



**6 ŞUBAT KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİNDE ZEMİN
DAVRANIŞLARI: VAKA ANALİZİ**

Aybüke Nur TUNCEL GÖKDOĞAN

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

AĞUSTOS 2024

ETİK BEYAN

Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Tez Yazım Kurallarına uygun olarak hazırladığım bu tez çalışmada;

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmada yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,

bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

Aybüke Nur TUNCEL GÖKDOĞAN

07/08/2024

6 ŞUBAT KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİNDE ZEMİN DAVRANIŞLARI:

VAKA ANALİZİ

(Yüksek Lisans Tezi)

Aybüke Nur TUNCEL GÖKDOĞAN

GAZİ ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Ağustos 2024

ÖZET

6 Şubat 2023 tarihinde merkez üssü Kahramanmaraş'ın Pazarcık ve Elbistan ilçeleri olan iki büyük deprem sonucu 11 ilde büyük hasarlar kaydedilmiştir. Depremler sonrası yapılan saha incelemeleri sonucu yanal yayılma, kum fıskırması, şev duraysızlığı ve zemin sıvılaşması gibi durumların meydana geldiği tespit edilmiştir. Bu çalışma kapsamında incelenecek olan Adıyaman'ın Gölbaşı ilçesi ise sıvılaşmanın yoğun bir şekilde görüldüğü bölgelerden biridir. Deprem sonrası yapılan saha deneyleri, Gölbaşı ilçesinde bulunan ve kazıklı temele sahip Müftülük binasının çevresinde sıvılaşma potansiyeli olan zemin birimlerinin bulunduğunu göstermektedir. Temel altında yer alan kazıkların, dinamik yüklere karşı direnç sağlaması beklenmesine rağmen, oluşan hasar, kazıkların zemin deformasyonuna karşı yeterli performans göstermediğini kanıtlamaktadır. Bu çalışma kapsamında, bölgeye uygun deprem ivme kayıtları seçilerek DEEPSOIL, LPile ve Plaxis programları yardımı ile kazık zemin etkileşimi ve sıvılaşma analizleri gerçekleştirilmiştir. Kazıklı temelerde dinamik yükler altında oluşabilecek hasarları inceleyen bu çalışmanın, bu alanda yapılacak tasarımlar için katkı sağlayacağı düşünülmektedir.

Bilim Kodu : 91105
Anahtar Kelimeler : Deprem, sıvılaşma, CPT, SPT, kazık-zemin etkileşimi
Sayfa Adedi : 109
Danışman : Prof. Dr. Seyhan FIRAT

DETERMINATION OF SOIL BEHAVIOUR OF 6th FEBRUARY KAHRAMANMARAŞ
EARTHQUAKES: A CASE STUDY

(M. Sc. Thesis)

Aybüke Nur TUNCEL GÖKDOĞAN

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

August 2024

ABSTRACT

On February 6, 2023, two major earthquakes with epicenters in the Pazarcık and Elbistan districts of Kahramanmaraş caused significant damage across 11 provinces. Post-earthquake field investigations revealed phenomena such as lateral spreading, sand boils, slope instability, and soil liquefaction. Gölbaşı district Adıyaman, which will be examined in this study, is one of the regions where liquefaction was extensively observed. Post-earthquake field tests indicated that the soil units with liquefaction potential surround the Muftiate building with pile foundations in Gölbaşı district. Despite the expectation that the piles under the foundation would provide resistance to dynamic loads, the observed damage demonstrated that the piles did not perform adequately against soil deformation. In this study, appropriate earthquake acceleration records for the region were selected, and soil pile interaction and liquefaction analyses were conducted using DEEPSOIL, LPile, and Plaxis software. It is anticipated that this study, which examines the damage that can occur under dynamic loads in pile foundations, will contribute to future designs in this field.

Science Code	: 91105
Key Words	: Earthquake, liquefaction, CPT, SPT, pile-soil interaction
Page Number	: 109
Supervisor	: Prof. Dr. Seyhan FIRAT

TEŞEKKÜR

Yüksek lisans eğitimim ve tez çalışmam süresince çok kıymetli bilgi ve desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen hocam Sayın Prof. Dr. Seyhan FIRAT’a, çalışmalarımda ilerlemem için çok büyük katkısı olan,engin bilgileriyle bana yol gösteren hocam Sayın Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK’a sonsuz teşekkürlerimi ve saygılarımı sunarım.

Prota Mühendislik’teki kıymetli çalışma arkadaşlarıma destekleri için teşekkür ederim.

Bugünlere gelmemde büyük payı olan, mühendisliği bana küçükken sevdiren babam Ahmet TUNCEL’e, sayesinde her zorluğu aşabildiğim sevgili annem Ayşe TUNCEL’e, her zaman sabırla yanımda olan kardeşim Begüm TUNCEL’e ve beni bu süreçte daima motive ettiği için eşim Mert GÖKDOĞAN’a teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ.....	ix
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	x
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xv
1. GİRİŞ.....	1
2. LİTERATÜR TARAMASI.....	5
2.1. Zeminlerde Sıvılaşma.....	5
2.1.1. Zeminlerin sıvılaşabilirliği	5
2.1.2. Sıvılaşma türleri	9
2.1.3. Sıvılaşmanın mekanizması.....	11
2.1.4. Sıvılaşma analizleri	14
2.1.5. Sıvılaşmanın etkileri.....	24
2.2. Temel Altı Kazıklarının Sıvılaşan Zeminlerdeki Davranışı.....	25
3. MATERYAL VE METOT	33
3.1. İdealize Zemin Profiline Oluşturulması ve Parametre Seçimi.....	33
3.2. Depremin Özellikleri.....	41
3.3. DEEPSOIL Programı	47
3.4. LPILE Programı	48
3.5. Plaxis Programı	48

	Sayfa
3.5.1. Zemin modelleri	48
4. VAKA ANALİZİ	61
4.1. Bölgenin Jeolojik Yapısı	61
4.2. Müftülük Binasının Yapısal Özellikleri	64
4.3. Sayısal Analizler	68
4.3.1. DEEPSOIL programı ile yapılan analiz	68
4.3.2. LPILE programı ile yapılan analiz	75
4.3.3. Plaxis programı ile yapılan analiz	80
5. SONUÇ VE ÖNERİLER	101
KAYNAKLAR	105
ÖZGEÇMİŞ	109

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 1.1. İllere göre can kaybı ve hasarlı binaların sayıları (csb.gov.tr, 02.09.2024).....	2
Çizelge 2.1. Farklı ivme değerlerinde rölatif sıklık değerleri ve sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi (Seed ve Idriss, 1971).....	8
Çizelge 2.2. Deprem yerel büyüklük, maksimum yatay yer ivmesi, deprem süresi ve Modifiye Mercalli Şiddet derecesi arasındaki ilişkiler (Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2006).....	9
Çizelge 2.3. SPT Düzeltme Katsayıları (TBDY,2018).....	19
Çizelge 3.1. İdealize zemin profili.....	35
Çizelge 3.2. CPT-72 için CPT-SPT korelasyonundan elde edilen SPT-N ve SPT-(N ₁) ₆₀ değerleri	36
Çizelge 3.3. SK-22 için SPT-N ve SPT-(N ₁) ₆₀ değerleri.....	36
Çizelge 3.4. CPT ve SPT için elde edilen SPT-N ve SPT-(N ₁) ₆₀ değerlerinin ortalaması	36
Çizelge 3.5. Killer için SPT verisine göre drenajsız kohezyon aralığı (Look, 2007).....	38
Çizelge 3.6. Farklı zemin birimleri için α faktörü Lunne vd. (1997)	39
Çizelge 3.7. Zemin tipleri için elastisite modülü değerleri, (Bowles, 1996)	40
Çizelge 3.8. β 'Faktörleri (Poulos ve Small, 2000)	41
Çizelge 3.9. İdealize zemin profili ve parametreler.....	41
Çizelge 3.10. Hardening Soil modelinde kullanılan parametreler.....	50
Çizelge 3.11. UBC3D-PLM model parametreleri	58
Çizelge 4.1. DEEPSOIL'de kullanılan parametreler	69
Çizelge 4.2. Dobry/Matasovic model parametreleri.....	70
Çizelge 4.3. Heber Road Site kum boşluk suyu basıncı için kabul edilen parametreler	71
Çizelge 4.4. UBC3D-PLM modelde kullanılan zemin parametreleri.....	82

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Tane boyutu & sıvılaşma potansiyeli ilişkisi (Port & Harbour Research Ins., 1997).....	7
Şekil 2.2. Deprem durumunda akma sıvılaşmasının şematik gösterimi (Mital ve diğ., 2017)	10
Şekil 2.3. Deprem durumunda gelişen devirsel hareketliliğin şematik gösterimi (Mital ve diğ., 2017)	11
Şekil 2.4. Üç eksenli yükleme kademelerinde gerilme durumları (Ishihara K., 1996).....	12
Şekil 2.5. Doygun zeminde taneler arası kuvvetler (NASEM, 2016).....	12
Şekil 2.6. Efektif gerilme prensibi (NASEM, 2016).....	13
Şekil 2.7. Sıvılaşma durumunun şematik gösterimi (NASEM, 2016).....	13
Şekil 2.8. Normal konsolidasyon durumu ve çevrimsel yükleme durumunda zemin üzerindeki gerilmeler ve boşluk suyu basınçları (Idriss and Boulanger, 2008)	15
Şekil 2.9. Derinlik ve kayma gerilmesi ilişkisi (Seed ve Idriss, 1971).....	16
Şekil 2.10. Standart penetrasyon testi ve ekipmanın gösterimi (FHWA, 2002b).....	17
Şekil 2.11. Mw=7,5 deprem için farklı ince tane oranına sahip zeminlerde kullanılan devirsel direnç oranı eğrisi (Day,2002: 163)	20
Şekil 2.12. Konik penetrometre aleti (Çekinmez ve Erol, 2014).....	21
Şekil 2.13. Kobe depremlerinde gerçekleşen (a) yatay yer değiştirme (b) boşluk suyu basıncının zamana bağlı değişimi	26
Şekil 2.14. Kobe depremi sonrası meydana gelen sıvılaşma ve hasar gören yapılar	27
Şekil 3.1. Müftülük binası vaziyet planı ve sondaj yerleşimi	33
Şekil 3.2. CPT-72 uç direnci, sürtünme oranı ve zemin biriminin derinlikle değişimi.....	34
Şekil 3.3. Sıvılaşma analizi sonucu özet grafiği	35

Şekil	Sayfa
Şekil 3.4. İçsel sürtünme açısı ile plastisite indisi arasındaki ilişki (Gibson, 1953).....	37
Şekil 3.5. Plastisite indisi ve kohezyon katsayısı (f_l) arasındaki ilişki (Stroud, 1974).....	38
Şekil 3.6. Drenajlı ve drenajsız kohezyon ilişkisi (N. Okkels ve K.K. Sorensen (2013)).....	39
Şekil 3.7. Ana deprem ve artçı sarsıntıların bölgesel dağılımı (tadas.afad.gov.tr)	42
Şekil 3.8. 4615 numaralı kayıt istasyonuna ait deprem verileri (tadas.afad.gov.tr)	43
Şekil 3.9. 4615 numaralı istasyonda ölçülen doğu-batı doğrultusundaki ivme kaydı (tadas.afad.gov.tr)	43
Şekil 3.10. 4615 numaralı istasyonda ölçülen kuzey-güney doğrultusundaki ivme kaydı (tadas.afad.gov.tr)	44
Şekil 3.11. Seismosignal ile düzeltilmiş kuzey-güney doğrultusundaki ivme-zaman grafiği	44
Şekil 3.12. %5 sönüm oranına göre kuzey-güney doğrultusundaki tepki spektrumu.....	45
Şekil 3.13. Seismosignal düzeltilmiş deprem parametreleri (kuzey-güney doğrultusu)	45
Şekil 3.14. Seismosignal ile düzeltilmiş doğu-batı doğrultusundaki ivme-zaman grafiği.....	45
Şekil 3.15. %5 sönüm oranına göre doğu-batı doğrultusundaki tepki spektrumu	46
Şekil 3.16. Seismosignal düzeltilmiş deprem parametreleri (doğu-batı doğrultusu)	46
Şekil 3.17. Kuzey-güney ve doğu-batı doğrultularındaki deprem tepki spektrumlarının DD-1 ve DD-2 tepki spektrumları ile ilişkisi	47
Şekil 3.18. Hardening Soil modelinde gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis Materials Manual, 2022).....	49
Şekil 3.19. Kayma modül & kayma birim deformasyon ilişkisi (Atkinson & Sallfors, 1991).....	51

Şekil	Sayfa
Şekil 3.20. HS small model için kayma modülü eğrileri (PLAXIS2D Material Models Manual, 2023).....	52
Şekil 3.21. Tied degree of freedom sınır koşulu şematik gösterimi (Plaxis 2D Manual, 2023).....	53
Şekil 3.22. Free field sınır koşulu şematik gösterimi (Plaxis 2D Manual, 2023)	54
Şekil 3.23. Mohr Coulomb akma yüzeyi izdüşümü (Petalas, A. ve Galavi, V., (2013))	56
Şekil 3.24. UBC3D-PLM hiperbolik pekleşme kuralı (Beaty ve Byrne, 2011)	57
Şekil 4.1. Adıyaman Gölbaşı ilçesi ve çevre illeri (Google Maps, 19.05.2024).....	62
Şekil 4.2. Türkiye’deki aktif fayların haritası (tadas.afad.gov.tr).....	62
Şekil 4.3. Doğrultu atımlı fay hareketi (Day, 2012)	63
Şekil 4.4. Müftülük binasının yer bulduru haritası (AFAD ve Google Earth (tadas.afad.gov.tr/ & earth.google.com/web/)	65
Şekil 4.5. Müftülük binasının deprem sonrası aldığı hasarı gösteren fotoğraflar	66
Şekil 4.6. Temel altı kazıklarının dizilimi.....	67
Şekil 4.7. Müftülük binası kesitleri.....	68
Şekil 4.8. DEEPSOIL’de tanımlanan zemin tabakaları	69
Şekil 4.9. DEEPSOIL’de kullanılan deprem kaydı.....	72
Şekil 4.10. Frekans alanında yapılan eşdeğer doğrusal analiz sonuçları	73
Şekil 4.11. Boşluk suyu basıncı artışı modellenmeden zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçları	74
Şekil 4.12. Zaman tanım alanında, boşluk suyu basıncı artışı dikkate alınarak yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçları	74
Şekil 4.13. Gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri	75
Şekil 4.14. Sıvılaşmasız durum analiz sonuçları.....	76
Şekil 4.15. Sıvılaşmasız durumda kazıkta oluşan moment.....	77
Şekil 4.16. Sıvılaşmasız durumda kazıkta oluşan kesme kuvveti.....	77

Şekil	Sayfa
Şekil 4.17. Sıvılaşmalı durum analiz sonuçları.....	78
Şekil 4.18. Sıvılaşmalı durumda moment	79
Şekil 4.19. Sıvılaşmalı durumda kesme kuvveti	79
Şekil 4.20. Statik durumda kazıklarda meydana gelen eksenel kuvvet	85
Şekil 4.21. Deprem durumunda kazıklarda meydana gelen eksenel kuvvet.....	86
Şekil 4.22. Statik durumda yapı temelinde meydana gelen oturma.....	87
Şekil 4.23. Statik durumda kazıklarda meydana gelen oturma.....	87
Şekil 4.24. Deprem kaydı girdi ve çıktıları.....	88
Şekil 4.25. Modelde sıvılaşan bölgeler	89
Şekil 4.26. Zeminde görülen toplam deplasman.....	90
Şekil 4.27. Zeminde görülen yatay deplasman	91
Şekil 4.28. Soldaki kazıkta görülen yer değiştirme	92
Şekil 4.29. Soldaki kazıkta meydana gelen moment	92
Şekil 4.30. Soldaki kazıkta görülen kesme kuvveti	93
Şekil 4.31. Sağdaki kazıkta görülen yer değiştirme.....	93
Şekil 4.32. Sağdaki kazıkta görülen moment.....	94
Şekil 4.33. Sağdaki kazıkta görülen kesme kuvveti.....	94
Şekil 4.34. Ortadaki kazıkta görülen kesme yer değiştirme	95
Şekil 4.35. Ortadaki kazıkta görülen moment.....	95
Şekil 4.36. Ortadaki kazıkta görülen kesme kuvveti	96
Şekil 4.37. Deprem durumunda temelde meydana gelen deformasyon.....	97
Şekil 4.38. Deprem durumunda kazıklarda meydana gelen oturma	97
Şekil 4.39. Temel altında 4 metre derinlikte meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı	98

Şekil	Sayfa
Şekil 4.40. Kumlu silt biriminde meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı	99
Şekil 4.41. Zeminde meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı oranı	100

SİMGELER VE KISALTMALAR

Bu çalışmada kullanılmış simgeler ve kısaltmalar, açıklamaları ile birlikte aşağıda sunulmuştur.

Simgeler	Açıklamalar
a_{max}	Maksimum yer ivmesi
c'	Efektif kohezyon
C_B	Delgi çapı düzeltme faktörü
C_E	Enerji oranı düzeltme faktörü
C_N	Örtü yükü düzeltme faktörü
C_R	Tij boyu düzeltme faktörü
C_S	Numune alma metodu düzeltme faktörü
C_u	Drenajsız kohezyon
C_Q	Koni uç direnç düzeltme katsayısı
D_r	Zeminin rölatif sıkılığı
E_{oed}	Plastik şekil değiştirmeye göre zemin rijitliği
E_{ur}	Yükleme-boşaltma etkisi altındaki zemin rijitliği
E_{50}	Deviatorik gerilme plastik şekil değiştirme rijitliği
f	Hedef 1 frekansı
f_1	Kohezyon katsayısı
f_{achard}	Pekleşme faktörü
f_{acpost}	Sıvılaşma sonrası faktör
f_s	Koni sürtünme direnci
G_0	Çok küçük deformasyonlarda kayma modülü
I_c	Zemin davranış indeksi
I_p	Plastisite indisi

Simgeler	Açıklamalar
K_{0nc}	Normal konsolide durum için K_0 ($1 - \sin \Phi$) değeri
K_B^e	Elastik hacim modülü
K_G^e	Elastik kayma modülü
k_B^e	Hacim modülü
k_G^e	Kayma modülü sayısı
m	Gerilmeye bağlı rijitlik
m_e	Rijitliğe bağlı oran
M_L	Yerel deprem büyüklüğü
M_w	Deprem moment büyüklüğü
N	Sahada ölçülen SPT darbe sayısı
$(N_1)_{60}$	Düzeltilmiş SPT darbe sayısı
$(N_1)_{60,Cs}$	İnce tane oranına göre düzeltilen SPT darbe sayısı
p'	Efektif gerilme
P_a	Atmosferik basınç
p_{ref}	Referans gerilme
q_c	Koni uç direnci
$Q_{sürtünme}$	Kazık sürtünme direnci
$Q_{uç}$	Kazık uç direnci
r_d	Gerilme azaltma katsayısı
R_f	Göçme oranı

Simgeler	Açıklamalar
r_u	Aşırı boşluk suyu basıncı oranı
u	Boşluk suyu basıncı
V_s	Zeminin kayma dalgası hızı
w	Zeminin su muhtevası
z	Derinlik
σ'	Efektif gerilme
σ	Toplam gerilme
Φ'	Efektif içsel sürtünme açısı
Φ_p	Pik içsel sürtünme açısı
δ_{γ^p}	Plastik kayma birim deformasyon
$\gamma_{0,7}$	G_0 'ın %70 azaltılması ile elde edilen kayma birim deformasyon
ν_{ur}	Boşaltma-tekrar yükleme durumunda Poisson oranı

Kısaltmalar**Açıklamalar****AASHTO**

Amerikan Devlet Karayolu ve Ulaştırma Birliği

AFAD

Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı

BS

İngiliz Standartları

CPT

Koni penetrasyon deneyi

CRR

Zeminin sıvılaşma direnci

CSR

Çevrimsel kayma gerilmesi

DAFZ

Doğu Anadolu Fay Zonu

DD-1

Deprem düzeyi 1

DD-2

Deprem düzeyi 2

FC

Zemindeki ince tane oranı

FS

Güvenlik sayısı

MSF

Deprem büyüklüğü ölçeklendirme katsayısı

NCEER

Ulusal Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi

SPT

Standart penetrasyon deneyi

TADAS

Türkiye İvme Veri Tabanı ve Analiz Sistemi

TBDY

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği

1. GİRİŞ

Deprem, yerkabuğu içinde meydana gelen kırılmalar sebebi ile gelişen dalgalardan kaynaklı sarsıntı olarak tanımlanabilmektedir. Depremler, geçmişten beri tüm dünyada maddi, manevi büyük hasarlara neden olmuştur ve bu durum deprem konusunun detaylı bir şekilde incelenmesine yol açmıştır. Deprem üzerine yapılan araştırmalar günümüzde de devam etmektedir. Dünya üzerinde, depremlerin sıklıkla meydana geldiği, deprem kuşağı olarak adlandırılan alanlar bulunmaktadır. Bu kuşaklar Pasifik Deprem Kuşağı, Alp-Himalaya Deprem Kuşağı ve Atlantik Bölgesi Deprem Kuşağı olarak üç gruba ayrılmaktadır. Türkiye, yeryüzündeki depremlerin yaklaşık %17'sinin gerçekleştiği Alp-Himalaya Deprem Kuşağı'nda bulunan aktif sismik hareketliliklere sahip bir ülkedir.

Günümüze kadar meydana gelen depremler sonucunda farklı hasarların meydana geldiği gözlemlenmiş ve bu durumlar incelenmiştir. Deprem sonucu meydana gelen hasarların sebebi bölgeden bölgeye değişmekte olup, depremin büyüklüğü, yerel zemin özellikleri ve yapı-zemin etkileşimi gibi parametrelerle ilişkili olmaktadır.

Sıvılaşma durumu, dünya genelinde meydana gelen büyük depremlerde oluşan ve ciddi boyutlarda maddi ve manevi kayıplara sebep olan bir zemin davranışdır. 1964 yılında Alaska ve Japonya'da meydana gelen Good Friday ve Niigata depremlerinde görülen zemin sıvılaşması kaynaklı hasarlar birçok araştırmacının ilgisini çekmiş, 1936'da Casagrande tarafından ilk kez söz edilen bu durumun önemi anlaşılmış ve bu vakalardan sonra sıvılaşma konusundaki araştırmalar artış göstermiştir. Ülkemizde ise 1999 yılında Kocaeli depreminde gerçekleşen sıvılaşma kaynaklı hasarların boyutları araştırmacıları bu konuya yöneltmiştir. Sıvılaşmanın değerlendirilmesi için pek çok farklı yaklaşım ve analiz yöntemi bulunmaktadır.

6 Şubat 2023 tarihinde merkez üssü sırası ile Kahramanmaraş ilinin Pazarcık ve Elbistan ilçeleri olan 7,7 Mw ve 7,6 Mw büyüklüğünde iki deprem meydana gelmiştir. Bu depremde Doğu Anadolu Fay Zonu'nun Pazarcık ve Amanos segmentleri ve Çardak fayı boyunca kırılmalar kuzeydoğu ve güneybatı yönlerinde gerçekleşmiştir. 7,7 Mw büyüklüğündeki depremin odak derinliği 8,6 km, 7,6 Mw büyüklüğündeki depremin odak derinliği ise 7,0 km olarak tespit edilmiştir. Bu depremlerin ardından bölgede meydana gelen, maksimumu 6,7 Mw büyüklüğündeki artçı sarsıntıların sayısının 10.000'in üstünde olduğu görülmüştür.

Oldukça geniş bir alanda hissedilen her iki depremin Kahramanmaraş, Hatay, Adıyaman, Gaziantep, Kilis, Malatya, Diyarbakır, Adana, Osmaniye, Şanlıurfa ve Elazığ'da oldukça büyük hasarlara sebep olduğu görülmüştür. Bahsi geçen illerde 50.000'den fazla can kaybı olmuş, binlerce kişi yaralanmış, tarihi yapılar, hastaneler, köprüler ve altyapıların da dahil olduğu pek çok yapı ciddi miktarda hasar almıştır. Çizelge 1.1.'de bahsi geçen 11 ildeki can kayıpları ve hasar durumuna göre bina sayıları özetlenmektedir.

Çizelge 1.1. İllere göre can kaybı ve hasarlı binaların sayıları (csb.gov.tr, 02.09.2024)

Şehir	Can kaybı	Ağır hasarlı yapı sayısı	Orta hasarlı yapı sayısı	Az hasarlı yapı sayısı	Hasarsız yapı sayısı
Adana	454	97	462	2 568	9 396
Adıyaman	8 387	13 730	4 338	19 410	18 598
Diyarbakır	414	1 110	1 044	10 977	27 334
Elazığ	5	1 036	174	2 176	1 266
Gaziantep	3 897	15 008	5 662	42 945	13 5809
Hatay	21 910	30 112	7 281	3 6112	77 107
Kahramanmaraş	12 622	22 113	2 208	33 664	45 395
Kilis	74	1 261	307	4 746	7 918
Malatya	1 393	16 870	1 694	17 745	17 333
Osmaniye	993	3 794	465	11 830	36 666
Şanlıurfa	340	663	829	22 913	30 964

7,7 Mw büyüklüğündeki depremde en büyük yer ivmesi 1,23 g Hatay'da ölçülmüş, ikinci depremde ise en büyük yer ivmesi 0,65 g olarak Kahramanmaraş'ta ölçülmüştür. Depremden hemen sonra bölgede başlayan çalışmalar, gelişen hasarın tek bir sebebe bağlı olmadığına dair bulgular ortaya çıkarmıştır. Yapılaşmanın kalitesi ve yerel zemin koşullarına uygun tasarım konularının genel anlamda bu bulguları yönlendiren parametreler olduğu söylenebilir. Bölge genelinde hasara sebep olan önemli bulgulardan biri zemin sıvılaşmasının gerçekleşmesidir. Değişken ince tane içerikli kum zeminlerde sıvılaşma görüldüğü pek çok çalışmada belirtilmiştir. Dinamik yükler altında suya doymun zeminlerde boşluk suyu basıncı artışı sonucu efektif gerilmelerde meydana gelen azalma ile zeminin sıvı gibi davranması durumu sıvılaşmanın en basit açıklamasıdır. Zeminlerin sıvılaşma potansiyelini etkileyen bazı parametreler tane boyutu, tane dağılımı, hacim değişim potansiyeli, yer altı suyu, zemin tabakasının jeolojik özellikleri, deprem büyüklüğü ve depremin süresidir. Geçmişte, sıvılaşmanın sadece kohezyonsuz zeminlerde gelişen bir durum olduğu düşünülmesine karşın son dönemlerde yapılan çalışmalar sıvılaşma benzeri bir durumun kohezyonlu zeminlerde de meydana gelebileceğini göstermektedir.

Kahramanmaraş depremleri sonrasında sıvılaşma gerçekleşen bölgelerden alınan numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinde yüksek ince tane oranına sahip zeminlerin çoğunluğunun düşük plastisiteli kil (CL) olduğu saptanmış ve CL tipi zemin örneklerinin çoğunun Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinden alındığı bu çalışmalarda belirtilmiştir (Çetin ve diğ., 2024).

Kuvaterner yaşlı alüvyonal çökellerin oluşturduğu Gölbaşı ilçesinin sınırlarından sol yönlü doğrultu atımlı yapıya sahip olan Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ) geçmektedir. Gölbaşı ilçesinin zemin özellikleri, depremde yanal yayılma, kaya düşmesi, şev duraysızlığı ve sıvılaşma gibi pek çok hasarın görülmesine yol açmıştır. İncelemelerin yapılacağı Gölbaşı ilçesinde Kahramanmaraş depremlerine ait ivme kayıtları bulunmamaktadır ancak bölgenin zemini ve depremselliği irdelenerek en yakın ve uygun ivme kayıt istasyonuna ait veriler kullanılarak vaka analizi gerçekleştirilmiştir.

Bu çalışmanın amacı, Adıyaman ili Gölbaşı ilçesi Gazi Caddesi üzerinde bulunan Müftülük binasının 6 Şubat 2023 tarihinde gerçekleşen depremler sonucu meydana gelen sıvılaşma sebebi ile zemindeki taşıma gücü kaybının kazıklı temele sahip binada oluşturduğu hasar durumunun incelenmesidir.

Bölgenin jeolojik ve jeoteknik özellikleri araştırılmış olup sonlu elemanlar analizlerinde sahadaki zemini ve deprem durumunu doğru yansıtmak amacı ile deprem sonrası yapılan SPT ve CPT saha deneylerinin yanı sıra laboratuvar deneylerinden faydalanılmıştır. Bina çevresinde yapılan saha deneyleri ve laboratuvar deneyleri göz önünde bulundurularak zemin parametreleri seçilmiştir.

Müftülük binasının statik projesi incelenmiş, temel altı kazıkların adeti, boyu ve dizilimi ile ilgili bilgi edinmek için gerekli çalışmalar yürütülmüştür. Oluşturulan parametre seti kullanılarak DEEPSOIL, LPILE ve Plaxis 2D programları yardımı ile analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizler gerçekleştirilirken ilgili programlarda sahadaki durumu gerçeğe yakın bir şekilde modelleyebilmek amacı ile farklı zemin modelleri incelenmiş olup zemin parametreleri kullanılarak gerekli ek parametreler hesaplanmıştır.

Deprem ivme kaydı kullanılarak gerçekleştirilecek olan analizlerde ivme kaydı seçimi için Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD)'nın Türkiye İvme Veri Tabanı ve Analiz Sistemi (TADAS) altyapısı kullanılmıştır. Ham deprem kayıtları, Seismosignal programı kullanılarak düzeltilmiş ve zaman tanım alanında yapılacak olan analiz programlarında kullanılmıştır.

DEEPSOIL programı ile zemin tabakalarında frekans alanında eşdeğer lineer ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında analizler gerçekleştirilerek boşluk suyu basıncı artışı ve zemindeki yatay yer değiştirme irdelenmiştir. LPILE programı ile temel altı kazıklarının sıvılaşma öncesi ve sıvılaşma durumundaki davranışı incelenmiş ve meydana gelen hasarın tespiti amaçlanmıştır. Plaxis 2D programı yardımı ile sıvılaşma durumunda temel altı kazıklarında ve zeminde meydana gelen yer değiştirme, kazıklarda meydana gelen eğilme momenti ve kesme kuvvetleri binanın temeli ve kazıkların olduğu bir geometri yardımı ile modellenerek sıvılaşmanın gerçekleşmesi ve bu durumun yapı ve zeminde oluşturduğu etkilerin görülmesi amaçlanmıştır.

Analizlerden elde edilen sonuçlar hem DEEPSOIL, LPILE ve Plaxis 2D arasındaki kıyas şeklinde hem de sahada görülen gerçek davranış ile uyumluluk açısından kıyaslanarak durum değerlendirmesi yapılmıştır.

2. LİTERATÜR TARAMASI

Bu bölümde zemin sıvılaşması kavramı ele alınmış olup, öncelikle sıvılaşmayı etkileyen faktörler, sıvılaşma türleri, sıvılaşmanın mekanizması ve etkileri hakkında bu konuda yapılmış olan çalışmalardan faydalanılarak bilgi verilmiştir. Bununla birlikte, bu tezin kapsamında incelenen zemin sıvılaşması durumunda kazıklı temellerin davranışlarını konu edinen, farklı bölgelerdeki depremler sonucu meydana gelen hasarları konu edinen çalışmalara yer verilmiştir.

2.1. Zeminlerde Sıvılaşma

Sıvılaşma terimi ilk kez Mogami ve Kubo (1953) tarafından zeminlerin suya doymuş ve kohezyonsuz olmaları halinde düşey tekrarlı yükler altında şekil değiştirmelerini tanımlamak için kullanılmıştır. Deprem anında meydana gelen devirsel kayma gerilmelerinin etkisi altında boşluk suyu sıkışmaya maruz kalmakta ve basınç artışları oluşmaktadır. Boşluk suyu basıncının artışı belirli bir seviyeye ulaştığında taneler arasındaki temas kuvveti (efektif gerilme) azalarak kaybolmaktadır. Bu durumda zemin sıvı gibi davranış göstermektedir (Kramer, 1996: 349, 351).

Sıvılaşmanın şev kaymalarına yol açması, köprü ve bina temellerinde göçmeler oluşturmaları gibi yıkıcı etkileri 1964 yılında 3 ay ara ile Good Friday, Alaska ($M_w=9,2$) ve Niigata, Japonya'da ($M_w=7,6$) meydana gelen depremler sonrasında oldukça dikkat çekici olmuş ve sıvılaşma konusu dünya çapında pek çok araştırmacının yoğun bir şekilde üzerinde çalıştığı bir konu haline gelmiştir. Ülkemizde ise, 1992 yılında meydana gelen Erzincan depremi bu konunun önemini göstermiş olup 1999 Kocaeli depremi sonrasında sıvılaşma ile ilgili çalışmalar artış göstermiştir.

Zeminlerin sıvılaşma potansiyelleri, sıvılaşmanın genel prensibi ve meydana gelebilecek etkiler alt bu bölümde detaylandırılacaktır.

2.1.1. Zeminlerin sıvılaşabilirliği

Sıvılaşmanın gerçekleşmesi, öncelikle zemin birimine bağlı olmaktadır. Bununla birlikte sıvılaşma potansiyelini etkileyen tane boyutu, tane dağılımı ve zemin tabakasının jeolojik

öyküsü, yer altı suyu durumu, zeminin su geçirgenliği, başlangıç sıklık derecesi ve hacim değişim potansiyeli gibi parametrelerin de incelenmesi sıvılaşma potansiyelinin tespit edilebilmesi için incelenmesi gereken parametrelerdir. Bu parametrelerin yanı sıra depremin büyüklüğü, süresi ve inceleme alanının depremin gerçekleştiği merkeze olan uzaklığı da zeminlerin sıvılaşabilirliğini etkilemektedir. Bahsi geçen faktörler zeminlerin sıvılaşmasını önemli ölçüde etkileyen kritik özellikler olarak bilinmektedir. Bu bölümde, sıvılaşmayı etkileyen faktörler detaylı bir şekilde incelenmektedir.

Zemin cinsi

Sıvılaşma potansiyelinin zeminin cinsine bağlı olduğu ve kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşmaya yatkınlığı günümüze kadar pek çok araştırmacı tarafından kanıtlanmıştır. Kohezyonsuz zeminleri sıvılaşmaya karşı gösterdiği dirence göre temiz kumlar, plastik olmayan siltli kumlar, plastik olmayan siltler ve çakıllar şeklinde sıralamak mümkündür (Day, 2012: 153, 156).

Uzun yıllar, sıvılaşma davranışının sadece kum zeminlerde gerçekleştiği düşünülmüştür ancak son yıllarda yapılan çalışmalar plastisite indisi düşük olan kohezyonlu zeminlerde de sıvılaşma benzeri davranışların gözlemlenebileceğini ortaya çıkarmıştır (Ishihara, 1984,1985). Laboratuvar ve saha ortamında plastik olmayan siltlerde gözlemlenen sıvılaşma davranışı, sıvılaşma duyarlılığını sadece zeminin tane boyutunun değil, plastisite özelliklerinin de etkilediğini göstermiştir (Kramer, 1996: 373).

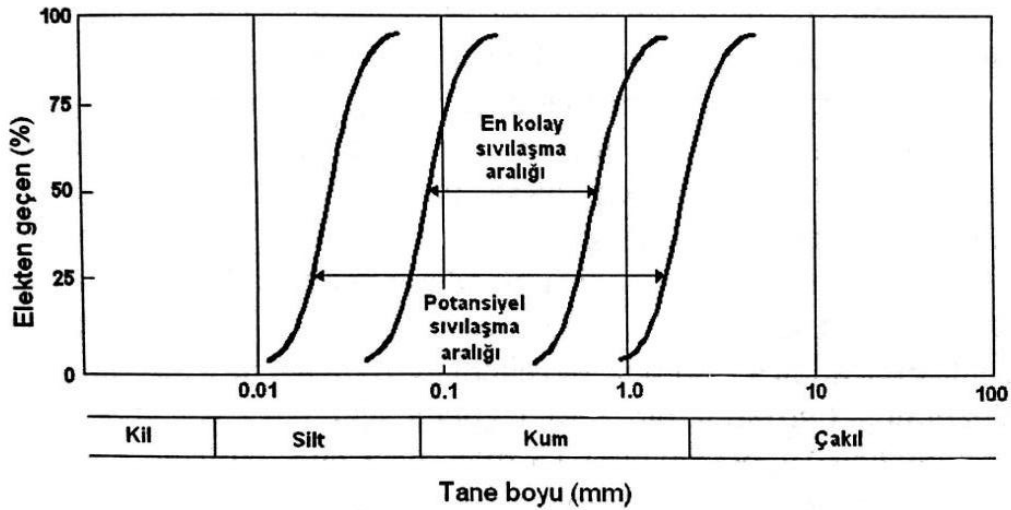
Wang (1979) tarafından önerilen ve aşağıda sıralanan dört Çin kriterinin karşılanması durumunda ince taneli zeminlerde önemli bir dayanım kaybı gerçekleşeceği ve zeminin sıvılaşma potansiyeli olduğu kabul edilmektedir:

- 0,005 mm'den daha ince partiküllerin kuru ağırlığı zeminin %15'inden daha az olmalıdır.
- zeminin likit limit değeri (LL) %35'den küçük olmalıdır.
- zeminin su muhtevası (w) likit limitin 0,9'undan daha büyük olmalıdır.
- likidite indeksi %75'den küçük olmalıdır.

Yukarıda sıralanan kriterleri sağlamayan zeminlerin sıvılaşmaya karşı hassas olmadığı düşünülmektedir.

Zemin tane boyu gradasyonu

Dengesiz tane dizilimi oluşturmaya yatkın üniform derecelenmiş plastik olmayan zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin, büyük taneler arasındaki boşluklarında küçük taneleri bulunduran iyi derecelenmiş zeminlere oranla yüksek olduğu bilinmektedir. Bu durumun sebebi deprem esnasında taneler arasındaki boşluklarda boşluk suyu basıncının artışının gerçekleşebilirliği ile ilgili olmaktadır. Üniform derecelenmiş zeminlerde meydana gelen boşluk suyu basıncı oranı iyi derecelenmiş zeminlere göre daha yüksektir (Day, 2012: 155)'de zeminlerin tane boyutlarına bağlı olarak değişen sıvılaşma potansiyelleri gösterilmektedir.



Şekil 2.1. Tane boyutu & sıvılaşma potansiyeli ilişkisi (Port & Harbour Research Ins., 1997).

Rölatif sıklık (D_r)

Zemin tanelerinin sıklık derecesi sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde göz önünde bulundurulacak bir parametredir. Gevşek durumdaki kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşmaya duyarlı olduğu bilinmektedir. Çizelge 2.1'de farklı ivme değerlerinde sıvılaşma riskinin rölatif sıklık ile ilişkisi gösterilmektedir. Sıvılaşma potansiyelinin yüksek olarak değerlendirildiği grupta zemin sıklık oranının düşük olduğu görülmektedir.

Çizelge 2.1. Farklı ivme değerlerinde rölatif sıklık değerleri ve sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi (Seed ve Idriss, 1971).

Maksimum yer ivmesi	Sıvılaşma potansiyeli yüksek	Sıvılaşma zemin tipine ve deprem büyüklüğüne bağlı	Sıvılaşma potansiyeli düşük
0,10 g	$Dr < 33$	$33 < Dr < 54$	$Dr > 54$
0,15 g	$Dr < 48$	$48 < Dr < 73$	$Dr > 73$
0,20 g	$Dr < 60$	$60 < Dr < 85$	$Dr > 85$
0,25 g	$Dr < 70$	$70 < Dr < 92$	$Dr > 92$

Yer altı su seviyesi ve drenaj koşulları

Yer altı su seviyesinin zemin yüzeyine yakın olması, sıvılaşmanın gerçekleşmesi için gerekli koşullardan birisidir. Yer altı su seviyesinin üstünde bulunan zeminlerde sıvılaşmanın gerçekleşmesi söz konusu olmamaktadır (Poulos vd., 1985). Sıvılaşma için en elverişli koşullar yeraltı su seviyesi yüzeye yakın olduğu zaman ortaya çıkmaktadır. Yüksek geçirimsizlik oranına sahip zeminlerde boşluk suyu basıncının hızlı bir şekilde sönmülmesi, sıvılaşma potansiyelini azaltmaktadır.

Deprem büyüklüğü ve süresi

Deprem durumunda ortaya çıkan sismik enerji, zeminlerde sıvılaşmanın temel nedeni olarak bilinmektedir. Deprem büyüklüğü ve süresine bağlı olarak zeminin sıvılaşma potansiyelinde de artış görülmektedir. Sarsıntı süresi arttıkça zemine etkileyen tekrarlı gerilmelerin de süresi artış göstermekte ve zeminin sıvılaşma potansiyeli yükselmektedir. Bu nedenle yapılarda sıvılaşma sebebi ile görülen hasar sıvılaşmaya maruz kalınan süre ile ilişkili olmaktadır. Çizelge 2.2’de yerel büyüklük, maksimum yatay yer ivmesi, deprem süresi ve modifiye Mercalli şiddet ölçeği arasındaki ilişkiler özet şekilde gösterilmektedir.

Çizelge 2.2. Deprem yerel büyüklük, maksimum yatay yer ivmesi, deprem süresi ve Modifiye Mercalli Şiddet derecesi arasındaki ilişkiler (Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2006)

Yerel büyüklük (ML)	Maksimum yer ivmesi (a_{max})	Deprem süresi	Mercalli şiddet derecesi
≤ 2	-	-	I-II
3	-	-	III
4	-	-	IV-V
5	0,09g	2 s	VI-VII
6	0,22g	12 s	VII-VIII
7	0,37g	24 s	IX-X
≥ 8	$\geq 0,50g$	≥ 34 s	XI-XII

Sıvılaşmanın gerçekleşmesi için ön görülen eşik değerler yerel deprem büyüklüğü 5,0 M_L ve masimum ivmenin 0,1 g'nin üstünde olması durumudur (Ishihara 1985).

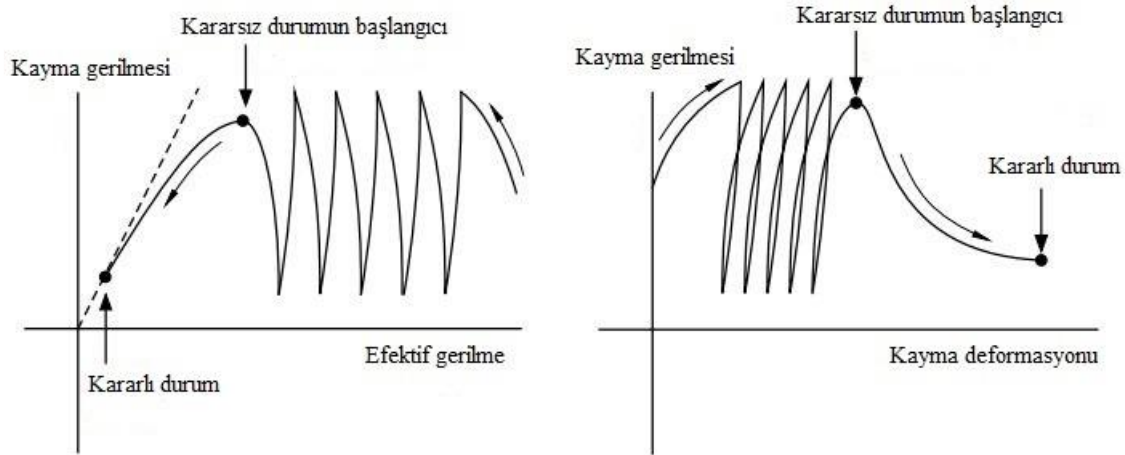
2.1.2. Sıvılaşma türleri

Sıvılaşma türleri, meydana getirdikleri hasarlar açısından incelendiğinde akma sıvılaşması ve döngüsel hareketlilik olmak üzere iki ana gruba ayrılmaktadır. Zeminin başlangıç gerilme koşulları ve rölatif sıkılık (D_r %) sıvılaşma mekanizmasını etkileyen parametrelerdir.

Bahsedilen iki sıvılaşma türünün de sıvılaşma değerlendirilmesi sırasında dikkate alınması önerilmektedir. Yapılan saha gözlemlerinde akma sıvılaşması sonucu meydana gelen hasarın devirsel hareketlilikten daha ciddi olduğu tespit edilmiştir. Bununla birlikte, döngüsel hareketliliğin gerçekleşebileceği saha koşulları daha geniş bir aralık göstermekte ve gerçekleşen hasar seviyesi saha ve deprem özelinde değişken olmaktadır.

Akma sıvılaşması

Akma sıvılaşması, sıvılaşmış zeminin kayma dayanımının statik denge için gerekli olan kayma gerilmesinden daha küçük olması durumunda meydana gelebilmektedir (Kramer, 1996: 349). Sıvılaşma başladığında statik kayma gerilmeleri tarafından tetiklenerek çok hızlı bir şekilde meydana gelmekte ve zeminde büyük deformasyonlar ile sonuçlanmaktadır. Bu nedenle zeminin hareket mesafesi ve kayma gerilmelerinde gözlemlenen ani artışlar akma sıvılaşmasının belirleyici özellikleridir (Kramer, 1996: 349).



Şekil 2.2. Deprem durumunda akma sıvılaşmasının şematik gösterimi (Mital ve diğ., 2017)

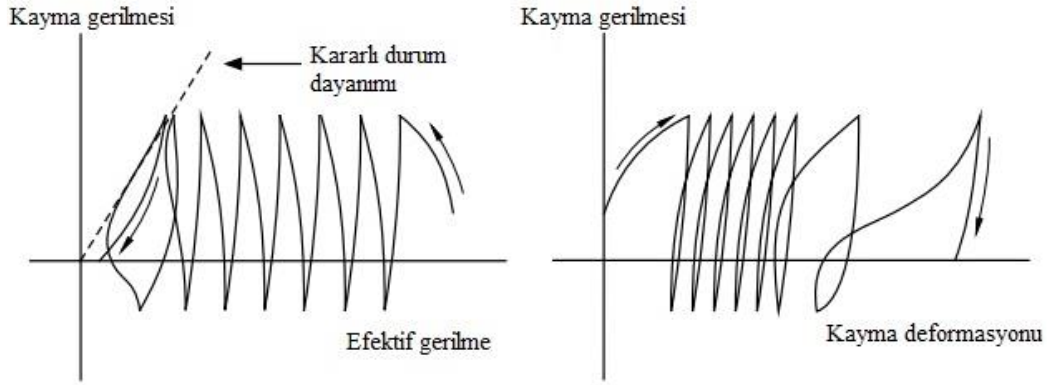
Şekil 2.2’de dinamik yükler altında gerçekleşen akma sıvılaşması durumunda kayma gerilmesi-efektif gerilme ve kayma gerilmesi-kayma deformasyonu grafikleri gösterilmektedir. Kararsız durumun başlangıcından sonra (akma sıvılaşmasının meydana gelmesi) zeminde büyük deformasyonlar görülmektedir.

Akma türü sıvılaşma sonucu zeminde taşıma gücü kayıpları, heyelanlar ve şev akmaları gibi hasarlar meydana gelebilmektedir.

Devirsel hareketlilik

Devirsel hareketlilik, sıvılaşmış zeminin kayma dayanımının statik denge için gerekli olan kayma gerilmesinden daha büyük olması durumunda meydana gelebilmektedir. Zeminlerde deprem sebebi ile en sık gözlemlenen sıvılaşma türünün devirsel hareketlilik olduğu bilinmektedir. Devirsel hareketlilik sebebi ile oluşan deformasyonlar deprem süresince artarak gelişim göstermektedir (Kramer, 1996: 349,351). Akma sıvılaşmasının aksine devirsel hareketlilik sebebi ile meydana gelen deformasyonlar yanal akma ve yanal yayılma olarak adlandırılmakta ve hem statik hem de çevrimsel kayma gerilmeleri tarafından tetiklenmektedir.

Devirsel hareketlilik, göl gibi su kütlelerine yakın az eğimli arazilerde görülmektedir (Kramer, 1996: 349,351).



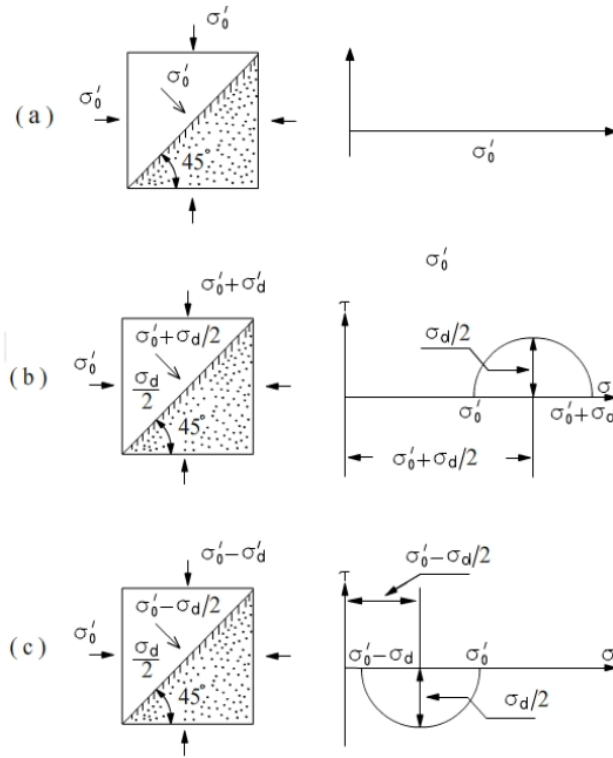
Şekil 2.3. Deprem durumunda gelişen devirsel hareketliliğin şematik gösterimi (Mital ve diğ., 2017)

Şekil 2.3’de dinamik yükler altında gerçekleşen devirsel hareketlilik durumunda kayma gerilmesi-efektif gerilme ve kayma gerilmesi-kayma deformasyonu grafikleri gösterilmektedir. Kararsız durumun başlangıcından sonra (akma sıvılaşmasının meydana gelmesi) zeminde büyük deformasyonlar görülmektedir.

2.1.3. Sıvılaşmanın mekanizması

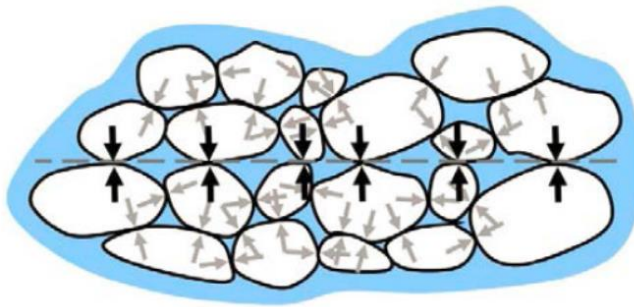
Sıvılaşmanın mekanizması, üç eksenli basınç deneyi yardımı ile tekrarlı gerilmelerin numunelere uygulanması sonucu zeminde oluşan davranışın incelenmesi ile açıklığa kavuşturulmuştur (Ishihara K., 1996). Uygulanan tekrarlı gerilmeler sonrası zemin numunelerinde meydana gelen 45° ’lik kayma düzlemi, deprem sırasında yatayda meydana gelen davranış ile örtüşmektedir.

Zemine drenajsız durumda uygulanan eksenel gerilme, 45° ’lik kayma düzleminde bu değerin yarısına düşmektedir. Kayma düzleminde meydana gelen normal gerilme ise boşluk suyuna bir basınç bileşeni olarak aktarılmaktadır. Şekil 2.4’de üç eksenli basınç deneyinde yükleme durumları ve meydana gelen gerilmeler gösterilmektedir.



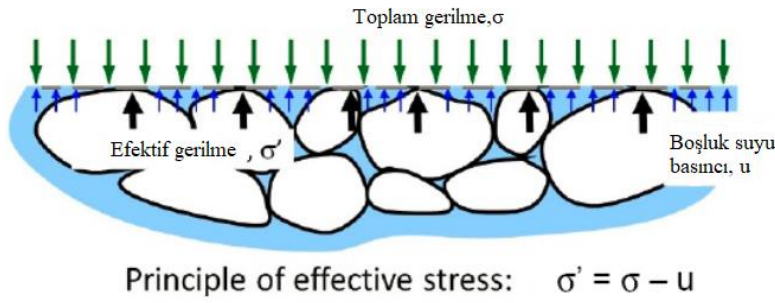
Şekil 2.4. Üç eksenli yükleme kademelerinde gerilme durumları (Ishihara K., 1996)

Zemin taneleri arasındaki yükler taneler arasında hapsolan boşluk suyu üzerinden birbirine aktarılmakta olup bu kuvvetler Şekil 2.5’de gösterilmektedir. Zeminin sıkışabilirliği, mukavemeti gibi özellikler taneler arasındaki normal kuvvetler tarafından kontrol edilmektedir. İncelenen düzleme etki eden kuvvetlerin bileşenleri denge durumunu gösteren efektif gerilme olarak tanımlanmaktadır (NASEM, 2016).



Şekil 2.5. Doygun zeminde taneler arası kuvvetler (NASEM, 2016)

Şekil 2.6’da ise zemindeki efektif gerilme durumu ve etki eden kuvvetler yönleri ile birlikte gösterilmektedir.

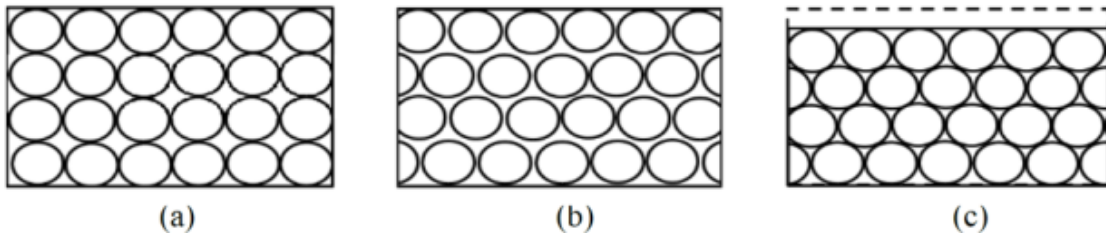


Şekil 2.6. Efektif gerilme prensibi (NASEM, 2016)

Aşağıdaki Eş. 2.1'de statik eşitliğe bağlı olarak efektif gerilmeler boşluk suyu basıncı artışına bağlı olarak azalmaktadır. σ' efektif gerilmeyi, σ toplam gerilmeyi ve u boşluk suyu basıncını göstermektedir.

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.1)$$

Dinamik yükler altında toplam gerilme sabit kalırken boşluk suyu basıncı düzenli bir artış göstermektedir. Boşluk suyu basıncı efektif stres ile aynı değere ulaştığında toplam gerilme değeri sıfıra eşit olacaktır. Bu durumda zemin daha fazla kayma mukavemetine dayanamadığından boşluk suyu ile birlikte sıvı gibi davranmaya başlayacaktır. Doygun zeminde sıvılaşma öncesindeki mukavemet zemin daneleri arasındaki temas sonucu oluşmaktadır. Deprem sırasında, bu yükler boşluk suyuna aktarılmakta ve boşluk suyu basıncı artmakta ve bu durum sıvılaşmanın başlangıcı olarak kabul edilmektedir. Boşluk suyu basıncı arttıkça zemin daneleri arasındaki kuvvetler azalmakta ve zemin deformasyona açık hale gelmektedir. Bu durumda boşluk suyu yüzeye doğru hareket etmekte ve zemin başlangıç durumuna göre daha gevşek bir hal almaktadır. Sıvılaşma için özetlenen bu durum Şekil 2.7'de şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 2.7. Sıvılaşma durumunun şematik gösterimi (NASEM, 2016)

Zeminin drenaj koşulları sıvılaşma sürecini doğrudan etkilemekle birlikte depremin süresi de bu süreci yönlendiren etkilerden biridir.

2.1.4. Sıvılaşma analizleri

Zeminin yukarıdaki başlıklarda bahsedilen yöntemlerle sıvılaşma potansiyeli incelendikten sonra sıvılaşma potansiyeli var ise sıvılaşma analizi yapılmalıdır. Bu analizler zeminin sıvılaşmaya karşı direncinin çevrimsel kayma gerilmesine oranı belirlenerek gerçekleştirilmektedir. Elde edilen oran, zeminin sıvılaşmaya karşı olan güvenlik sayısını vermektedir. Güvenlik sayısının bulunması için analitik, ampirik ve fiziksel modellemeye bağlı yöntemler kullanılmaktadır (FEMA 303, 1997). Ampirik yöntemlerin kullanımı diğer yöntemlere kıyasla daha kolay olduğu için en popüler yöntem olarak bilinmektedir.

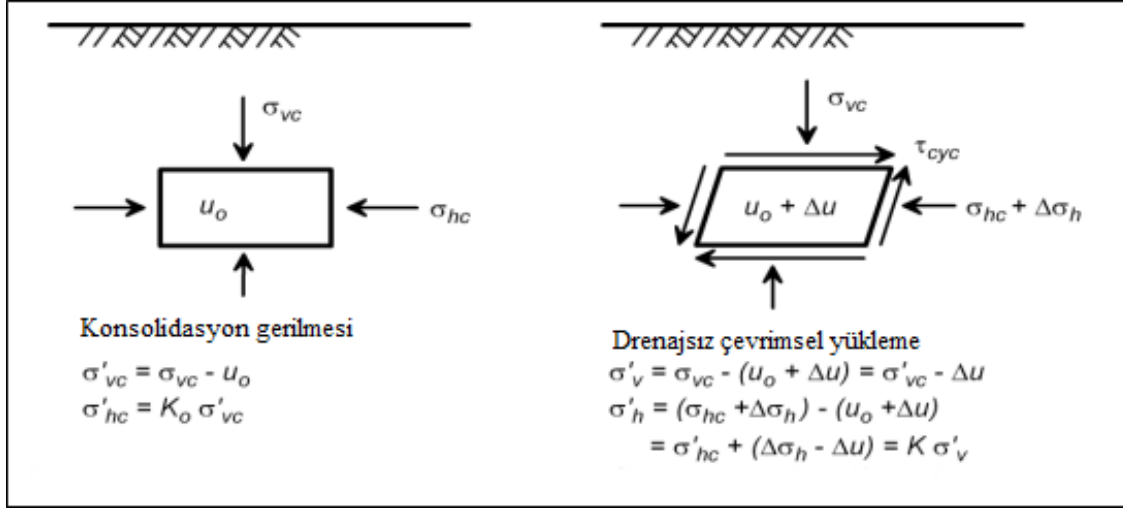
Basitleştirilmiş sıvılaşma analizi

Ampirik yöntemler arasında kabul gören ve en çok bilinen yaklaşım Seed ve Idriss (1971) tarafından geliştirilmiş olan standart penetrasyon testinden elde edilen verilere bağlı olarak sıvılaşma direncinin saptanması olup basitleştirilmiş yöntem olarak adlandırılmaktadır.

Bu yöntemdeki amaç zeminin sıvılaşma direncinin (CRR) çevrimsel gerilme (CSR) ile kıyaslanması sonucu sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının (FS) bulunmasıdır. Hesap aşamaları ve güvenlik sayısını etkileyen faktörler aşağıdaki başlıklarda incelenmektedir.

Çevrimsel kayma gerilmesinin (CSR) hesaplanması

Zeminde deprem sırasında meydana gelen çevrimsel gerilmelerin temeli yatayda gerçekleşen sarsıntıdır. Şekil 2.8’de normal konsolidasyon ve çevrimsel yükleme durumlarında zemin taneleri üzerinde meydana gelen gerilme ve boşluk suyu basıncı gösterilmektedir. Çevrimsel yükleme durumu incelendiğinde düşey yönde gerçekleşen sarsıntının düşey ve yatay yönlerdeki efektif gerilmeyi etkilemediği, toplam yatay gerilme ve boşluk suyu basıncını geçici olarak etkilediği görülmektedir. Bu nedenle sıvılaşma analizi yapılırken yatay yönde gerçekleşen sarsıntı kaynaklı kuvvetler çevrimsel kayma gerilmesi hesabında dikkate alınmaktadır (Al Masraf, 2018).



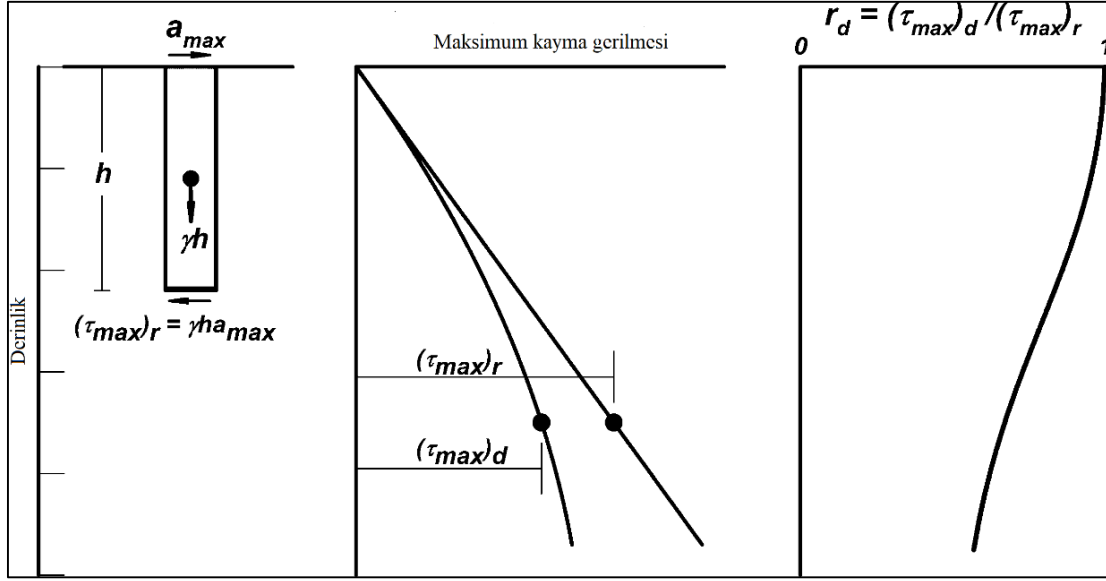
Şekil 2.8. Normal konsolidasyon durumu ve çevrimsel yükleme durumunda zemin üzerindeki gerilmeler ve boşluk suyu basınçları (Idriss and Boulanger, 2008)

Eş. 2.2 geliştirilirken bir zemin kolonu dikkate alınmış olup bu zemin kolonunun yüzeyinin düz olduğu ve yüzeyin deprem kuvvetlerine karşı rijit bir davranış göstereceği varsayımları yapılmıştır (Day, 2012: 158). Bu denklemde a_{max} yüzeydeki en büyük yatay ivme, σ_v toplam düşey gerilme, σ'_v efektif düşey gerilme ve r_d gerilme azaltma katsayısıdır.

Deprem sırasında herhangi bir derinlikte meydana gelebilecek kayma gerilmesinin maksimum kayma gerilmesinden daha az olacağı Seed ve Idriss (1971) tarafından öne sürülmüş olup bu konuda yapılan laboratuvar deneyleri yardımı ile ortalama bir kayma gerilmesi değeri belirlenmiştir. Hesaplanan bu eşdeğer kayma gerilmesi, maksimum kayma gerilmesinin %65'ine eşit olmaktadır. Bu durum da göz önünde bulundurularak çevrimsel kayma gerilmesi Eş. 2.2'deki bağıntı ile tanımlanmaktadır.

$$CSR = 0,65 \left(\frac{a_{max}}{g} \right) \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v} \right) r_d \quad (2.2)$$

Toplam düşey gerilme zeminin birim hacim ağırlığı (γ) ile derinliğe (h) bağlı olduğundan, dikkate alınan zemin kolonundaki maksimum derinlik Şekil 2.9'da bu derinlik ile artış gösteren kayma gerilmesi ilişkisi gösterilmektedir.



Şekil 2.9. Derinlik ve kayma gerilmesi ilişkisi (Seed ve Idriss, 1971)

Gerilme azaltma katsayısı doğrusal olmayan kütle katılım faktörü olarak tanımlanan ve derinliğe bağlı olarak hesaplanan bir değerdir (Seed ve Idriss, 1971). Seed ve Idriss (1971) tarafından zeminin sıvılaşma direnci (CRR) ile çevrimsel kayma gerilmesi arasındaki ilişki vaka analizleri ve laboratuvar deneyleri kullanılarak geliştirilmiştir. Bu değerın hesaplanması için Eş. 2.3 ve 2.4 önerilmiştir (Liao ve Whitman, 1986).

$$r_d = 1 - 0,00765z \quad (z \leq 9,15 \text{ m}) \quad (2.3)$$

$$r_d = 1,174 - 0,0267z \quad (9,15 < z \leq 23,0 \text{ m}) \quad (2.4)$$

Zemin yüzeyinde r_d değeri 1'e eşit olmakta ve derinlik arttıkça azalmaktadır.

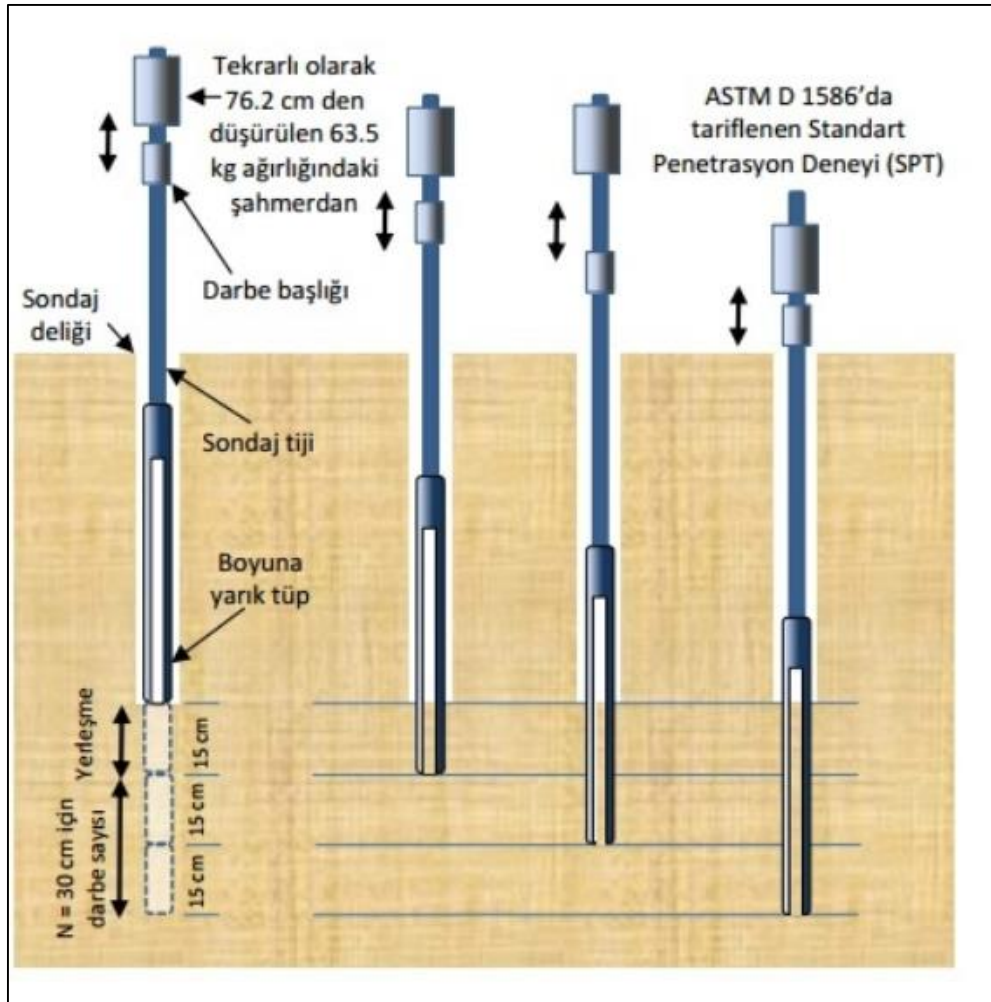
Çevrimsel kayma mukavemetinin (CRR) hesaplanması

SPT ve CPT deneylerine bağlı olarak geliştirilen yöntemler ile bu deneylerin sonuçları kullanılarak çevrimsel kayma mukavemeti hesapları yapılmaktadır.

SPT verilerinden CRR değerinin hesaplanması

SPT deneyi, deney prosedürünün kolaylığı, zemin numunesi alınabilmesi ve deney ekipmanlarının kolay ulaşılabilir olması sebebi ile dünya genelinde en çok kullanılan saha deneyidir.

Deney, 76,2 cm yükseklikten zemine 63,5 kg ağırlığındaki bir şahmerdanın tekrarlı olarak bırakılması şeklinde gerçekleştirilmektedir. Numune alıcının zemin içine 30 cm girmesine karşılık gelen toplam darbe sayısı SPT-N (standart penetrasyon direnci) olarak tanımlanmaktadır. Şekil 2.10'da standart penetrasyon deney ekipmanları bir görsel ile anlatılmaktadır.



Şekil 2.10. Standart penetrasyon testi ve ekipmanın gösterimi (FHWA, 2002b)

SPT deneylerinin sondaj delgi çapı, tokmak tipi, tokmak tipine bağlı olarak enerji oranı, tij boyu ve hesaplama metoduna göre değişkenlik göstermesi sebebi ile sahada ölçülen darbe sayısı (SPT-N) değerlerinin hesaplanmasında düzeltme katsayıları geliştirilmiştir. Eş. 2.5’de SPT-N değerinin elde edilmesi için kullanılan faktörler bulunmaktadır.

$$(N_1)_{60} = N \cdot C_N \cdot C_B \cdot C_S \cdot C_E \cdot C_R \quad (2.5)$$

Düzeltilme faktörleri aşağıda açıklanmaktadır:

$(N_1)_{60}$ = Teorik serbest düşme tokmak enerjisinin % 60’ına ve efektif örtü yükü basıncını 100 kPa (1 atm) alarak düzeltilmiş darbe sayısı,

N = Sahada ölçülen SPT darbe sayısı,

C_N = Örtü yükü düzeltme faktörü,

C_E = Enerji oranı düzeltme faktörü,

C_B = Delgi çapı düzeltme faktörü,

C_R = Tij boyu düzeltme faktörü

C_S = Numune alma metodu düzeltme faktörü

Örtü yükü düzeltme faktörü (C_N), Eş. 2.6 ile hesaplanmaktadır (Liao ve Whitman, 1986).

$$C_N = \sqrt{\frac{P_a}{\sigma'_v}} \leq 1,7 \quad (2.6)$$

Bu eşitlikte ve σ'_v efektif düşey gerilmedir ve $P_a = 1$ atm (100 kPa) eşittir. C_N değerinin hesaplanması için önerilen bir diğer eşitlik ise Kayen, R.E., Mitchell, J.K., Seed, R.B., Lodge, A., Nishio, S., Countinho, R., 1992 tarafından geliştirilen Eş. 2.7’dir (Mollamahmutoğlu ve Babuçcu, 2006).

$$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \sqrt{\frac{Pa}{\sigma'v}}} \leq 1,7 \quad (2.7)$$

Çizelge 2.3’de Türkiye Bina ve Deprem Yönetmeliği’nde önerilen SPT düzeltme katsayıları gösterilmektedir.

Çizelge 2.3. SPT Düzeltme Katsayıları (TBDY,2018)

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

SPT düzeltmeleri yapıldıktan sonra, düzeltilmiş SPT-N değeri 30’dan küçük olması durumunda $M_w = 7,5$ büyüklüğündeki deprem için çevrimsel kayma mukavemeti (CRR) Eş. 2.8 ile hesaplanmaktadır. Bunun nedeni ince tane oranının çok düşük olduğu temiz kumların çok sıkı kabul edilmesi ve bu zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin olmadığı kabulüdür.

$$CRR = \frac{1}{34 - (N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{(10(N_1)_{60} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (2.8)$$

İnce tane oranı göz önünde bulundurulduğu durumda aşağıda Eş. 2.9’daki düzeltmenin yapılması önerilmektedir (Youd vd., 2001a).

$$(N_1)_{60, C_s} = \alpha + \beta * N_{1,60} \quad (2.9)$$

$(N_1)_{60,C_s}$ = İnce tane oranına göre düzeltilen SPT darbe sayısı

FC = Zemindeki ince tane oranı

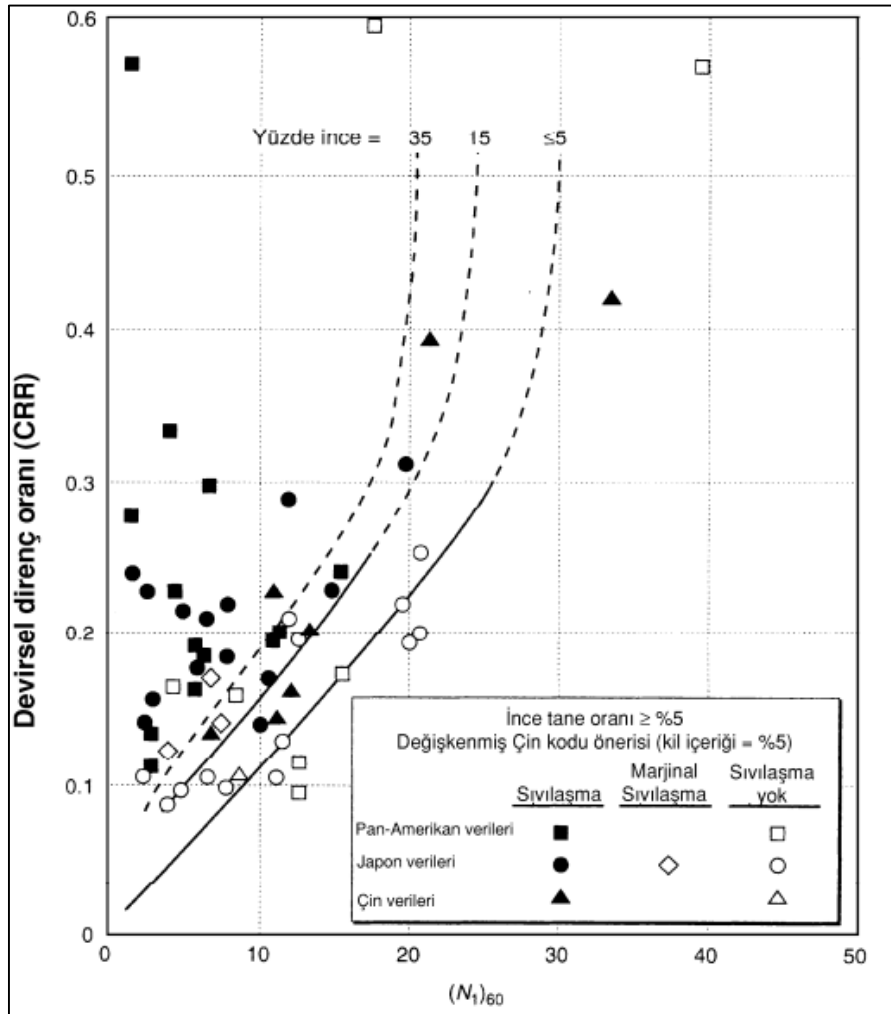
FC ≤ %5 için $\alpha = 0$ ve $\beta = 1,0$

%5 < FC < %35 için

$\alpha = \exp (1,76 - (190/(FC)^2))$,

$\beta = 0,99 + (FC^{1.5}/1000)$ eşitliği ile hesaplanmaktadır.

FC > %35 için $\alpha = 5,0$ ve $\beta = 1,2$ olmaktadır.

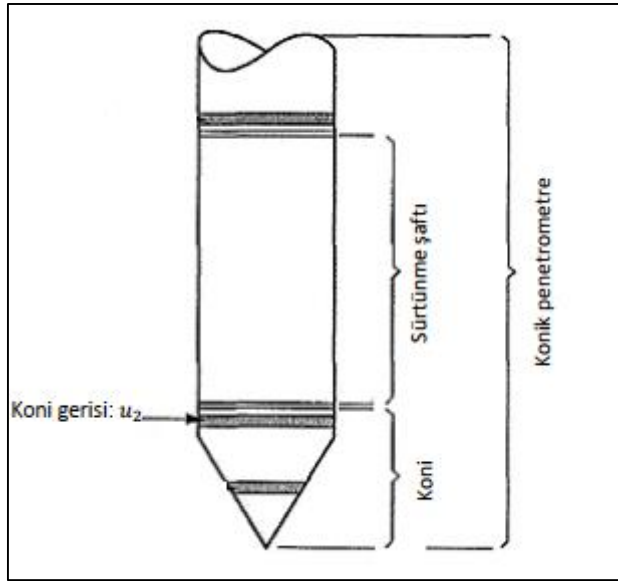


Şekil 2.11. Mw=7,5 deprem için farklı ince tane oranına sahip zeminlerde kullanılan devirsel direnç oranı eğrisi (Day,2002: 163)

Şekil 2.11’de sıvılaşmadan etkilenmiş ve etkilenmemiş olan farklı vaka analizlerinden elde edilen değerlerin %5’den az, %15 ve %35 ince tane oranlarına göre dağılımı gösterilmektedir. $N_{1,60}$ değerinin hesaplanması sonucunda ilgili CRR değerine grafikten ulaşılabilir.

CPT verilerinden CRR değerinin hesaplanması

CPT deneyinde özetle metal çubuklara monte edilen konik uçlu penetrometre aletinin hidrolik basınç ile zemine itilerek zemin profili ortaya çıkarılmakta ve uç direnci (q_c), koni sürtünme direnci (f_s) ve boşluk suyu basıncı (u) belirlenmektedir. Şekil 2.12’de konik penetrometre aletinin sürtünme şaftı, konik ucu ve boşluk suyu filtre bölgesi gösterilmektedir.



Şekil 2.12. Konik penetrometre aleti (Çekinmez ve Erol, 2014)

Koni penetrasyon testinin standart penetrasyon deneyine göre avantajı hızlı sonuç vermesi ve operatörden kaynaklı hataların olmamasıdır.

Koni penetrasyon deneyinden elde edilen uç direnci, SPT düzeltmesinde olduğu gibi, efektif gerilme için düzeltilmelidir. Zemin sıvılaşmasının değerlendirilmesinde uç direncinin (q_c) belirlenmesi için düzeltmeler önerilmiştir (Robertson ve Wride, 1998). Eş. 2.10 ve Eş. 2.11’de düzeltilmiş uç direnci hesabı için kullanılan bağıntılar bulunmaktadır.

$$q_{c1N} = C_Q \cdot (q_c / P_a) \quad (2.10)$$

$$C_Q = (P_a / \sigma'_v)^n \quad (2.11)$$

Bu bağıntılarda,

q_c = koni uç direnci

C_Q = uç direnç düzeltme katsayısı

$n = 1.0$ (killi zemin için)

$n = 0.5$ (temiz kumlar için)

$n = 0.5 - 1.0$ (silt ve siltli kumlar için)

Zemin davranış indeksi (I_c) hesaplanarak zemin cinsi tanımlanabilmektedir. Düzeltilmiş uç direnci ve koni sürtünme direnci değerlerini içinde barındıran bağıntı Eş. 2.12'de gösterilmektedir.

$$I_c = \sqrt{(3.47 - \log Q)^2 + (1.22 + \log F)^2} \quad (2.12)$$

Düzeltilmiş uç direnci ve koni sürtünme direnci hesapları aşağıda sırası ile verilmiştir:

$$Q = \left(\frac{q_c - \sigma'_v}{P_a} \right) \left(\frac{P_a}{\sigma'_v} \right)^n \quad (2.13)$$

$$F = [f_s / (q_c - \sigma'_v)] \cdot 100\% \quad (2.14)$$

Eşitlikteki n değeri 1 alındığında hesaplanan I_c değeri 2,6'dan büyük ise zemin cinsi killi ve sıvılaşmayan olarak kabul edilmektedir. Bu değer 2,6'dan küçük ise zeminin yüksek ihtimalle granüler olduğu şeklinde yorumlanmaktadır ve C_Q ve Q $n=0,5$ alınarak tekrar hesaplanır. Sonuç 2,6'dan küçük ise zemin granülerdir ve sıvılaşma analizi gerçekleştirilebilir, 2,6'dan büyük ise $n=0,7$ alınarak I_c tekrar hesaplanır ve sıvılaşma analizi gerçekleştirilir (Özaydın, 2016).

İnce tane oranına göre düzeltme yapılması için Eş. 2.15 kullanılmaktadır.

$$(q_{c1N})_{CS} = K_c q_{c1N} \quad (2.15)$$

$I_c \leq 1,64$ için $K_c = 1,0$,

$$I_c > 1,64 \text{ için } K_c = -0,403 \cdot I_c^4 + 5,81 \cdot I_c^3 - 21,63 \cdot I_c^2 + 33,75 \cdot I_c - 17,88 \quad (2.16)$$

$M_w = 7,5$ büyüklüğündeki deprem için CRR değeri

$$(q_{c1N})_{CS} < 50 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } CRR_{7,5} = \frac{0,833 q_{c1N,CS}}{1000} + 0,05 \quad (2.17)$$

$$50 \text{ kg/cm}^2 < (q_{c1N})_{CS} < 160 \text{ kg/cm}^2 \text{ için } CRR_{7,5} = 93 \cdot \left(\frac{q_{c1N,CS}}{1000} \right)^3 + 0,08 \quad (2.18)$$

Eşitlikleri kullanılarak hesaplanabilmektedir.

Deprem büyüklüğü ölçeklendirme katsayısı (MSF)

Çevrimsel kayma mukavemeti için SPT ve CPT deneyleri kullanılarak geliştirilen eşitlikler 7,5 M_w büyüklüğündeki deprem için geçerlidir. Deprem büyüklüğü 7,5'den farklı ise sıvılaşma analizi yapılırken Eş. 2.19'daki deprem büyüklüğü ölçeklendirme katsayısı kullanılmalıdır (Özaydın, 2016).

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_w^{2,56}} \quad (2.19)$$

Sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı aşağıdaki eşitlikte gösterildiği şekilde çevrimsel kayma mukavemetinin çevrimsel kayma gerilmesine oranı olarak hesaplanmaktadır:

$$FS = \left(\frac{CRR_{7,5}}{CSR} \right) MSF \quad (2.20)$$

Hesaplanan güvenlik sayısının 1'den küçük olması durumunda zeminde sıvılaşma potansiyeli mevcuttur (Seed ve Idriss, 1971). Güvenlik sayısının 1'den büyük olması ise zeminin sıvılaşma potansiyeli olmadığını göstermektedir.

Olasılıksal yöntemler

Basitleştirilmiş sıvılaşma analizi oldukça yaygın bir yöntem olmakla birlikte sıvılaşma analizi yapmak için olasılıksal korelasyonların kullanıldığı yöntemler geliştirilmiştir.

Standart penetrasyon deneyinden elde edilen N değeri, sıvılaşma olasılığını belirlenmek için kullanılan en önemli parametrelerden biridir. Bu değerin düzeltilmiş hali yani SPT-N_{1,60} sıvılaşma potansiyelinin irdelenmesi için daha doğru sonuçlar vermektedir. Çevrimsel kayma mukavemeti ile düzeltilmiş SPT-N değeri arasında deterministik bir ilişki bulunmaktadır. Bu ilişki, farklı zeminler için bağıntılar ve grafiklerle ifade edilmektedir. Eş. 2.21'deki sıklıkla kullanılan bağıntılardandır (Idriss ve Boulanger, 2008)

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - \frac{N_{1,60}}{135}} \quad (2.21)$$

Nümerik yöntemler

Çevrimsel kayma gerilmeleri altında zeminde meydana gelen boşluk suyu basıncı artışı sıvılaşma davranışını ortaya çıkarmaktadır. Sıvılaşma mekanizmasında boşluk suyu artışı zeminin hacim değişimine olan eğilimi sonucu meydana gelmektedir. Nümerik analiz yöntemleri kullanılarak zeminde meydana gelen bu davranış ve zeminin sıvılaşma potansiyeli belirlenebilmektedir. Bu analizler sonucunda sıvılaşma sonrası zeminde oluşan oturma, yanal hareket gibi davranışlara ulaşılabilmektedir. Analizlerin yapılabilmesi için zeminin hacimsel değişimi, boşluk suyu basıncı değişkenliği ve dinamik yükleme sırasındaki çevrim sayısı arasındaki ilişki modellenmektedir.

2.1.5. Sıvılaşmanın etkileri

Sıvılaşma, gerçekleşen depremin ve zeminin rijitlik özellikleri gibi faktörlere bağlı olarak farklı şekilde sonuçlara sebep olabilmektedir. Zemindeki mukavemet kaybı sonucunda zeminde taşıma gücü kaybı, aşırı oturma, diferansiyel oturma, yanal yayılma ve şev göçmesi gibi sonuçlar ortaya çıkmaktadır. Kazıklı temellerde sıvılaşma durumunda kazıklara etki eden kuvvetler artış göstermektedir bu da kazıkların ötelenme, dönme ve eğilme gibi davranışlara zorlanması sonucunda ağır hasarlara yol açabilmektedir.

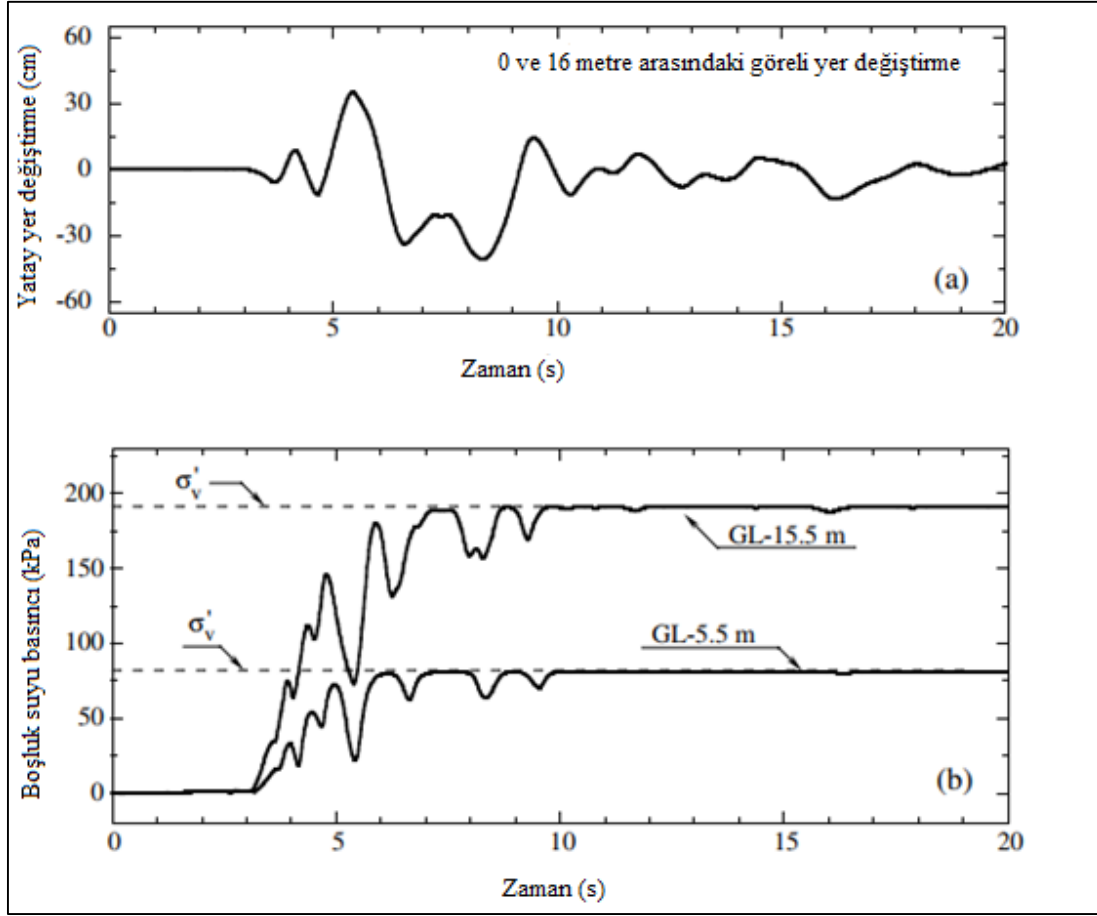
2.2. Temel Altı Kazıklarının Sıvılaştan Zeminlerdeki Davranışı

Taşıma gücü açısından yetersiz olan zeminlerin, yapılaşma öncesi üzerine oturacak olan yapı için yeterli taşıma gücüne erişmesi sağlanmalıdır. Zeminin taşıma gücünü yükseltmek için kullanılan yöntemler arasında temel altı kazığı yapmak bulunmaktadır. Temel altı kazıkları, yapıdan iletilen düşey yükün taşıyıcı zemin tabakasına iletilmesi prensibi ile çalışmaktadır. Öncelikli tasarım amacı düşey yükleri karşılamak olan kazıklar, deprem kaynaklı meydana gelen yanal yüklere karşı hassas olmaktadır. Sıvılaşma durumunda zemin mukavemetinin düşmesi kazıkların çevresindeki yatay zemin desteğinin neredeyse tamamen kaybolması ile sonuçlanabilmekte ve bu da kazıklara etkiyen yüklerin artmasına sebep olmaktadır. Geçmişte, sıvılaşma durumunda zeminlerin aşırı yanal hareketi sebebi ile çok sayıda yapının hasar gördüğü bilinmektedir.

1995 Kobe depremi

Cubrinowski M., (2006) tarafından, 1995 yılında meydana gelen Kobe depreminde sıvılaşma meydana gelen ıslah edilmiş bölge incelenmiştir. 1995 Kobe depreminin ana şoku sonrası şehrin liman bölgesinde ıslah edilmiş bölgelerde sıvılaşma meydana gelmiştir. Tabaka kalınlığı 10-20 m arasında değişkenlik gösteren dolgu birimlerin aşırı sıvılaşması sonucunda kum kaynamaları ve oturmalar meydana gelmiştir.

Şekil 2.13'de sıvılaştan zeminlerdeki yatay yer değiştirme ve boşluk suyu basıncı farklı derinlikler için gösterilmektedir ve zeminde gelişen bu durumlar kazıkların davranışı ile ilgili bilgi vermektedir. Şekil 2.13 incelendiğinde zemindeki görelî yatay yer değiştirmelerin yaklaşık 5. saniyede 16 metrelik bir derinlikte 30,0 cm'ye yükseldiği görülmektedir. Aynı anda meydana gelen boşluk suyu basıncının efektif gerilmenin oldukça altında olması sebebi ile sıvılaşmanın tam olarak gelişmediği yorumu yapılabilmektedir. Büyük yer değiştirmelerin gerçekleştiği bu davranış sıvılaşmanın hemen öncesinde veya sonrasında gözlemlenebilmektedir. Bu durumda kazıkların davranışı irdelenirken zemindeki yer değiştirmelerin ve üst yapıdan kaynaklanan yüklerin dikkate alınması gerekmektedir. Kazıklarda meydana gelecek olan yükler zemin ile temel arasındaki görelî yer değiştirmeye, boşluk suyu basıncındaki artışı gibi faktörlere bağlı olmaktadır.



şekil 2.13. Kobe depremlerinde gerçekleşen (a) yatay yer değiştirme (b) boşluk suyu basıncının zamana bağlı değişimi

1995 yılında gerçekleşen Kobe depreminde sıvılaşma ve yanal yayılma gözlemlenen arazilerde çok sayıda bina ve kazıklı temeller üzerine inşa edilen köprü ayakları zeminin yanal yer değiştirme hareketi sebebi ile çok büyük kinematik yüklere maruz kalmıştır. Bahsi geçen yapılara ait kazıkların çoğu deprem sırasında hasar görmüştür. Bu durum, kazıkların stabilitesi için yanal yer hareketinin önemli bir faktör olduğunun anlaşılabilmesi için önemli bir vaka olarak bilinmektedir.

Deprem sonrasında bölgede hasar gören kazıkların incelenmesi ile aşağıdaki sonuçlara varılmıştır:

- i. Sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin tabakaları arasındaki ara yüzde kazıkların hasar gördüğü belirtilmiştir. İncelemenin yapıldığı zemin katmanı derinliği, üst yapı yüklerinin sönümlendiği derinliğin altında olduğu için hasarın temel sebebi sıvılaşma sebepli yanal zemin hareketi olarak belirtilmiştir.

- ii. Kazıkların yüzeye yakın kısmında meydana gelen hasarlar ise hem üst yapıdan kaynaklanan atalet yüklerinin hem de yanal yer hareketinin sebep olduğu kinematik yüklerin gözlemlenen hasarı meydana getirdiği sonucunu ortaya çıkarmıştır. (Cubrinovski M., 2006)

Şekil 2.14’de Kobe depremi sırasında liman ve köprülerin bulunduğu bölgelerde meydana gelen sıvılaşma sebebi ile ortaya çıkan hasarların fotoğrafları gösterilmektedir.



Şekil 2.14. Kobe depremi sonrası meydana gelen sıvılaşma ve hasar gören yapılar

Uzuoka ve diğerleri (2007) tarafından, 1995 yılında gerçekleşen Kobe depreminde hasar gören ıslah edilmiş bir araziye oturan 5 katlı bir binanın analizi gerçekleştirilmiştir. 1 ve 2 boyutta yapılan analizler binadaki yan yatma davranışını ve kazık grubunu simüle edemeyeceği için 2 boyutlu bir sonlu elemanlar analizi yardımı ile kazık-zemin etkileşimi incelenmiştir. Analizlere uygun deprem kaydı binaya yakın bir istasyondan elde edilmiş olup kuvvetli yer hareketinin doğrultusu simüle edilmiştir. Sıvılaşma analizi yapılırken kazıklara etkiyen eksenel kuvvetteki değişimin kazık grubuna olan etkisi ve kazıkların yüzeye yakın kısmının üst yapı yüklerinin atalet etkisinde olması ve gömülü kısımlarda zeminin yanal hareketi sebebi ile oluşan kinematik etkinin meydana gelen hasara olan katkıları incelenmiştir. Analiz sonucunda, yüzeydeki zemin tabakasında sıvılaşma davranışı tespit edilmiştir. Binanın yataydaki yer değiştirmesi birkaç on cm iken, yüzeydeki zemin tabakasında sıvılaşma gerçekleşmeden hemen önce kazıkların yenildiği ortaya çıkarılmıştır. Sıvılaşma gerçekleştikten sonra ise kazıklarda meydana gelen kuvvet ve yer değiştirmeler dalgalanmalar göstermiştir. Yüzeydeki zemin tabakası tamamen sıvılaşmadan önce üst yapıdan kaynaklı atalet yüklerinin temel altı kazıklarındaki etkisi hem bu tabakanın tabanında hem de kazıkların yüzeye yakın kısmında belirgin olarak gözlemlenmiştir. Sıvılaşma tamamlandıktan sonra ise kinematik kuvvetlerin etkisi kazıkta gözlemlenmiştir.

1995 Hyogo Ken-Nambu depremi

Takahashi ve Takemura (2005) tarafından, 1995 yılında gerçekleşen Hyogo Ken-Nambu depreminde hasar gören kazıklarla desteklenen iskele yapısı incelenmiştir. Çalışmalarda, sahadaki dolgu birim ve takip eden kum birimin sıvılaşması sonucu kazıklarda görülen hasarın mekanizmasına odaklanılmış ve iskelenin deprem sırasındaki dinamik davranışının araştırılması için santrifüj deneylerinden faydalanılmıştır. İskelenin tabliyesinin bulunması, yapının arkasında dolgu olması ve kum tabakasının kalınlığı birer değişken olarak çalışmada incelenerek sonuçları karşılaştırılmıştır. Analizlerde Kobe depremine ait deprem kaydı kullanılmıştır. Deprem sırasında yapının arkasındaki dolguda meydana gelen sıvılaşma sonucunda büyük bir yer değiştirme gözlemlenmiş olup kazıkların yüzeye yakın bölgesinde çok büyük momentler oluşmasına sebep olmuştur. Santrifüj deney modellerinin sahada gerçekleşen bu hasarı simüle ettiği tespit edilmiştir. Sıvılaşma potansiyeli olan bu zeminde kazıkların iyileştirme etkisi beklenmesine karşın iskele kazıklarının aralığı nispeten büyük olduğundan, hasar meydana gelmiştir. Kum tabakanın kalınlığı, hem zemin hem de yapıdaki hasarın değişkenliğine sebep olmuştur. Kum tabakasının kalınlaşması sonucunda zeminde

daha büyük deformasyonların ortaya çıktığı raporlanmıştır. Bu çalışma sonucunda, sıvılaşma potansiyeline sahip kum tabakalarda kazıklar ile zeminin iyileştirilmesinin zemindeki yanal yayılmanın azalmasını sağladığı ve kum tabakanın üstündeki dolgu katmanının iyileştirilmesinden daha etkili olduğunu tespit etmişlerdir.

Miwa, Ikeda ve Sato (2006) tarafından, 1995 yılında gerçekleşen Hyogo-ken Nambu depreminde bölgede meydana gelen sıvılaşmadan kaynaklı hasar gören 2 katlı ve çelik kazıklı temele sahip bina incelenmiştir. Kazık-zemin-yapı etkileşiminin sismik analizleri çoklu kütleli bir model oluşturularak incelenmiş olup kazıkların çevresine Winkler metodu ile yaylar tanımlanmıştır. Analizlerden elde edilen sonuçlar deprem sonrası sahada meydana gelen hasar ile karşılaştırılmıştır ve aşağıda sıralanmaktadır:

- i. Sıvılaşma durumu oluşmadan önce, kazıkların yüzeye yakın kısımları hasar görmüştür. Aşırı boşluk suyu basıncının 0,5'ten az olduğu ve zeminde meydana gelen yanal yer değiştirmelerin küçük olduğu zaman diliminde üst yapının davranışından kaynaklı atalet kuvvetlerinin sıvılaşmadan daha etkili bir şekilde kazıklardaki hasara sebep olduğu çıkarımı yapılmıştır.
- ii. Çelik kazıklarda en büyük moment değerleri 8 ile 15 metre derinliklerde elde edilmiş olup bu momentlerin ilk hasar sonrası aşırı boşluk suyu basıncı artışı esnasında zeminde meydana gelen büyük deformasyonlardan kaynaklı olduğu sonucuna varılmıştır.
- iii. Temelde oluşan hasarın esas sebebinin yanal yayılma öncesinde gerçekleşen sıvılaşma kaynaklı zemindeki yanal yer değiştirmeler olduğunu tespit etmişlerdir.

2011 Christchurch depremi

Bowen ve Cubrinovski (2008) tarafından Christchurch depreminde hasar gören Avon nehri üzerindeki Fitzgerald Köprüsü araştırılmıştır. Sıvılaşma potansiyeli olan Avon nehri üzerindeki Fitzgerald Köprüsü, nehir seviyesindeki başlıklara bağlı olarak imal edilen 10-11 m boyundaki ve 0,30 m çapındaki betonarme kazıklar ile desteklenmektedir. SPT ve CPT deneylerinden faydalanılarak gerçekleştirilen çalışmada efektif gerilme ve pseudo-statik analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Boşluk suyu basıncındaki artış ve meydana gelen deplasman serbest saha koşulları ile karşılaştırılmıştır. Serbest saha koşullarında deplasman

değeri 0,3 m ve kazıklı temelli analiz sonucu elde edilen deplasman değeri 0,2 m olarak belirlenmiştir. Aynı derinlikte ölçülmüş olan boşluk suyu basıncı artışının, kazıklı temelin bulunduğu durumda serbest saha koşullarına kıyasla daha az olduğu tespit edilmiştir. Zemin özelliklerinin kazıkların zemindeki davranışını etkilediği ve hem kazık hem zemin özelliklerinin zemin ile kazık arasındaki etkileşimde önemli faktörler olduğu belirlenmiştir. Kazıklı temellerin bulunması durumunda zemin rijitliğinin artışı ve bu durumda zeminin hareketini kısıtlandığı sonuçlarına varmışlardır.

2001 Bhuj depremi

Dash, Govindaraju ve Bhattacharya (2009) tarafından, Hindistan'da 2001 senesinde meydana gelen Bhuj depreminde hasar gören Kandla limanı ve 22 m yüksekliğindeki gümrük kulesinin killi tabakanın altında yer alan kumlu tabakanın üzerine 18 metre uzunluğundaki kazıklı radye temel ile oturmakta olduğu belirtilmiştir. Kil birimin altında bulunan kumlu tabakanın sıvılaşması, bölgede meydana gelen oturma ve yanal yayılma bu çalışma kapsamında Winkler yay metodundan faydalanılarak incelenmiştir. Çalışma sonucunda, sıvılaşma potansiyeli olmayan kil tabakasının altında bulunan kumlu tabakanın sıvılaşması sonucunda kazıkları aşırı oturma ve momentlere maruz kalarak ciddi hasarların meydana gelebileceği tespit edilmiştir. Kazıkların sıvılaşmayan zemine soketlenmesinin hasarı elimine edebileceği, başlık kirişleri olan kazıkların hasar riskinin daha az olacağı sonucuna varmışlardır.

1964 Niigata depremi

Dash, Bhattacharya ve Blakeborough (2010) tarafından 1964 Niigata depreminde hasar gören Showa köprüsü kazıkların sismik durumdaki eğilme-burkulma davranışının incelenmesi amacı ile analiz edilmiştir. Hem kuvvete dayalı hem de yer değiştirmeye dayalı olasılıklar kazığın yanal ve eksenel yüklere maruz kalması durumları için ele alınarak eğilme-burkulma etkileşimi incelenmiştir. Kazık-zemin etkileşimi yaylar yardımı ile modellenmiştir. Gerçekleştirilen analizler sonucunda eğilme ve burkulma davranışlarının etkileşim halinde gerçekleşmesi sebebi ile bir bütün olarak ele alınıp kazık tasarımının bu şekilde gerçekleştirilmesi gerektiği, sıvılaşma durumunda zemindeki yanal hareketin boyutlarının tahmin edilebilmesi için daha fazla araştırmanın gerektiği vurgulanmıştır.

Tang, Ling, Xu, Gao ve Wang (2009), sıvılaşılan zeminlerdeki kazıkların davranışını incelemek amacı ile sarsma tablası deneyini kullanmışlardır. Bu deney için El Centro depremine ait üç farklı kayıt kullanılmıştır. Bu deneyler sonucunda aşırı boşluk suyu basıncı oluşumunun depremin süresi ve zemin derinliğine bağlı olduğu ortaya çıkarılmıştır. Kum tabakasındaki ivmelenmenin sıvılaştırmanın boyutlarına bağlı olarak artabileceği görülmüştür. Sıvılaştırma davranışı göstermeyen zemin birimlerinde deprem ivmesinin zemin üst kotuna çıkıldıkça azaldığı ve bu davranışın sıvılaştırma görülen zemin birimlerinde tam tersi şekilde meydana geldiği gözlemlenmiştir. Sıvılaştırmanın gerçekleşmesinden bağımsız olarak, kazıklarda meydana gelen en büyük momentin kazıkların yüzeye yakın kısmında olduğu ve zemin birimleri arasındaki ara yüz olarak tanımlanan bölgelerde moment değerlerinde ciddi değişiklikler olduğu gözlemlenmiştir. Bu sebeple kazık gruplarının tasarımında sıvılaştırma etkisinin dikkate alınması ve kazıkların bu durumdan etkilenen kısımlarının tasarımda özellikle incelenmesi gerektiğinden bahsedilmiştir.

Öztürk Kardoğan ve diğ. (2015) tarafından LPILE ve SAP2000 programları yardımı ile sıvılaşılan zemindeki yanal yüklü kazık davranışı incelenmiştir. Çalışmalarda kazık zemin arasındaki kinematik etkileşim göz önünde bulundurulmamış, sadece eylemsiz etkileşim dikkate alınmıştır. Doğrusal yay yaklaşımının özellikle kazık ucu deformasyonlarında doğrusal olmayan yay yaklaşımına kıyasla oldukça düşük olması sebebi ile doğrusal yay yaklaşımı güvensiz bulunmuştur. Bu durumun temel nedeni sıvılaştırma gerçekleşen zeminlerin davranışlarının doğrusal olmaması şeklinde ifade edilmiştir.

Analizler sonucu, kazıklarda meydana gelen en düşük eğilme momenti ve deplasmanın sıvılaştırmanın gerçekleşmediği zeminde meydana geldiği sonucuna varılmıştır. Sıvılaştırma zemin tabakasının derinliğinin artması durumunda kazıklarda meydana gelen eğilme momenti değerinde azalma ve deplasmanda artış olduğu belirtilmiş ve bunun sebebi ilgili derinliğin artması sonucu soket derinliğinin azalması şeklinde ifade edilmiştir. Sıvılaştırma zemin tabakasının derinliği azaltıldığında ise kazıkların sıvılaştırmayan zemine soketlenmesi sebebi ile deplasman değeri azalmış, kazıkların kuvvetlere karşı gösterdiği direnç sebebi ile meydana gelen moment artış göstermiştir. LPILE ve SAP2000 programlarında yapılan analizler kıyaslandığında, SAP2000'den elde edilen kazık moment ve yer değiştirmelerin LPILE'a göre daha düşük olduğu görülmüştür. LPILE bu durumda daha güvenli bulunmuştur. Bununla birlikte, plastisite özelliklerinin göz önünde bulundurulduğu p-y yöntemi önerilmiştir.

3. MATERYAL VE METOT

Zeminlerin davranışı çoğunlukla doğrusal olmamaktadır. Bu nedenle saha koşullarının modellemeye yansıtılması için doğrusal olmayan yöntemler kullanılmaktadır. Bu çalışma kapsamında kullanılmış olan program ve malzeme modelleri sahadaki zeminin dinamik durumdaki davranışını gerçeğe en yakın şekilde simüle edebilmek için seçilmiştir. Çalışmalar için Plaxis 2D, DEEPSOIL ve LPile programlarından faydalanılmış ve elde edilen sonuçların hem birbiri ile hem de sahada görülen davranış ile kıyaslanması amaçlanmıştır. Bu amaçla, inceleme alanının çevresinde yapılan saha deneyleri ve laboratuvar deneyleri göz önünde bulundurularak idealize bir zemin profili elde edilerek parametre seçimi yapılmıştır.

3.1. İdealize Zemin Profilinin Oluşturulması ve Parametre Seçimi

Gölbaşı ilçesinde deprem sonrası araştırmalar için bölgede SPT, CPT deneyleri ve alınan numunelerin laboratuvar deneyleri yapılmıştır. Müftülük Binası'nın bulunduğu bölgenin zemininin saha koşullarına uygun modellenebilmesi için binanın çevresinde yapılan deneyler incelenmiştir.

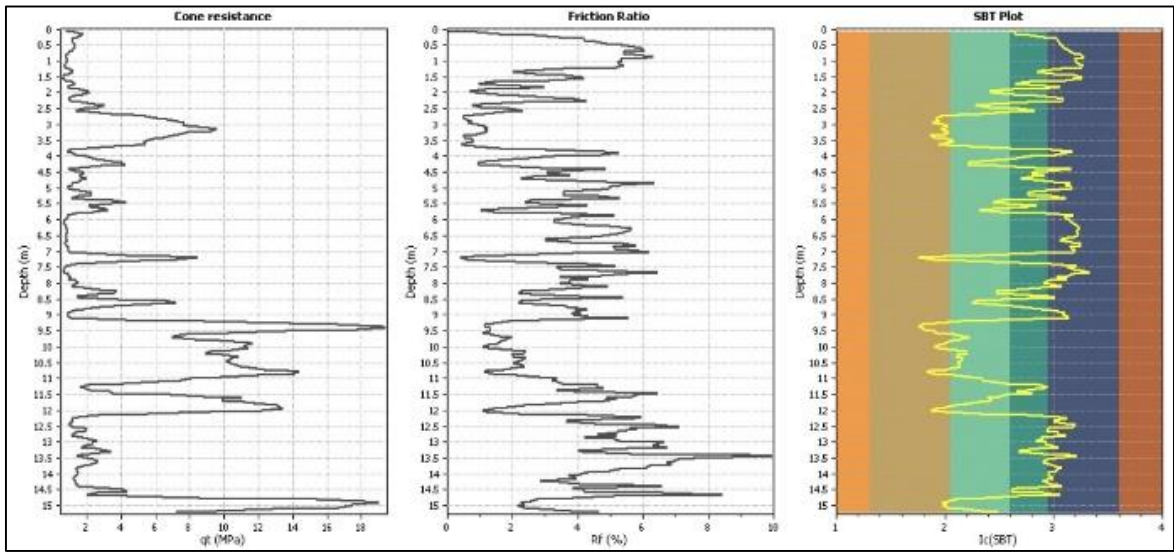
Şekil 3.1'de Müftülük Binası çevresinde yapılan SPT deneylerinin konumları gösterilmektedir.



Şekil 3.1. Müftülük binası vaziyet planı ve sondaj yerleşimi

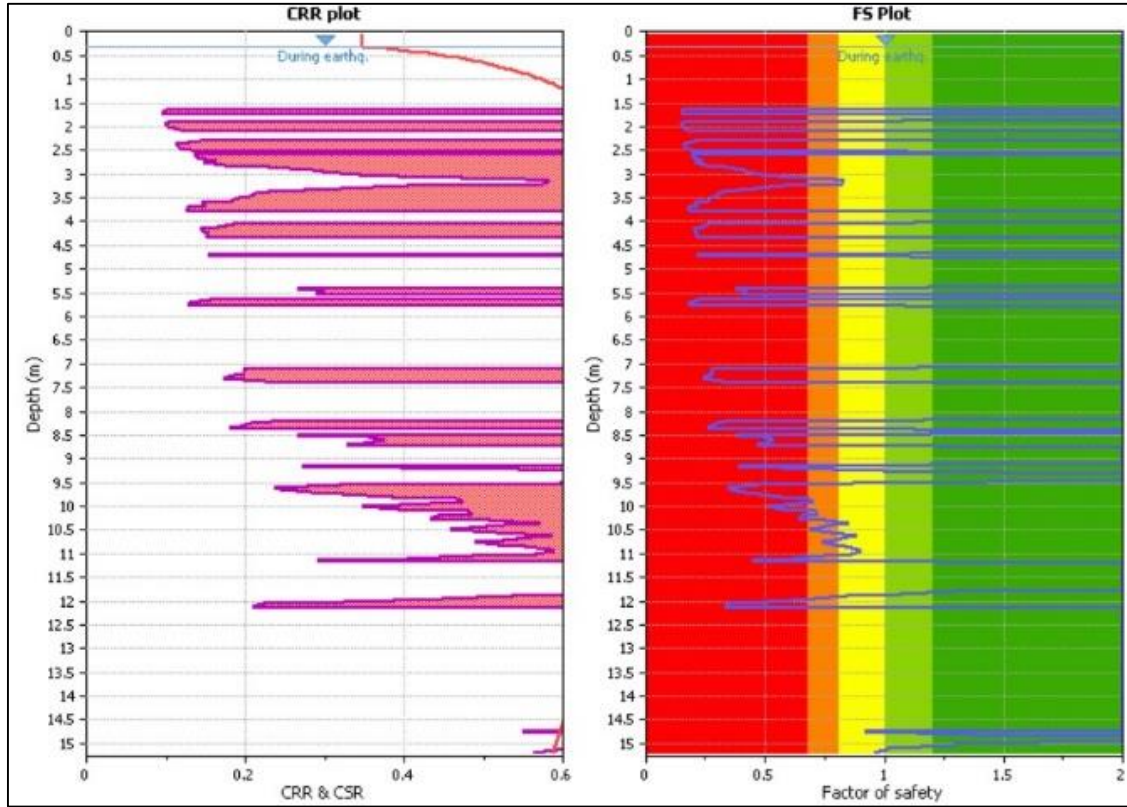
SK-22 sondajı binaya olan yakınlığı ve kritik değerlere sahip olmasından dolayı çalışmada kullanılmak üzere seçilmiştir. SK-22 sondajının derinliği 30,0 m'dir. Sondajda ilk 8 m'de kum birimi, 8 ile 11 metre arasında kil birimi, 11 ile 15 metre arasında killi kum birimi, 15 ile 18 metre arasında kumlu silt birimi, sondaj sonuna kadar siltli kum birimi olduğu tespit edilmiştir.

Şekil 3.2'de, CPT-72 deneyi ile elde edilen uç direnci, sürtünme oranı ve zemin türünün derinlik boyunca nasıl değiştiğini gösteren grafikler yer almaktadır.



Şekil 3.2. CPT-72 uç direnci, sürtünme oranı ve zemin biriminin derinlikle değişimi

Şekil 3.3'de, hesaplanan devirsel gerilme oranının ve sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının derinliğe bağlı değişim grafikleri gösterilmektedir. 0,0-8,0 metre aralığında elde edilen sonuçlar, zeminin bu derinlik aralığında yüksek sıvılaşma potansiyeline sahip olduğunu ortaya koymaktadır.



Şekil 3.3. Sıvılaşma analizi sonucu özet grafiği

CPT ve SPT deney sonuçları incelenerek idealize zemin profili Çizelge 3.1’de gösterildiği şekilde oluşturulmuştur.

Çizelge 3.1. İdealize zemin profili

İdealize Zemin Profili	
Derinlik (m)	Birim
0-8,0	Siltli Kum
8,0-11,5	Yumuşak Kil
11,5-16,5	Kumlu Silt
16,5-30,0	Katı Kil

İdealize zemin profili ve derinlikler göz önünde bulundurulduğunda, CPT ve SPT deneylerinden elde edilen verilerin ilgili derinliklerdeki SPT-N ve $(N_1)_{60}$ değerleri Çizelge 3.2 ve Çizelge 3.3’de gösterilmektedir.

Çizelge 3.2. CPT-72 için CPT-SPT korelasyonundan elde edilen SPT-N ve SPT-(N₁)₆₀ değerleri

CPT no.	Derinlik (m)	Zemin Birimi	SPT N _{ort}	SPT (N ₁) _{60ort}
CPT-72	0-8,0	Siltli Kum	14	11
	8,0-11,5	Yumuşak Kil	35	26
	11,5-16,5	Kumlu Silt	40	30

Çizelge 3.3. SK-22 için SPT-N ve SPT-(N₁)₆₀ değerleri

SPT no.	Derinlik (m)	Zemin Birimi	SPT N _{ort}	SPT (N ₁) _{60ort}
SPT-22	0-8,0	Siltli Kum	10	7
	8,0-11,5	Yumuşak Kil	14	11
	11,5-16,5	Kumlu Silt	34	25
	16,5-30,0	Katı Kil	31	23

Parametre seçiminde hem CPT hem de SPT'den elde edilen değerler kullanılacağı için bu değerlerin ortalamaları alınarak Çizelge 3.4'de özetlenmiştir.

Çizelge 3.4. CPT ve SPT için elde edilen SPT-N ve SPT-(N₁)₆₀ değerlerinin ortalaması

Derinlik (m)	Zemin Birimi	SPT N _{ort}	SPT (N ₁) _{60ort}
0-8,0	Siltli Kum	9	7
8,0-11,5	Yumuşak Kil	19	14
11,5-16,5	Kumlu Silt	26	19
16,5-30,0	Katı Kil	27	20

Geoteknik parametre seçimi yapılırken kullanılacak olan korelasyon ve literatür önerileri aşağıda özetlenmektedir.

İçsel sürtünme açısı, Φ'

Kohezyonsuz birimler için efektif içsel sürtünme hesaplanırken literatürde önerilen Eş. 3.1 ve Eş. 3.2 kullanılmıştır:

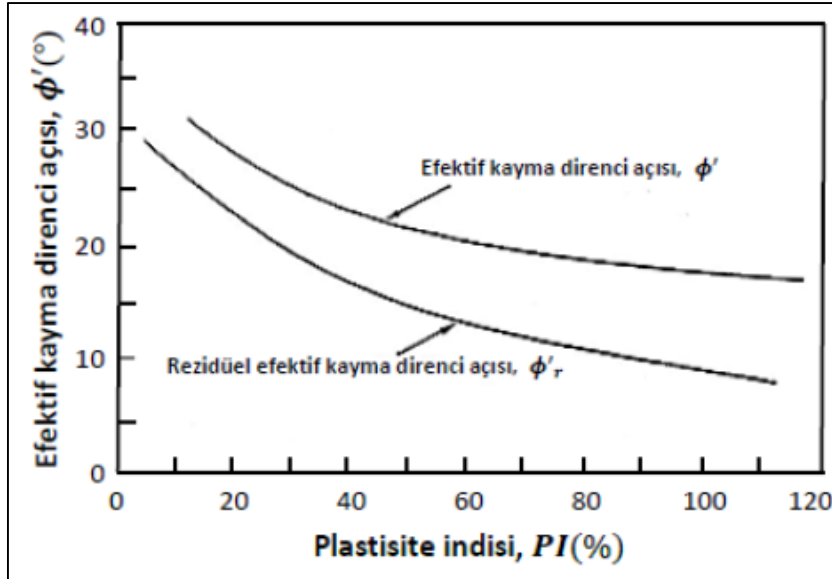
$$\Phi' = (12 \cdot (N_1)_{60})^{0.5} + 15 \quad (\text{Dunham, 1954}) \quad (3.1)$$

$$\Phi' = (15 \cdot (N_1)_{60})^{0.5} + 15 \quad (\text{Japan Road Association, 1990}) \quad (3.2)$$

Kohezyonlu birimler için efektif içsel sürtünme açısı hesaplanırken Sorensen ve Okkels (2013) tarafından önerilmiş olan aşağıdaki Eş. 3.3'de gösterilen korelasyon kullanılmıştır

$$4 < I_p < 50 \text{ için } \Phi' = 45 - 14 \cdot \log(PI) \quad (3.3)$$

Şekil 3.4'de Gibson (1953) tarafından içsel sürtünme açısı ile plastisite indisi arasındaki ilişkiyi gösteren eğriler bulunmaktadır.

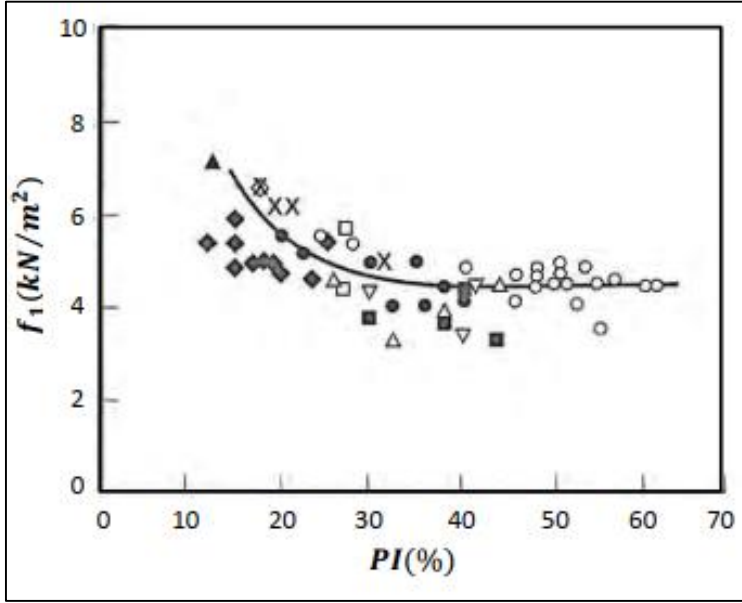


Şekil 3.4. İçsel sürtünme açısı ile plastisite indisi arasındaki ilişki (Gibson, 1953)

Şekil 3.4'de incelenerek içsel sürtünme açısı değeri hesaplanmıştır.

Drenajsız kohezyon, c_u

Drenajsız kohezyon değeri hesaplanırken laboratuvar deneyleri göz önünde bulundurulmuştur. Şekil 3.5’de gösterilen, Stroud (1974)’un önerdiği eğri kullanılarak kohezyon katsayısı (f_1) belirlenmiştir.



Şekil 3.5. Plastisite indisi ve kohezyon katsayısı (f_1) arasındaki ilişki (Stroud, 1974)

$$c_u = f_1 \cdot N \quad (3.4)$$

Çizelge 3.5’de Look (2007) tarafından farklı SPT-N değerleri için önerilen c_u değerleri gösterilmektedir.

Çizelge 3.5. Killer için SPT verisine göre drenajsız kohezyon aralığı (Look, 2007)

Zemin Birimi	Kıvam	SPT- N_{30}	Drenajsız Kohezyon, c_u
Kil	Çok yumuşak	≤ 2	0-12
	Yumuşak	2-5	12-25
	Katı	5-10	25-50
	Orta katı	10-20	50-100
	Çok katı	20-40	100-200
	Sert	>40	>200

Çizelge 3.5’de Look (2007) tarafından farklı SPT-N değerleri için önerilen c_u değerleri gösterilmektedir.

Çizelge 3.5 ve yapılan hesap birlikte değerlendirilerek drenajsız kohezyon değeri hesaplanmıştır.

Efektif kohezyon, c'

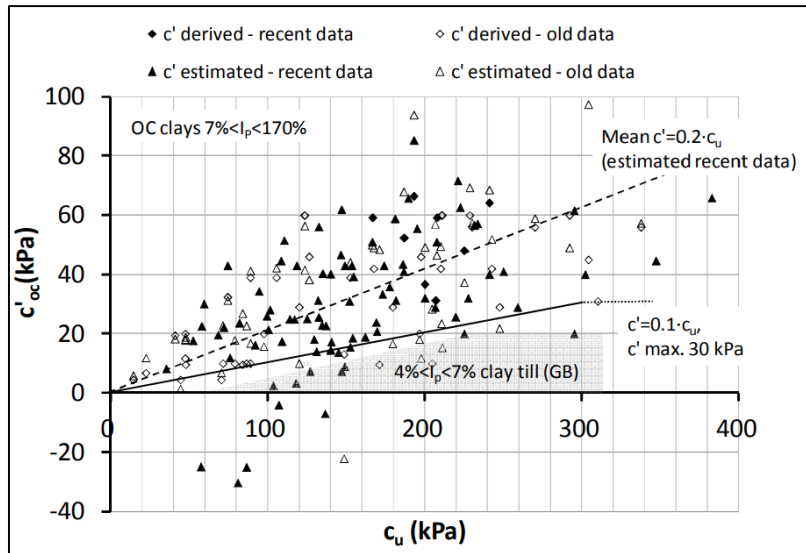
Efektif kohezyon değeri, Lunne vd. (1997) tarafından önerilen Eş. 3.7'deki korelasyon kullanılarak hesaplanmıştır.

$$c' = \alpha \cdot \tan \Phi' \quad (3.5)$$

Çizelge 3.6. Farklı zemin birimleri için α faktörü Lunne vd. (1997)

Zemin Birimi	α	$\tan \Phi'$
Yumuşak Kil	5-10	0.35-0.45
Orta Katı Kil	10-20	0.40-0.55
Katı Kil	20-50	0.50-0.60

Şekil 3.6'da N. Okkels ve K.K. Sorensen (2013) tarafından önerilen drenajlı ve drenajsız kohezyon arasındaki ilişki, eğriler ile gösterilmiştir.



Şekil 3.6. Drenajlı ve drenajsız kohezyon ilişkisi (N. Okkels ve K.K. Sorensen (2013))

Lunne vd. (1997) ve N. Okkels ve K.K. Sorensen (2013) tarafından önerilen korelasyonlar birlikte değerlendirilerek efektif kohezyon (c') değeri hesaplanmıştır.

Drenajsız elastisite modülü

Kohezyonlu zeminlerde drenajsız elastisite modülü hesabı Bowles (1996)'un önerdiği Eş. 3.6 ile hesaplanmıştır.

$$E_u = (300-500) \cdot c_u \quad (3.6)$$

Çizelge 3.7. Zemin tipleri için elastisite modülü değerleri, (Bowles, 1996)

Zemin Birimi	Es, MPa
Kil	
Çok yumuşak	2-15
Yumuşak	5-25
Orta katı	15-50
Katı	50-100
Kumlu	25-250
Buzul tili	
Gevşek	10-150
Sıkı	150-720
Çok sıkı	500-1440
Lös	15-60
Kum	
Siltli	5-20
Gevşek	10-25
Sıkı	50-81
Kum ve çakıl	
Gevşek	50-150
Sıkı	100-200
Şeyl	150-5000
Silt	2-20

Çizelge 3.7'de incelenerek drenajsız elastisite modülü değeri hesaplanmıştır.

Kohezyonsuz zeminlerde elastisite modülü hesabı literatürde önerilen Eş. 3.7 ve Eş. 3.8 ve Çizelge 3.7 kullanılarak hesaplanmıştır:

$$E_u = 600 \cdot (N+6) + 2000 \quad (\text{Bowles, 1998}) \quad (3.7)$$

$$E_u = 1000 \cdot 9 \quad (\text{AASHTO, 2002}) \quad (3.8)$$

Drenajlı elastisite modülü, E'

Drenajlı ve drenajsız elastisite modülleri arasında Poulos ve Small (2000) tarafından Eş. 3.9 önerilmiştir:

$$E' = \beta' * E_u \quad (3.9)$$

Çizelge 3.8. β' Faktörleri (Poulos ve Small, 2000)

Zemin Birimi	β'
Çakıl	0.9
Kum	0.8
Silt, siltli kil	0.7
Sert kil	0.6
Yumuşak kil	0.4

Çizelge 3.9'da idealize zemin profili için hesaplanan zemin parametreleri gösterilmektedir.

Çizelge 3.9. İdealize zemin profili ve parametreler

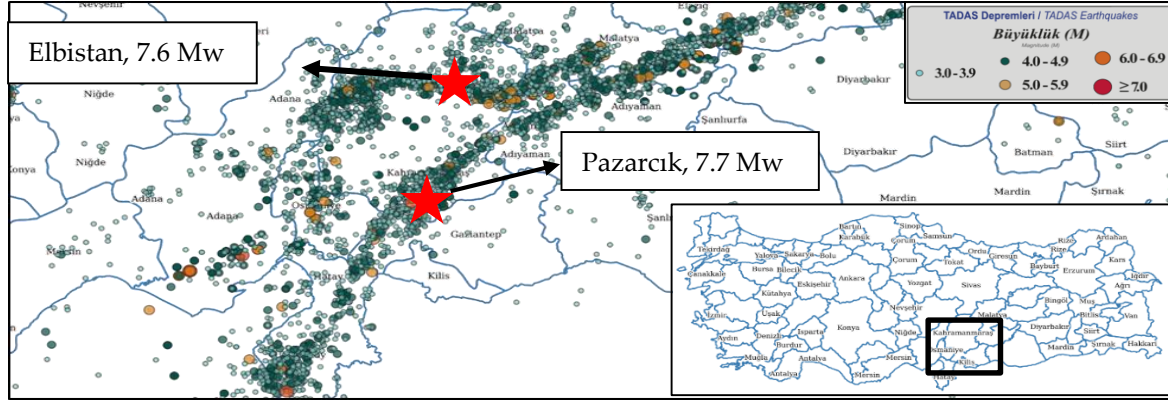
Derinlik (m)	Zemin Birimi	Φ	c_u (kPa)	c' (kPa)	E' (Mpa)
0,0-0,8	Siltli kum	25	-	1	10
8,0-11,5	Yumuşak kil	25	40	10	15
11,5-16,5	Kumlu silt	29	-	1	25
16,5-30,0	Katı kil	27	150	18	45

3.2. Depremın Özellikleri

7,7 Mw büyüklüğündeki deprem, Narlı fayı üzerinde başlamış ve Doğu Anadolu Fayı'nın Pazarcık ve Erkenek segmentlerinin kuzeydoğuya, Amanos segmentinin güneybatıya doğru kırılmasıyla devam etmiştir. Toplam kırılmanın uzunluğunun 300 km'nin üzerinde olduğu ve kırılma sonucu yüzeyde meydana gelen maksimum yer değiştirmenin 4 m'yi aştığı tespit edilmiştir (Çetin ve İlgaç, 2023). 7,6 Mw büyüklüğündeki ikinci deprem başlangıçta doğu-batı doğrultulu Çardak Fayı'nın kırılmasına ve Doğanşehir fayı üzerinden Malatya'ya doğru devam etmesine yol açmıştır. Toplam kırılmanın uzunluğunun 160 km'nin üzerinde olduğu ve kırılma sonucu yüzeyde meydana gelen maksimum yer değiştirmenin 6 m'yi aştığı tespit edilmiştir. Fay mekanizması, iki deprem için de Doğu Anadolu Fayı'nın da özelliği olan yanal doğrultu atımlıdır. 6 Şubat 2023 tarihinde Pazarcık ve Elbistan'da yaşanan depremler, çevredeki farklı fay segmentlerinin birbirleriyle etkileşimde olabileceğine işaret etmiştir.

İlk depremde, en büyük yer ivmesi (PGA) en fazla yıkımın yaşandığı Hatay ilindeki 3126 numaralı istasyonda 1,23 g olarak kaydedilmiştir. İkinci depremde ise en büyük yer ivmesi Kahramanmaraş ilinin Göksun ilçesindeki 4612 numaralı istasyonda 0,65 g olarak ölçülmüştür.

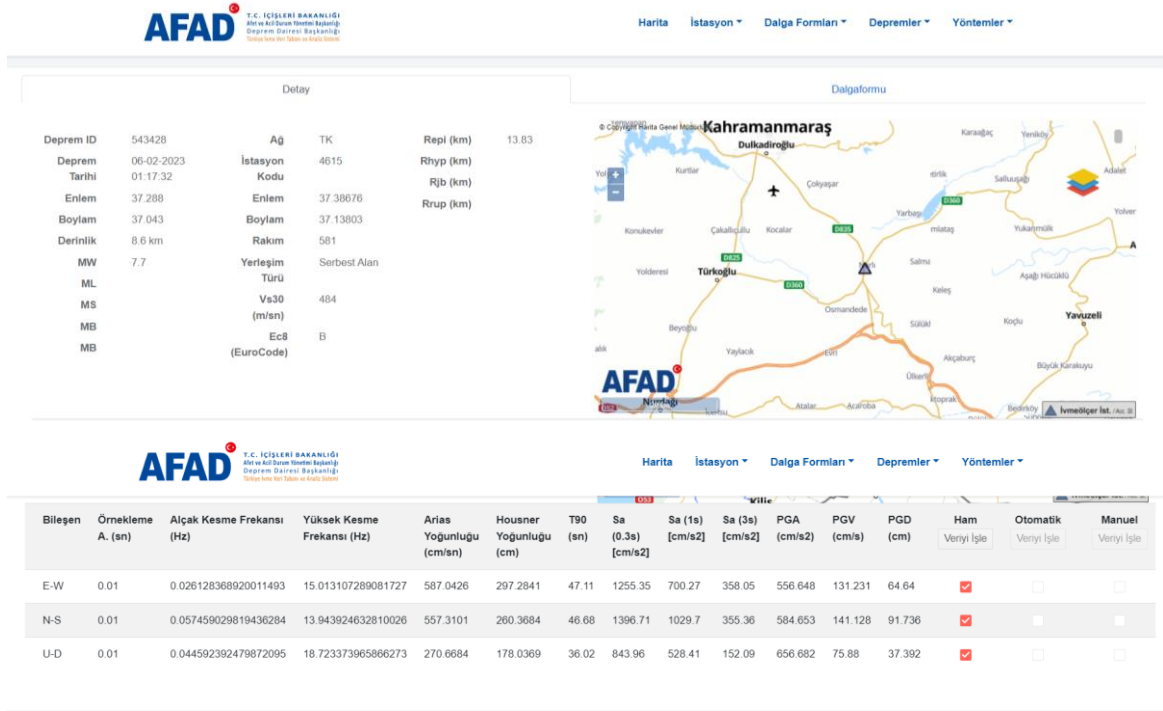
Şekil 3.7’de ana deprem ve artçı sarsıntılarının bölgesel dağılımı gösterilmektedir.



Şekil 3.7. Ana deprem ve artçı sarsıntılarının bölgesel dağılımı (tadas.afad.gov.tr)

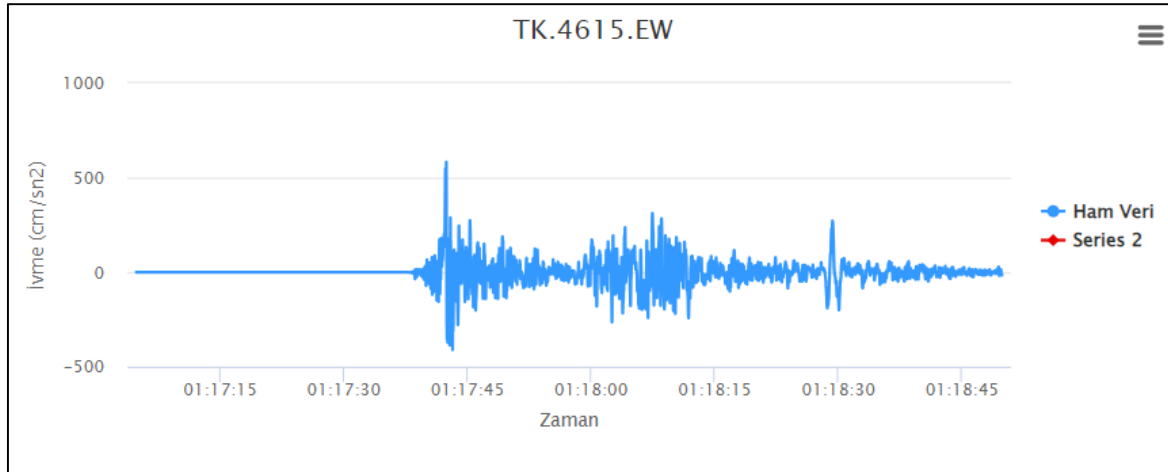
Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde kaydedilen veri olmadığından, bölgenin zemini göz önünde bulundurularak, Gölbaşı ilçesindeki en büyük yer ivmesi gözetilerek en yakın istasyon incelenmiştir. Yapılan araştırmalar sonucu, Kahramanmaraş ilindeki 4615 numaralı istasyonun 7,7 moment büyüklüğündeki (Mw) deprem kaydı kullanılmıştır.

En büyük yer ivmesinin (PGA) kuzey-güney ve doğu-batı doğrultularında yaklaşık 0,5 g olarak ölçüldüğü tespit edilmiştir. AFAD’dan elde edilen veriler Şekil 3.8’de gösterilmektedir.

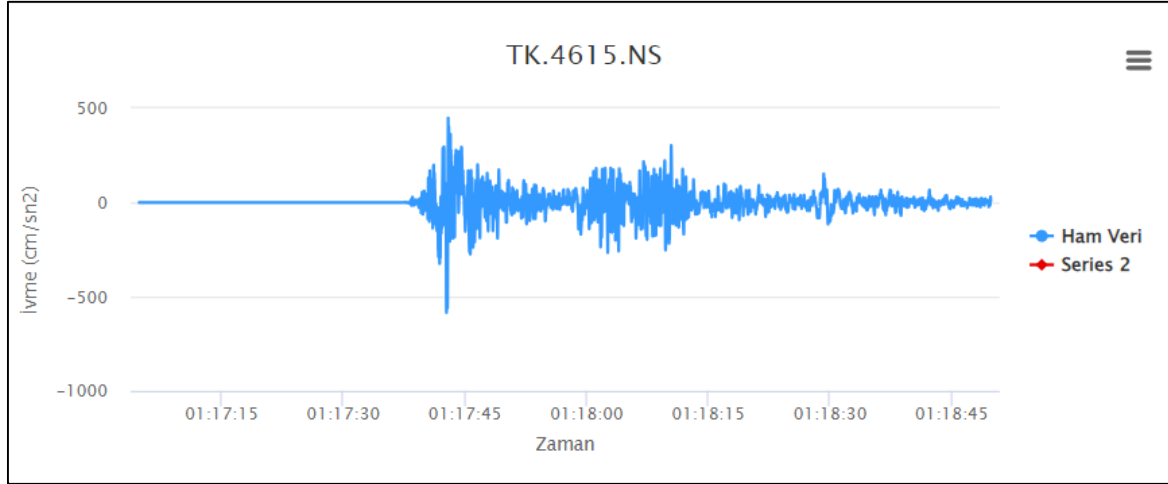


Şekil 3.8. 4615 numaralı kayıt istasyonuna ait deprem verileri (tadas.afad.gov.tr)

Doğu-batı ve kuzey-güney doğrultularındaki ivme-zaman grafikleri Şekil 3.9 ve Şekil 3.10'da gösterilmektedir.



Şekil 3.9. 4615 numaralı istasyonda ölçülen doğu-batı doğrultusundaki ivme kaydı (tadas.afad.gov.tr)

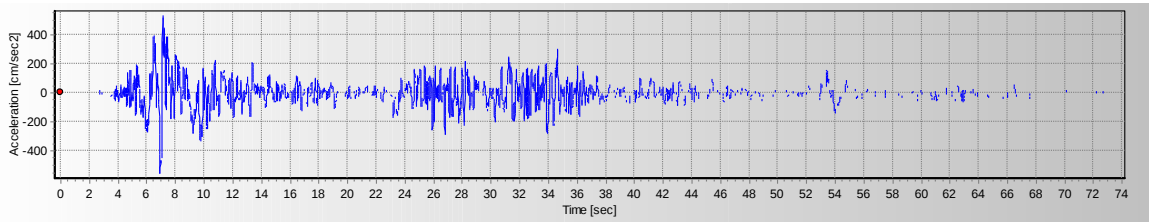


Şekil 3.10. 4615 numaralı istasyonda ölçülen kuzey-güney doğrultusundaki ivme kaydı (tadas.afad.gov.tr)

Kuzey-güney doğrultusunda meydana gelen maksimum ivmenin diğer doğrultulardan daha büyük olması sebebi ile 1 boyutta yapılacak olan analizlerde sadece kuzey-güney doğrultusundaki ivme kaydı kullanılacaktır ancak 2 boyutlu analizde hem kuzey-güney hem de doğu-batı doğrultularındaki ivme kayıtları analiz edilecektir.

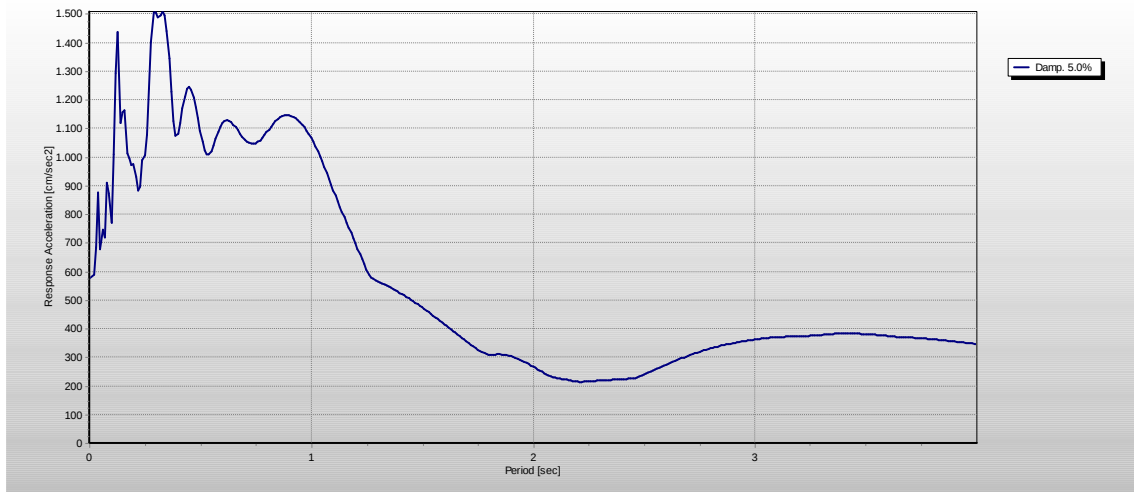
AFAD'ın sisteminde bulunan deprem kayıtları ham verilerdir. Kayıtlar analizlerde kullanılmadan önce taban düzeltmesi (baseline correction) ve filtreleme işlemleri yapılarak ivme, hız ve yer değiştirme verileri Seismosignal programı yardımı ile düzeltilmiştir.

4615 numaralı istasyondaki kaydın süresi 105,0 saniyedir. Bu kaydın ilk 30 saniyesi çok düşük ivme değerlerinden oluştuğu için göz önünde bulundurulmamıştır. Aşağıda Şekil 3.11'de düzeltilmiş ivme kaydı grafiği gösterilmektedir.



Şekil 3.11. Seismosignal ile düzeltilmiş kuzey-güney doğrultusundaki ivme-zaman grafiği

Şekil 3.12'de kuzey-güney doğrultusundaki deprem kaydından elde edilen %5 sönüm oranına göre tepki spektrum grafiği gösterilmektedir.



Şekil 3.12. %5 sönüm oranına göre kuzey-güney doğrultusundaki tepki spektrumu

Aşağıda Şekil 3.13’de Seismosignal’da düzeltilen ivme kaydı sonucu elde edilen değerler yer almaktadır. AFAD’dan elde edilen ham veriler ile kıyaslandığında bu değerlerin aynı mertebede olduğu görülmektedir.

Maximum Acceleration: 558.866cm/sec²
at time t=6.900sec

Maximum Velocity: 106.839cm/sec
at time t=8.840sec

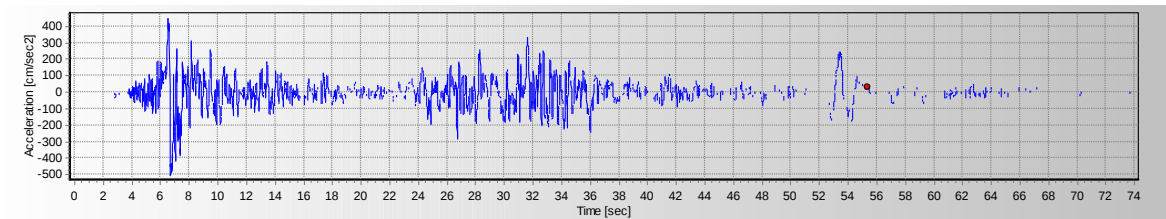
Maximum Displacement: 82.652cm
at time t=9.750sec

Arias Intensity: 6.347m/sec

Housner Intensity: 255.595cm

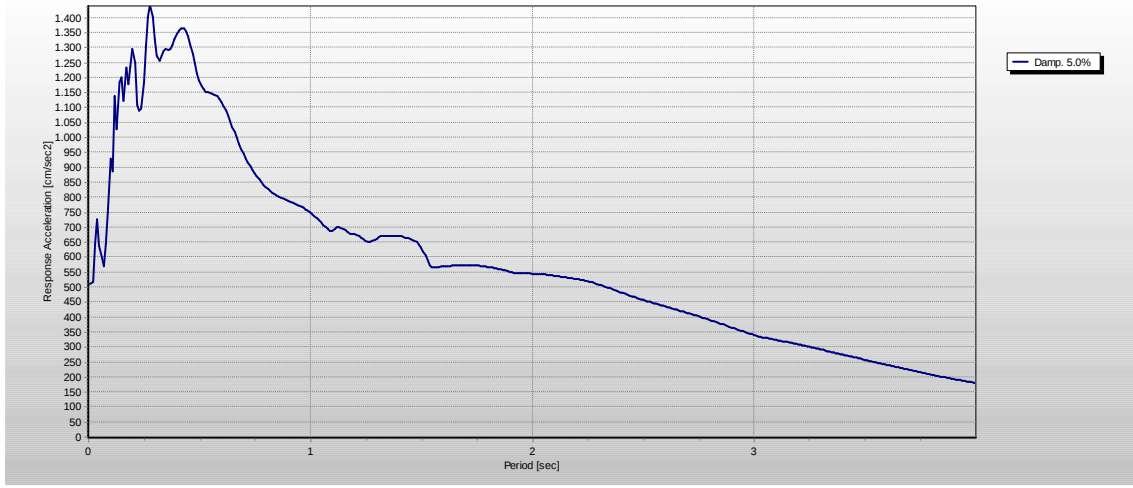
Şekil 3.13. Seismosignal düzeltilmiş deprem parametreleri (kuzey-güney doğrultusu)

Şekil 3.14’de düzeltilmiş ivme kaydı grafiği gösterilmektedir.



Şekil 3.14. Seismosignal ile düzeltilmiş doğu-batı doğrultusundaki ivme-zaman grafiği

Şekil 3.15’de doğu-batı doğrultusundaki deprem kaydından elde edilen %5 sönüm oranına göre tepki spektrum grafiği gösterilmektedir.



Şekil 3.15. %5 sönüm oranına göre doğu-batı doğrultusundaki tepki spektrumu

Aşağıda Şekil 3.16’da Seismosignal’da düzeltilen ivme kaydı sonucu elde edilen değerler yer almaktadır. AFAD’dan elde edilen ham veriler ile kıyaslandığında bu değerlerin aynı mertebede olduğu görülmektedir.

Maximum Acceleration: 505.008cm/sec²
at time t=6.700sec

Maximum Velocity: 121.313cm/sec
at time t=6.630sec

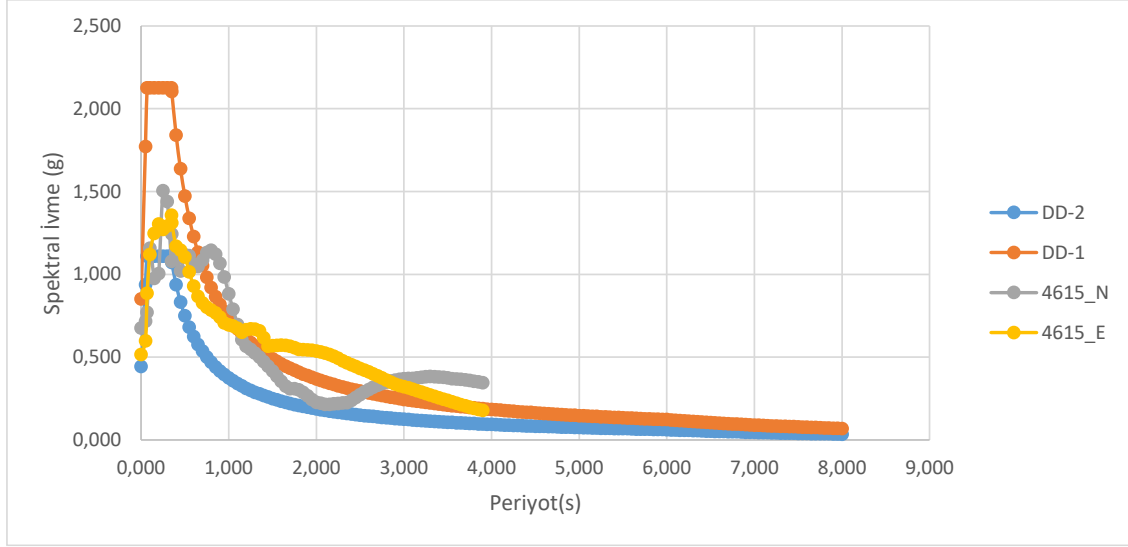
Maximum Displacement: 41.895cm
at time t=31.610sec

Arias Intensity: 5.988m/sec

Housner Intensity: 313.692cm

Şekil 3.16. Seismosignal düzeltilmiş deprem parametreleri (doğu-batı doğrultusu)

4615 numaralı istasyonda kuzey-güney ve doğu-batı doğrultularındaki ivme kayıtlarından elde edilen tasarım spektrumları DD-1 (2475 yıllık tasarım spektrumu) ve DD-2 (475 yıllık tasarım spektrumu) ile kıyaslanmıştır. Elde edilen spektrum Şekil 3.17’de gösterilmektedir. 0,5 saniyeden sonra DD-2 (475 yıllık tasarım spektrumu) aşılmakta olup, DD-1 (2475 yıllık tasarım spektrumu) 1 saniyeden sonra benzer olduğu görülmektedir.



Şekil 3.17. Kuzey-güney ve doğu-batı doğrultularındaki deprem tepki spektrumlarının DD-1 ve DD-2 tepki spektrumları ile ilişkisi

3.3. DEEPSOIL Programı

DEEPSOIL, sahaya özel zemin davranış analizi çözümünü frekans tanım alanında doğrusal ve eşdeğer doğrusal, zaman tanım alanında ise doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle gerçekleştirebilen 1 boyutlu bir programdır (HasHash vd. 2017).

DEEPSOIL ile gerçekleştirilecek olan analizlerde ilk olarak uygun yöntemin belirlenmesi gerekmektedir. Hareketler sekmesinde sahaya uygun deprem kaydı seçiminin yapılması sonrasında analiz gerçekleştirilebilmektedir. Program bünyesinde bulunan zemin modelleri kullanılarak dinamik yükler altında zeminde gerçekleşen boşluk suyu basıncı artışı durumu modele yansıtılabilmekte ve bu sayede zeminde meydana gelen sıvılaşma davranışı tespit edilebilmektedir.

Dinamik tekrarlı yükler altında zemin doğrusal olmayan bir davranış göstermektedir. Zeminin davranışını etkileyen faktörler başlıca dinamik yükün büyüklüğü, zemin cinsi ve tekrarlı yükleme sayısı olarak özetlenebilmektedir.

Müftülük Binası'nın bulunduğu bölgedeki zeminin dinamik kuvvetler etkisindeki davranışı, DEEPSOIL programı yardımı ile modellenerek incelenmiştir. Frekans alanında eşdeğer lineer ve doğrusal olmayan zaman tanım alanında olmak üzere iki farklı analiz yöntemi kullanılarak, deprem sırasındaki maksimum yatay yer değiştirme profilleri hesaplanmış ve

yapılan modellemelerin sonuçları karşılaştırılmıştır. Aynı zamanda, elde edilen sonuçların sahada gerçek deprem durumunda zeminde meydana gelen davranışı yansıtması beklenmektedir.

3.4. LPILE Programı

LPILE, yanal yüklere maruz kalan kazıkların analizini yapmak için rasyonel yöntemlere dayanan özel amaçlı bir bilgisayar programıdır. Program, kazık boyunca sapma, eğilme momenti, kesme kuvveti ve zemin tepkisini hesaplamaktadır.

Temelden zemine doğrusal olmayan yanal yük transferi, çeşitli zeminler için literatür önerilerine dayalı oluşturulan p-y eğrileri veya kullanıcı tarafından sağlanan p-y eğrileri kullanılarak modellenir. Bu yöntem, farklı zeminler için spesifik yük transfer analizleri yapılmasına olanak tanımaktadır (LPILE User Manual, 2016).

3.5. Plaxis Programı

PLAXIS programı, kazıkların zeminle etkileşimini ve performansını modellemek ve analiz etmek için kullanılmaktadır. Bu süreç, çeşitli zemin ve yükleme koşulları altında kazıkların davranışını değerlendirmek için sonlu elemanlar yöntemini kullanmaktadır.

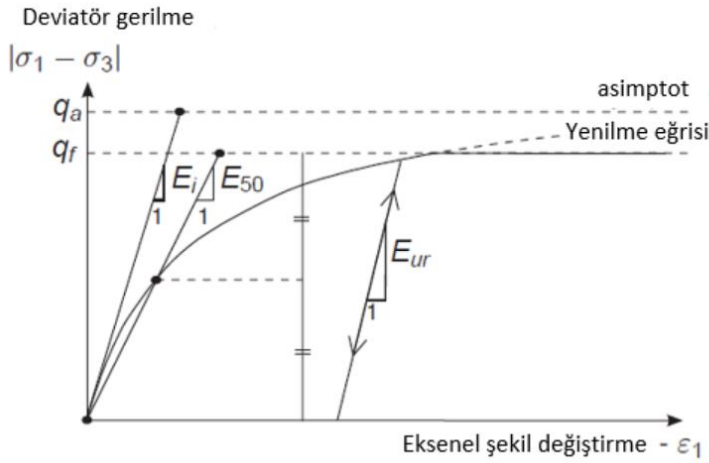
3.5.1. Zemin modelleri

Plaxis programında kullanılacak olan zemin bünye modelleri, oluşturulacak modelin gerçeği yansıtabilmesi ve doğru sonuçlar elde edilebilmesi açısından büyük önem taşımaktadır. Dinamik ve statik durumları simüle edebilmek için zemin cinsine, dinamik duruma ve zeminin sıvılaşma potansiyeline göre farklı çözüm yöntemleri ve buna bağlı olarak parametreler sunan modeller mevcuttur.

Bu çalışma kapsamındaki analizler hem statik hem dinamik durum için modellenecektir. Statik durumdaki analizler için Hardening Soil modeli kullanılacaktır. Bölgedeki sıvılaşma potansiyeli olan kum ve siltli kum birimlerin dinamik analizleri için UBC3D-PLM modeli, sıvılaşma potansiyeli görülmeyen killi birimlerin dinamik analizi için ise Hardening Soil Small bünye modeli kullanılması amaçlanmaktadır.

Hardening Soil malzeme modeli

Hardening Soil model, zeminde meydana gelen deformasyon sonucu değişen rijitliğin göz önüne alındığı bir zemin modelidir. Modelin temeli plastisite teorisine dayanmaktadır. Yükleme sonucu akma yüzeyleri, meydana gelen plastik deformasyonlar sonucunda değişebilmektedir yani akma yüzeyi sabit değildir. Yumuşak ve katı zeminlerin modellenmesi için uygun olan Hardening Soil, kayma ve sıkışma pekleşmesinden kaynaklı plastik deformasyonların modellenmesini sağlamaktadır. Aşağıda, Şekil 3.18’de modelin tabanındaki gerilme-şekil değiştirme arasındaki ilişki gösterilmektedir.



Şekil 3.18. Hardening Soil modelinde gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis Materials Manual, 2022)

Eğride işaretlenen elastisite modülleri aşağıda açıklanmaktadır:

E_{50} : Deviatorik gerilme durumunda plastik şekil değiştirmeye göre zemin rijitliği

E_{oed} : Basınç altında plastik şekil değiştirmeye göre zemin rijitliği

E_{ur} : Yükleme-boşaltma etkisi altındaki zemin rijitliğidir.

Çizelge 3.10’da Hardening Soil model parametreleri açıklanmaktadır.

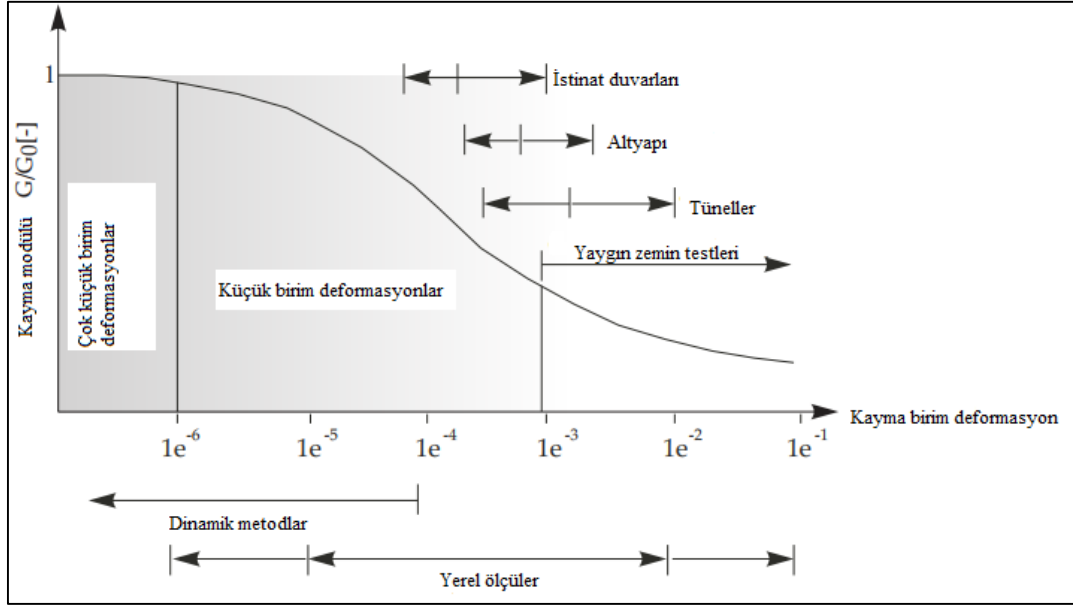
Çizelge 3.10. Hardening Soil modelinde kullanılan parametreler

Sembol	Tanım	Birim
c	Efektif kohezyon	kPa
Φ	Efektif içsel sürtünme açısı	(°)
ψ	Dilatasyon açısı	(°)
E_{50}^{ref}	Standart drenajlı üç eksenli deneyde referans deformasyon modülü	kPa
E_{oed}^{ref}	Referans ödometrik modül	kPa
E_{ur}^{ref}	Referans boşaltma/tekrar yükleme modülü	kPa
m	Gerilmeye bağlı rijitlik	-
ν_{ur}	Boşaltma-tekrar yükleme durumunda Poisson oranı	-
p_{ref}	Referans gerilme	kPa
K_0^{nc}	Normal konsolide durum için K_0 (1-sin Φ) değeri	-
R_f	Göçme oranı	-

Hardening Soil Small malzeme modeli

Pekleşen zemin modeli, malzemenin elastik davrandığını varsaymaktadır ancak bu modelde malzemelerde meydana gelen birim şekil değiştirmelerin sönmülenebildiği aralık çok küçüktür. Hardening Soil Small modeli ise çok küçük birim deformasyonları ve bu durumda gelişen lineer olmayan davranışı da hesaba katmaktadır.

Şekil 3.19’da HS Small malzeme modelindeki şekil değiştirme-rijitlik ilişkisi grafiksel olarak gösterilmektedir. Birim şekil değiştirme arttıkça zeminin lineer olmayan davranış gösterme eğiliminde artış görülmektedir.



Şekil 3.19. Kayma modül & kayma birim deformasyon ilişkisi (Atkinson & Sallfors, 1991)

HSsmall modelin, dinamik analizlerde sıvılaşma davranışı göstermeyecek olan kil gibi zeminlerde kullanılması uygun görülmektedir.

HSsmall model girdilerinde üç farklı elastisite modülü bulunmaktadır. Bu elastisite modülleri arasında ilişki:

$$3E_{50}^{\text{ref}} = 3E_{\text{oed}}^{\text{ref}} = E_{\text{ur}}^{\text{ref}} \quad (3.10)$$

Şeklinde tanımlanmıştır.

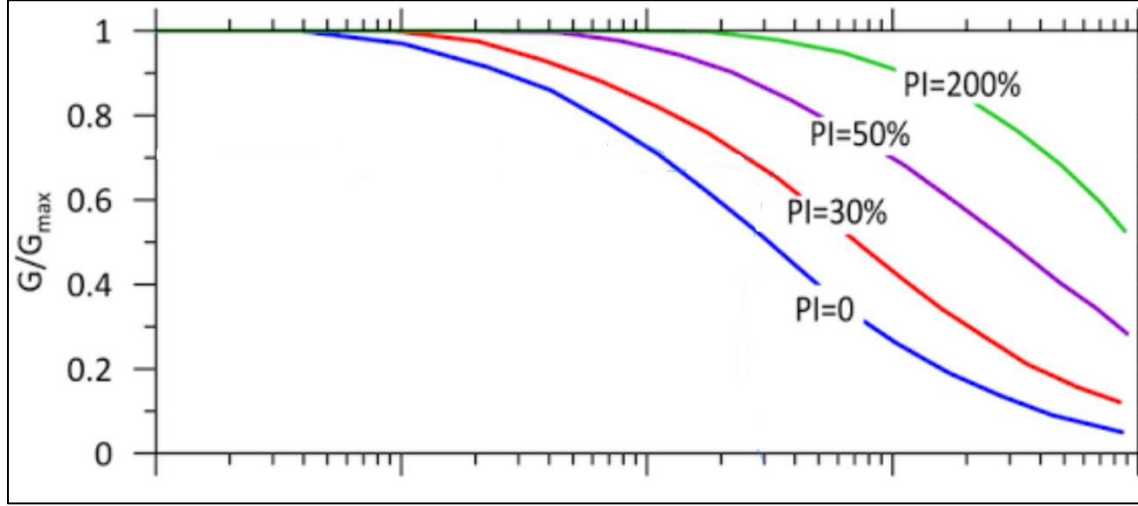
Rijitliğin gerinim ile ilişkisini yansıtan G_0 (çok küçük deformasyonlarda kayma modülü) ve $\gamma_{0.7}$ (G_0 'ın %70 azaltılması ile elde edilen kayma birim deformasyon) parametreleri, Hardening soil model parametrelerine ek olarak geliştirilmiştir.

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (3.11)$$

$$G_{\text{ur}} = \frac{E_{\text{ur}}}{2(1+\nu_{\text{ur}})} \quad (3.12)$$

$$\gamma_{0.7} \approx \frac{1}{9G_0} [2c'(1 + \cos(2\varphi')) - (\sigma'_1(1 + K_0) \sin(2\varphi'))] \quad (3.13)$$

Şekil 3.20’de Hardening soil small modeldeki kayma modülü ile kayma birim deformasyon ilişkisi gösterilmektedir.



Şekil 3.20. HS small model için kayma modülü eğrileri (PLAXIS2D Material Models Manual, 2023)

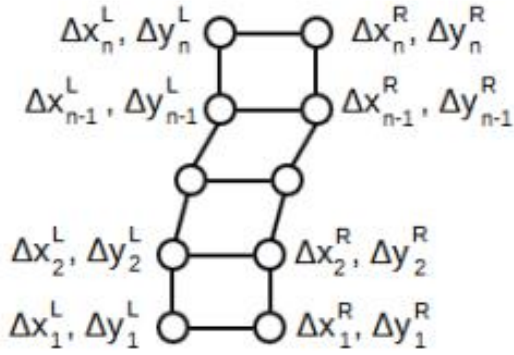
Model parametreleri Eş. 3.11-3.13 ile hesaplanmaktadır (PLAXIS2D Material Models Manual, 2023).

Dinamik sınır koşullarının belirlenmesi

Plaxis analizinde sahadaki koşulların modele yansıtılması amacı ile dinamik sınırlar tanımlanmaktadır. Deprem dalgası genellikle zemin tabakalarının tabanına tanımlanan ana kayaya uygulanmakta ve deprem dalgaları model sınırlarında yansıyarak yüzeye ulaşmaktadır. Yerel zemin stratigrafisi, zemin özellikleri, topografya, yer altı suyu durumu ve depremin özellikleri modelin davranışını etkileyen parametrelerdir. Zemin içinde ilerleyen deprem dalgası sinyalleri zemin tabakasındaki filtre etkisinden dolayı bazı frekanslarda yükseltici ve bazılarında sönmüleyici etki göstererek değişmektedir. Zemin yüzeyine yakın tabakada meydana gelen yüksek frekansın bölgedeki yapının doğal frekansına yakın olması durumunda yapı ve zemin birbiri ile rezonans halinde olmaktadır ve bu durum büyük hasarlara sebep olabilmektedir. Plaxis programında tanımlı sınır koşulları aşağıda detaylandırılmaktadır:

i. *Viscous boundary*; model sınırlarına gelen enerjiyi absorbe eden viskoz sönümleyiciler içermekte olup model geometrisine tanımlanan bir titreşim kaynağı olması durumunda kullanılması uygundur (Plaxis 2D Manual, 2023).

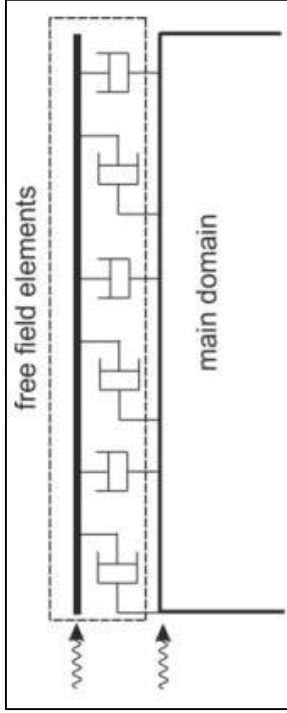
ii. *Tied degree of freedom*; model hacminin sağ ve solunda birbirine karşılık gelen noktaları birbirine bağlamaktadır ve böylece bağlı olan noktalardaki deformasyonlar Şekil 'de gösterildiği şekilde birbirine eşit olmaktadır. Bu sınır koşulu sadece yatay sınır koşulu olarak kullanılmaktadır ve tek boyutta modellenen bir zemin kolonu modellemesi için uygundur (Plaxis 2D Manual, 2023).



$$\Delta x_i^L = \Delta x_i^R \quad \Delta y_i^L = \Delta y_i^R \quad i = 1, 2, \dots, N$$

Şekil 3.21. Tied degree of freedom sınır koşulu şematik gösterimi (Plaxis 2D Manual, 2023)

iii. *Free-field boundary*; Modelin tabanı hariç yanıl sınırları için kullanılması önerilen bu sınır koşulu, sarsıntıyı eşdeğer kesme ve normal kuvvetler aracılığı ile zemine iletmektedir. Deprem dalgasının modelin tabanına tanımlandığı durumlarda tercih edilmektedir, Şekil 3.22'de sınır koşulu şematik gösterilmektedir (Plaxis 2D Manual, 2023).



Şekil 3.22. Free field sınır koşulu şematik gösterimi (Plaxis 2D Manual, 2023)

iv. *Compliant base boundary*; modelin alt sınırına uygulanan bu sınır koşulu, tabanda dalgaların minimum yansıması ile daha derine yayılmasını gerçekleştirmektedir. Bunun nedeni, model tabanının ötesinde ana kayanın devam ettiği durumu tanımlamaktır (Plaxis 2D Manual, 2023).

Rayleigh sönümleme katsayılarının kalibrasyonu

Dinamik koşullar altında zeminin viskoz özellikleri ve sürtünmeden kaynaklı olarak sönümleme özelliği bulunmaktadır. Zemin modelinin sönümleme özelliği, yine malzemeye bağlı olarak 10^{-4} - 10^{-2} 'den büyük sönüm şekil değiştirmeler gösterebilir.

Plaxis programındaki malzeme modelleri plastik gerilmeler oluşturarak sönümlenme davranışı gerçekleştirmektedir ancak bu gerçeğe yakınlık açısından yetersiz kalmaktadır. Bu nedenle, Rayleigh sönümleme katsayılarının kullanılması, dinamik koşullar altındaki zemin davranışını gerçek haline yakınlaştırmaktadır. Rayleigh sönüm formülasyonu aşağıda Eş. 3.14'de gösterilmektedir. Bu korelasyon kütle ve rijitliğe bağlı oluşturulmuştur. Burada C sönüm matrisi, M kütle matrisi, K ise rijitlik matrisidir. α ve β Rayleigh katsayılarıdır. α ve β katsayıları için hedef sönümlenme oranlarının (ξ) ve ilgili frekansların modele tanımlanması gerekmektedir. Birinci frekansın (f_1) tüm zemin tabakalarının temel frekansına

eşit ve ikinci frekansın (f_2) modele tanımlanan depremin temel frekansının ($f_{\text{fundamental}}$) birinci frekansa oranının en yakın tam sayıya yuvarlanması olarak hesaplanabileceğini önerilmektedir (Hudson, Idriss & Beirkae (1994)). Deprem kaydı kullanılarak elde edilen “Fourier Spectra” grafiğinde maksimum genliğe sahip noktanın frekansı depremin frekansını ($f_{\text{fundamental}}$) göstermektedir.

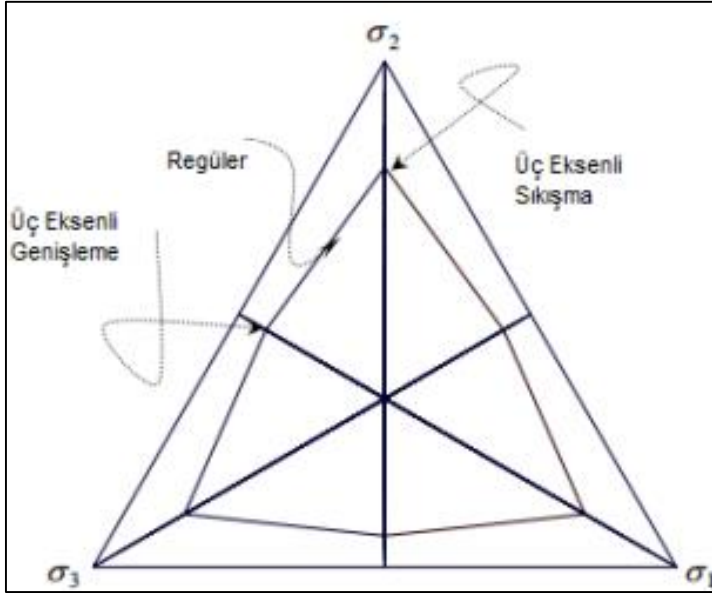
$$[C] = \alpha[M] + \beta[K] \quad (3.14)$$

Hedef 1 frekans ortalama kayma dalgası hızı (V_s) ve modelin derinliğine (H) bağlı olarak hesaplanmaktadır. (Eş.3.15)

$$f = \frac{V_s}{4H} \quad (3.15)$$

UBC3D-PLM sıvılaşma malzeme modeli

Kumlu ve siltli kumlu zeminlerin sıvılaşma durumunu simüle edebilen Tsegaye (2010) tarafından geliştirilen UBC3D-PLM modelinin temelini Plaxis’in bir diğer bünye modeli olan, Puebla vd. (1997) ve Beaty ve Byrne (1998) tarafından geliştirilmiş olan UBCSAND oluşturmaktadır. Kumlu zeminlerin sıvılaşma analizleri için UBCSAND modeli sıklıkla kullanılmakta olup bu modelde laboratuvar ve saha deney sonuçları kullanılarak kolay bir şekilde parametre seçimi yapılabilmektedir. (Makra, A., 2013). UBCSAND ile UBC3D-PLM modellerinin farkı UBS3D-PLM’de Mohr Coulomb kriterinde 3 boyutlu asal gerilme alanında analiz yapılmasıdır Şekil 3.23’de Mohr Coulomb akma yüzeyi gösterilmektedir.



Şekil 3.23. Mohr Coulomb akma yüzeyi izdüşümü (Petalas, A. ve Galavi, V., (2013))

Mohr-Coulomb yenilme fonksiyonuna göre kritik akma yüzeyi aşağıdaki Eş. 3.16 ile ifade edilmektedir:

$$f_M = \frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{2} - \left(\frac{\sigma'_{max} - \sigma'_{min}}{2} + c' \cot \phi'_p \right) * \sin \phi_{mob} \quad (3.16)$$

Bu eşitlikte σ'_{max} ve σ'_{min} maksimum ve minimum asal gerilmeleri, c' kohezyonu, ϕ'_p ve ϕ_{mob} sırasıyla en yüksek ve mobilize sürtünme açılarını temsil etmektedir.

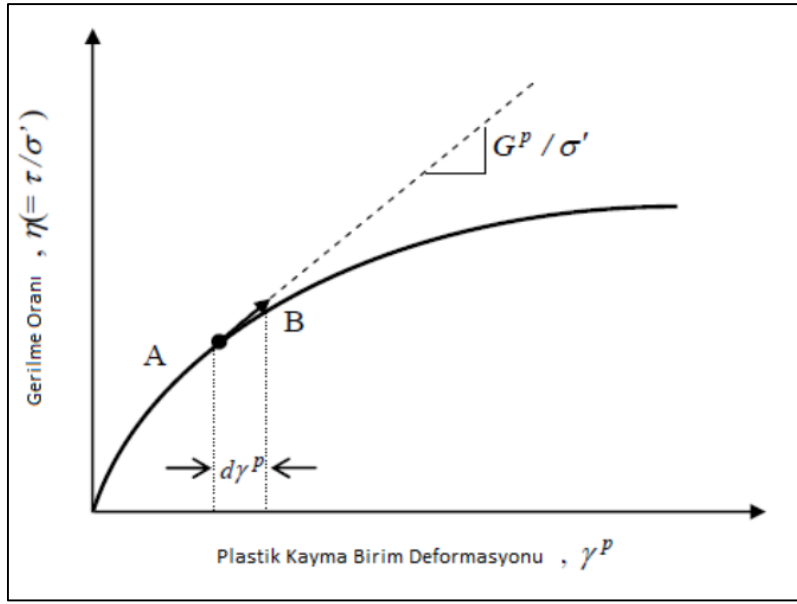
UBC3D-PLM modelde elastik davranışın izotropik olduğu kabul edilir ve elastik hacim ve kayma modülü cinsinden ifade edilir. Bu amaçla geliştirilen bağıntılar Eş. 3.17 ve Eş. 3.18'de tanımlanmaktadır.

$$K_B^e = k_B^e \cdot p_A \cdot \left(\frac{p'}{p_A} \right)^{me} \quad (3.17)$$

$$K_G^e = k_G^e \cdot p_A \cdot \left(\frac{p'}{p_A} \right)^{ne} \quad (3.18)$$

Bu eşitliklerde K_B^e elastik hacim modülü, K_G^e elastik kayma modülü, p' efektif gerilme, p_A genellikle 100 kPa olarak kabul edilen referans gerilme, k_B^e hacim modülü ve k_G^e kayma modülü sayıdır. Eşitliklerdeki me ve ne rijitliğe bağlı oran olarak tanımlanmaktadır.

UBC3D-PLM, çevrimli yükleme sırasında gelişen boşluk suyu basıncı gelişimi tahmini için pekleşme kuralını baz almaktadır. Zeminde yüklemenin devam etmesi ile akma yüzeyine ulaşıldığında zemin plastikleşme meydana gelmektedir. Plastik kayma birim deformasyon, mobilize sürtünme açısına bağlı olarak yükselmekte ve hiperbolik pekleşme kuralı ile plastik pekleşme meydana gelmektedir Şekil 3.24’de pekleşme kuralı eğrisi gösterilmektedir (Beaty ve Byrne, 1998).



Şekil 3.24. UBC3D-PLM hiperbolik pekleşme kuralı (Beaty ve Byrne, 2011)

Plastik kayma birim deformasyon bağıntısı Eş. 3.19’da verilmektedir.

$$\delta\gamma^p = \frac{1}{G^*} \delta\phi_{mob} \quad (3.19)$$

$$G^* = k_G^p \cdot \left(\frac{p'}{p_A}\right)^{np} \left[1 - \frac{\sin\phi_{mob}}{\sin\phi^p}\right] R_f^2 \quad (3.20)$$

Eş. 3.30’deki k_G^p plastik kayma modülü sayısı, np plastik kayma modülü üssü, R_f göçme oranını temsil etmektedir. Göçme oranı (R_f), n_f göçme anındaki gerilme oranı ve n_{ult} asimptot gerilme oranına bağlı olarak n_f/n_{ult} şeklinde hesaplanmaktadır.

SPT-N korelasyonları ile UBC3D-PLM parametrelerinin seçilmesi

Sıvılaşma parametrelerinin belirlenebilmesi için laboratuvar deneylerinin kullanıldığı pek çok araştırma yapılmıştır. Model parametrelerinin bu deneyler ile kalibre edilerek kullanılması için deneylerden elde edilen sonuçlar ile kalibre edilen sonuçların tutarlılığı büyük önem arz etmektedir. UBC3D-PLM bünye modelinin parametreleri drenajsız basit kesme deneyleri yardımı ile belirlenebilmektedir. Bu deneylerin mevcut olmadığı durumlarda SPT ve CPT gibi saha deneylerinden elde edilen veriler için Beaty ve Byrne (2011) tarafından oluşturulan korelasyonlar ile parametre seçimi yapılabilmektedir. Bu korelasyonlarda düzeltilmiş SPT darbe sayısı ($N_{1,60}$) değerleri kullanılmaktadır. UBC3D-PLM modelinde kullanılan parametreler Çizelge 3.11’de gösterilmektedir (Makra A., 2013).

Çizelge 3.11. UBC3D-PLM model parametreleri

Sembol	Tanım	Birim	Kabul edilen değer
Φ_{cv}	Sabit hacim sürtünme açısı	(°)	-
Φ_p	Pik içsel sürtünme açısı	(°)	-
c	Kohezyon	kPa	1,00
K_B^e	Elastik kayma modülü	-	-
K_G^e	Elastik hacim modülü	-	-
K_G^p	Plastik kayma modülü	-	-
k_B^e	Elastik kayma modülü katsayısı	-	-
k_G^e	Elastik hacim modülü katsayısı	-	-
k_G^p	Plastik kayma modülü katsayısı	-	-
me	Elastik hacim modülü indisi	-	0,50
ne	Elastik kayma modülü indisi	-	0,50
n_p	Plastik kayma modülü indisi	-	0,40-0,50
R_f	Göçme oranı	-	-
f_{achard}	Pekleşme faktörü	-	1,00
$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPT darbe sayısı	-	-
f_{acpost}	Sıvılaşma sonrası faktör	-	0,20-1,00
p_A	Atmosferik basınç	kPa	100

Parametreler, düzeltilmiş SPT değerine göre Eş. 3.21–25 yardımı ile hesaplanabilmektedir.

$$\Phi_p = \Phi_{cv} + \frac{N_{1,60}}{10} + \max(0, \frac{N_{1,60} - 15}{5}) \quad (3.21)$$

$$k_G^e = 21,7 * 20 * (N_{1,60})^{0,333} \quad (3.22)$$

$$k_B^e = 0,7 * k_G^e \quad (3.23)$$

$$k_G^p = k_G^e * ((N_1)_{,60})^2 * 0,003 + 100 \quad (3.24)$$

$$R_f = 1,1 * ((N_1)_{,60})^{-0,15} \quad (3.25)$$

UBC3D-PLM malzeme modeli kullanılarak oluşturulan modelden sıvılaşma tahkiki yapılırken boşluk suyu basıncı oranı incelenmektedir. UBC3D-PLM’de bu oran aşağıdaki formül ile hesaplanmaktadır:

$$r_u = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \quad (3.26)$$

Eş. 3.26’da σ'_v efektif düşey gerilmeyi, σ'_{v0} ise dinamik analiz öncesindeki efektif düşey gerilmeyi temsil etmektedir. r_u değerinin 1’e eşit olması durumunda zeminin tamamen sıvılaştığı kabul edilmektedir (Laera ve Brinkgreve, 2015). Bununla birlikte, r_u değerinin 0,7’den büyük olması zeminin sıvılaştığını göstermektedir (Beaty ve Perlea, 2011).

4. VAKA ANALİZİ

6 Şubat 2023 tarihinde gerçekleşen merkez üssü Kahramanmaraş'ın Pazarcık ilçesi olan 7,7 Mw ve merkez üssü Kahramanmaraş'ın Elbistan ilçesi olan 7,6 Mw büyüklüğündeki depremler Kahramanmaraş, Hatay, Adıyaman, Gaziantep, Malatya, Kilis, Diyarbakır, Adana, Osmaniye, Şanlıurfa ve Elazığ'da büyük hasarlara yol açmıştır. Meydana gelen hasarın temel sebebi depremin büyüklüğü olarak görülse de bahsi geçen 11 ildeki yerel zemin koşullarına bağlı olarak zeminin dinamik durumdaki davranışı değişkenlik göstermiş ve deprem büyüklüğünün yanı sıra zemin büyütmesi sebebi ile en büyük hasar Hatay'da görülmüştür. Bahsi geçen illerde hasar gören yapıların büyük kısmının yönetmeliklere uygun projelendirilmemesi ve uygulama hataları sonucu depremin ilk saniyelerinde yıkılmış olduğu tespit edilmiştir. Bunun yanında, herhangi bir yapısal hasar oluşmamasına rağmen zemin koşulları sebebi ile devrilen ve oturan yapılara da rastlanmıştır.

Adıyaman ilinin Gölbaşı ilçesinde bahsedilen şekilde hasar almadan devrilen ve oturan, diferansiyel oturma sebebi ile hasar gören yapıların olduğu görülmüştür.

Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde depremlerden kaynaklı hasarın belirli bir kısmının sıvılaşma, yanal yayılma gibi sebeplerden olduğu deprem sonrası bölgede yapılan saha çalışmaları ve gözlemler sonucu ortaya çıkarılmıştır.

Bu çalışma kapsamında, Gölbaşı ilçesinde bulunan Müftülük binası incelenecektir.

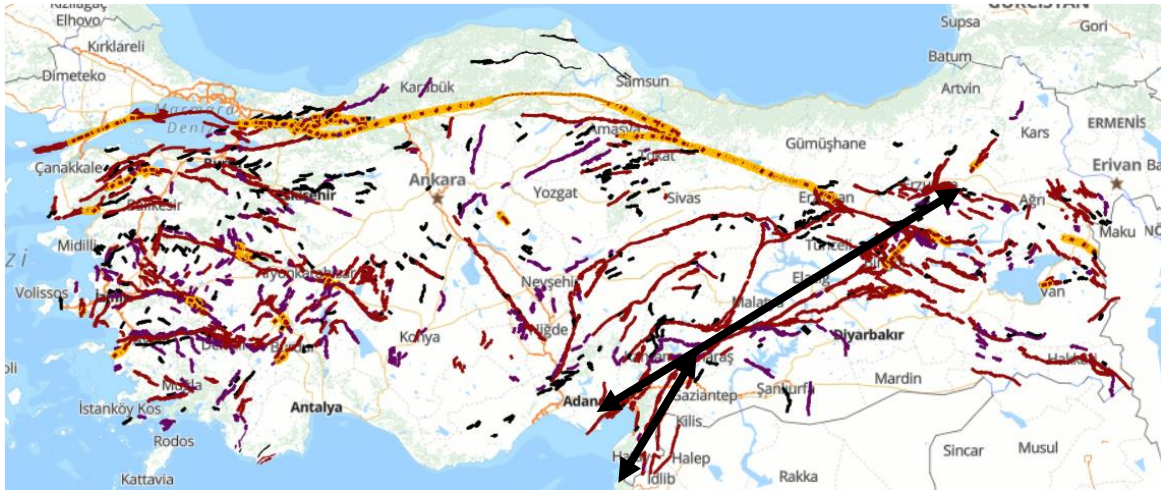
4.1. Bölgenin Jeolojik Yapısı

Gölbaşı ilçesi, Adıyaman ilinin batısında yer almaktadır. Deniz seviyesinden yüksekliği yaklaşık 860 m olan ilçe Şekil 4.1'de görüldüğü üzere, Adıyaman ile Kahramanmaraş ve Malatya illerini birbirine bağlayan bir konumda bulunmaktadır. İlçenin kuzeyinde Güneydoğu Torosların bir kısmı olan sıra dağlar bulunmaktadır, ilçede isimleri Azaplı, İnekli ve Gölbaşı olmak üzere üç adet göl bulunmaktadır. Gölbaşı gölü bu üç göl arasında yüzölçümü açısından en büyük göldür ve çevresindeki küçük akarsular ile beslenmektedir. Gölbaşı gölü, oluşum bakımından karstik tektonik göller grubuna girmektedir.



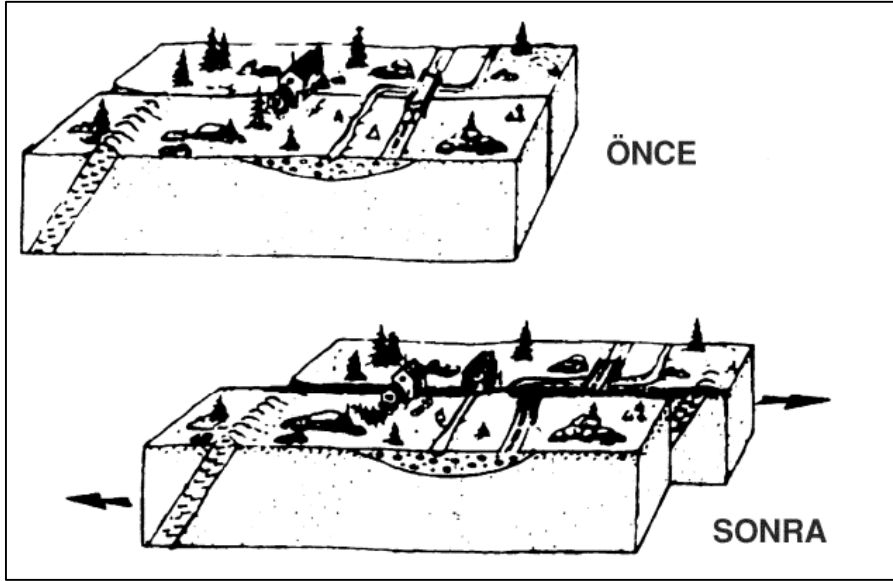
Şekil 4.1. Adıyaman Gölbaşı ilçesi ve çevre illeri (Google Maps, 19.05.2024)

Arap ve Afrika levhalarının kuzey yönde ilerleyen hareketi sonucu Anadolu levhasında güney batı doğrultusunda bir kayma gerçekleşmektedir. Levhalar arasındaki bu etkileşim, dönüşüm tipi tektonik bir sınır oluşturmaktadır. Şekil 4.2’de Türkiye’de bulunan aktif fayların bir haritası gösterilmektedir. Doğu Anadolu fay hattı ise harita üzerinde siyah ok işaretleri ile işaretlenmiştir.



Şekil 4.2. Türkiye’deki aktif fayların haritası (tadas.afad.gov.tr)

Çalışma alanı sınırlarından geçtiği belirtilen Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ), sol yönlü ve hareket doğrultusu fay ile paralel olan doğrultu atımlı bir fay özelliği taşımaktadır (Arpat ve Şaroğlu 1972, 1975). Şekil 4.3’de doğrultu atımlı fay hareketi şematik olarak gösterilmektedir.



Şekil 4.3. Doğrultu atımlı fay hareketi (Day, 2012)

Doğu Anadolu fay hattının Gölbaşı ilçesini kesen bölümü Gölbaşı-Türkoğlu segmentidir ve DAFZ'nun bu bölümünün uzunluğu yaklaşık 90 km'dir. Bu segment Gölbaşı ilçesinin doğusundan başlayarak güneydoğu yönünde Kahramanmaraş'ın Türkoğlu ilçesine kadar devam etmektedir.

Çalışma kapsamında incelenen bölgenin zemini kuvaterner, yaşlı alüvyonal çökellerden, yamaç molozları ve bataklık çökellerinden oluşmaktadır. Kum ve kil birimlerin yoğunlukta olduğu Gölbaşı ilçesinde yer yer silt birimler de bulunmakta ve bölgedeki alüvyonu oluşturmaktadır. Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu Gölbaşı gölü çevresinde bataklık çökellere rastlanmaktadır. Gölbaşı ilçesinin alüvyonal zemini deprem dalgalarının büyümesine sebep olmuştur. Deprem dalgaları, zemindeki hareket boyunca geçtikleri tabakaları farklı şekilde etkileyebilmektedir. Ana kayada oluşan deprem dalgalarının ivme genliklerinde meydana gelen artış zemin büyütmesi olarak adlandırılmaktadır. Zemin büyütmesi, zemin tabakasının dinamik özellikleri başta olmak üzere pek çok faktöre bağlıdır. İlçede radye temelli yapılarda yapısal hasar olmaksızın zeminin taşıma gücü kaybı sebebi ile kullanılmaz duruma gelen binalar gözlemlenmiştir bu durumda zemin büyütmesi, bölgede meydana gelen hasarın temel sebebi olarak görülmektedir.

4.2. Müftülük Binasının Yapısal Özellikleri

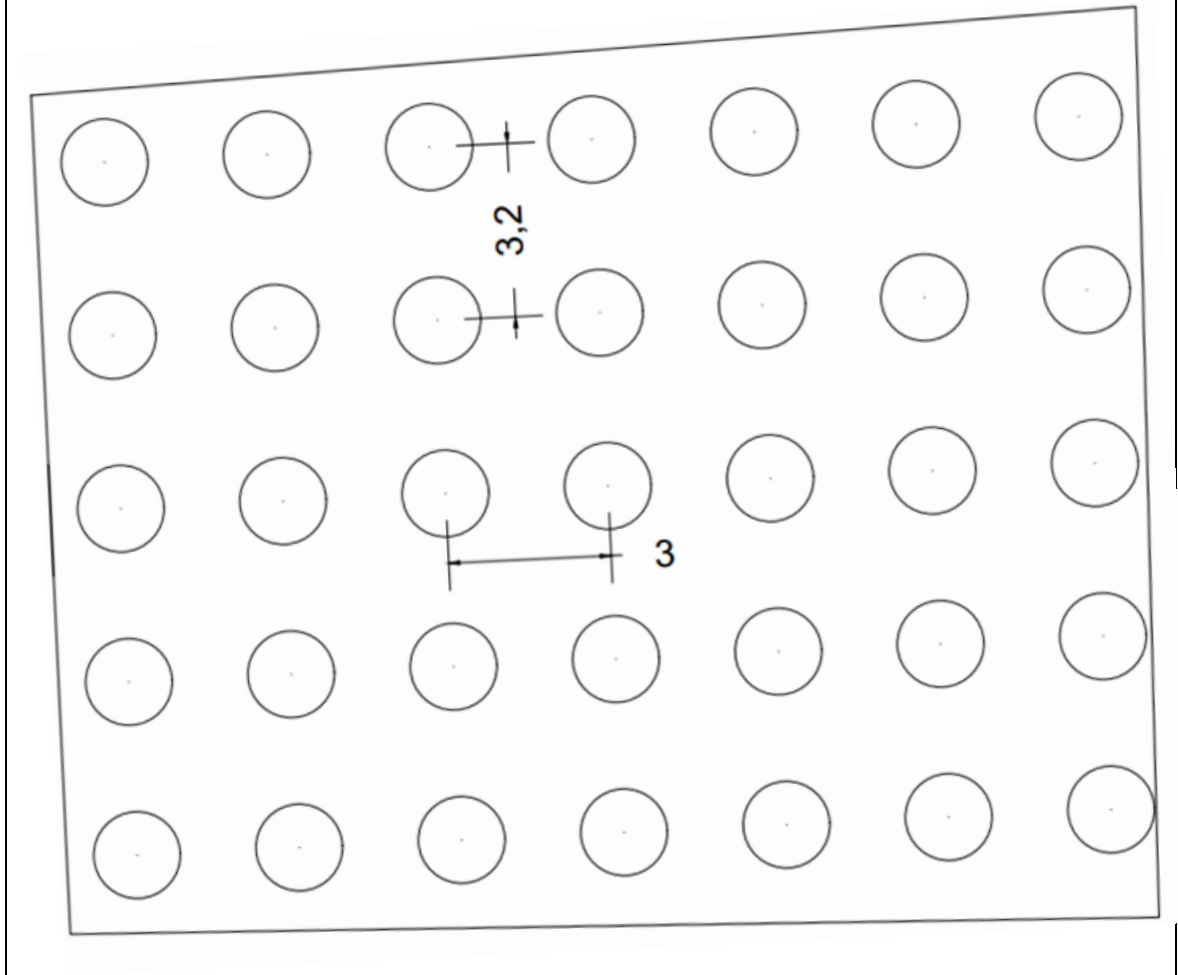
Adıyaman ili Gölbaşı ilçesi Yeni Mahalle Gazi Caddesi üzerinde konumlanan Gölbaşı ilçe Müftülüğü'ne ait binanın temelinde meydana gelen geniş çaplı oturmanın bu bilgiler ışığında aydınlatılması amaçlanmaktadır. Binanın koordinatları $37^{\circ}47'15.19''K$, $37^{\circ}38'32.12''D$ olarak belirlenmiştir. Bina, zemin kat ve 6 normal kattan oluşmaktadır. Bina temelini tipi, üzerindeki yükün zemine düzgün bir şekilde yayılmasını sağlayan betonarme radye temeldir ve boyutları yaklaşık 17,0 m x 20,0 m, derinliği 1,30 m ve temel kalınlığı 0,60 m'dir. Temel altında yaklaşık 3,0 m aralıklar ile yerleştirilmiş olan 0,80 m çapında ve 10,0 m boyunda 35 adet donatılı fore kazık bulunmaktadır. Fore kazıklardaki donatı adeti 5 olarak tespit edilmiş ve bir kısmında imalat aşamasında donatı filizi bırakılmadığı tespit edilmiştir. Bu nedenle kazıkların bina temeli ile herhangi bir bağlantısı olmadığı gözlemlenmiştir. Binanın statik projesi incelendiğinde yapısal elemanlarda herhangi bir süreksizliğe rastlanmamıştır. Kazıklar arasındaki mesafenin 3,0 kazık çapından fazla olması, kazıkların grup etkisinde olmadığını göstermektedir (BS-8004). Grup etkisinde olan kazıklarda grubun çevresinde bir kayma düzlemi oluşmakta ve bu durumda blok göçme meydana gelebilmektedir. Binanın yer bulduru haritası aşağıda Şekil 4.4'de gösterilmektedir.



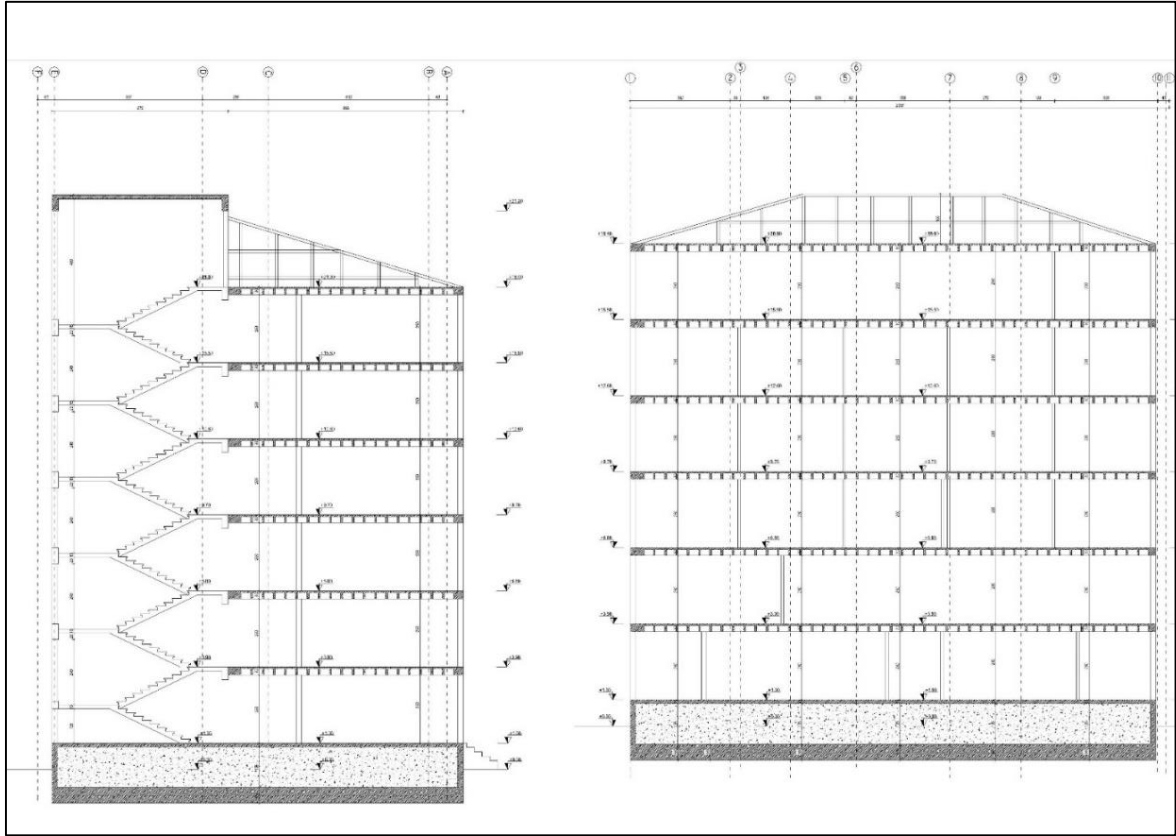
Şekil 4.5. Müftülük binasının deprem sonrası aldığı hasarı gösteren fotoğraflar

Müftülük binasında deprem sonrası meydana gelen oturmalar Şekil 4.5’de gösterilmektedir. Binanın hasar durumu incelendiğinde zeminin taşıma gücünü kaybettiği ve bunun

sonucunda binanın zemine gömüldüğü görülmektedir. Şekil 4.6'da temel altı kazıkları için oluşturulan dizilim gösterilmektedir.



Şekil 4.6. Temel altı kazıklarının dizilimi



Şekil 4.7. Müftülük binası kesitleri

4.3. Sayısal Analizler

Müftülük binasının bulunduğu bölgenin parametreleri oluşturulduktan sonra, zeminin deprem durumundaki davranışının saptanması ve deprem anında oluşan maksimum yatay deformasyon profillerinin belirlenmesi amacı ile DEEPSOIL programı kullanılmıştır. Bu analizlerde yapı modellenmediği için hesaplanan değerler serbest zemin koşullarını yansıtmaktadır. Kazık-zemin etkileşiminin irdelenmesi için LPILE programında bir adet kazık modellenerek sonuçlar incelenmiştir. Plaxis 2D programında ise iki boyutlu zemin, kazıklar ve bina temeli modellenerek zaman tanım alanında bölgede meydana gelen sıvılaşma davranışının zemin, kazık ve binadaki etkileri incelenmiştir.

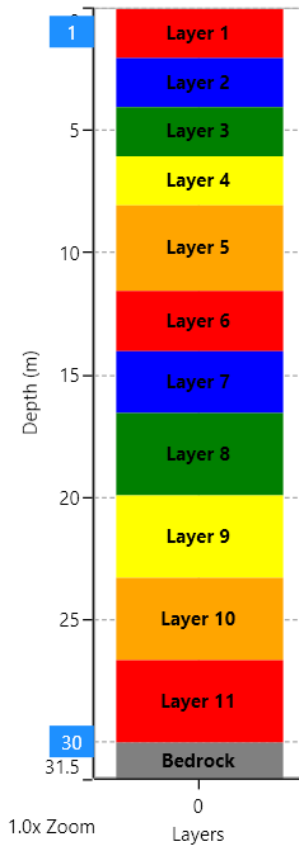
4.3.1. DEEPSOIL programı ile yapılan analiz

DEEPSOIL’de kullanılan zemin parametreleri Çizelge 4.1.’de özetlenmektedir. Bu parametreler ve zemin profili SK 22, CPT 72 ve laboratuvar deney sonuçları dikkate alınarak oluşturulmuştur.

Çizelge 4.1. DEEPSOIL’de kullanılan parametreler

Derinlik (m)	Zemin Birimi	V_s (m/s)	C_u (kPa)	PI (%)	γ_n (kN/m ³)
0-8,00	Siltli Kum	160,0	-	16,0	17,0
8,00-11,50	Yumuşak Kil	150,0	40,0	20,0	17,0
11,50-16,50	Kumlu Silt	170,0	-	16,0	17,0
16,50-30,00	Katı Kil	260,0	150,0		18,0

Şekil 4.8’de DEEPSOIL programında tanımlanan zemin tabakaları ve analizin hassasiyetinin artırılmasını amaçlayarak DEEPSOIL’in oluşturduğu daha küçük katmanlar derinliğe bağlı gösterilmektedir.



Şekil 4.8. DEEPSOIL’de tanımlanan zemin tabakaları

Analizler gerçekleştirilirken siltli kum ve kumlu silt tabakalarının sıvılaşma potansiyeli olan birimler olduğu ve yer altı su seviyesinin zemin yüzeyinde olduğu kabul edilmiştir. Zemin birimlerinde yapılan deneyler sonucu elde edilen kayma dalgası hızları (V_s) TBDY 2018’de önerilen yerel zemin sınıfı değerlendirilmesi kapsamında incelendiğinde yerel zemin sınıfı ZD olarak belirlenmiştir.

DEEPSOIL analizlerinde iki farklı durum değerlendirilmiştir. Bu durumlardan ilki, sıvılaşmanın, boşluk suyu basıncındaki artışının dikkate alınmadığı durumdur ve modelleme için deneysel verilerden oluşan kayma mukavemeti- kayma gerinim eğrilerini kullanan Darendeli (2001) zemin modeli kullanılarak tabakaların plastisite indisi ve kayma dayanımları dikkate alınmıştır.

İkinci durumda ise sıvılaşmanın, boşluk suyu basıncı artışının dikkate alındığı durumdur ve modelleme için DEEPSOIL bünyesinde bulunan Dobry/Matasovic malzeme modelinin kullanılmıştır. Dobry/Matasovic malzeme modelinin parametreleri Çizelge 4.2’de gösterilmektedir.

Çizelge 4.2. Dobry/Matasovic model parametreleri

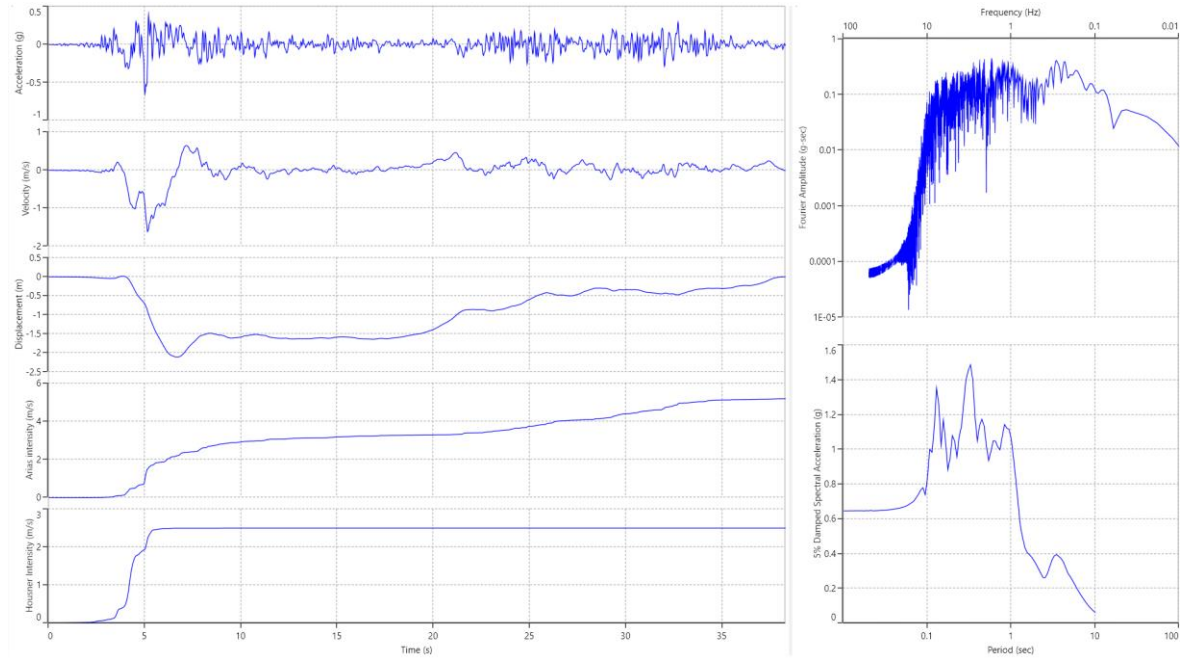
VARIABLE	DESCRIPTION
u_N	Normalized excess pore pressure (r_u).
N_{eq}	Equivalent number of cycles.
γ_c	The current reversal shear strain.
γ_{tvp}	Threshold shear strain value.
P	Curve fitting parameter.
s	Curve fitting parameter.
F	Curve fitting parameter.
f	Dimensionality factor.
v	Degradation parameter.

İncelenen bölgede bulunan kum birimlerin özellikleri Heber Road Site kum parametrelerine olan benzerliğinden dolayı, kohezyonsuz zemin birimleri için Dobry/Matasovic model parametreleri Heber Road Site kum parametreleri olarak seçilmiştir. Heber Road Site Kum boşluk suyu basıncı malzeme modeline ait parametreler Çizelge 4.3’de gösterilmektedir.

Çizelge 4.3. Heber Road Site kum boşluk suyu basıncı için kabul edilen parametreler

Material	Reference	k (ft/sec)	Pore Water Pressure Model Parameters					
			v	f	p	F	s	γ (%)
Warrenton, Oregon Silt recovered from 130 to 248 ft b.g.s; 73%<fines<99%; 32.9%<water content<37.3%; 86.3< γ_{dry} < 88.9 pcf; 882< Vs<1086 fps; OCR = 1.0; PI = 10, LL = 37	Dickenson (2008)	not reported	1	1	1	0.493	1.761	0.06
Stillaguamish River Silt, Washington; recovered from 30 to 95 ft b.g.s; 60%< fines< 90%; 600ft<Vs<900 ft/s; PI=8- 10; LL=31-32	Anderson et al. (2010)	not reported	not reported	2	1.05	0.3	1.5	0.02
Bangding Sand (BS); poorly- graded commercially available sand; $D_{\gamma}=40\%$; $D_{\gamma}=0.19$; Cc=0.9; Cu=1.4; $\gamma_{d,min}=90$ pcf; $\gamma_{d,max}=106$ pcf	Dobry et al. (1985)	5.5×10^{-4}	1	1	1	10.9	1	0.017
Wildlife Site Sand A(WSA); void ratio 0.84 to 0.85; 37% fines; N $\approx$ 5; Vs $\approx$ 350ft/s	Vucetic and Dobry (1988)	9.8×10^{-4}	1	2	1.04	2.6	1.7	0.02
Wildlife Site Sand B(WSB); void ratio 0.74 to 0.76; 25% fines; N $\approx$ 6 to 13; Vs $\approx$ 450 to 500 ft/s	Vucetic and Dobry (1988)	6.6×10^{-3}	1	2	1.04	2.6	1.7	0.02
Heber Road Site Sand PB; void ratio 0.7; 15% fines; Vs $\approx$ 500 to 600 ft/s	Vucetic and Dobry (1989)	1.4×10^{-4}	1	2	1.05	1.706	1.09	0.024
Heber Road Site Sand PB; void ratio 0.7; 22% fines; Vs $\approx$ 400 to 466 ft/s	Vucetic and Dobry (1990)	3.9×10^{-5}	1	1	1.071	1.333	1.08	0.022

Analizde kullanılan ivme kaydı, Gölbaşı ilçesinde herhangi bir ölçüm olmaması sebebi ile Kahramanmaraş'taki 4615 numaralı istasyonda ölçülen 7,7 Mw büyüklüğündeki depremin ivme kaydıdır. İvme kaydındaki en büyük ivme değerlerinin olduğu yaklaşık 40 saniyelik periyot dikkate alınmış, çok düşük ivmelerin olduğu depremin başlangıç ve son saniyeleri modele yansıtılmamıştır. Şekil 4.9'da analizlerde kullanılan deprem kaydı gösterilmektedir.

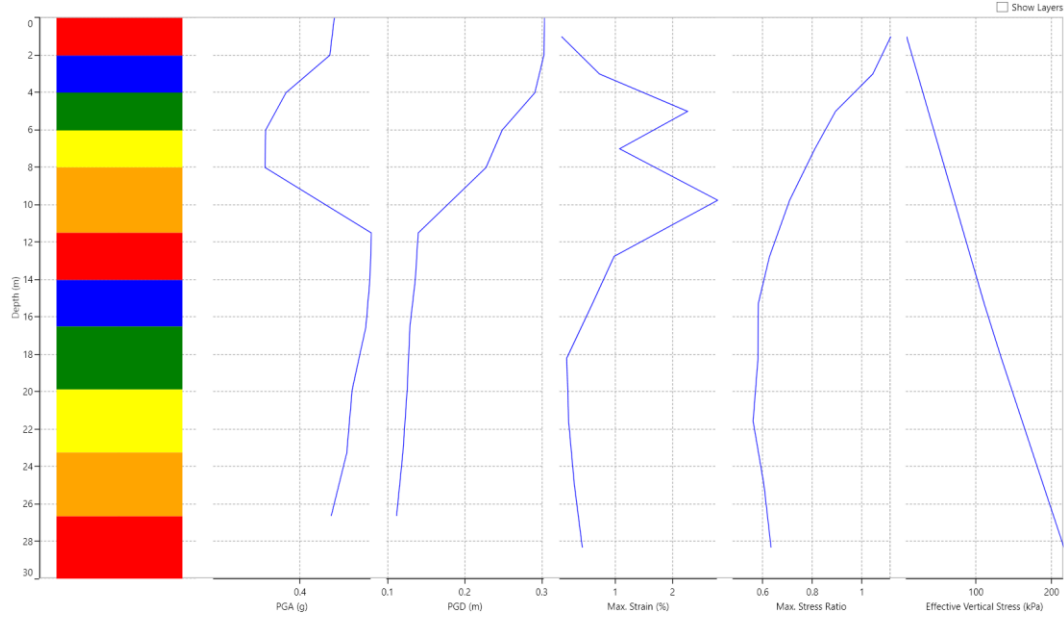


Şekil 4.9. DEEPSOIL’de kullanılan deprem kaydı

Boşluk suyu basıncı artışının göz ardı edildiği durumda, analizler hem frekans alanında eşdeğer lineer yöntemle hem de zaman tanım alanında doğrusal olmayan yöntemle yapılmıştır.

Frekans alanında yapılan doğrusal analiz

Frekans alanında yapılan eşdeğer doğrusal analiz sonucu Şekil 4.10'da gösterilmektedir.

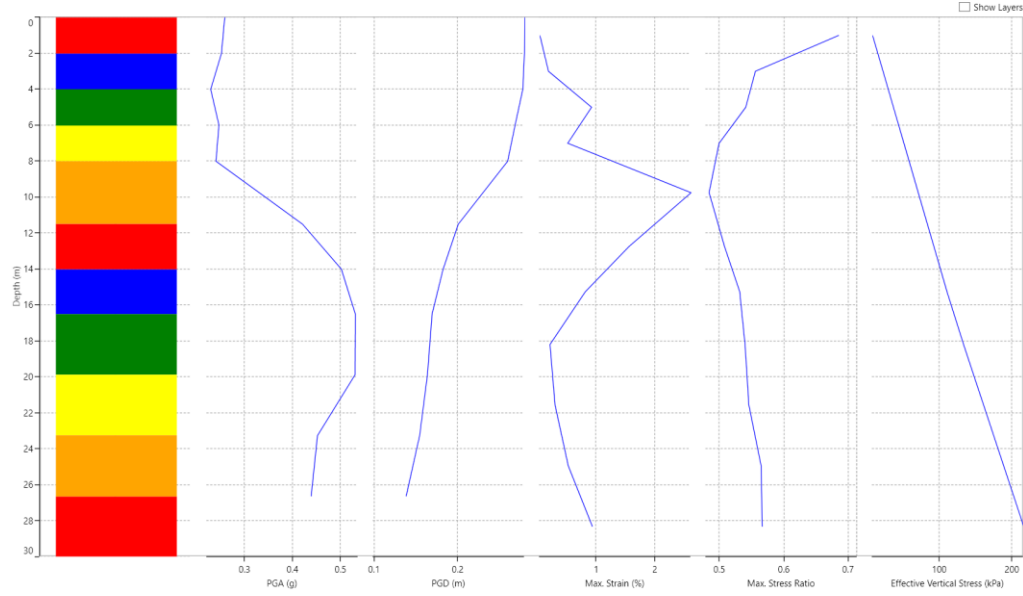


Şekil 4.10. Frekans alanında yapılan eşdeğer doğrusal analiz sonuçları

Frekans alanında gerçekleştirilen analizler sonucu zeminin maksimum kayma birim deformasyonunun %2'nin üzerinde olması, zeminde önemli ölçüde plastik deformasyon gerçekleşeceğini göstermektedir. Bu nedenle zaman tanım alanında doğrusal olmayan analizlere geçilerek bu analizler değerlendirilmiştir.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz

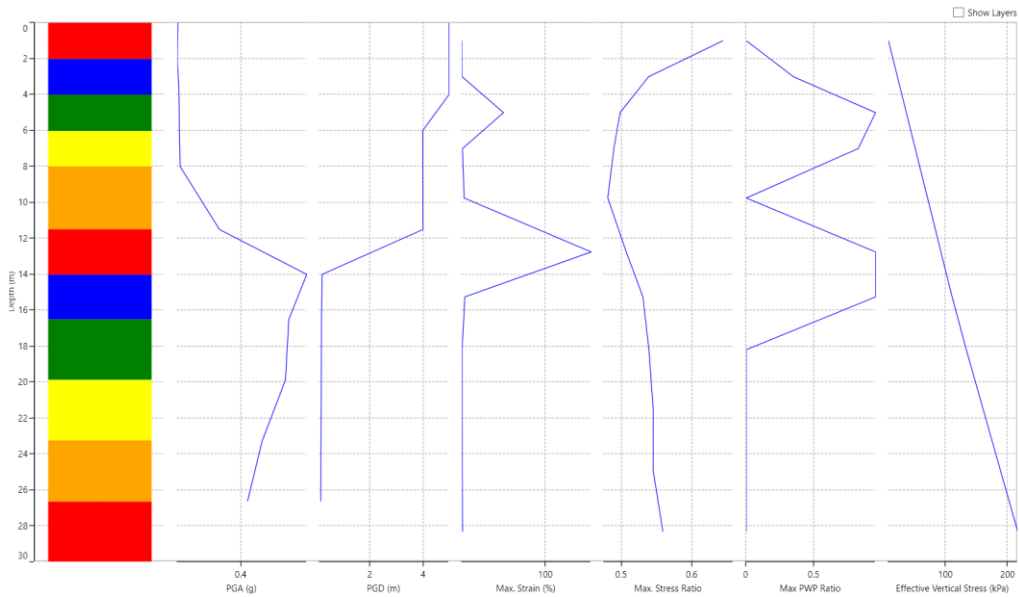
Zaman tanım alanında, boşluk suyu basıncı artışı modellenmeden gerçekleştirilen doğrusal olmayan analizin sonuçları Şekil 4.11'de gösterilmektedir. Zeminde meydana gelen maksimum yatay yer değiştirme 0.3 m olarak elde edilmiştir.



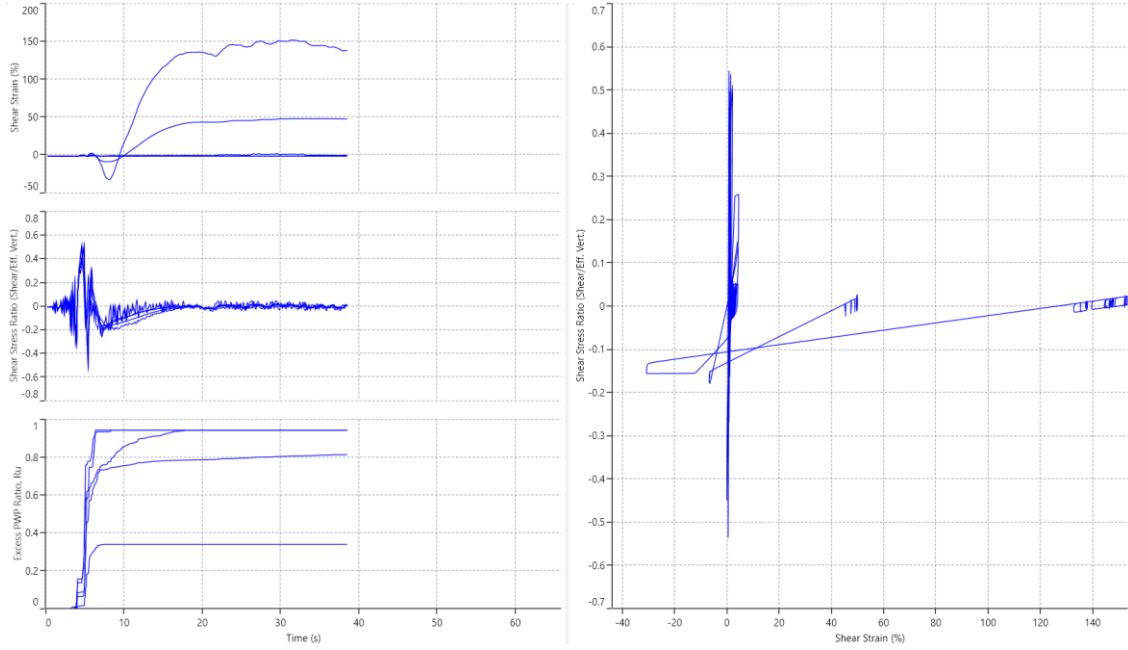
Şekil 4.11. Boşluk suyu basıncı artışı modellenmeden zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçları

Dobry/Matasovic modeli kullanılarak boşluk suyu basıncı artışı hesaplandığında, zemindeki yatay yer değiştirme, boşluk suyu basıncındaki artış nedeniyle oldukça artmış ve yaklaşık 5 m olarak elde edilmiştir.

Şekil 4.12’de zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçları gösterilmektedir.



Şekil 4.12. Zaman tanım alanında, boşluk suyu basıncı artışı dikkate alınarak yapılan doğrusal olmayan analiz sonuçları



Şekil 4.13. Gerilme-birim şekil değiştirme grafikleri

Aşırı boşluk suyu basıncı oranı (r_u) ile sıvılaşma potansiyeli değerlendirilirken R_u değerinin 1'e yaklaşması durumunda zeminin sıvılaşma potansiyeli yüksek olarak değerlendirilmektedir.

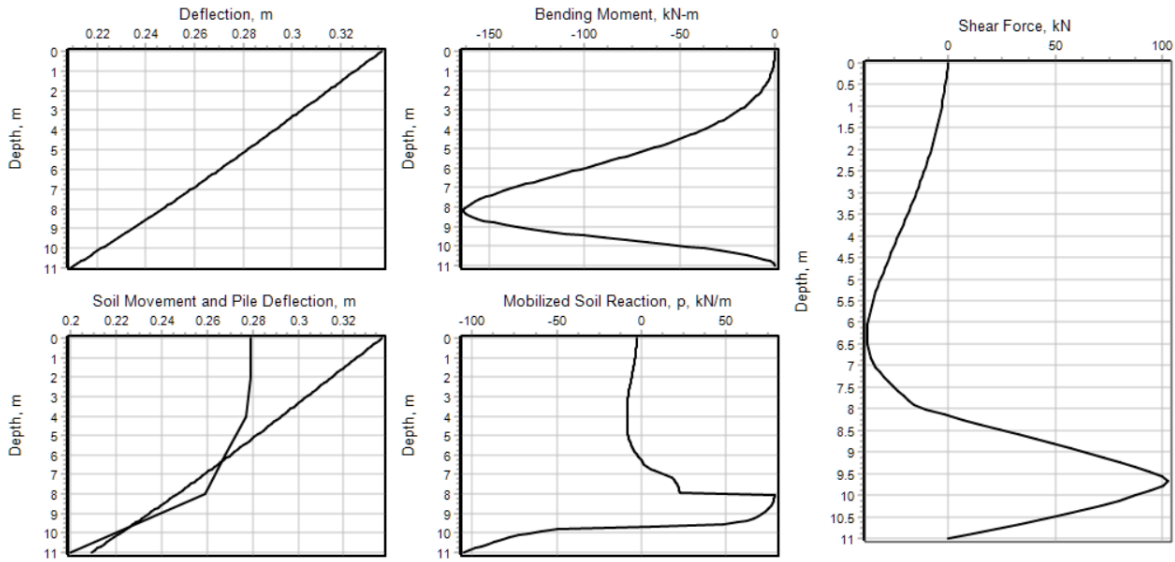
Şekil 4.13'de gösterilen analiz sonuçları incelendiğinde aşırı boşluk suyu basıncı katsayısının (r_u) 1 mertebelerine kadar yükseldiği 3., 4., 6. ve 7. tabakalarda görülen bu davranış sıvılaşmanın gerçekleşmesinin bir kanıtı niteliğinde yorumlanabilmektedir.

4.3.2. LPILE programı ile yapılan analiz

Dinamik yükler altında Müftülük binasının temel altı kazıkları ile zeminin etkileşimini incelemek için LPILE programı kullanılmıştır. Bu amaçla, programda tek bir kazık modeli kurularak sıvılaşma olması ve sıvılaşmasız durum olmak üzere iki ayrı faz incelenmiştir. Temel altı kazıklarının yapının temeline bağlı olmaması sebebi ile kazığın üst ucu serbest bırakılmıştır. Zeminin dinamik durumdaki yer değiştirmesi göz önünde bulundurularak modellenen kazıktaki moment, kesme kuvveti ve yer değiştirme durumları incelenmiştir. Yapı modellenmediği için bu analizlerden elde edilen tesir kuvvetleri kinematik etkileşim durumunu yansıtmaktadır.

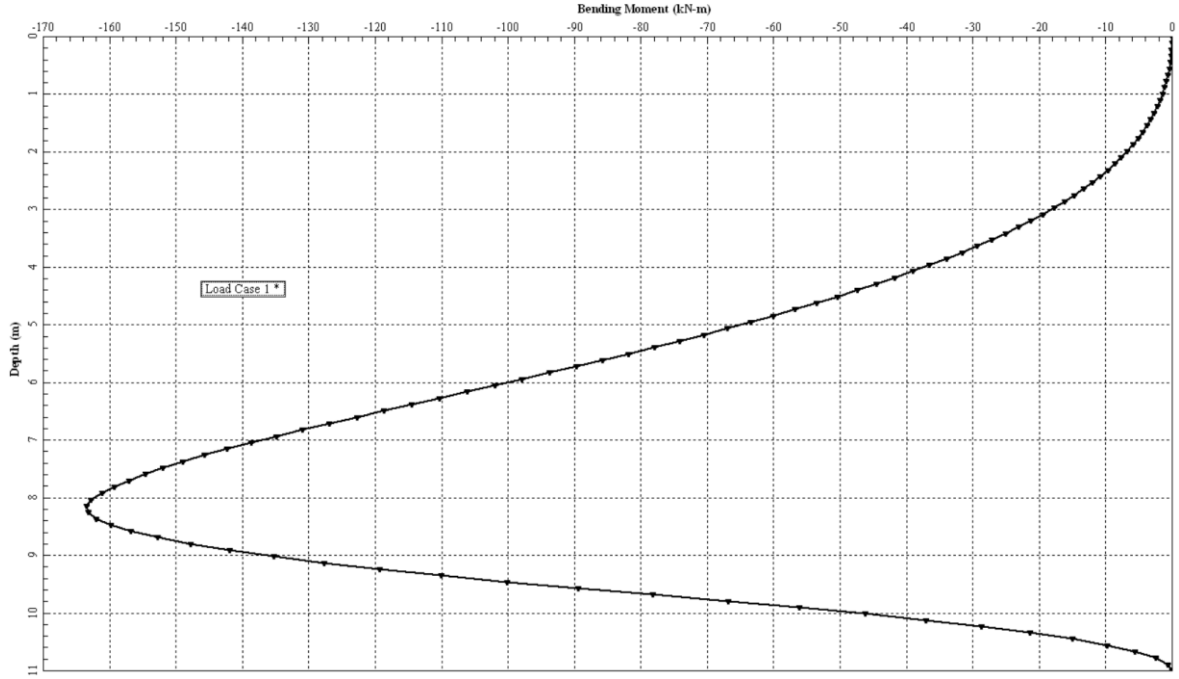
Sıvılaşmasız durum

Deepsoil yazılımından doğrusal olmayan, boşluk suyu basıncı artışının modellenmediği durumda elde edilen maksimum yatay deformasyon profili Lpile yazılımında maksimum yer değiştirmesi olarak p-y yaylarına etkiletilmiştir. P-y yay modelleri olarak kil birimler için Reese katı kil modeli, kum birimler için ise Franke ve Rollins modelleri seçilmiştir. Boşluk suyu basıncı artışına izin verilmeyen model için oluşturulan LPILE analizinden elde edilen yer değiştirme, eğilme momenti, kesme kuvveti ve zemin hareketleri Şekil 4.14’de gösterilmektedir.

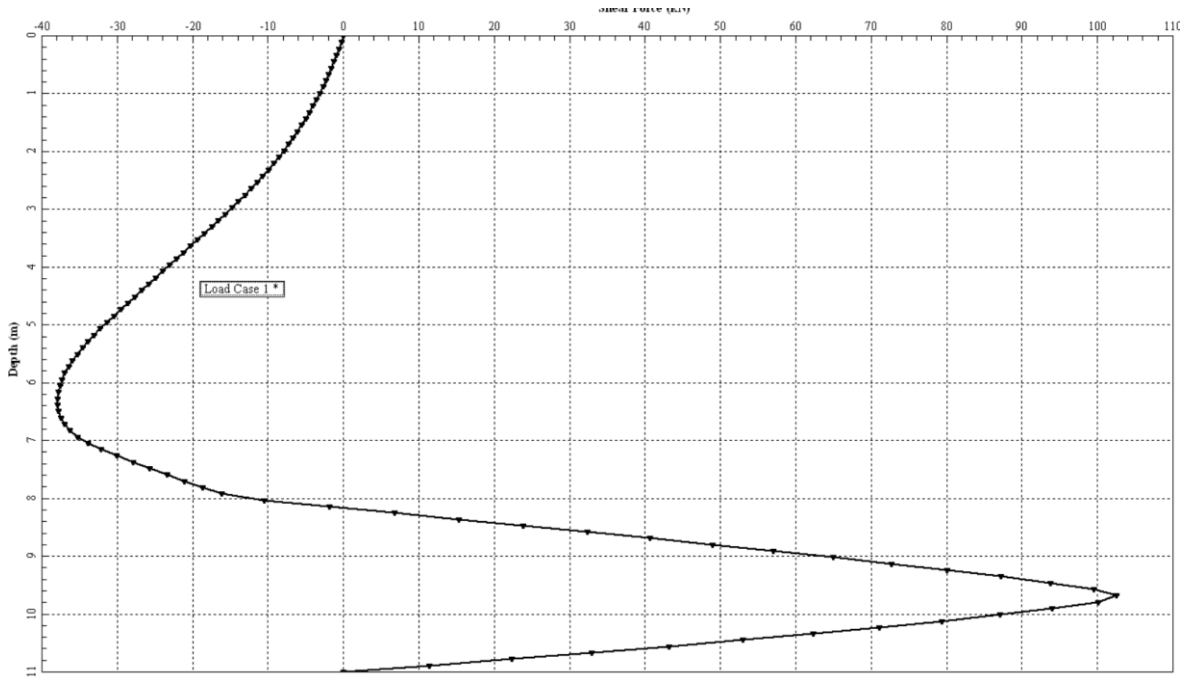


Şekil 4.14. Sıvılaşmasız durum analiz sonuçları

Şekil 4.14 incelendiğinde, kazık için yer değiştirmenin zemin yüzeyine doğru doğrusal bir şekilde artış gösterdiği tespit edilmiş ve zemin yüzeyinde okunan en büyük yer değiştirmenin 34 cm olduğu görülmektedir. Kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri sırası ile 163,6 kNm ve 102,63 kN olarak okunmuş olup derinliğe bağlı bu grafikler detaylı olarak Şekil 4.15 ve Şekil 4.16’da gösterilmektedir.



Şekil 4.15. Sıvılaşmasız durumda kazıkta oluşan moment

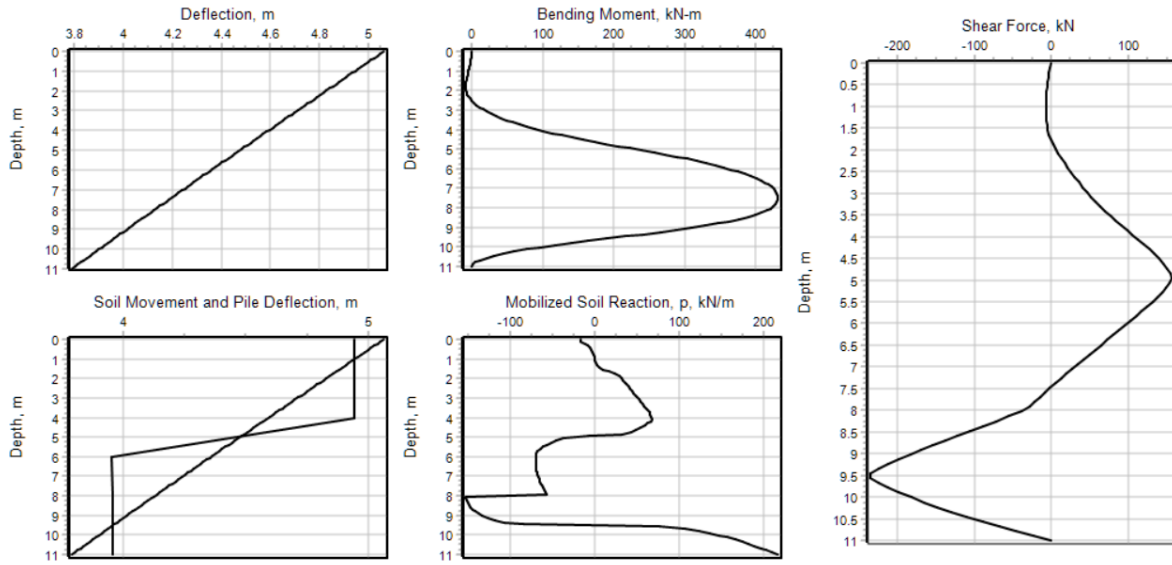


Şekil 4.16. Sıvılaşmasız durumda kazıkta oluşan kesme kuvveti

Sıvılaşma durumu

DEEPSOIL yazılımından doğrusal olmayan, boşluk suyu basıncı artışının Dobry – Matasovic modeli ile dikkate alındığı durumda elde edilen maksimum yatay deformasyon

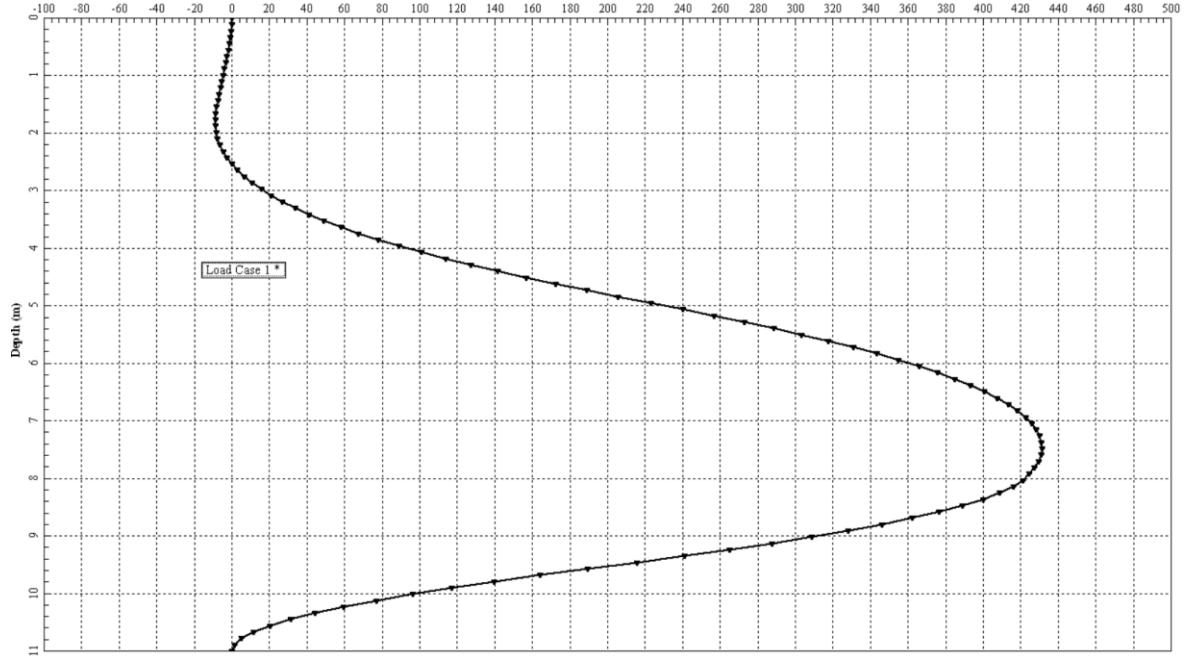
profili Lpile yazılımında maksimum yerdeğiştirmesi olarak p-y yaylarına etkiletilmiştir. P-y yay modelleri olarak kil birimler için Reese katı kil modeli, kum birimler için ise Franke ve Rollins modelleri seçilmiştir. Sıvılaşma olması durumu için oluşturulan LPILE analizinden elde edilen yer değiştirme, eğilme momenti, kesme kuvveti ve zemin hareketleri şekil 4.17’de gösterilmektedir.



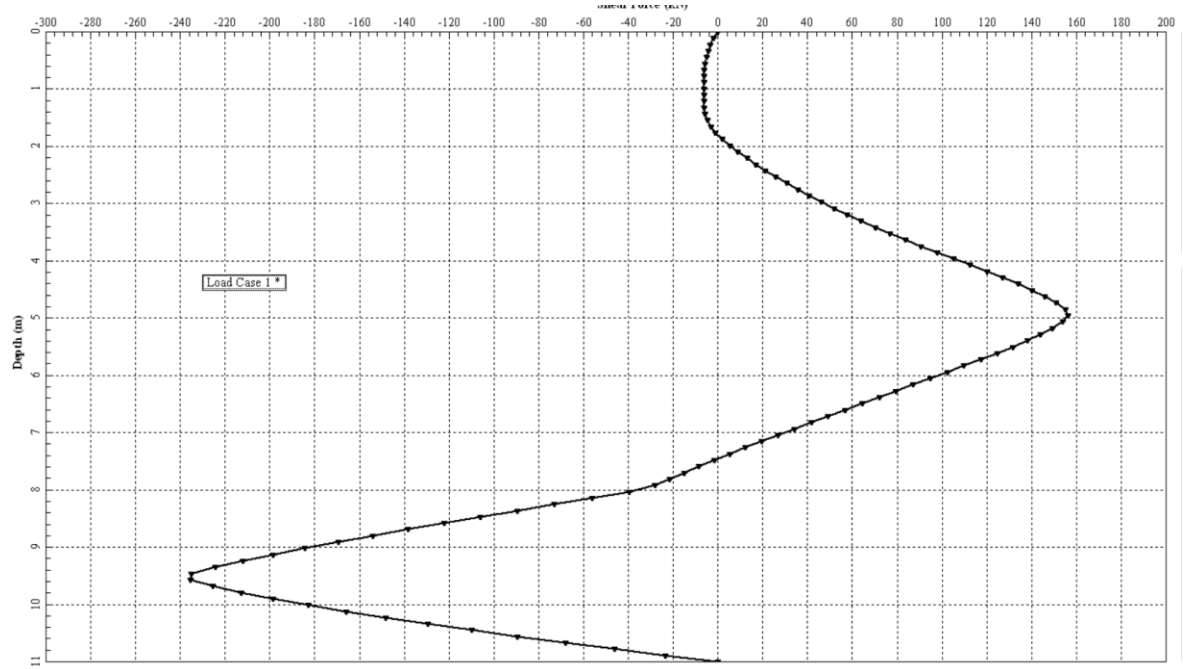
şekil 4.17. Sıvılaşmalı durum analiz sonuçları

şekil 4.17 incelendiğinde, kazık için yer değiştirmenin zemin yüzeyine doğru doğrusal bir şekilde artış gösterdiği tespit edilmiş ve zemin yüzeyinde okunan en büyük yer değiştirmenin yaklaşık 5 m olduğu, kazık alt ucunda ise bu değerin 3,8 m’ye düştüğü görülmektedir. Kazıkta meydana gelen maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti değerleri sırası ile 431,8 kN.m ve 234,7 kN olarak okunmuş olup derinliğe bağlı bu grafikler detaylı olarak şekil 4.18 ve şekil 4.19’da gösterilmektedir.

Zeminde meydana gelen yer değiştirme ve kazıkta meydana gelen yer değiştirme kıyaslandığında 6. m’de zemin ile kazık arasında yaklaşık 50 cm deplasman farkı olduğu görülmektedir. Sıvılaşmanın gerçekleştiği bu durumda kazıkta meydana gelen maksimum moment ve kesme kuvvetlerinin zeminin yatayda yaptığı hareketin 1 metre içinde ani bir artış göstermesi sonucu meydana geldiği şeklinde yorumlanmaktadır. Maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti değerlerinin geliştiği derinlikler incelendiğinde bu derinliklerin sıvılaşma gerçekleşen ve sıvılaşma gerçekleşmeyen zemin tabakaları arasındaki ara yüzde meydana geldiği görülmüştür.



Şekil 4.18. Sıvılaşmalı durumda moment



Şekil 4.19. Sıvılaşmalı durumda kesme kuvveti

Zeminde meydana gelen yer değiştirme ve kazıkta meydana gelen yer değiştirme grafikleri incelendiğinde her iki yer değiştirme miktarının da oldukça yüksek değerler olduğu, kazıkların sıvılaşan zemin ile birlikte hareket ettiği görülmektedir. Bu durum, kazıkların tamamen sıvılaşabilen zemin tabakasında bulunduğunu ve bu nedenle yüksek yatay deformasyonlara maruz kaldığını göstermektedir. Sıvılaşmalı durum analizinde kazıklarda

meydana gelen eğilme momenti ve kesme kuvvetlerinin sıvılaşmasız durumun yaklaşık 2-3 katı kadar olması, sıvılaşmalı durumda zeminde görülen ani ve 1 m'lik yer değiştirme sonucu ortaya çıkmaktadır. Lpile modelinde bina modellenmediğinden, kazıklarda binadan kinematik etkiler görülmektedir.

Özetle, zeminin sıvılaşmanın tetikleme ile yer değiştirmesi sonucu temel altı kazıklar yapının yükünü taşıyamaz hale gelmiş, meydana gelen bu büyük yer değiştirmelere karşı direnç gösteremeyerek etkisiz bir hal almıştır.

4.3.3. Plaxis programı ile yapılan analiz

Plaxis'de Hardening Soil malzeme modeli Çizelge 3.9'da gösterilen zemin parametreleri kullanılarak gerçekleştirilecektir. Hardening Soil Small model için ise ek olarak G_0 ve $\gamma_{0.7}$ (G_0 'ın %70 azaltılması ile elde edilen kayma birim deformasyon) parametreleri kullanılmaktadır.

HS Small malzeme modeli ile modellenecek olan zemin birimleri için G_0 ve $\gamma_{0.7}$ parametrelerinin seçimi aşağıda yapılmıştır.

Yumuşak kil birimi için yapılan hesaplar

Yumuşak kil biriminde kayma dalgası hızı (V_s) 150,0 m/s olarak hesaplanmıştır. Bu durumda, belirlenen zemin parametreleri kullanılarak,

$G_0 = 38,0$ MPa olarak hesaplanmaktadır.

Şekil 3.20'de kayma modülünün %70'ine denk gelen kayma birim deformasyon değeri ise 0,0003'tür.

Katı kil birimi için yapılan hesaplar

Yumuşak kil biriminde kayma dalgası hızı (V_s) 260,0 m/s olarak hesaplanmıştır. Bu durumda, belirlenen zemin parametreleri kullanılarak,

$G_0 = 121,0$ MPa olarak hesaplanmaktadır.

Şekil 3.20’de kayma modülünün %70’ine denk gelen kayma birim deformasyon değeri ise 0,0003’tür.

Dinamik sınır koşullarının belirlenmesi

Model tabanına ana kaya tanımlı olup, tabandaki sınır koşulu “*compliant base*” olarak belirlenmiştir. x ve y doğrultularında deprem etkitildiği için bu doğrultularda serbest hareket koşulları beklenmektedir ve “*free field*” sınır koşulu x ve y doğrultularındaki minimum ve maksimum sınırlara tanımlanmıştır.

UBC3D-PLM sıvılaşma malzeme modeli

UBC3D-PLM modeli için parametre seçimleri literatürde önerilen korelasyonlar kullanılarak yapılmıştır. Yalnızca sıvılaşma potansiyeli olan zemin tabakaları için UBC3D-PLM malzeme modeli kullanılacaktır. Bu tabakalar idealize zemin profilinde 0,0-8,0 m arasındaki siltli kum ve 11,5-16,5 m arasındaki kumlu silt tabakalarıdır.

Çizelge 4.4’de UBC3D-PLM model için hesaplanan ve literatür önerilerinden seçilen parametreler özetlenmektedir.

Çizelge 4.4. UBC3D-PLM modelde kullanılan zemin parametreleri

Derinlik (m)	Zemin Birimi	Sembol	Tanım	Birim	Değer
0,0-8,0	Siltli Kum	Φ_{cv}	Sabit hacim sürtünme açısı	(°)	25,00
		Φ_p	Pik içsel sürtünme açısı	(°)	26,00
		c	Kohezyon	kPa	1,00
		k_B^e	Elastik kayma modülü katsayısı	-	580,00
		k_G^e	Elastik hacim modülü katsayısı	-	827,00
		k_G^p	Plastik kayma modülü katsayısı	-	220,00
		me	Elastik hacim modülü indisi	-	0,50
		ne	Elastik kayma modülü indisi	-	0,50
		n_p	Plastik kayma modülü indisi	-	0,40
		R_f	Göçme oranı	-	0,82
		f_{achard}	Pekleşme faktörü	-	1,00
		$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPT darbe sayısı	-	7,00
		f_{acpost}	Sıvılaşma sonrası faktör	-	0,20
		p_A	Atmosferik basınç	kPa	100,00

Çizelge 4.4. (devam) UBC3D-PLM modelde kullanılan zemin parametreleri

Derinlik (m)	Zemin Birimi	Sembol	Tanım	Birim	Değer
11,5-16,5	Kumlu Silt	Φ_{cv}	Sabit hacim sürtünme açısı	(°)	28,00
		Φ_p	Pik içsel sürtünme açısı	(°)	31,00
		c	Kohezyon	kPa	1,00
		k_B^e	Elastik kayma modülü katsayısı	-	810,00
		k_G^e	Elastik hacim modülü katsayısı	-	1160,00
		k_G^p	Plastik kayma modülü katsayısı	-	1372,00
		me	Elastik hacim modülü indisi	-	0,50
		ne	Elastik kayma modülü indisi	-	0,50
		n_p	Plastik kayma modülü indisi	-	0,40
		R_f	Göçme oranı	-	0,71
		f_{achard}	Pekleşme faktörü	-	1,00
		$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPT darbe sayısı	-	19,00
		f_{acpost}	Sıvılaşma sonrası faktör	-	0,20
		p_A	Atmosferik basınç	kPa	100,00

me, ne, n_p ve p_A için literatürde önerilen değerler kabul edilmiştir.

Temel altı kazıkları için sürtünme ve uç direnci hesabı

Temel altı kazıkları 1,5 m derinliğindeki yapı temelini 10 m altına kadar devam etmektedir. Kazıkların, idealize zemin profili, sondaj ve CPT deneyleri incelendiğinde neredeyse tamamen sıvılaşabilir zemin içinde oldukları görülmüştür.

Statik durumda düşey kazık kapasitesi

Kazık taşıma kapasitesi değeri için $Q_{\text{sürtünme}}$ siltli kum ve yumuşak kil birimi için, $Q_{\text{uç}}$ değeri ise kumlu silt birimi için hesaplanacaktır.

$$Q_{\text{toplam}} = Q_{\text{uç}} + Q_{\text{sürtünme}}$$

$$Q_{\text{sürtünme,kil}} = A_c \cdot \alpha \cdot c_u \quad (4.1)$$

$$Q_{\text{sürtünme,yumuşak kil}} = \pi \cdot 0,8 \cdot 3,5 \cdot 0,50 \cdot 40 = 207 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{sürtünme,kum}} = A_c \cdot K \cdot \sigma' \cdot \tan \delta \quad (4.2)$$

$$Q_{\text{sürtünme, siltli kum}} = \pi \cdot 0,8 \cdot 6,5 \cdot (1 - \sin 25) \cdot 8 \cdot 9 \cdot \tan(19) = 233.7 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{sürtünme}} = 440.7 \text{ kN}$$

Kazıkların ucu yumuşak kil tabakasının sonuna, kumlu silt tabakasının başlangıcına denk gelmektedir. Kazıkların uçlarının kumlu silt tabakasına oturmasından dolayı kohezyonsuz zemin için kazık uç taşıma gücü SPT değerinden hesaplanmıştır.

$$Q_{\text{uç}} = A_p \cdot 0.4 \cdot P_a \cdot N_{60} \cdot L/D \leq A_p \cdot 4 \cdot P_a \cdot N_{60} \quad (4.3)$$

$$Q_{\text{uç}} = (\pi \cdot 0,8^2/4) \cdot 400 \cdot (19) = 3820 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{toplam}} = 4260.7 \text{ kN}$$

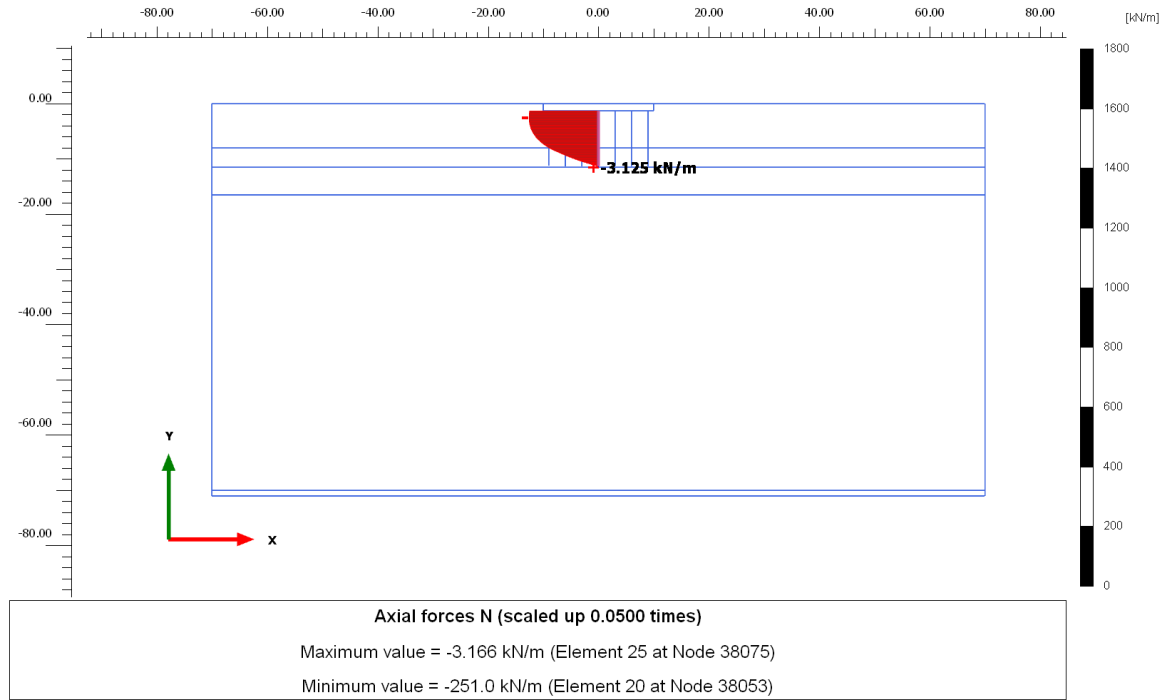
Yapı toplam gerilmesi yaklaşık 90 kPa olarak alınmıştır.

$$90 \text{ kPa} \cdot (17 \cdot 20 \text{ m}^2) = 30600 \text{ kN toplam düşey yük olarak hesaplanmıştır.}$$

$$30600/35 = 874 \text{ kN bir kazığa aktarılan maksimum yaklaşık yapı yüküdür.}$$

Kazık kapasitesi, kazığa gelen yükten daha yüksektir statik koşullarda kazıkların taşıma gücünde bir problem görülmemektedir.

Şekil 4.20’de statik durumda orta kazıkta meydana gelen eksenel kuvvetler gösterilmektedir.



Şekil 4.20. Statik durumda kazıklarda meydana gelen eksenel kuvvet

Depremlı durumda düşey kazık kapasitesi

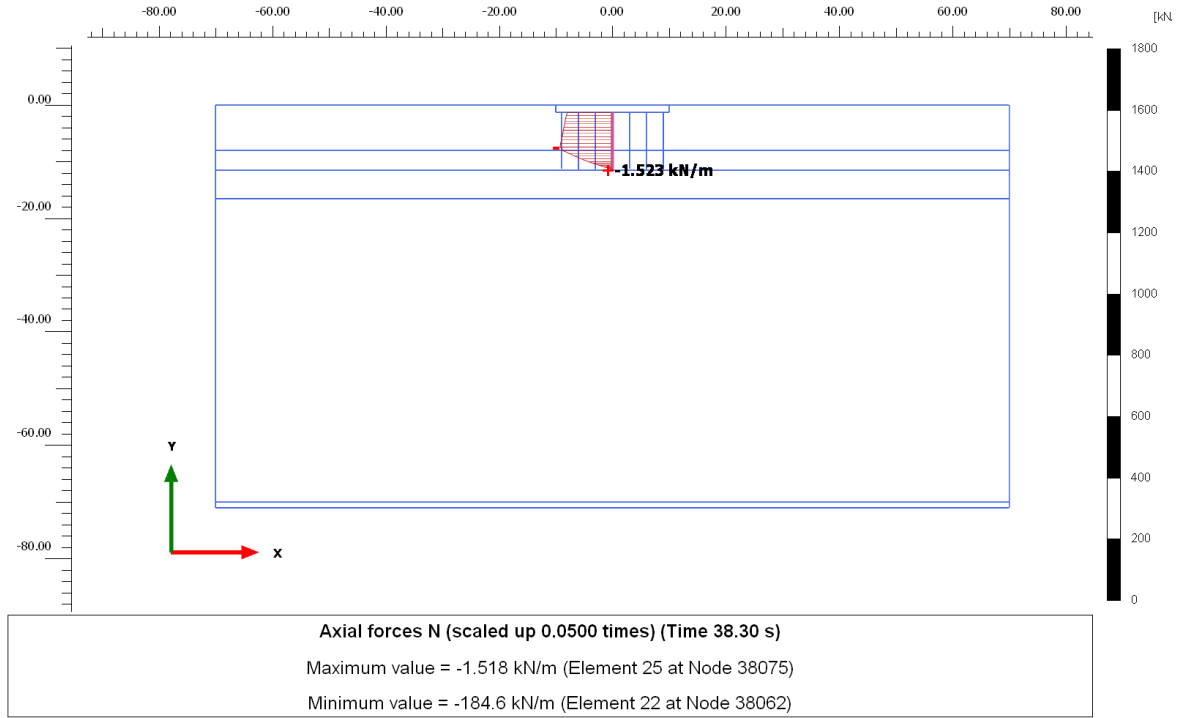
Deprem durumunda en üst seviyedeki siltli kum tabakasının sıvılaşması durumunda, bu tabakadaki sürtünme direnci yok olacaktır. Sürtünme değeri sıvılaşma durumunda sadece killi birimden sağlanacağı için 3.5 metre kalınlığındaki yumuşak kil tabakası için hesaplanmıştır.

$$Q_{\text{sürtünme, yumuşak kil}} = \pi \cdot 0,8 \cdot 3,5 \cdot 0,50 \cdot 40 = 207 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{sürtünme}} = 207 \text{ kN}$$

CPT 72’den yapılan sıvılaşma analizlerinde, kazıkların uçlarının denk geldiği kumlu silt birimde de sıvılaşma gerçekleştiği görülmüştür. Sıvılaşma durumunda rezidüel kayma dayanımı ihmal edilirse uç direncinin de oldukça azalması beklenmektedir. Bu durumda yapı ağırlığından kaynaklanan düşey yük 874 kN yumuşak kilin sürtünme direncinden yüksek olduğu için kazıklarda taşıma gücü yenilmesi beklenir.

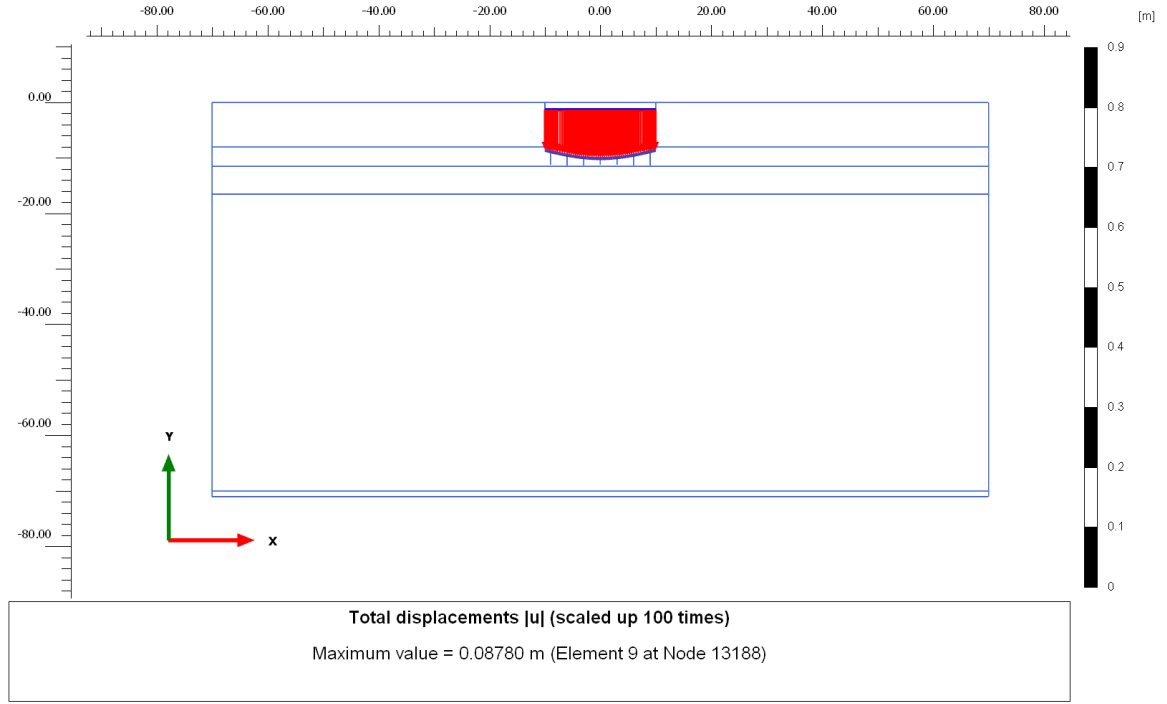
Şekil 4.21’de deprem sonunda kazıklarda meydana gelen eksenel kuvvetler gösterilmektedir. Şekil 4.21 incelendiğinde orta kazıkta deprem sonunda 184,6 kN/m eksenel yük oluştuğu görülmektedir.



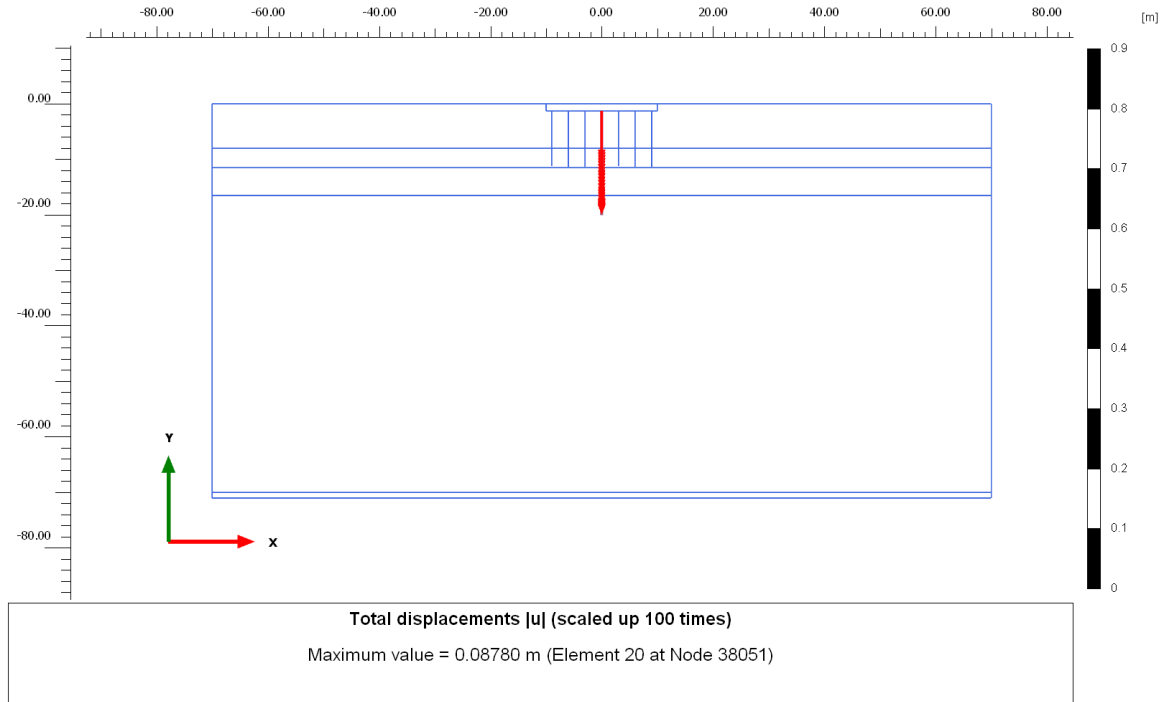
Şekil 4.21. Deprem durumunda kazıklarda meydana gelen eksenel kuvvet

Statik durumda kazıklarda ve temelde meydana gelen oturmalar aşağıda Şekil 4.22 ve Şekil 4.23’de gösterilmektedir.

Statik durumdaki yapı oturması incelendiğinde maksimum oturma değerinin yaklaşık 9 cm olduğu görülmektedir. Statik durumda orta kazıkta meydana gelen oturma miktarı ise yine yaklaşık 9 cm’dir.

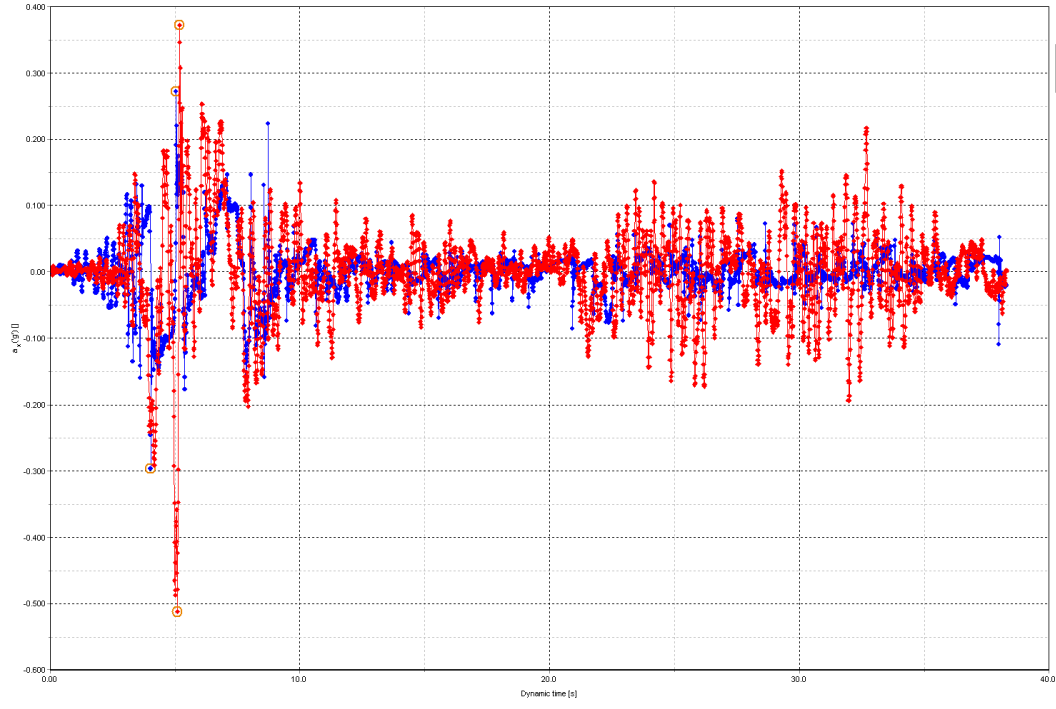


Şekil 4.22. Statik durumda yapı temelinde meydana gelen oturma



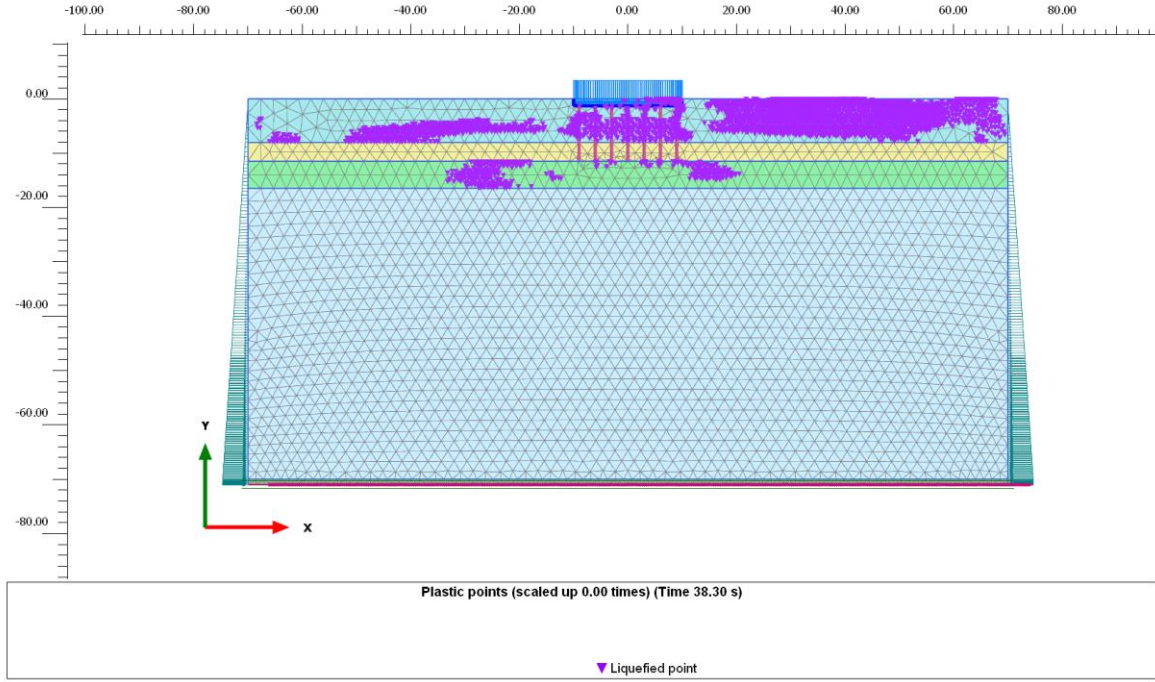
Şekil 4.23. Statik durumda kazıklarda meydana gelen oturma

Şekil 4.24’de yapıdan uzak bir noktada zemin yüzeyinde hesaplanan ivme kaydı tabandan uygulanan ivme kaydı ile birlikte gösterilmiştir. Şekilde gösterilen yüzey deprem kaydı incelendiğinde, sıvılaşma nedeniyle deprem dalgalarının periyodunun arttığı ve ivme değerlerinin düştüğü görülmektedir.



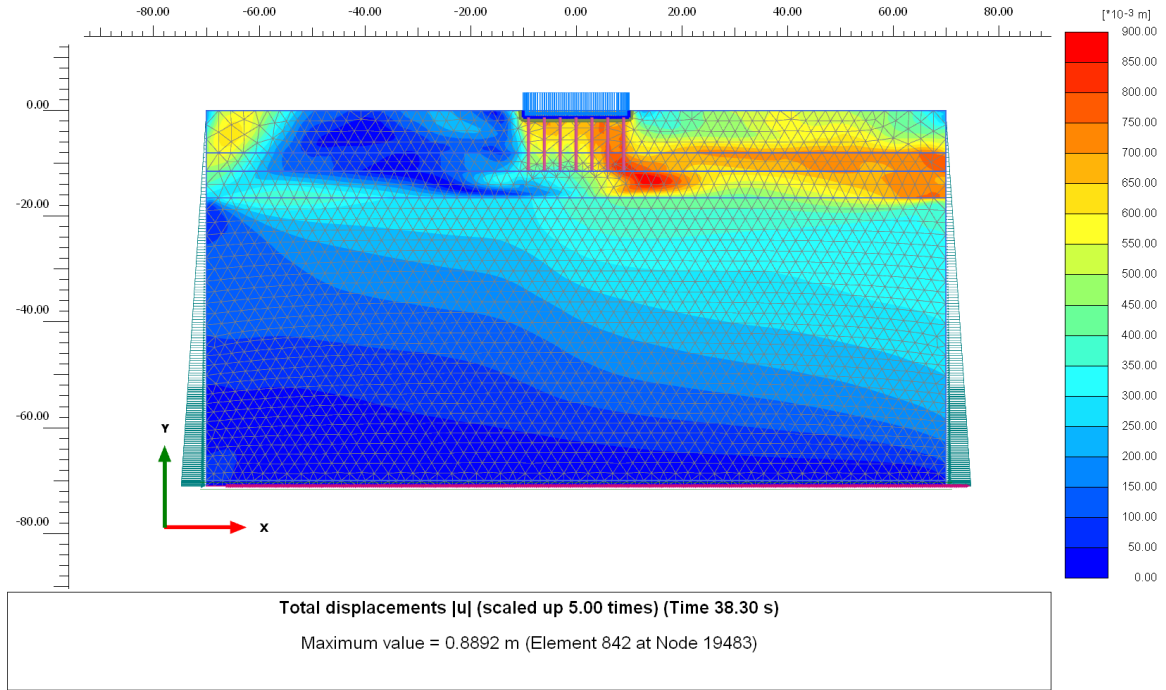
Şekil 4.24. Deprem kaydı girdi ve çıktıları

Şekil 4.25’de analiz sonucunda (deprem son adımında) sıvılaşan bölgeler gösterilmektedir. Bu bölgelerin siltli kum ve kumlu silt olduğu ve siltli kum biriminde sıvılaşma durumunun gerçekleştiği görülmektedir.



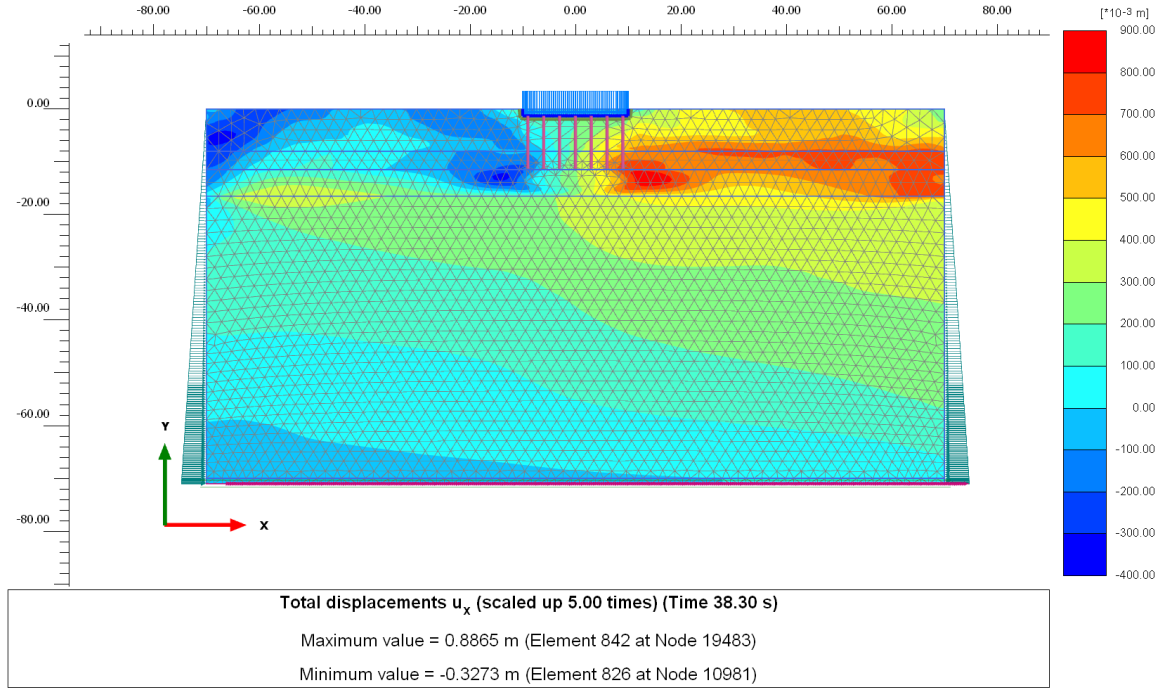
Şekli 4.25. Modelde sıvılaşan bölgeler

Şekil 4.26’da, deprem sonunda zeminde oluşan maksimum toplam deplasman değeri yaklaşık 0,9 m olarak görülmektedir.



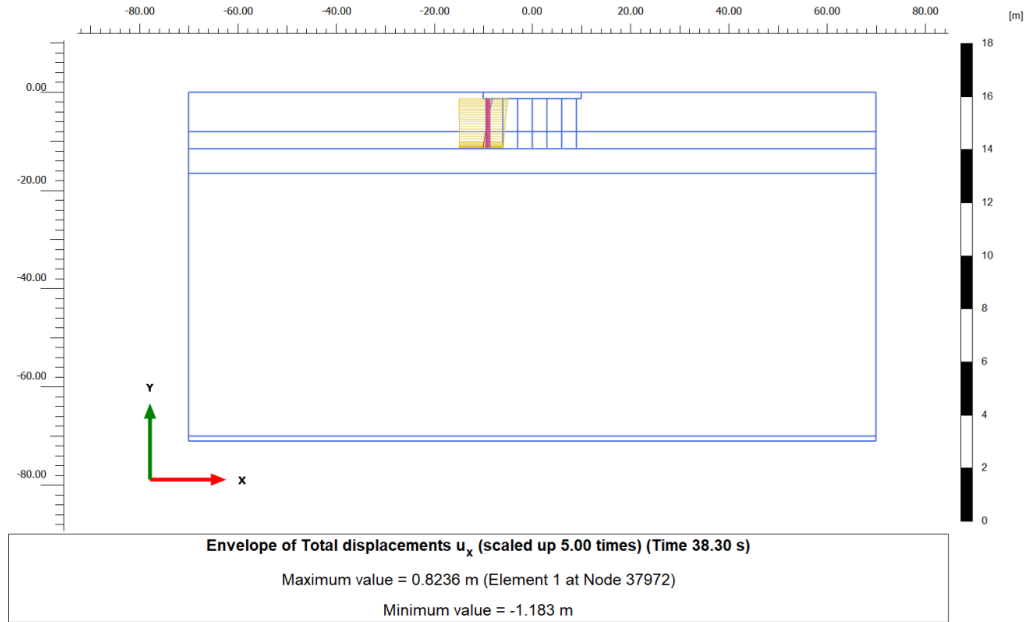
Şekil 4.26. Zeminde görülen toplam deplasman

Şekil 4.27’de, deprem sonunda zeminde görülen maksimum yatay deplasman değerinin yaklaşık 0,9 m olduğu görülmektedir.



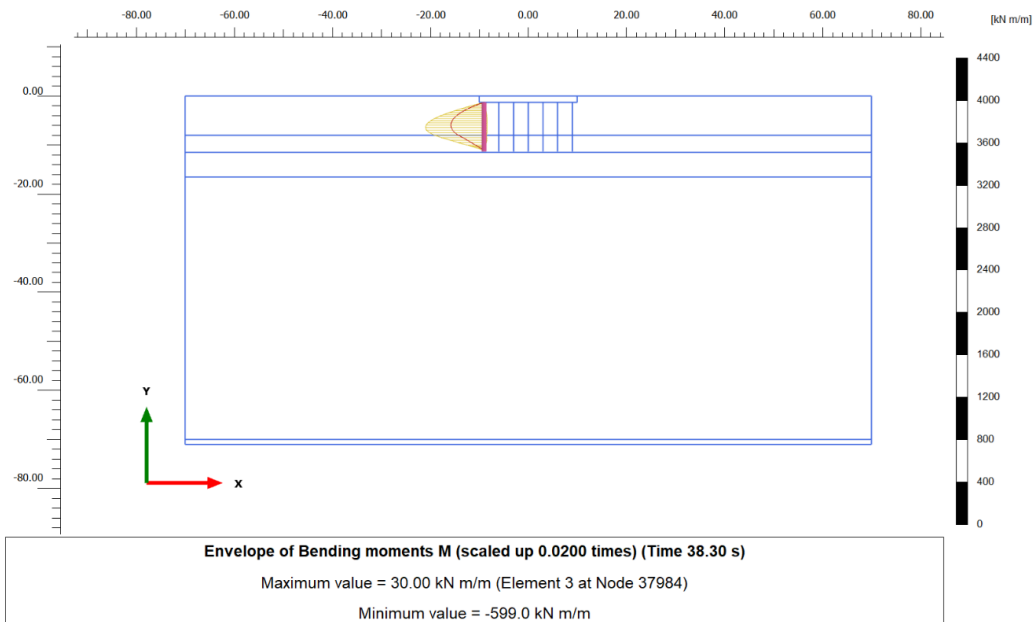
Şekil 4.27. Zeminde görülen yatay deplasman

Şekil 4.28’de, deprem sırasında temelin sol sınırına yakın olan kazıkta oluşan maksimum yatay deplasman değerinin 1,18 m olduğu görülmektedir.



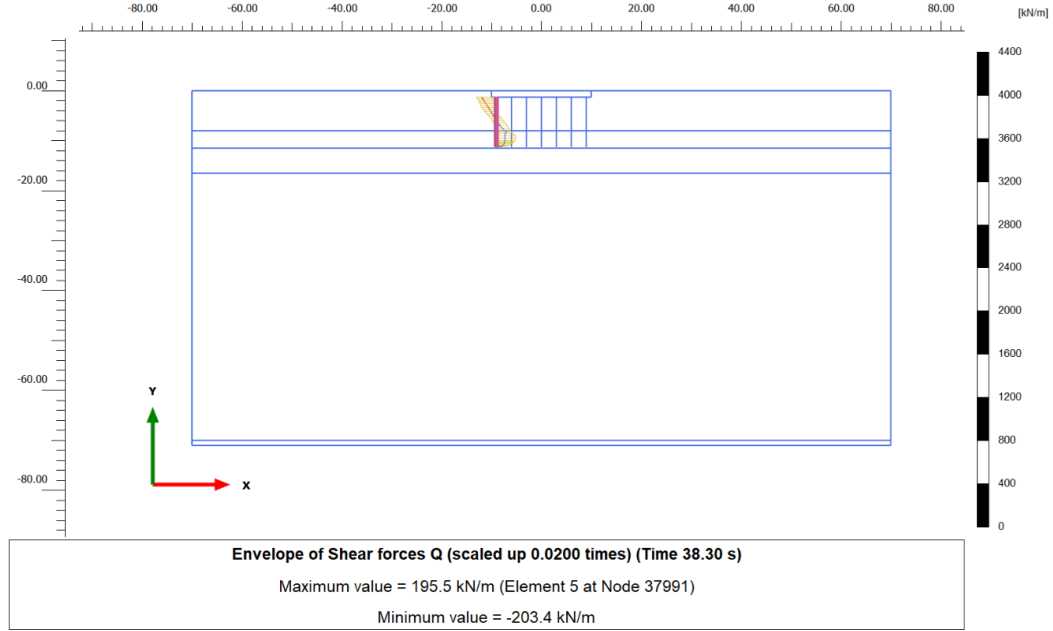
Şekil 4.28. Soldaki kazıkta görülen yer değiştirme

Şekil 4.29’da, deprem sırasında temelin sol sınırına yakın olan kazıkta oluşan moment değerinin 599 kN.m/m olduğu görülmektedir.



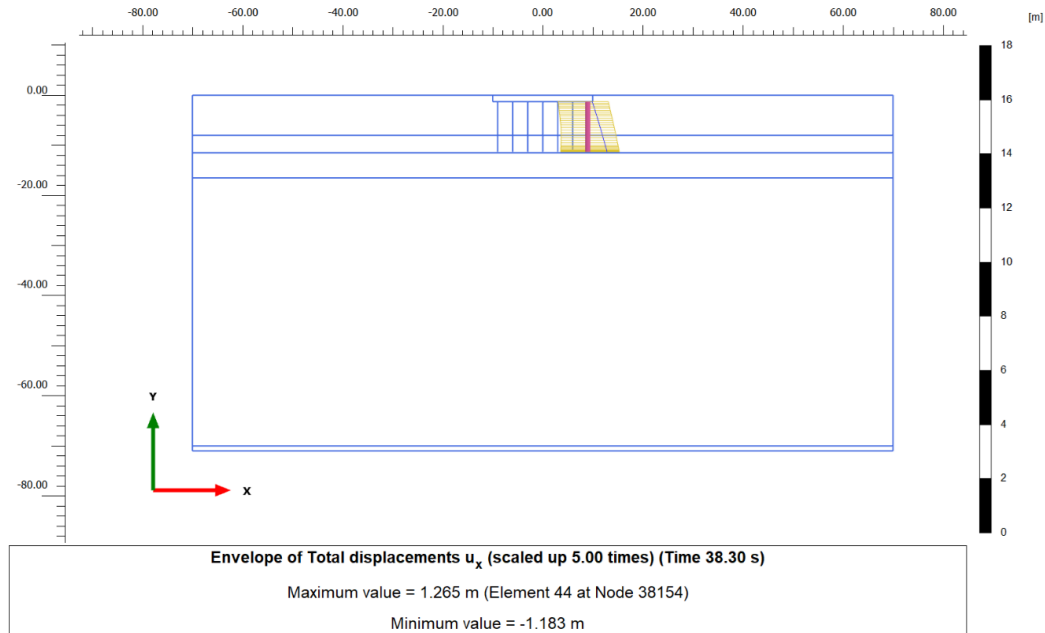
Şekil 4.29. Soldaki kazıkta meydana gelen moment

Şekil 4.30’da, deprem sırasında temelin sol sınırına yakın olan kazıkta oluşan kesme kuvveti değerinin 203.4 kN/m olduğu görülmektedir.



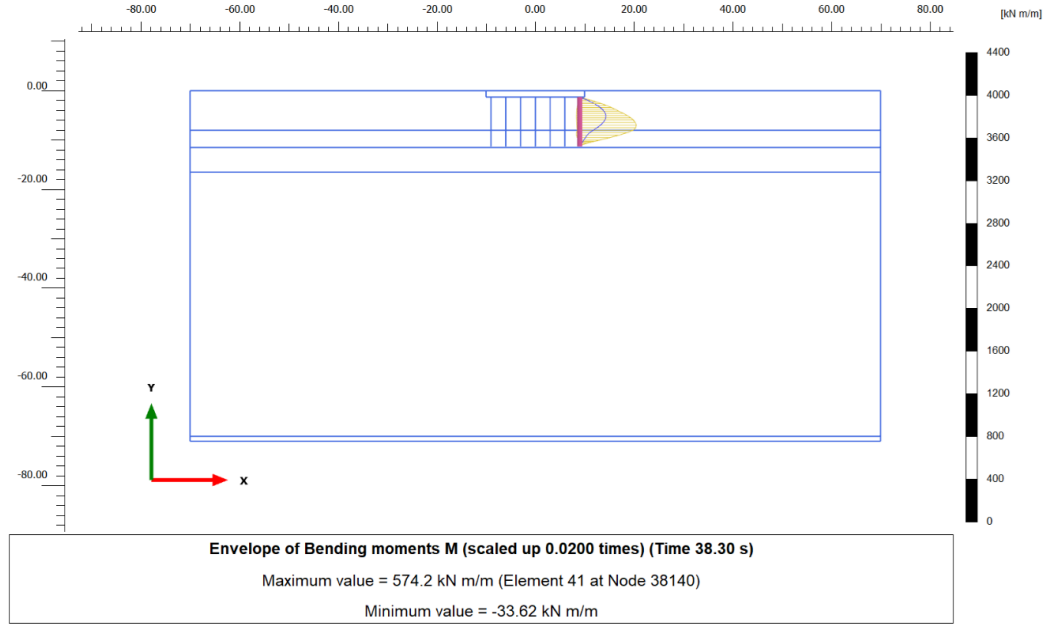
Şekil 4.30. Soldaki kazıkta görülen kesme kuvveti

Şekil 4.31’de, deprem sırasında temelin sağ sınırına yakın olan kazıkta oluşan maksimum yatay deplasman değerinin yaklaşık 1,265 m olduğu görülmektedir.



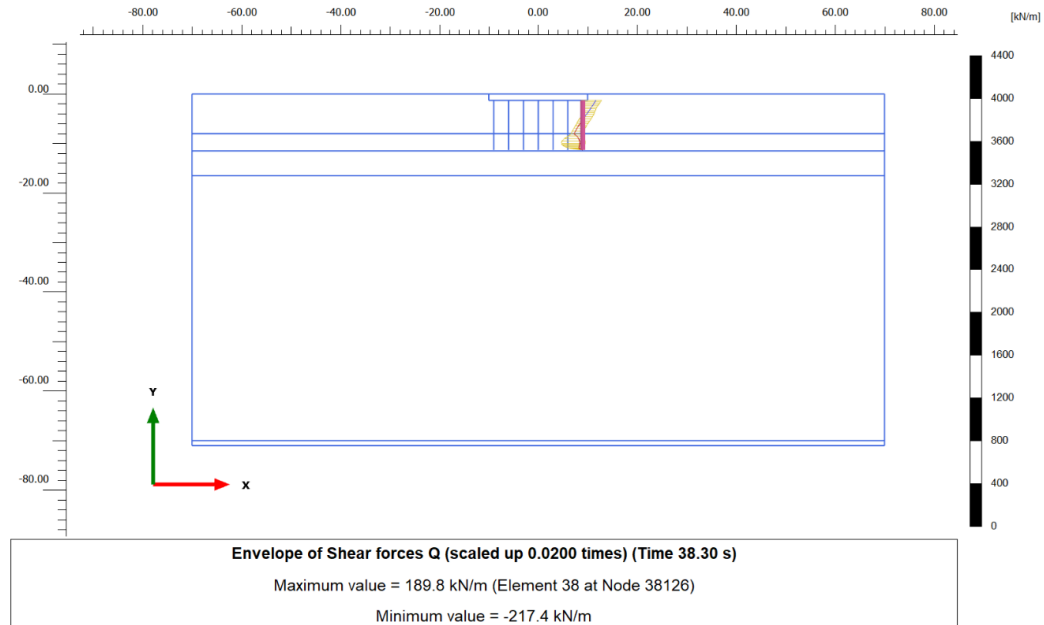
Şekil 4.31. Sağdaki kazıkta görülen yer değiştirme

Şekil 4.32’de, deprem sırasında temelin sağ sınırına yakın olan kazıkta oluşan moment değerinin 574,2 kN.m/m olduğu görülmektedir.



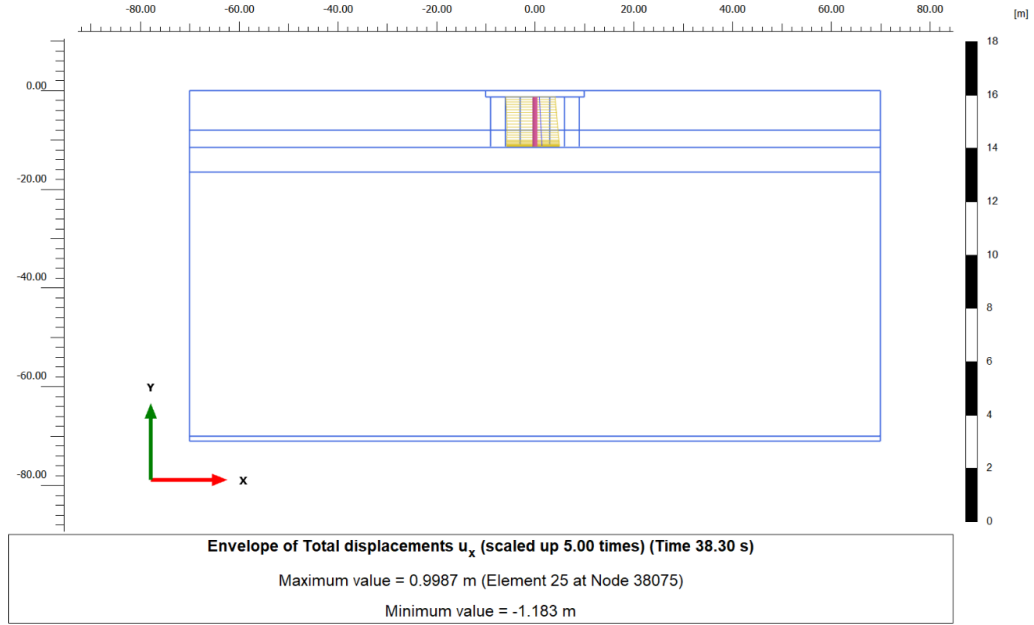
Şekil 4.32. Sağdaki kazıkta görülen moment

Şekil 4.33’de, deprem sırasında temelin sağ sınırına yakın olan kazıkta oluşan kesme kuvveti değerinin 217,4 kN/m olduğu görülmektedir.



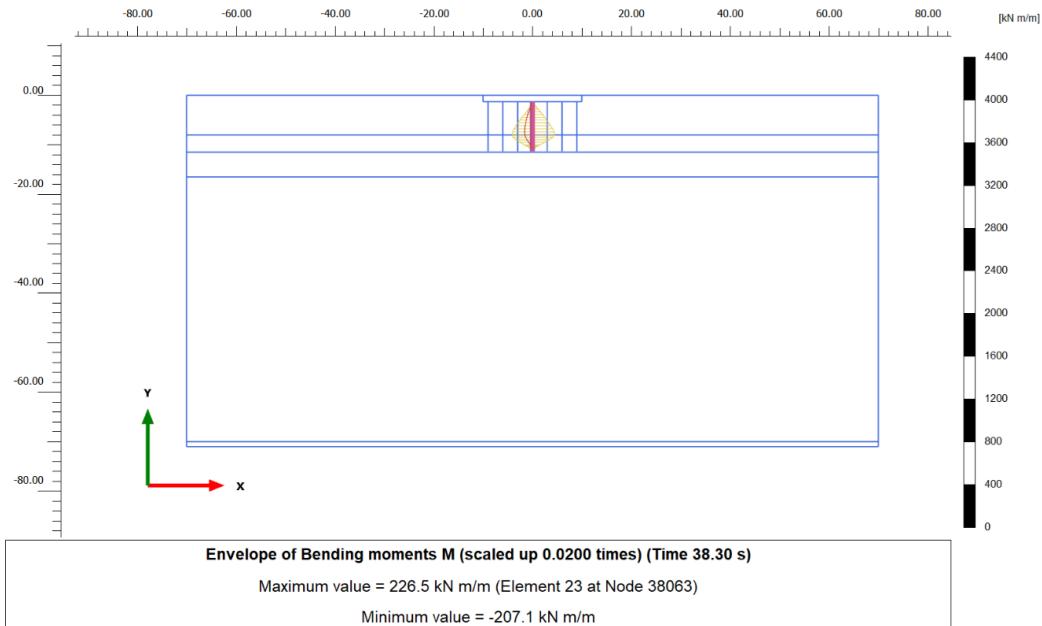
Şekil 4.33. Sağdaki kazıkta görülen kesme kuvveti

Şekil 4.34’de, deprem sırasında temelin ortasındaki kazıkta oluşan yatay deplasman değerinin 1,183 m olduğu görülmektedir.



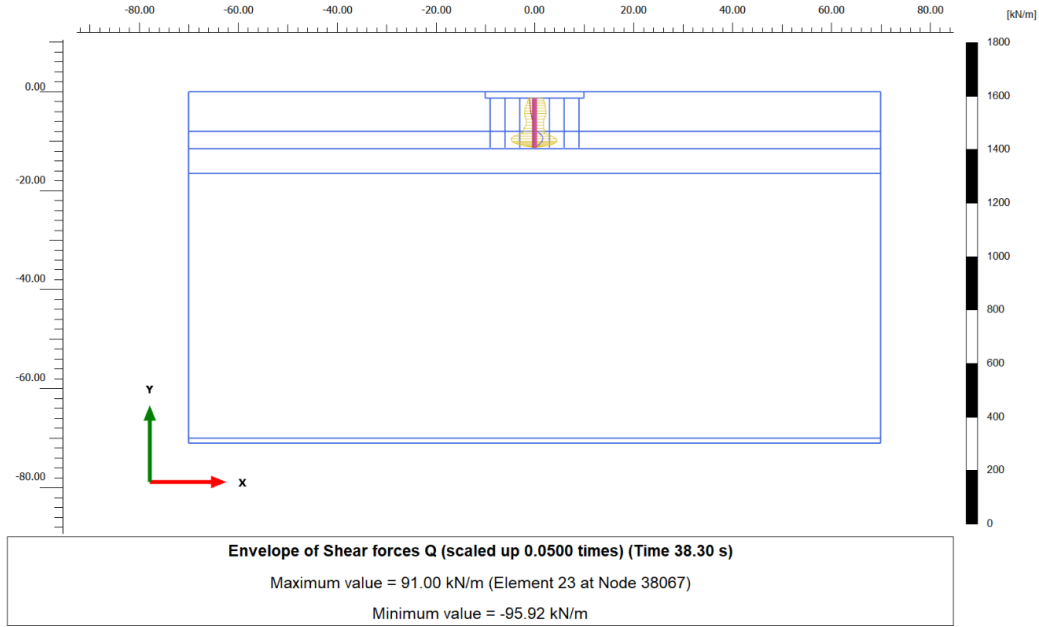
Şekil 4.34. Ortadaki kazıkta görülen kesme yer değiştirme

Şekil 4.35’de, deprem sırasında temelin ortasındaki kazıkta oluşan moment değerinin 226,5 kN.m/m olduğu görülmektedir.



Şekil 4.35. Ortadaki kazıkta görülen moment

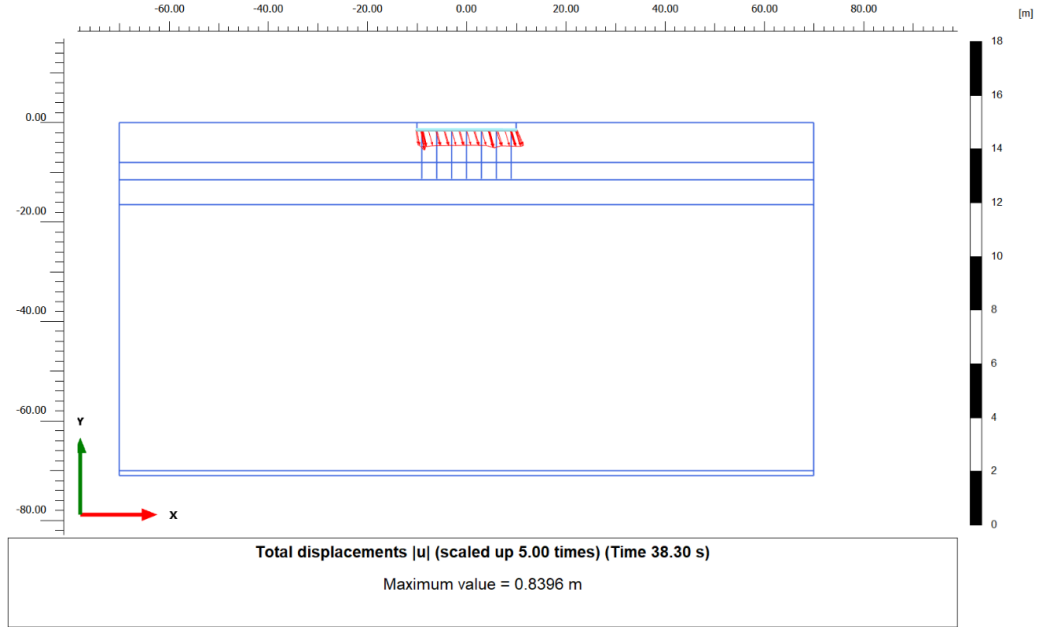
Şekil 4.36’da, deprem sırasında temelin ortasındaki kazıkta oluşan kesme kuvveti değeri 95,92 kN/m olduğu görülmektedir.



Şekil 4.36. Ortadaki kazıkta görülen kesme kuvveti

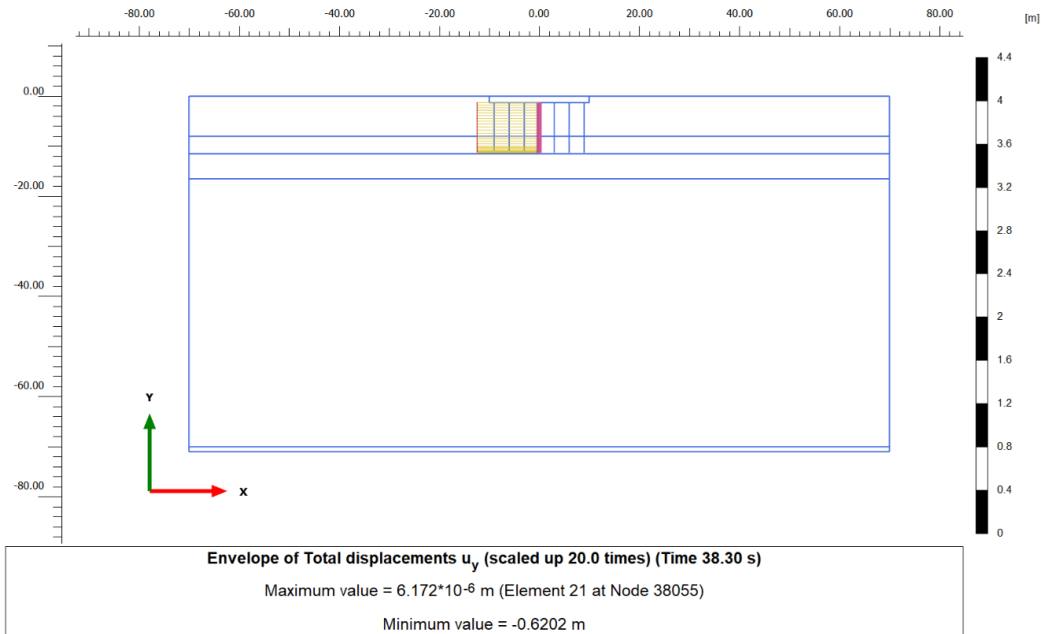
Plaxis modelinde bina yükü ve bina temeli de modellenmiştir, bununla birlikte kazıklar radyeye bağlı olmadığı için, yapının depremde salınımı sırasında oluşacak taban kesme kuvvetlerinin kazıklara aktarılmadığı kabul edilmiştir. Plaxis modelinde de kazıkların temele bağlantısı mafsalsal olarak modellenmiştir. Plaxis modelinde kazıklarda oluşan tesir kuvvetleri hem zemin deformasyonundan kaynaklanan etkileri hem de düşey yapı yükünün zeminde oluşturduğu deformasyonlardan kaynaklanan etkileri içermektedir.

Şekil 4.37’de deprem durumunda yapı temelinde meydana gelen deformasyon miktarının 0.84 m olduğu görülmektedir.



Şekil 4.37. Deprem durumunda temelde meydana gelen deformasyon

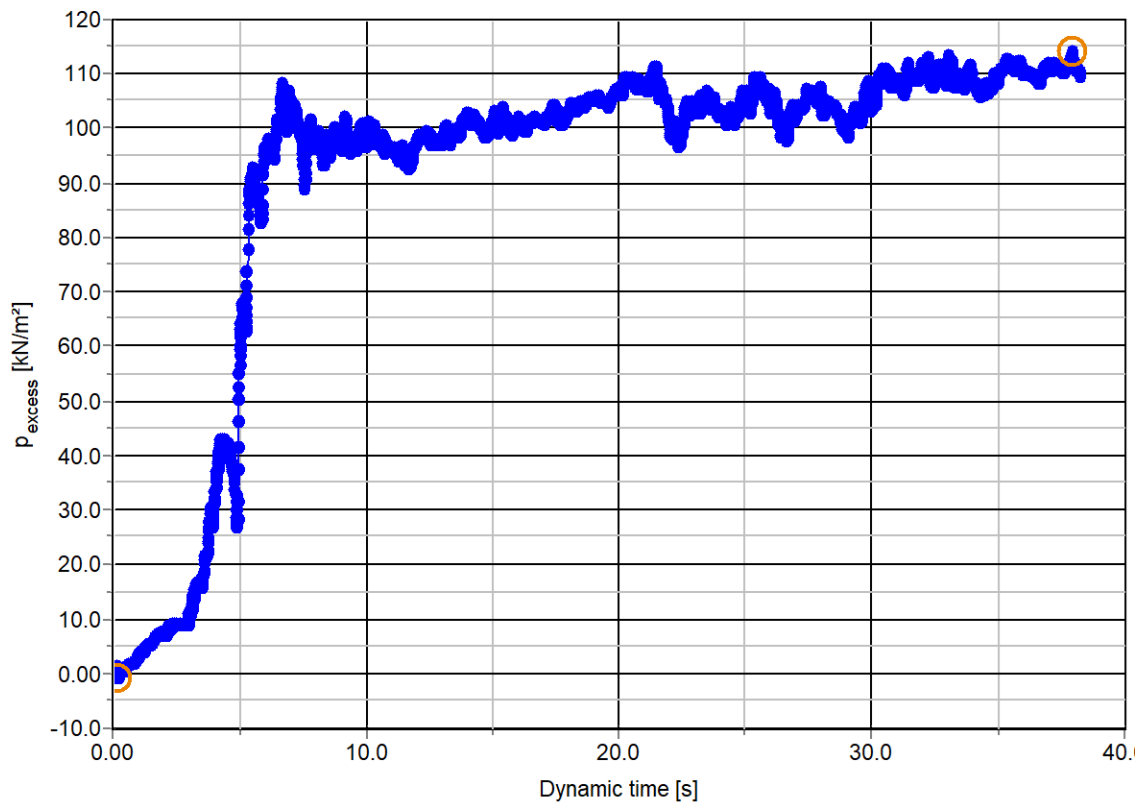
Şekil 4.38’de deprem durumunda orta kazıkta meydana gelen oturma miktarının yaklaşık 62 cm olduğu görülmektedir.



Şekil 4.38. Deprem durumunda kazıklarda meydana gelen oturma

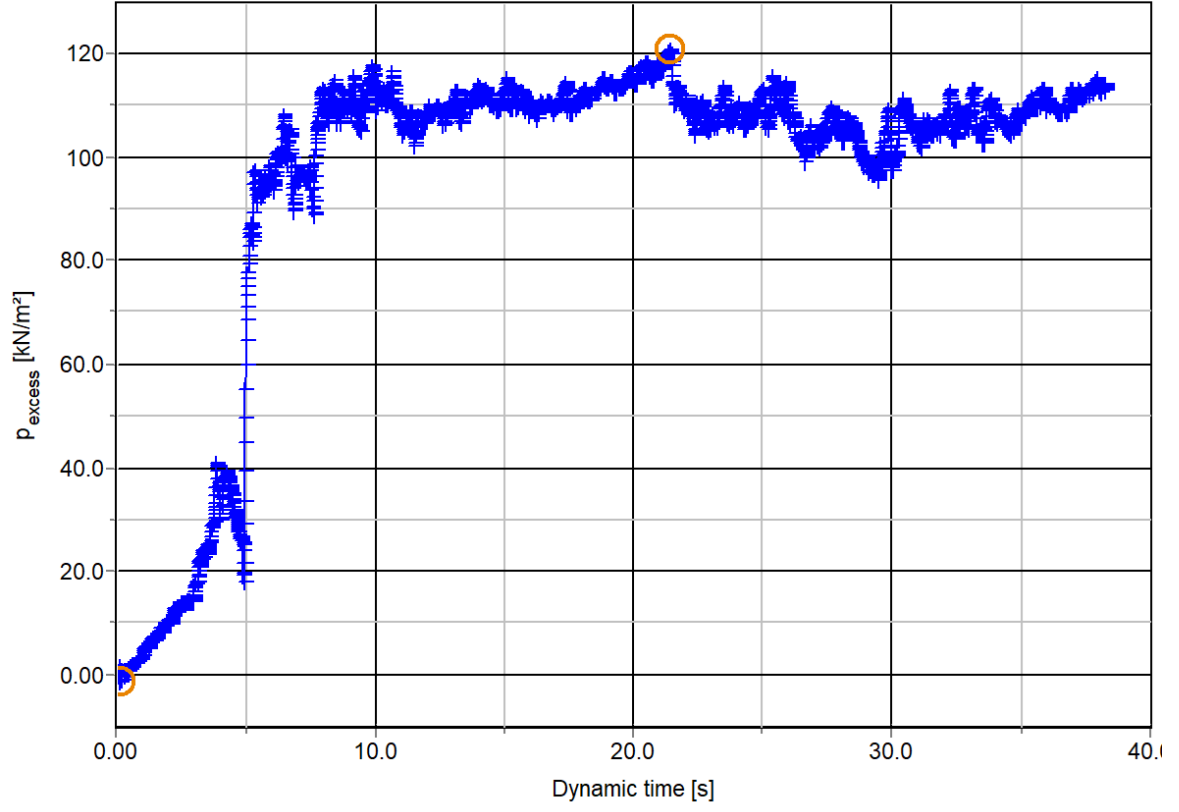
Deprem sonrası binada gerçekleşen oturma miktarının ise deprem sonrası saha gözlemleri sonucu 6 basamak, yaklaşık 1 m olduğu gözlemlenmiştir. Analiz sonuçlarından elde edilen binanın oturma miktarının gerçekte meydana gelen oturma ile paralel sonuçlar verdiği görülmektedir. Bununla birlikte Plaxis analizlerinde elde edilen deformasyonların düzlem deformasyon koşulu için geçerli olduğu ve deprem sonrasında aşırı boşluk suyu basıncının sönümlenmesiyle oluşacak ilave hacimsel birim deformasyonları içermediği dikkate alınmalıdır.

Şekil 4.39’da analiz sonucu temel altında 4 metre derinlikte meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı grafiği gösterilmektedir. Depremin ilk 6 saniyesinde boşluk suyu basıncında ciddi miktarda bir artış olduğu ve zeminin sıvılaştığı görülmektedir.



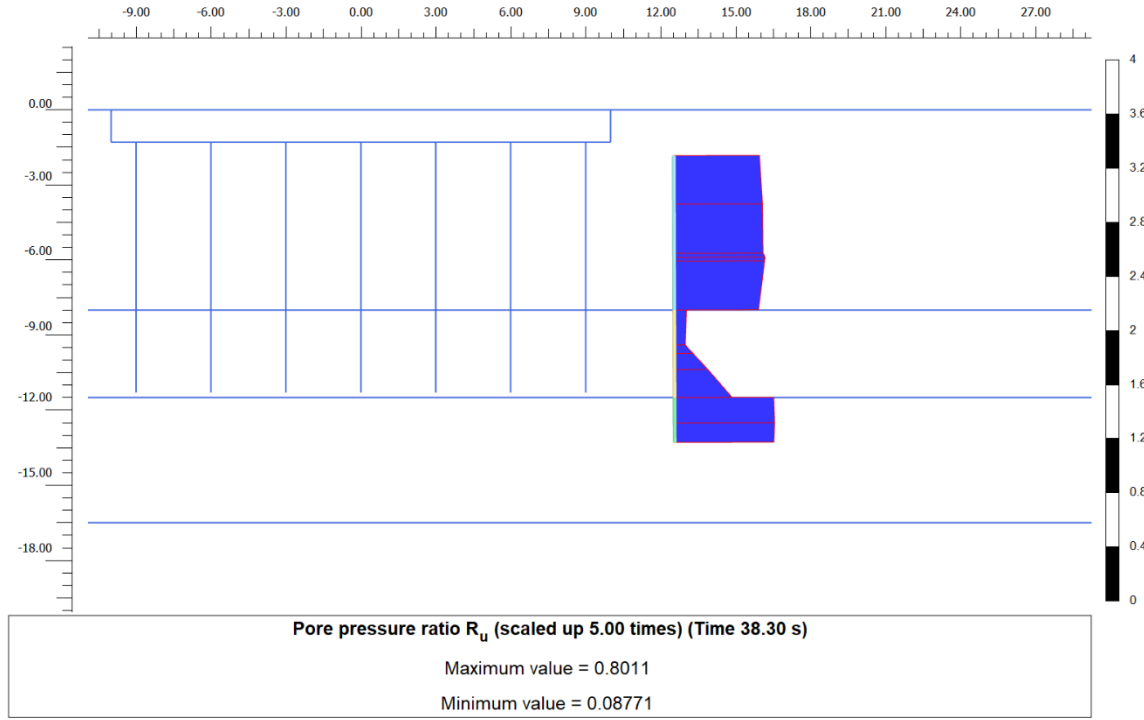
Şekil 4.39. Temel altında 4 metre derinlikte meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı

Şekil 4.40'da analiz sonucu 6 metre derinlikte kumlu silt biriminde meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı grafiği gösterilmektedir. Depremin yaklaşık 5. saniyesinde boşluk suyu basıncında ciddi miktarda bir artış olduğu görülmektedir.



Şekil 4.40. Kumlu silt biriminde meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı

Şekil 4.41’de deprem son anında zeminde meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı oranı temel seviyesinden sıkı siltli kum tabakasının yaklaşık 2.5 metresine kadar alınan bir kesit ile gösterilmektedir. Aşırı boşluk suyu basıncının siltli kum ve kumlu silt birimlerinde yaklaşık 0.8 mertebesinde çıkması bu bölgelerde efektif gerilmenin oldukça düştüğünü ve sıvılaşma – önemli miktarda mukavemet kaybı gerçekleştiğini göstermektedir.



Şekil 4.41. Zeminde meydana gelen aşırı boşluk suyu basıncı oranı

Zeminde meydana gelen yer değiştirme ve kazıkta meydana gelen yer değiştirme durumları incelendiğinde kazıkların belirli bir derinlik boyunca zemin ile birlikte hareket ettiği sonucuna varılmıştır. Bu durum, kazıkların tamamen sıvılaşabilen zemin tabakasında bulunduğunu ve bu nedenle yüksek yatay ve düşey deformasyonlara maruz kaldığını göstermektedir.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez kapsamında, 6 Şubat Kahramanmaraş depremlerinde Adıyaman'ın Gölbaşı ilçesinde bulunan Müftülük binasında meydana gelen hasar, dinamik yükleme durumunda zemin sıvılaşması konusu irdelenerek araştırılmıştır.

Deprem sonrasında sahada yapılan deney ve araştırmaların sonuçları kullanılarak Müftülük binası çevresinin zemin profili idealize edilerek parametre seçimi yapılmıştır. Bina çevresinde kullanılan deneyler SK-22 ve CPT-72'dir. Yapılan incelemeler sonrası zeminin kil, kum ve siltli birimlerden oluştuğu görülmüştür. Oluşturulan idealize zemin profilinde 0-8 metre arasında siltli kum birimi, 8-11,5 metre arası yumuşak kil birimi, 11,5-16,5 metre arası kumlu silt birimi, 16,5 metreden sonra ise katı kil birimi bulunmaktadır. Deprem sonrası saha incelemeleri bölgede sıvılaşmanın gerçekleştiğini göstermiştir. Bu nedenle, oluşturulan idealize zemin profilinde sıvılaşma potansiyeli olan zemin birimleri belirlenmiş olup siltli kum ve kumlu silt birimlerinin sıvılaşma potansiyeli olduğu sonucuna varılmıştır.

4. Bölümde anlatıldığı üzere, Müftülük binası bodrumsuz ve 6 normal kattan oluşan bir binadır. Bu nedenle binanın temelini siltli kum birimine oturduğu bilinmektedir. Bina temelini altında 10 metre boyunda ve 80 cm çapında fore kazıklar bulunmaktadır. Temel altındaki kazıklar yumuşak kil biriminin bitimine ve kumlu silt birimin başlangıcına soketlenmektedir ve bina temeline bağlı değildir. Binanın radye temele uyguladığı ortalama gerilme her normal kat için 15 kN/m^2 olarak alınmıştır.

Sıvılaşma konsepti göz önünde bulundurularak zemin davranışı, kazıklarda oluşan kuvvetler ve yer değiştirmelere ulaşılmanın amaçlandığı bu çalışmada bahsedilen sonuçlara ulaşabilmek amacı ile farklı programlardan faydalanılmıştır bunlar; DEEPSOIL, LPILE ve Plaxis 2D programlarıdır. CPT sonuçlarının dikkate alınarak sıvılaşma analizinin yapıldığı NCEER'in önerdiği yöntemde ise sıvılaşmanın gerçekleştiği tabakanın derinliğinin zemin yüzeyinden 12,5 metre derine kadar devam ettiği sonucuna varılmıştır.

Sıvılaşma analizlerinde kullanılmak üzere öncelikle bölgeye uygun deprem kaydı seçilmiştir. AFAD'ın TADAS web sayfası kullanılarak 6 Şubat 2023 tarihinde gerçekleşen 7,6 ve 7,7 büyüklüğündeki depreme ait kayıtlar incelenmiştir. Bu kayıtlar arasında Adıyaman Gölbaşı'na olan yakınlığı ve ölçülen maksimum yer ivmesinin çalışma bölgesinde oluşan ivme ile örtüşmesi sebebi ile Kahramanmaraş'daki 4615 numaralı

istasyonun verilerinin kullanılmasına karar verilmiştir. İvme kayıtlarının ham verileri TADAS'tan indirilerek filtreleme ve taban çizgisine göre düzeltme işlemleri için Seismosignal programından faydalanılmıştır. Düzeltmeler yapıldıktan sonra ivme kaydı verileri zaman tanım alanında yapılacak olan analizlerde kullanılmıştır.

DEEPSOIL programında frekans alanında eşdeğer lineer ve zaman tanım alanında lineer olmayan analizler yapılarak zeminin davranışı deprem durumunda incelenmiştir. Zaman tanım alanında yapılan analizlerde boşluk suyu basıncı artışının göz önünde bulundurulması ile elde edilen sonuçlarda zeminin maksimum yatay yerdeğiştirmesinin 5 metre olduğu görülmüştür. Bununla birlikte Deepsoil analizleri serbest saha koşulları için yapılmış olup binanın bodrumunun yapının yatay yerdeğiştirmesini azaltıcı etkisi olduğu dikkate alınmalıdır. Deepsoil analizlerinde, aşırı boşluk suyu basıncı katsayısı (r_u) değerinin 1'e yaklaştığı görülen tabakalarda sıvılaşmanın gerçekleştiği ön görülmüştür.

LPILE programı ile kazık-zemin etkileşiminin incelenmesi amaçlanmıştır. Sıvılaşma durumunun dikkate alınmadığı ve dikkate alındığı iki farklı analiz gerçekleştirilmiştir. Sıvılaşmanın dikkate alınmadığı analizde kazıkta meydana gelen maksimum yatay yer değiştirmenin zemin yüzeyinde 34 cm olduğu ve kazık alt ucunda bu değer 20 cm olduğu görülmüştür. Meydana gelen göreceli yer değiştirme bu durum için 14 cm'dir. Kazıktaki maksimum eğilme momenti değeri yaklaşık 8 metre derinlikte okunmuş olup 163.6 kNm'dir. Maksimum kesme kuvveti ise yaklaşık 9,5 metrede okunmuş olup 102,63 kN'dur. Zeminde görülen yatay yer değiştirme ise yüzeyde maksimum olarak okunmakta ve bu değer 28 cm'dir.

Sıvılaşma durumunda kazıkta meydana gelen maksimum yatay yer değiştirmenin zemin yüzeyinde yaklaşık 5 m olduğu ve kazık alt ucunda bu değer 3,8 m olduğu görülmüştür. Kazıktaki maksimum eğilme momenti değeri yaklaşık 8 metre derinlikte okunmuş olup 431,8 kN.m'dir. Maksimum kesme kuvveti ise yaklaşık 9,5 metrede okunmuş olup 234,7 kN'dur. Zeminde görülen yatay yer değiştirme ise yüzeyde maksimum olarak okunmakta ve bu değer yaklaşık 5 m'dir.

Kazıklarda ve zeminde okunan yatay yer değiştirmenin sıvılaşma durumunda 10 katından fazla bir değere çıktığı görülmüştür. Kazıklarda görülen belirgin yer değiştirme sonucu kazıkların yapı ile etkileşiminin sona erdiğini, etkisini tamamen yitirdiğini göstermektedir. .

Bununla birlikte Lpile analizlerinde uygulanan yatay yerdeşiştirmelerin serbest saha koşulları için yapılmış olun Deepsoil analizlerinden elde edilen maksimum değerler olduğu ve binanın bodrumunun yapının yatay yerdeğiştirmesini azaltıcı etkisi olduğu dikkate alınmalıdır. Sıvılaşma durumunda kazıkta okunan momentin sıvılaşmasız duruma göre artış göstermesi, zeminin yatayda yaptığı hareketin 1 metre içinde ani bir artış göstermesi sonucu meydana geldiği şeklinde yorumlanmaktadır. Bu durum araştırma bölgesindeki zeminde sıvılaşmanın meydana geldiğini kanıtlayan sonuçlar ortaya koymaktadır. Kazıklarda meydana gelen maksimum moment ve kesme kuvvetlerinin her iki durumda da sıvılaşma potansiyeli olan ve olmayan zemin birimlerinin ara yüzü olarak tanımlanabilecek ara yüzde meydana geldiği görülmüştür. Ayrıca, sıvılaşma potansiyeli olmayan zemin birimlerinin takip ettiği veya takip eden derinliklerdeki birimlerde meydana gelen sıvılaşmanın sıvılaşma potansiyeli olmayan zemin birimlerini de etkileyerek harekete geçirdiği görülmüştür.

Plaxis 2D programı sonuçları incelendiğinde, deprem sonunda zeminde görülen maksimum yer değiştirmenin 0,9 m, temelin sol sınırına yakın olan kazıkta yatay yer değiştirmenin 1,18 m, momentin 599 kN.m/m ve kesme kuvvetinin 203,4 kN/m olduğu görülmüştür. Temelin sağ sınırına yakın olan kazıkta yatay yer değiştirmenin 1,265 m, momentin 572,2 kN.m/m ve kesme kuvvetinin 217,4 kN/m olduğu görülmüştür. Temelin ortasındaki kazık incelendiğinde ise, yatay yer değiştirmenin 1,183 m, momentin 226,5 kN.m/m ve kesme kuvvetinin 95,92 kN/m olduğu görülmüştür. Plaxis programı sonuçları LPile programı sonuçlarının doğrudan kıyaslanması çok uygun değildir. LPile modelinde serbest saha koşulları varsayımına dayanan Deepsoil analizlerinden elde edilen maksimum yatay yerdeğiştirme profili kazıklara uygulanmıştır. Bu modelde yapının bodrumunun yatay deformasyonlara etkisi de dikkate alınamamaktadır. Ayrıca Deepsoil’de kullanılan boşluk suyu basıncı artışı modeli UBC3D-PLM ile kıyaslandığında daha basit bir bünye modelidir. Plaxis analizleri sonucu zeminde meydana gelen aşır boşluk suyu basıncı oranının yüzeye doğru yaklaşık 0.8’e ulaşması, sıvılaşma durumunu doğrulamaktadır.

6 şubat 2023 tarihinde meydana gelen iki yıkıcı deprem sonrası kaydedilen hasar, mühendislik yapılarının tasarım ve uygulamasındaki eksiklikleri ortaya koyar niteliktedir. Deprem sonrası yapılan araştırmalar oluşan hasarın genelinde hem yapılaşmadan hem de zemin özelliklerinden kaynaklandığını göstermektedir. Bununla birlikte, yapısal hasar görülmeksizin devrilen ve ciddi miktarda oturan binaların varlığı, deprem bölgesinde yapı zemin etkileşimlerinin göz ardı edildiğini ortaya koymaktadır. Güvenli bir tasarım için

yapılaşma öncesi zeminin saha ve laboratuvar deneyleri ile incelenmesi, sonuçlara göre gerekli ise uygun zemin iyileştirme yöntemlerinin uygulanması, temel altı kazığı gerekli ise yapı ile bağlantılı olacak şekilde kazık boyunun hesap ve analizler ile belirlenerek uygun zemin birimine soketlenmesi karşılaşılan hasarları minimuma indirmek için önerilmektedir.

KAYNAKLAR

- İnternet: (Şubat, 2023) Kahramanmaraş depremi hasar tespit çalışmaları
URL:<https://www.csb.gov.tr/deprem-bolgelerinde-830-bin-783-binadaki-3-milyon-273-bin-605-bagimsiz-birimde-hasar-tespit-calismasi-yapildi-bakanlik-faaliyetleri-38439> Son Erişim Tarihi: 10 Ağustos 2024
- Almasraf, M. (2018). *Numerical and analytical modelling of liquefaction-induced settlements for buildings during earthquakes*. İstanbul: İstanbul University Institute of Graduate Studies in Science and Engineering.
- Arpat, E., Şaroğlu, F. (1972). Doğu anadolu fayı ile ilgilibazı gözlemler. *MTA Dergisi*, 78, 44-50.
- Arpat, E., Şaroğlu, F. (1975). Türkiye'deki bazı önemli genç tektonik olaylar. *Türkiye Jeoloji Kurumu Bülteni*, 18, 1, 91-101.
- Atkinson, J. S. (1991). Experimental determination of soil properties. *International Society For Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, 915-956.
- Beaty, M. H., Byrne, P. M. (2011). *UBCSAND Constitutive Model Version 904aR Documentation Report*.
http://www.itascaudm.com/media/download/UBCSand/UBCSAND_UDM_Documentation.pdf, 2011 Son Erişim Tarihi: 5 Mayıs 2024
- Beaty, M., Byrne, P. M. (1998). An effective stress model for predicting soil liquefaction behaviour of sand. *Geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III. Edited by P. Dakoulas, M. Yegian, and R. Holtz. American Society of Civil Engineers, Geotechnical Special Publication*, 75(1), 766-777.
- Bentley. (2023). *Plaxis materials manual*. Delft, Netherlands: Delft University of Technology & Plaxis.
- Bowen, H. J., Cubrinovski, M. (2008). Effective stress analysis of piles in liquefiable soil: A case study of a bridge foundation. *Bulletin of New Zealand Society For Earthquake Engineering* 41 (4), 234-246.
- Bowles, J. E. (1997). *Foundation Analysis and Design*. Peoria, Illinois: The McGraw-Hill Companies, Inc.
- Cubrinovski, M. (2006). Behaviour of piles in liquefied deposits during earthquakes. *University of Canterbury, Christchurch, New Zealand* 33-41.
- Çetin, K. Ö., İlgaç, M. (2023). Reconnaissance report on february 6, 2023 Kahramanmaraş-Pazarcık (Mw = 7.7) and Elbistan (Mw = 7.6) earthquakes. *Türkiye Earthquake Reconnaissance and Research Alliance*.
- Çetin, K. Ö., Söylemez, B., Güzel, H., Çakır, E. (2024). Soil liquefaction sites following the february 6, 2023, Kahramanmaraş-Türkiye earthquake sequence. *Bulletion of Earthquake Engineering*, 22 (6), 1-24.

- Dash, S. R., Bhattacharya, S., Blakeborough, A. (2010). Bending-buckling interaction as a failure mechanism of piles in liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(1-2), 32-39.
- Dash, S. R., Govindaraju, L., Bhattacharya, S. (2009). A case study of damages of the Kandla Port and Customs Office tower supported on a mat-pile foundation in liquefied soils under the 2001 Buj earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2), 333-346.
- Day, R. W. (2012). *Geotechnical earthquake engineering handbook*. McGraw-Hill Companies, Inc.
- Dunham, J. W. (1954). *Pile foundations for buildings*. Proc. ASCE, Soil Mechanics and Foundation Division.
- Erol, A. O., Çekinmez, Z. (2014). *Geoteknik Mühendisliğinde Saha Deneyleri*. Ankara: Yüksel Proje Yayınları 14 (01).
- FEMA 303, (1997). *NEHRP Recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, D.C: Part 2: Commentary, Federal Emergency Management Agency.
- Hashash, Y. M., Musgrove, M., Harmon, J., İlhan, O., Groholski, D. R., Philips, C. A., Park, D. (2017). *DeepSoil 6.0, User Manual*.
- Hudson, M., Idriss, I., Beirkae, M. (1994). *QUAD4M User's manual*.
- Idriss, I. M., Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes*. United States of America: Earthquake Engineering Research Institute MNO-12.
- Ishihara, K. (1996). Soil behaviour in earthquake geotechnics. *Clarendon Press*, 208-344.
- Ishihara, K., Cubrinovski, M. (1998). Performance of large-diameter piles subjected to lateral spreading of liquefied soils. *Proc. 13th Southeast Asian Geotechnical Conf.*, (s. 1-14). Taipei.
- Iwasaki, T. (1986). Soil liquefaction studies in Japan, state of art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(1), 2-68.
- Japan Road Association (1990). *Specifications for highway bridges, Part 4*.
- Kayen, R. E., Mitchell, J. K., Seed, R. B., Lodge, A., Nishio, S., Countinho, R. (1992). Evaluation of SPT, CPT and shear wave-based methods for liquefaction potential assessment using Loma Prieta data. *US-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction, Vol.1*, (s. 177-204).
- Laera, A., Brinkgreve, R. J. (2015). *Plaxis site response analysis and liquefaction evaluation*. PLAXIS.
- Liao, S. S., Whitman, R. V. (1986, 112(3)). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 373-377.

- Look, B. G. (2007). *Handbook of geotechnical investigation and design tables*. London, UK: Tayloor & Francis Group.
- Lunne, T., Robertson, P. K., Powell, J. J. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. London UK & New York USA: Spon Press abd Taylor & Francis Group.
- Makra, A. (2013). Evaluation of the UBC3D-PLM constitutive model for prediction of earthquake induced liquefaction on embakment dams, MSc. Thesis. Delft University of Technology.
- Mital, U., Mohammadnaged, T., Andrade, J. E. (2017). Flow liquefaction instability as a mechanism for lower end of liquefaction charts. *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering*, 1090, 143, 1-20.
- Miwa, S., Ikeda, T., Sato, T. (2006). Damage process of pile foundation in liquefied ground during strong ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26 (2-4), 325-336.
- Mogami, T., Kubo, K. (1953). The behaviour of soil during vibration. *3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering* (s. 152-155). Switzerland: ISSMGE.
- Mollamahmutoğlu, M., Babuçcu, F. (2006). *Zeminlerde Sıvılaşma Analiz ve İyileştirme Yöntemleri*. Ankara: Akademisyen Kitabevi.
- O'Neill, M. W., Reese, L. C. (1999). Drilled shafts: construction procedures and design methods. *ADSC: The International Association of Foundation Drilling*, Publication no. ADSC-TL4, 1.
- Öztürk Kardoğan, P. S., Işık, N. S., Onur, M. İ., Bhattacharya, S. (2019). A study on the laterally loaded pile behaviour in liquefied soil using p-y method. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, 471(4).
- Petalas, A., Galavi, V. (2013). *Plaxis liquefaction model UBC3D-PLM*. PLAXIS B.V.
- Port and Harbour Research Institute. (1997). *Handbook on liquefaction Remediation on Reclaimed Land*. Rotterdam.
- Poulos, H. G., Small, J. C. (2000). Development of designcharts for concrete pavements and industrial groundslabs. 39-70. London: Design Applications of Raft Foundations, Hemsley, J.A., Thomas Telford.
- Poulos, S. J., Castro, G., France, J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, 111 (6), 772-792.
- Puebla, H., Byrne, M., Phillips, P. (1997). Analysis of canlex liquefaction embankments prototype and centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 641-657.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97, SM9, 1249-1273.

- State of art and practice in the assessment of earthquake-induced soil liquefaction and its consequences. (2016). *National Academies of Sciences, Engineering and Medicine*. Washington, DC: The National Academies Press.
- Takahashi, A., Takemura, J. (2005). Liquefaction-induced large displacement of pilesupported wharf. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(11), 811-825.
- Tang, L., Ling, X., Xu, P., Gao, X., Wang, D. (2009). Shake table test of soil-pile groups-bridge structure interaction in liquefiable ground. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 9(1), 39-50.
- Tsegaye, A. (2010). *Plaxis liquefaction model*. Plaxis Knowledge Base.
- Uzuoka, R., Sento, N., Kazama, M., Zhang, F., Yashima, A., Oka, F. (2007). Threedimensional numerical simulation of earthquake damage to group-pilesin a liquefied ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(2-4), 395-413.
- Wang, W. S. (1979). *Some finding in soil liquefaction*. Beijing, China: Research Institute of Water Conservancy and Hydroelectric Power.
- Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., Seed, R. B. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 297-313.



Gazili olmak ayrıcalıktır