ayrışmış				90-100 %	Çok İyi				BST	Basıncı Su Deneyi			
					VI	Kalıntı									K/C	Karot Örneği			

EK-A-4 Sk-4 kuyusu SPT deney sonuçları



EK-A-5 Sk-5 kuyusu SPT deney sonuçları

Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri					Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)	
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrıştırma Derecesi	Çatlak Sıklığı				Dayanım
					0-15	15-30	30-45	N											
0,0																		0,0	
1,0																		1,0	
2,0																		2,0	
3,0			3,00	UD														3,0	
4,0			3,15	SPT	10	10	14	24										4,0	
5,0			4,50	SPT	4	6	11	17										5,0	
6,0			6,00	UD														6,0	
7,0			6,45	SPT	7	9	11	20										7,0	
8,0			7,50	SPT	11	8	10	18										8,0	
9,0			9,00	UD														9,0	
10,0			9,25	SPT	10	14	15	29										10,0	
11,0			10,50	SPT	10	10	12	22										11,0	
12,0			12,00	UD														12,0	
13,0			12,20	SPT	14	12	17	29										13,0	
14,0			13,50	SPT	14	13	20	33										14,0	
15,0			15,00	UD														15,0	

Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği	Kuyu içi Dene yer	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri					Zemin Profili	SPT GRAFİĞİ	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)	
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrıştırma Derecesi	Çatlak Sıklığı					Dayanım
					0-15	15-30	30-45	N												
15,0																			15,0	
16,0			15,45	SPT	14	12	19	31											16,0	
17,0			16,50	SPT	10	8	15	23											17,0	
18,0			18,00	UD															18,0	
19,0			18,30	SPT	12	10	8	18											19,0	
20,0			19,50	SPT	8	12	50/1	50+											20,0	
21,0			21,00	UD Alınmadı															21,0	
22,0			21,00	SPT	46	43	23	66											22,0	
23,0			22,50	SPT	11	8	9	17											23,0	
24,0			24,00	UD Alınmadı															24,0	
25,0			24,00	SPT	12	15	35	50											25,0	
26,0			25,50	SPT	12	14	18	32											26,0	
27,0			27,00	UD															27,0	
28,0			27,45	SPT	11	11	16	27											28,0	
29,0			28,50	SPT	26	18	22	40											29,0	
30,0			30,00	UD Alınmadı															30,0	

Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği	Kuyuyu İç Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)	
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sayısı	Dayanım				
					0-15	15-30	30-45	N												
30,0			30,00	SPT	11	15	14	29												
31,0																				
32,0			31,50	SPT	32	22	32	54												
33,0			33,00	SPT	14	18	18	36												
34,0			33,00	SPT	14	18	18	36												
35,0			34,50	SPT	50/13			50+												
36,0			36,00	SPT	20	15	18	33												
37,0			36,00	SPT	20	15	18	33												
38,0			37,50	SPT	18	26	22	48												
39,0			39,00	UD																
40,0			39,20	SPT	26	50/13		50+												
41,0			40,50	SPT	26	50/13		50+												
42,0			42,00	UD																
43,0			42,45	SPT	15	15	22	37												
44,0			44,00	SPT	11	20	15	35												
45,0																				
Kıvam Durumu (İnce Tanelli)					Sıklık (İri Tanelli)					Oranlar					Kırıklar/30cm					
N 0-2 Çok Yumuşak					N 0-4 Çok Gevşek					0-10 % Pek az					<1 Seyrek					
N 3-4 Yumuşak					N 5-10 Gevşek					10-20 % Az					1-2 Orta					
N 5-8 Orta Katı					N 11-30 Orta Sıkı					20-35 % Çok					2-10 Sık					
N 9-15 Katı					N 31-50 Sıkı					35-50 % Ve					10-20 Çok Sık					
N 16-30 Çok Katı					N >50 Çok Sıkı										>20 Parçalı					
N >30 Sert																				
Dayanımlılık					Ayrışma Derecesi					Kaya Kalitesi Tanımı (RQD)					Kısaltmalar					
I Çok Zayıf					I Taze					0-25 % Çok Kötü					UD Örselenmemiş, DS Örselenmiş					
II Zayıf					II Az Ayrışmış					25-50 % Kötü					TCR Toplam Karot Yüzdesi					
III Orta					III Orta Ayrışmış					50-75 % Orta					TSCR Çapını Karayan Karot %					
IV Dayanımlı					IV Çok Ayrışmış					75-90 % İyi					VST Veyn Deneyi					
V Çok Dayanımlı					V Tamamen Ayrışmış					90-100 % Çok İyi					BST Basıncı Su Deneyi					
					VI Kalıntı										K/C Karot Örneği					

EK-A-6 Sk-6 kuyusu SPT deney sonuçları

Sondaj Derinliği (m)	Mühafaza Borusu Derinliği	Kuyu İçi Dene yer	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri					Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)	
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basıncı (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrılma Derecesi	Çatlak Sıklığı				Dayanım
					0-15	15-30	30-45	N											
0,0																			
1,0																			
2,0																			
3,0			3,00	UD															
			3,30	SPT	8	13	17	30											
4,0			4,50	SPT	3	7	8	15											
5,0																			
6,0			6,00	UD															
			6,30	SPT	13	17	22	39											
7,0			7,50	SPT	13	17	17	34											
8,0																			
9,0			9,00	UD															
			9,45	SPT	18	10	10	20											
10,0			10,50	SPT	7	10	15	25											
11,0																			
12,0			12,00	UD															
			12,20	SPT	11	20	20	40											
13,0			13,50	SPT	18	20	22	42											
14,0																			
15,0			15,00	UD															

SPT GRAFİĞİ

0

20

40

60

80

100

0,0

1,0

2,0

3,0

4,0

5,0

6,0

7,0

8,0

9,0

10,0

11,0

12,0

13,0

14,0

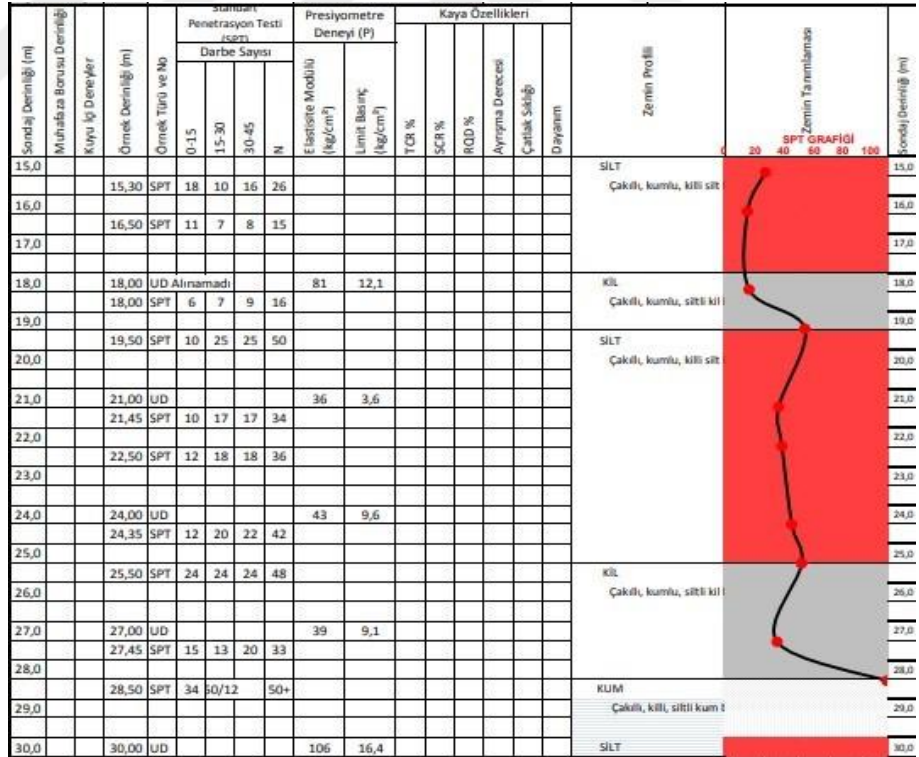
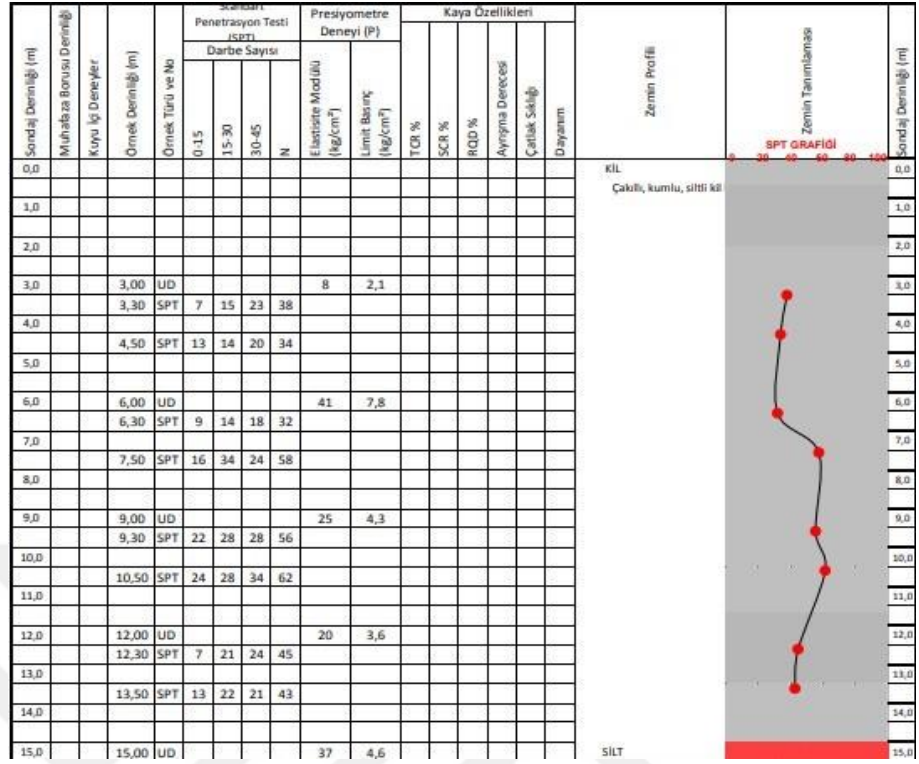
15,0

Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği (m)	Kuyu İçi Dene yer	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basıncı (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrılma Derecesi	Çatlak Sıklığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
15,0			15,30	SPT	14	18	23	41											15,0
16,0			16,50	SPT	12	12	12	24											16,0
17,0																			17,0
18,0			18,00	UD Alınmadı															18,0
19,0			18,00	SPT	14	10	10	20											19,0
20,0			19,50	SPT	11	10	11	21											20,0
21,0			21,00	UD															21,0
22,0			21,20	SPT	35	30	21	51											22,0
23,0			22,50	SPT	17	12	17	29											23,0
24,0			24,00	UD Alınmadı															24,0
25,0			24,00	SPT	25	25	30	55											25,0
26,0			25,50	SPT	11	11	16	27											26,0
27,0			27,00	UD															27,0
28,0			27,30	SPT	12	18	22	40											28,0
29,0			28,50	SPT	20	48	50/1	50+											29,0
30,0			30,00	UD															30,0

SPT GRAFİĞİ

Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sığlığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
30,0			30,30	SPT	20	24	32	56									SİLT		30,0
31,0																	Çakıllı, kumlu, kili silt		31,0
32,0			31,50	SPT	15	41	50/13	50+											32,0
33,0			33,00	UD															33,0
34,0			33,45	SPT	10	11	20	31											34,0
35,0			34,50	SPT	32	50/13	50+										KUM		35,0
36,0																	Çakıllı, kili, siltli kum I		36,0
37,0			36,00	SPT	32	26	24	50									SİLT		37,0
38,0			37,50	SPT	30	50/13	50+										KUM		38,0
39,0																	Çakıllı, kili, siltli kum I		39,0
40,0			39,00	UD															40,0
41,0			39,30	SPT	16	36	32	68									SİLT		41,0
42,0			40,50	SPT	25	50/13	50+												42,0
43,0			42,00	UD Alınamadı															43,0
44,0			42,00	SPT	26	50/13	50+												44,0
45,0			44,00	SPT	16	24	24	48									KİL	45,0	
45,0																	KUYU SONU	45,0	
45,0																	Veraltısuyu	45,0	
Kıvam Durumu (İnce Tanelli)					Sıklık (İri Tanelli)					Oranlar					Kırıklar/30cm				
N 0-2 Çok Yumuşak					N 0-4 Çok Gevşek					0-10 % Pek az					<1 Seyrek				
N 3-4 Yumuşak					N 5-10 Gevşek					10-20 % Az					1-2 Orta				
N 5-8 Orta Katı					N 11-30 Orta Sıkı					20-35 % Çok					2-10 Sık				
N 9-15 Katı					N 31-50 Sıkı					35-50 % Ve					10-20 Çok Sık				
N 16-30 Çok Katı					N >50 Çok Sıkı										>20 Parçalı				
N >30 Sert																			
Dayanım					Ayrışma Derecesi					Kaya Kalitesi Tanımı (RQD)					Kısıtlamalar				
I Çok Zayıf					I Taze					0-25 % Çok Kötü					UD Örselenmemiş, DS Örselenmiş				
II Zayıf					II Az Ayrışmış					25-50 % Kötü					TCR Toplam Karot Yüzdesi				
III Orta					III Orta Ayrışmış					50-75 % Orta					TSCR Çapını Koruyan Karot %				
IV Dayanımlı					IV Çok Ayrışmış					75-90 % İyi					VST Veyn Deneyi				
V Çok Dayanımlı					V Tamamen Ayrışmış					90-100 % Çok İyi					BST Basıncı Su Deneyi				
					VI Kalıntı										K/C Karot Örneği				

EK-A-7 Sk-7 kuyusu SPT deney sonuçları



Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlama	Sondaj Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sıklığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
30,0			30,20	SPT	42	48	36	84									SILT		30,0
31,0																	Çakıllı, kumlu, killi silt		31,0
32,0			31,50	SPT	11	18	24	42											32,0
33,0			33,00	UD Alınmadı					152	15,7									33,0
34,0			33,00	SPT	14	14	14	28									KİL		34,0
35,0			34,50	SPT	15	27	25	52									Çakıllı, kumlu, siltli kil		35,0
36,0																	SILT		36,0
37,0			36,00	UD Alınmadı					16	4,8							KİL		37,0
38,0			36,00	SPT	18	20	20	40									Çakıllı, kumlu, siltli kil		38,0
39,0			37,50	SPT	5	9	17	26									SILT		39,0
40,0																	Çakıllı, kumlu, killi silt		40,0
41,0			39,00	UD Alınmadı					84	7,7									41,0
42,0			39,00	SPT	20	20	24	44											42,0
43,0			40,50	SPT	20	50/13		50+									KUM		43,0
44,0																	Çakıllı, killi, siltli kum l		44,0
45,0			42,00	UD					66	5,6							SILT		45,0
46,0			42,35	SPT	27	42	50/1	50+									Çakıllı, kumlu, killi silt		46,0
47,0																			47,0
48,0			44,00	SPT	38	28	28	56									KUM		48,0
49,0																	KUYU SONU		49,0
50,0																	Yeraltısuyu		50,0
Kıvam Durumu (İnce Tanelli)					Sıklık (İri Tanelli)					Oranlar					Kırıklar/30cm				
N 0-2 Çok Yumuşak					N 0-4 Çok Gevşek					0-10 % Pek az					<1 Seyrek				
N 3-4 Yumuşak					N 5-10 Gevşek					10-20 % Az					1-2 Orta				
N 5-8 Orta Katı					N 11-30 Orta Sıkı					20-35 % Çok					2-10 Sık				
N 9-15 Katı					N 31-50 Sıkı					35-50 % Ve					10-20 Çok Sık				
N 16-30 Çok Katı					N >50 Çok Sıkı										>20 Parçalı				
N >30 Sert																			
Dayanım Sınıfı					Ayrışma Derecesi					Kaya Kalitesi Tanımı (RQD)					Kısaltmalar				
I Çok Zayıf					I Taze					0-25 % Çok Kötü					UD Örselenmemiş, DS Örselenmiş				
II Zayıf					II Az Ayrışmış					25-50 % Kötü					TCR Toplam Karot Yüzdesi				
III Orta					III Orta Ayrışmış					50-75 % Orta					TSCR Çapını Koruyan Karot %				
IV Dayanımlı					IV Çok Ayrışmış					75-90 % İyi					VST Veyn Deneyi				
V Çok Dayanımlı					V İstisnai Ayrışmış					90-100 % Çok İyi					H31 Kuvvetli su Deneyi				
					VI Kalıntı										K/C Karot Örneği				

EK-A-8 Sk-8 kuyusu SPT deney sonuçları

Sondaj Derinliği (m)	Mühürleze Borusu Derinliği	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	ROD %	Ayrırma Derecesi	Çatlak Sıklığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
0,0																			0,0
1,0																			1,0
2,0																			2,0
3,0			3,00	UD					57	3,7									3,0
4,0			3,45	SPT	5	8	14	22											4,0
5,0			4,50	SPT	8	12	19	31											5,0
6,0			6,00	UD					36	6,8									6,0
7,0			6,20	SPT	4	6	7	13											7,0
8,0			7,50	SPT	9	7	9	16											8,0
9,0			9,00	UD															9,0
10,0			9,45	SPT	14	18	17	35											10,0
11,0			10,50	SPT	28	40/12		50+											11,0
12,0			12,00	UD															12,0
13,0			12,20	SPT	25	20	20	40											13,0
14,0			13,50	SPT	15	17	17	34											14,0
15,0			15,00	UD					121	17,5									15,0

SPT GRAFİĞİ

</

Sondaj Derinliği (m)	Mühürleze Borusu Derinliği	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri						Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm ²)	Limit Basınç (kg/cm ²)	TCR %	SCR %	ROD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sıklığı	Dayanım			
					0-15	15-30	30-45	N											
15,0			15,20	SPT	8	11	13	24											15,0
16,0			16,50	SPT	20	14	19	33											16,0
17,0																			17,0
18,0			18,00	UD Alınmadı					38	12,6									18,0
19,0			18,00	SPT	8	8	10	18											19,0
20,0			19,50	SPT	8	11	9	20											20,0
21,0			21,00	UD					58	9,8									21,0
22,0			21,40	SPT	12	19	19	38											22,0
23,0			22,50	SPT	13	20	15	35											23,0
24,0			24,00	UD					79	16,1									24,0
25,0			24,40	SPT	11	11	24	35											25,0
26,0			25,50	SPT	12	15	19	34											26,0
27,0			27,00	UD Alınmadı					62	12,1									27,0
28,0			27,00	SPT	27	32	18	50											28,0
29,0			28,50	SPT	8	15	30	45											29,0
30,0			30,00	UD Alınmadı					77	6,6									30,0

Sondaj Derinliği (m)	Muhafaza Borusu Derinliği (m)	Kuyu İçi Deneyler	Örnek Derinliği (m)	Örnek Türü ve No	Standart Penetrasyon Testi (SPT)				Presiyometre Deneyi (P)		Kaya Özellikleri					Zemin Profili	Zemin Tanımlaması	Sondaj Derinliği (m)	
					Darbe Sayısı				Elastisite Modülü (kg/cm²)	Limit Basınç (kg/cm²)	TCR %	SCR %	RQD %	Ayrışma Derecesi	Çatlak Sığlığı				Dayanım
					0-15	15-30	30-45	N											
30,0			30,00	SPT	6	4	9	13										30,0	
31,0																		31,0	
32,0			31,50	SPT	10	8	7	15										32,0	
33,0			33,00	UD Alınamadı					12	5,3								33,0	
34,0			33,00	SPT	17	20	20	40										34,0	
35,0			34,50	SPT	28	32	27	59										35,0	
36,0			36,00	UD Alınamadı					30	7,7								36,0	
37,0			36,00	SPT	22	42	36	78										37,0	
38,0			37,50	SPT	8	12	14	26										38,0	
39,0			39,00	UD Alınamadı					50	9,3								39,0	
40,0			39,00	SPT	8	9	11	20										40,0	
41,0			40,50	SPT	11	13	20	33										41,0	
42,0			42,00	UD					7	4,5								42,0	
43,0			42,20	SPT	29	25	27	52										43,0	
44,0			44,00	SPT	10	20	32	52										44,0	
45,0																		45,0	
Kıvam Durumu (İnce Tanelli)					Sıklık (İri Tanelli)					Oranlar					Kırıklar/30cm				
N 0-2 Çok Yumuşak					N 0-4 Çok Gevşek					0-10 % Pek az					<1 Seyrek				
N 3-4 Yumuşak					N 5-10 Gevşek					10-20 % Az					1-2 Orta				
N 5-8 Orta Katı					N 11-30 Orta Sıkı					20-35 % Çok					2-10 Sık				
N 9-15 Katı					N 31-50 Sıkı					35-50 % Ve					10-20 Çok Sık				
N 16-30 Çok Katı					N >50 Çok Sıkı										>20 Parçalı				
N >30 Sert																			
Dayanım Sınıfı					Ayrışma Derecesi					Kaya Kalitesi Tanımı (RQD)					Kısaltmalar				
I Çok Zayıf					I Taze					0-25 % Çok Kötü					UD Örselenmemiş, DS Örselenmiş				
II Zayıf					II Az Ayrışmış					25-50 % Kötü					TCR Toplam Karot Yüzdesi				
III Orta					III Orta Ayrışmış					50-75 % Orta					TSCR Çapını Koruyan Karot %				
IV Dayanım Sınıfı					IV Çok Ayrışmış					75-90 % İyi					VST Veyn Deneyi				
V Çok Dayanım Sınıfı					V Tamamen Ayrışmış					90-100 % Çok İyi					BST Basınçlı Su Deneyi				
					VI Kalıntı										K/C Karot Örneği				

EK-B SPT düzeltmeleri

EK-B-1 Sk-1 kuyusu SPT düzeltmeleri

Kuyu no	Derinlik (m)	Hesap Derinliği z	Darbe Sayısı			SPT - N	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Su Altında Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yeraltı Su Seviyesi (m)	Toplam Gerilme (kN/m ²)	Efektif Gerilme (kN/m ²)	Tij Düzeltmesi	Örtü Yüklü Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Kırlf Düzeltmesi	Sondaj Çapı Düzeltmesi	N60	N(1.60)
	m	m	15 cm	30 cm	45 cm	Son 30 cm						(C _a)	(C _u)	(C _e)	(C _s)	(C _a)		
SK-1	3,35	3,80	8,00	11,00	22,00	33	19,15	9,33	28,50	72,77	72,77	0,75	1,15	0,90	1,00	1,05	23	27
	4,50	4,95	7,00	9,00	13,00	22	19,15	9,33	28,50	94,79	94,79	0,75	1,00	0,90	1,00	1,05	16	16
	6,30	6,75	9,00	13,00	20,00	33	19,15	9,33	28,50	129,26	129,26	0,95	0,86	0,90	1,00	1,05	30	25
	7,50	7,95	13,00	14,00	17,00	31	19,15	9,33	28,50	152,24	152,24	0,95	0,79	0,90	1,00	1,05	28	22
	9,45	9,90	5,00	7,00	11,00	18	19,15	9,33	28,50	189,59	189,59	0,95	0,71	0,90	1,00	1,05	16	11
	10,50	10,95	22,00	22,00	26,00	48	19,15	9,33	28,50	209,69	209,69	1,00	0,68	0,90	1,00	1,05	45	31
	12,25	12,70	15,00	17,00	22,00	39	19,15	9,33	28,50	243,21	243,21	1,00	0,63	0,90	1,00	1,05	37	23
	13,50	13,95	25,00	43,00	42,00	85	19,15	9,33	28,50	267,14	267,14	1,00	0,60	0,90	1,00	1,05	80	48
	15,45	15,90	50,00	50,00	50,00	100	19,15	9,33	28,50	304,49	304,49	1,00	0,56	0,90	1,00	1,05	95	53
	16,50	16,95	15,00	20,00	21,00	41	19,15	9,33	28,50	324,59	324,59	1,00	0,54	0,90	1,00	1,05	39	21
	18,40	18,85	7,00	10,00	15,00	25	19,15	9,33	28,50	360,98	360,98	1,00	0,51	0,90	1,00	1,05	24	12
	19,50	19,95	9,00	14,00	14,00	28	19,15	9,33	28,50	382,04	382,04	1,00	0,50	0,90	1,00	1,05	26	13
	21,45	21,90	10,00	17,00	25,00	42	19,15	9,33	28,50	419,39	419,39	1,00	0,48	0,90	1,00	1,05	40	19
	22,50	22,95	12,00	13,00	24,00	37	19,15	9,33	28,50	439,49	439,49	1,00	0,47	0,90	1,00	1,05	35	16
	24,35	24,80	18,00	20,00	31,00	51	19,15	9,33	28,50	474,92	474,92	1,00	0,45	0,90	1,00	1,05	48	22
	25,50	25,95	18,00	20,00	31,00	51	19,15	9,33	28,50	496,94	496,94	1,00	0,44	0,90	1,00	1,05	48	21
	27,10	27,55	9,00	10,00	12,00	22	19,15	9,33	28,50	527,58	527,58	1,00	0,43	0,90	1,00	1,05	21	9
	28,50	28,95	9,00	14,00	16,00	30	19,15	9,33	28,50	554,39	549,97	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	28	12
	30,00	30,45	23,00	19,00	22,00	41	19,15	9,33	28,50	583,12	563,97	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	39	16
	31,50	31,95	48,00	50,00	50,00	100	19,15	9,33	28,50	611,84	577,96	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	95	38
	33,45	33,90	11,00	9,00	11,00	20	19,15	9,33	28,50	649,19	596,16	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	19	8
	34,50	34,95	13,00	12,00	12,00	24	19,15	9,33	28,50	669,29	605,95	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	23	9
	36,45	36,90	12,00	17,00	17,00	34	19,15	9,33	28,50	706,64	624,15	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	32	13
	37,50	37,95	15,00	15,00	20,00	35	19,15	9,33	28,50	726,74	633,94	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	33	13
	39,20	39,65	14,00	16,00	18,00	34	19,15	9,33	28,50	759,30	649,80	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	32	12
	40,50	40,95	10,00	22,00	38,00	60	19,15	9,33	28,50	784,19	661,93	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	57	22
	42,25	42,70	34,00	46,00	50,00	96	19,15	9,33	28,50	817,71	678,26	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	91	34
	44,00	44,45	21,00	11,00	25,00	36	19,15	9,33	28,50	851,22	694,59	1,00	0,37	0,90	1,00	1,05	34	13

EK-B-2 Sk-2 kuyusu SPT düzeltmeleri

Kuyu no	Derinlik (m)	Hesap Derinliği z	Darbe Sayısı			SPT - N	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Su Altında Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yeraltı Su Seviyesi (m)	Toplam Gerilme (kN/m ²)	Efektif Gerilme (kN/m ²)	Tij Düzeltmesi	Örtü Yüklü Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Kırlf Düzeltmesi	Sondaj Çapı Düzeltmesi	N60	N(1.60)
	m	m	15 cm	30 cm	45 cm	Son 30 cm						(C _a)	(C _u)	(C _e)	(C _s)	(C _a)		
SK-2	3,30	3,75	6,00	9,00	11,00	20	19,32	9,50	28,50	72,45	72,45	0,75	1,15	0,90	1,00	1,05	14	16
	4,50	4,95	50,00	50,00	50,00	100	19,32	9,50	28,50	95,63	95,63	0,75	1,00	0,90	1,00	1,05	71	71
	6,10	6,55	10,00	17,00	17,00	34	19,32	9,50	28,50	126,55	126,55	0,95	0,87	0,90	1,00	1,05	31	27
	7,50	7,95	15,00	14,00	17,00	31	19,32	9,50	28,50	153,59	153,59	0,95	0,79	0,90	1,00	1,05	28	22
	9,30	9,75	23,00	19,00	19,00	38	19,32	9,50	28,50	188,37	188,37	0,95	0,71	0,90	1,00	1,05	34	24
	10,50	10,95	14,00	20,00	27,00	47	19,32	9,50	28,50	211,55	211,55	1,00	0,67	0,90	1,00	1,05	44	30
	12,15	12,60	11,00	14,00	24,00	38	19,32	9,50	28,50	243,43	243,43	1,00	0,63	0,90	1,00	1,05	36	23
	13,50	13,95	21,00	21,00	23,00	44	19,32	9,50	28,50	269,51	269,51	1,00	0,60	0,90	1,00	1,05	42	25
	15,40	15,85	28,00	17,00	23,00	40	19,32	9,50	28,50	306,22	306,22	1,00	0,56	0,90	1,00	1,05	38	21
	16,50	16,95	12,00	13,00	9,00	22	19,32	9,50	28,50	327,47	327,47	1,00	0,54	0,90	1,00	1,05	21	11
	18,20	18,65	9,00	9,00	15,00	24	19,32	9,50	28,50	360,32	360,32	1,00	0,52	0,90	1,00	1,05	23	12
	19,50	19,95	18,00	24,00	24,00	48	19,32	9,50	28,50	385,43	385,43	1,00	0,50	0,90	1,00	1,05	45	23
	21,45	21,90	8,00	10,00	17,00	27	19,32	9,50	28,50	423,11	423,11	1,00	0,48	0,90	1,00	1,05	26	12
	22,50	22,95	13,00	20,00	20,00	40	19,32	9,50	28,50	443,39	443,39	1,00	0,46	0,90	1,00	1,05	38	18
	24,45	24,90	12,00	14,00	20,00	34	19,32	9,50	28,50	481,07	481,07	1,00	0,45	0,90	1,00	1,05	32	14
	25,50	25,95	15,00	9,00	13,00	22	19,32	9,50	28,50	501,35	501,35	1,00	0,44	0,90	1,00	1,05	21	9
	27,40	27,85	5,00	4,00	12,00	16	19,32	9,50	28,50	538,06	538,06	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	15	6
	28,50	28,95	12,00	9,00	22,00	31	19,32	9,50	28,50	559,31	554,90	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	29	12
	30,10	30,55	9,00	30,00	22,00	52	19,32	9,50	28,50	590,23	570,10	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	49	20
	31,50	31,95	7,00	7,00	25,00	32	19,32	9,50	28,50	617,27	583,40	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	30	12
	33,35	33,80	10,00	13,00	15,00	28	19,32	9,50	28,50	653,02	600,97	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	26	11
	34,50	34,95	9,00	9,00	15,00	24	19,32	9,50	28,50	675,23	611,90	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	23	9
	36,00	36,45	10,00	10,00	16,00	26	19,32	9,50	28,50	704,21	626,15	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	25	10
	37,50	37,95	8,00	14,00	23,00	37	19,32	9,50	28,50	733,19	640,40	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	35	14
	39,25	39,70	13,00	16,00	33,00	49	19,32	9,50	28,50	767,00	657,02	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	46	18
	40,50	40,95	18,00	40,00	48,00	88	19,32	9,50	28,50	791,15	668,90	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	83	31
	42,25	42,70	15,00	15,00	26,00	41	19,32	9,50	28,50	824,96	685,52	1,00	0,37	0,90	1,00	1,05	39	14
	44,00	44,45	8,00	11,00	17,00	28	19,32	9,50	28,50	858,77	702,15	1,00	0,37	0,90	1,00	1,05	26	10

EK-B-3 Sk-3 kuyusu SPT düzeltmeleri

Kuyu no	Derinlik (m)	Hesap Derinliği z	Darbe Sayısı			SPT - N	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Su Altında Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yeraltı Su Seviyesi (m)	Toplam Gerilme (kN/m ²)	Efektif Gerilme (kN/m ²)	Tij Düzeltmesi	Örtü Yüklü Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Kılf Düzeltmesi	Sondaj Çapı Düzeltmesi	N60	N(1.60)
	m	m	15 cm	30 cm	45 cm	Son 30 cm						(C _a)	(C _a)	(C _e)	(C _s)	(C _a)		
SK-3	3,20	3,65	7,00	10,00	13,00	23	18,73	8,91	28,50	68,36	68,36	0,75	1,18	0,90	1,00	1,05	16	19
	4,50	4,95	10,00	10,00	15,00	25	18,73	8,91	28,50	92,71	92,71	0,75	1,02	0,90	1,00	1,05	18	18
	6,25	6,70	10,00	15,00	17,00	32	18,73	8,91	28,50	125,49	125,49	0,95	0,87	0,90	1,00	1,05	29	25
	7,50	7,95	15,00	11,00	10,00	21	18,73	8,91	28,50	148,90	148,90	0,95	0,80	0,90	1,00	1,05	19	15
	9,30	9,75	17,00	16,00	16,00	32	18,73	8,91	28,50	182,62	182,62	0,95	0,72	0,90	1,00	1,05	29	21
	10,50	10,95	18,00	20,00	20,00	40	18,73	8,91	28,50	205,09	205,09	1,00	0,68	0,90	1,00	1,05	38	26
	12,30	12,75	11,00	20,00	26,00	46	18,73	8,91	28,50	238,81	238,81	1,00	0,63	0,90	1,00	1,05	43	28
	13,50	13,95	30,00	30,00	24,00	54	18,73	8,91	28,50	261,28	261,28	1,00	0,61	0,90	1,00	1,05	51	31
	15,40	15,85	26,00	26,00	14,00	40	18,73	8,91	28,50	296,87	296,87	1,00	0,57	0,90	1,00	1,05	38	21
	16,50	16,95	16,00	16,00	36,00	52	18,73	8,91	28,50	317,47	317,47	1,00	0,55	0,90	1,00	1,05	49	27
	18,45	18,90	7,00	8,00	10,00	18	18,73	8,91	28,50	354,00	354,00	1,00	0,52	0,90	1,00	1,05	17	9
	19,50	19,95	25,00	26,00	28,00	54	18,73	8,91	28,50	373,66	373,66	1,00	0,51	0,90	1,00	1,05	51	26
	21,40	21,85	17,00	25,00	29,00	54	18,73	8,91	28,50	409,25	409,25	1,00	0,48	0,90	1,00	1,05	51	25
	22,50	22,95	18,00	21,00	28,00	49	18,73	8,91	28,50	429,85	429,85	1,00	0,47	0,90	1,00	1,05	46	22
	24,40	24,85	16,00	16,00	20,00	36	18,73	8,91	28,50	465,44	465,44	1,00	0,45	0,90	1,00	1,05	34	15
	25,50	25,95	9,00	9,00	15,00	24	18,73	8,91	28,50	486,04	486,04	1,00	0,44	0,90	1,00	1,05	23	10
	27,26	27,71	13,00	18,00	22,00	40	18,73	8,91	28,50	519,01	519,01	1,00	0,43	0,90	1,00	1,05	38	16
	28,50	28,95	10,00	15,00	22,00	37	18,73	8,91	28,50	542,23	537,81	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	35	15
	30,35	30,80	5,00	8,00	12,00	20	18,73	8,91	28,50	576,88	554,30	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	19	8
	31,50	31,95	14,00	12,00	16,00	28	18,73	8,91	28,50	598,42	564,54	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	26	11
	33,15	33,60	8,00	9,00	12,00	21	18,73	8,91	28,50	629,33	579,25	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	20	8
	34,50	34,95	16,00	16,00	16,00	32	18,73	8,91	28,50	654,61	591,27	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	30	12
	36,45	36,90	14,00	34,00	34,00	68	18,73	8,91	28,50	691,14	608,65	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	64	25
	37,50	37,95	9,00	15,00	18,00	33	18,73	8,91	28,50	710,80	618,00	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	31	12
	39,25	39,70	14,00	19,00	28,00	47	18,73	8,91	28,50	743,58	633,60	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	44	17
	40,50	40,95	12,00	14,00	26,00	40	18,73	8,91	28,50	766,99	644,73	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	38	15
	42,35	42,80	20,00	34,00	34,00	68	18,73	8,91	28,50	801,64	661,22	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	64	24
	44,00	44,45	17,00	17,00	24,00	41	18,73	8,91	28,50	832,55	675,92	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	39	15

EK-B-4 Sk-4 kuyusu SPT düzeltmeleri

Kuyu no	Derinlik (m)	Hesap Derinliği z	Darbe Sayısı			SPT - N	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Su Altında Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yeraltı Su Seviyesi (m)	Toplam Gerilme (kN/m ²)	Efektif Gerilme (kN/m ²)	Tij Düzeltmesi	Örtü Yüklü Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Kılf Düzeltmesi	Sondaj Çapı Düzeltmesi	N60	N(1.60)
	m	m	15 cm	30 cm	45 cm	Son 30 cm						(C _a)	(C _a)	(C _e)	(C _s)	(C _a)		
SK-4	3,20	3,65	12,00	12,00	15,00	27	18,30	8,48	28,50	66,80	66,80	0,75	1,20	0,90	1,00	1,05	19	23
	4,50	4,95	7,00	9,00	10,00	19	18,30	8,48	28,50	90,59	90,59	0,75	1,03	0,90	1,00	1,05	13	14
	6,25	6,70	5,00	6,00	10,00	16	18,30	8,48	28,50	122,61	122,61	0,95	0,88	0,90	1,00	1,05	14	13
	7,50	7,95	14,00	16,00	24,00	40	18,30	8,48	28,50	145,49	145,49	0,95	0,81	0,90	1,00	1,05	36	29
	9,30	9,75	10,00	15,00	20,00	35	18,30	8,48	28,50	178,43	178,43	0,95	0,73	0,90	1,00	1,05	31	23
	10,50	10,95	13,00	18,00	25,00	43	18,30	8,48	28,50	200,39	200,39	1,00	0,69	0,90	1,00	1,05	41	28
	12,30	12,75	16,00	20,00	33,00	53	18,30	8,48	28,50	233,33	233,33	1,00	0,64	0,90	1,00	1,05	50	32
	13,50	13,95	23,00	23,00	30,00	53	18,30	8,48	28,50	255,29	255,29	1,00	0,61	0,90	1,00	1,05	50	31
	15,40	15,85	14,00	16,00	18,00	34	18,30	8,48	28,50	290,06	290,06	1,00	0,57	0,90	1,00	1,05	32	18
	16,50	16,95	9,00	10,00	18,00	28	18,30	8,48	28,50	310,19	310,19	1,00	0,56	0,90	1,00	1,05	26	15
	18,45	18,90	9,00	13,00	11,00	24	18,30	8,48	28,50	345,87	345,87	1,00	0,53	0,90	1,00	1,05	23	12
	19,50	19,95	7,00	7,00	11,00	18	18,30	8,48	28,50	365,09	365,09	1,00	0,51	0,90	1,00	1,05	17	9
	21,40	21,85	16,00	30,00	26,00	56	18,30	8,48	28,50	399,86	399,86	1,00	0,49	0,90	1,00	1,05	53	26
	22,50	22,95	11,00	14,00	18,00	32	18,30	8,48	28,50	419,99	419,99	1,00	0,48	0,90	1,00	1,05	30	14
	24,40	24,85	15,00	15,00	17,00	32	18,30	8,48	28,50	454,76	454,76	1,00	0,46	0,90	1,00	1,05	30	14
	25,50	25,95	9,00	10,00	10,00	20	18,30	8,48	28,50	474,89	474,89	1,00	0,45	0,90	1,00	1,05	19	8
	27,26	27,71	4,00	6,00	8,00	14	18,30	8,48	28,50	507,09	507,09	1,00	0,43	0,90	1,00	1,05	13	6
	28,50	28,95	34,00	45,00	30,00	75	18,30	8,48	28,50	529,79	525,37	1,00	0,43	0,90	1,00	1,05	71	30
	30,35	30,80	19,00	12,00	13,00	25	18,30	8,48	28,50	563,64	541,05	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	24	10
	31,50	31,95	24,00	18,00	26,00	44	18,30	8,48	28,50	584,69	550,81	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	42	17
	33,15	33,60	24,00	18,00	20,00	38	18,30	8,48	28,50	614,88	564,80	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	36	15
	34,50	34,95	12,00	14,00	24,00	38	18,30	8,48	28,50	639,59	576,25	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	36	15
	36,45	36,90	16,00	16,00	22,00	38	18,30	8,48	28,50	675,27	592,78	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	36	14
	37,50	37,95	11,00	10,00	15,00	25	18,30	8,48	28,50	694,49	601,69	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	24	9
	39,25	39,70	20,00	18,00	24,00	42	18,30	8,48	28,50	726,51	616,53	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	40	16
	40,50	40,95	20,00	16,00	32,00	48	18,30	8,48	28,50	749,39	627,13	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	45	18
	42,35	42,80	14,00	7,00	15,00	22	18,30	8,48	28,50	783,24	642,81	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	21	8
	44,00	44,45	11,00	18,00	32,00	50	18,30	8,48	28,50	813,44	656,81	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	47	18

EK-B-5 Sk-5 kuyusu SPT düzeltmeleri

Kuyu no	Derinlik (m)	Hesap Derinliği z	Darbe Sayısı			SPT - N	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Su Altında Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yeraltı Su Seviyesi (m)	Toplam Gerilme (kN/m ²)	Efektif Gerilme (kN/m ²)	Tij Düzeltilmesi	Örtü Yüklü Düzeltilmesi	Enerji Düzeltilmesi	Kılf Düzeltilmesi	Sondaj Çapı Düzeltilmesi	N60	N(1.60)
	m	m	15 cm	30 cm	45 cm	Son 30 cm						(C _a)	(C _n)	(C _e)	(C _s)	(C _a)		
SK-5	3,20	3,65	10,00	10,00	14,00	24	18,39	8,57	28,50	67,12	67,12	0,75	1,19	0,90	1,00	1,05	17	20
	4,50	4,95	4,00	6,00	11,00	17	18,39	8,57	28,50	91,03	91,03	0,75	1,03	0,90	1,00	1,05	12	12
	6,25	6,70	7,00	9,00	11,00	20	18,39	8,57	28,50	123,21	123,21	0,95	0,88	0,90	1,00	1,05	18	16
	7,50	7,95	11,00	8,00	10,00	18	18,39	8,57	28,50	146,20	146,20	0,95	0,81	0,90	1,00	1,05	16	13
	9,30	9,75	10,00	14,00	15,00	29	18,39	8,57	28,50	179,30	179,30	0,95	0,73	0,90	1,00	1,05	26	19
	10,50	10,95	10,00	10,00	12,00	22	18,39	8,57	28,50	201,37	201,37	1,00	0,69	0,90	1,00	1,05	21	14
	12,30	12,75	14,00	12,00	17,00	29	18,39	8,57	28,50	234,47	234,47	1,00	0,64	0,90	1,00	1,05	27	18
	13,50	13,95	14,00	13,00	20,00	33	18,39	8,57	28,50	256,54	256,54	1,00	0,61	0,90	1,00	1,05	31	19
	15,40	15,85	14,00	12,00	19,00	31	18,39	8,57	28,50	291,48	291,48	1,00	0,57	0,90	1,00	1,05	29	17
	16,50	16,95	10,00	8,00	15,00	23	18,39	8,57	28,50	311,71	311,71	1,00	0,55	0,90	1,00	1,05	22	12
	18,45	18,90	12,00	10,00	8,00	18	18,39	8,57	28,50	347,57	347,57	1,00	0,52	0,90	1,00	1,05	17	9
	19,50	19,95	8,00	12,00	50,00	62	18,39	8,57	28,50	366,88	366,88	1,00	0,51	0,90	1,00	1,05	59	30
	21,40	21,85	46,00	43,00	23,00	66	18,39	8,57	28,50	401,82	401,82	1,00	0,49	0,90	1,00	1,05	62	30
	22,50	22,95	11,00	8,00	9,00	17	18,39	8,57	28,50	422,05	422,05	1,00	0,48	0,90	1,00	1,05	16	8
	24,40	24,85	12,00	15,00	35,00	50	18,39	8,57	28,50	456,99	456,99	1,00	0,46	0,90	1,00	1,05	47	22
	25,50	25,95	12,00	14,00	18,00	32	18,39	8,57	28,50	477,22	477,22	1,00	0,45	0,90	1,00	1,05	30	14
	27,26	27,71	11,00	11,00	16,00	27	18,39	8,57	28,50	509,59	509,59	1,00	0,43	0,90	1,00	1,05	26	11
	28,50	28,95	26,00	18,00	22,00	40	18,39	8,57	28,50	532,39	532,39	1,00	0,43	0,90	1,00	1,05	38	16
	30,35	30,80	11,00	15,00	14,00	29	18,39	8,57	28,50	566,41	566,41	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	27	11
	31,50	31,95	32,00	22,00	32,00	54	18,39	8,57	28,50	587,56	587,56	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	51	21
	33,15	33,60	14,00	18,00	18,00	36	18,39	8,57	28,50	617,90	617,90	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	34	14
	34,50	34,95	50,00	50,00	50,00	100	18,39	8,57	28,50	642,73	642,73	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	95	38
	36,45	36,90	20,00	15,00	18,00	33	18,39	8,57	28,50	678,59	678,59	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	31	12
	37,50	37,95	18,00	26,00	22,00	48	18,39	8,57	28,50	697,90	697,90	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	45	18
	39,25	39,70	26,00	50,00	50,00	100	18,39	8,57	28,50	730,08	730,08	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	95	37
	40,50	40,95	26,00	50,00	50,00	100	18,39	8,57	28,50	753,07	753,07	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	95	37
	42,35	42,80	15,00	15,00	22,00	37	18,39	8,57	28,50	787,09	787,09	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	35	13
	44,00	44,45	11,00	20,00	15,00	35	18,39	8,57	28,50	817,44	817,44	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	33	13

EK-B-6 Sk-6 kuyusu SPT düzeltmeleri

Kuyu no	Derinlik (m)	Hesap Derinliği z	Darbe Sayısı			SPT - N	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Su Altında Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yeraltı Su Seviyesi (m)	Toplam Gerilme (kN/m ²)	Efektif Gerilme (kN/m ²)	Tij Düzeltilmesi	Örtü Yüklü Düzeltilmesi	Enerji Düzeltilmesi	Kılf Düzeltilmesi	Sondaj Çapı Düzeltilmesi	N60	N(1.60)
	m	m	15 cm	30 cm	45 cm	Son 30 cm						(C _a)	(C _n)	(C _e)	(C _s)	(C _a)		
SK-6	3,20	3,65	8,00	13,00	17,00	30	19,19	9,37	28,50	70,04	70,04	0,75	1,17	0,90	1,00	1,05	21	25
	4,50	4,95	3,00	7,00	8,00	15	19,19	9,37	28,50	94,99	94,99	0,75	1,00	0,90	1,00	1,05	11	11
	6,25	6,70	13,00	17,00	22,00	39	19,19	9,37	28,50	128,57	128,57	0,95	0,86	0,90	1,00	1,05	35	30
	7,50	7,95	13,00	17,00	17,00	34	19,19	9,37	28,50	152,56	152,56	0,95	0,79	0,90	1,00	1,05	31	24
	9,30	9,75	18,00	10,00	10,00	20	19,19	9,37	28,50	187,10	187,10	0,95	0,71	0,90	1,00	1,05	18	13
	10,50	10,95	7,00	10,00	15,00	25	19,19	9,37	28,50	210,13	210,13	1,00	0,67	0,90	1,00	1,05	24	16
	12,30	12,75	11,00	20,00	20,00	40	19,19	9,37	28,50	244,67	244,67	1,00	0,63	0,90	1,00	1,05	38	24
	13,50	13,95	18,00	20,00	22,00	42	19,19	9,37	28,50	267,70	267,70	1,00	0,60	0,90	1,00	1,05	40	24
	15,40	15,85	14,00	18,00	23,00	41	19,19	9,37	28,50	304,16	304,16	1,00	0,56	0,90	1,00	1,05	39	22
	16,50	16,95	12,00	12,00	12,00	24	19,19	9,37	28,50	325,27	325,27	1,00	0,54	0,90	1,00	1,05	23	12
	18,45	18,90	14,00	10,00	10,00	20	19,19	9,37	28,50	362,69	362,69	1,00	0,51	0,90	1,00	1,05	19	10
	19,50	19,95	11,00	10,00	11,00	21	19,19	9,37	28,50	382,84	382,84	1,00	0,50	0,90	1,00	1,05	20	10
	21,40	21,85	35,00	30,00	21,00	51	19,19	9,37	28,50	419,30	419,30	1,00	0,48	0,90	1,00	1,05	48	23
	22,50	22,95	17,00	12,00	17,00	29	19,19	9,37	28,50	440,41	440,41	1,00	0,47	0,90	1,00	1,05	27	13
	24,40	24,85	25,00	25,00	30,00	55	19,19	9,37	28,50	476,87	476,87	1,00	0,45	0,90	1,00	1,05	52	23
	25,50	25,95	11,00	11,00	16,00	27	19,19	9,37	28,50	497,98	497,98	1,00	0,44	0,90	1,00	1,05	26	11
	27,26	27,71	12,00	18,00	22,00	40	19,19	9,37	28,50	531,75	531,75	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	38	16
	28,50	28,95	20,00	48,00	50,00	98	19,19	9,37	28,50	555,55	555,55	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	93	39
	30,35	30,80	20,00	24,00	32,00	56	19,19	9,37	28,50	591,05	591,05	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	53	22
	31,50	31,95	15,00	41,00	50,00	91	19,19	9,37	28,50	613,12	613,12	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	86	35
	33,15	33,60	10,00	11,00	20,00	31	19,19	9,37	28,50	644,78	644,78	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	29	12
	34,50	34,95	32,00	50,00	50,00	100	19,19	9,37	28,50	670,69	670,69	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	95	38
	36,45	36,90	26,00	24,00	24,00	50	19,19	9,37	28,50	708,11	708,11	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	47	18
	37,50	37,95	30,00	50,00	50,00	100	19,19	9,37	28,50	728,26	728,26	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	95	37
	39,25	39,70	16,00	36,00	32,00	68	19,19	9,37	28,50	761,84	761,84	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	64	25
	40,50	40,95	25,00	50,00	50,00	100	19,19	9,37	28,50	785,83	785,83	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	95	36
	42,35	42,80	26,00	50,00	50,00	100	19,19	9,37	28,50	821,33	821,33	1,00	0,37	0,90	1,00	1,05	95	35
	44,00	44,45	16,00	24,00	24,00	48	19,19	9,37	28,50	853,00	853,00	1,00	0,37	0,90	1,00	1,05	45	17

EK-B-7 Sk-7 kuyusu SPT düzeltmeleri

Kuyu no	Derinlik (m)	Hesap Derinliği z	Darbe Sayısı			SPT - N	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Su Altında Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yeraltı Su Seviyesi (m)	Toplam Gerilme (kN/m ²)	Efektif Gerilme (kN/m ²)	Tij Düzeltmesi	Örtü Yüklü Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Kılf Düzeltmesi	Sondaj Çapı Düzeltmesi	N60	N(1.60)
	m	m	15 cm	30 cm	45 cm	Son 30 cm						(C _a)	(C _n)	(C _e)	(C _s)	(C _a)		
SK-7	3,20	3,65	7,00	15,00	23,00	38	19,12	9,30	28,50	69,79	69,79	0,75	1,17	0,90	1,00	1,05	27	32
	4,50	4,95	13,00	14,00	20,00	34	19,12	9,30	28,50	94,64	94,64	0,75	1,01	0,90	1,00	1,05	24	24
	6,25	6,70	9,00	14,00	18,00	32	19,12	9,30	28,50	128,10	128,10	0,95	0,86	0,90	1,00	1,05	29	25
	7,50	7,95	16,00	34,00	24,00	58	19,12	9,30	28,50	152,00	152,00	0,95	0,79	0,90	1,00	1,05	52	41
	9,30	9,75	22,00	28,00	28,00	56	19,12	9,30	28,50	186,42	186,42	0,95	0,72	0,90	1,00	1,05	50	36
	10,50	10,95	24,00	28,00	34,00	62	19,12	9,30	28,50	209,36	209,36	1,00	0,68	0,90	1,00	1,05	59	40
	12,30	12,75	7,00	21,00	24,00	45	19,12	9,30	28,50	243,78	243,78	1,00	0,63	0,90	1,00	1,05	43	27
	13,50	13,95	13,00	22,00	21,00	43	19,12	9,30	28,50	266,72	266,72	1,00	0,60	0,90	1,00	1,05	41	24
	15,40	15,85	18,00	10,00	16,00	26	19,12	9,30	28,50	303,05	303,05	1,00	0,56	0,90	1,00	1,05	25	14
	16,50	16,95	11,00	7,00	8,00	15	19,12	9,30	28,50	324,08	324,08	1,00	0,54	0,90	1,00	1,05	14	8
	18,45	18,90	6,00	7,00	9,00	16	19,12	9,30	28,50	361,37	361,37	1,00	0,51	0,90	1,00	1,05	15	8
	19,50	19,95	10,00	25,00	25,00	50	19,12	9,30	28,50	381,44	381,44	1,00	0,50	0,90	1,00	1,05	47	24
	21,40	21,85	10,00	17,00	17,00	34	19,12	9,30	28,50	417,77	417,77	1,00	0,48	0,90	1,00	1,05	32	15
	22,50	22,95	12,00	18,00	18,00	36	19,12	9,30	28,50	438,80	438,80	1,00	0,47	0,90	1,00	1,05	34	16
	24,40	24,85	12,00	20,00	22,00	42	19,12	9,30	28,50	475,13	475,13	1,00	0,45	0,90	1,00	1,05	40	18
	25,50	25,95	24,00	24,00	24,00	48	19,12	9,30	28,50	496,16	496,16	1,00	0,44	0,90	1,00	1,05	45	20
	27,26	27,71	15,00	13,00	20,00	33	19,12	9,30	28,50	529,82	529,82	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	31	13
	28,50	28,95	34,00	50,00	50,00	100	19,12	9,30	28,50	553,52	549,11	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	95	39
	30,35	30,80	42,00	48,00	36,00	84	19,12	9,30	28,50	588,90	566,31	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	79	33
	31,50	31,95	11,00	18,00	24,00	42	19,12	9,30	28,50	610,88	577,01	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	40	16
	33,15	33,60	14,00	14,00	14,00	28	19,12	9,30	28,50	642,43	592,35	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	26	11
	34,50	34,95	15,00	27,00	25,00	52	19,12	9,30	28,50	668,24	604,91	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	49	20
	36,45	36,90	18,00	20,00	20,00	40	19,12	9,30	28,50	705,53	623,04	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	38	15
	37,50	37,95	5,00	9,00	17,00	26	19,12	9,30	28,50	725,60	632,81	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	25	10
	39,25	39,70	20,00	20,00	24,00	44	19,12	9,30	28,50	759,06	649,08	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	42	16
	40,50	40,95	20,00	50,00	50,00	100	19,12	9,30	28,50	782,96	660,71	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	95	36
	42,35	42,80	27,00	42,00	50,00	92	19,12	9,30	28,50	818,34	677,91	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	87	33
	44,00	44,45	38,00	28,00	28,00	56	19,12	9,30	28,50	849,88	693,26	1,00	0,37	0,90	1,00	1,05	53	20

EK-B-8 Sk-8 kuyusu SPT düzeltmeleri

Kuyu no	Derinlik (m)	Hesap Derinliği z	Darbe Sayısı			SPT - N	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Su Altında Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Yeraltı Su Seviyesi (m)	Toplam Gerilme (kN/m ²)	Efektif Gerilme (kN/m ²)	Tij Düzeltmesi	Örtü Yüklü Düzeltmesi	Enerji Düzeltmesi	Kılf Düzeltmesi	Sondaj Çapı Düzeltmesi	N60	N(1.60)
	m	m	15 cm	30 cm	45 cm	Son 30 cm						(C _a)	(C _n)	(C _e)	(C _s)	(C _a)		
SK-8	3,20	3,65	5,00	8,00	14,00	22	18,76	8,94	28,50	68,47	68,47	0,75	1,18	0,90	1,00	1,05	16	18
	4,50	4,95	8,00	12,00	19,00	31	18,76	8,94	28,50	92,86	92,86	0,75	1,01	0,90	1,00	1,05	22	22
	6,25	6,70	4,00	6,00	7,00	13	18,76	8,94	28,50	125,69	125,69	0,95	0,87	0,90	1,00	1,05	12	10
	7,50	7,95	9,00	7,00	9,00	16	18,76	8,94	28,50	149,14	149,14	0,95	0,80	0,90	1,00	1,05	14	12
	9,30	9,75	14,00	18,00	17,00	35	18,76	8,94	28,50	182,91	182,91	0,95	0,72	0,90	1,00	1,05	31	23
	10,50	10,95	28,00	50,00	50,00	100	18,76	8,94	28,50	205,42	205,42	1,00	0,68	0,90	1,00	1,05	95	64
	12,30	12,75	25,00	20,00	20,00	40	18,76	8,94	28,50	239,19	239,19	1,00	0,63	0,90	1,00	1,05	38	24
	13,50	13,95	15,00	17,00	17,00	34	18,76	8,94	28,50	261,70	261,70	1,00	0,60	0,90	1,00	1,05	32	19
	15,40	15,85	8,00	11,00	13,00	24	18,76	8,94	28,50	297,35	297,35	1,00	0,57	0,90	1,00	1,05	23	13
	16,50	16,95	20,00	14,00	19,00	33	18,76	8,94	28,50	317,98	317,98	1,00	0,55	0,90	1,00	1,05	31	17
	18,45	18,90	8,00	8,00	10,00	18	18,76	8,94	28,50	354,56	354,56	1,00	0,52	0,90	1,00	1,05	17	9
	19,50	19,95	8,00	11,00	9,00	20	18,76	8,94	28,50	374,26	374,26	1,00	0,51	0,90	1,00	1,05	19	10
	21,40	21,85	12,00	19,00	19,00	38	18,76	8,94	28,50	409,91	409,91	1,00	0,48	0,90	1,00	1,05	36	17
	22,50	22,95	13,00	20,00	15,00	35	18,76	8,94	28,50	430,54	430,54	1,00	0,47	0,90	1,00	1,05	33	16
	24,40	24,85	11,00	11,00	24,00	35	18,76	8,94	28,50	466,19	466,19	1,00	0,45	0,90	1,00	1,05	33	15
	25,50	25,95	12,00	15,00	19,00	34	18,76	8,94	28,50	486,82	486,82	1,00	0,44	0,90	1,00	1,05	32	14
	27,26	27,71	27,00	32,00	18,00	50	18,76	8,94	28,50	519,84	519,84	1,00	0,43	0,90	1,00	1,05	47	20
	28,50	28,95	8,00	15,00	30,00	45	18,76	8,94	28,50	543,10	538,68	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	43	18
	30,35	30,80	6,00	4,00	9,00	13	18,76	8,94	28,50	577,81	555,22	1,00	0,42	0,90	1,00	1,05	12	5
	31,50	31,95	10,00	8,00	7,00	15	18,76	8,94	28,50	599,38	565,50	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	14	6
	33,15	33,60	17,00	20,00	20,00	40	18,76	8,94	28,50	630,34	580,25	1,00	0,41	0,90	1,00	1,05	38	15
	34,50	34,95	28,00	32,00	27,00	59	18,76	8,94	28,50	655,66	592,32	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	56	22
	36,45	36,90	22,00	42,00	36,00	78	18,76	8,94	28,50	692,24	609,76	1,00	0,40	0,90	1,00	1,05	74	29
	37,50	37,95	8,00	12,00	14,00	26	18,76	8,94	28,50	711,94	619,14	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	25	10
	39,25	39,70	8,00	9,00	11,00	20	18,76	8,94	28,50	744,77	634,79	1,00	0,39	0,90	1,00	1,05	19	7
	40,50	40,95	11,00	13,00	20,00	33	18,76	8,94	28,50	768,22	645,96	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	31	12
	42,35	42,80	29,00	25,00	27,00	52	18,76	8,94	28,50	802,93	662,50	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	49	19
	44,00	44,45	10,00	20,00	32,00	52	18,76	8,94	28,50	833,88	677,25	1,00	0,38	0,90	1,00	1,05	49	18

EK-C Laboratuvar Deney Sonuçları

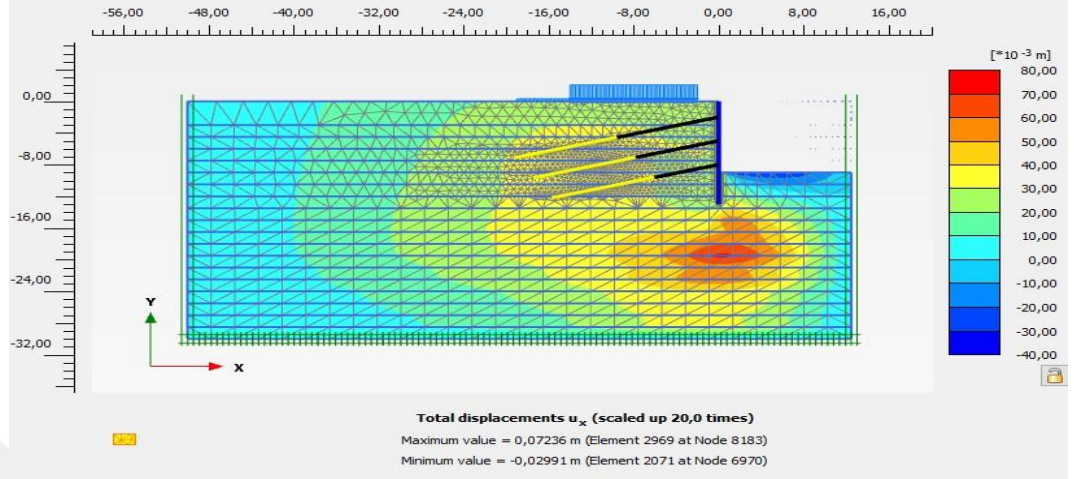
NUMUNE Sample			Su İçerdiği Water Content %	Doğal Birim Hacim Ağırlık t/m ³	Kuru Birim Hacim Ağırlık t/m ³	Organik Ağırlık G _s	Atterberg Limitleri Atterberg Limits			ELEK ANALİZİ SIEVE ANALYSIS (Yüze Geçen Percent Passing)		Hüsnüvate Hydratasyon	USCS	Nokta Yüklemeye Deneyi Point Load Strength	Kesme Kutusu Deneyi Direct Shear Test	ÜÇ EKSENLİ BASINÇ DENEYİ TRIAXIAL COMPRESSION TEST						SERBEST BASINÇ DENEYİ UNCONFINED COMP. TEST		KONSOLIDASYON DENEYİ CONSOLIDATION TEST				
Sondaj No Boring T _{pit} No	Numune No Sample No	Derinlik Depth					LL	PL	PI	4 Kalan (%)	200 Geçen (%)					c	σ	c'	σ'	Type	q _s	q _r	Şişme Basıncı Swell Press. psia	Şişme Swell %	mv (cm ³ /kg)			
SK-1	UD-1	3.00	19.86	2.100		2.49	43.6	25.2	18.4	0.00	92.73		CL				0.91	5.77								0.52		
SK-1	SPT	4.50	22.02				43.0	24.8	18.2	0.00	98.15		CL															
SK-1	UD-2	6.00	20.36				42.8	24.8	18.0	0.00	92.65		CL				*	*								*		
SK-1	SPT	7.50	18.63							0.00	69.93		ML															
SK-1	UD-3	9.00	19.17	1.930				#		0.00	39.42		SM		0.12	20.00	**	**							**			
SK-1	SPT	10.50	20.61					#		0.90	70.21		ML															
SK-1	UD-4	12.00	18.63				43.1	25.3	17.8	0.00	79.38		CL				*	*							*			
SK-1	SPT	13.50	9.47					#		0.00	20.33		SM															
SK-1	UD-5	15.00	16.09					#		0.00	70.46		ML				**	**							**			
SK-1	SPT	16.50	15.05					#		3.37	48.13		SM															
SK-1	UD-6	18.00	13.57					#		0.00	62.69		ML				**	**							**			
SK-1	SPT	19.50	28.65				42.7	24.5	18.2	0.00	93.55		CL															
SK-1	UD-7	21.00	21.39					#		0.00	70.50		ML				**	**							**			
SK-1	SPT	22.50	17.07					#		0.91	67.04		ML															
SK-1	UD-8	24.00	22.86				40.9	24.8	16.1	1.76	85.16		CL				■	■							■			
SK-1	SPT	25.50	22.87				41.7	24.6	17.1	0.00	92.81		CL															
SK-1	UD-9	27.00	29.96				42.5	23.7	18.8	0.00	85.69		CL				■	■							■			
SK-1	SPT	28.50	24.31					#		0.00	69.51		ML															
SK-1	SPT	30.00	19.44				40.1	24.7	15.4	0.00	92.69		CL															
SK-1	SPT	31.50	24.05				42.1	24.3	17.8	0.00	85.74		CL															
SK-1	UD-10	33.00	28.37				42.7	24.5	18.2	0.00	95.10		CL				■	■							■			
SK-1	SPT	34.50	20.61					#		8.58	61.21		ML															
SK-1	UD-11	36.00	24.18	1.930				#		0.29	44.78		SM		0.13	19.00	**	**							**			
SK-1	SPT	37.50	24.44					#		5.42	70.14		ML															
SK-1	UD-12	39.00	27.60	1.850			42.1	21.3	20.8	0.00	76.99		CL		0.30	14.00	■	■							■			
SK-1	SPT	40.50	27.06				36.7	22.1	14.6	3.86	86.62		CL															
SK-1	UD-13	42.00	24.36					#		0.21	60.30		ML				**	**							**			
SK-1	SPT	44.00	25.03					#		10.26	67.57		ML															
SK-2	UD-1	3.00	21.93	2.090		2.50	34.4	21.6	12.8	0.00	97.06		CL				0.87	5.29							0.00			
SK-2	SPT	4.50	21.23				34.9	21.4	13.5	0.26	95.30		CL															
SK-2	UD-2	6.00	21.87				34.6	21.7	12.9	0.00	93.94		CL				■	■							■			
SK-2	SPT	7.50	9.00					#		4.98	24.88		SM															
SK-2	UD-3	9.00	23.63	1.880			34.8	21.9	12.9	0.00	79.44		CL		0.31	14.00	■	■							■			
SK-2	SPT	10.50	24.67				34.9	21.3	13.6	0.00	96.86		CL															
SK-2	UD-4	12.00	21.58				35.0	21.8	13.2	0.00	89.12		CL				■	■							■			
SK-2	SPT	13.50	20.76				35.6	22.0	13.6	2.35	86.44		CL															
SK-2	UD-5	15.00	21.95				34.7	20.9	13.8	0.23	79.78		CL				■	■							■			
SK-2	SPT	16.50	22.07				34.6	21.3	13.3	0.34	81.85		CL															
SK-2	UD-6	18.00	28.78				35.5	22.3	13.2	0.00	93.80		CL				■	■							■			
SK-2	SPT	19.50	24.56				35.6	21.6	14.0	0.00	90.41		CL															
SK-2	UD-7	21.00	22.73				35.9	22.3	13.6	3.25	91.12		CL				■	■							■			
SK-2	SPT	22.50	22.34				36.0	22.4	13.6	0.47	85.34		CL															
SK-2	UD-8	24.00	18.80					#		0.61	68.52		ML				**	**							**			
SK-2	SPT	25.50	27.46				35.7	22.2	13.5	0.00	92.88		CL															
SK-2	UD-9	27.00	18.79				35.9	21.7	14.2	0.67	86.64		CL				*	*							*			
SK-2	SPT	28.50	17.21					#		8.97	38.82		SM															
SK-2	UD-11	30.00	18.77	1.940				#		10.35	28.39		SM		0.11	20.00	**	**							**			
SK-2	SPT	31.50	26.22					#		1.59	47.01		SM															
SK-2	UD-12	33.00	35.72				35.6	21.4	14.2	0.00	87.68		CL				■	■							■			
SK-2	SPT	34.50	22.72					#		0.69	62.56		ML															
SK-2	SPT	36.00	33.23				37.3	22.0	15.3	0.00	92.55		CL															
SK-2	SPT	37.50	28.53					#		0.00	67.80		ML															
SK-2	UD-13	39.00	28.46					#		0.40	71.05		ML				**	**							**			
SK-2	SPT	40.50	26.26					#		0.00	57.74		ML															
SK-2	UD-14	42.00	28.93					#		0.00	71.51		ML				**	**							**			
SK-2	SPT	44.00	27.19				36.6	23.0	13.6	0.00	85.33		CL															
SK-3	UD-1	3.00	32.93				37.4	22.4	15.0	0.25	89.02		CL				■	■							■			
SK-3	SPT	4.50	21.65				36.9	21.8	15.1	0.00	87.80		CL															
SK-3	UD-2	6.00	22.05				37.8	21.0	16.8	0.00	79.86		CL				■	■							■			
SK-3	SPT	7.50	7.12					#		4.81	16.39		SM															
SK-3	UD-3	9.00	22.66	2.000		2.50	37.8	22.4	15.4	0.00	83.44		CL				0.95	6.47							0.88			
SK-3	SPT	10.50	12.04					#		1.83	36.92		SM															
SK-3	UD-4	12.00	20.25				37.4	22.6	14.8	0.66	75.27		CL				*	*							*			
SK-3	SPT	13.50	14.																									

SK-4	UD-4	12.00	19.55				37.5	16.3	21.2	0.00	86.23	CL				*	*					*
SK-4	SPT	15.00	15.86							NP	4.52	64.55	ML									
SK-4	UD-5	15.00	11.53	1.850						NP	0.00	57.09	ML		0.25	16.00	**	**				**
SK-4	SPT	16.50	16.00							NP	1.60	60.72	ML									
SK-4	SPT	18.00	24.76				37.1	15.4	21.7	1.58	83.85	CL										
SK-4	SPT	19.50	23.66				32.4	17.8	14.6	3.51	75.75	CL										
SK-4	UD-6	21.00	22.36		1.870		31.2	18.9	12.3	2.81	80.24	CL			0.31	14.00	■	■				■
SK-4	SPT	22.50	20.21				32.0	18.4	13.6	4.78	75.76	CL										
SK-4	UD-7	24.00	30.49				32.2	16.4	13.8	0.00	80.16	CL					■	■				■
SK-4	SPT	25.50	30.45				32.7	18.9	13.8	0.00	92.64	CL										
SK-4	UD-8	27.00	26.11							NP	0.00	72.67	ML									**
SK-4	SPT	28.50	16.06							#	15.72	40.33	SM									
SK-4	SPT	30.00	19.63							NP	8.44	54.64	ML									
SK-4	SPT	31.50	25.08							NP	9.22	52.12	ML									
SK-4	SPT	33.00	25.37				32.6	20.3	12.3	0.00	76.28	CL										
SK-4	SPT	34.50	17.46							NP	1.07	56.40	ML									
SK-4	UD-9	36.00	29.43							NP	0.00	69.66	ML				**	**				**
SK-4	SPT	37.50	27.61				31.6	18.4	13.2	0.00	75.23	CL										
SK-4	UD-10	39.00	30.48		1.860					NP	2.62	69.61	ML		0.24	16.00	**	**				**
SK-4	SPT	40.50	28.62							NP	2.19	69.01	ML									
SK-4	UD-11	42.00	32.85							NP	0.63	50.80	ML									**
SK-4	SPT	44.00	30.67							NP	0.00	62.84	ML									
SK-5	UD-1	3.00	20.51				39.1	20.3	18.8	0.00	91.79	CL					*	*				*
SK-5	SPT	4.50	28.01							NP	0.00	62.94	ML									
SK-5	UD-2	6.00	24.55		1.910	2.51	39.6	20.8	18.8	0.00	90.50	CL				0.90	6.47					2.89
SK-5	SPT	7.50	19.47							NP	2.42	55.82	ML									
SK-5	UD-3	9.00	22.93							NP	2.00	66.30	ML				**	**				**
SK-5	SPT	10.50	19.49							NP	3.31	56.91	ML									
SK-5	UD-4	12.00	19.92							NP	1.32	68.60	ML				**	**				**
SK-5	SPT	13.50	36.28				38.7	20.5	18.2	0.00	89.59	CL										
SK-5	UD-5	15.00	25.41				39.4	21.0	18.4	0.00	77.76	CL				■	■					■
SK-5	SPT	16.50	11.72							#	16.21	25.21	SM									
SK-5	UD-6	18.00	29.91				40.0	20.9	19.1	3.88	89.76	CL				■	■					■
SK-5	SPT	19.50	28.84				39.4	21.3	18.1	0.00	86.42	CL										
SK-5	SPT	21.00	20.18							NP	2.34	62.60	ML									
SK-5	SPT	22.50	6.99							#	36.00	17.82	SM									
SK-5	SPT	24.00	24.35							NP	5.25	62.46	ML									
SK-5	SPT	25.50	22.92				38.8	21.4	17.4	1.50	81.56	CL										
SK-5	UD-7	27.00	30.88				38.4	22.0	16.4	0.00	92.44	CL										
SK-5	SPT	28.50	21.47							NP	0.89	89.44	ML				■	■				■
SK-5	SPT	30.00	27.79							NP	1.60	68.73	ML									
SK-5	SPT	31.50	20.07							NP	2.34	71.36	ML									
SK-5	SPT	33.00	25.41				38.8	22.6	16.2	0.00	95.15	CL										
SK-5	SPT	34.50	15.61							NP	0.00	57.15	ML									
SK-5	SPT	36.00	26.95							#	2.81	29.33	SM									
SK-5	SPT	37.50	22.29							#	7.55	48.75	SM									
SK-5	UD-8	39.00	22.97		1.840					#	5.86	43.88	SM		0.14	19.00	**	**				**
SK-5	SPT	40.50	24.67				37.8	21.5	16.3	2.60	81.79	CL										
SK-5	UD-9	42.00	31.14				37.9	21.0	16.9	0.00	90.23	CL					■	■				■
SK-5	SPT	44.00	30.52				38.6	20.7	17.9	0.00	97.10	CL										
SK-6	UD-1	3.00	26.48	2.040		2.53	36.0	22.0	14.0	1.99	88.92	CL				0.64	4.31					0.63
SK-6	SPT	4.50	30.49				36.4	22.4	14.0	1.23	95.79	CL										
SK-6	UD-2	6.00	20.63							NP	1.76	67.78	ML				**	**				**
SK-6	SPT	7.50	20.81							NP	0.77	65.78	ML									
SK-6	UD-3	9.00	19.29		1.930					#	0.00	45.15	CL		0.14	19.00	**	**				**
SK-6	SPT	10.50	25.86				37.3	21.9	15.4	0.00	77.94	CL										
SK-6	UD-4	12.00	22.61							NP	1.62	66.43	ML				**	**				**
SK-6	SPT	13.50	22.61							NP	0.52	67.84	ML									
SK-6	UD-5	15.00	19.16							NP	0.00	60.10	ML				**	**				**
SK-6	SPT	16.50	19.38							#	1.39	23.39	SM									
SK-6	SPT	18.00	28.49				37.8	21.6	16.2	0.00	87.90	CL										
SK-6	SPT	19.50	15.21							NP	1.01	50.74	ML									
SK-6	UD-6	21.00	17.57							NP	12.17	54.61	ML									
SK-6	SPT	22.50	27.76				37.1	23.0	14.1	2.34	74.79	CL				**	**				**	
SK-6	SPT	24.00	26.38				38.0	23.3	14.7	0.00	85.34	CL										
SK-6	SPT	25.50	28.14				38.4	23.1	15.3	0.00	97.75	CL										
SK-6	UD-7	27.00	24.01							NP	3.71	70.52	ML				**	**				**
SK-6	SPT	28.50	14.79							#	12.33	47.77	SM									
SK-6	UD-8	30.00	19.49							NP	0.97	57.69	ML				**	**				**
SK-6	SPT	31.50	25.86							NP	7.71	63.12	ML									
SK-6	UD-9	33.00	20.90		1.900					NP	2.65	56.02	ML		0.20	18.00	**	**				**
SK-6	SPT	34.50	11.75							#	22.50	27.50	SM									
SK-6	SPT	36.00	17.87							NP	2.34	62.11	ML									
SK-6	SPT	37.50	20.11							#	6.93	44.86	SM									
SK-6	UD-10	39.00	21.66							NP	3.59	61.59	ML				**	**				**
SK-6	SPT	40.50	24.08							NP	3.59	66.74	ML									
SK-6	SPT	42.00	26.70							NP	1.25	69.42	ML									
SK-6	SPT	44.00	27.69				39.5	22.3	17.2	2.30	87.86	CL										
SK-7	UD-1	3.00	20.07	2.010		2.52	40.4	23.0	17.4	0.00	99.08	CL				0.63	4.06					1.37
SK-7	SPT	4.50	19.67				40.2	23.7	16.5	0.00	96.92	CL										
SK-7	UD-2	6.00	21.37				39.8	23.1	16.7	0.71	97.63	CL				■	■					■
SK-7	SPT	7.50	21.40				39.7	22.5	17.2	2.01	81.49	CL										
SK-7	UD-3	9.00	22.77				40.9	23.3	16.3	0.00	96.74	CL				■	■					■
SK-7	SPT	10.50	19.91				40.1	23.8	16.3	0.00	97.18	CL										
SK-7	UD-4	12.00	21.25				40.4	23.7	16.7	0.00	96.32	CL				■	■					■
SK-7	SPT	13.50	21.48				38.9	23.4	16.5	0.00	93.68	CL										
SK-7	UD-5	15.00	21.76							NP	2.18	61.99	ML				**	**				**
SK-7	SPT	16.50	26.07							NP	0.00	73.40	ML									
SK-7	SPT	18.00	26.76				40.6	23.7	16.9	2.63	77.29	CL										
SK-7	SPT	19.50	21.65							NP	2.13	66.4										

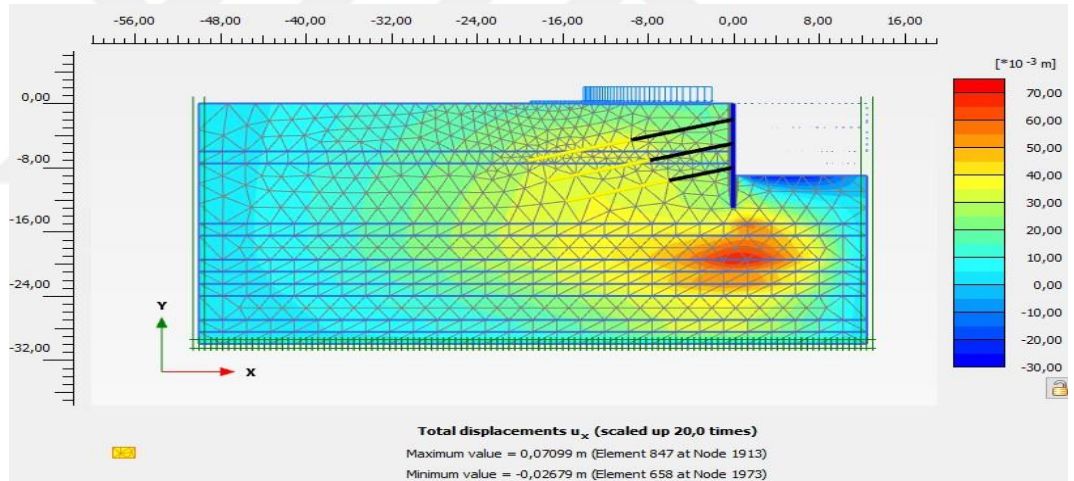
EK-C MODELLERDE OLUŞAN DEFORMASYONLAR

Statik durumda modellerde oluşan deformasyonlar

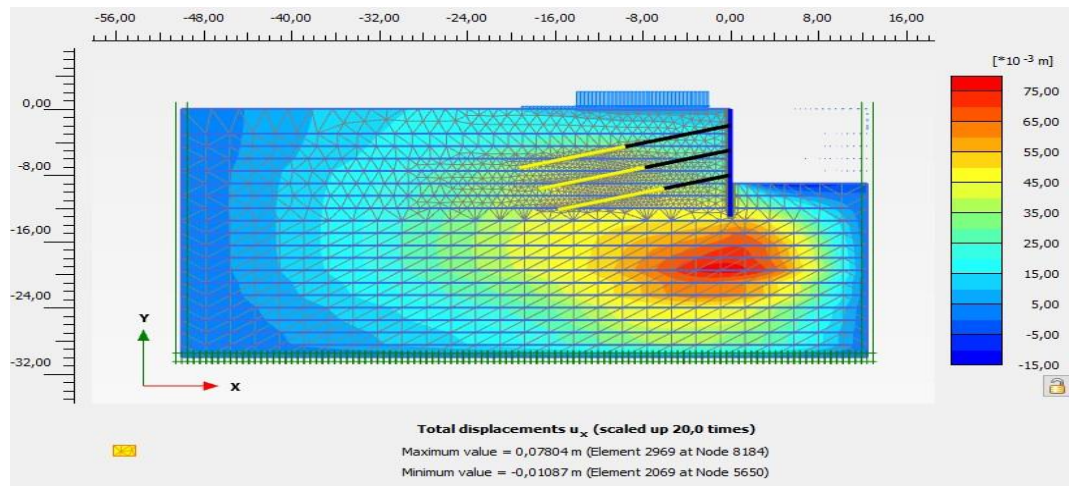
EK-C-1 MC-D-1.5 modelde oluşan deformasyon



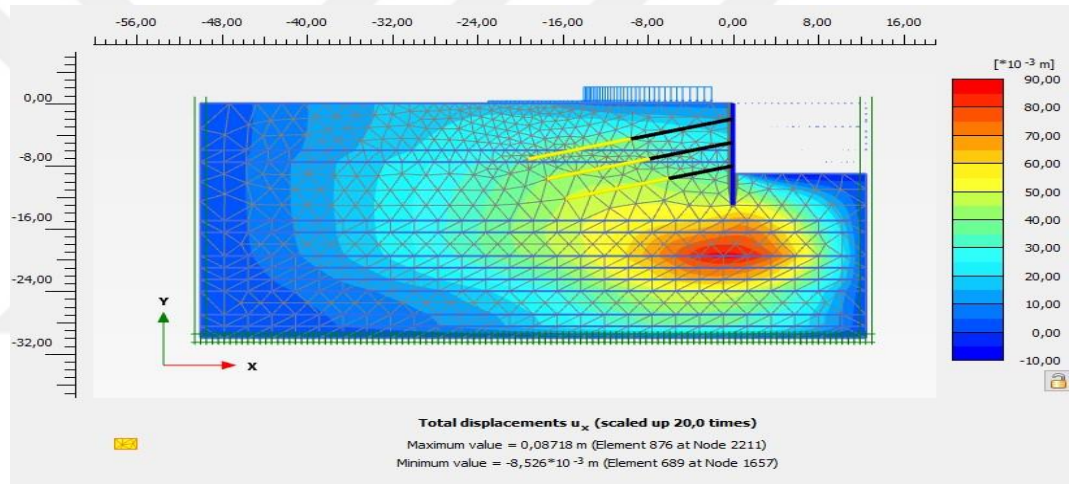
EK-C-2 MC-D-O modelde oluşan deformasyon



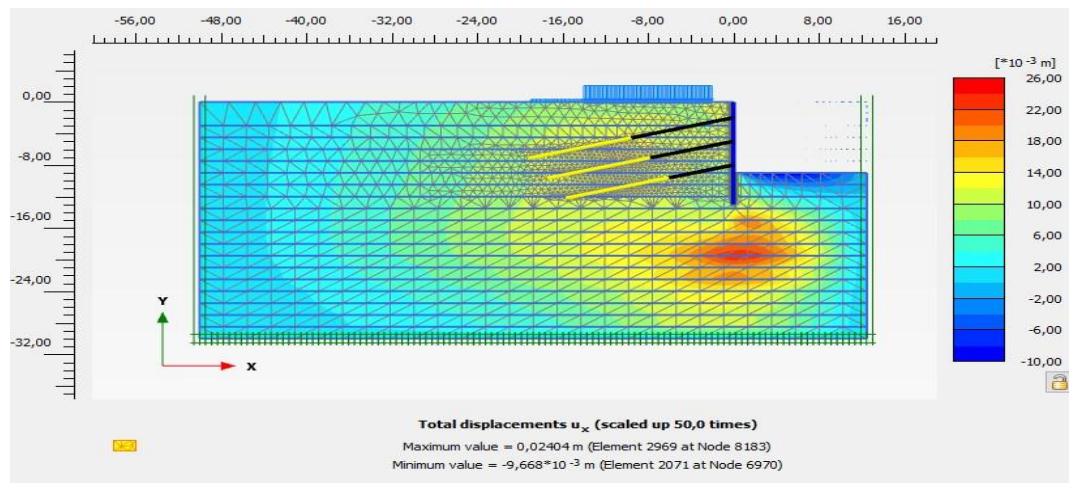
EK-C-3 MC-UD-1.5 modelde oluşan deformasyon



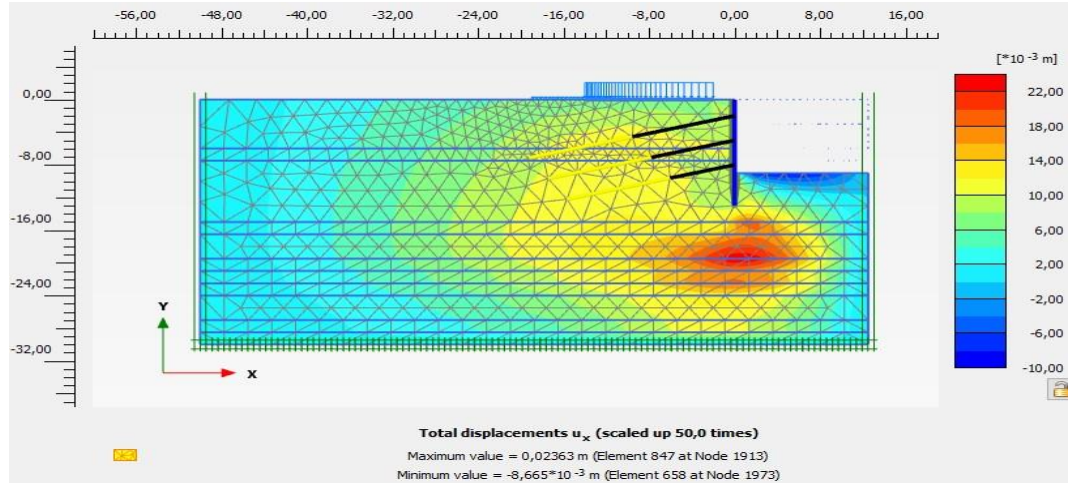
EK-C-4 MC-UD-O modelde oluşan deformasyon



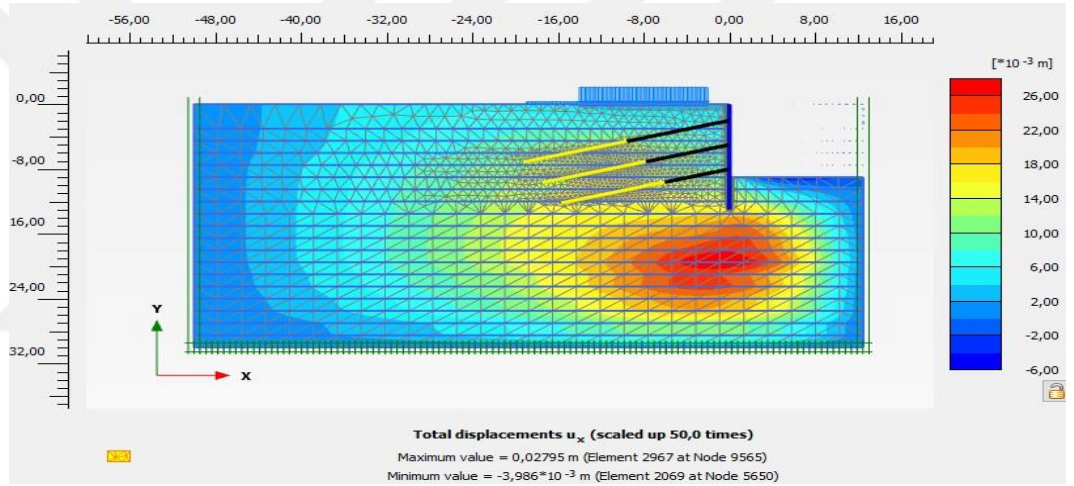
EK-C-5 MC-E_{ur}-D-1.5 modelde oluşan deformasyon



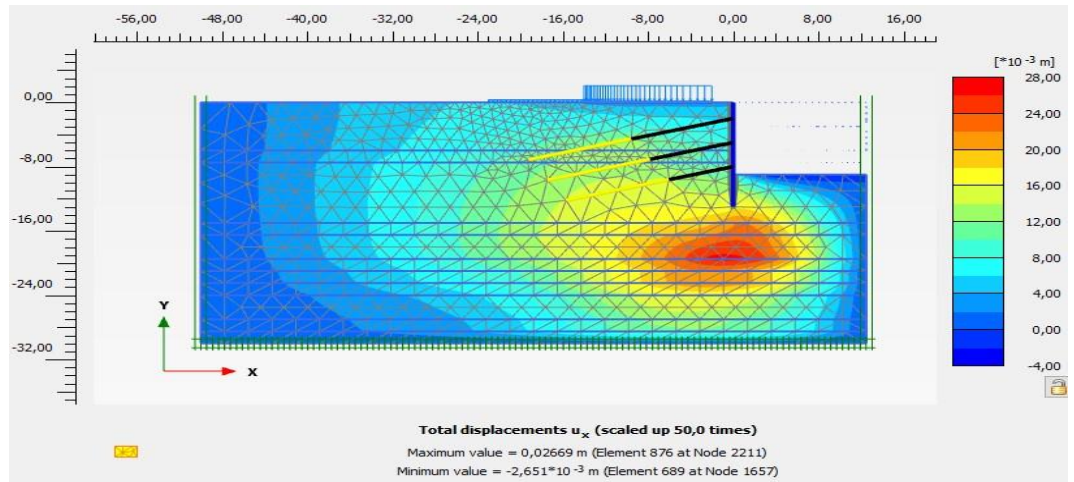
EK-C-6 MC E_{ur} -D-O modelde oluşan deformasyon



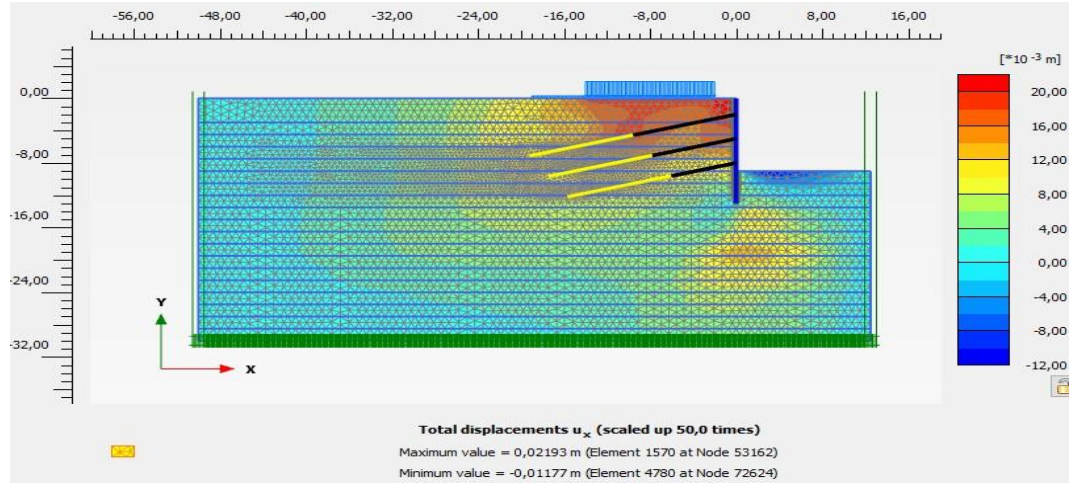
EK-C-7 MC E_{ur} -UD-1.5 modelde oluşan deformasyon



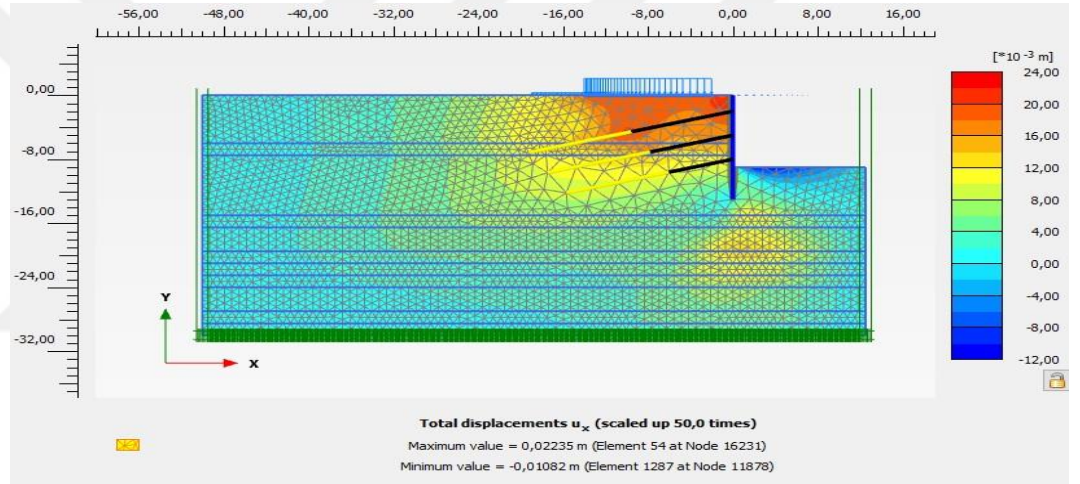
EK-C-8 MC E_{ur} -UD-O modelde oluşan deformasyon



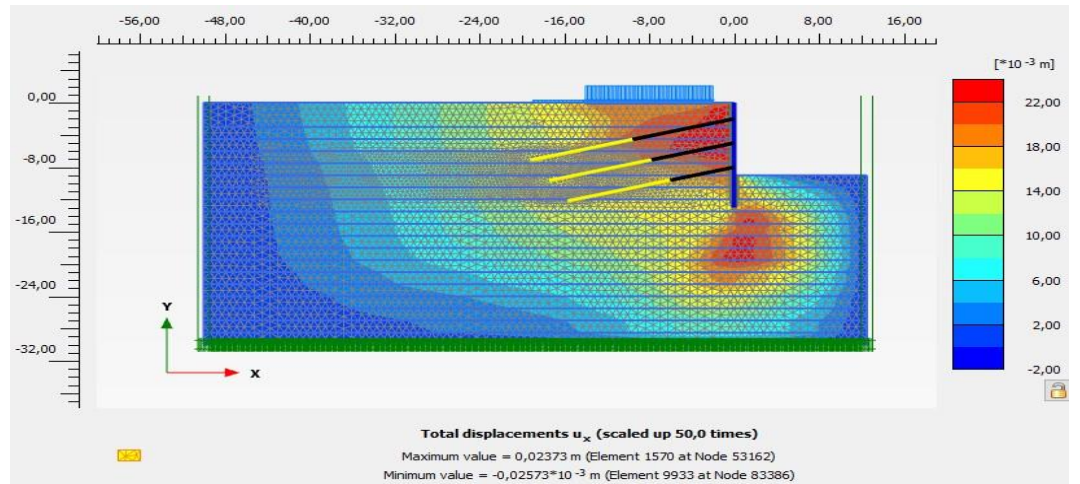
EK-C-9 HS-D-1.5 modelde oluşan deformasyon



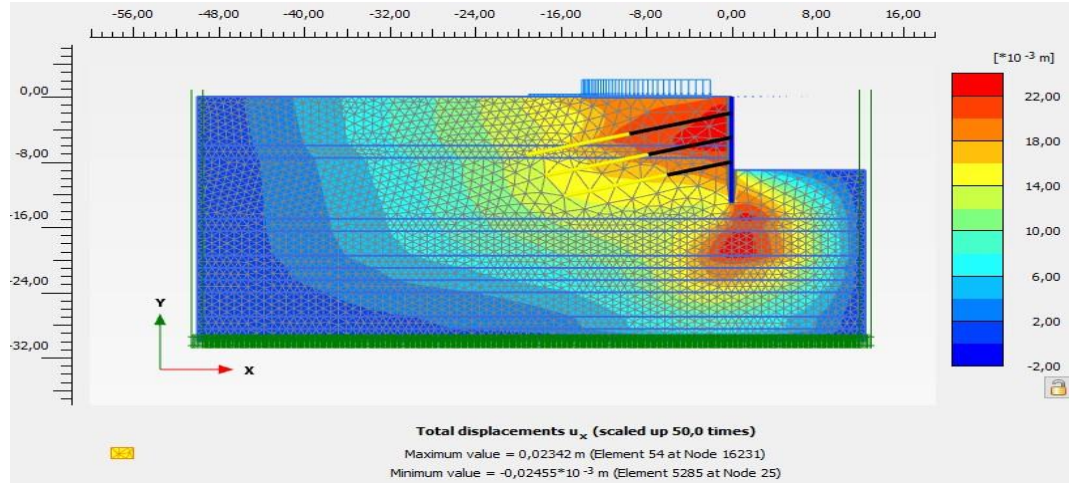
EK-C-10 HS-D-O modelde oluşan deformasyon



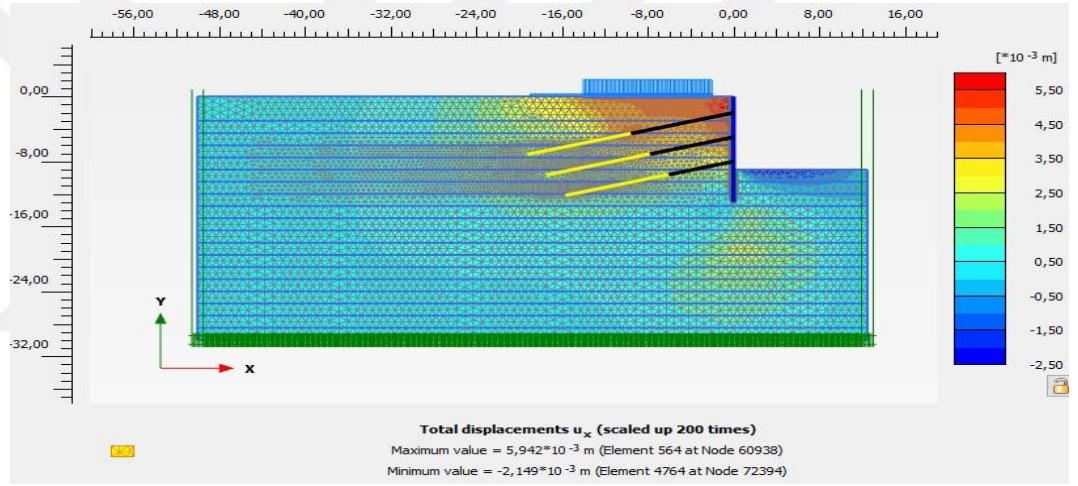
EK-C-11 HS-UD-1.5 modelde oluşan deformasyon



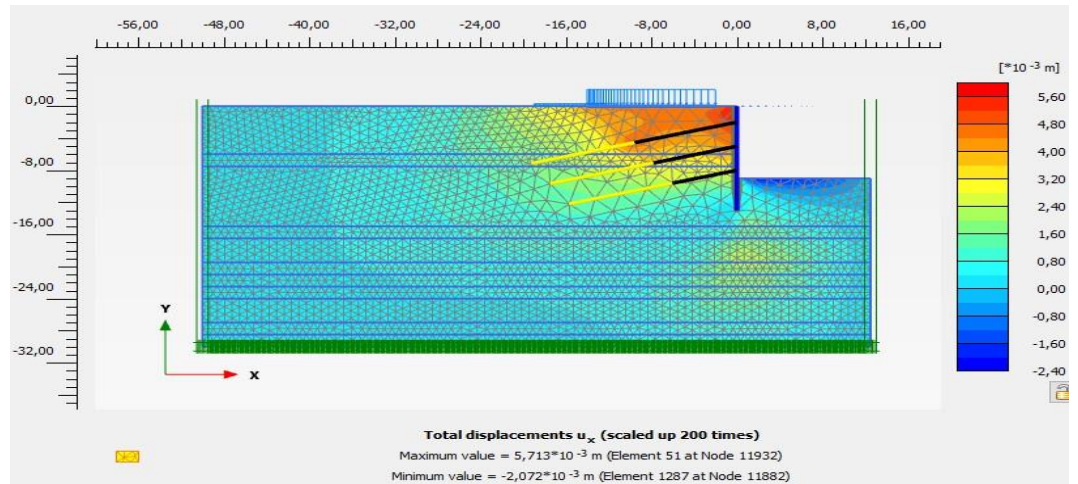
EK-C-12 HS-UD-O modelde oluşan deformasyon



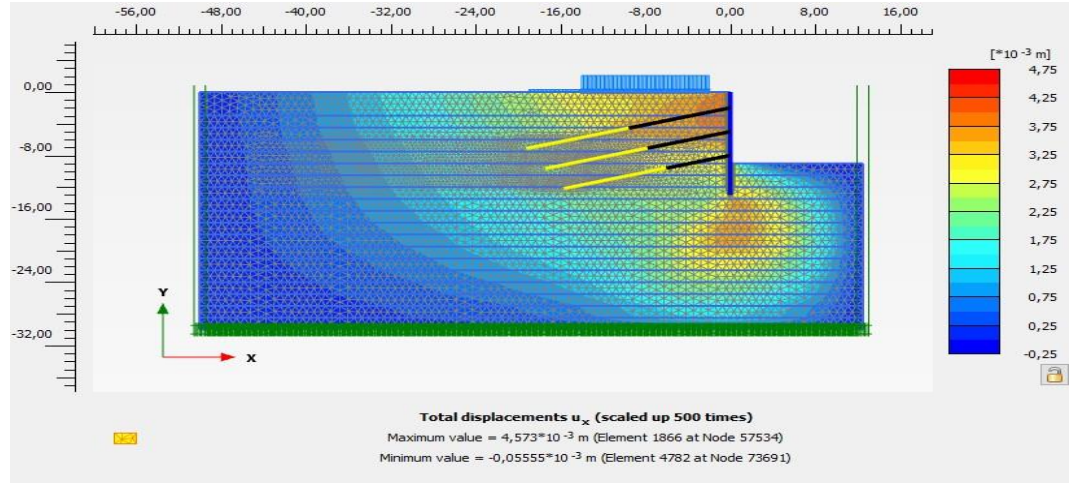
EK-C-13 HSS-D-1.5 modelde oluşan deformasyon



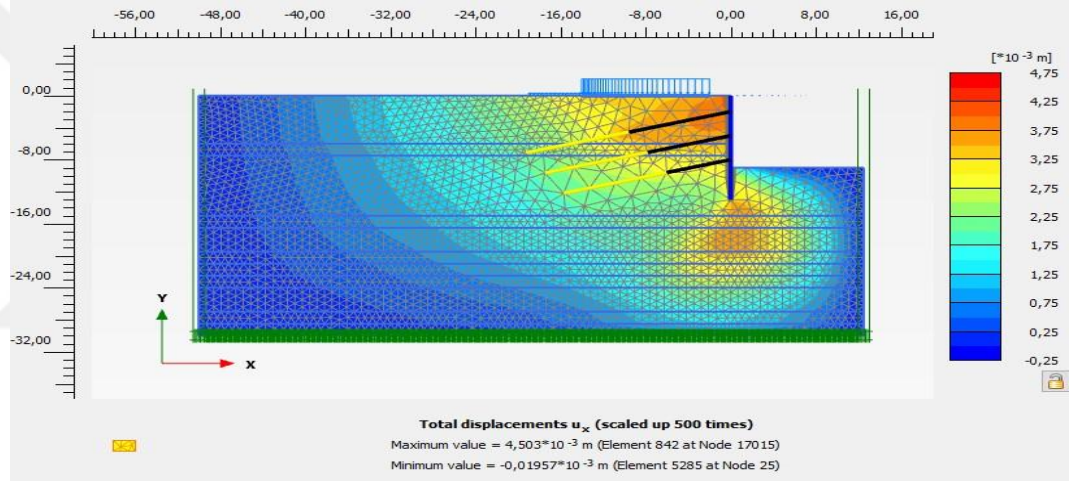
EK-C-14 HSS-D-O modelde oluşan deformasyon



EK-C-15 HSS-UD-1.5 modelde oluşan deformasyon

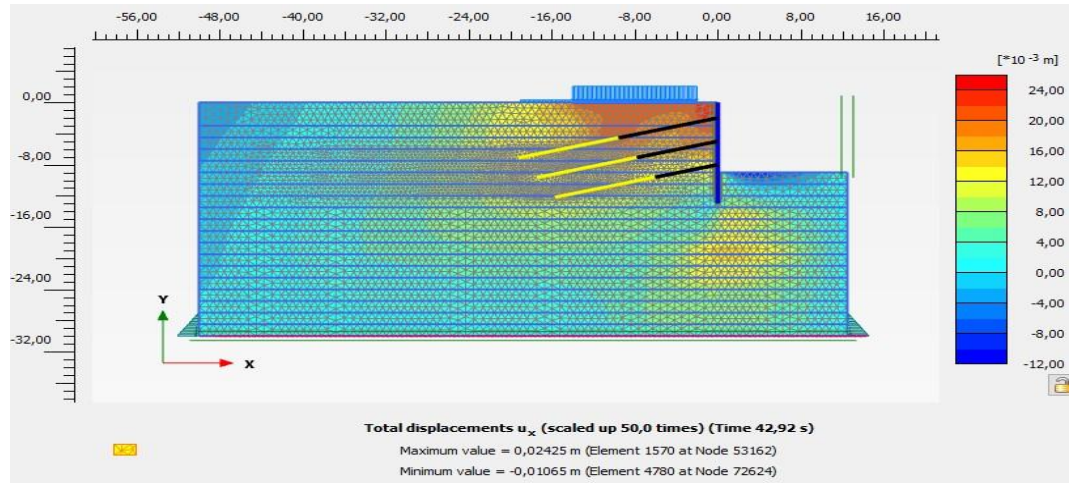


EK-C-16 HSS-UD-O modelde oluşan deformasyon

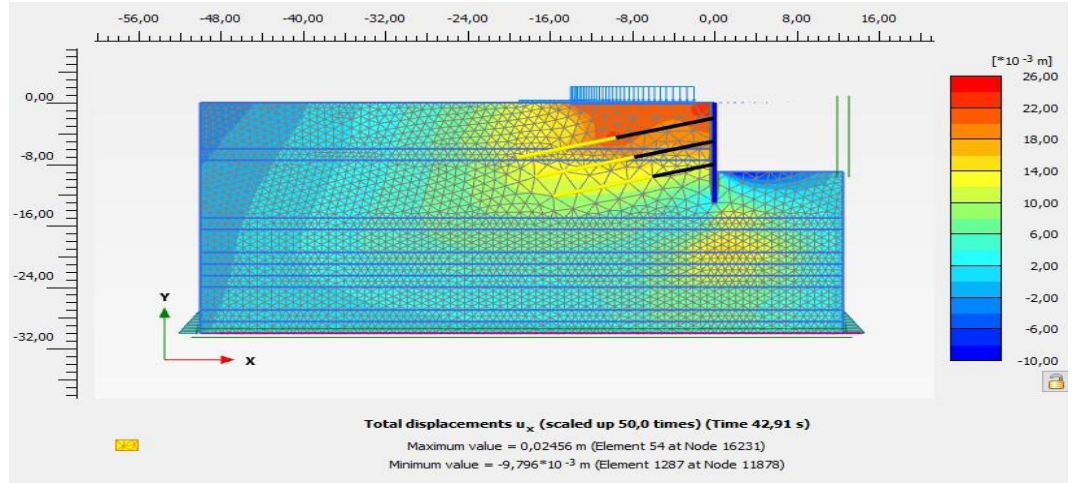


Dinamik durumda modellerde oluşan deformasyonlar

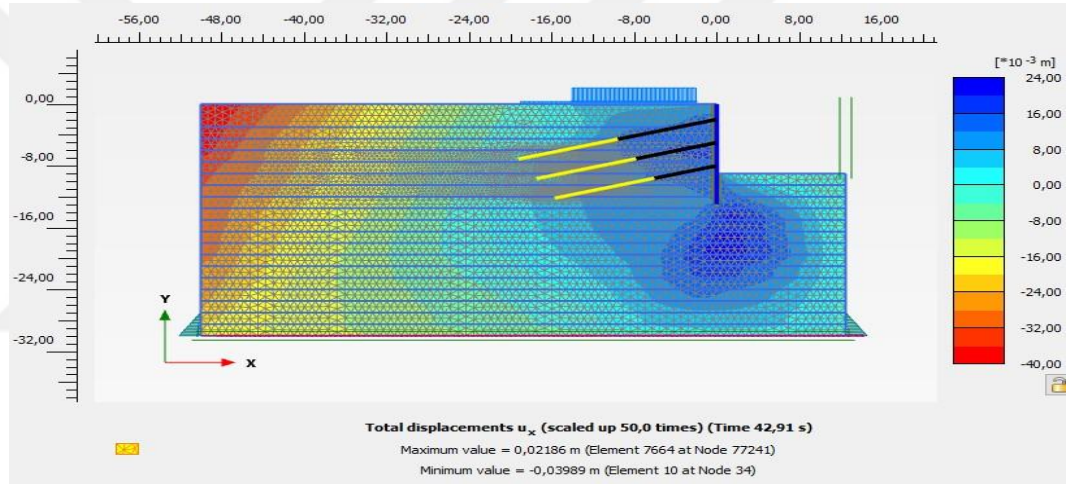
EK-C-17 ZT-HS-D-1.5 modelde oluşan deformasyon



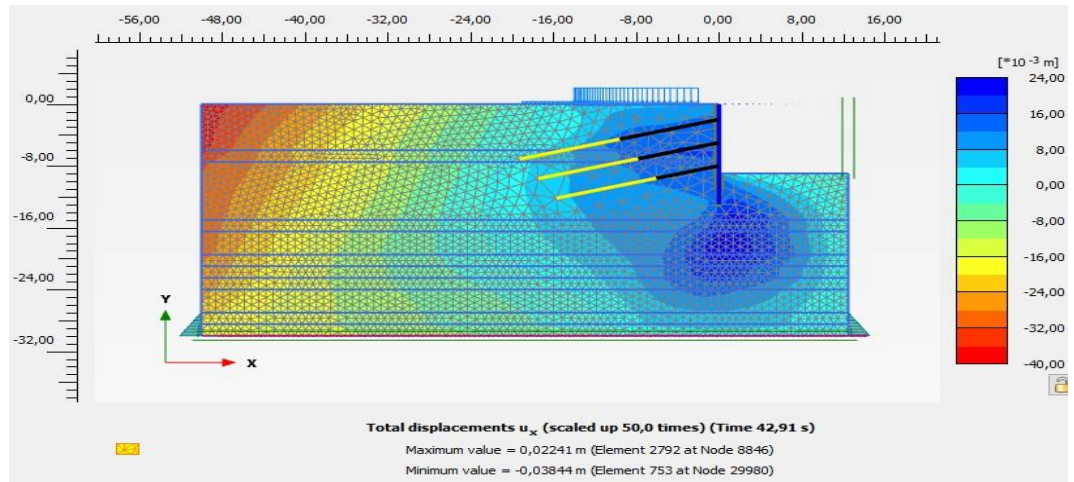
EK-C-18 ZT-HS-D-O modelde oluşan deformasyon



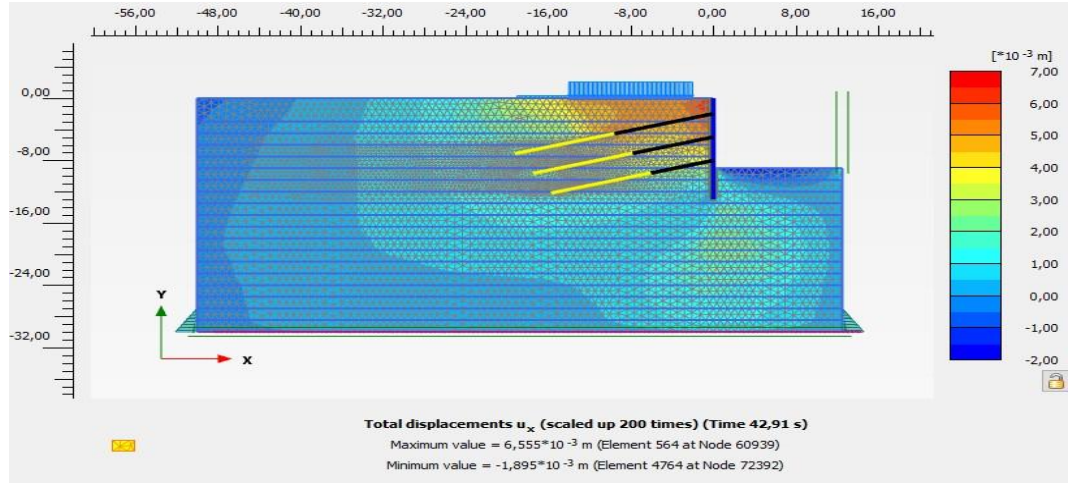
EK-C-19 ZT-HS-UD-1.5 modelde oluşan deformasyon



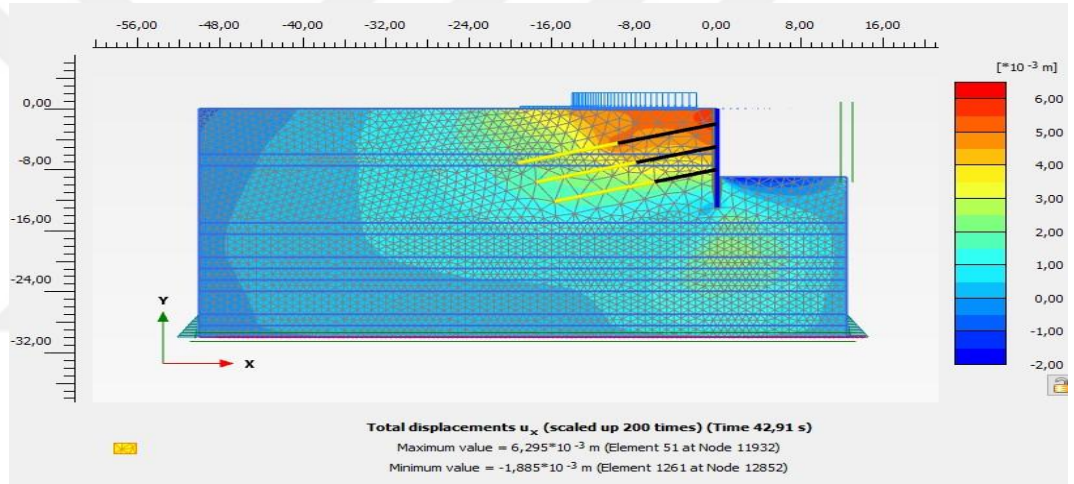
EK-C-20 ZT-HS-UD-O modelde oluşan deformasyon



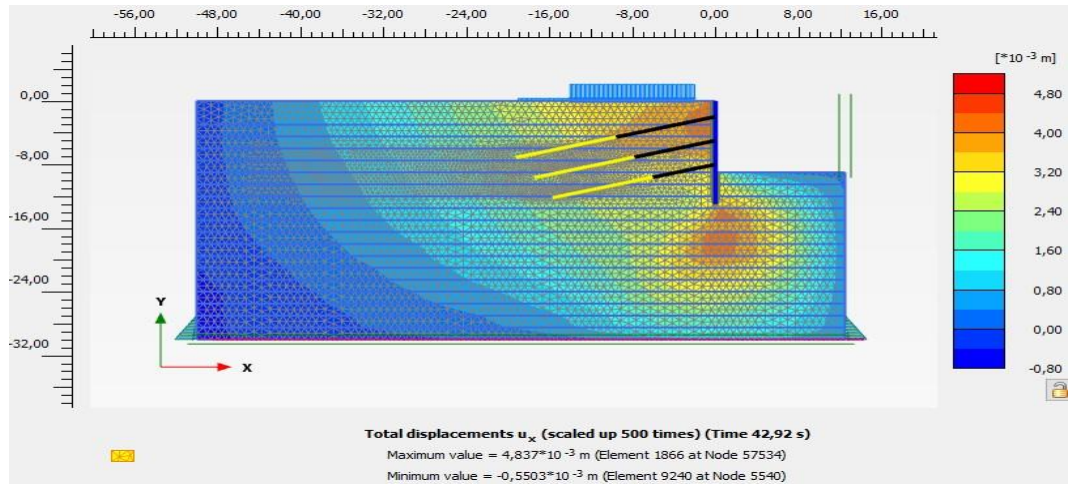
EK-C-21 ZT-HSS-D-1.5 modelde oluşan deformasyon



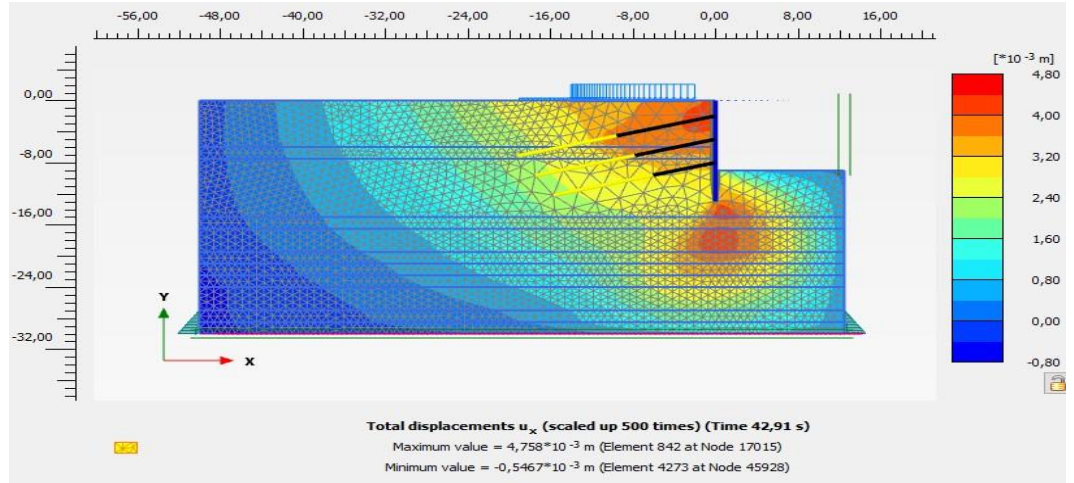
EK-C-22 ZT-HSS-D-O modelde oluşan deformasyon



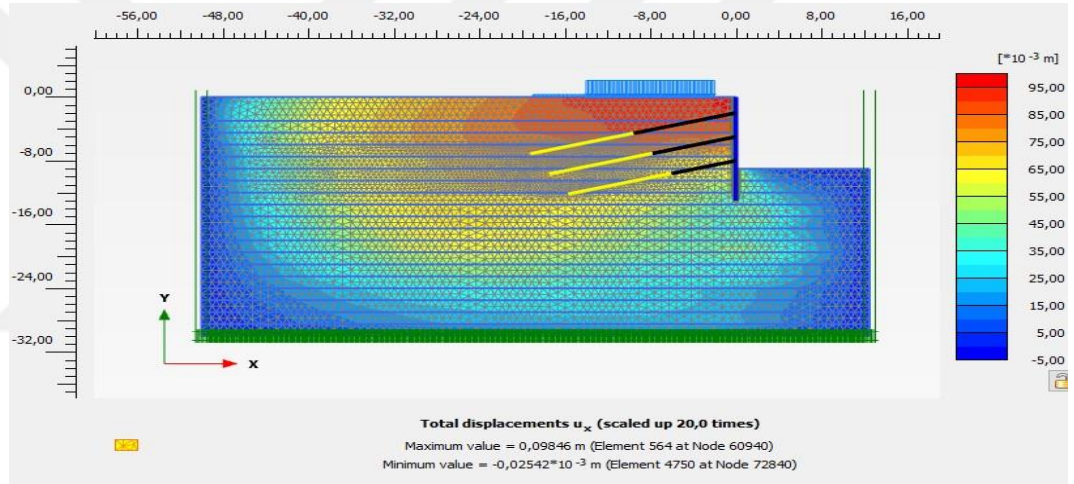
EK-C-23 ZT-HSS-UD-1.5 modelde oluşan deformasyon



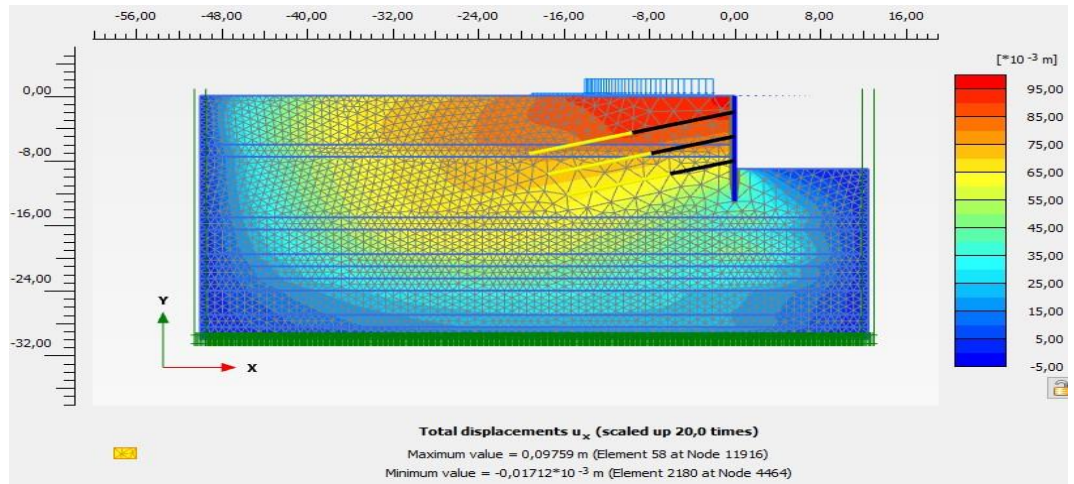
EK-C-24 ZT-HSS-UD-O modelde oluşan deformasyon



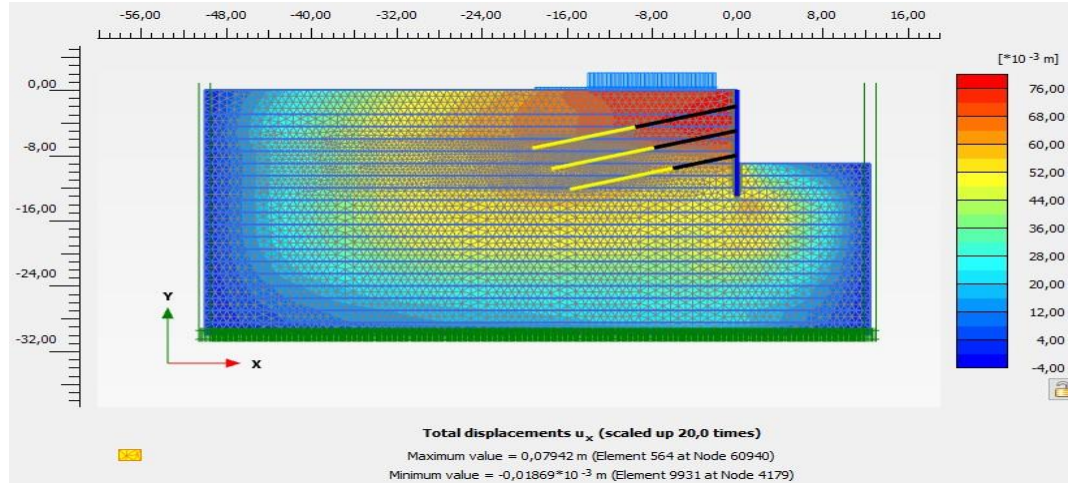
EK-C-17 PS-HS-D-1.5 modelde oluşan deformasyon



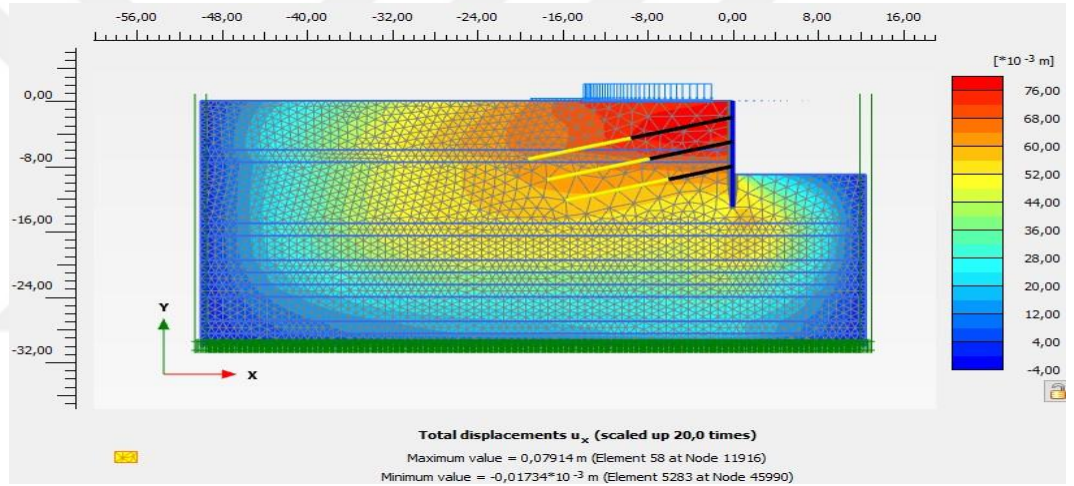
EK-C-18 PS -HS-D-O modelde oluşan deformasyon



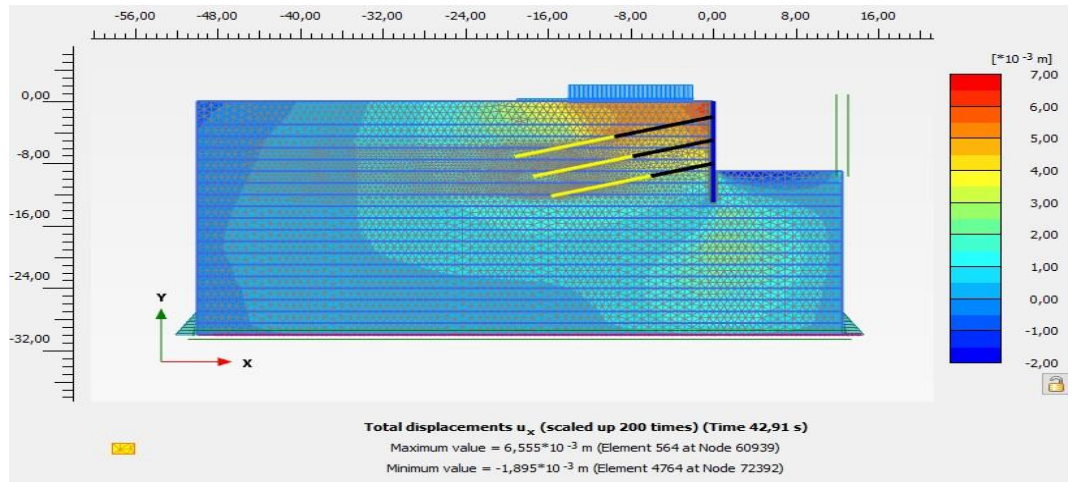
EK-C-19 PS -HS-UD-1.5 modelde oluşan deformasyon



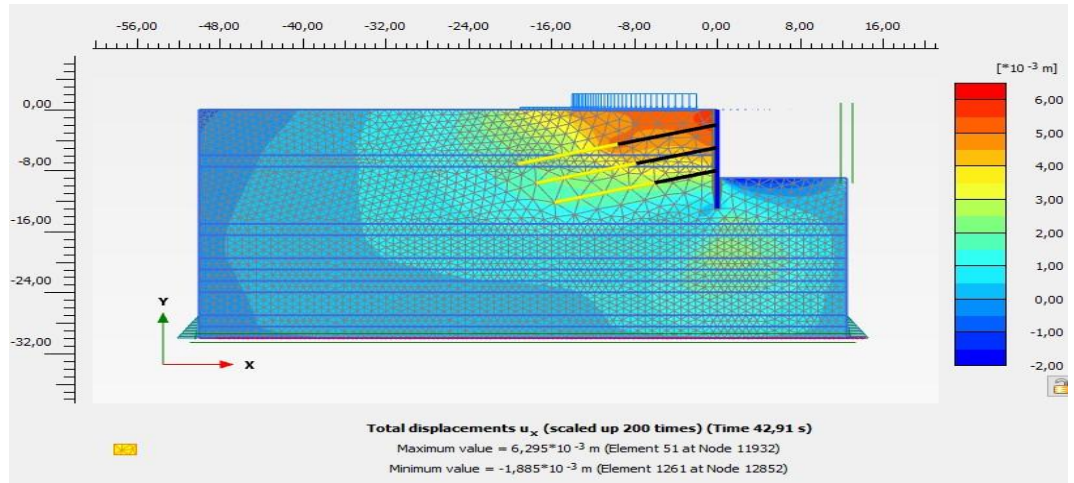
EK-C-20 PS-HS-UD-O modelde oluşan deformasyon



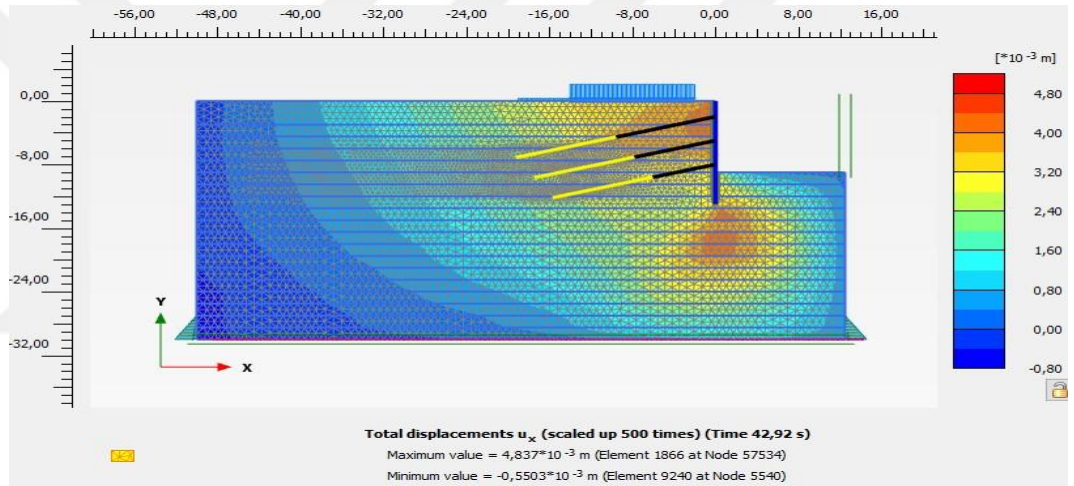
EK-C-21 PS -HSS-D-1.5 modelde oluşan deformasyon



EK-C-22 PS -HSS-D-O modelde oluşan deformasyon



EK-C-23 PS -HSS-UD-1.5 modelde oluşan deformasyon



EK-C-24 PS -HSS-UD-O modelde oluşan deformasyon

