



**İKSA SİSTEMLERİNİN İKİ BOYUTLU SONLU
ELEMENLAR YÖNTEMİYLE MODELLENMESİ: BİR
VAKA ANALİZİ**

Hasan Burak Özdemir



T.C.
BURSA ULUDAĞ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**İKSA SİSTEMLERİNİN İKİ BOYUTLU SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE
MODELLENMESİ: BİR VAKA ANALİZİ**

Hasan Burak ÖZDEMİR
502026020

Doç. Dr. Yeşim Sema ÜNSEVER
(Danışman)

YÜKSEK LİSANS
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

BURSA – 2024
Her Hakkı Saklıdır

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

İksa Sistemlerinin İki Boyutlu Sonlu Elemanlar Yöntemiyle Modellenmesi: Bir Vaka Analizi

Hasan Burak ÖZDEMİR

Bursa Uludağ Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Doç. Dr. Yeşim Sema ÜNSEVER

İksa sistemleri geoteknik ana bilim dalı için en önemli konulardan biridir. Şevli arazilerde doğal afetler ve insan eliyle yapılan müdahaleler nedeniyle hareketler gözlemlenebilir. Hareket eden şevli araziler yapılması planlanan yapıların güvenliğini riskli hale getirmektedir. Şevli arazinin hareketini engellemek ve yapıların güvenliğini sağlamak için şev stabilitesi gereklidir. Stabil olmayan şevlerde ve derin kazılarda oluşabilecek deformasyonu önlemek amacıyla iksa sistemleri kullanılır. İksa sistemlerinin proje tasarım aşamasında sonlu elemanlar yöntemi kullanılmaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi sayesinde stabilite analizleri, deformasyon ve gerilme değerleri proje tasarım aşamasında tespit edilmiş olur ve bu sayede iksa sistemiyle alakalı iyileştirilmelerin yapılma fırsatı sağlanır.

Bu tez çalışmasında iksa sistemleri detaylı bir şekilde incelenmiş, sonlu elemanlar yöntemi olan Plaxis 2D ile iksa sistemi modellenmesi gerçekleştirilmiştir. Çalışma konusu Bursa İli, Yıldırım İlçesi'nde bulunan okul inşaatından elde edilmiştir. Araziye ait geoteknik veriler ile iksa sistemi modellenmiştir. Plaxis 2D ile tasarlanan iksa modelinde oluşan gerilmeler, deformasyonlar tespit edilmiştir. İksa sisteminin modellenmesiyle oluşan deformasyonlar, arazide yapılan inklinometre ölçümleriyle karşılaştırılmıştır. Karşılaştırılan değerler için geri analizler yapılmıştır. Geri analiz yapılan modellerde göçme tahkiki yapılmış ve göçme yüzeyi elde edilmiştir. Yanal deplasmanların ve ankrajların analizi yapılmış analiz sonucu halat taşıma kapasitesi belirlenmiş ve KDYY-2023 ile karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Şev stabilitesi, sonlu elemanlar yöntemi, Plaxis 2D, heyelan, iksa sistemi 2024, xvi + 102 sayfa.

ABSTRACT

MSc Thesis

Modeling Retaining Systems Using Two-Dimensional Finite Element Method: A Case Study

Hasan Burak Özdemir

Bursa Uludağ University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

Supervisor: Assoc. Prof. Dr. Yeşim Sema Ünsever

Retaining systems are one of the most important components for the geotechnical department. Sloping lands may subject to movement due to natural disasters and human-made repairs. Moving sloped lands enable the parts of the planned structures to be under hazardous conditions. Slope stability is required to prevent movement of sloping land and ensure the safety of structures. Retaining systems are used to prevent deformation in unstable slopes and deep excavations. Finite element methods are used in design phase of the retaining system projects. Thanks to the finite element method, stability analyses, deformation and stress values are determined at the project design stage, thus providing the opportunity to make improvements on the retaining systems.

In this thesis study, retaining systems are examined in detail, and retaining system modeling is carried out with Plaxis 2D, a finite element method. The subject of the study was obtained from the school construction in Bursa Province, Yıldırım District. The shoring system was modeled with the geotechnical data obtained from the land. The stresses and deformations in the field were determined by Plaxis 2D models. The results obtained by modeling the shoring system are compared with the inclinometer measurements made in the field. Back analyses were performed for the compared values.

Key words: Slope Stability, Finite Element Method, Plaxis 2D, Landslide, Retaining System
2024, xvi + 102 pages.

TEŞEKKÜR

Araştırma çalışmalarım sırasında değerli fikirleri ve bilgi birikimiyle bana yardımcı olan Sn. Doç. Dr. Yeşim Sema Ünsever'e teşekkürlerimi sunarım.

Tez jürisinde yer alan, yorum ve önerilerini paylaşarak araştırmaya farklı bir bakış açısı sunan değerli hocalarım Doç. Dr. Eyüphan Avcı ve Dr. Öğr. Üyesi Ahmet Talha Gezgin'e teşekkürlerimi sunarım.

Her zaman yanımda olan ve desteğini esirgemeyen kıymetli aileme teşekkürlerimi sunarım.

Hasan Burak ÖZDEMİR
.../.../.....

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	Vi
ABSTRACT	vii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	xi
ŞEKİLLER DİZİNİ	xii
ÇİZELGELER DİZİNİ	xvi
1. GİRİŞ	1
2. KURAMSAL TEMELLER VE KAYNAK ARAŞTIRMASI.....	3
2.1. Şev Stabilitesi	3
2.1.1. Şev tanımı	3
2.2.Şev Çeşitleri.....	4
2.2.1 Oluşma şekline göre	4
2.2.2 Geometrik açıdan	5
2.3 Şev Hareketine Neden Olan Etkenler	6
2.3.1 Şev hareket tipleri	6
2.4 Şev Stabilitesi Analizleri Ve Yöntemleri	12
2.5 Yanal Toprak Basıncı.....	13
2.6 İksa Sistemleri	19
2.6.1 Düşey destek elemanları.....	19
2.6.2 Yatay destek elemanları	24
3. MATERYAL VE YÖNTEM.....	32
3.1 Bursa İli Yıldırım İlçesi.....	32
3.2.Çalışma Alanını: Bursa İli Yıldırım İlçesi	33
Mollarap Mahallesiinde Oluşan Şev Göçmesi	33
3.3 İnklinometre.....	37
3.4. Çalışma Alanı: İksa Sistemi	39
3.4.1 Çalışma alanı: zemin etüdü.....	40
3.5 Sonlu Elemanlar Yöntemi	42
3.5.1 Plaxis 2D.....	42
3.6 Modellenen İksa Kesitleri.....	43
4. BULGULAR VE TARTIŞMA.....	53
4.1. Kesit Analizleri	53
4.1.1. 1-2-3 Aksları A-A kesiti	53
4.1.2. 1A-1 D-D kesiti.....	64
4.1.3. 6-7 Aksları F-F kesiti	73
4.1.4. 7-8-9 Aksları G-G kesiti.....	81
4.2. Kesit Analizlerin Değerlendirilmesi	89
4.2.1. Yanal deplasmanların irdelenmesi	89
4.2.2. Ankraj kesitlerinin irdelenmesi.....	90
4.2.3. Toptan Göçme Güvenlik Faktörlerin İrdelenmesi.....	95

5. SONUÇ	97
KAYNAKLAR.....	99
EKLER.....	102
ÖZGEÇMİŞ.....	103



SİMGELER ve KISALTMALAR DİZİNİ

Simgeler	Açıklama
GS :	Güvenlik katsayısı
ϕ' :	Efektif kayma mukavemeti açısı
c :	Kohezyon
b :	Dilim genişliği
γ :	Birim hacim ağırlık
H :	Şev yüksekliği
v :	Poisson oranı
δ :	Sürtünme açısı
α:	Zemin yüzeyinin eğimi
β:	Yanal toprak basıncının perdeye etki açısı

Kısaltmalar	Açıklama
GF:	Güvenlik Faktörü
SPT:	Standart Penetrasyon Deneyi
Pa:	Aktif zemin itkisi
Ka:	Aktif zemin basıncı katsayısı
Pp:	Pasif zemin itkisi
Kp:	Pasif zemin basıncı katsayısı

ŞEKİLLER DİZİNİ

		Sayfa
Şekil 2.1.	Şevleri tanımlamada kullanılan terimler (Coduto, 2006)	3
Şekil 2.2.	Şev görünümü.....	4
Şekil 2.3.	Yapay ve doğal şev örnekleri.....	4
Şekil 2.4.	Sonlu şev.....	5
Şekil 2.5.	Sonsuz şev.....	5
Şekil 2.6.	Derinlik/Uzunluk Oranına Göre Sınıflandırma (Skempton,1953)	7
Şekil 2.7.	Şev stabilitesi bozulmalarında düşme hareketinin malzeme türüne göre sınıflandırılması ve jeolojik görünümleri (Anaçali ve Şirin 2015)	8
Şekil 2.8.	Şev stabilitesi devrilme hareketinin malzeme türüne göresınıflandırılması ve jeolojik görünümleri (Anaçali ve Şirin 2015).....	9
Şekil 2.9.	Yana yayılma (Coduto, 2006).....	9
Şekil 2.10.	Akma türleri (Ulusay,2001).....	10
Şekil 2.11.	Dairesel (Dönel) kayma.....	11
Şekil 2.12.	Düzlemsel kayma, Kama tipi kayma, Çok yüzeyli kayma (Ulusay, 2001).....	12
Şekil 2.13.	Akma gözlemlenen karmaşık kayma (Bromhead, 1986).....	12
Şekil 2.14	Sükunetteki yanal toprak basıncı durumu (Sefi ,2014).....	14
Şekil 2.15.	Aktif yanal toprak basıncı durumu (Sefi ,2014).....	14
Şekil 2.16	Pasif yanal toprak basıncı durumu (Sefi ,2014).....	15
Şekil 2.17	Coulomb teorisi için aktif zemin basıncı (Das ve Sivakugan, 2019).....	16
Şekil 2.18	Coulomb teorisi için pasif zemin basıncı (Das ve Sivakugan, 2019).....	17
Şekil 2.19	Rankine aktif toprak basınç dağılımları (Kumbasar, 1999).....	18
Şekil 2.20	Rankine pasif toprak basınç dağılımları (Kumbasar, 1999).....	19
Şekil 2.21	Palplanş perde sistemleri ("İnsapedia" web sitesi, 2018).....	20
Şekil 2.22.	Diyafram Duvar Yapım Aşamaları (ZenTemel 2019).....	21
Şekil 2.23.	Fore kazık yapım aşamaları (Zemin araştırma web sitesi).....	22

Şekil 2.24.	Fore Kazık Yerleşim Şekilleri	22
Şekil 2.25.	Mini Kazıklar.....	23
Şekil 2.26.	Boru destek iksa sistemleri.....	24
Şekil 2.27.	Zemin Çivileri.....	25
Şekil 3.1.	Bursa Yıldırım İlçesi'nin haritadaki görünümü.....	32
Şekil 3.2.	Yıldırım'ın Uludağ eteklerine ve Bursa ovasına uzanan görüntüsü.....	33
Şekil 3.3.	Mollaarap heyelan sahası ve çevresine ait uydu görüntüsü.....	34
Şekil 3.4.	Heyelan sahası ve çevresine ait 1/1000 ölçekli Topoğrafya Haritası.....	35
Şekil 3.5.	Mollaarap heyelan bölgesi kopma ve yamaç eğim yönü.....	35
Şekil 3.6.	Mollaarap heyelan bölgesinin detaylı alan gösterimi.....	36
Şekil 3.7.	Mollaarap heyelan bölgesinin detaylı alan gösterimi uydu görüntüsü.....	36
Şekil 3.8.	İnklinometre Cihazı Seti.....	37
Şekil 3.9.	İnklinometre deney düzeneğinin tamamlanmış hali.....	38
Şekil 3.10.	İksa Sisteminin Vaziyet Planı.....	39
Şekil 3.11.	1-2-3 Aksları A-A kesiti iksa modeli.....	45
Şekil 3.12.	İksa modelinin yeraltı su seviyesi (Flow Conditions)	45
Şekil 3.13.	1a-1 Aksları D-D kesiti iksa modeli.....	47
Şekil 3.14.	İksa modelinin yeraltı su seviyesi (Flow Conditions)	47
Şekil 3.15.	Modellenen 6-7 Aksları F-F kesiti iksa modeli	49
Şekil 3.16.	6-7 aksları F-F kesiti yeraltı su seviyesi (Flow Conditions)	49
Şekil 3.17.	7-8-9 Aksları G-G kesiti iksa modeli.....	51
Şekil 3.18.	İksa modelinin yeraltı su seviyesi (Flow Conditions)	51
Şekil 4.1.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı.....	54
Şekil 4.2.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler.....	54
Şekil 4.3.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti efektif gerilmeler.....	55
Şekil 4.4.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti 1.Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	56
Şekil 4.5.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti 2. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	56
Şekil 4.6.	1-2-3 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi.....	57
Şekil 4.7.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı.....	58

Şekil 4.8.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler.....	59
Şekil 4.9.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti efektif gerilmeler dağılımı.....	60
Şekil 4.10.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti 1. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler dağılımı.....	60
Şekil 4.11.	1-2-3 Aksları A-A Kesiti 2. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler dağılımı.....	61
Şekil 4.12.	1-2-3 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi.....	61
Şekil 4.13.	1-2-3 Aksları inklinometre ölçümleri.....	63
Şekil 4.14.	1-2-3 Aksları x yönlü yer değiştirme karşılaştırılması.....	64
Şekil 4.15.	1a-1 Aksları D-D Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı.....	65
Şekil 4.16.	1a-1 Aksları D-D Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler.....	65
Şekil 4.17.	1a-1 Aksları D-D Kesiti efektif gerilmeler dağılımı.....	66
Şekil 4.18.	1a-1 Aksları D-D Kesiti 1. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	67
Şekil 4.19.	1a-1 Aksları D-D Kesiti 2. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler	67
Şekil 4.20.	1a-1 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi.....	68
Şekil 4.21	1a-1 Aksları D-D Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı.....	69
Şekil 4.22.	1a-1 Aksları D-D Kesiti x yönündeki yer değiştirmeler.....	70
Şekil 4.23.	1a-1 Aksları D-D Kesiti efektif gerilmeler dağılımı.....	70
Şekil 4.24.	1a-1 Aksları D-D Kesiti diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	71
Şekil 4.25.	1a-1 Aksları D-D Kesiti diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	72
Şekil 4.26.	1a-1 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi.....	72
Şekil 4.27.	1a-1 Aksları D-D Kesiti x yönlü yer değiştirme karşılaştırılması.....	73
Şekil 4.28.	6-7 Aksları F-F Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı.....	74
Şekil 4.29.	6-7 Aksları F-F kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler.....	75
Şekil 4.30.	6-7 Aksları F-F kesiti efektif gerilmeler.....	75
Şekil 4.31.	6-7 Aksları F-F kesiti diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	76
Şekil 4.32.	6-7 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi.....	76

Şekil 4.33.	6-7 Aksları F-F Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı.....	77
Şekil 4.34.	6-7 Aksları F-F kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler.....	78
Şekil 4.35.	6-7 Aksları F-F kesiti efektif gerilmeler.....	78
Şekil 4.36.	6-7 Aksları F-F kesiti diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	79
Şekil 4.37.	6-7 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi.....	80
Şekil 4.38.	6-7 Aksları F-F kesiti x yönlü yer değiştirme karşılaştırılm.....	80
Şekil 4.39.	7-8-9 Aksları G-G Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı.....	82
Şekil 4.40.	7-8-9 Aksları G-G Kesiti x yönünde..... oluşan toplam yer değiştirmeler.....	82
Şekil 4.41.	7-8-9 Aksları G-G Kesiti efektif gerilmeler.....	83
Şekil 4.42.	7-8-9 Aksları G-G Kesiti diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	84
Şekil 4.43.	7-8-9 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi.....	84
Şekil 4.44.	7-8-9 Aksları G-G Kesiti oluşan deforme olmuş sonlu elemanlar ağı.....	85
Şekil 4.45.	7-8-9 Aksları G-G Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler.....	86
Şekil 4.46.	7-8-9 Aksları G-G Kesiti efektif gerilmeler.....	86
Şekil 4.47.	7-8-9 Aksları G-G Kesiti diyafram duvardaki eksenel kuvvetler.....	87
Şekil 4.48.	7-8-9 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi.....	88

ÇİZELGELER DİZİNİ

		Sayfa
Çizelge 2.1.	Kayma yüzeyi derinliği ve boy oranına göre sınıflandırması (Skempton ve Hutchinson, 1959)	7
Çizelge 2.2	Şev Hareketlerinin Sınıflandırılması	8
Çizelge 3.1.	Sondaj loglarına göre derinlik boyunca SPT sonuçları	41
Çizelge 3.2.	Sondajda geçilen zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinin sonuçları	41
Çizelge 3.3.	Deney Sonuçlarına Göre Zemin Parametreleri.....	44
Çizelge 3.4.	Modelde Uygulanan Fore Kazık-Ankraj-Geogrid Değerleri	44
Çizelge 4.1.	Geri analizde uygulanan zemin parametreleri	53
Çizelge 4.2.	Mohr Coulomb zemin modeliyle elde edilen yatay deplasmanlar	90
Çizelge 4.3.	Hardening zemin modeliyle elde edilen yatay deplasmanlar	90
Çizelge 4.4.	1-2-3 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü	91
Çizelge 4.5.	1-2-3 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü	91
Çizelge 4.6.	1a-1 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü	92
Çizelge 4.7.	1a-1 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü	92
Çizelge 4.8.	6-7 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü	93
Çizelge 4.9.	6-7 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü	93
Çizelge 4.10.	7-8-9 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü	94
Çizelge 4.11.	7-8-9 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü	94
Çizelge 4.12.	Kesitlerdeki ankrajların halat sayısı	95
Çizelge 4.13.	Kesitlerdeki Güvenlik Faktörü	97

1. GİRİŞ

İnsanlığın en temel ihtiyaç ve gereksinimlerinden biri barınmadır. Dünya nüfusunun zamanla artması, küreselleşen ve gelişen dünyada yeni yapılar ve yeni yerleşim yerleri ihtiyacı oluşturmaktadır. Yeni yerleşim alanları ihtiyacı oldukça arazi yapısı bakımından inşaata elverişsiz yerlerde inşaat gereksinimi doğmuştur. Bu arazilerdeki yapılar, hem yapım aşamasında hem de doğal afetler sırasında en çok etkilenen yapılardır. Coğrafi koşulların zorlu olduğu şevli araziler bunlara bir örnektir. Şevli arazilerde en çok karşılaşılan doğal afetlerden biri heyelandır. İnsanların can ve mal güvenliğini sağlamak amacıyla heyelanları önlemek için şevli arazilere yapılar yapılmadan önce şev stabilitesi yapılarak gerekli önlemler alınmalı, yapılar arazinin yapısına göre projelendirilmelidir. Kuvvetli yer sarsıntıları, iklim etkileriyle zemin yamaç ayrışması, aşırı yağış ile suya doymun zeminde zemin dayanımının azalmasıyla şev stabilitesinin bozulmasına yani şev kaymasına neden olabilir. Şev kayması doğal nedenlerle olduğu gibi yapay nedenlerle de olabilir. Yapay nedenlerle bilinçsiz mühendislik kazılarının ve dolgularının yapılması, insan yapısı titreşimler şevin stabilitesini bozabilir. Şevin doğal veya yapay nedenlerle kayması sonucu oluşabilecek deformasyonu önlemek amacıyla iksa sistemleri kullanılır. İksa sistemleri aynı zamanda derin kazılarda da kullanılan bir yöntemdir. Zemin stabilitesinin bozulduğu arazilerde iksa sistemleri zemini güvenli bir şekilde tutar ve bu sayede kazının güvenliğini ve çevresindeki yaşam alanlarının güvenliğini sağlamış olur. İksa sistemleri kalıcı veya geçici olarak kullanılabilir.

Uygulanan en eski iksa sistemi bambu kazıklarda oluşturulan batardolar içindeki köprü ayaklardır. 20. Yüzyıl'a kadar iksa sistemlerinde kullanılan malzeme ahşap olmuştur. 20. yüzyıldan itibaren sırayla çelik ve sonrasında dökme beton iksa sistemlerinde kullanılan malzeme olmuştur (Sağlam, 1987).

Yapılan tez çalışmasında şevin tanımı detaylı olarak açıklanmış, oluşma şekline göre şev çeşitleri ve geometrik açıdan şev çeşitlerine değinilmiştir. Ayrıca, şev kayması veya derin kazılarda oluşabilecek yanal toprak basıncını karşılamak ve zemin göçmelerini engellemek

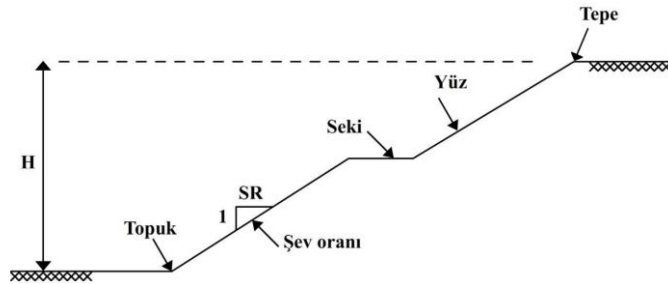
amacıyla kullanılan yöntem olan iksa sistemleri detaylı olarak incelenmiştir. İksa sistemleri yatay destek elemanlı ve düşey destek elemanlı olarak sınıflandırılmıştır. Düşey destek elemanlı ve yatay destek elemanlı iksa sistemlerine örnekler verilmiş ve bu örnekler üzerinden kullanım şekli ve kullanım amacı gibi detaylar açıklanmıştır. Daha sonra, Bursa ili Yıldırım İlçesi, Mollaaarap mahallesinde seçilen okul alanında çeşitli zemin parametreleri deney ve sondajlarla belirlenmiş, elde edilen bu veriler sayesinde seçilen okul alanında sonlu elemanlar yöntemi (Plaxis 2D) ile iksa sistemi modellemesi yapılarak, alanda oluşacak stabilite analizleri, gerilme ve deformasyonlar tespit edilmiştir. İksa sistemi hem Mohr Coulomb zemin modeli hem de Hardening zemin modeliyle analiz edilmiş ve tespit edilen veriler inklinometre ölçümleriyle karşılaştırılarak, iksa sistemi modelinde geri analiz yapılmıştır.

2. KURAMSAL TEMELLER ve KAYNAK ARAŞTIRMASI

2.1. Şev Stabilitesi

2.1.1. Şev tanımı

Dünya'nın jeolojik tarihiyle birlikte, yeryüzünde genellikle litosferik tabakaların kıtasal hareketleri ve depremlerle yamaçlar oluşur. Oluşan bu yamaçlarda duran zemindeki eğimli toprak kütesine “şev” denir. Taylor (1937), yayınladığı “Stability of Earth Slopes” kitabında şevin tanımını “Bir toprak kütesinin aşağı ve dışa doğru kayması bir şevin hareketine kayma veya şev kayması denir.” diye tanımlamıştır. Şev genel anlamda “yatay ya da mevcut arazi yüzeyi ile belirli açı yapan kitle” olarak tarif edilebilir (Cernica, 1995). Şev stabilite bozukluğu deprem vb. diğer afetler gibi can ve mal kaybına sebep olabilir bu sebeple inşaat yapımında dikkat edilmesi gereken hususlardan biridir. Şev stabilitesini kaybedip, kritik şev açısını geçen zeminlerde şevin altındaki ve arkasındaki toprak kütesi aşağıya ve dışa doğru hareket eder. Bu hareket ile kütlelerin göçmesine şev kayması denir. Şevde kayma gerilmesinin artması veya mukavemetinin azalması şev göçmesine neden olur. Şev kütesinde oluşabilecek kayma ve göçme gibi tehlikelerin dikkate alınması ve hesaplanması gerekmektedir. Şev kaymasına veya göçmesine sebebiyet vermemek için şev stabilitesi yapılmalıdır. Yatay zeminle, şevin en üst noktası arasındaki fark şevin yüksekliğini verir. Şevin zeminle yaptığı açı ise şev açısıdır. Kayma yüzeyi, zeminin üst kısmındadır ve hareket eden kütlelerin alt kısmıdır. Şev yüzeyi ile şev tabanının kesiştiği nokta “şev topuğu” olarak isimlendirilir. Şevin Tepesi ve şevin topuğu arasındaki kalan kısma şevin yüzeyi denir. Şev yüzeyinin ortasına gelen düz kısma “seki” denir. Şevi tanımlamada kullanılan terimler Şekil 2.1’de gösterilmiştir.



Şekil 2.1. Şevleri tanımlamada kullanılan terimler (Coduto, 2006)

Şevde stabilite probleminin çözümü için şevin neden hareket ettiğini belirlemek, şev analizlerinin yapılması, stabilitenin sağlanması için önlem alınması gerekir. Şevli arazi görünümü Şekil 2.2’de gösterilmiştir.



Şekil 2.2. Şev görünümü

2.2.Şev Çeşitleri

2.2.1 Oluşma şekline göre

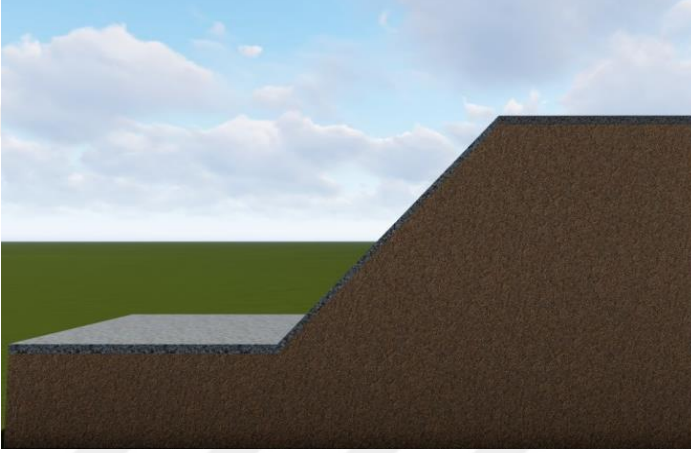
Şevler oluşma şekline göre ikiye ayrılır. Doğanın çeşitli hareketi ve afetleriyle yamaçlar oluşur. Oluşan bu yamaçlarda duran zemindeki toprak kütleleri doğal halde olduğundan dolayı bu çeşit şevlere doğal şev denir. Doğanın etkisinde kalmadan, insan müdahalesiyle oluşan şevlere ise yapay şev denir. Yapay şevler sonradan oluşturulsa da kullanılan malzeme her zaman doğaldır. Yapay şev ve doğal şev Şekil 2.3’te gösterilmiştir.



Şekil 2.3. Yapay ve doğal şev örnekleri

2.2.2 Geometrik açıdan

Şevler geometrik açıdan sonsuz şev veya sonlu şev diye ikiye ayrılır. Sonlu şevlerin belli bir yüksekliği vardır. Sonlu şevlerde şevin üst yüzeyi ve alt yüzeyi belirgin bir şekilde yataya yakındır. Şevin başlangıç ve bitiş noktaları arası şevin yüksekliğini vermekle birlikte, bu duruma sonlu şev denmektedir. Sonlu şev Şekil 2.4’de gösterilmiştir.



Şekil 2.4. Sonlu şev

Şevin alt yüzeyi veya üst yüzeyi dikey bir şekilde ilerleyen, başlangıç ve bitiş noktası belli olmayan ve bu nedenle bir yüksekliği belirlenemeyen şev çeşidine sonsuz şev çeşidi denir. Sonsuz şev Şekil 2.5’de gösterilmiştir.



Şekil 2.5. Sonsuz şev

2.3 Şev Hareketine Neden Olan Etkenler

Şev hareketine, genel olarak doğal afetler veya insan eliyle yapılan müdahaleler neden olmaktadır. Kayma gerilmesinin artmasıyla şevde hareket oluşabilmektedir. Şevi destekleyen istinat duvarlarının kalkması, erozyon, buz erimesi veya suya bağlı değişimler, şevin üzerine yüklenen aşırı yükler kayma gerilmesini arttıran nedenlerdendir. Kayma gerilmesini artırabilecek en önemli doğal afetlerden biri yer sarsıntıları yani depremlerdir. Heyelanlarda şev stabilitesini bozan doğa olaylarındandır. Şevde kayma mukavemetinin azalması da şev hareketine neden olan etkenlerdendir. Jeolojik etkiler ve zemin özelliklerinin değişimi kayma mukavemetini azaltabilmektedir. Zeminin boşluk suyu basıncının artması sürtünmeyi azaltmakta ve suyun kaldırma ile birlikte kuvveti zemin mukavemetini azaltmaktadır. Gece gündüz farklarıyla oluşan kayalarındaki fiziksel aşınma, zeminde bulunan fay, boşluk, çatlak mukavemeti azaltmaktadır.

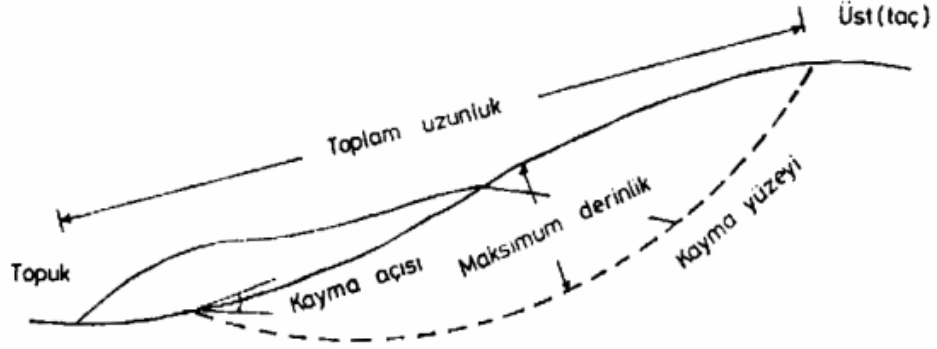
2.3.1 Şev hareket tipleri

Şev hareketleri birçok farklı sınıflandırma ile tanımlanmıştır. Şev stabilitesinin bozulmasıyla harekete geçen şevin, hareketine neden olan faktörler malzemenin cinsi, hareket eden kütlenin ağırlığı, kütlenin diğer zeminle bağlantısı, hareketin nedeni, hareketin şekli, kayma mukavemeti, zemin suyu ve diğer etkilere dayalı faktörler etkili olmaktadır (Yalçınkaya, 2019). Şev hareketlerinin sınıflandırılmasıyla alakalı birçok çalışma mevcuttur. Skempton ve Hutchinson (1959), Cruden ve Varnes(1996) gibi araştırmacılar bu konuyla alakalı çalışma yapmıştır.

Skempton ve Hutchinson (1959), şev hareketleri için, şevin kayma yüzeyi derinliği ve boy oranına göre ayrı bir sınıflandırma önermişlerdir. Kaymanın maksimum derinliği, şevin maksimum uzunluğuna bölündüğünde %3'den küçük olduğunda akma, %5-%10 arası kayma, %15-%30 arası olursa Dönel Göçme olarak adlandırılmıştır. (D: Kaymanın maksimum derinliği, L: Şevin maksimum uzunluğu' dur.) (Çizelge 2.1). Derinlik ve uzunluk oranına göre sınıflandırma Şekil 2.6' da gösterilmiştir (Skempton,1953).

Çizelge 2.1. Kayma yüzeyi derinliği ve boy oranına göre sınıflandırması (Skempton ve Hutchinson, 1959)

D/L(%)	5.0-10	0.5-3.0	15-30
Hareket Tipi	Kayma	Akma	Dönel Göçme



Şekil 2.6. Derinlik/Uzunluk Oranına Göre Sınıflandırma (Skempton, 1953)

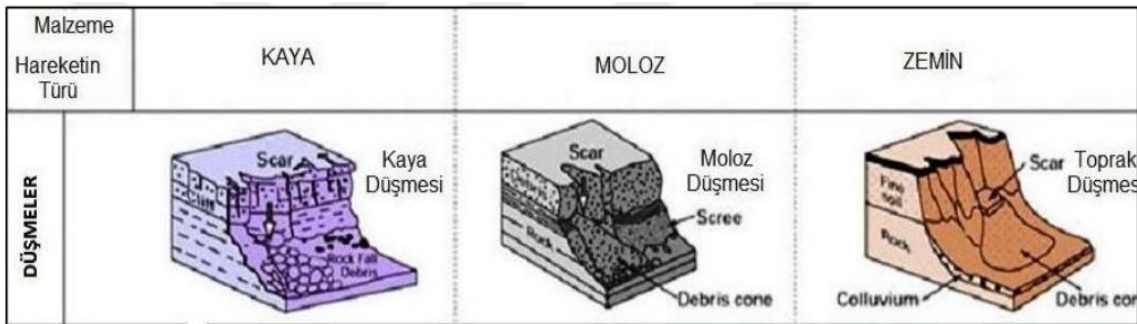
Varnes tarafından sınıflandırılan şev hareketleri altı kategoride sınıflandırılmıştır. Ayrıca şev hareketinin meydana geldiği zeminleri de üç ana kategoride sınıflandırmıştır. Kaya zeminlerde hareket var ise göçmenin önüne kaya, iri daneli zeminlerde moloz, ince daneli zeminlerde ise toprak diye sınıflandırmıştır (Çizelge 2.2).

Çizelge 2.2. Şev Hareketlerinin Sınıflandırılması (Varnes, 1978)

Hareket Türü			Şev Malzemesi		
			Kayaç	Zemin	
				Kaba Daneli	İnce Daneli
Düşme			Kaya düşmesi	Moloz düşmesi	Toprak düşmesi
Devrilme			Kaya devrilmesi	Moloz devrilmesi	Toprak devrilmesi
Kayma	Dönel		Kaya yığılması	Moloz yığılması	Toprak yığılması
	Ötelenme	Birkaç birim	Kaya bloğukayması	Moloz bloğu kayması	Toprak bloğu kayması
		Çok birim	Kaya kayması	Moloz kayması	Toprak kayması
Yanal yayılma			Kaya yayılması	Moloz yayılması	Toprak yayılması
Akma			Kaya akması	Moloz akması	Toprakakması
Karmaşık			İki veya daha fazla türlü hareket birleşimi		

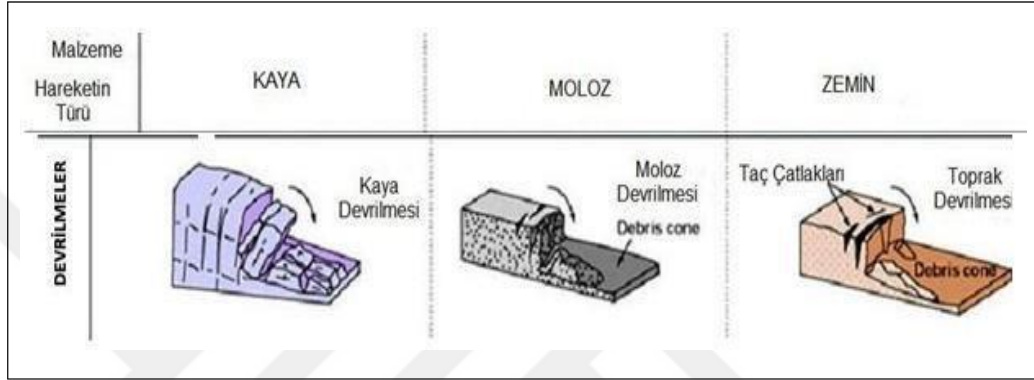
Şev hareket türleri ve açıklamaları şu şekildedir:

- **Düşme:** Zemin veya kaya parçalarının yer çekiminin etkisiyle şevden aşağı yönde hareket ederek düşmesi şeklindeki göçme tipidir. Düşen malzemenin türüne göre kaya düşmesi, moloz düşmesi ve toprak düşmesi gibi adlar alabilirler. Malzemenin türüne göre düşme Şekil 2.7’ de gösterilmiştir (Anaçali ve Şirin 2015).



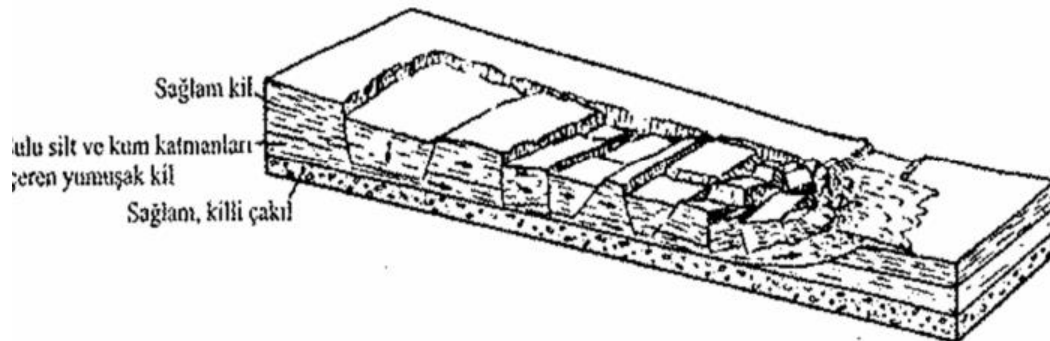
Şekil 2.7. Şev stabilitesi bozulmalarında düşme hareketinin malzeme türüne göre sınıflandırılması ve jeolojik görünüşleri (Anaçali ve Şirin 2015)

- **Devrilme:** Devrilmeler genellikle sert killi topraklarda veya kaya kütlesinin belirli bir eksen etrafında ileriye doğru yer değiştirmesiyle oluşur. Süreksizliğin fazla olduğu yüzeylerde şevin tersi yönünde kalıp şeklinde kütlenin zemin yüzeyinden ayrılıp yıkılması biçiminde gözükür. Malzeme türüne göre devrilme hareketi Şekil 2.8’de gösterilmiştir (Anaçali ve Şirin 2015).



Şekil 2.8. Şev stabilitesi devrilme hareketinin malzeme türüne göre sınıflandırılması ve jeolojik görünüşleri (Anaçali ve Şirin 2015)

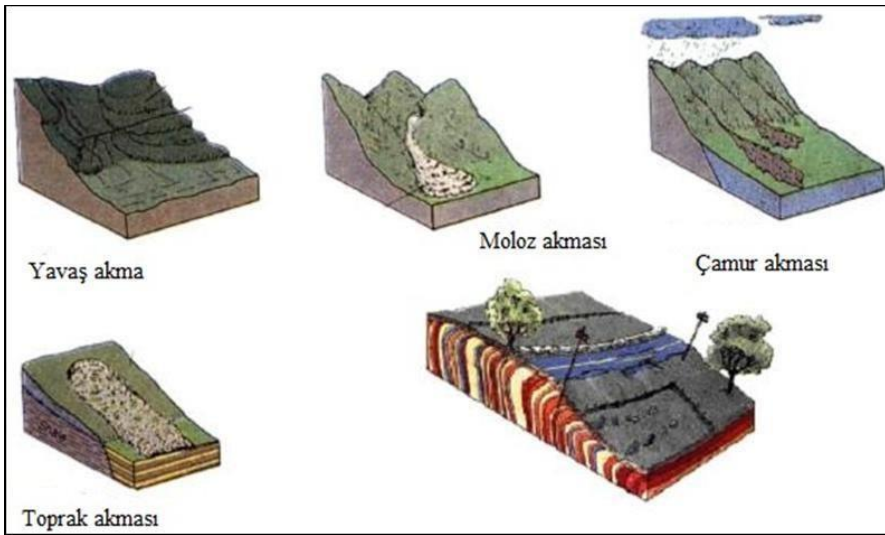
- **Yana yayılma:** Genellikle depremle oluşan zayıf suya doygun zeminin sıvılaşmasıyla veya zayıf zemin tabakasının ayrılmasıyla birbirine komşu konumdaki zeminlerin yatay yönde yer değiştirmesidir. Geniş alanlara yayılmakla büyük bir alanı da etkilediği için büyük hasarlar oluşturabilmektedir. Malzeme çeşiti ile yana yayılma Şekil 2.9’ da gösterilmiştir (Coduto,2006).



Şekil 2.9. Yana yayılma (Coduto, 2006)

• **Akma:** Şevi oluşturan zemin kütlelerinin kıvamlı bir akışkan sıvı gibi şev düzlemi boyunca yer çekiminin de etkisiyle aşağı doğru hareket etmesidir. Genellikle zeminin suya doygun hale gelmesi ve boşluk suyundaki basıncın artmasıyla, stabilitenin bozulmasına sebep olur (Öz, 2007). Şev düzlemi boyunca hareket eden akmalar, çok geniş bir alana yayılır ve etki eder. Genellikle büyük deformasyon oluşturan akmalar, büyük hasarlar oluşturup önüne çıkan ağaçları, araçları ve yapıları kendisiyle birlikte sürükleyebilir. Akmanın durması ancak eğimli yüzeyden çıkıp düz bir yüzeye gelmesiyle mümkün olabilmektedir. Akan malzemenin özelliğine göre akma hızı değişmektedir. Akma, üç ana başlıkta sınıflandırılmıştır (Akbulut, 2012).

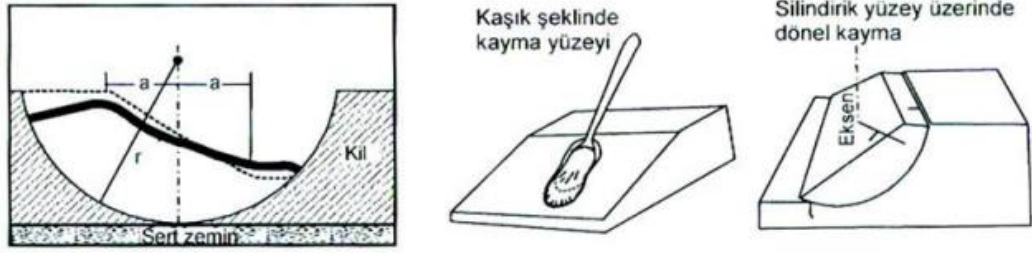
- **Çamur Akması:** İnce daneli malzemelerin özellikle aşırı yağış sonrası akması ile meydana gelen hızlı bir akma şeklidir (Akbulut, 2012).
- **Moloz Akması:** İri daneli malzemelerin aşırı yağış sonrası akmasıyla meydana gelen bir akma şeklidir (Akbulut, 2012).
- **Krip (Yavaş Akma):** Şevlerde yer çekiminin etkisiyle, yüzeysel bir kısmın aşağı doğru çok yavaş şekilde akma şeklidir (Akbulut, 2012). Yavaş akmanın bir diğer adı kriptir. Kripte kaya, moloz (iri daneli), toprak (ince daneli) gibi malzemenin çeşidine göre değişmektedir. Zemin malzemesine göre akma çeşitleri Şekil 2.10' da gösterilmiştir.



Şekil 2.10. Akma türleri (Ulusay,2001)

- **Kayma:** Bir kayma yüzeyi üzerinde kütlenin aşağıya doğru hareketidir. Şev stabilitesinin bozulmasıyla şevin göçmesini genelde heyelan veya kayma diye adlandırsakta, Varnes bu terimleri sadece kayma yüzeyleri boyunca yamaç aşağı doğru hareket eden kütleleri tanımlarken kullanmıştır (Coduto, 2006). Kaymalar; dönel kaymalar ve ötelenmeli kaymalar olarak iki şekilde sınıflandırılabilir (Ulusay, 2001).

Dairesel (dönel) kayma: Genellikle doğal yamaçlarda veya şevlerde görülen yavaş veya orta hızda hareket eden, kayma yüzeyi boyunca kaşık şeklinde veya silindirik dilimine benzer şekilde meydana gelmektedir. Dairesel kayma ile birlikte üst yüzey geriye doğru yatar. Genel olarak akarsu kaynaklarında, siltli, kumlu ve killi zeminlerde meydana gelir. Parçalanmış kaya kütlelerinde veya ayrılmış kayaçlarda da görülebilmektedir. Dairesel kayma Şekil 2.11’de gösterilmiştir.



Şekil 2.11. Dairesel (Dönel) kayma

Ötelenmeli kayma: Şev stabilitesinin bozulmasıyla, az pürüzlü veya düz yüzeylerde öne doğru hareketle oluşan kayma hareketidir. Bu tür kaymalarda zeminde oluşan deformasyon daha azdır. Düzlemsel kayma, Kama türü kayma, çok yüzeyli kayma gibi çeşitleri bulunmaktadır. Ötelenmeli kayma çeşitleri sırayla Şekil 2.12’ de gösterilmiştir (Ulusay, 2001).

stabilitesinde kaymaya neden olan kuvvetlerle, kaymaya karşı direnen kuvvetler çeşitli yöntemlerle analiz edilip şev güvenlik katsayısı bulunmuştur.

Şev stabilite analizlerine ilk olarak 1773 yılında Coulomb'un yaptığı kayma yüzeyi kabulü çalışmaların temelini oluşturmuştur. Daha sonrasında birçok çalışma yapılmış ve analiz yöntemleri keşfedilmiştir.

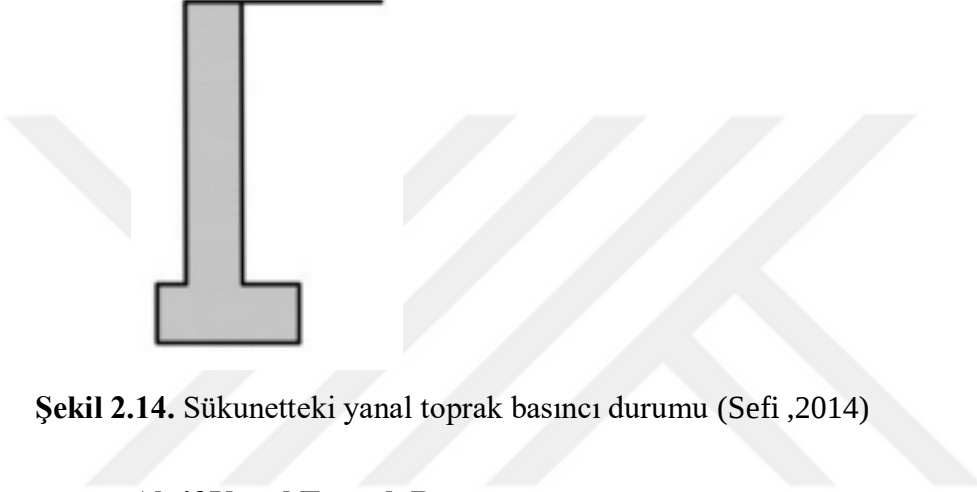
Fellenius (1927) yöntemi olarak bilinen yöntemle dairesel kayma yüzeyini dilimlere bölerek her dilime etkiyen kuvvetleri dikkate alarak bir analiz yöntemini anlatmıştır. Skempton (1948), "The $f=0$ Analysis for Stability and its Theoretical Basis" adındaki çalışmada, içsel sürtünme açısının şev stabilitesi analizlerinde kullanımını açıklamıştır. Terzaghi (1950), yaptığı "Mechanism of Landslides" çalışmasıyla şev stabilitesi problemleri araştırmalarının öncüsü olmuştur. Janbu (1954), yayınladığı "Application of Composite Slip Surface for Stability Analysis" isimli çalışmada günümüzde kendi adıyla anılan stabilite analizlerinde Janbu yöntemini anlatmıştır. Bishop (1955), "The Use of the Slip Circle in the Stability Analysis of Slopes" isimli çalışmada, en yaygın kullanıma sahip limit denge yöntemlerinden biri olan ve kendi ismiyle anılan dairesel şev stabilite analizinde Bishop yöntemini anlatmıştır. Spencer (1967) moment eşitliği sağlanıp kuvvet eşitliği sağlanmayan bir yöntem gerçekleştirmiştir. Londe ve ark. (1969), "Stability of Rock Slopes-A Three-Dimensional Study" adındaki çalışmada üç boyutlu şev stabilitesi analizini anlatmıştır. Şev stabilitesi analizleri limit denge yöntemleri ve sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmiştir.

2.5 Yanal Toprak Basıncı

Derin kazılar veya şevli arazilerde toprağın çeşitli nedenlerle yatay yönde hareket etmesi sonucu yanal toprak basıncı oluşur. Oluşan yanal toprak basıncı zeminin ağırlığı, deprem, heyelan gibi doğal veya derin kazılar gibi doğal olmayan nedenlerle zemin hareketi ve sürşarj yükü gibi çeşitli nedenlere bağlıdır. Zemin hareketini engellemek için destek yapıları imal edilir ve bu destek yapılarında yanal toprak basıncı oluşur; üç çeşit yanal toprak basıncı vardır: aktif yanal toprak basıncı, pasif yanal toprak basıncı ve sükunetteki yanal toprak basıncı. Destek yapılarında oluşan yanal toprak basınçları durumlarına göre aktif yanal toprak basıncı veya pasif yanal toprak basıncı olarak adlandırılır (Schoklitsch,1956).

- **Sükunetteki Yanal Toprak Basıncı**

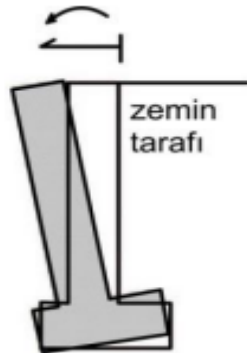
Zeminde hareketin olmaması veya dönme, öteleme gibi hareket yapmayacak rijit destek yapısıyla, zeminde oluşabilecek yanal toprak basıncı engellenmiş olur. Bu durumda zeminde herhangi bir deformasyon meydana gelmez. Sükunetteki perde duvar şekil 2.14'te gösterilmiştir.



Şekil 2.14. Sükunetteki yanal toprak basıncı durumu (Sefi ,2014)

- **Aktif Yanal Toprak Basıncı**

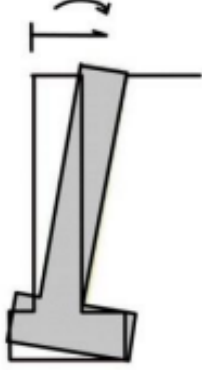
Doğal veya doğal olmayan nedenlerle harekete geçmiş zeminin destek yapısına doğru hareket etmesi sonucu destek duvarının yüzeyinde oluşan basınca aktif yanal toprak basıncı denir. Destek yapısı istinat perdesi veya iksa perdesi olabilir. Destek yapısı ötelenme veya dönme hareketiyle zeminden uzaklaşıyorsa elastik denge bozulur ve plastik denge oluşur. Aktif yanal toprak basıncının oluşma şekli Şekil 2.15'te gösterilmiştir.



Şekil 2.15. Aktif yanal toprak basıncı durumu (Sefi ,2014)

- **Pasif Yanal Toprak Basıncı**

Perde duvarın zemine doğru yaptığı hareket sonucunda pasif yanal toprak basıncı oluşur. Perde üzerine etkiyen yanal toprak basıncı zemin direnciyle maksimum seviyeye ulaşır. Pasif yanal toprak basıncıyla zemin yanal yönde sıkışmış olur. Pasif yanal toprak basıncının oluşma şekli Şekil 2.16'da gösterilmiştir.



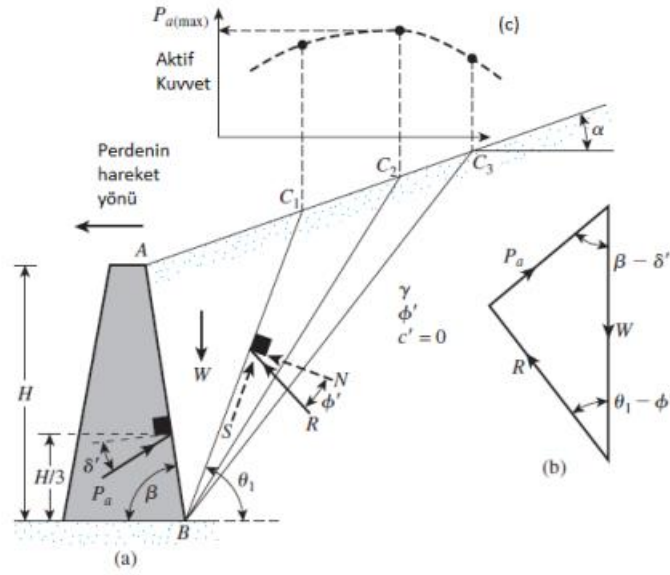
Şekil 2.16 Pasif yanal toprak basıncı durumu (Sefi ,2014)

2.5.1 Coulomb Teorisi

Coulomb (1776) yaptığı çalışmada perde duvar hareket ederken duvar arkasında oluşan zemin kamasının dengesini dikkate alarak bu teoriyi oluşturmuştur. Teoride duvar arkası ile arka dolgu zemin arasında sürtünme olduğunu kabul etmiştir. Zeminin homojen ve izotropik olduğunu, kitlenin kama şeklinde ve rijit yapıldığını kabul etmiştir.

- **Aktif Zemin Basıncı**

Aktif zemin basıncında perde duvar, kazı yönüne doğru hareket ederken perde duvar arkasında üçgen kama oluşur ve oluşan bu kama perdeye doğru hareket etmek isteyerek perde duvar üzerinde aktif zemin basıncı oluşturur. Aktif zemin basıncı için Coulomb teorisi Şekil 2.17'de gösterilmiştir. Coulomb aktif zemin itkisi denklem (2.1) ile aktif zemin basıncı katsayısı denklem (2.2) ile hesaplanır.



Şekil 2.17. Coulomb teorisi için aktif zemin basıncı (Das ve Sivakugan, 2019)

$$P_a = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_a \quad 2.1$$

$$K_a = \frac{\sin^2(\alpha + \phi)}{\sin^2(\alpha) \sin(\alpha - \delta) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi - \beta)}{\sin(\phi - \delta) \sin(\phi + \beta)}} \right]^2} \quad 2.2$$

Bu formüllerde,

P_a : Aktif zemin itkisi

γ : Zemin birim hacim ağırlık

K_a : Aktif zemin basıncı katsayısı

α : Zemin yüzeyinin eğimi

ϕ : Sürtünme açısı

δ : Zeminle arasındaki sürtünme açısı

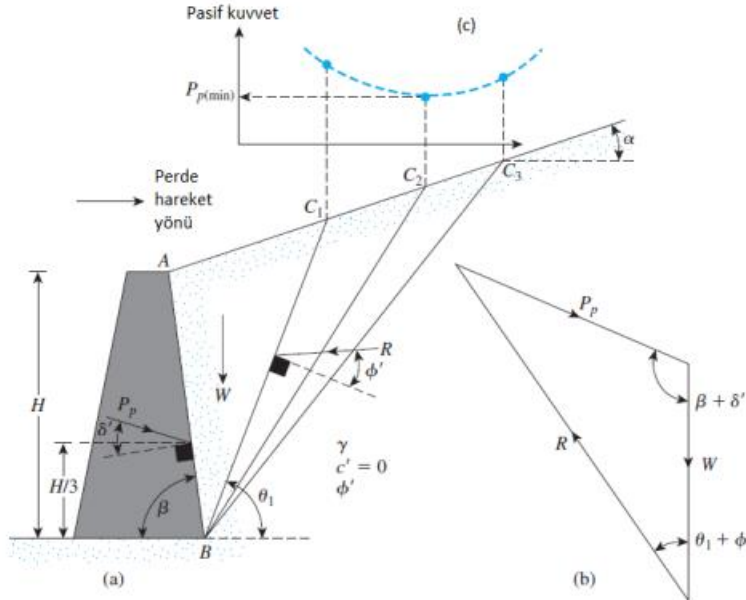
β : Yanal toprak basıncının perdeye etki açısı

H: Duvar yüksekliği' dir.

• Pasif Zemin Basıncı

Pasif zemin basıncında perde duvar, zemin yönüne doğru hareket ederken perde duvar arkasında oluşan üçgen kama perde duvar tarafından itilir ve perde duvar üzerinde pasif

zemin basıncı oluşur. Coulomb pasif zemin itkisi denklem (2.3) ile pasif zemin basıncı katsayısı denklem (2.4) ile hesaplanır.



Şekil 2.18. Coulomb teorisi için pasif zemin basıncı (Das ve Sivakugan, 2019)

$$P_p = \frac{1}{2} \gamma H^2 K_p \quad 2.3$$

$$K_p = \frac{\sin^2(\alpha - \phi)}{\sin^2(\alpha) \sin(\alpha + \delta) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad 2.4$$

P_p = Pasif zemin itkisi

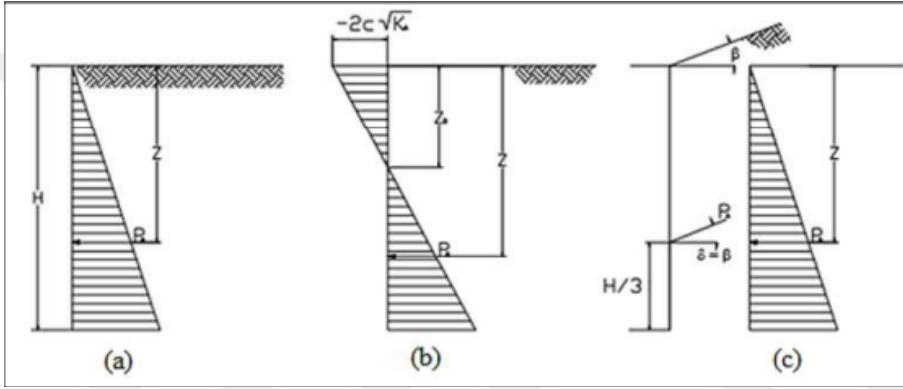
K_p = Pasif zemin basıncı katsayısı' dır.

2.5.2 Rankine Teorisi

Rankine (1857) yaptığı çalışmada zeminin her noktasında oluşan kırılma anındaki gerilmeleri dikkate alarak bu teoriyi oluşturmuştur. İlk olarak kohezyonsuz zeminler için önerilen teoride duvar arkası ile arka dolgu zemin arasında sürtünme ihmal edilmiştir. Daha sonrasında kohezyonlu zeminler için de kullanılmıştır. Zeminin homojen ve izotrop olduğunu kabul etmiştir.

- **Aktif Zemin Basıncı**

Perde duvarın zeminden uzaklaşmasıyla yanal gerilmeler azalmaya başlar ve azalarak minimum değerine ulaştığında gerilme durumu kırılma durumuna geçerek plastik denge oluşur. Bu durumda, aktif zemin basıncı oluşur. Aktif zemin basıncı için Rankine teorisi Şekil 2.19’da gösterilmiştir. Rankine aktif toprak basıncı denklem (2.6) ile aktif zemin basıncı katsayısı denklem (2.7) ile hesaplanır.



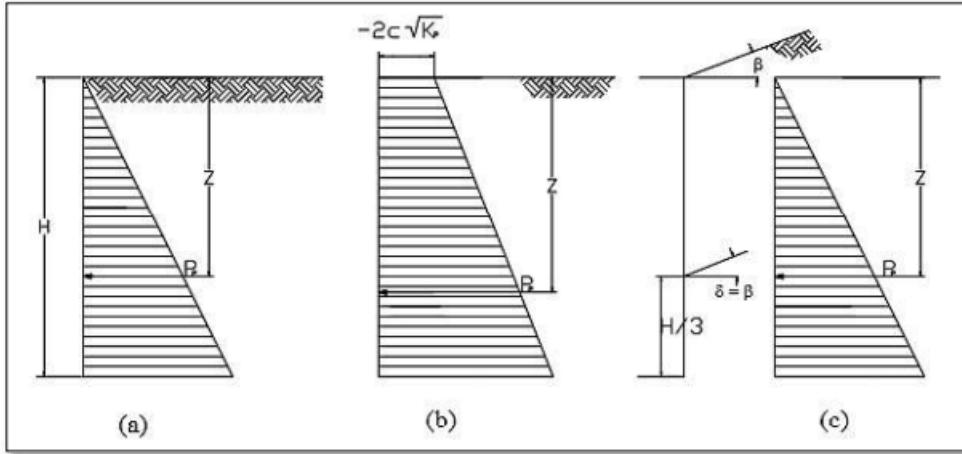
Şekil 2.19. Rankine aktif toprak basınç dağılımları (Kumbasar, 1999)

$$P_a = \gamma z K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.5)$$

$$K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

- **Pasif Zemin Basıncı**

Perde duvarın zemine doğru hareket etmesiyle yanal gerilmeler artmaya başlar ve maksimum değerine ulaştığında gerilme durumu kırılma durumuna geçer. Bu duruma pasif zemin basıncı denir. Pasif zemin basıncı için Rankine teorisi Şekil 2.20’de gösterilmiştir. Rankine aktif toprak basıncı denklem (2.7), ile pasif zemin basıncı katsayısı denklem (2.8) ile hesaplanır.



Şekil 2.20. Rankine pasif toprak basınç dağılımları (Kumbasar, 1999)

$$P_p = \gamma z K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.7)$$

$$K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.8)$$

2.6 İksa Sistemleri

Derin kazıların yapıldığı arazilerde veya şevli arazilerde oluşabilecek stabilite problemlerini çözmek ve yapıların güvenliğini sağlamak amacıyla oluşturulan sisteme, iksa sistemi denir. Yanal toprak basıncını taşımak için, zemindeki stabilitenin kaybolması nedeniyle oluşabilecek deformasyon ve deplasmanların karşılanması amacıyla iksa sistemleri gereklidir. İksa sistemleri çeşitli parametrelere göre tasarlanmaktadır. Yeraltı su seviyesi, zemin cinsi, arazinin yapısı, makine ekipmanı ve ekonomik nedenler tasarlanma aşamasında dikkate alınan bazı hususlardır. İksa sisteminin doğru modellenmesi ve imalatı, arazide ve çevresinde yapılacak yapılar için önemlidir. İksa sistemleri yapım aşamasında düşey ve yatay destek elemanları olarak iki ana kategoriye ayrılır.

2.6.1 Düşey destek elemanları

Düşey destek elemanlı iksa sistemleri, yanal toprak basıncı ile oluşabilecek deformasyonları karşılamakta, zeminde oluşabilecek göçmeleri engellemektedir. Düşey

destek elemanlı modellenen iksa sistemlerinde en çok kullanılan modeller palplanş perdeler, diyafram duvarlar, mini kazıklar ve fore kazıklı duvarlardır.

- **Palplanş Perdeler**

Palplanş, hammaddesi çelik olan özel yapıli profillerdir. Palplanş profiller yapı durumuna göre önceden imal edilir ve daha sonra montajı gerçekleştirilir. Palplanş profiller birbirine bitişik ve kenetli bir şekilde kullanılır. Hidrolik çekiciler ile çıkılarak duvar haline getirilir ve palplanş perdeleri oluşturur. Palplanş perde Şekil 2.21’de gösterilmektedir. Palplanş perdelerinin su sızdırmama oranı yüksektir. Bu yüzden genellikle kumlu, bataklık ve gevşek zeminlerin bulunduğu yerlerde yapılabilmektedir. Ayrıca batardoların ve kıyı yapıların yapılmasında da kullanılmaktadır (Ekici, 2011). Palplanşlar sert kaya zeminler için uygun değil ve uygulaması zordur. Hızlı ve ekonomik olduğundan dolayı yaygın bir iksa sistemidir. Oluşturulan iksa sisteminde palplanş ihtiyacı bittikten sonra kolayca başka bir alana taşınabilmektedir.

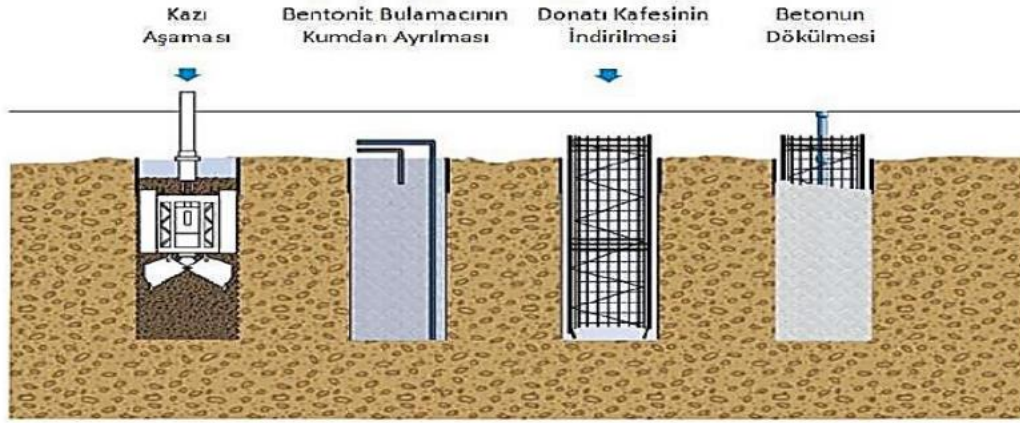


Şekil 2.21. Palplanş perde sistemleri ("İnsapedia" web sitesi, 2018)

- **Diyafram Duvarlar**

Diyafram duvar; beton, donatı ve çimento esaslı malzemelerden oluşur. Diyafram duvarların yapımı sırasında öncelikle iksa sistemini oluşturacak derinlik belirlenir. Kazı makinaları yardımıyla açılan çukurların bentonit, beton ve donatı malzemelerinin doldurulmasıyla

diyafram duvarlar oluşturulur. Diyafram duvarlar hem yanal toprak basıncını karşılamak amacıyla hem de taşıyıcı eleman olarak kullanılabilir. Diyafram duvar imalatı dört aşamadan oluşmaktadır. Birinci aşamada; oluşturulacak duvar derinliği kadar kazı makinasıyla bir kuyu kazılır. İkinci aşamada; kuyuya uygun bentonit çamuru pompalanır. Bentonit, stabil olmayan toprak için kullanılan geçirgenliği çok az olan maddedir. Üçüncü aşamada; bentonit pompalandıktan hemen sonra donatılı malzeme kuyuya indirilir. Dördüncü aşamada; Kuyuya beton pompalanır ve bentonit çamuru kuyudan çıkartılır ve başka bir diyafram duvarı oluşturmak için makine yardımıyla aktarılır. Diyafram duvar yapım aşaması Şekil 2.22’te gösterilmektedir.

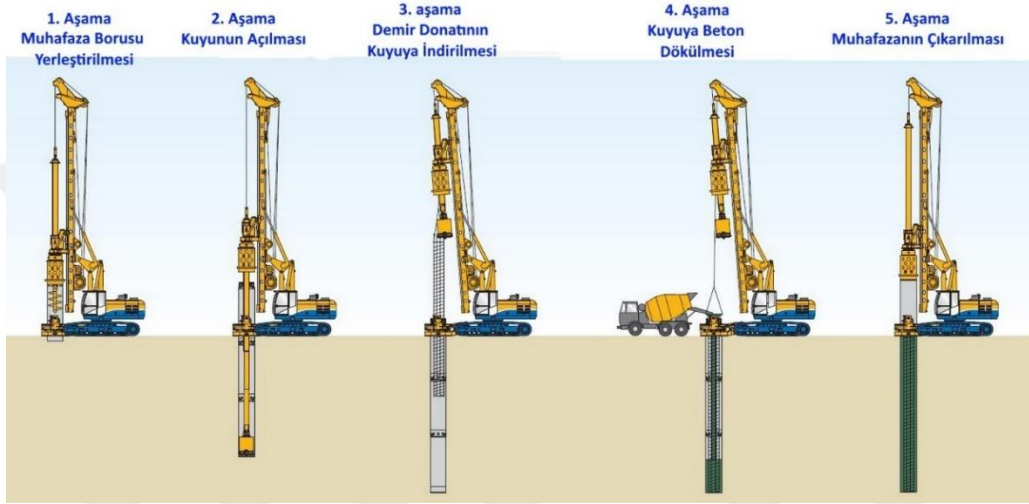


Şekil 2.22. Diyafram Duvar Yapım Aşamaları (ZenTemel 2019)

- **Fore kazıklı duvarlar**

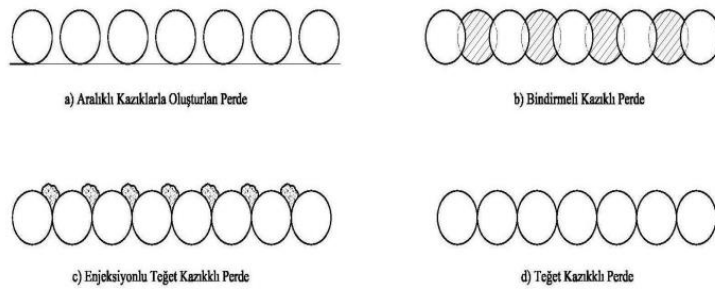
Fore kazıklar şevli arazilerde veya derin kazılarda arazinin çökmemesi için iksa amacıyla kullanılan yapılardır. Fore kazıklar genelde 60 cm ile 200 cm arasında “TS 3168 EN 1536” standartlarına göre imal edilir. İksa sisteminin düşey yöndeki elemanı olan fore kazıklar, düşeyde ve yatayda oluşabilecek yükleri taşır ve kullanımı yaygın olan bir duvar çeşididir. İksa sistemlerinde genellikle öngermeli ankrajlar ile birlikte kullanılır. Fore kazıkların imalatı üç aşamada gerçekleştirilir. Birinci aşamada; delgi makine yardımıyla kuyular açılır. Kuyular açıldıktan sonra stabilite bozulmaması için muhafaza boruları yerleştirilebilir. Muhafaza borularının da yeterli gelmeyeceği ön görülürse bentonit çamuru kullanılabilir.

İkinci aşamada; hızlı bir şekilde daha önceden hazırlanan demir donatıları kuyunun içerisine yerleştirilir. Üçüncü aşamada; donatı yerleştirildikten sonra hızlı bir şekilde beton dökülür. Donatı öncesi muhafaza borusu kullanıldıysa beton prizlenmeden çıkarılmalıdır. Fore kazık yapımı Şekil 2.23'te gösterilmektedir.



Şekil 2.23. Fore kazık yapım aşamaları (Zemin araştırma web sitesi)

Fore kazıklar arazinin yapısı, yeraltı su seviyesi, taşıma kapasitesi ve çeşitli nedenlere bağlı olarak tasarlanır ve teğet, kesişen veya aralıklı şekilde inşa edilirler. Kesişen kazıklar yeraltı su seviyesinin altında oluşan kazılarda yapılması gereken bir sistemdir. Teğet şeklinde kazılar ise malzemenin akması gibi problemler için imal edilmektedir (Dayıoğlu, 2010). Fore kazık yerleşim şekilleri Şekil 2.24'te gösterilmektedir.



Şekil 2.24. Fore Kazık Yerleşim Şekilleri

- **Mini Kazıklar**

Mini kazıklar iksa sistemlerinde temel takviyesi durumunda uygulanmaktadır. Fore kazıkların uygulanamayacağı ve makinelerin çalışmadığı elverişsiz arazilerde mini kazıklar tercih edilir. Mini kazık çapları genel olarak 10 cm ile 30 cm arasındadır. Mini kazıklar donatı, çimento ve ince agregalı çimento şerbetinden oluşmaktadır. İhtiyaç duyulduğunda çelik takviye elemanları veya kimyasal katkıları kullanılmaktadır. Mini kazıkların imalatı üç aşamadan oluşmaktadır. Birinci aşamada; tasarlanan derinliğe kadar kazı yapılmaktadır. İkinci aşamada; daha önce tasarlanan ve imal edilen demir donatısı kuyu içerisine indirilir. Üçüncü aşamada; donatının bulunduğu çukura çimento şerbeti ve çeşitli kimyasallar pompalanarak mini kazık imalatımız gerçekleştirilir. Tasarlanan modele göre belirli aralıklarla bu işlemler gerçekleştirilerek mini kazık duvarları oluşturulur. Mini Kazık inşaatı Şekil 2.25'te gösterilmektedir.



Şekil 2.25. Mini Kazıklar

2.6.2 Yatay destek elemanları

Yatay destek elemanları, düşey destek elemanlı iksa sistemlerinin yanal toprak basıncını taşıyamadığı durumlarda, zeminin göçmemesi için kullanılır. Yatay destek elemanlarında en çok kullanılan modeller boru destekler, zemin çivileri ve zemin ankrajlarıdır.

- **Boru destekler**

Boru destekli iksa sistemi boru profil veya çeşitli profillerle içten içe kurulan iksa sistemidir. Profiller komşu veya karşı düşey destek elemanlarına bağlanır ve oradan aldığı kuvvetle iksa sistemini tutmaktadır. Borular için kullanılacak malzemenin mukavemeti önemlidir. Borular her iki uçtan da mesnetlidir, iki uçta da oluşacak gerilmeler birbirine eşit olacaktır. İçten destekli sistemlerde, yatay yöndeki destek elemanı üzerine gelen basınç yükü altında burkulmaya zorlanmaktadır. Bundan dolayı kullanılan boru malzemenin atalet momentinin yüksek olması gerekir.

Zemin çivisi ve zemin ankraj imalatının olmadığı zeminlerde, kayma mukavemetinin zayıf olduğu zeminlerde, yeraltı su seviyesinin altındaki iksa sistemlerinde tercih edilebilmektedir. Boru destekler 12 ile 14 metre arasında üretilir. Boru destekli iksa sistemleri Şekil 2.26'da gösterilmektedir.



Şekil 2.26. Boru destek iksa sistemleri

- **Zemin çivileri**

Zemin çivileri, şev stabilitesini sağlamak amacıyla kullanılan dıştan destek sağlayan yatay destek elemanlı iksa sistemidir. Kazı alanının dışında bulunan sert ve sağlam zemin tabakasından kuvvet alarak iksa sistemine destek sağlar. Zemin çivileri uygulamada pasif düşey yük ile kullanılmaktadır. İmalat olarak ankrajlara benzerliği olması sebebiyle pasif ankraj diye de adlandırılır.

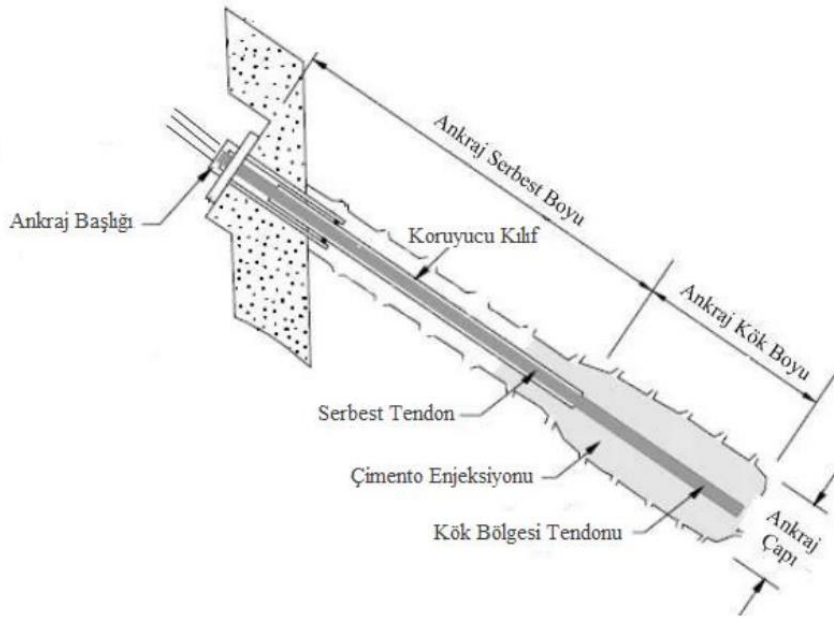
Şevli veya derin kazının yapıldığı arazide öncelikle makine yardımıyla delgi yapılır. Delgi tamamlandıktan sonra zemin çivisi yüzeye yerleştirilir ve zemin stabilitesini bozmadan hızlı bir şekilde enjeksiyon yapılır. Enjeksiyon tamamlandıktan sonra yüzey kaplama gerçekleştirilir. Püskürtme beton veya dökme beton ile gerçekleştirilen bu işlem genelde püskürtme beton ile yapılır. Yüzey kaplamalar donatılı veya donatısız gerçekleştirilebilir. Donatılı gerçekleştirilen yüzey kaplamalar daha önceden hazırlanan hasır çeliklerin telle veya kaynakla montajı yapılarak gerçekleştirilir. Daha sonrasında beton ile yüzey kaplanır ve zemin çivileme işlemi gerçekleştirilmiş olur. Zemin çivilemeli iksa sistemi Şekil 2.27’de gösterilmektedir.



Şekil 2.27. Zemin Çivileri

- **Zemin Ankrajları**

Zemin ankrajları şev stabilitesi, derin kazı ve çeşitli zemin problemlerine karşı uygulanan yatay destekler ile yanal yükleri karşılayarak çelik donatı veya bir yapı elemanının sağlam bir ortama sabitleme yöntemidir. Doğal yollarla veya insan eliyle stabilitesi bozulmuş zemini veya yapıyı sağlam durumda bulunan zemin tabakalarına öngerme yüküyle bağlayabilir. Ankraj sistemleri şev stabilitesinin sağlanmasında, derin kazı iksa sistemlerinde, deprem ve heyelan gibi doğal afetlerle oluşabilecek zemin hareketlerini önlemede, büyük kütleli istinat duvarları veya baraj perdelerinin devrilmesini engellemede kullanılarak riskli alanların güvenliği sağlanmaktadır. Ankraj deliği, ankraj kafası, çelik halat, merkezleyici, plaka, kama, koruge boru, ankraj kökü, enjeksiyon, ayırıcı olmak üzere on farklı elemandan oluşmaktadır. Ankraj elemanları Şekil 2.28’de gösterilmektedir.



Şekil 2.28. Ankraj Elemanları (FHWA 1999)

Ankraj İmalatı: Zemin Ankraj imalatı dört adımda gerçekleştirilir. İlk aşamada zemin ankraj deliği delgi yöntemiyle açılır. Açılan ankraj deliğine uygun şekilde ankraj demeti yerleştirilir. Ankraj demeti yerleştirildikten hemen sonra basınç ile ankraj deliğine çimentolu özel harç doldurularak enjeksiyon işlemi gerçekleştirilir. Kafa ile zemin arasında taşıyıcı eleman görevi yapan plaka, plaka üzerinde bulunan ve sıkılaşmayı sağlayan kafa ve gerdirme yapılırken halatları sabitlemek için kafa içerisine yerleştirilen kama elemanları montajlanarak germe işlemi yapılır.

Zemin Ankrajlarının sınıflandırılması: Zemin Ankrajlarının sınıflandırılması çalışma ömrüne ve gerilme durumuna göre ikiye ayrılır. Çalışma ömrüne göre ankrajlar geçici veya kalıcı olarak imal edilir. Kalıcı olan ankrajlar, yapının ömrü boyunca yanal yükleri karşılayarak zemin alanının emniyetini sağlamalıdır. Çalışma ömrü uzun olduğu için korozyona karşı ekstra önlem alınmalıdır. Geçici ankrajlar derin kazılarda ortaya çıkabilecek yanal yükleri taşınması ve kazı güvenliğini sağlaması amacıyla uygulanır. Gerilme durumuna göre ankrajlar, pasif ve aktif olarak ikiye ayrılır. Pasif ankrajlar imal edildikten sonra herhangi bir yük altında değildir. Zeminin ankraja doğru hareket etmesiyle yük taşımaktadır. Aktif ankrajlar zemindeki deformasyonu engellemek amacıyla öngermeli şekilde yanal yükleri karşılayan ankrajlardır.

Ankrajların tasarımı: Ankrajlar yüksek mukavemetli çelikten yapılmış, korozyona dayanıklı halat veya halatlardır. Ankraj tasarımı yaparken toptan göçme tahkiki, gömme derinliği, ankraj kökünün boyutu, grup etkisi dikkate alınır (BS-8081 1989).

2.7. İKSA SİSTEMLERİYLE İLGİLİ GEÇMİŞ ÇALIŞMALAR

İksa sistemlerinde 20. yüzyıl itibariyle birçok çalışma yapılmıştır, ankraj uygulamaları da bunlardan biridir. İlk ankraj uygulaması 1918 yılında Polonya’ da yapılmıştır. İlk zamanlar ankraj sadece kaya ve kohezyonsuz zeminlerde uygulanmıştır. Kohezyonlu zeminlerde 1970’li yıllardan sonra uygulanmaya başlanmıştır.

Peck (1969), derin kazılar ile ilgili yaptığı çalışmada, derin kazıların yatay olarak desteklenmesi gerektiğini öngörmüştür. İksa sisteminde zemin tipi, yanal hareketler, zemin oturmaları ve toprak kabarmasını dikkate almıştır. Derin kazılarda oluşabilecek zemin oturmalarını önlemek amacıyla yapılan gözlemler sonucunda önerilerde bulunmuştur. Çalışmanın temeli kişisel deneyim ve gözleme dayanmaktadır.

Lambe 1973'te yaptığı çalışmada derin kazıların analizi ve tasarımıyla alakalı çalışma yapmıştır. Zemin özelliklerinin hem dikey hem yatayda değişkenliğinin tasarım aşamasına etkilerini incelemiştir. Yapılan deney sonuçları ve kullandığı yöntemlerle sonuçların farklı çıktığını tespit etmiştir. Bunun nedenini yapılan çalışmalarda laboratuvar deneyleri olarak görmüştür. Yapılan analizlerde gözlemsel analizin ve yerinde deney olayının önemini vurgulamıştır.

Goldberg ve diğerleri 1976'da yatay destekli iksa sistemlerinde inşaat teknikleri, tasarım tavsiyesi ve kıyaslamaları üzerine rapor hazırlamıştır. 63 vakanın analizini yaparak yanal hareketler, zemin hareketleri ve zemin oturmaları karşılaştırılmıştır. Bu analizler sonucunda zeminde oluşan deformasyonları kazı derinliği ve zemin tipiyle ilişkilendirmiştir.

Wong ve Broms 1989 yılında sonlu elemanlar yöntemi kullanarak kesme kuvveti, kazı derinliği ve genişliği, farklı zeminlerdeki duvar çeşitlerinin eğilmesine etkisini incelemiştir. Yanal eğilmeler için bir metot önermiştir.

Young ve Ho, 1994 yılında ankrajlı bir palplanş duvarın gözlemsel metot kullanarak tasarım ve inşasını açıklamıştır. Gözlemsel ve saha deneyleriyle ulaştıkları sonuçlar ile sonlu elemanlar yöntemiyle ulaştıkları sonuçları kıyaslamışlardır. Ayrıca palplanş yapım aşamasındaki zemin hareketlerini incelemişlerdir.

Schweiger ve Freiseder (1994), kumlu silt ve killerin diyafram duvara etkilerini incelemiştir. İncelemeyi üç boyutlu, elasto-plastik, drenajsız ve lineer olmayan sonlu elemanlar analizini kullanmıştır. Duvar inşasının modelde yanal gerilmelere etki edip değiştirdiğini ve duvar

inşasıyla oluşan oturmaları incelediklerinde sonuçların kazı ile oluşan oturma değerlerine çok yakın olduğunu tespit etmiştir. Bu sayede göz ardı edilen duvar hesaplamalarının modelde yer alması gerektiğini analiz etmişlerdir.

Kothekar ve Rosowsky (1998), tasarım yükleri veya yük kombinasyonları önerilmeden veya mevcut önerilen değerler değiştirilmeden önce, mevcut tasarım yüklerinin inşaat için yeterliliği değerlendirilmiştir. Bu çalışma, betonarme inşaat sırasında kıyılarındaki düşey yükler bağlamında mevcut inşaat yükü hükümlerinin yeterliliğini araştırmak için yapılmıştır.

Chan (1998) çalışmasında zemin parametrelerinin ve yapısal elemanların değişmesi nedeniyle derin kazılarda iksa sistemlerinin performansının araştırmasını yapmıştır. Analiz kapsamında, çıktı sonuçları toplanmış ve farklı türdeki derin kazıların eşit düşey aralıklarda analiz edilmesi için tasarım şemaları çizilmiştir. Kazı derinliğinin arttırılmasının etki faktörü olan sürtünme açıları, N değerleri, dilatasyon açıları, palplanş sertlikleri, yatay dikme sertlikleri ve düşey dikme aralıkları araştırılmış ve analiz edilmiştir.

Afacan ve Özkan (2007) sonlu elemanlar yöntemiyle perde kazık tasarımı yapmış ve yapılan tasarımları karşılaştırmıştır. Farklı çaplar, farklı aralıklar ve taşıma gücü analiz edilmiştir. Bu faktörlerin sonuca etkisi ve taşıma gücü kayıpları tespit edilmiştir.

Başeski ve Özkan (2008) yaptıkları çalışmada derin kazılarda uygulanan çok sıralı ankrajlı destekleme sistemlerinin çeşitli toprak basıncı dağılımı kabulleri altında davranışının incelenmesi için İksa2008 adlı bilgisayar programı geliştirmiştir. İksa sisteminin çözümünden elde edilen moment, kesme kuvveti, yer değiştirme ve ankraj reaksiyonlarının her bir kazı kademesi için maksimum değerlerinin gösterildiği özet tablo oluşturmuşlardır. Programda, kullanıcı sistemin her bir düğüm noktasında oluşan basınç ve statik kesit tesirlerini hem grafiksel hem de sayısal olarak, her bir kazı kademesi için görebilmektedir.

Sevencan ve Özaydın (2009) yaptıkları çalışmada derin kazıların çevresinde oluşabilecek zemin deformasyonlarını incelemiştir. Derin kazı modellemesi sonlu elemanlar yöntemiyle

yapılmış, fore kazık ve öngermeli ankraj gibi çeşitli yapı elemanları seçilmiştir. Gerekli analizler yapılarak derin kazıların farklı sistemlerle güvenliğinin sağlanabildiği tespit edilmiştir.

Zhang ve diğerleri (2012) yaptıkları çalışmada derin kazının sebep olacağı yer değiştirmeyi sınırlamak amacıyla yapılan iksa sisteminin analizini yapmıştır. Jet grout kazıkları, duvarı ve toprak kütlelerini güçlendirecek şekilde kullanılmış ve fore kazık, ankraj gibi yapısal elemanların yapısal özellikleri tanıtılmıştır.

Zumrawi ve El-Amin (2016) yaptıkları bu çalışma ile derin kazı desteği ve yakınlardaki derin kazılara etkisini araştırmıştır. Sığ temeller üzerine kurulan binanın yakınlardaki kazı sırasında mevcut yapının hasarına neden olduğu tespit edilmiştir. Kazı vakaları incelenmiş ve sonuç olarak şehir içerisinde bitişik yapılaşmanın olduğu yerlerde çok sayıda risk kaynağı olduğu analiz edilmiştir.

Bahadır ve Onur (2019) yaptıkları çalışmada sonlu elemanlar yöntemi ile farklı zemin modellerinde çalışmalar yapmıştır. Yapılan bu çalışmalar sonucu Mohr-Coulomb model analiz sonuçları gerçek ölçüm değerlerinden oldukça uzak kaldığı ve Pekleşen Zemin modeli ile Pekleşen Zemin Küçük Şekil Değiştirme modelinin ise çok daha iyi sonuçlar verdiğini tespit etmişlerdir.

Alfarra ve diğerleri (2020) yapılan çalışmada otoyol projesi için önerilen iki tip kalıcı iksa sisteminden birinin kullanılmasına ilişkin inşa edilebilirlik ve ekonomik fizibilite çalışmasını tanıtmaktadır. Yerinde dökme konsol istinat duvarı ve bitişik kazıklı duvar, çok seviyeli bir kavşakta kalıcı bir istinat sistemi olarak kullanılmak üzere önerilmiş ve tasarlanmıştır. Bu çalışmada, konsol istinat duvarı sisteminin kullanımının inşaat karmaşıklıkları gösterilmiş ve bitişik kazıklı duvarlarla karşılaştırılmıştır. Çalışma, önerilen her iki sistemin de aynı bitirme kalitesini sağladığını, bitişik kazık sisteminin ise ekonomik ve saha hazırlama zorluklarını en aza indirmede daha etkili olduğunu göstermiştir. Ayrıca, maliyet artışı olmaksızın daha güvenli hizmet yönetimi ve daha hızlı inşaat sıralaması sağladığı tespit edilmiştir.

Şen ve Şenol (2021) yaptıkları çalışmada ankrajlı kazı yöntemiyle bir vaka analizi incelemişlerdir. Sonlu elemanlar yöntemiyle farklı zemin modelinde modellemeler yaparak kritik kayma yüzeyi, deplasman değerleri ve ankraj yükleri gibi değerler tespit edilmiş ve karşılaştırılma yapılmıştır. Hardening zemin modeliyle yapılan analizlerin diğer zemin yöntemlerine göre daha uyumlu çıktığı tespit edilmiştir.

Özkan ve Şenol (2022) farklı zeminlere soketlenen iksa yapılarının geoteknik ve malzeme analizlerini çalışmışlardır. İksa sistemlerindeki maliyet analizleri yapılmış ve diyafram duvarlı iksaların kazıklı iksa sistemine göre daha maliyetli olduğu tespit edilmiştir. Zemin türlerinde kaya tabakaya soketlenen iksa sistemleri, kil ve kum zemine göre daha az maliyetli ve daha az deplasman yaptığı, kil ve kum zemin arasında kayda değer bir farklılık olmadığı sonucuna ulaşmıştır.

3. MATERYAL ve YÖNTEM

3.1 Bursa İli Yıldırım İlçesi

Bursa'nın merkez ilçelerinden biri olan Yıldırım, Bursa'nın en büyük ikinci ilçesidir. Bursa'nın nüfus yoğunluğunun en çok olduğu ilçelerin başında gelmektedir. Doğusunda Kestel ve Gürsu, kuzey ve batısında Osmangazi ilçesi, güneyinde Uludağ'ın etekleri bulunmaktadır. 2022 yılı itibariyle resmi nüfusu yaklaşık 700.000 olan Yıldırım, toplam 71 mahalleden oluşmaktadır. Nüfus olarak büyük olmasına rağmen yüzölçümü olarak diğer ilçelere göre küçük ve toplam 399 kilometrekaredir. Yıldırım'ın haritadaki görünümü Şekil 3.1.'de gösterilmiştir.



Şekil 3.1. Bursa Yıldırım İlçesi'nin haritadaki görünümü

İlçede bulunan Otosansit sanayi bölgesi, Vişne caddesi gibi ticaret bölgelerinin olması göç alma sebeplerindendir. Sürekli göç alan ilçede yeni yerleşim alanı ihtiyacı her zaman artmaktadır. Kentsel yaşam kalitesi olarak dar gelirli ailelerin yoğunlukta yaşadığı ilçede, imar alanlarının yetersizliğiyle birlikte çarpık kentleşme gerçekleşmiştir. İlçe'nin ilk kurulduğu alan olan Uludağ'ın etekleri kısmındaki mahalleler daha eski konut yapısına sahiptir. Bu bölgedeki konutların büyük bir kısmı yığma bina şeklinde yapılmıştır. Projeli ve

betonarme binaların çok az olduğu gözlemlenmiştir. Güney kısmında Uludağ'ın etekleri olması sebebiyle şevli arazi yapısı oldukça fazladır. İlçenin Uludağ'ın etekleri ve Bursa ovasına uzanan görünümü Şekil 3.2.' de gösterilmiştir. İlçenin kuzey kısmı düz ve daha yeni yerleşim alanı olması sebebiyle betonarme binalar daha çok gözlemlenmektedir.



Şekil 3.2. Yıldırım'ın Uludağ eteklerine ve Bursa ovasına uzanan görüntüsü

3.2.Çalışma Alanını: Bursa İli Yıldırım İlçesi Mollarap Mahallesiinde oluşan Şev Göçmesi

Yıldırım İlçesi Mollarap mahallesiinde Gürgür sokaktan güney yönüne yamaç yukarısındaki Hüsamettin Tekke sokağına doğru yapılan kontrolsüz kazı sonrası şev kaymış ve heyelan oluşmuştur. Heyelanın oluştuğı bölge Uludağ'ın kuzey eteğinde ortalama kuzey-kuzeydoğu yönünde, %40- %45 eğimli yamaçta yer almaktadır. Kontrolsüz kazılar sebebiyle, yamaçtaki yük dengesini değışerek stabilite bozulmuş, şevin göçmesine neden olmuştur. Heyelanda

kayan ve hareket eden malzeme kalınlığı 3,00 ile 5,00 metre arasındadır. Heyelan, kuzeyde Gürgür sokak ile Köşk Caddesi, Gürgür sokak ile 5.Dağ sokak arasında yaklaşık 100 metrelik kısım ile güney kuzey yönlü Hüsamettin Tekke sokak ile Gürgür sokak arasında 80 metrelik kısım arasındaki yaklaşık 8 dönümlük alanı etkilemiştir. Şekil 3.3.' de Mollaarap heyelan bölgesi gösterilmiştir.



Şekil 3.3. Mollaarap heyelan sahası ve çevresine ait uydu görüntüsü

Mollaarap heyelan bölgesine ait heyelan sahası ve çevresinin 1/1000 ölçekli Topoğrafya Haritası Şekil 3.4.' de gösterilmiştir.

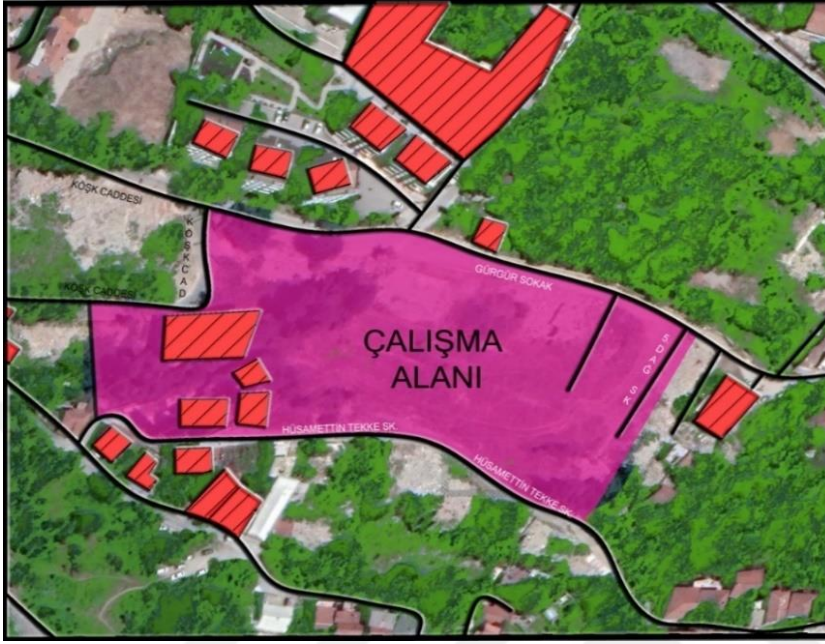


Şekil 3.4. Heyelan sahası ve çevresine ait 1/1000 ölçekli Topoğrafya Haritası

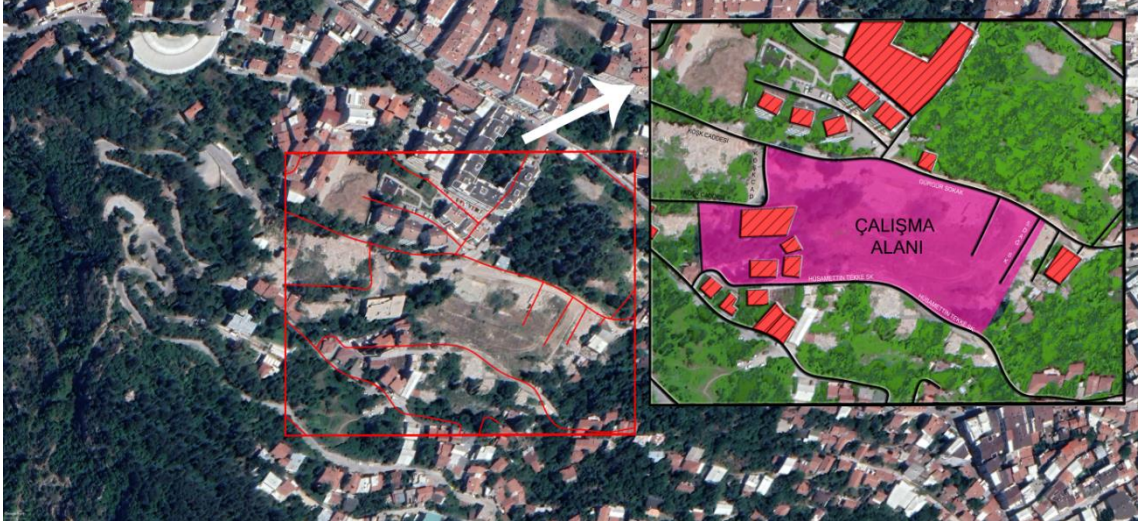
Mollaarapta meydana gelen heyelanın yamaç eğim yönü, ana kopma, tali kopmalar ve oturmaları gösteren Şekil 3.5.' de gösterilmiştir. Mollaarap heyelan bölgesinde bulunan yapılar ve detaylı toplam çalışma alanını gösteren Şekil 3.6.'da gösterilmiştir. Mollaarap heyelan bölgesini gösteren uydu görüntüsü Şekil 3.7.' de gösterilmiştir.



Şekil 3.5. Mollaarap heyelan bölgesi kopma ve yamaç eğim yönü



Şekil 3.6. Mollaarap heyelan bölgesinin detaylı alan gösterimi



Şekil 3.7. Mollaarap heyelan bölgesinin detaylı alan gösterimi uydu görüntüsü

3.3 İnklinometre

Şevli araziler, derin kazılar, heyelanlı bölgeler gibi çeşitli nedenlerle stabilitesini kaybeden toprak kütlelerinin deformasyon miktarını ölçmek amacıyla inklinometre kullanılır. İksa sistemi uygulamalarında meydana gelecek deformasyonlar çevre yapılar içinde risk oluşturduğundan, inklinometre deneyiyle ölçülen deformasyonlar tasarım aşamasındaki öngörülen deformasyonlar ile karşılaştırılır ve güvenliği analiz edilir. Tasarım aşamasındaki kullanılan zemin değerleri; laboratuvar deneyleri ve yerinde arazi deneyleriyle tespit edilmiş olsa bile zeminin homojen olmaması nedeniyle kesin tahmin edilebilir değildir. Bu deformasyon miktarı çeşitli sebeplerle uygulama aşamasında farklılık gösterebilir. Elde edilen sonuçlar belirli aralıktaki muhtemel değerler olarak tanımlanabilir. Derin kazılarda özellikle inklinometre sayesinde zeminde oluşan yatay deformasyonlar tespit edilir ve gerekli önlemler alınabilir. İnklinometre, heyelanlı bölgelerdeki zemin hareketlerini tespiti, tünellerde, barajlarda, istinat duvarı gibi yapılarda yatay deformasyonların tespiti amacıyla kullanılır.

İnklinometre cihazı, inklinometre borusu, veri toplama cihazı, prob ve kablo sabitleyiciden oluşur. İnklinometre cihazı seti Şekil 3.8’de gösterilmektedir.



Şekil 3.8. İnklinometre Cihazı Seti

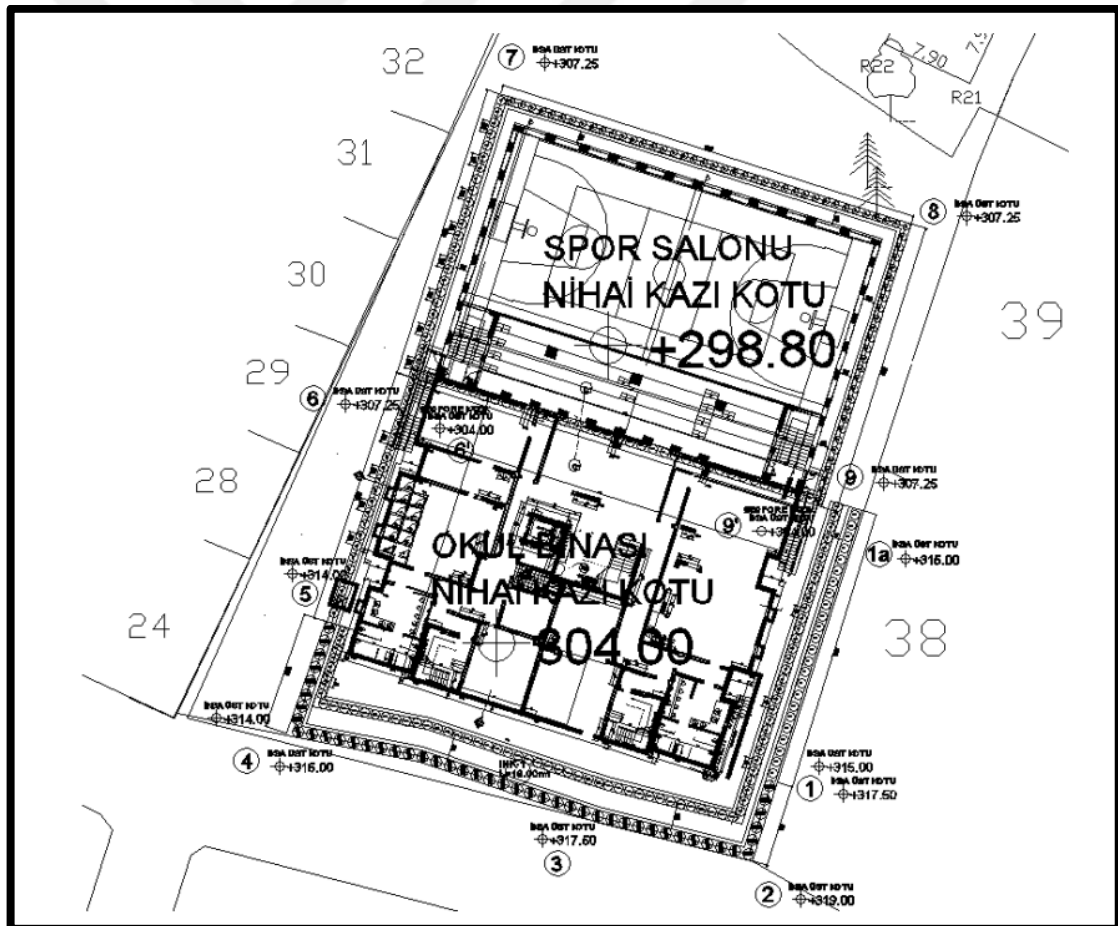
İnklinometre cihazı ile deformasyon belirlemek için uygulama alanlarına yaklaşık 100 mm çapında delikler açılır. İnklinometre boruları özel manşonlarla birbirine eklenerek, istenilen derinliğe kadar indirilir. İnklinometre boruları indirildikten sonra etrafındaki boşluğu doldurmak için boru etrafına bentonit denen çimento ve su karışımı malzeme enjekte edilir. Enjeksiyon malzemesinin prizlenmesiyle, boru sabitlenir ve boru içerisine inklinometre probu yerleştirilerek okuma işlemleri başlatılır. İlk alınan okuma sıfır okuma olarak adlandırılır ve referans okumadır. Daha sonra tespit edilen değerler, referans değer olan sıfır okumayla karşılaştırılarak analiz yapılır. İnklinometre okumaları zemin yüzeyine kadar 0.50 m aralıklarla yapılır ve belirli süre içerisinde periyodik olarak tekrarlanır. İnklinometre deney düzeneğinin tamamlanmış hali Şekil 3.9’da gösterilmiştir.



Şekil 3.9. İnklinometre deney düzeneğinin tamamlanmış hali

3.4. Çalışma Alanı: İksa Sistemi

Bursa ili, Yıldırım İlçesi, H22D07A3D pafta, 668 ada, 23 parselde yer alan arazide İpekçilik İmam Hatip projesi yapılması planlanmıştır. Bodrum katları ve temel inşaatı için 13.50 m derinlikte kazı yapılmıştır. Yapılacak olan derin kazıdan dolayı zeminin stabilitesini kaybetmemesi, oluşabilecek göçmelerle çevreye zarar vermemesi için iksa sistemi planlanmıştır. Derin kazının yapılacağı 1-2-3-4-5-6-7-8-9 aksları arasında iksa sisteminin modellenmesi, deformasyon ve gerilme analizlerinin tespiti ve geoteknik açıdan değerlendirilmesi yapılmıştır. İksa sisteminin vaziyet planı Şekil 3.10.' da gösterilmektedir.



Şekil 3.10. İksa Sisteminin Vaziyet Planı

3.4.1 Çalışma Alanı: Zemin Etüdü

Çalışma alanında zemin etüdü için 1 adet sondaj yapılmıştır. Açılan 29 metrelik sondaj kuyusundan alınan numunelere laboratuvarda nem içeriği, elek analizi, Atterberg ve Nokta Yükleme deneyleri yapılmıştır. Sondaj kuyusu yaklaşık +315.00 kotunda gerçekleştirilmiştir. Çalışma alanında üstte yaklaşık 2.00 m derinliğe kadar dolgu tabakasından sonra 5.00 m derinliğe kadar kahve renkli, orta sıkı yapılı, çakıllı killi kum birimi gözlenmektedir. Kum biriminden sonra 12.50 m derinliğe kadar kahve, yeşilimsi renkli, orta sıkı-sıkı yapılı, az çakıllı killi kum birimi gözlenmektedir. Bu birimden sonra 17.00 m derinliğe kadar kahve renkli, sıkı yapılı, çakıllı killi kum birimi gözlenmektedir. Bu birimden sonra 21.50 m derinliğe kadar koyu kahve, yeşilimsi renkli, sıkı yapılı, killi kum birimi gözlenmektedir. Killi kum biriminden sonra 25.95 m derinliğe kadar yeşilimsi, grimsi renkli, çok sıkı yapılı, çakıllı ayrıışmış şist niteliğinde gözlenen siltli kum birimi gözlenmektedir. Bu seviyeden sonra incelenen derinliğe kadar bol parçalı kırıklı, düşük dayanımlı silttaşı-kiltaşı ar dalanması gözlenmektedir. Sondaj loglarına göre derinlik boyunca SPT sonuçları (N45 , N60 ve (N1)60 değerleri) Çizelge 3.1’de gösterilmiştir. Proje sahasında ön kritik değerlendirmede yaklaşık 12.00 m’de (yaklaşık +303.00 kotunda) yeraltı suyu gözlenmiştir. Çizelge 3.2’de ise sondajda geçilen zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinin sonuçları verilmiştir. SPT sonuçlarına göre dane dağılımı, Atterberg limitleri ve su muhtevası belirlenmiştir.

Çizelge 3.1. Sondaj loglarına göre derinlik boyunca SPT sonuçları

Derinlik (m)	N ₄₅	N ₆₀	(N ₁) ₆₀
1.50-1.95	10	13	10
3.00-3.45	17	23	17
4.50-4.95	15	20	15
6.00-6.45	17	23	17
7.50-7.95	17	23	17
9.00-9.45	19	25	19
10.50-10.95	17	23	17
12.00-12.45	35	47	35
13.50-13.95	34	45	34
15.00-15.45	39	52	39
16.50-16.95	42	56	42
18.00-18.45	36	48	36
19.50-19.95	34	45	34
21.00-21.45	37	49	37
22.50-22.95	R	R	R
24.00-24.45	R	R	R
22.50-25.95	R	R	R
25.95-27.45	KAROT		
27.45-29.95	KAROT		

Çizelge 3.2. Sondajda geçilen zemin numuneleri üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinin sonuçları

Numune Bilgileri			Dane Dağılımı (%)		Atterberg Limitleri (%)			SINIF	Su Muht.w (%)	I _c	I _L	Cc	Nokta Yük Dayanım İndeksi MPa
SK No	Num. No	Derinlik (m)	+10 Kalan	-200 Geçen	LL	PL	PI						
1	SPT- 3	4.50-4.95	42.3	31.7	35.72	15.15	20.57	SC	15.1	1.00	0.00	0.23	-
1	SPT- 6	9.00-9.45	12.6	40.3	24.16	13.06	11.10	SC	18.4	0.52	0.48	0.13	-
1	SPT-10	15.00-15.45	25.91	39	24.52	19.13	6.13	SC	16.6	1.29	-0.25	0.13	-
1	SPT-13	19.50-19.95	18.5	48.6	36.22	21.18	15.04	SC	17.4	1.25	-0.25	0.24	-
1	SPT-16	24.00-24.45	28.2	34.5	NP			SM	73.3	-	-	-	-
1	KAROT	26.00-27.50	-	-	KAROT			-	-	-	-	-	1.6

3.5 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi mühendislik ve matematikte kullanılan bir sayısal analiz yöntemidir. Sonlu elemanlar yöntemi özellikle geoteknik, yapı statığı, akışkanlar mekaniğı gibi mühendislik problemlerinde kullanılır. Diferansiyel denklemler içeren yüklemeyi, zemin ve yapının birlikte çalışmasını, taşıma gücü gibi problemlerin geniş bir sistemde küçük bileşenlere ayırıp çözümleyen bir metottur.

3.5.1 Plaxis 2D

Plaxis, stabilite ve deformasyon analizleri için geoteknik mühendisliğinde kullanılan bir sonlu elemanlar yöntemi programıdır. Plaxis programı ile statik ve dinamik analizler yapılabilmektedir.

Plaxis 2D giriş bölümünde önce çözülecek problem programa tanıtılır. Programın başlangıcında proje özellikleri kısmında modelin maksimum ve minimum sınırları içerisindeki alanı, düğüm nokta sayısı, çeşitli parametre birimleri ve modelin oluşum şekli belirlenir. Plaxis modeli oluştururken modelin düğüm noktaları 6 veya 15 düğüm noktası olacak şekilde seçilebilmektedir. Gerilme ve deformasyonun daha net hesaplanabilmesi için 15 düğüm noktası tercih edilmiştir.

Daha sonra ‘Soil’ kısmından zemin parametre detayları ve material sets kısmından fore kazık, ankraj ve diğer elemanlara ait parametreler girilir. Programda zemin özelliklerini belirlemek amacıyla Mohr-Coulomb (MC) , Hardening Zemin Modeli , Yumuşak Zemin Modeli, Lineer Elastik Model, Değiştirilmiş Kil, Eklemlı Kaya gibi farklı zemin modelleri kullanılabilmektedir. ‘Soil’ bölümünün devamında ‘Structures’ bölümüne geçilir. Bu bölümdeki ‘Create Line’ komutu ile çizgiler çizilir ve projenin geometrisi ve çalışma alanı sınırları belirlenmiş olur. Geometrinin belirlenmesiyle birlikte projede kullanılacak olan yapısal elemanlar (Plate, Node-to node anchor, geogrid) çeşitli komutlarla modellenir. Modelleme tamamlandıktan sonra ‘Mesh’ kısmından modelin sonlu elemanlar ağı

oluşturulur ve hesaplamalar kısmına geçilir. ‘Staged Construction’ bölümünde inşaat yapım aşamaları tek tek programa tanıtılır. Analiz bittikten sonra ‘Output’ kısmına geçiş yapılır. Burada Plaxis 2D ile birlikte modelde oluşan çeşitli gerilmeler ve deformasyonlar hesaplanmış olur. Bu sayede stabilite analizleri, taşıma gücü, deformasyon ve gerilme değerleri tahmin edilmiş olur ve analiz edilen sonuçları ile gerekli iyileştirilmelerin yapılması fırsatı sağlanır.

3.6 Modellenen İksa Kesitleri

- **1-2-3 Aksları A-A Kesiti**

1-2-3 aksları arasında kalan cephede tasarlanan iksa modelinin A-A kesiti, düşey destek elemanı Ø100 cm fore kazıklar 120 cm ara ile modellenmiştir. İksa sistemine üst kazıklar ve zemin dolayısı ile gelecek sürşarj yükü için, ankrajlarla ile zemine bağlanması planlanmıştır. İksa sistemine bitişik yolun trafik yükü ve yola bitişik 4 katlı bina yükü analizde iki farklı sürşarj yükü olarak tanımlanmıştır; yol için 20 kN/m ve sonrasındaki 4 katlı bina için ise 60 kN/m sürşarj yükü uygulanmıştır. Öngermeli Ankraj, 3 kademe olarak planlanmıştır. Ankraj boyları ise 1.kademe=20.00m, 2.kademe=18.00m, 3.kademe=16.00m olacak şekilde belirlenmiştir. Ankrajlar düşeyde 2.50m ve yatayda 2.40 m aralıklar ile imal edilecektir. Ankrajlara 300 kN öngerme yükü verilecektir. Daha sonra temel altı nihai kazı kotunun 4.00 m daha aşağı indirilmesi planlanmıştır. Bu nedenle önlem olarak, alt kademede, Ø80 cm fore kazıklar 90 cm ara ile modellenmiştir. Öngermeli Ankraj 1 kademe olarak planlanmıştır. Ankraj, serbest boy 9.00 m ve ankraj kökü 7.00 m olmak üzere toplam 16.00m olacak şekilde seçilmiştir. Ankrajlar yatayda 1.80 m aralıklar ile imal edilmiş, Ankrajlara 300 kN öngerme yükü verilmiştir. Zemin tabakası +317.5 m kotunda başlayıp 2m derinliğinde dolgu tabakası mevcuttur. Dolgu tabakasının bittiği +315.5 m kotundan itibaren killi kum tabaka başlamakta ve +305.5 kotuna kadar devam etmektedir. Killi kum tabakasının sonlandığı +305.5m kotundan, nihai kazı kotu olan +304 m kotuna kadar çakıllı killi kum mevcuttur.

İksa sistemi modellendikten sonra zemin parametreleri, fore kazık değerleri, ankraj ve geogrid değerleri modele uygulanır. Deney sonuçlarına göre belirlenen zemin parametreleri

Çizelge 3.3'te gösterilmektedir. Modelde uygulanan fore kazık, ankraj ve geogrid değerleri Çizelge 3.4'te gösterilmektedir.

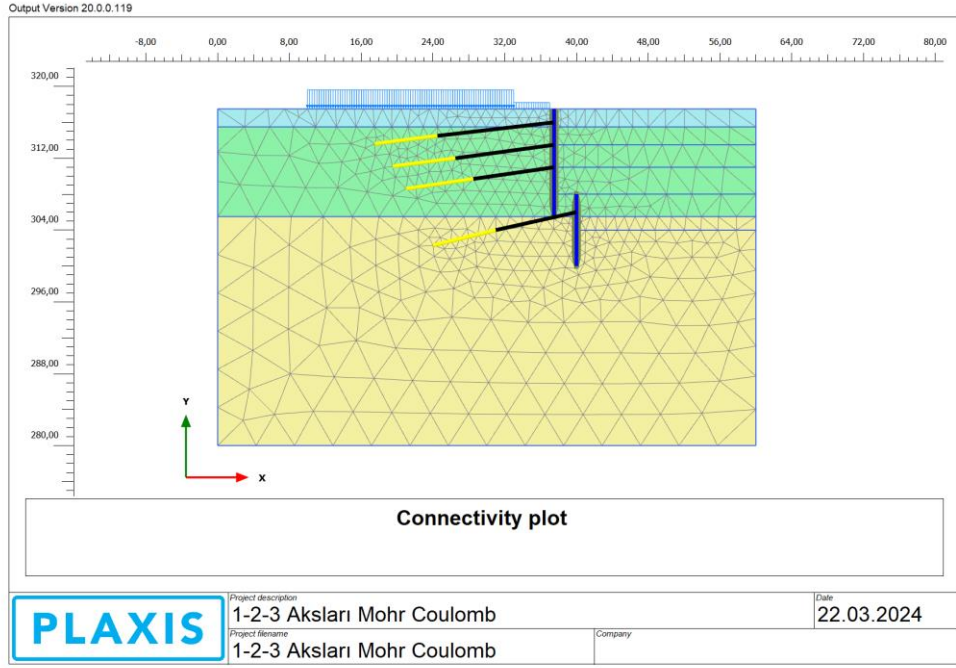
Çizelge 3.3 Deney Sonuçlarına Göre Zemin Parametreleri

	ϕ' ($^{\circ}$)	c' (kPa)	γ_{kuru} (kN/m ³)	γ_{su} (kN/m ³)	ν	E (MPa)
Dolgu	25.00	1.00	18.00	19.00	0.36	17000
Killi Kum	28.00	5.00	19.00	20.00	0.34	33000
Çakıllı Killi Kum	36.00	5.00	21.00	22.00	0.34	38000

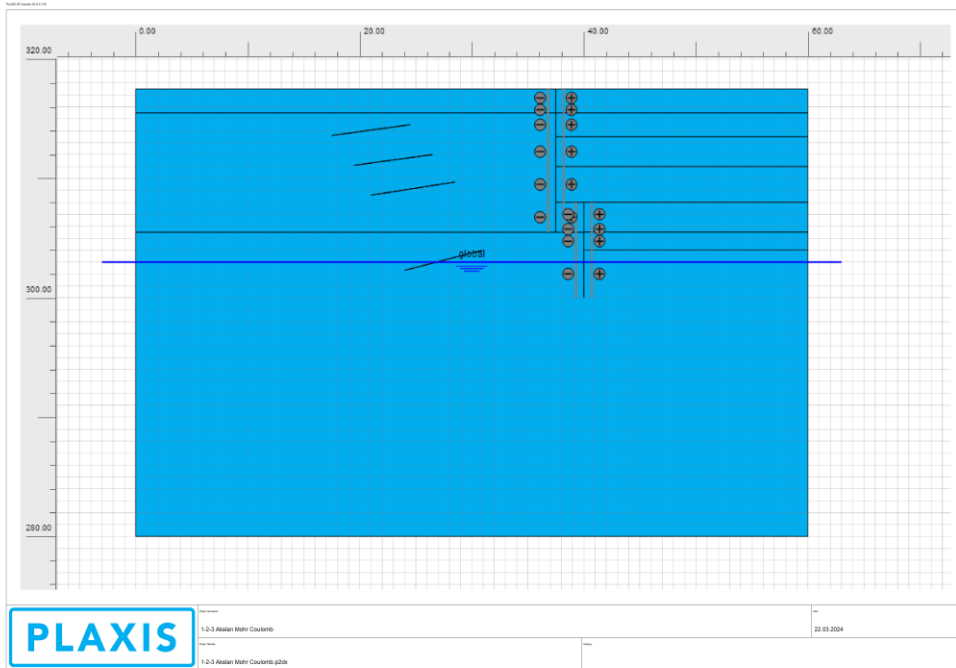
Çizelge 3.4 Modelde Uygulanan Fore Kazık-Ankraj-Geogrid Değerleri

Malzemeler	E (MPa)
Fore Kazık	33000
Ankraj	210000
Geogrid	210000

İksa sistemi modeline gerekli parametreler tanımlandıktan sonra modelin sonlu elemanlar ağı oluşturulmuştur, oluşturulan model Şekil 3.11'de gösterilmektedir. Yeraltı su seviyesi nihai kazı kotunun altında kaldığı gözlemlenmiştir. Programda Flow Conditions kısmında modeldeki yeraltı su seviyesi gözlenmektedir (Şekil 3.12.).



Şekil 3.11. 1-2-3 Aksları A-A kesiti iksa modeli



Şekil 3.12. İksa modelinin yeraltı su seviyesi (Flow Conditions)

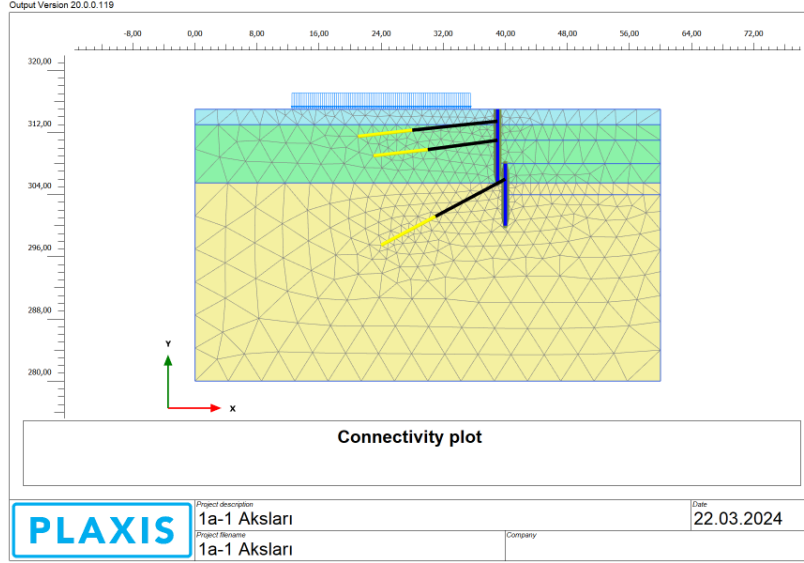
Modelin çözümü 12 aşamadan oluşmaktadır. Başlangıçta zemin tabakaları ve parametreleri ile zemin modeli oluşturulmuştur. Bitişik yolun trafik yükü için için 20 kN/m ve 4 katlı bina için 60 kN/m sürşarj yükü uygulanmıştır. Faz 1’de zemine çakılı 12 metre derinliğinde fore kazık ve sürşarj yükü aktive edildi. Faz 2’de ilk aşama (dolgu tabakasının sonuna kadar) kazı yapılır ve Faz 3’de 1. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 4’de ikinci aşama (2. Ankraja kadar) kazı yapılmakta ve Faz 5’te 2. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 6’da 3. aşama kazı (3. Ankraja kadar) kazı yapılır ve Faz 7’de 3. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 8’de ilk kısmın nihai kazı kotuna kadar kazı yapılır. Faz 9’da zemine çakılı 8 metre derinliğinde fore kazık aktive edildi. Faz 10’da 5. aşama kazı (4. Ankraja kadar) kazı yapılır. Faz 11’de 4. Sıra ankraj aktive edilir ve 300kN öngerme yükü uygulanır. Faz 12’de nihai kazı kotuna kadar kazı yapılır. Tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir.

Planda bu duvar köşelidir, analizde ise 1-2-3 Aksları için köşe etkisi modellenmemiştir.

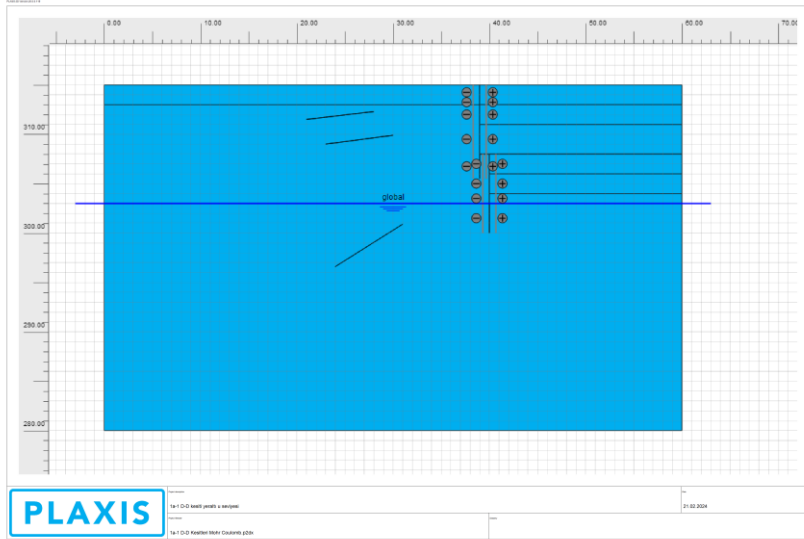
- **1a-1 D-D Kesiti**

Tasarlanan iksa modeli, 1a-1 aksları arasında kalan cephede D-D kesiti alınarak incelenmiştir. Tasarlanan iksa modeli, düşey destek elemanı Ø80 cm fore kazıklar 100 cm ara ile modellenmiştir. İksa sistemine üst kazıklar ve zemin dolayısı ile gelecek sürşarj yükü için, ankrajlarla ile zemine bağlanması planlanmıştır. İksa sistemine uygulanan sürşarj yükü bina için 60 kN/m uygulanmıştır. Öngermeli Ankraj, 2 kademe olarak planlanmıştır. Ankraj boyları ise 1.kademe=18.00m, 2.kademe=16.00m olacak şekilde belirlenmiştir. Ankrajlar düşeyde 2.50m ve yatayda 2.00 m aralıklar ile imal edilecektir. Ankrajlara 300 kN öngerme yükü verilecektir. Daha sonrasında temel alt kotunun 4.00 m daha aşağı indirilmesi planlanmıştır. Bu nedenle önlem olarak alt kademede, Ø80 cm fore kazıklar 90 cm ara ile yapılması planlanmıştır. Öngermeli Ankraj 1 kademe olarak planlanmıştır. Ankraj boyu serbest boy 9.00 m ve ankraj kökü 7.00 m olmak üzere toplam 16.00m olacak şekilde seçilmiştir. Ankrajlar yatayda 1.80 m aralıklar ile imal edilecektir. Ankrajlara 300 kN öngerme yükü verilecektir. İksa modeli üç tabakadan oluşmaktadır. Dolgu tabakası +315 m kotunda başlayıp 2 m derinde +313 m kotunda bitmektedir. İkinci tabaka killi kum tabakası

+313m ‘de başlayıp +305.5 m kotunda bitmektedir. Üçüncü tabaka +305.5 m kotundan nihai kazı kotu olan +304 m kotuna kadar devam etmektedir. İksa sistemi modeline gerekli parametreler tanımlandıktan sonra sonlu elemanlar ağı oluşturulur (Şekil 3.13.). İksa modelinin yeraltı su seviyesi nihai kazı kotunun altında kaldığı gözlemlenmiştir. Programda Flow Conditions kısmında modelimizdeki yeraltı su seviyesi Şekil 3.14.’te gösterilmektedir.



Şekil 3.13. 1a-1 Aksları D-D kesiti iksa modeli

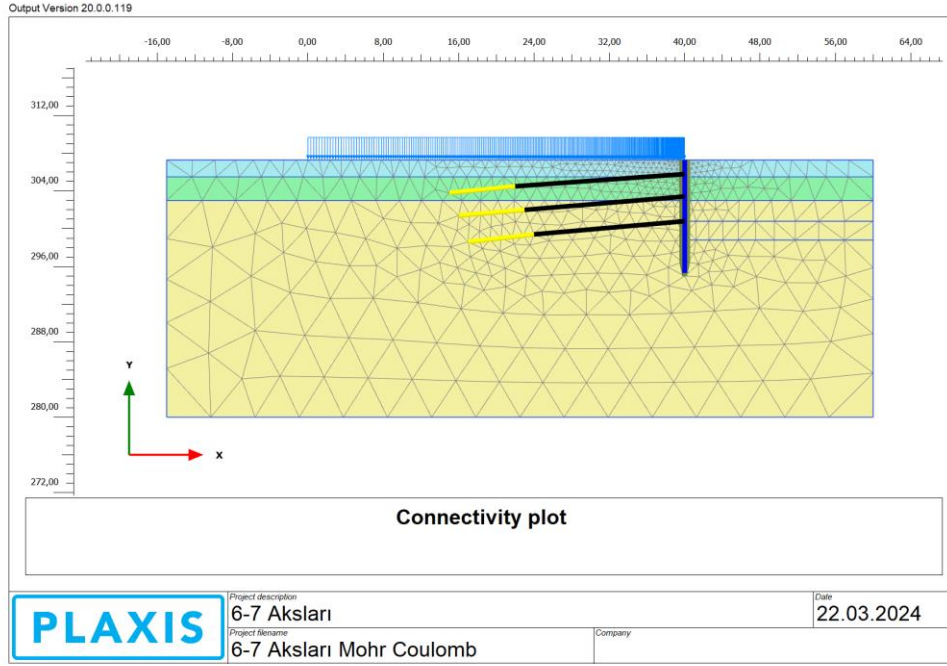


Şekil 3.14. İksa modelinin yeraltı su seviyesi (Flow Conditions)

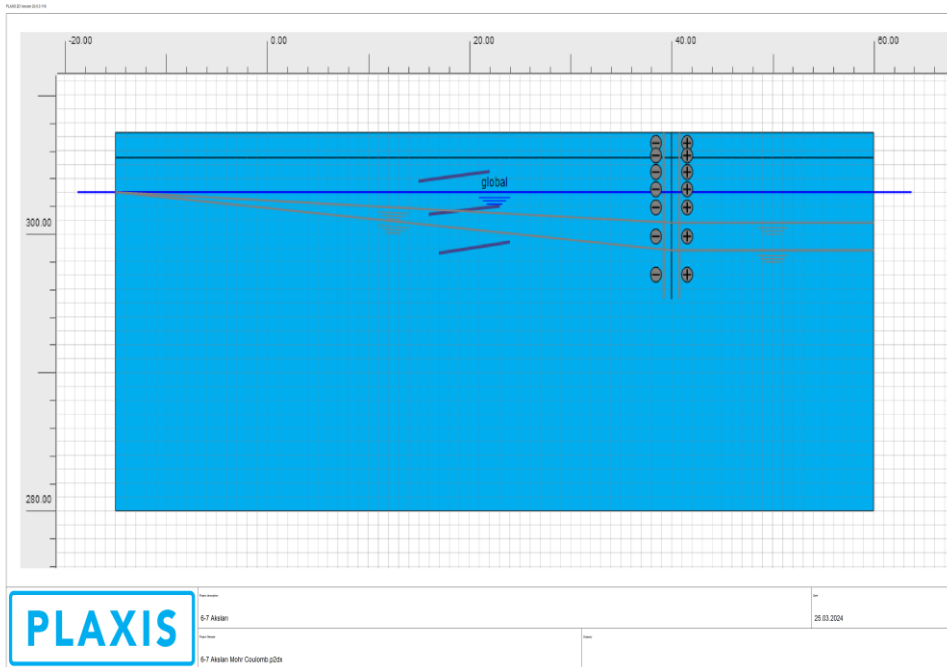
Modelin çözümü 10 aşamadan oluşmaktadır. Başlangıçta zemin tabakaları ve parametreleri ile zemin modeli oluşturulmuştur ve 3.5 m uzaklıktaki 4 katlı bina için 60 kN/m sürşarj yükü uygulanmıştır. Faz 1’de zemine çakılı 9.5 metre derinliğinde fore kazık ve sürşarj yükü aktive edilir. Faz 2’de ilk aşama (dolgu tabakasının sonuna kadar) kazı yapılır ve Faz 3’te 1. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 4’te ikinci aşama (2. Ankraja kadar) kazı yapılmakta ve Faz 5’te 2. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 6’da 3. aşama kazı nihai kazı kotuna kadar yapılır. Faz 7’de zemine çakılı 8 metre derinliğinde fore kazık aktive edildi. Faz 8’de 4. aşama kazı (3. Ankraja kadar) kazı yapılır. Faz 9’da 3. Sıra ankraj aktive edilir ve 300kN öngerme yükü uygulanır. Faz 10’da nihai kazı kotuna kadar kazı yapılır. Tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir.

- **6-7 Aksları F-F Kesiti**

Tasarlanan iksa modeli, 6-7 aksları arasında kalan cephede F-F kesiti alınarak incelenmiştir. Tasarlanan iksa modeli, düşey destek elemanı Ø80 cm fore kazıklar 100 cm ara ile modellenmiştir. İksa sistemine üst kazıklar ve zemin dolayısı ile gelecek sürşarj yükü için, ankrajlarla ile zemine bağlanması planlanmıştır. İksa sistemine uygulanan sürşarj yükü bina için 50 kN/m uygulanmıştır. Öngermeli Ankraj, 3 kademe olarak planlanmıştır. Ankraj boyları ise 1.kademe=25.00m , 2.kademe=24.00m , 3.kademe=23.00m olacak şekilde belirlenmiştir. Ankrajlar düşeyde 2.50m ve yatayda 2.00 m aralıklar ile imal edilecektir. Ankrajlara 300 kN öngerme yükü verilecektir. Zemin üç tabakadan oluşmaktadır. Zemin tabakası +307.25 m kotunda başlayıp 2 m derinliğinde dolgu tabakası mevcuttur. Dolgu tabakasının bittiği +305.25 m kotundan itibaren killi kum tabakası başlayıp +303 m’ye kadar devam etmektedir. +303 m kotundan nihai kazı kotu olan 298.80 m kotuna kadar çakıllı killi kum devam etmektedir. Şekil 3.15.’de 6-7 aksları arasındaki iksa modeli gösterilmektedir. Programda Flow Conditions kısmında modeldeki yeraltı su seviyesi gözlenmektedir (Şekil 3.16.).



Şekil 3.15. Modellenen 6-7 Aksları F-F kesiti iksa modeli

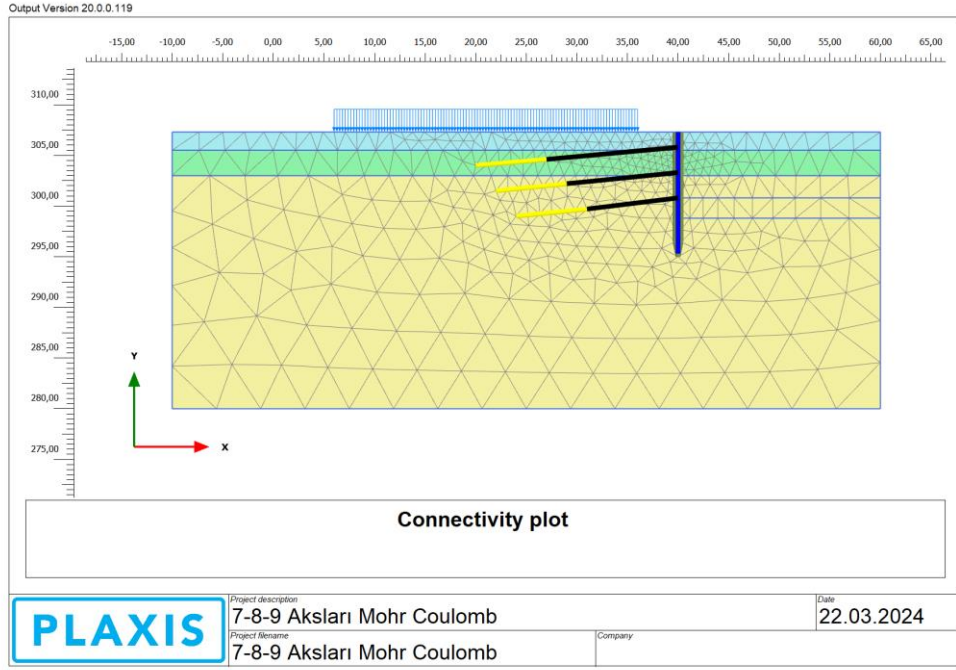


Şekil 3.16. 6-7 aksları F-F kesiti yeraltı su seviyesi (Flow Conditions)

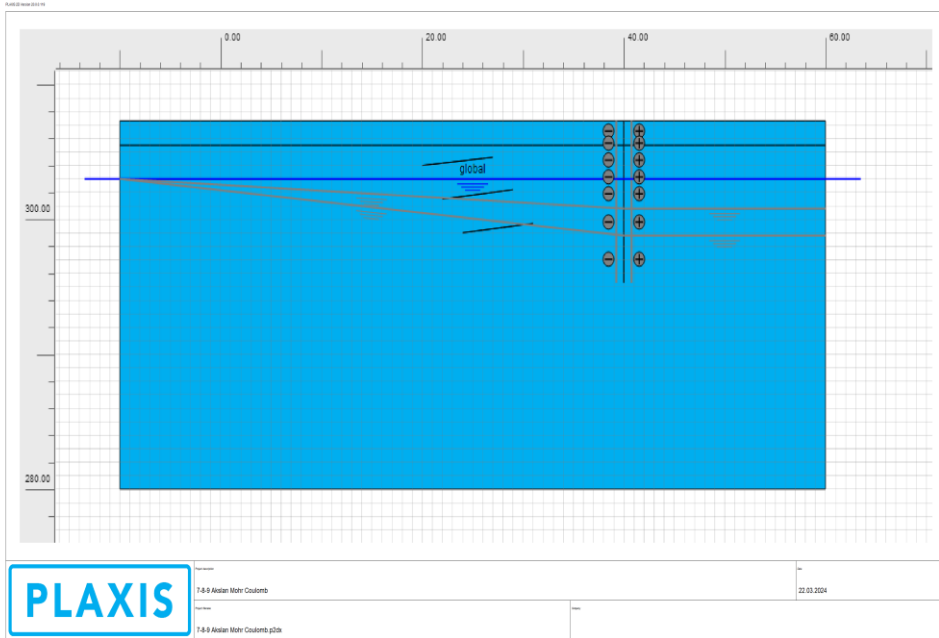
Modelin çözümü 8 aşamadan oluşmaktadır. Başlangıçta zemin tabakaları ve parametreleri ile zemin modeli oluşturulmuştur ve 4 katlı bina için 60 kN/m sürşarj yükü uygulanmıştır. Faz 1’de zemine çakılı 12 metre derinliğinde fore kazık ve sürşarj yükü aktive edilir. Faz 2’de ilk aşama (1. ankraja kadar) kazı yapılır ve Faz 3’de 1. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 4’de ikinci aşama (2. ankraja kadar) kazı yapılmakta ve Faz 5’te 2. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 6’da yeraltı su seviyesi indirilir ve 3. aşama kazı (3. ankraja kadar) yapılır. Faz 7’de 3. sıra ankraj aktive edilir ve 300kN öngerme yükü uygulanır. Faz 8’de yeraltı su seviyesi indirilir ve nihai kazı kotuna kadar kazı yapılır. Tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir.

- **7-8-9 Aksları G-G Kesiti**

Tasarlanan iksa modeli, 7-8-9 aksları arasında kalan cephede G-G kesiti alınarak incelenmiştir. Tasarlanan iksa modeli, düşey destek elemanı Ø65 cm fore kazıklar 90 cm ara ile modellenmiştir. İksa sistemine üst kazıklar ve zemin dolayısı ile gelecek sürşarj yükü için, ankrajlarla ile zemine bağlanması planlanmıştır. İksa sistemine uygulanan sürşarj yükü bina için 60 kN/m uygulanmıştır. Öngermeli Ankraj 3 kademe olarak planlanmıştır. Ankraj boyları ise 1.kademe=20.00m, 2.kademe=18.00m, 3.kademe=16.00m olacak şekilde belirlenmiştir. Ankrajlar düşeyde 2.50m ve yatayda 1.80 m aralıklar ile imal edilecektir. İmalatlara ait donatı detayları projesinde belirtilmiştir. Ankrajlara 300 kN öngerme yükü verilecektir. Zemin tabakası +307.25 m kotunda başlayıp 2 m derinliğinde dolgu tabakası mevcuttur. Dolgu tabakasının bittiği +305.25 m kotundan itibaren killi kum tabakası başlayıp +303 m’ye kadar devam etmektedir. +303 m kotundan nihai kazı kotu olan 298.80 m kotuna kadar çakıllı killi kum devam etmektedir. Şekil 3.17.’de 7-8-9 aksları arasındaki iksa modeli gösterilmektedir. Programda Flow Conditions kısmında modeldeki yeraltı su seviyesi gözlenmektedir (Şekil 3.18.).



Şekil 3.17. 7-8-9 Aksları G-G kesiti iksa modeli



Şekil 3.18. İksa modelinin yeraltı su seviyesi (Flow Conditions)

Modelin çözümü 8 aşamadan oluşmaktadır. Başlangıçta zemin tabakaları ve parametreleri ile zemin modeli oluşturulmuştur ve 4 m uzaklıktaki 4 katlı bina için 60 kN/m sürşarj yükü uygulanmıştır. Faz 1’de zemine çakılı 12 metre derinliğinde fore kazık ve sürşarj yükü aktive edilir. Faz 2’de ilk aşama (1. sıra ankraja kadar) kazı yapılır ve Faz 3’de 1. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 4’de ikinci aşama (2. Ankraja kadar) kazı yapılmakta ve Faz 5’te 2. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 6’da yeraltı su seviyesi indirilir ve 3. Aşama (3.Ankraja kadar) kazı yapılır. Faz 7’de 3. sıra ankraj aktive edilir ve 300 kN öngerme yükü uygulanır. Faz 8’de yeraltı su seviyesi indirilir ve nihai kazı kotuna kadar kazı yapılır. Tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. Planda bu duvar köşelidir, analizde ise 7-8-9 Aksları için köşe etkisi modellenmemiştir.

4. BULGULAR VE TARTIŞMA

İksa kesitlerinin modelleri, Mohr Coulomb ve Hardening olmak üzere iki farklı zemin modeliyle Plaxis 2D sonlu elemanlar programı kullanılarak analiz edilmiştir. İksa kesitleri öncelikle zeminde yapılan deneyler sonucunda elde edilen zemin parametreleri kullanılarak hesaplanmış daha sonrasında inklinometre değerlerine yakınsamak amacıyla geri analiz yapılmıştır. Geri analizde, tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. İki zemin modeliyle elde edilen veriler birbirleriyle karşılaştırılmış ve grafikleri oluşturulmuştur. Ayrıca 1-2-3 aksları A-A Kesitinde bulunan inklinometre ölçümleri ile bu iki zemin modeli karşılaştırılmıştır. Geri analiz sonucu elde edilen zemin parametreleri Çizelge 4.1’de gösterilmektedir.

Çizelge 4.1 Geri analizde uygulanan zemin parametreleri

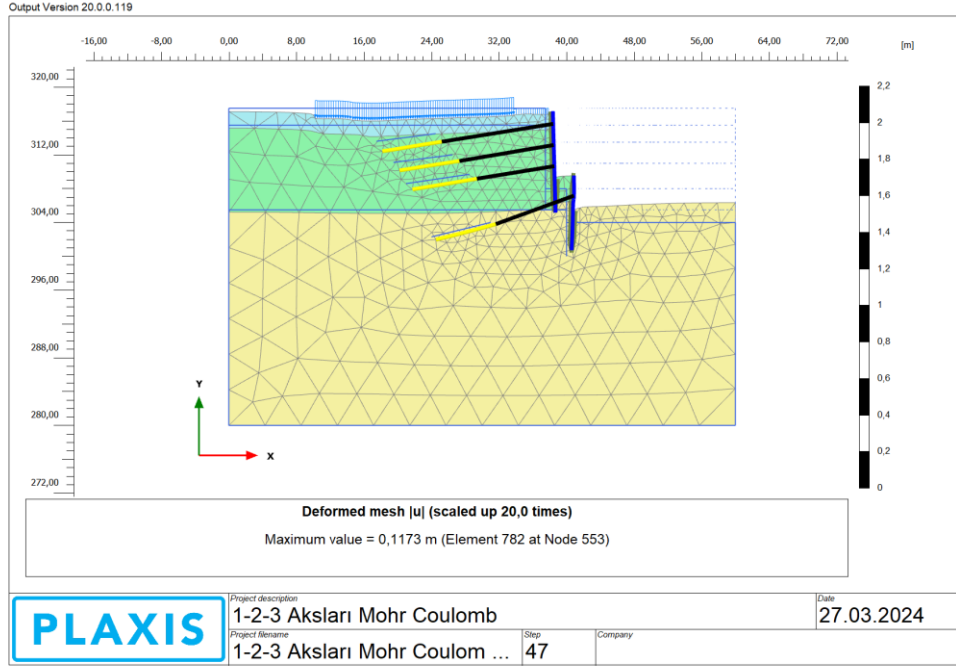
	$\phi' (^{\circ})$	$c' \text{ (kPa)}$	$\gamma_{\text{kuru}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\gamma_{\text{su}} \text{ (kN/m}^3\text{)}$	ν	$E \text{ (MPa)}$
Dolgu	25.00	2.00	18.00	19.00	0.36	9000
Killi Kum	31.00	3.00	19.00	20.00	0.34	15000
Çakıllı Killi Kum	28.00	5.00	20.00	21.00	0.34	38000

4.1. Kesit Analizleri

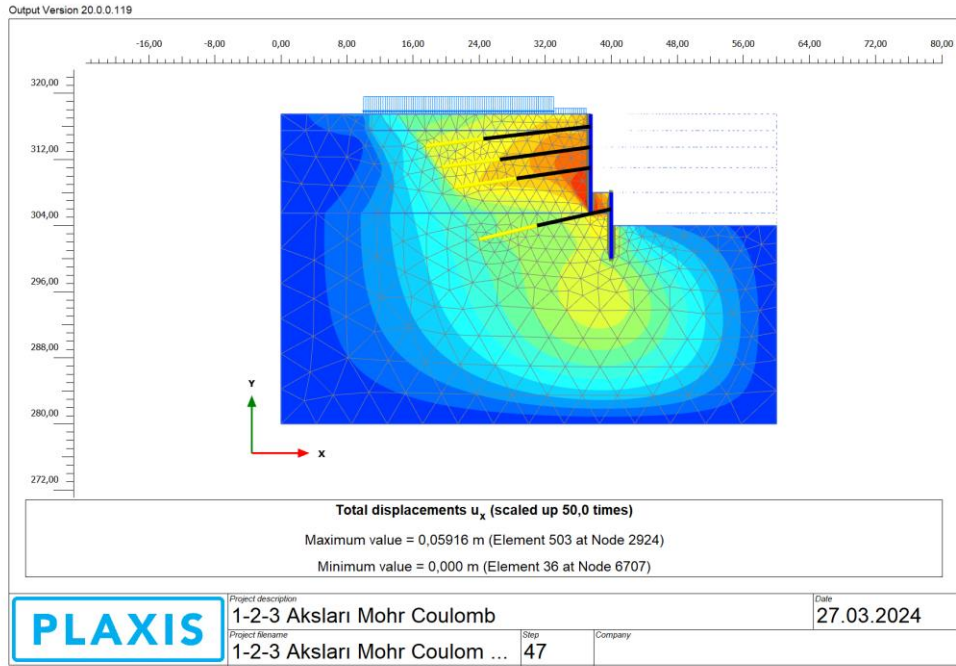
4.1.1. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti

- **Mohr Coulomb Zemin Modeli**

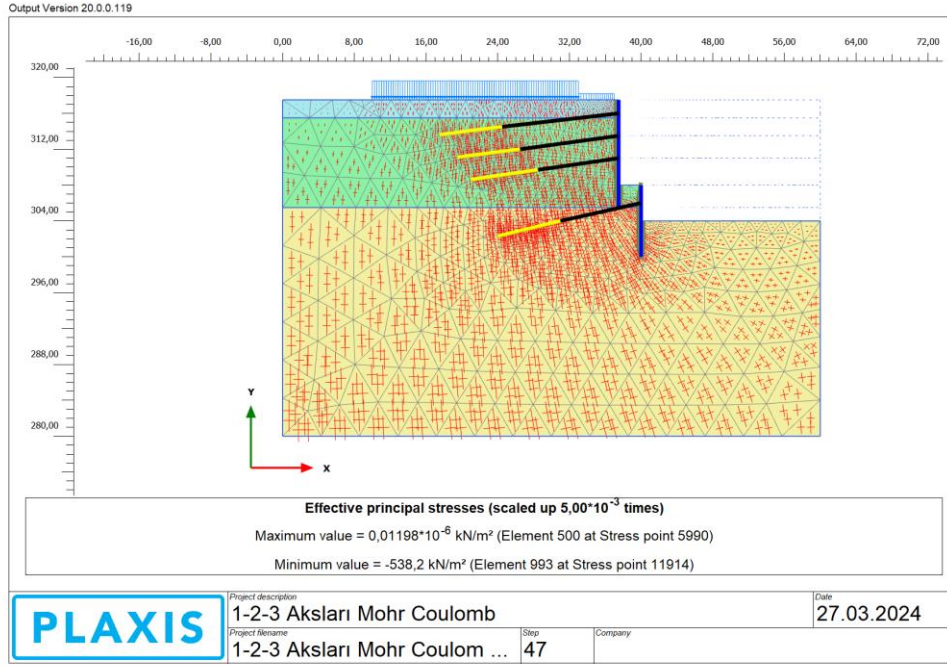
Mohr Coulomb zemin modeliyle yapılan analiz sonucu modelde oluşan maksimum deformasyonun 0.117 m olduğu tespit edilmiştir. Deforme olmuş ağ Şekil 4.1.’de gösterilmektedir. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti Mohr Coulomb zemin modeliyle deformasyon analizi hesaplamalar sonucu x yönünde oluşan toplam yer değiştirmelerin 0.059 m olduğu görülmüştür. Toplam yer değiştirmeler Şekil 4.2.’ de gösterilmektedir. Analiz sonucu elde edilen maksimum efektif gerilmelerin 538.2 kN/m² olduğu tespit edilmiştir. Modelde oluşan efektif gerilmeler Şekil 4.3.’de gösterilmiştir.



Şekil 4.1. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı

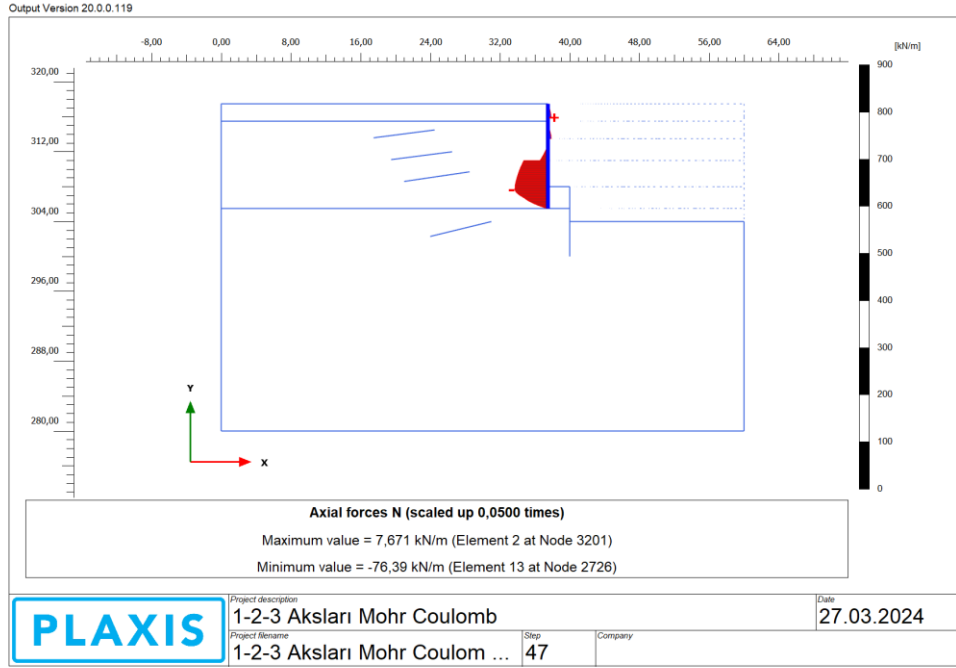


Şekil 4.2. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler

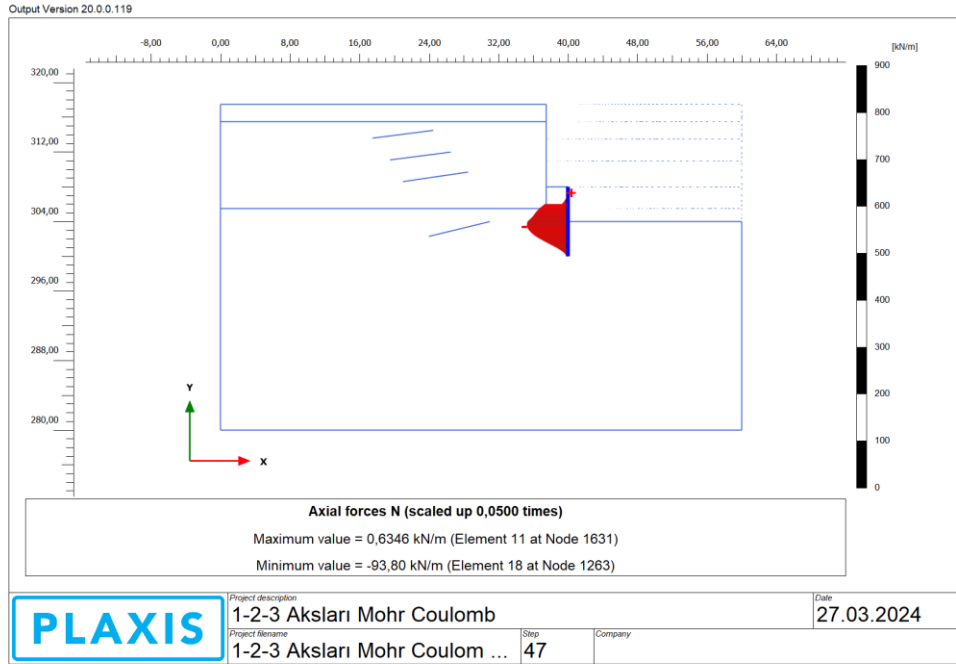


Şekil 4.3. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti efektif gerilmeler

Diyafram duvarlarda oluşan aksenal kuvvetler tespit edilmiştir. Analiz sonucu ilk kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler için maksimum değer 76.39 kN/m 'dir . Diyafram duvardaki aksenal kuvvetler dağılımı Şekil 4.4.'te gösterilmektedir. Analiz sonucu ikinci kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler için ise maksimum değer 93.80 kN/m'dir. İkinci kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler dağılımı Şekil 4.5.'te gösterilmektedir.

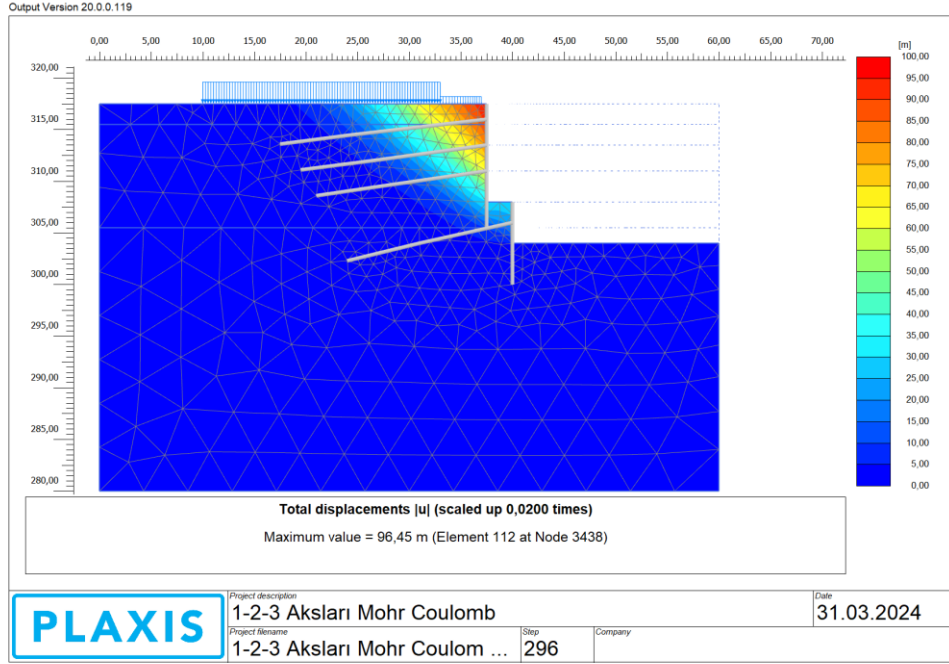


Şekil 4.4. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti 1. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler



Şekil 4.5. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti 2. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler

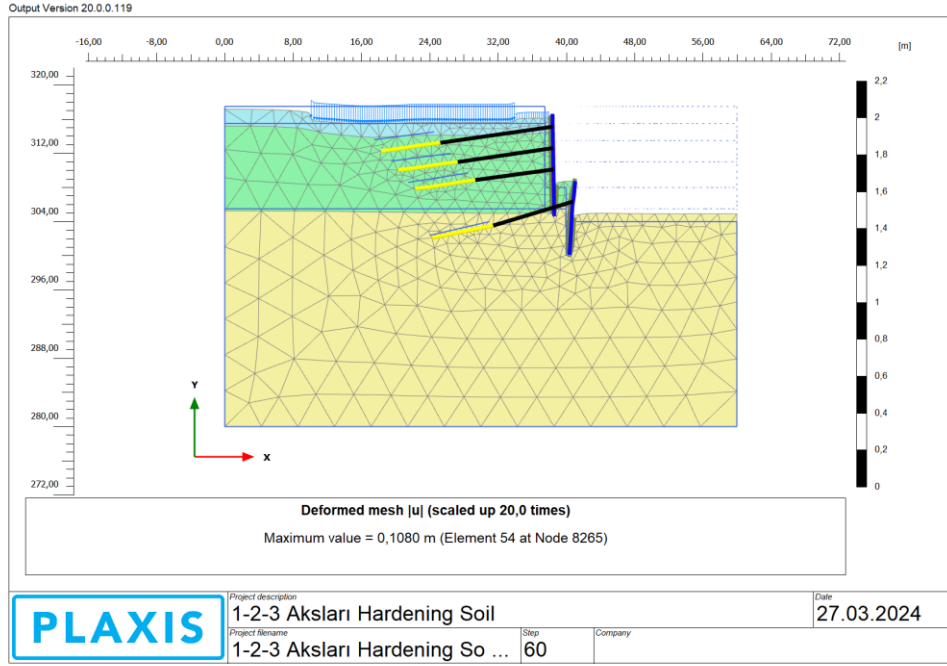
Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Ankrajın kök bölgesi, olası kritik göçme yüzeyinden X kadar mesafede başlamalıdır. $X = 0.2H$ şartını sağlayacak mesafededir. Bir sonraki aşamaya geçilerek iksa sisteminin hizmet görübilirlik sınır durumuna ait deplasmanlar bakımından yeterliliği kontrol edilmelidir (KDYY 2023). Toptan göçme yüzeyi Şekil 4.6.'da gösterilmiştir.



Şekil 4.6. 1-2-3 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi

- **Hardening zemin modeli**

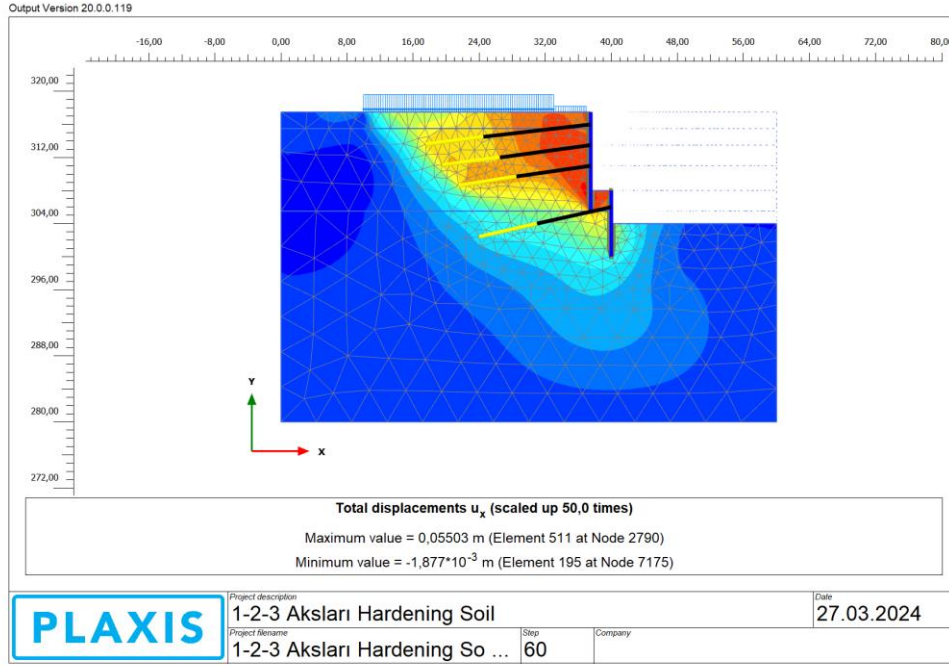
Tüm hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. Hardening zemin modeliyle yapılan analiz sonucu modelde oluşan maksimum deformasyon 0.108 m olduğu tespit edilmiştir. Deformasyon analizi sonrası oluşan deforme olmuş ağ Şekil 4.7.'de gösterilmektedir.



Şekil 4.7. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı

Hesaplamalar sonucu x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler tespit edilmiştir. Buna göre x yönündeki maksimum yer değiştirmenin 0.055 m olduğu görülmüştür, toplam yer değiştirmeler Şekil 4.8.'de gösterilmektedir.

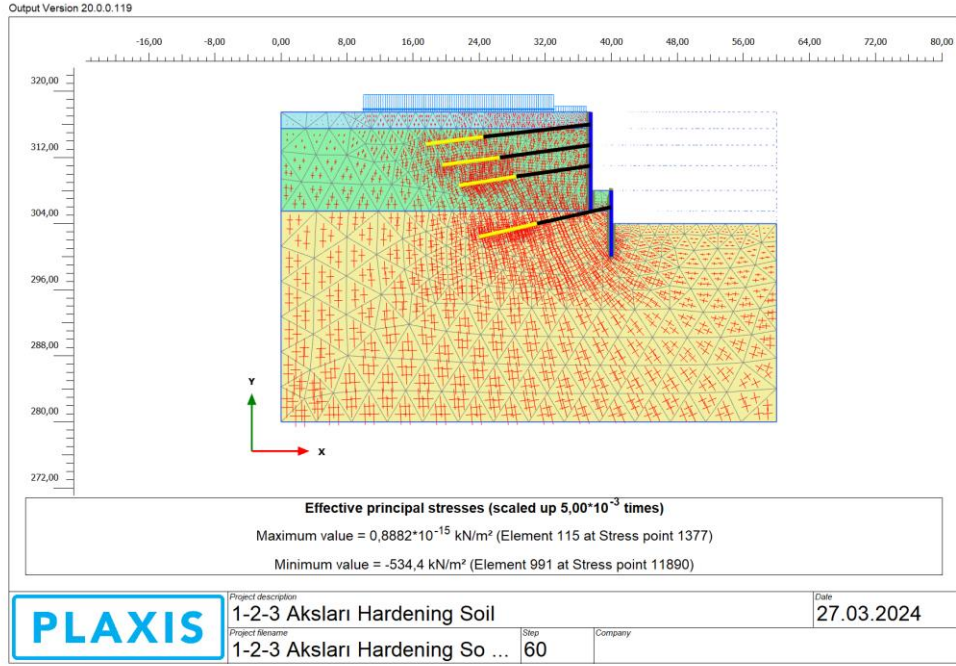
Analiz sonucu elde edilen maksimum efektif gerilmeler 534.4 kN/m^2 olduğu tespit edilmiştir. Modelde oluşan efektif gerilmeler dağılımı Şekil 4.9.'da gösterilmiştir.



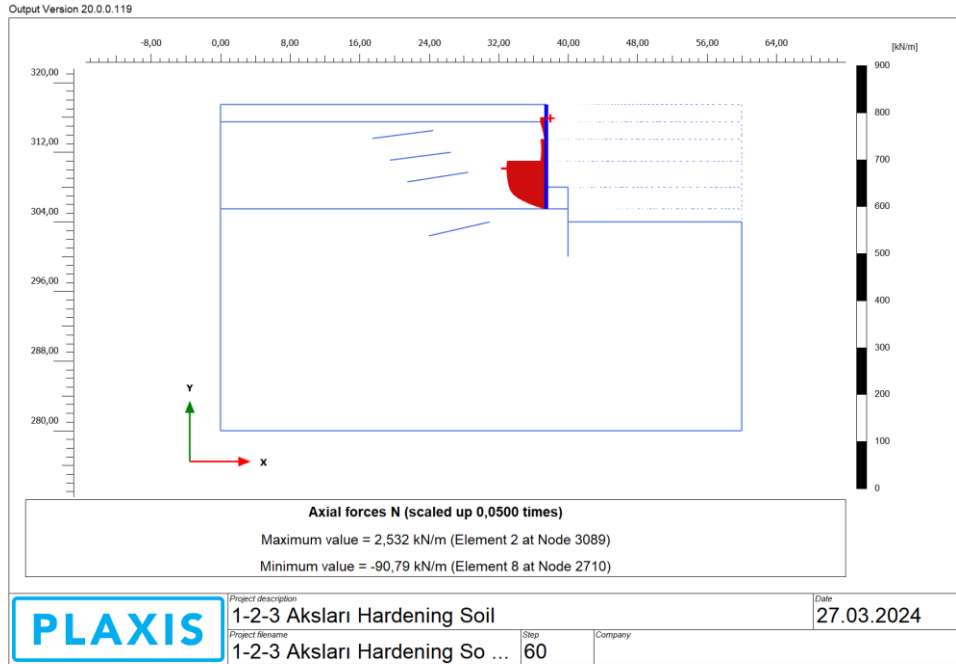
Şekil 4.8. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler

Diyafram duvarlardaki oluşan eksenel kuvvetler tespit edilmiştir. Analiz sonucu ilk kısımdaki diyafram duvarda oluşan eksenel kuvvetler için maksimum değer 90.79 kN/m 'dir. Diyafram duvardaki eksenel kuvvetler dağılımı Şekil 4.10'da gösterilmektedir. Analiz sonucu ikinci kısımdaki diyafram duvarda oluşan eksenel kuvvetler için maksimum değer 81.50 kN/m'dir. İkinci kısımdaki diyafram duvarda oluşan eksenel kuvvetler dağılımı Şekil 4.11'de gösterilmektedir.

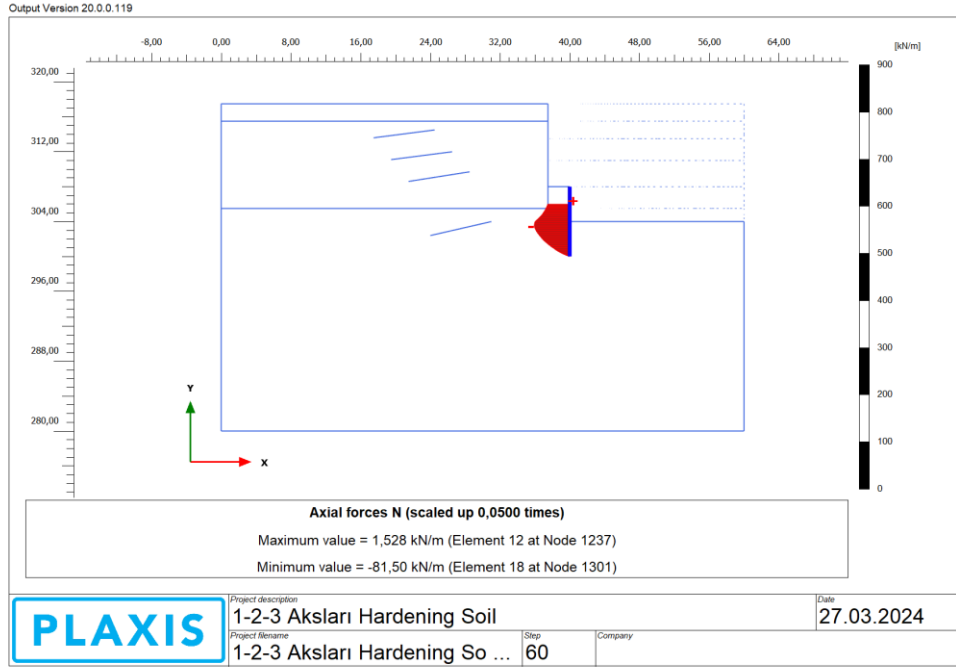
Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Toptan göçme yüzeyi Şekil 4.12.'de gösterilmiştir. Toptan göçme tahkiki sonucuna göre göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Kritik göçme yüzeyine olan mesafesi Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği'ne uygundur (KDYY, 2023).



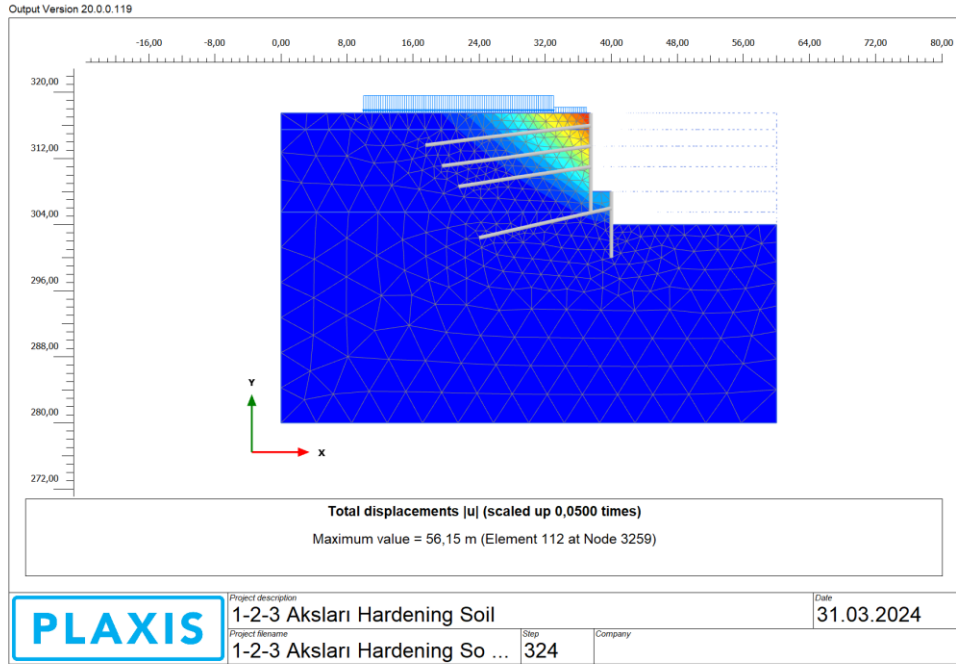
Şekil 4.9. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti efektif gerilmeler dağılımı



Şekil 4.10. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti 1. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler



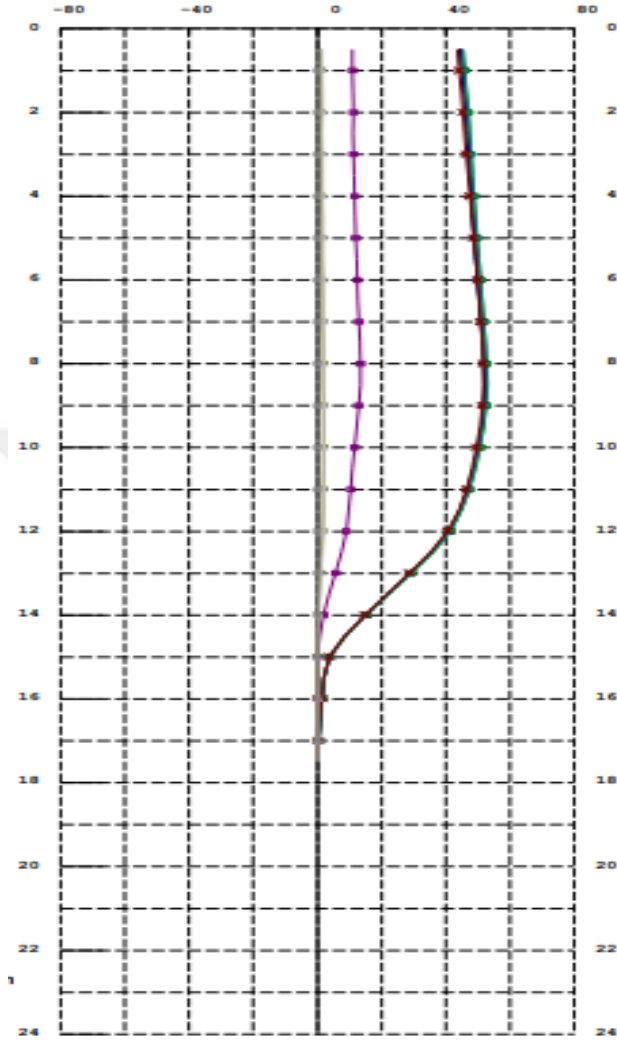
Şekil 4.11. 1-2-3 Aksları A-A Kesiti 2. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler



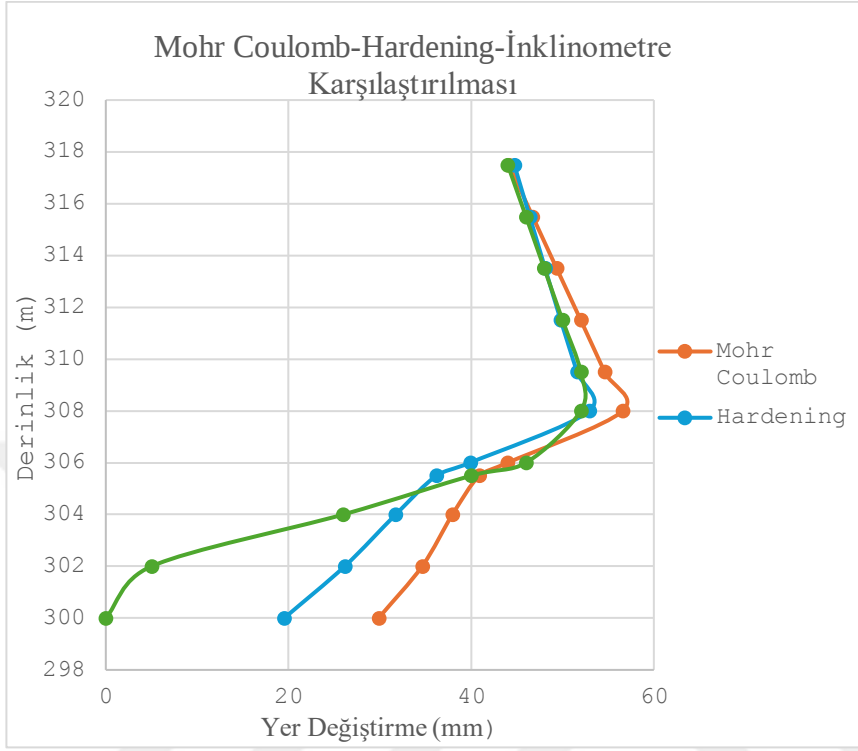
Şekil 4.12. 1-2-3 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi

1-2-3 Akslarında yapılan inklinometre ölçümlerinin yatay x yönündeki hareketi Şekil 4.13’de gösterilmektedir. 1-2-3 Aksları A-A kesitinin Hardening ve Mohr Coulomb zemin modeliyle analiz edilen modelin yatay yönlü yer değiştirmesi inklinometre ölçümleriyle karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırma Şekil 4.14’de gösterilmektedir.

1-2-3 Aksları A-A kesiti zemin üst kotu diğer akslara göre yüksekte başlayıp iki kademeli olarak kazı yapılmıştır. İlk kazı 12.00 m derinlikte, ikinci kazı 8.00 m derinliğe kadar yapılmıştır. 1-2-3 aksları üzerinde yapılan inklinometre değerleriyle modellenen iki zemin modeli karşılaştırılmıştır. İnklinometre verilerine göre zemin hareketinin 16 m derinlikte başladığı tespit edilmiştir. Yatay x yönlü yer değiştirme değerleri karşılaştırıldığında Hardening zemin modelinin, Mohr Coulomb zemin modeline göre inklinometre verilerine daha yakın olduğu görülmektedir. İksa sisteminde derinlik arttıkça Mohr Coulomb zemin modeli ile analiz edilen değerlerde sapma miktarının arttığı tespit edilmiştir. Mohr Coulomb zemin modelinde zemin katmanlarının derinliği arttıkça elastisite modülünün değişmediği ve zemin modelindeki elastisite modülü ortalama bir değer olarak alındığı, Hardening zemin modelinde derinlik arttıkça elastisite modülünün de arttığı bilinmektedir. Bu sebeple, Mohr Coulomb zemin modelinde derinlik arttıkça, Hardening zemin modeline göre sapma miktarının arttığı tespit edilmiştir.



Şekil 4.13. 1-2-3 Aksları inklinometre ölçümleri



Şekil 4.14. 1-2-3 Aksları x yönlü yer değiştirme karşılaştırılması

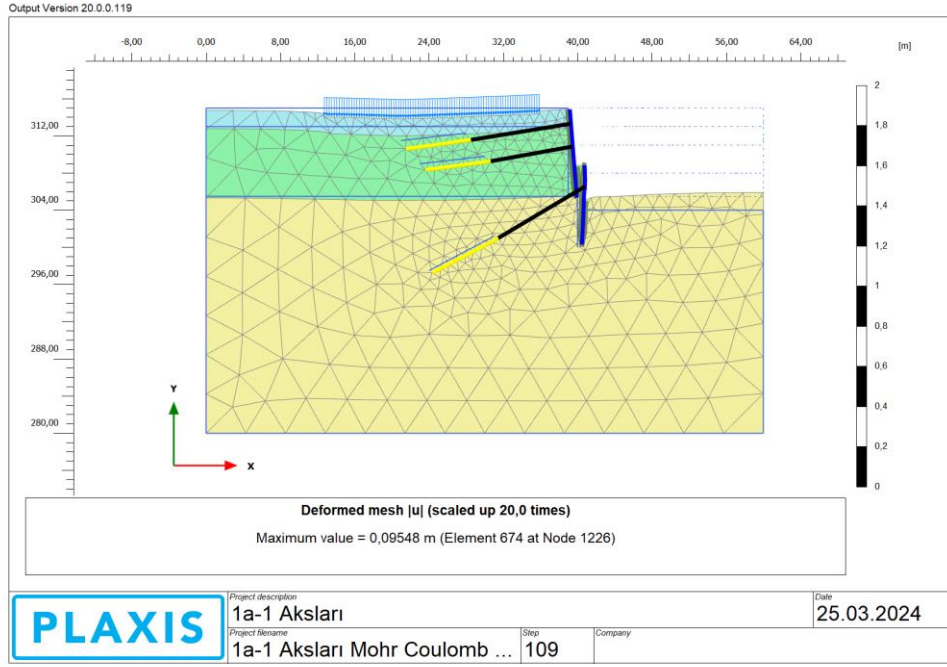
4.1.2. 1a-1 D-D Kesiti

- **Mohr Coulomb Zemin Modeli**

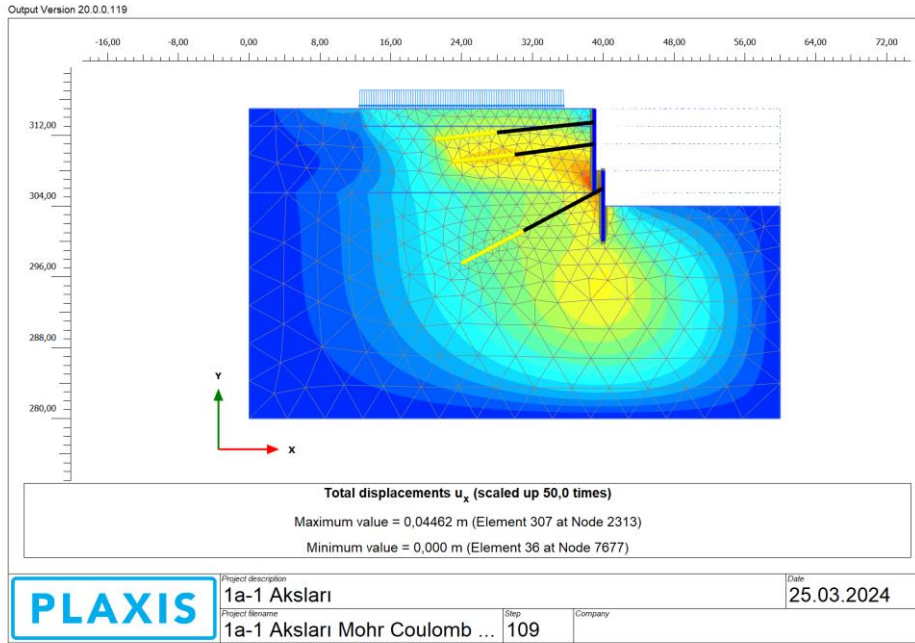
3. Bölümde belirtilen tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. Analiz sonucu modelde oluşan maksimum deformasyonun 0.095 m olduğu görülmektedir. Deforme olmuş sonlu elemanlar ağı Şekil 4.15'te gösterilmektedir.

Hesaplamalar sonucu x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler tespit edilmiştir. Buna göre x yönündeki maksimum yer değiştirmenin 0.045 m olduğu görülmüştür. Toplam yer değiştirmeler Şekil 4.16.'da gösterilmektedir.

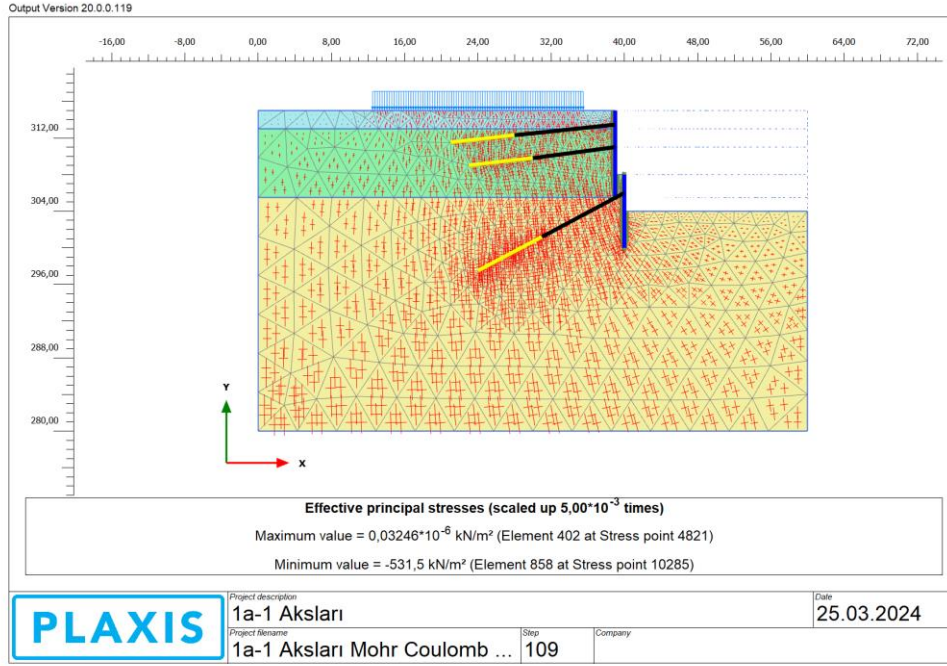
Analiz sonucu elde edilen maksimum efektif gerilmeler 531.5 kN/m^2 olduğu tespit edilmiştir. Modelde oluşan efektif gerilmeler dağılımı Şekil 4.17.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.15. 1a-1 Aksları D-D Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı

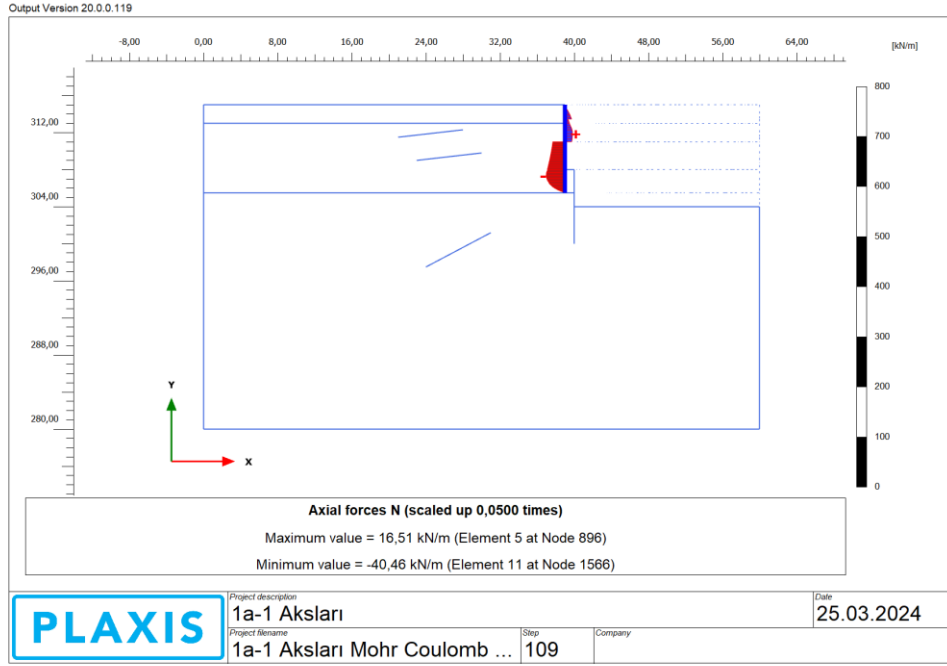


Şekil 4.16. 1a-1 Aksları D-D Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler

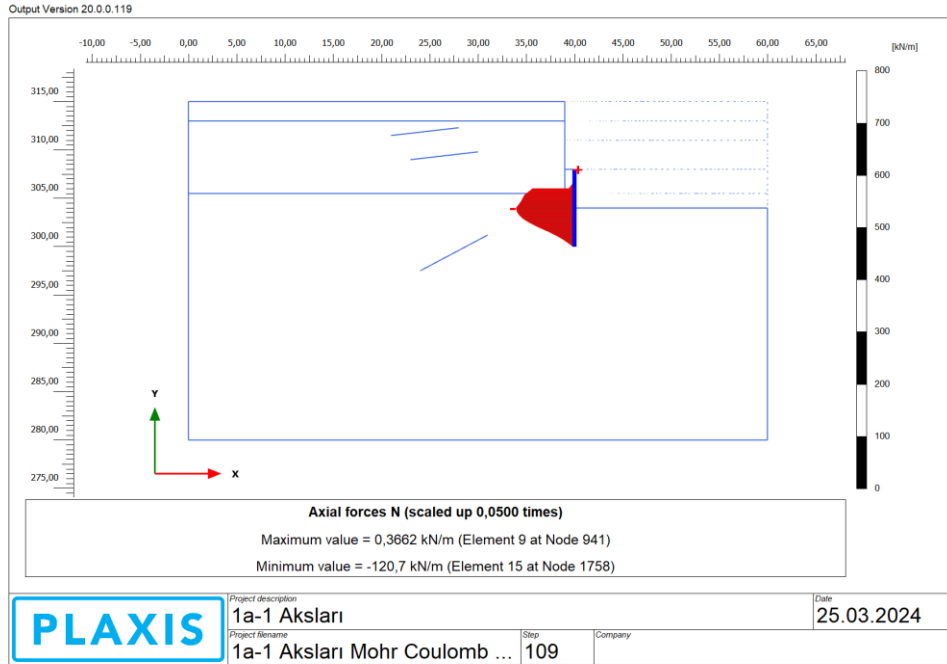


Şekil 4.17. 1a-1 Aksları D-D Kesiti efektif gerilmeler dağılımı

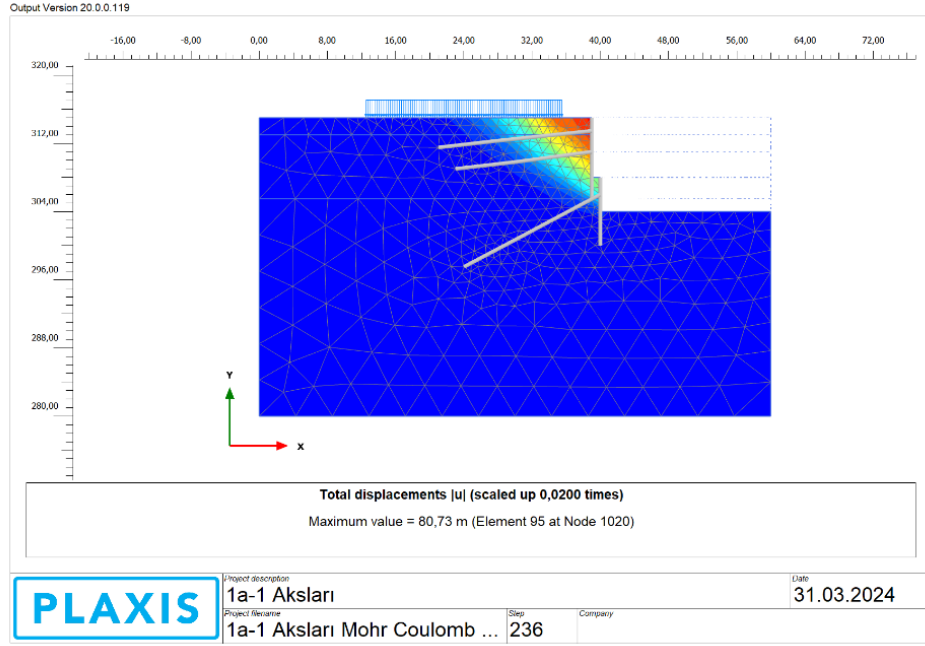
Diyafram duvarlardaki oluşan aksenal kuvvetler tespit edilmiştir. Analiz sonucu ilk kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler için maksimum değer 40.46 kN/m'dir. Diyafram duvardaki aksenal kuvvetler Şekil 4.18.'de gösterilmektedir. Analiz sonucu ikinci kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler için maksimum değer 120.7 kN/m'dir. İkinci kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler Şekil 4.19.'da gösterilmektedir. Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Toptan göçme yüzeyi Şekil 4.20.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.18. 1a-1 Aksları D-D Kesiti 1. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler



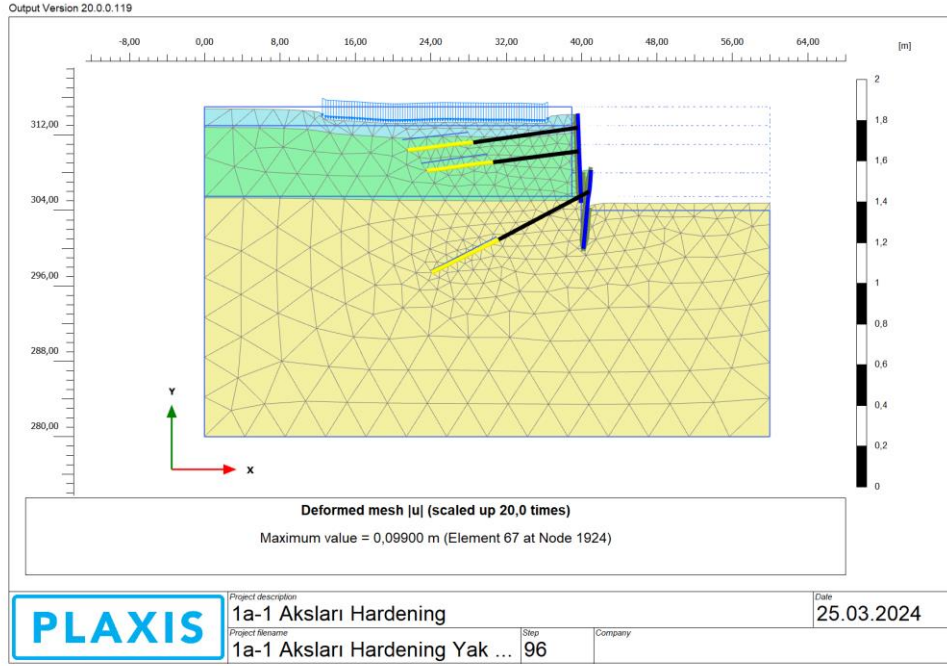
Şekil 4.19. 1a-1 Aksları D-D Kesiti 2. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler



Şekil 4.20. 1a-1 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi

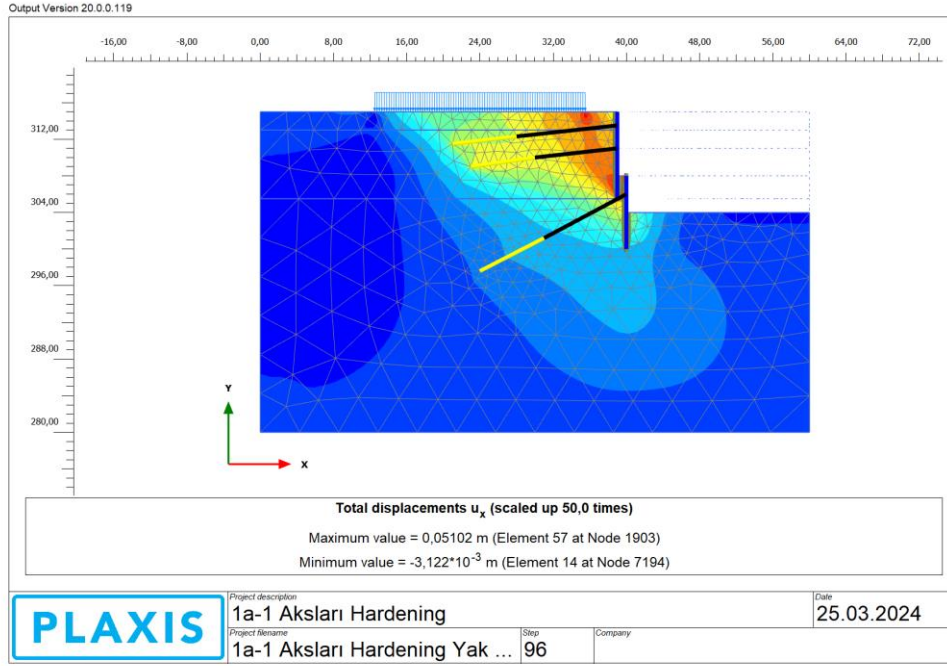
- **Hardening Zemin Modeli**

Tüm hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. Analiz sonucu modelde oluşan maksimum deformasyonu 0.099 m olduğu tespit edilmiştir. Deformasyon analizi sonrası oluşan deforme olmuş ağ Şekil 4.21’de gösterilmektedir.

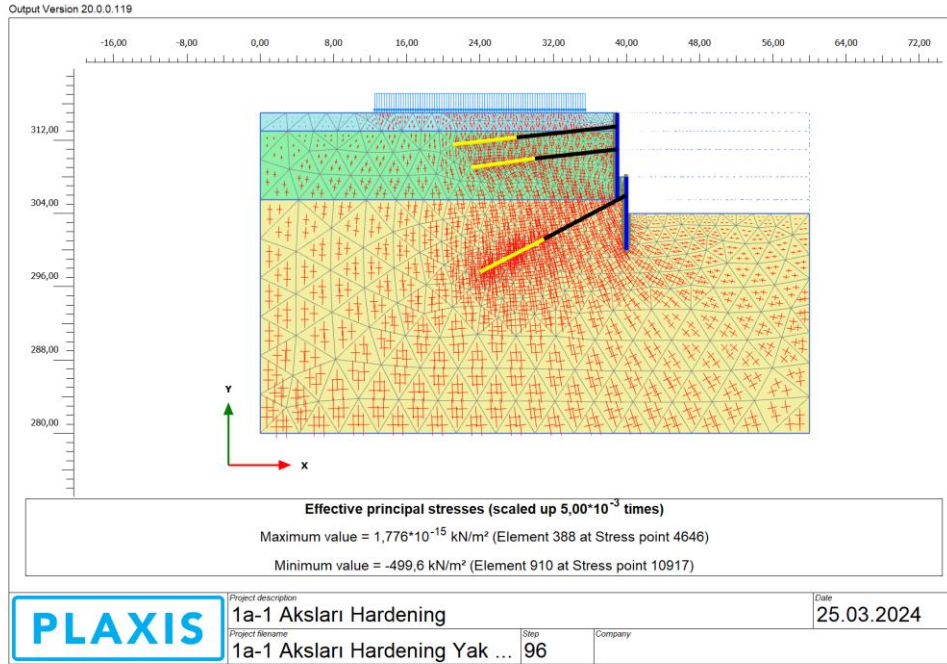


Şekil 4.21 1a-1 Aksları D-D Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı

Hesaplamalar sonucu x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler tespit edilmiştir. Buna göre x yönündeki maksimum yer değiştirmenin 0.051 m olduğu görülmüştür. Toplam yer değiştirmeler Şekil 4.22.'de gösterilmektedir. Analiz sonucu elde edilen maksimum efektif gerilmeler 499.6 kN/m^2 olduğu tespit edilmiştir. Modelde oluşan efektif gerilmeler Şekil 4.23.'de gösterilmiştir.



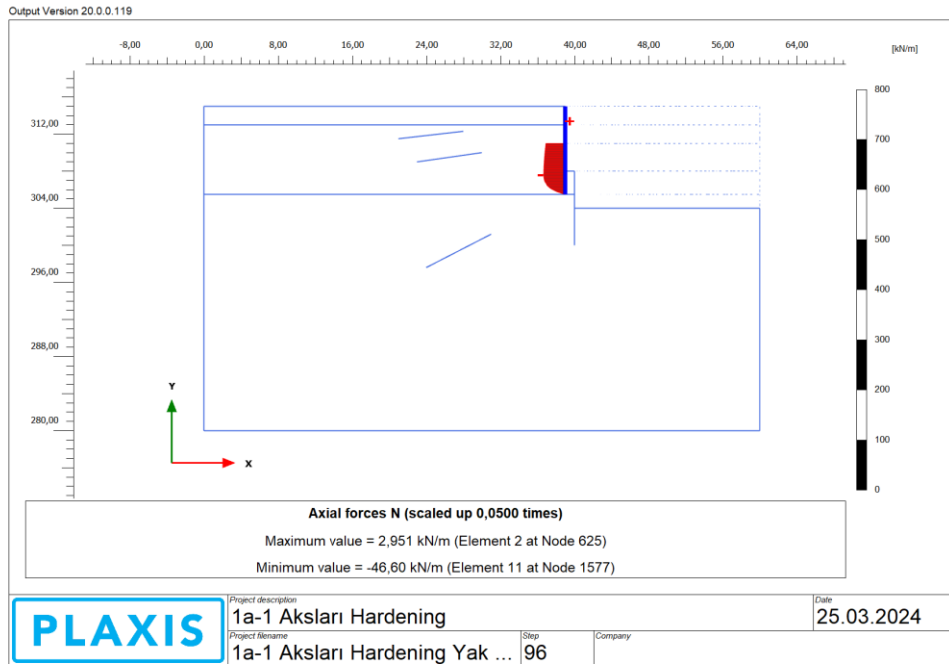
Şekil 4.22. 1a-1 Aksları D-D Kesiti x yönündeki yer değiştirmeler



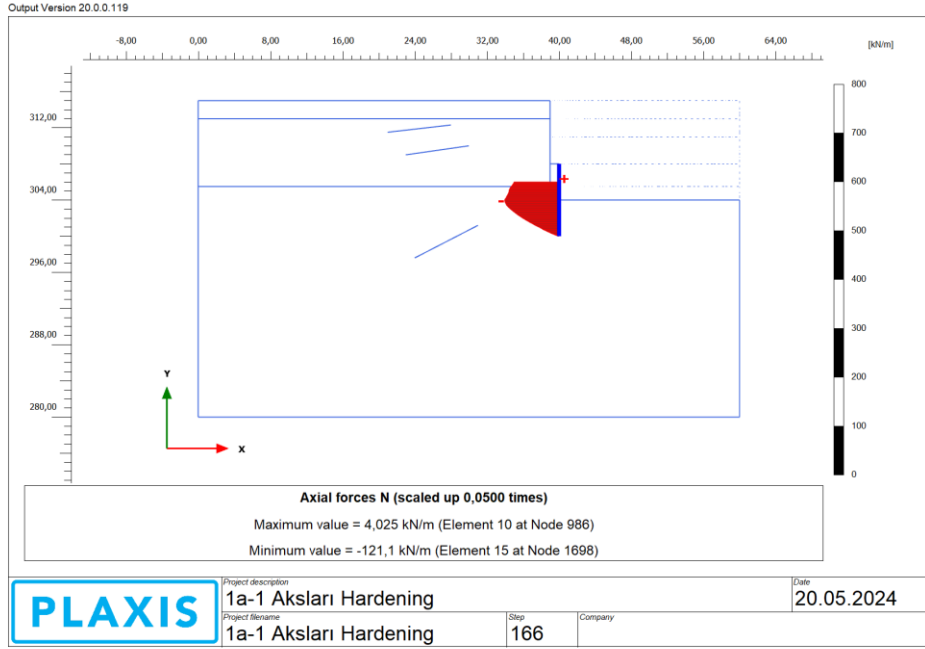
Şekil 4.23. 1a-1 Aksları D-D Kesiti efektif gerilmeler dağılımı

Diyafram duvarlardaki oluşan aksenal kuvvetler tespit edilmiştir. Analiz sonucu ilk kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler için maksimum değer 46.60 kN/m'dir. Diyafram duvardaki aksenal kuvvetler Şekil 4.24.'de gösterilmektedir. Analiz sonucu ikinci kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler için maksimum değer 120.7 kN/m'dir. İkinci kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler Şekil 4.25.'de gösterilmektedir.

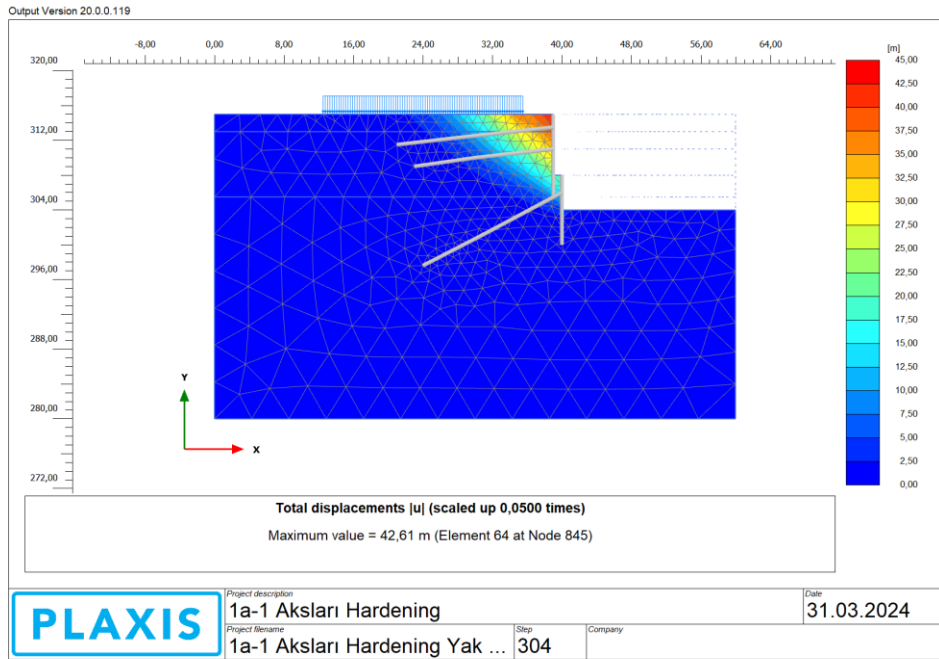
Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Toptan göçme yüzeyi Şekil 4.26.'da gösterilmiştir. Toptan göçme tahkiki sonucuna göre göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Kritik göçme yüzeyine olan mesafesi Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği'ne uygundur. (KDYY-2023)



Şekil 4.24. 1a-1 Aksları D-D Kesiti 1. Seviye diyafram duvardaki aksenal kuvvetler

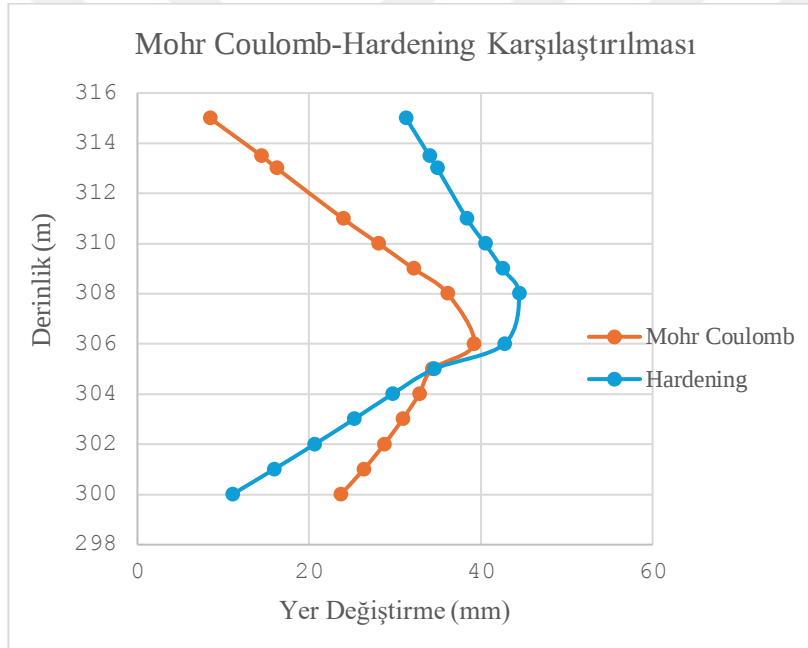


Şekil 4.25. 1a-1 Aksları D-D Kesiti 2. Seviye diyafram duvardaki eksenel kuvvetler



Şekil 4.26. 1a-1 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi

1a-1 Aksları D-D kesitinin x yönlü yer değiştirmelerinin Hardening ve Mohr Coulomb zemin modelleri için karşılaştırılması Şekil 4.27’de gösterilmiştir. Grafikten de görüldüğü gibi, Mohr Coulomb zemin modelinin Hardening zemin modeline göre yer değiştirme miktarı daha sınırlı kalmıştır. Deformasyonlar, duvarın orta noktasında her iki modelde de maksimum değerine ulaşmıştır, daha sonra derinlik arttıkça her iki zemin modelinde de yer değiştirmeler azalsa da Hardening zemin modelindeki azalma miktarı Mohr Coulomb zemin modeline göre daha fazladır. Bunun sebebinin Hardening zemin modelinin zeminde derinlik arttıkça elastik modülündeki artışı dikkate almasından kaynaklandığı düşünülmektedir.



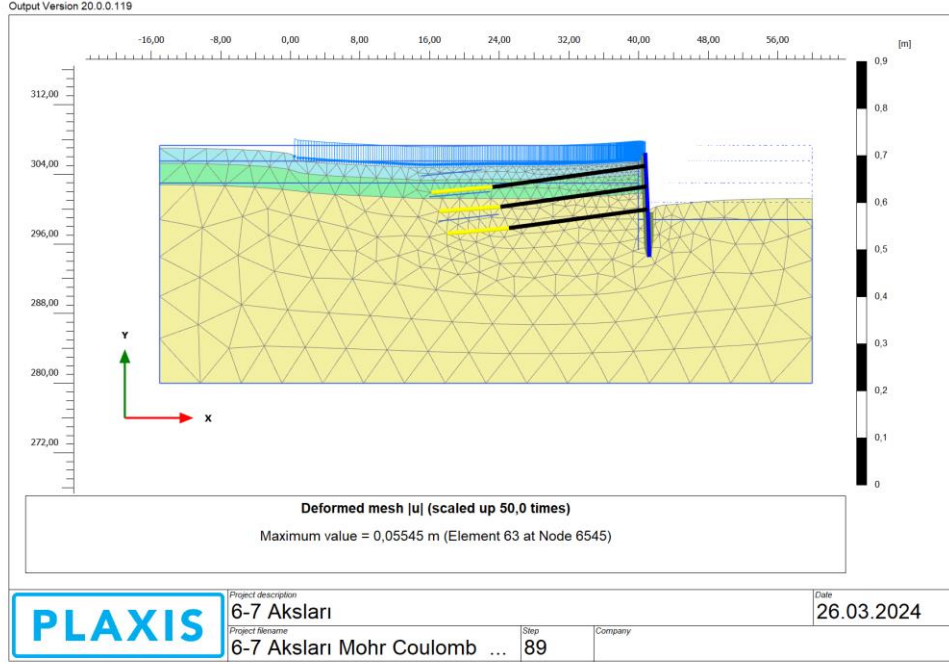
Şekil 4.27. 1a-1 Aksları D-D Kesiti x yönlü yer değiştirme karşılaştırılması

4.1.3. 6-7 Aksları F-F Kesiti

- **Mohr Coulomb Modeli**

3. Bölümde belirtilen tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. Mohr Coulomb zemin modeliyle yapılan analiz sonucu modelde

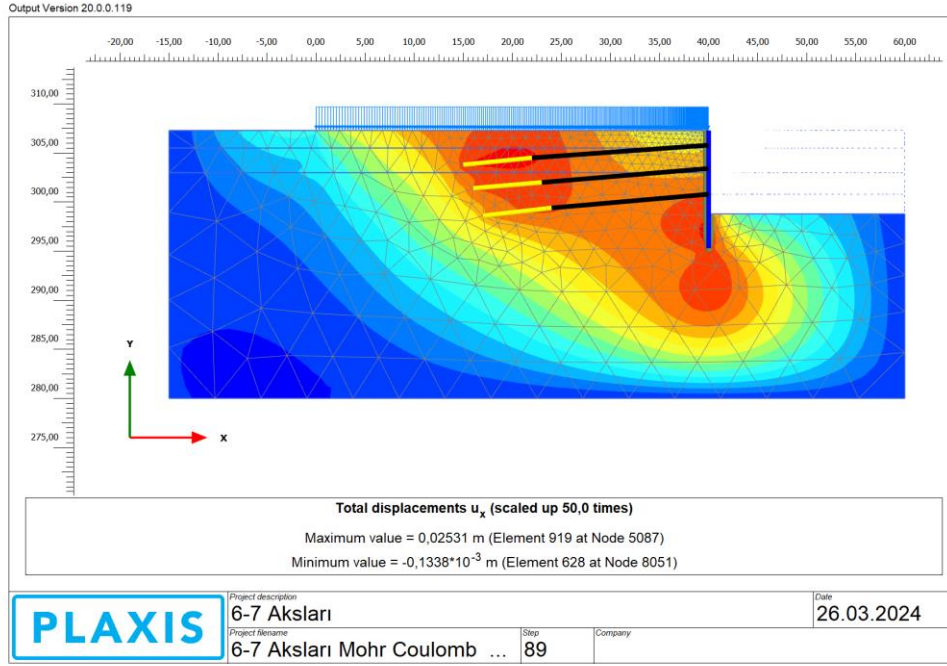
oluşan maksimum deformasyon 0.055 m olduğu tespit edilmiştir. Deformasyon analizi sonrası oluşan deforme olmuş ağ Şekil 4.28.'de gösterilmektedir.



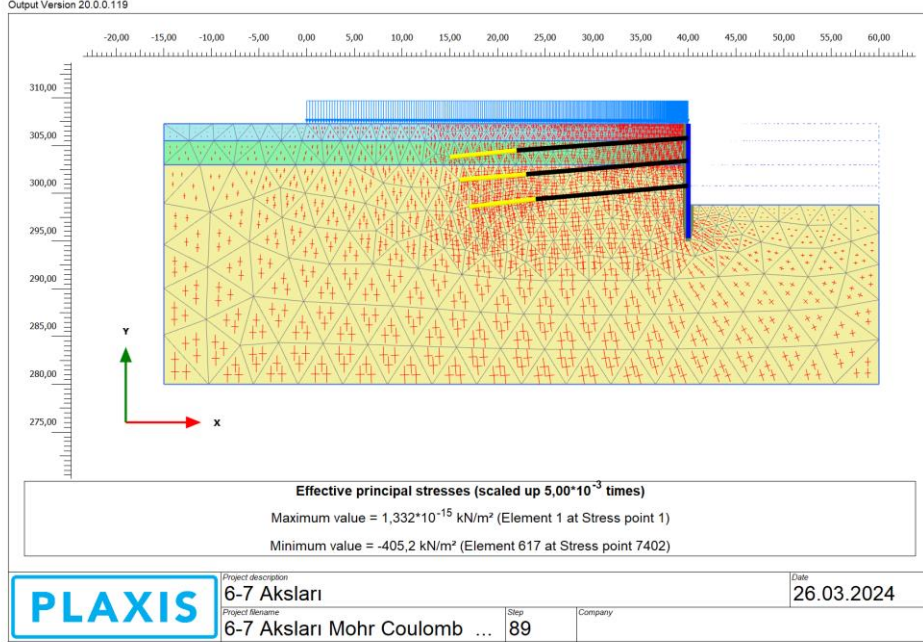
Şekil 4.28. 6-7 Aksları F-F Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı

Hesaplamalar sonucu x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler tespit edilmiştir. Buna göre x yönündeki maksimum yer değiştirmeler 0.026 m olduğu görülmüştür. Toplam yer değiştirmeler Şekil 4.29.'da gösterilmektedir. Analiz sonucu elde edilen maksimum efektif gerilmeler 405.2 kN/m² olduğu tespit edilmiştir. Modelde oluşan efektif gerilmeler Şekil 4.30.'da gösterilmiştir.

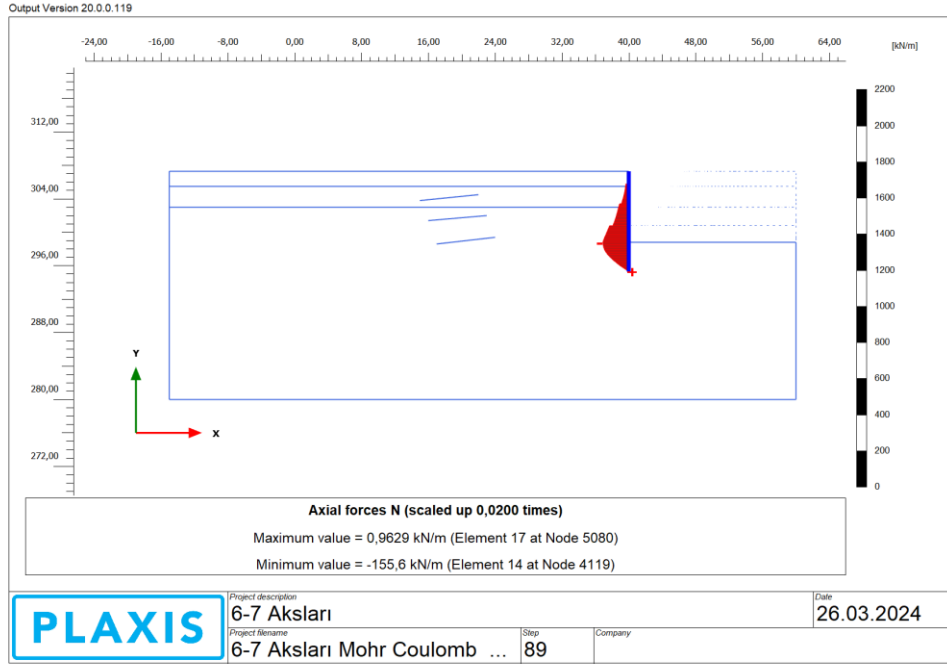
Diyafram duvarlardaki oluşan aksel kuvvetler analiz edilmiştir. Analiz sonucu ilk kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksel kuvvetler için maksimum değer 155.6 kN/m'dir. Diyafram duvardaki aksel kuvvetler Şekil 4.31.'de gösterilmektedir. Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Toptan göçme yüzeyi Şekil 4.32.'de gösterilmiştir.



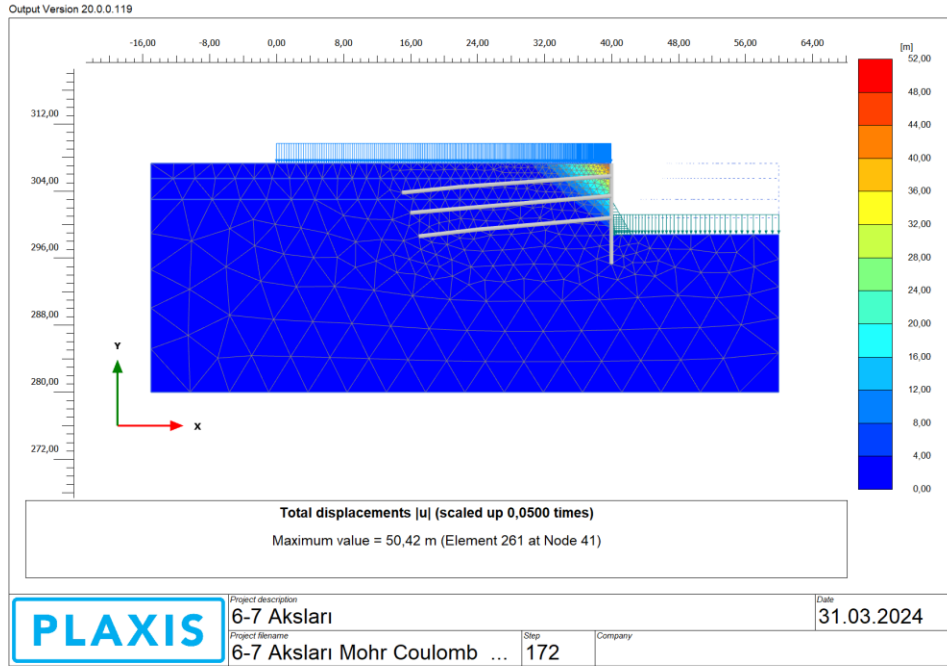
Şekil 4.29. 6-7 Aksları F-F kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler



Şekil 4.30. 6-7 Aksları F-F kesiti efektif gerilmeler



Şekil 4.31. 6-7 Aksları F-F kesiti diyafram duvardaki eksenel kuvvetler

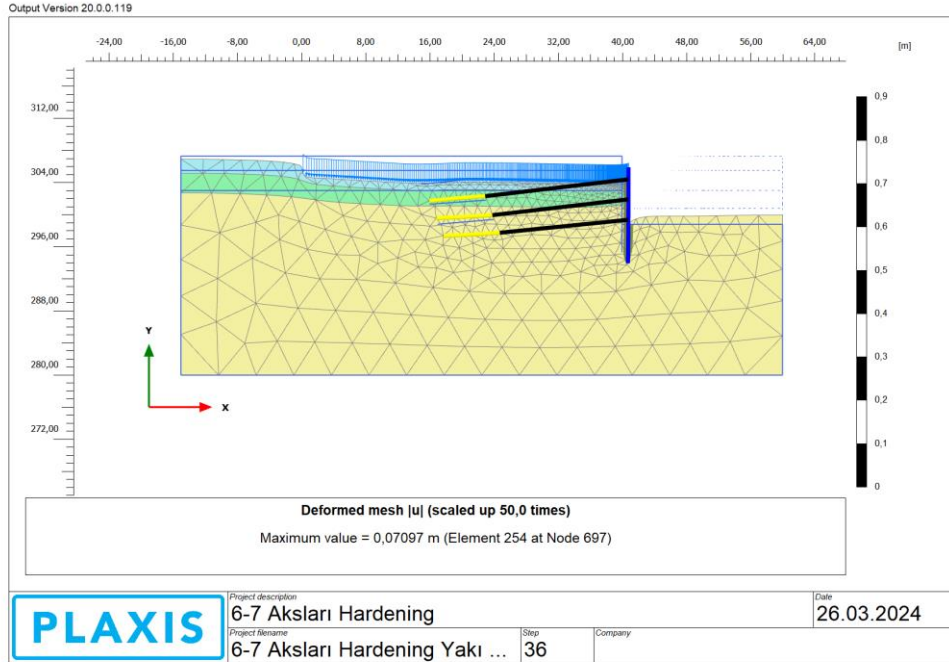


Şekil 4.32. 6-7 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi

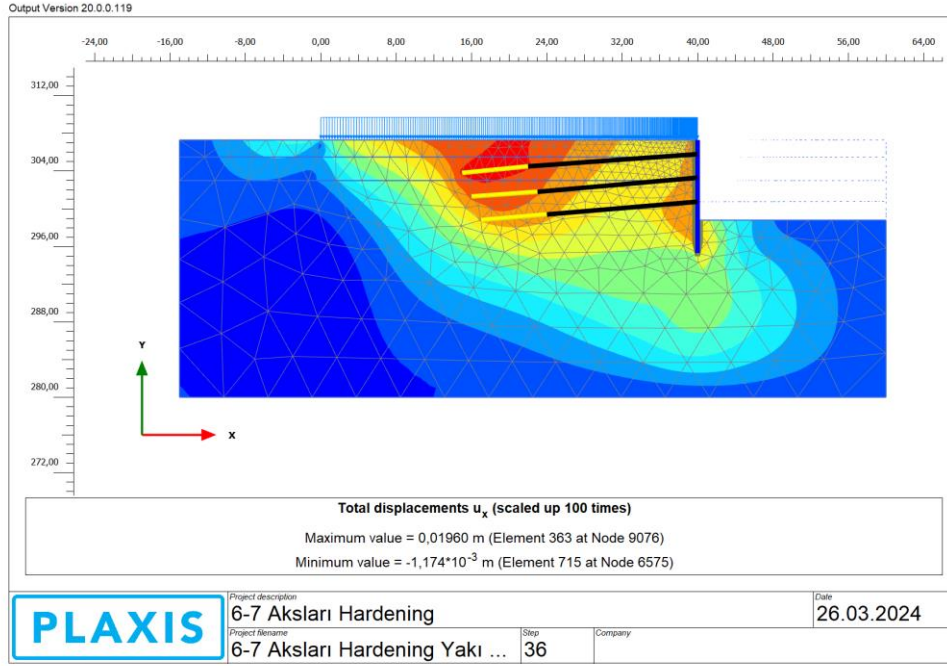
- **Hardening Zemin Modeli**

Tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. Hardening zemin modeliyle yapılan analiz sonucu modelde oluşan maksimum deformasyon 0.071 m olduğu tespit edilmiştir. Deformasyon analizi sonrası oluşan deforme olmuş ağ Şekil 4.33.'de gösterilmektedir.

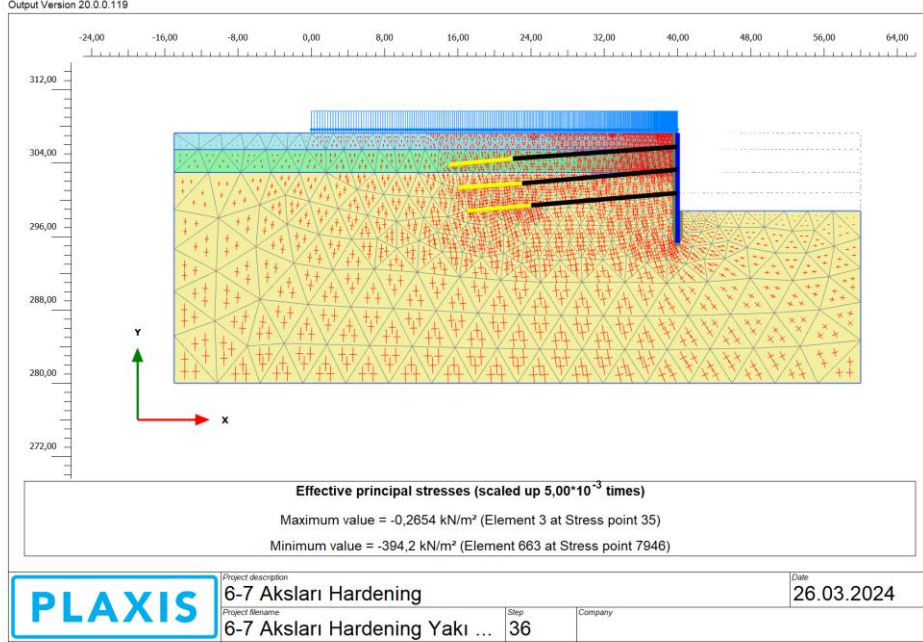
Hesaplamalar sonucu x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler tespit edilmiştir. Buna göre x yönündeki maksimum yer değiştirmelerin 0.020 m olduğu görülmüştür. Toplam yer değiştirmeler Şekil 4.34.'de gösterilmektedir. Analiz sonucu elde edilen maksimum efektif gerilmeler 394.2 kN/m² olduğu tespit edilmiştir. Modelde oluşan efektif gerilmeler Şekil 4.35.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.33. 6-7 Aksları F-F Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı

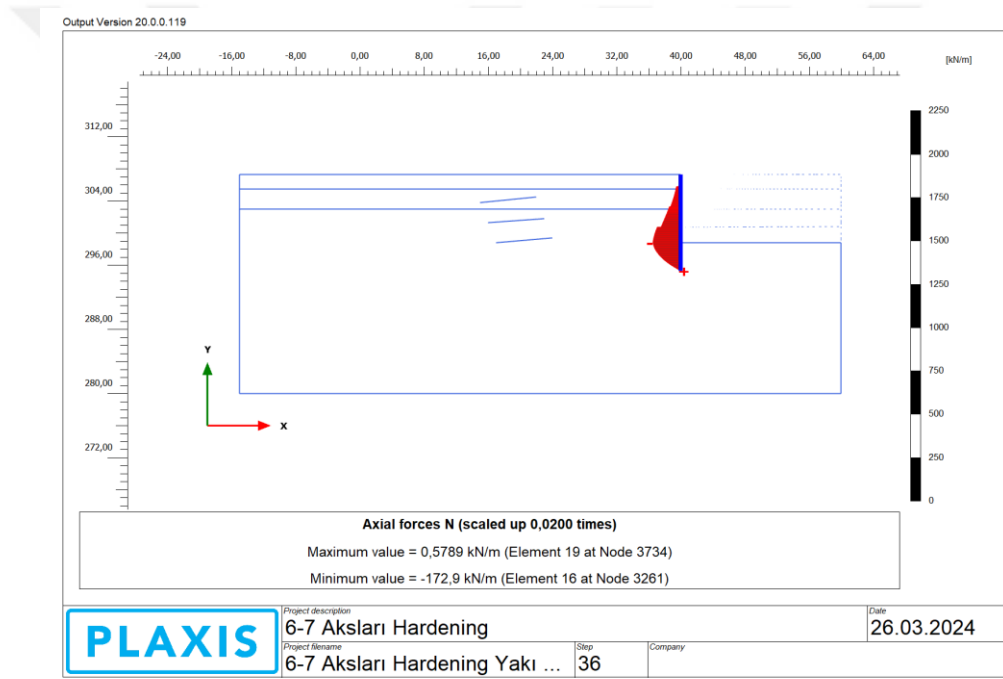


Şekil 4.34. 6-7 Aksları F-F kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler

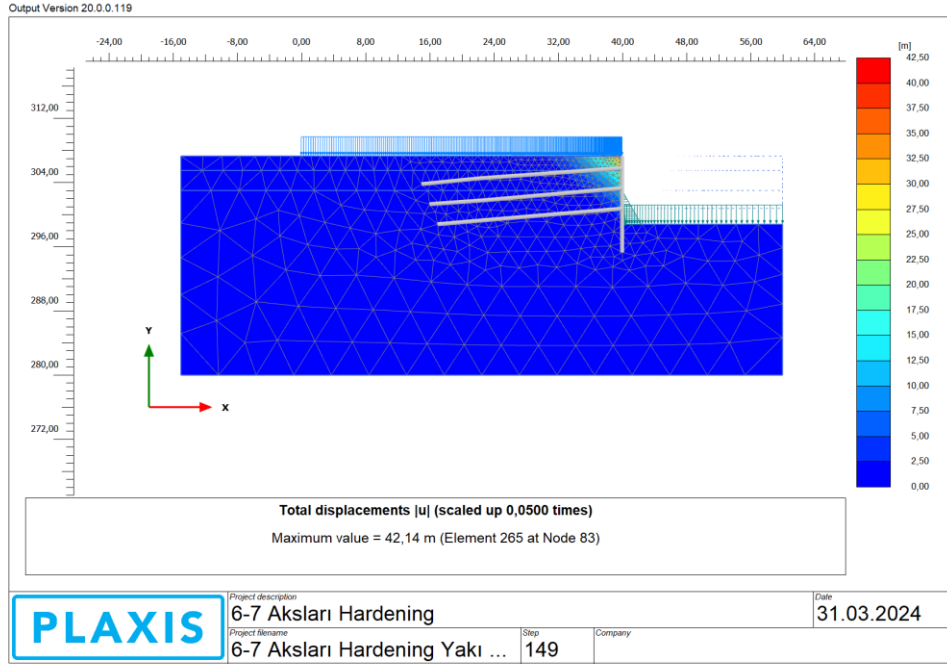


Şekil 4.35. 6-7 Aksları F-F kesiti efektif gerilmeler

Diyafram duvarlardaki oluşan aksenal kuvvetler analiz edilmiştir. Analiz sonucu diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler için maksimum değer 172.9 kN/m'dir. Diyafram duvardaki aksenal kuvvetler Şekil 4.36.'da gösterilmektedir. Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Toptan göçme yüzeyi Şekil 4.37.'de gösterilmiştir. Toptan göçme tahkiki sonucuna göre göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Kritik göçme yüzeyine olan mesafesi Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği'ne uygundur. (KDYY-2023)

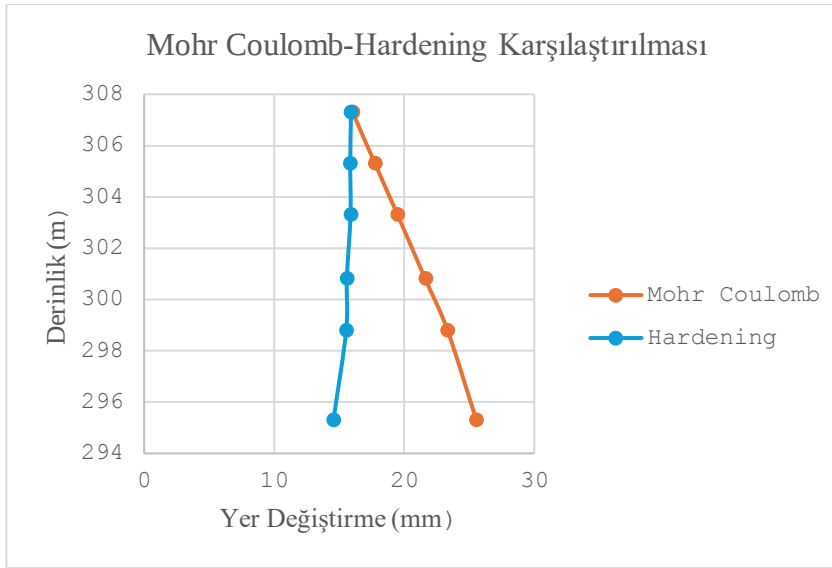


Şekil 4.36. 6-7 Aksları F-F kesiti diyafram duvardaki aksenal kuvvetler



Şekil 4.37. 6-7 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi

6-7 Aksları F-F kesitinin Hardening ve Mohr Coulomb zemin modeliyle analiz edilen modelin x yönlü yer değiştirmeleri karşılaştırılmıştır. Bu karşılaştırılma Şekil 4.38.'de gösterilmektedir.



Şekil 4.38. 6-7 Aksları F-F kesiti x yönlü yer değiştirme karşılaştırılması

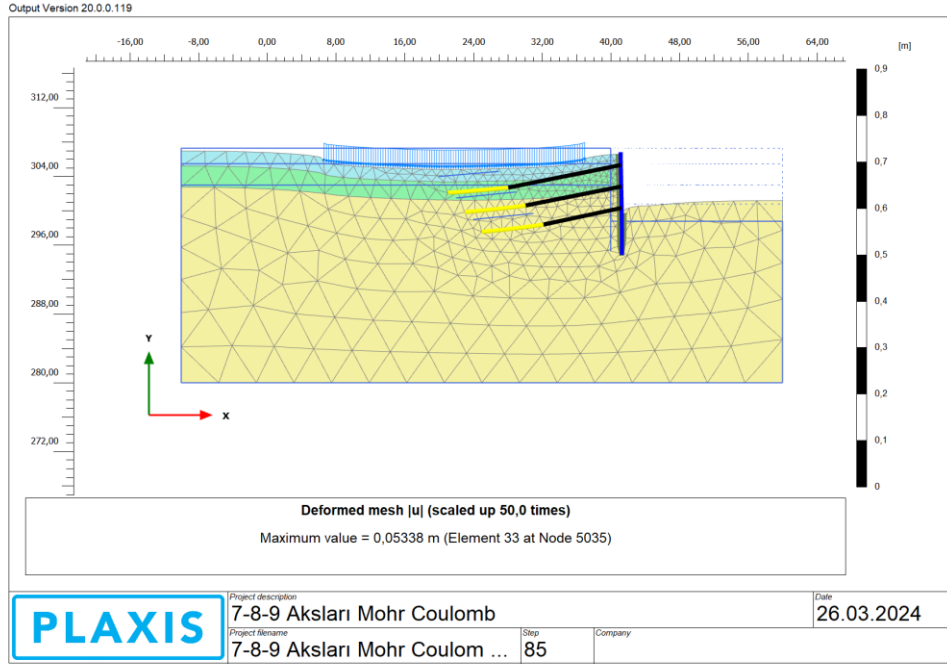
6-7 Aksları F-F kesitinde Hardening ve Mohr Coulomb zemin modeliyle analiz edilen modelin x yönlü yer değiştirmeleri Şekil 4.38’de karşılaştırılmıştır. Başlangıçta her iki zemin modelinde de aynı yer değiştirme miktarları görülmüştür, derinlik arttıkça Mohr Coulomb zemin modelindeki yer değiştirme miktarı artmaya devam etmiş, Hardening zemin modelinde ise deformasyonlarda çok az miktar azalma olmuştur. Sonuç olarak her iki modeldeki maksimum yer değiştirmeler arasında yaklaşık 10 mm’lik bir fark oluşmuştur.

4.1.4. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti

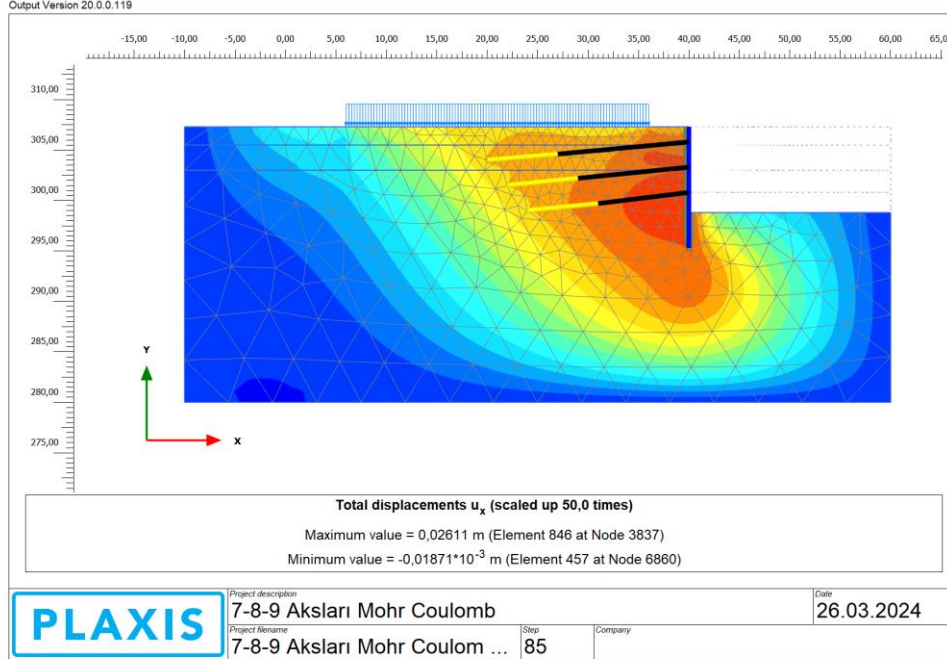
- **Mohr Coulomb Zemin Modeli**

Tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. Mohr Coulomb zemin modeliyle yapılan analiz sonucu modelde oluşan maksimum deformasyon 0.053 m olduğu tespit edilmiştir. Deformasyon analizi sonrası oluşan deforme olmuş ağ Şekil 4.39’da gösterilmektedir.

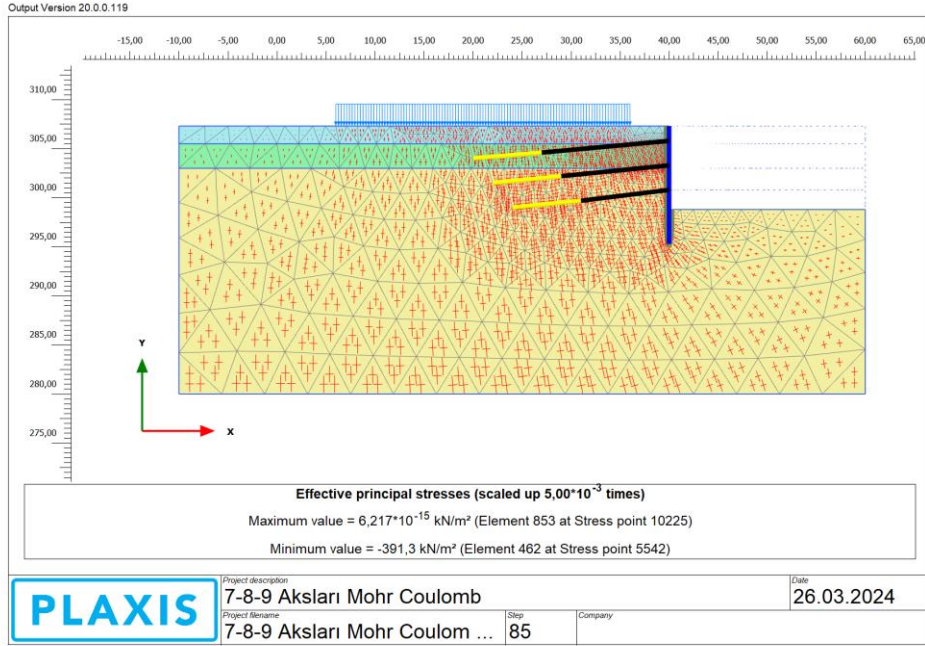
Hesaplamalar sonucu x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler tespit edilmiştir. Buna göre x yönündeki maksimum yer değiştirmeler 0.026 m olduğu görülmüştür. Toplam yer değiştirmeler Şekil 4.40’ta gösterilmektedir. Analiz sonucu elde edilen maksimum efektif gerilmeler 391.3 kN/m^2 olduğu tespit edilmiştir. Modelde oluşan efektif gerilmeler Şekil 4.41’de gösterilmiştir.



Şekil 4.39. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti deforme olmuş sonlu elemanlar ağı

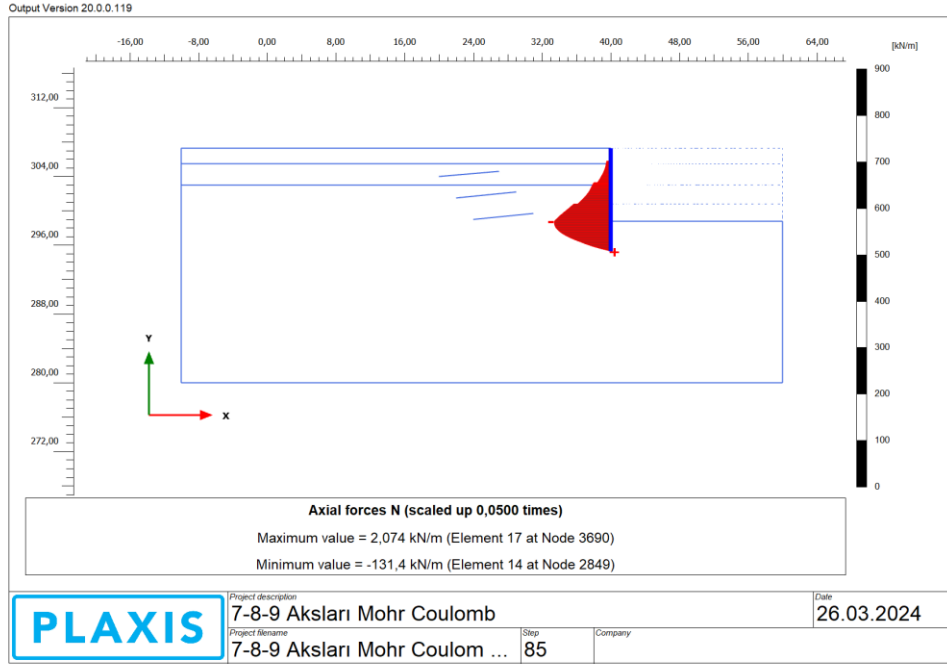


Şekil 4.40. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler

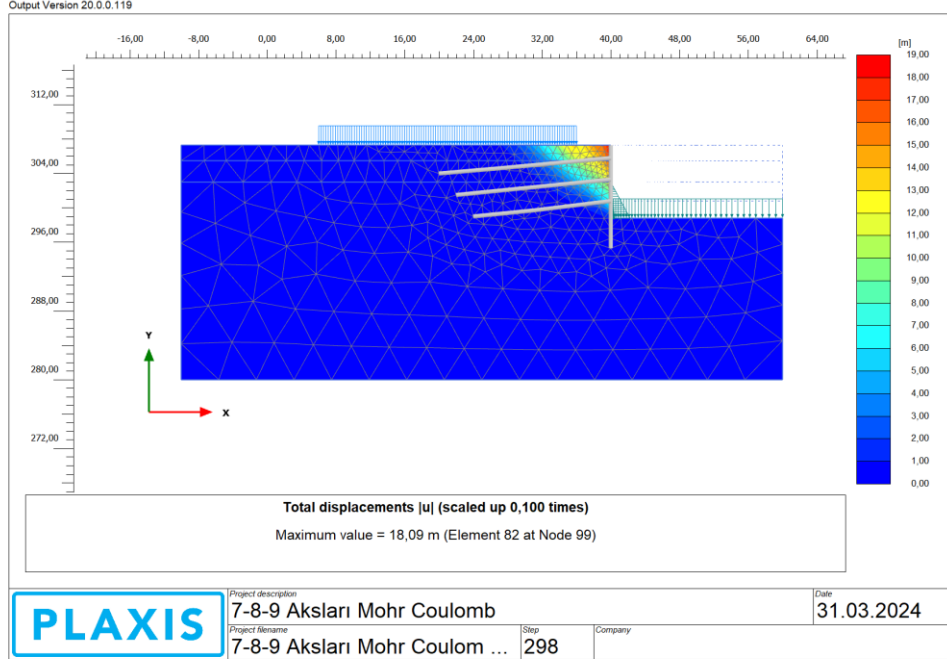


Şekil 4.41. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti efektif gerilmeler

Diyafram duvarlardaki oluşan aksel kuvvetler analiz edilmiştir. Analiz sonucu ilk kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksel kuvvetler için maksimum değer 131.4 kN/m'dir. Diyafram duvardaki aksel kuvvetler Şekil 4.42'de gösterilmektedir. Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Toptan göçme yüzeyi Şekil 4.43.'de gösterilmiştir.



Şekil 4.42. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti diyafram duvardaki eksenel kuvvetler

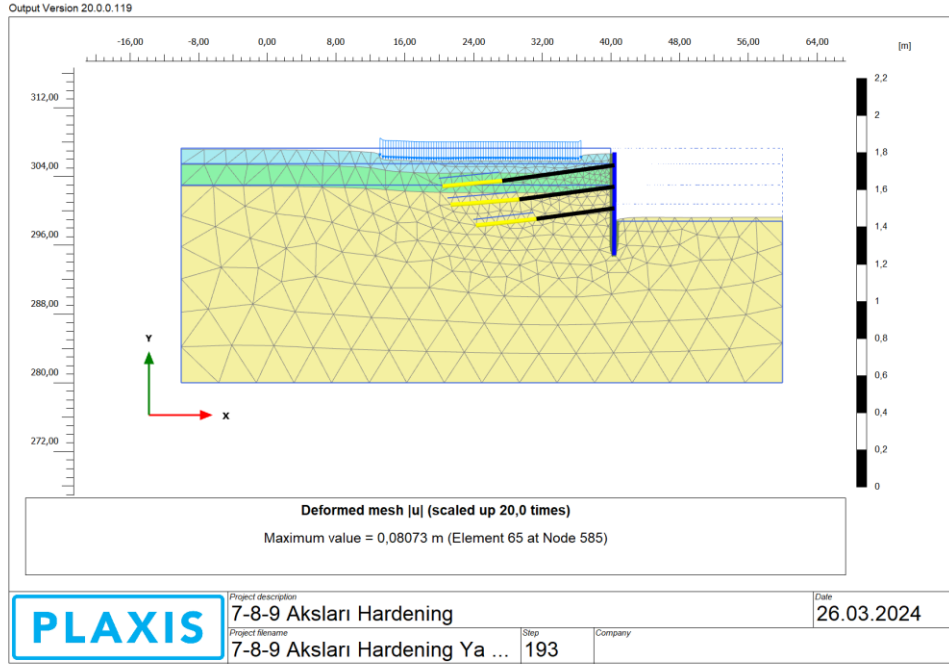


Şekil 4.43. 7-8-9 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi

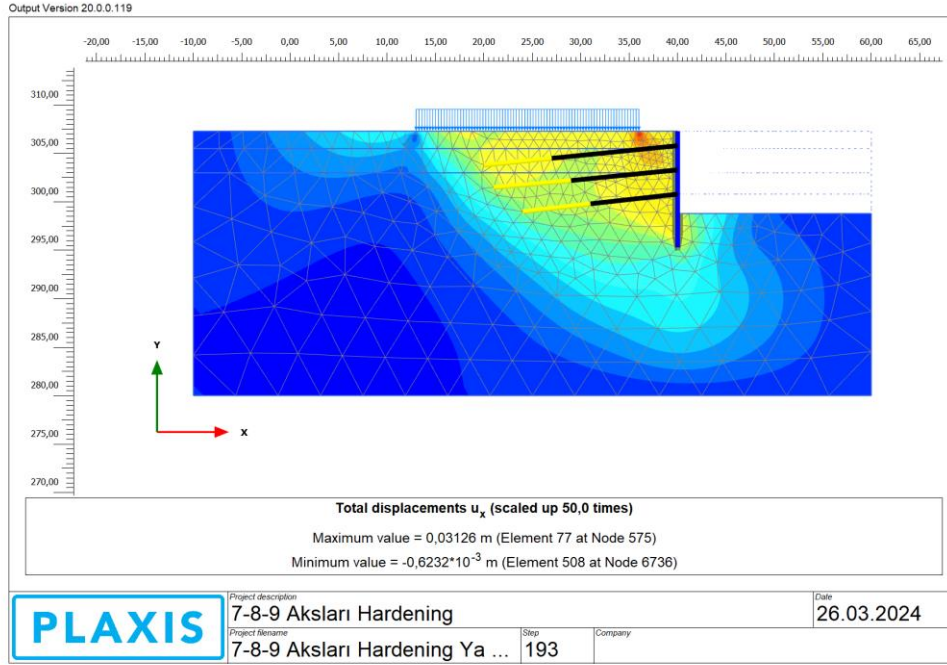
- **Hardening Zemin Modeli**

Tüm parametre ve hesap adımları yapıldıktan sonra deformasyon ve gerilmeler elde edilmiştir. Hardening zemin modeliyle yapılan analiz sonucu modelde oluşan maksimum deformasyonun 0.081 m olduğu tespit edilmiştir. Deformasyon analizi sonrası oluşan deforme olmuş ağ Şekil 4.44’de gösterilmektedir.

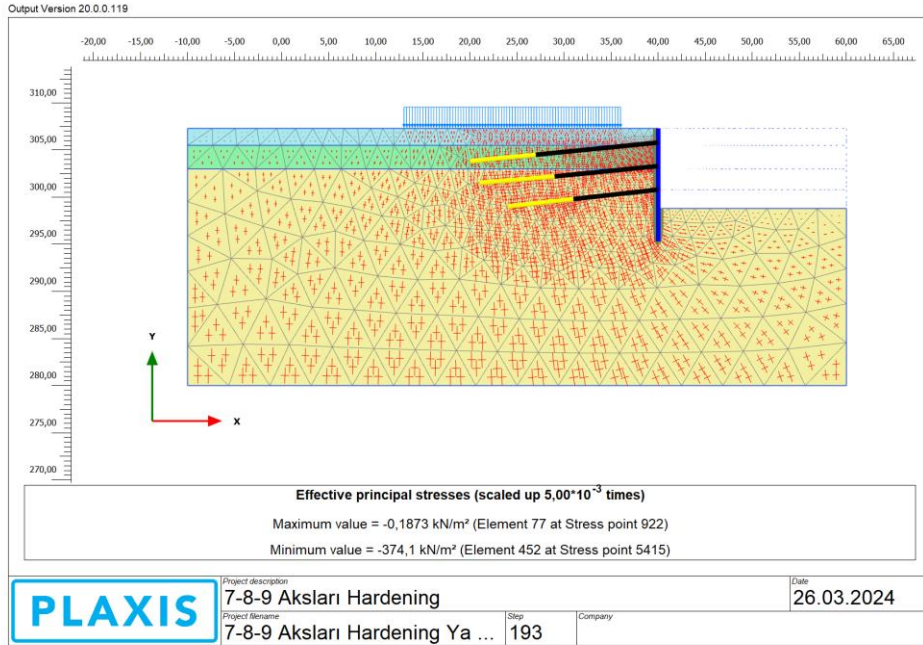
Hesaplamalar sonucu x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler tespit edilmiştir. Buna göre x yönündeki maksimum yer değiştirmeler 0.031 m olduğu görülmüştür. Toplam yer değiştirmeler Şekil 4.45’de gösterilmektedir. Analiz sonucu elde edilen maksimum efektif gerilmeler 374.1 kN/m² olduğu tespit edilmiştir. Modelde oluşan efektif gerilmeler Şekil 4.46’da gösterilmiştir.



Şekil 4.44. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti oluşan deforme olmuş sonlu elemanlar ağı

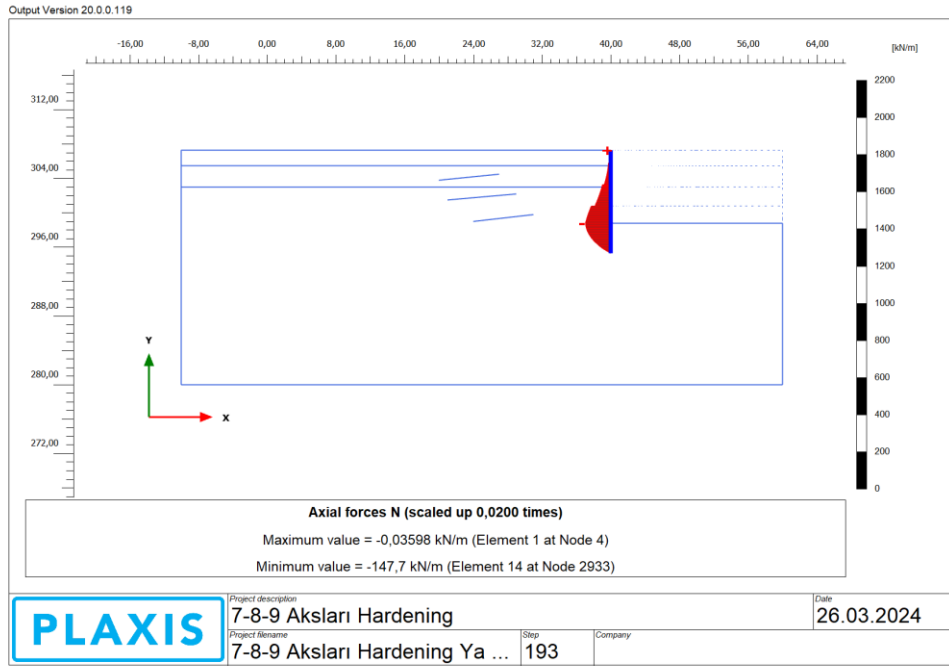


Şekil 4.45. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti x yönünde oluşan toplam yer değiştirmeler

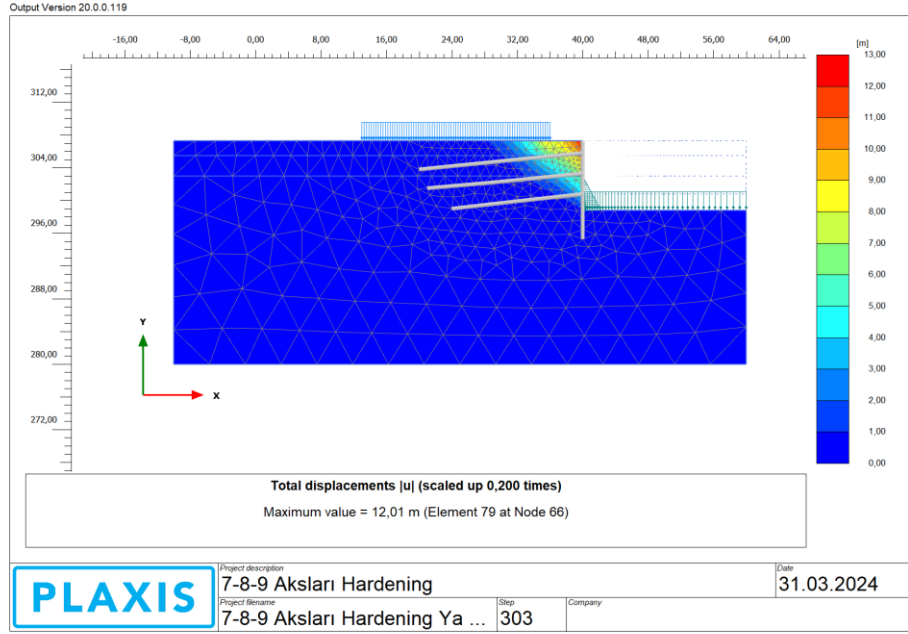


Şekil 4.46. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti efektif gerilmeler

Diyafram duvarlardaki oluşan aksenal kuvvetler analiz edilmiştir. Analiz sonucu ilk kısımdaki diyafram duvarda oluşan aksenal kuvvetler için maksimum değer 147.7 kN/m'dir. Diyafram duvardaki aksenal kuvvetler Şekil 4.47.'de gösterilmektedir. Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Toptan göçme yüzeyi Şekil 4.48.'de gösterilmiştir. Toptan göçme tahkiki sonucuna göre göçme yüzeyi ankraj kök bölgesinin önünden geçmektedir. Kritik göçme yüzeyine olan mesafesi Kazı Destek Yapıları Yönetmeliği'ne uygundur. (KDYY-2023)

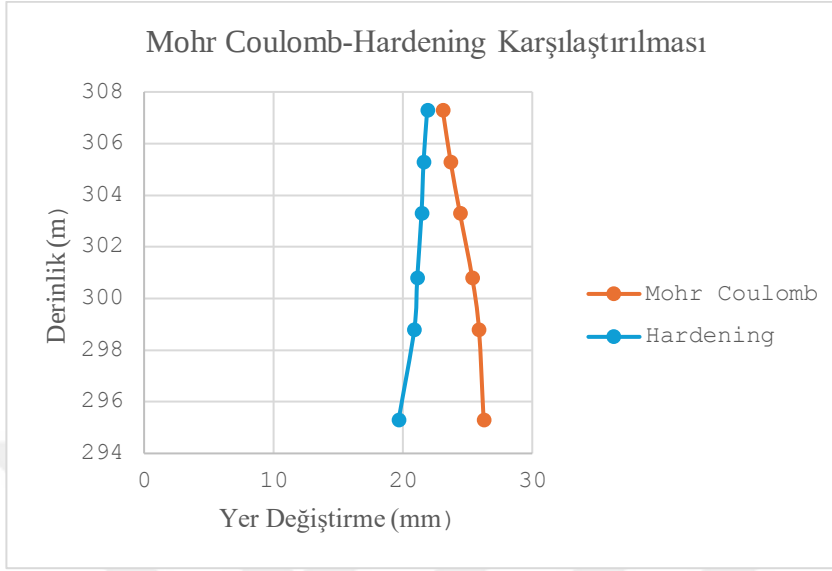


Şekil 4.47. 7-8-9 Aksları G-G Kesiti diyafram duvardaki aksenal kuvvetler



Şekil 4.48. 7-8-9 Aksları Toptan Göçme Yüzeyi

7-8-9 Aksları G-G kesitinin Hardening ve Mohr Coulomb zemin modeliyle elde edilen x yönlü yer değiştirmeleri Şekil 4.49’da gösterilmektedir. Grafiğe bakıldığında, iki zemin modelindeki yer değiştirme miktarlarının birbirine yakın olduğu, fakat derinlik arttıkça Mohr Coulomb zemin modelindeki artışın daha belirgin olduğu görülmüştür. Derinlik arttıkça Hardening zemin modelindeki yer değiştirme miktarı azalırken Mohr Coulomb zemin modelinde ise yer değiştirme miktarı artmıştır. Her iki zemin modelinden elde edilen maksimum yer değiştirmeler arasındaki fark yaklaşık 5 mm’dir.



Çizelge 4.2 Mohr Coulomb zemin modeliyle elde edilen yatay deplasmanlar

Kesit	Duvar Yüksekliği, H (m)	Maksimum Yatay Deplasman, δ (mm)	Limit Deplasman Değeri (mm)
1-2-3 Aksları A-A Kesiti	20	45	60
1a-1 Aksları D-D Kesiti	17.50	35	52.5
6-7 Aksları F-F Kesiti	12	17	36
7-8-9 Aksları G-G Kesiti	12	18	36

Çizelge 4.3 Hardening zemin modeliyle elde edilen yatay deplasmanlar

Kesit	Duvar Yüksekliği, H (m)	Maksimum Yatay Deplasman, δ (mm)	Limit Deplasman Değeri (mm)
1-2-3 Aksları A-A Kesiti	20	56	60
1a-1 Aksları D-D Kesiti	17.50	17	52.5
6-7 Aksları F-F Kesiti	12	7	36
7-8-9 Aksları G-G Kesiti	12	9	36

4.2.2. Ankraj Kesitlerinin İrdelenmesi

Plaxis 2D sonlu elemanlar programıyla iksa sisteminde bulunan her kesit için Mohr Coulomb ve Hardening zemin modeli olmak üzere iki farklı analiz yapılmıştır. Analizler sonucunda meydana gelen ankrajların taşıdığı maksimum eksenel kuvvetler hesaplanmıştır.

Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü Çizelge 4.4’de gösterilmiştir. 0.6 inçlik (15.2 mm çapında) yedi örgülü tek bir öngermeli halatın (Y1860S7-15,2) karakteristik çekme dayanımı $P_{t,k} = 260$ kN’dur. (EN 10138-3: European Standard 2005 veya BS 5896:British

Standard 2012) (KDYY-2023). 1-2-3 Aksları'nın Mohr Coulomb ile modelinde 0.6 inçlik üç halat seçilmesi durumunda ankrajlara etkiyen kuvvetlerin, $260 \times 3 = 780$ kN'dan küçük olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 4.4 1-2-3 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü

1-2-3 Aksları A-A Kesiti	Max. eksenel kuvvet	Kısmi Katsayısı	Tasarım ankraj kuvveti (kN)	Tasarım Ankraj Kuvveti (kN)
Ankraj 1	252	1.35	340	$340 < 780$
Ankraj 2	157	1.35	212	$212 < 780$
Ankraj 3	555	1.35	749	$749 < 780$
Ankraj 4	420	1.35	567	$567 < 780$

1-2-3 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü Çizelge 4.5'de gösterilmiştir. 1-2-3 Akslarının Hardening ile modellendiğinde ankrajlara etkiyen kuvvetlerin, 0.6 inçlik yedi halat seçilmesi durumunda $260 \times 7 = 1820$ kN'dan küçük olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 4.5 1-2-3 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü

1-2-3 Aksları A-A Kesiti	Max. eksenel kuvvet	Kısmi Katsayısı	Tasarım ankraj kuvveti (kN)	Tasarım Ankraj Kuvveti (kN)
Ankraj 1	302	1.35	408	$408 < 1820$
Ankraj 2	203	1.35	274	$274 < 1820$
Ankraj 3	1275	1.35	1721	$1721 < 1820$
Ankraj 4	514	1.35	694	$694 < 1820$

1a-1 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü Çizelge 4.6’da gösterilmiştir. 1a-1 Akslarının Mohr Coulomb ile modelinde ankrajlara etkiyen kuvvetlerin 0.6 inçlik üç halat seçilmesi durumunda $260 \times 3 = 780$ kN’den küçük olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 4.6 1a-1 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü

1a-1 Aksları D-D Kesiti	Max. aksenal kuvvet	Kısmi Katsayısı	Tasarım ankraj kuvveti (kN)	Tasarım Ankraj Kuvveti (kN)
Ankraj 1	353	1.35	477	$477 < 780$
Ankraj 2	530	1.35	716	$716 < 780$
Ankraj 3	310	1.35	419	$419 < 780$

1a-1 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü Çizelge 4.7’de gösterilmiştir. 1a-1 Akslarının Hardening ile modelinde ankrajlara etkiyen kuvvetlerin 0.6 inçlik dört halat seçilmesi durumunda $260 \times 4 = 1040$ kN’den küçük olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 4.7 1a-1 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü

1a-1 Aksları D-D Kesiti	Max. aksenal kuvvet	Kısmi Katsayısı	Tasarım ankraj kuvveti (kN)	Tasarım Ankraj Kuvveti (kN)
Ankraj 1	164	1.35	221	$221 < 1040$
Ankraj 2	763	1.35	1030	$1030 < 1040$
Ankraj 3	431	1.35	582	$582 < 1040$

6-7 akslarının Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü Çizelge 4.8’de gösterilmiştir. 6-7 Akslarının Mohr Coulomb ile modelinde ankrajlara etkiyen kuvvetlerin 0.6 inçlik üç halat seçilmesi durumunda $260 \times 3 = 780$ kN’den küçük olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 4.8 6-7 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü

6-7 Aksları F-F Kesiti	Max. eksenel kuvvet	Kısmi Katsayısı	Tasarım ankraj kuvveti (kN)	Tasarım Ankraj Kuvveti (kN)
Ankraj 1	336	1.35	454	$454 < 780$
Ankraj 2	382	1.35	516	$516 < 780$
Ankraj 3	411	1.35	555	$555 < 780$

6-7 akslarının Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü Çizelge 4.9’da gösterilmiştir. 6-7 Akslarının Hardening ile modelinde ankrajlara etkiyen kuvvetlerin 0.6 inçlik üç halat seçilmesi durumunda $260 \times 3 = 780$ kN’dan küçük olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 4.9 6-7 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü

6-7 Aksları F-F Kesiti	Max. eksenel kuvvet	Kısmi Katsayısı	Tasarım ankraj kuvveti (kN)	Tasarım Ankraj Kuvveti (kN)
Ankraj 1	358	1.35	483	$483 < 780$
Ankraj 2	378	1.35	510	$510 < 780$
Ankraj 3	524	1.35	707	$707 < 780$

7-8-9 akslarının Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü Çizelge 4.10’da gösterilmiştir. 7-8-9 Akslarının Mohr Coulomb ile modelinde ankrajlara etkiyen kuvvetlerin 0.6 inçlik bir halat seçilmesi durumunda 260 kN’dan küçük olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 4.10 7-8-9 aksları Mohr Coulomb halat taşıma kapasitesi kontrolü

7-8-9 Aksları G-G Kesiti	Max. eksenel kuvvet	Kısmi Katsayısı	Tasarım ankraj kuvveti (kN)	Tasarım Ankraj Kuvveti (kN)
Ankraj 1	137	1.35	185	$185 < 260$
Ankraj 2	125	1.35	169	$169 < 260$
Ankraj 3	112	1.35	151	$151 < 260$

7-8-9 akslarının Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü Çizelge 4.11’de gösterilmiştir. 7-8-9 Akslarının Hardening ile modelinde ankrajlara etkiyen kuvvetlerin 0.6 inçlik iki halat seçilmesi durumunda $260 \cdot 2 = 520$ kN’den küçük olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 4.11 7-8-9 aksları Hardening halat taşıma kapasitesi kontrolü

7-8-9 Aksları G-G Kesiti	Max. eksenel kuvvet	Kısmi Katsayısı	Tasarım ankraj kuvveti (kN)	Tasarım Ankraj Kuvveti (kN)
Ankraj 1	176	1.35	238	$238 < 520$
Ankraj 2	178	1.35	240	$240 < 520$
Ankraj 3	329	1.35	444	$444 < 520$

Tüm kesitlerde tasarım ankraj kuvveti hesaplanmıştır. Bu hesaplama sonuçlarına göre ankrajlarda kullanılacak olan 0.6 inçlik halatın çekme dayanımı 260 kN ve bu çekme dayanımına göre halat sayısı belirlenmiştir. Ankrajların halat sayısı Çizelge 4.12’de gösterilmiştir.

Çizelge 4.12 Kesitlerdeki ankrajların halat sayısı

Kesit	Ankrajların halat sayısı 0.6 inçlik
1-2-3 Aksları Mohr Coulomb	3
1-2-3 Aksları Hardening	7
1a-1 Aksları Mohr Coulomb	3
1a-1 Aksları Hardening	4
6-7 Aksları Mohr Coulomb	3
6-7 Aksları Hardening	3
7-8-9 Aksları Mohr Coulomb	1
7-8-9 Aksları Hardening	2

4.2.3. Toptan Göçme Güvenlik Faktörlerin İrdelenmesi

Tüm kesitler için Mohr Coulomb ve Hardening zemin modeliyle toptan göçme analizi yapılmış ve güvenlik faktörleri tespit edilmiştir. Tüm kesitlerde iki zemin modeli için de birbirine yakın sonuçlar çıkmıştır. Tüm kesitler için güvenlik faktörü Çizelge 4.13'te gösterilmiştir.

Çizelge 4.13 Kesitlerdeki Güvenlik Faktörü

Kesit	Zemin modeli	Güvenlik Faktörü
1-2-3 Aksları	Mohr Coulomb	1,378
	Hardening	1,425
1a-1 Aksları	Mohr Coulomb	1,562
	Hardening	1,497
6-7 Aksları	Mohr Coulomb	1,108
	Hardening	1,126
7-8-9 Aksları	Mohr Coulomb	1,108
	Hardening	1,108

5. SONUÇ

Bu çalışmada, Bursa ili Yıldırım İlçesi, Mollaarap mahallesinde gerçekleştirilen bir derin kazıda fore kazık ve ankrajların kullanıldığı iksa sisteminin modellenmesi, hesaplamaları, deformasyon ve gerilme analizleri sonlu elemanlar programı olan Plaxis 2D ile gerçekleştirilmiştir. Çalışma alanından elde edilen zemin etüd raporuna göre detaylı bir sondaj çalışması yapılmıştır. Sondaj çalışmasıyla elde edilen zemin numunelerine nem içeriği, elek analizi, Atterberg deneyleri ve nokta yükleme deneyleri yapılmıştır. Ayrıca sondaj loglarına göre derinlik boyunca SPT sonuçları tespit edilmiştir. Bu deneyler sonucu zeminin özellikleri ve zemine ait parametreler belirtilmiştir.

Elde edilen bu veriler neticesinde zeminin üst kısmında dolgu tabakasının olduğu ve dolgu tabakasının bitiminden itibaren killi kum tabakası ve daha sonra çakıllı killi kum tabakası olmak üzere üç kısımdan oluştuğu tespit edilmiştir. Zemindeki yer altı su seviyesinin de yaklaşık 12 m derinde olduğu belirtilmiştir. Modellerde, zemine etki eden sürşarj yükleri bütün kesitler için çevrelerinde bulunan yapı ve yol durumuna göre uygulanmıştır. Elde edilen zemin parametreleri ve zemin özellikleri ışığında Plaxis 2D sonlu elemanlar programında tüm kesitler (1-2-3 aksları A-A kesiti, 1a-1 aksları D-D kesiti, 6-7 aksları F-F kesiti, 7-8-9 aksları G-G kesiti) modellenmiştir. Tüm kesitler ‘Mohr Coulomb’ ve ‘Hardening’ zemin modelleriyle analiz edilmiştir. Bu hesaplamalar sonucunda kesitlerde oluşan deformasyonlar, yer değiştirmeler ve gerilmeler elde edilmiştir.

Çalışma alanına zeminde oluşan hareketleri gözlemlemek amacıyla inklinometre yerleştirilmiştir. Kazı öncesinde ve sonrasında arazide bulunan inklinometre sonuçları ile modellenen iksa sisteminden (1-2-3 aksları A-A kesiti) elde edilen veriler birbirleriyle karşılaştırılmıştır. İnklinometre sonuçları ile analizlerden elde edilen deformasyonları birbirine yakınsamak amacıyla her iki zemin modeliyle de geri analiz yapılmıştır. Geri analiz ile elde edilen zemin parametreleri her iki zemin modeli için diğer kesitlere de uygulanmıştır ve sonuçlar birbiriyle karşılaştırılmıştır.

Mohr Coulomb zemin modelinde, tüm kesitler için derinlik arttıkça, yer değiştirmelerin inklinometre değerlerinden uzaklaştığı tespit edilmiştir. Hardening zemin modelinde ise zemin katmanlarının derinliği boyunca inklinometre değerlerine daha yakın değerler gözlemlenmiştir. Bu sebeple, bu çalışmada Hardening zemin modelinin, Mohr Coulomb zemin modeline göre gerçeğe daha yakın sonuçlar verdiği söylenebilir. Bunun sebebinin, Mohr Coulomb zemin modelinde zemin katmanlarının derinliği arttıkça elastisite modülünün değişmemesi ve zemin modelindeki elastisite modülünün ortalama bir değer olarak alınması, Hardening zemin modelinde ise derinlik arttıkça elastisite modülünün de artması olduğu düşünülmektedir.

Daha sonra, İki zemin modeliyle de tüm kesitler için toptan göçme tahkiki yapılmış ve göçme yüzeyleri tespit edilmiştir. Toptan göçme tahkiki sonucu göçme yüzeylerinin tüm kesitlerde ankraj kök bölgesinin önünden geçtiği tespit edilmiş, ve kesitlerde toptan göçme riski olmadığı görülmüştür.

Ayrıca, Tüm kesitlerdeki ankrajların maksimum eksenel kuvvetleri hesaplanmış ve ankrajlarda kullanılması gereken halat sayısı (KDYY-2023)'e göre belirlenmiştir. 1-2-3 aksları Hardening zemin modeliyle modellenen iksa sisteminde ankrajların halat sayısı 7'dir ve tüm kesitlere göre en fazla halat sayısı bu modelde mevcuttur. 7-8-9 aksları Mohr Coulomb zemin modeliyle modellenen iksa sisteminde ankrajların halat sayısı 1'dir ve tüm kesitlere göre en az halat sayısı bu modelde mevcuttur.

Sonuç olarak yapılan bu çalışmada iksa perdelerinin deformasyon tahminlerinde sonlu elemanlar yöntemi kullanırken parametrelerin ve zemin modelinin seçimindeki önemi bir kez daha görülmüştür.

KAYNAKLAR

- Akbulut, İ. (2012). *Şev Duraylılığı, Anka1-21ra: Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü, Ankara.*
- Anaçali, İ., & Şirin, A. (2015). Heyelan tanımlama ve veri oluşturma kılavuzu. TC *Ulaştırma, Denizcilik ve Haberleşme Bakanlığı, Karayolları Genel Müdürlüğü, Araştırma ve Geliştirme Dairesi Başkanlığı, Jeolojik Hizmetler Şubesi Müdürlüğü, Ankara, 42.*
- Bishop, A. W. (1955). The use of the slip circle in the stability analysis of slopes. *Geotechnique*, 5(1), 7-17.
- Cernica, J. N. (1995). *Geotechnical Engineering: Soil Mechanics*. John Wilwy & Sons. Inc., New York.
- Coduto, D. P., Mollamahmutoğlu, M., & Kayabalı, K. (2006). *Geoteknik mühendisliği : ilkeler ve uygulamalar*. Gazi Kitabevi
- Clough, G. W. ve O'Rourke, T. D. (1990). "Construction Induced Movements on Situ Walls", *Proc. ASCE Conf. On Des., and Perf. Of Earth Retaining Struct., Geotech. Spec. Publ. No.25, ASCE, NewYork, 439-470.*
- Çavumirza, L. (2018). *Şev stabilitesi analizi ve Kartepe-Uzuntarla (Kocaeli) örneği (Master's thesis, Kocaeli Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü).*
- Ekici, H. (2011). *Derin Kazı Sistemleri Ve Derin Kazılara Bir Örnek : Akasya Acıbadem Projesi . İstanbul: İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü*
- Fellenius, W. (1927). *Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen*. W. Ernst & Sohn.
- FHWA. (1999). *GEOTECHNICAL ENGINEERING CIRCULAR NO. 4 Ground Anchors and Anchored Systems.*
- Janbu, N. (1954). *Stability analysis of slopes with dimensionless parameters. (No Title).*
- Lambe W. T., Whitman R. V. (1969). *Soil Mechanics*. John Wiley & Sons
- Öncü, G.Ş., (2009). *Derin Kazılı İksa Sisteminde Oluşan Yer Değiştirmelerin Hesaplanarak Aletsel Gözlemlerle Karşılaştırılması, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.*

- Öz, E. (2007). *Şev stabilitesi ve mühendislik uygulamaları. Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Fakültesi İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı Yüksek Lisans Tezi, Kayseri, Ağustos, 6.*
- Plaxis (2023). *Material Models Manual .*
- Peck, R.B., 1969. *Deep Excavations and Tunneling in Soft Ground. Proceedings of the 7th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico, 225-290.*
- Spencer, E. (1967). *A method of analysis of the stability of embankments assuming parallel inter-slice forces. Geotechnique, 17(1), 11-26.*
- Sağlam, A., (1987). *Derin Kazılarda Güncel Destekleme Yöntemleri,*
- Sayar, K (2017). *Derin Kazılı İksa Sistemlerinin Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Modellenmesi Ve Oluşan Yer Değiştirmelerin Hesaplanarak Aletsel Gözlemlerle Karşılaştırılması. Aksaray Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Aksaray.*
- Schoklitsch, Armin., (1956). *Temel İnşaatı, çev. Necati Acun, Kutulmuş Matbaası.*
- Şen, B (2021). *Bir Ankrajlı İksa Sistemi Geoteknik Tasarımında Malzeme Modeli Etkisinin İncelenmesi Ve Aletsel Ölçüm Sonuçları İle Karşılaştırılması . İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.*
- Taylor, D. W. (1937). *Stability of earth slopes. J. Boston Soc. Civil Engineers, 24(3), 197-247.*
- Terzaghi, K. (1950). *Mechanism of Landslides: In Engineering Geology (Berkeley)y Vol. Geological Society of America, New York.*
- Tekin, A. (2011). *Sonlu elemanlar ve limit denge yöntemleri ile şev stabilitesi analizi (Doctoral dissertation, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul).*
- Ulusay, R. (2001). *Uygulamalı jeoteknik bilgiler. TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası.*
- Uçar, G (2020). *Öngermeli Ankrajlı Kesişen Kazıklı İksa Sistemi : Bir Vaka Analizi Ve Nümerik Olarak İncelenmesi , İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.*
- Yalçınkaya, E. (2019). *Şev stabilitesi analizinde bir vaka analizi (Master's thesis, Kocaeli Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü).*

Wong, I.H., Poh, T. Y., 1999. *Comparison of retaining walls for basement construction in stiff clays*, *Tunnelling and Underground Space Technology* 14, 461-468



EKLER

EK 1 Özgeçmiş

