



**6 ŞUBAT 2023 KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİNDE GÖLBAŞI
(ADİYAMAN) İLÇESİNDE GÖZLENEN SIVILAŞMA VE DÖNGÜSEL
YUMUŞAMA DAVRANIŞLARININ ARAZİ VERİLERİ, LABORATUVAR
DENEYLERİ VE SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ**

İlkay TONYALI

**DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI**

**GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

OCAK 2025

ETİK BEYAN

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

- 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 çalışmasında 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.

İlkay TONYALI

17/01/2025

6 ŞUBAT 2023 KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİNDE GÖLBAŞI (ADIYAMAN)
İLÇESİNDE GÖZLENEN SIVILAŞMA VE DÖNGÜSEL YUMUŞAMA
DAVRANIŞLARININ ARAZİ VERİLERİ, LABORATUVAR DENEYLERİ VE
SAYISAL ANALİZLER İLE İNCELENMESİ

(Doktora Tezi)

İlkay TONYALI

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Ocak 2025

ÖZET

Bu çalışma, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinin Adıyaman Gölbaşı ilçesindeki farklı zemin türlerinde meydana gelen yapı hasarlarını incelemektedir. Detaylı saha gözlemleri, laboratuvar testleri, dinamik deneyler ve sayısal analizler kullanılarak zeminlerin sıvılaşma ve döngüsel yumuşama davranışları değerlendirilmiştir. Arazi çalışmalarıyla elde edilen numuneler üzerinde gerçekleştirilen dinamik basit kesme deneyleri, zeminlerin tekrarlı yüklemeler altındaki davranışlarını analiz etmek için kullanılmıştır. Elde edilen bulgular, Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018) ve diğer literatürde sunulan sıvılaşma değerlendirme kriterleri ile karşılaştırılmıştır. Ancak, teorik sonuçların sahada gözlemlenen aşırı yapı deformasyonlarıyla uyumlu olmadığı tespit edilmiştir. Plaxis 2D yazılımıyla yapılan sonlu eleman analizleri, sıvılaşma kaynaklı oturma ve boşluk basıncının temel genişliği, rölatif sıkılık gibi parametrelere bağlı olduğunu göstermiştir. Bununla birlikte, bitişik nizam yapı yerleşimlerinde oturma davranışlarının, tekil yapı sistemlerine kıyasla daha karmaşık bir mekanizmaya sahip olduğu, mevcut analiz yöntemleriyle bu durumun yeterince doğru tahmin edilemediği belirlenmiştir. Bu çalışma, sıvılaşma ve döngüsel yumuşama potansiyelinin taşıma gücü ve oturma mekanizmalarına etkilerini ortaya koymaktadır. Çalışma bulguları, mevcut iki boyutlu analiz yöntemlerinin sınırlılıklarını vurgulamakta ve zeminlerin dinamik koşullardaki davranışlarının daha iyi temsil edilmesi için üç boyutlu modelleme tekniklerine ihtiyaç olduğunu göstermektedir.

Bilim Kodu : 91105

Anahtar Kelimeler : Sıvılaşma, döngüsel yumuşama, dinamik basit kesme deneyi

Sayfa Adedi : 230

Danışman : Prof. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ

İkinci Danışman : Prof. Dr. Kamil KAYABALI

INVESTIGATION OF LIQUEFACTION AND CYCLIC SOFTENING BEHAVIOR IN
GÖLBAŞI (ADIYAMAN) DISTRICT DURING THE 6 FEBRUARY 2023
KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKES THROUGH SITE INVESTIGATIONS,
LABORATORY TESTS, AND NUMERICAL ANALYSES

(Ph. D. Thesis)

İlkay TONYALI

GAZI UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

January 2025

ABSTRACT

This study investigates the structural damages caused by the February 6, 2023 Kahramanmaraş earthquakes on different soil types in Adıyaman Gölbaşı district. Detailed field observations, laboratory tests, dynamic tests and numerical analyses were used to evaluate the liquefaction and cyclic softening behavior of soils. Dynamic simple shear tests performed on specimens obtained from field studies were used to analyze the behavior of soils under repetitive loading. The findings were compared with the liquefaction evaluation criteria presented in the Turkish Building Earthquake Code (2018) and other literature. However, the theoretical results were found to be inconsistent with the extreme structural deformations observed in the field. Finite element analysis using Plaxis 2D software showed that liquefaction-induced settlement and void pressure depend on parameters such as foundation width and relative stiffness. However, it was determined that the settlement behavior of adjacent building settlements has a more complex mechanism compared to single building systems, and this situation cannot be predicted accurately enough with the existing analysis methods. This study reveals the effects of liquefaction and cyclic softening potential on the bearing capacity and settlement mechanisms. The findings of the study highlight the limitations of the existing two-dimensional analysis methods and show that three-dimensional modeling techniques are needed to better represent the behavior of soils under dynamic conditions.

Science Code : 91105

Key Words : Liquefaction, cyclic softening, dynamic simple shear test

Page Number : 230

Supervisor : Prof. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ

Co-Supervisor : Prof. Dr. Kamil KAYABALI

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın gerçekleştirilmesinde sundukları çok değerli bilgi, tecrübe ve yardımlar için tez danışmanlarım, değerli hocalarım Sayın Prof. Dr. Sami Oğuzhan AKBAŞ ve Sayın Prof. Dr. Kamil KAYABALI'ya,

Değerli katkılarıyla çalışmamın gelişimine katkıları olan jüri üyeleri Prof. Dr. Yüksel YILMAZ, Prof. Dr. Berna UNUTMAZ, Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK, Doç Dr. Bülent ÖZMEN'e,

Zorlu deneysel çalışma süreçlerinde bilgi, birikim ve desteğini hiçbir zaman esirgemeyen değerli hocam Dr. Öğr. Üyesi Turgay BEYAZ'a,

Bugünlere gelmemde çok büyük emek sarfeden maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen anneme, babama ve sevgili kardeşime,

Çalışmalarım esnasında beni sabırla karşılayıp, hep yanımda olan biricik eşim Nazan'a, tekrar birlikte geçireceğimiz güzel zamanları sabırla bekleyen oğlum Yalçın Deniz ve kızım Nil'e,

Çok değerli katkı ve yardımlarından dolayı İnş. Yük. Müh. Sümeyye ARHAN'a, Jeofizik Yük. Müh. Ali Zeynel Abidin DENİZOĞLU'na,

Zorlu saha çalışma koşullarında en iyisini yapmak için sabırla desteklerini esirgemeyen İmaksu Mühendislik Firması'ndan başta şirket ortağı Jeo. Müh. İsmail AKSU ve şirket ortağı Mahmut AKSU olmak üzere, sondaj ekibinden Jeo. Müh. Mustafa GÜLAY, Mahmut SEYHAN, Mehmet UZUN, Ömer ALTUNTERUN'na

Akademi Etüt Proje Firmasından Jeo. Müh. Murat YERTUTANOL ve Jeo. Müh. Esmâ ÇOBAN ve diğer çalışanlara,

En içten teşekkürlerimi, sevgi ve saygılarımla sunarım...

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET	iv
ABSTRACT.....	v
TEŞEKKÜR.....	vi
İÇİNDEKİLER	vii
ÇİZELGELERİN LİSTESİ.....	ix
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	xii
RESİMLERİN LİSTESİ.....	xix
HARİTALARIN LİSTESİ.....	xxi
SİMGELER VE KISALTMALAR.....	xxii
1. GİRİŞ	1
2. DİNAMİK ETKİLER ALTINDA ZEMİN DAVRANIŞLARI HAKKINDA ÖZET BİLGİLER	5
2.1. Zemin Büyütmesi	5
2.2. Sıvılaşma	5
2.3. Döngüsel Yumuşama	11
3. 6 ŞUBAT 2023 TARİHLİ KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİNE AİT GENEL BİLGİLER	13
3.1. İnceleme Alanlarına Ait Deprem Sonrası Değerlendirmeler	14
3.2. I No'lu İnceleme Alanı Özellikleri.....	16
3.3. II No'lu İnceleme Alanı Özellikleri	18
4. İNCELEME ALANI ZEMİN ÖZELLİKLERİ.....	21
4.1. I No'lu Alanda Gerçekleştirilen Zemin Araştırmaları	22
4.2. II No'lu Alanda Gerçekleştirilen Zemin Araştırmaları	29

5. İNCELEME ALANLARINA AİT SIVILAŞMA POTANSİYELLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ	37
6. LABORATUVAR DİNAMİK BASİT KESME DENEYİ SONUÇLARI	51
6.1. Dinamik Deneyler İçin I No'lu İnceleme Alanı Numune Özellikleri	55
6.2. Dinamik Deneyler İçin II No'lu İnceleme Alanı Numune Özellikleri.....	56
6.3. I No'lu İnceleme Alanına Ait Deney Sonuçları	60
6.4. II No'lu İnceleme Alanına Ait Deney Sonuçları	66
7. DENEYSEL BULGULARIN SAHA GÖZLEMLERİ İLE BİRLİKTE DEĞERLENDİRİLMESİ	73
7.1. I No'lu İnceleme Alanı Değerlendirmeleri.....	73
7.2. II No'lu İnceleme Alanı Değerlendirmeleri	85
7.2.1. Sayısal analiz verileri.....	102
7.2.2. Sayısal analiz sonuçları	128
8. SONUÇ VE ÖNERİLER	191
KAYNAKLAR.....	205
EKLER.....	215
EK-1. Elek analizi ve hidrometre deney sonuçları	216
EK-2. Jeofizik deney sonuçları	222
ÖZGEÇMİŞ	229

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge	Sayfa
Çizelge 2.1. Sıvılaşıma potansiyeli değerlendirme	11
Çizelge 3.1. 1 nolu inceleme alanından bulunan yapılarda elde olunan oturma değerleri	17
Çizelge 3.2. II No'lu inceleme alanından bulunan yapılarda elde olunan oturma değerleri	20
Çizelge 4.1. SPT düzeltme katsayıları	24
Çizelge 4.2. İSK-1 SPT deney sonuçları toplu gösterimi	24
Çizelge 4.3. İSK-1 presiyometre deney sonuçları	24
Çizelge 4.4. İSK-1 sondajı laboratuvar deney sonuçları.....	25
Çizelge 4.5. İSK-2 laboratuvar deney sonuçları	31
Çizelge 4.6. İSK-2 SPT deney sonuçları toplu gösterimi	34
Çizelge 5.1. Wang (1979) kriterleri	42
Çizelge 5.2. Jennings (1980) kriterleri.....	42
Çizelge 5.3. Seed ve Idriss (1982) kriterleri	43
Çizelge 5.4. Koester (1994) kriterleri	43
Çizelge 5.5. Andrew ve Martin (2000) kriterleri	44
Çizelge 5.6. Polito ve Martin (2001) kriterleri	44
Çizelge 5.7. Seed ve diğ. (2003) kriterleri	45
Çizelge 5.8. Bray ve Sancio (2006) kriterleri	45
Çizelge 5.9. Bol ve diğ. (2010).....	46
Çizelge 5.10. Pathak ve Purandare (2016) kriterleri.....	46
Çizelge 5.11. Bilge ve Çetin (2017) kriterleri.....	47
Çizelge 5.12. TBDY (2018) kriterleri	47
Çizelge 5.13. Önalp ve diğ. (2023) kriterleri	48

Çizelge	Sayfa
Çizelge 6.1. I No’lu inceleme alanından temin edilen örselenmemiş numune özellikleri	56
Çizelge 6.2. II No’lu inceleme alanı kum birimlere ait rölatif sıklık değerleri	58
Çizelge 6.3. Analize esas numunelere ait fiziksel özellikler	59
Çizelge 6.4. Dinamik deneylerde kullanılan numune özellikleri ve çevre basınçları.....	59
Çizelge 6.5. Dinamik deneylerde kullanılan numune özellikleri ve çevre basınçları.....	69
Çizelge 7.1. Taşıma gücü analiz sonuçlarının toplu gösterimi	85
Çizelge 7.2. Serbest alan sıvılaşma sonrası oturma analiz sonuçları.....	90
Çizelge 7.3. Yoshimi ve Tokimatsu yaklaşımına göre elde olunan oturma değerleri.....	92
Çizelge 7.4. Adachi ve diğ. (1992) yöntemine göre elde edilen oturma değerleri	93
Çizelge 7.5. Liu (1995) Yaklaşımına göre elde olunan oturma değerleri	94
Çizelge 7.6. Liu ve Dobry (1997) yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri.....	95
Çizelge 7.7. Sharir ve Pak yaklaşımına göre elde olunan oturma değerleri	96
Çizelge 7.8. Model katsayıları toplu gösterimi.....	97
Çizelge 7.9. Unutmaz ve Çetin yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri.....	98
Çizelge 7.10. Bertalot ve diğ. (2013) yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri ...	99
Çizelge 7.11. Karamitros ve diğ. (2013) yöntemine göre elde edilen oturma değerleri .	100
Çizelge 7.12. Lu (2017) yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri.....	101
Çizelge 7.13. Bray ve Macedo (2017) yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri..	102
Çizelge 7.14. Lineer elastik yapısal model parametreleri.....	104
Çizelge 7.15. Hardening soil zemin modeli parametreleri (Plaxis, 2024)	105
Çizelge 7.16. Hardening soil small strain zemin modeli parametreleri (Plaxis, 2024) ..	106
Çizelge 7.17. UBC3D-PLM zemin modeli parametreleri (Plaxis, 2024)	108
Çizelge 7.18. Plaxis 2D analizlerinde kullanılan parametreler	113
Çizelge 7.19. Analizlerde dikkate alınan sönüm parametreleri	116

Çizelge	Sayfa
Çizelge 7.20. Analizlerde kullanılan sınır koşulları ve serbestlik dereceleri.....	119
Çizelge 7.21. Modellemelerde kullanılan zati ve kaplama gerilme değerleri.....	119
Çizelge 7.22. Analizlerde dikkate alınan hareketli yük değerleri (TS-498)	120
Çizelge 7.23. Kahramanmaraş Pazarcık ve Elbistan Depremlerinin Adıyam Gölbaşı ilçesinde oluşturduğu en yüksek ivme değerleri	123
Çizelge 7.24. Analizlerde kullanılan başlıca deprem verileri	125
Çizelge 7.25. Sayısal analizler sonucunda elde edilen serbest alan ve A, B, C, D ve E Blok tekli yapı modellerine ait başlangıç efektif gerilmesi (σ'_{v0A}), maksimum ilave boşluk basıncı değerleri (p_{excmax}) ve maksimum boşluk basıncı oranları (r_{umax}).....	147
Çizelge 7.26. Sayısal analizler sonucunda elde edilen serbest alan ve F, G, H, J ve CONST. Blok tekli yapı modellerine ait başlangıç efektif gerilmesi (σ'_{v0A}), maksimum ilave boşluk basıncı değerleri (p_{excmax}) ve maksimum boşluk basıncı oranları (r_{umax}).....	148
Çizelge 7.27. Başlangıç efektif gerilme değişim oranına ($\theta\sigma'_{v0A}$) ait değerlendirme renk skalası ve puanlama değerleri	149
Çizelge 7.28. İnceleme alanındaki bloklara ait renk skalası ve puanlama değerleri	149
Çizelge 7.29. Regresyon analizinde kullanılan yapı özellikleri ve oturma sonuçları	164
Çizelge 7.30. X Blok için yapısal özellikler ile denklem ve saha ölçüm oturma değerleri.....	166
Çizelge 7.31. Sayısal analiz sonuçları ve literatür verileri ile elde edilen sınıvlaşma durumu oturma değerleri toplu gösterimi.....	167
Çizelge 7.32. Tekil ve grup yapı oturma durumuna göre dinamik durum sayısal analiz oturma sonuçları ile saha bulgularının toplu olarak kıyaslanması	179
Çizelge 7.33. Deneyde kullanılan zemin özellikleri (Barrios ve diğ., 2017).....	182

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil	Sayfa
Şekil 2.1. Eşik ivme kayma dalgası hızı değişimleri	8
Şekil 4.1. İSK1 PN-1 numunesine ait elek analizi ve hidrometre deney sonuçları	25
Şekil 4.2. İSK-1 UD-3,00m doğrudan kesme deney sonuçları.....	26
Şekil 4.3. İSK-1 UD-6,00m doğrudan kesme deney sonuçları.....	27
Şekil 4.4. İSK-1 UD-7,50m doğrudan kesme deney sonuçları.....	27
Şekil 4.5. İSK-1 UD-10,00m doğrudan kesme deney sonuçları.....	27
Şekil 4.6. İnceleme alanı I zemin profili görünümü	29
Şekil 4.7. İSK-2 PN-1 numunesine ait granülometri eğrisi	30
Şekil 4.8. İSK-2 Dr= %40 doğrudan kesme deney sonuçları	31
Şekil 4.9. İSK-2 Dr= %55 doğrudan kesme deney sonuçları	32
Şekil 4.10. İSK-2 Dr= %70 doğrudan kesme deney sonuçları	32
Şekil 4.11. İSK-2 Dr= %85 doğrudan kesme deney sonuçları	32
Şekil 4.12. İSK-2 Dr= %100 doğrudan kesme deney sonuçları	33
Şekil 4.13. İnceleme alanı II zemin profili görünümü.....	34
Şekil 5.1. Seed ve diğ. (2003) tarafından geliştirilen zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesine ilişkin grafik.....	38
Şekil 5.2. Bray ve Sancio (2006) sıvılaşma kriterleri gösterimi.....	39
Şekil 5.3. Boulanger ve Idriss (2006) “Kum benzeri” ve “Kil benzeri” zeminler ile CRR ilişkisi	39
Şekil 5.4. Bol ve diğ. (2010)’a göre sıvılaşma kriterleri.....	40
Şekil 6.1. Tekrarlı yükleme altında tipik kayma gerilmesi-kayma birim deformasyon ilişkisi (.....)	54
Şekil 6.2. Numune derinliklerine göre I No’lu inceleme alanı dinamik deneyler sonuçları a) 3.00 m; b) 4.50 m; c) 6.00 m; d) 7.50 m; e) 10.00 m	62
Şekil 6.3. İSK-1 PN-4 numunesine ait r_u -çevrim sayısı değişimi ($\sigma'_v=100$ kPa).....	63

Şekil	Sayfa
Şekil 6.4. Numune derinliklerine göre I No'lu inceleme alanı için çevrim sayısı- τ_{cyc}/s_u oranı değişimleri a) 3.00 m; b) 4.50 m; c) 6.00 m; d) 7.50 m; e)10.00 m ...	66
Şekil 6.5. PN-2 6,00 metre derinlik ve $D_r = \%40$ için gerilim-gerinim grafiği	67
Şekil 6.6. PN-3 7,50 metre derinlik ve $D_r = \%70$ için gerilim-gerinim grafiği	67
Şekil 6.7. PN-4 9,00 metre derinlik ve $D_r = \%85$ için gerilim-gerinim grafiği	68
Şekil 6.8. PN-7 13,50 metre derinlik ve $D_r = \%70$ için gerilim-gerinim grafiği	68
Şekil 6.9. PN-8 15,00 metre derinlik ve $D_r = \%100$ için gerilim-gerinim grafiği	69
Şekil 6.10. Çevrim sayısı- r_u oranı değişimi	71
Şekil 7.1. a) Kayı apartmanı 3D yapısal modeli; b) Statik koşullar için temel altı gerilme değişimi	74
Şekil 7.2. Dinamik durum temel altı gerilme değerleri: a) 0.20g; b) 0.25g; c) 0.30g.....	75
Şekil 7.3. Kayı Apartmanı tahmini yenilme yüzeyi ve drenajsız kayma dayanımı toplu gösterimi.....	76
Şekil 7.4. f_l değeri plastisite indeksi ilişkisi	77
Şekil 7.5. Statik durum ve $s_u = 48,00$ kPa için analiz sonuçları	80
Şekil 7.6. Statik durum ve $s_u = 38,40$ kPa için analiz sonuçları	81
Şekil 7.7. Dinamik durum ($a_{max} = 0,20$ g) ve $s_u = 48,00$ kPa için analiz sonuçları	82
Şekil 7.8. Dinamik durum ($a_{max} = 0,20$ g) ve $s_u = 38,40$ kPa için analiz sonuçları	82
Şekil 7.9. Dinamik durum ($a_{max} = 0,25$ g) ve $s_u = 48,00$ kPa için analiz sonuçları	83
Şekil 7.10. Dinamik durum ($a_{max} = 0,25$ g) ve $s_u = 38,40$ kPa için analiz sonuçları	83
Şekil 7.11. Dinamik durum ($a_{max} = 0,30$ g) ve $s_u = 48,00$ kPa için analiz sonuçları.....	84
Şekil 7.12. Dinamik durum ($a_{max} = 0,30$ g) ve $s_u = 38,40$ kPa için analiz sonuçları	84
Şekil 7.13. LiqSvs programı serbest alan sıvılaşma analiz sonuçları	91
Şekil 7.14. 1964 Niigata Depremi sonrası sıvılaşma neticesinde ortaya çıkan oturma oranı-genişlik oranı ilişkisi)	92
Şekil 7.15. Temel genişliği/sıvılaşma tabaka kalınlığı ile temel oturması/sıvılaşma kalınlığı ilişkisi	93

Şekil	Sayfa
Şekil 7.16. 1983 Nihonkai-Chubu Depremi sonrası sıvılaşma neticesinde ortaya çıkan oturma oranı-genişlik oranı ilişkisi.....	94
Şekil 7.17. Kompaksiyon derinliği/temel genişliği oranına bağlı serbest alan-temel altı oturma ilişkisi	95
Şekil 7.18. Yapı genişliği boyunca $K\alpha$ düzeltme faktörü değişimi	98
Şekil 7.19. Temel altı gerilme ve temel genişliğine göre oturma-sıvılaşma tabaka kalınlığı ilişkisi.....	99
Şekil 7.20. Deprem özellikleri, rölatif sıklık ve yükleme koşullarına göre N_{LR} değerleri	101
Şekil 7.21. Küçük şekil değiştirmelerin hesaplanma yöntemleri.....	106
Şekil 7.22. Akma yüzeyleri.....	108
Şekil 7.23. İSK-2 $D_r = \%40$ için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri	110
Şekil 7.24. İSK-2 $D_r = \%55$ için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri	110
Şekil 7.25. İSK-2 $D_r = \%70$ için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri	110
Şekil 7.26. İSK-2 $D_r = \%85$ için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri	111
Şekil 7.27. İSK-2 $D_r = \%100$ için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri	111
Şekil 7.28. Deprem sırasında araziden uzak davranışı dikkate alan serbest alan sınır koşulları.....	118
Şekil 7.29. Pazarcık depremi esnasında Gölbaşı Deprem Kayıt İstasyonu ivme-zaman verileri.....	121
Şekil 7.30. Pazarcık depremi esnasında Adıyaman Tut Deprem Kayıt İstasyonu ivme-zaman verileri.....	121
Şekil 7.31. Elbistan depremi esnasında Adıyaman Tut Deprem Kayıt İstasyonu ivme-zaman verileri.....	122
Şekil 7.32. Adıyaman Gölbaşı ilçesi için ölçeklendirilmiş Kahramanmaraş Elbistan deprem kaydı.....	124
Şekil 7.33. %5 sönüm oranına göre spektral ivme-periyot grafiği	125
Şekil 7.34. Fourier genliği-frekans grafiği.....	125
Şekil 7.35. Plaxis 2D zemin katman modellemesi.....	126

Şekil	Sayfa
Şekil 7.36. Tekil ve grup modelleme görünüşleri.....	127
Şekil 7.37. Serbest alan durumu SC-2 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	128
Şekil 7.38. Serbest alan durumu SC-3 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	129
Şekil 7.39. Serbest alan durumu SC-4 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	129
Şekil 7.40. Serbest alan durumu SC-5 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	130
Şekil 7.41. Serbest alan durumu SC-6 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	130
Şekil 7.42. Serbest alan durumu SC-7 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	131
Şekil 7.43. Serbest alan durumu SC-8 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	131
Şekil 7.44. Serbest alan durumu SC-9 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	132
Şekil 7.45. Serbest alan durumu SC-10 birimi için r_u -zaman değişim grafiği.....	132
Şekil 7.46. Sayısal analizler neticesinde elde edilen serbest alan r_u değerleri ile DBKD sonuçlarının kıyaslaması.....	133
Şekil 7.47. A Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	134
Şekil 7.48. B Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	134
Şekil 7.49. C Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	134
Şekil 7.50. D Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	135
Şekil 7.51. E Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	135
Şekil 7.52. F Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	135
Şekil 7.53. Cons. dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	136
Şekil 7.54. G Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	136
Şekil 7.55. H Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	136
Şekil 7.56. J Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri.....	137
Şekil 7.57. Model-1 (A-B-C Bloklar) toplu bina yerleşimi için r_u değerleri.....	137
Şekil 7.58. Model-2 (D-E-F-Const. Bloklar) toplu bina yerleşimi için r_u değerleri.....	137
Şekil 7.59. Model-3 (H-G Bloklar) toplu bina yerleşimi için r_u değerleri.....	138

Şekil	Sayfa
Şekil 7.60. SC-2 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	138
Şekil 7.61. SC-3 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	139
Şekil 7.62. SC-4 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	139
Şekil 7.63. SC-5 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	140
Şekil 7.64. SC-6 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	140
Şekil 7.65. SC-7 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	141
Şekil 7.66. SC-8 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	141
Şekil 7.67. SC-9 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	142
Şekil 7.68. SC-10 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği.....	142
Şekil 7.69. SC-2 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	143
Şekil 7.70. SC-3 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	143
Şekil 7.71. SC-4 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	143
Şekil 7.72. SC-5 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	144
Şekil 7.73. SC-6 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	144
Şekil 7.74. SC-7 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	144
Şekil 7.75. SC-8 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	145
Şekil 7.76. SC-9 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	145
Şekil 7.77. SC-10 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri.....	145
Şekil 7.78. SC-2 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	154
Şekil 7.79. SC-3 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	154

Şekil	Sayfa
Şekil 7.80. SC-4 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	155
Şekil 7.81. SC-5 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	155
Şekil 7.82. SC-6 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	155
Şekil 7.83. SC-7 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	156
Şekil 7.84. SC-8 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	156
Şekil 7.85. SC-9 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	156
Şekil 7.86. SC-10 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri	157
Şekil 7.87. Sayısal analizler neticesinde A Blok temel oturma görünümü.....	158
Şekil 7.88. Sayısal analizler neticesinde B Blok temel oturma görünümü.....	159
Şekil 8.89. Sayısal analizler neticesinde C Blok temel oturma görünümü.....	159
Şekil 7.90. Sayısal analizler neticesinde D Blok temel oturma görünümü.....	160
Şekil 7.91. Sayısal analizler neticesinde E Blok temel oturma görünümü.....	160
Şekil 7.92. Sayısal analizler neticesinde F Blok temel oturma görünümü.....	161
Şekil 7.93. Sayısal analizler neticesinde Cons. temel oturma görünümü.....	161
Şekil 7.94. Sayısal analizler neticesinde G Blok temel oturma görünümü.....	162
Şekil 7.95. Sayısal analizler neticesinde H Blok temel oturma görünümü.....	162
Şekil 7.96. Sayısal analizler neticesinde J Blok temel oturma görünümü.....	163
Şekil 7.97. Sayısal analizler neticesinde X Blok temel oturma görünümü.....	165
Şekil 7.98. A Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi.....	168
Şekil 7.99. B Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi.....	168
Şekil 7.100. C Blok tekil yapı yapı analiz sonuçları toplu gösterimi.....	168
Şekil 7.101. D Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi.....	169
Şekil 7.102. E Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi.....	169
Şekil 7.103. F Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi.....	169

Şekil	Sayfa
Şekil 7.104. G Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi.....	170
Şekil 7.105. H Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi.....	170
Şekil 7.106. J Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi	170
Şekil 7.107. Const. Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi	171
Şekil 7.108. Temel boyutsal özelliklerini dikkate alan sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin sayısal analiz sonuçlarına göre bağıl hata	172
Şekil 7.109. Temel gerilmeleri, zemin mukavemet özelliklerini, deprem verilerini v.b. dikkate alan sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin sayısal analiz sonuçlarına göre ortalama bağıl hata (Relative Error) oranları	174
Şekil 7.110. Model-1 analiz sonucunda elde edilen A Blok oturma görünümü.....	175
Şekil 7.111. Model-1 analiz sonucunda elde edilen B Blok oturma görünümü	176
Şekil 7.112. Model-1 analiz sonucunda elde edilen C Blok oturma görünümü	176
Şekil 7.113. Model-2 analiz sonucunda elde edilen D Blok oturma görünümü	177
Şekil 7.114. Model-2 analiz sonucunda elde edilen E Blok oturma görünümü.....	177
Şekil 7.115. Model-2 analiz sonucunda elde edilen F Blok oturma görünümü.....	177
Şekil 7.116. Model-2 analiz sonucunda elde edilen Cons. Blok oturma görünümü.....	178
Şekil 7.117. Model-3 analiz sonucunda elde edilen G Blok oturma görünümü	178
Şekil 7.118. Model-3 analiz sonucunda elde edilen H Blok oturma görünümü	179
Şekil 7.119. Model-1 tekli ve grup yapı yerleşimlerine göre analiz sonucunda elde edilen büyük ölçekli deformasyon görünümleri	180
Şekil 7.120. Terzaghi (1943) yaklaşımında tanımlanan göçme yüzeyi	185
Şekil 7.121. Temellerde rölatif sıkılı-temel derinlik ve genişlik oranı (D/B) arasındaki ilişki.....	187
Şekil 7.122. Zımbalama yenilme mekanizması	188

RESİMLERİN LİSTESİ

Resim	Sayfa
Resim 2.1. Sıvılaşma hasar görünümleri: a) kum kaynaması b) yanal yayılma ve yatay deformasyon c) taşıma gücü yenilmesi d) düşey deformasyon	6
Resim 3.1. İnceleme alanlarının Gölbaşı Gölü'ne göre göre konumları)	16
Resim 3.2. I No'lu inceleme alanı yerleşim planı ve yapı hasar görünümleri.....	17
Resim 3.3. II No'lu inceleme alanı yerleşim planı ve uydu görünümü	18
Resim 3.4. 2 Nolu İnceleme Alanı yapı hasar görünümleri.....	19
Resim 3.5. C blok yapı hasar görünümü.....	20
Resim 4.1. Gölbaşı ilçesi zemin grubu dağılımı	21
Resim 4.2. İnceleme alanında gerçekleştirilen İSK1 sondajına ait bir fotoğraf	22
Resim 4.3. İSK1 sondajına ait sandık fotoğrafı	23
Resim 4.4. Sismik serim görünümü	28
Resim 4.5. İnceleme alanında gerçekleştirilen İSK2 sondajına ait bir fotoğraf	30
Resim 4.6. İSK-2 sondajı sandık fotoğrafı.....	33
Resim 6.1. Dinamik basit kesme deney düzeneği.....	52
Resim 6.2. Deney esnasında numune görünümü	53
Resim 6.3. 5 nolu numuneye ait deney hazırlık görünümü	56
Resim 6.4. II No'lu inceleme alanı dinamik deneylerine esas numune görünümleri	60
Resim 7.1. Kayı Apartmanı deprem sonrası hasar görünümleri	73
Resim 7.2. A Blok sıvılaşma kaynaklı düşey deformaasyon görünümü	86
Resim 7.3. A ve B Blok sıvılaşma kaynaklı açısal deformaasyon görünümü.....	86
Resim 7.4. D Blok sıvılaşma kaynaklı düşey deformaasyon görünümü	87
Resim 7.5. İnceleme alanı II'de gözlemlenen sıvılaşma kaynaklı kum boşalımları.....	87
Resim 7.6. Gölbaşı inceleme alanı ile Tut Deprem İstasyonunun deprem merkez üslerine göre konumları	123
Resim 7.7. X blok ile II No'lu inceleme alanı yerleşimi	164

Resim**Sayfa**

- Resim 7.8. X blok deformasyonlarına ait bir görünüm 165
- Resim 7.9. Sıvılaşma sonrası yapı etrafı kabarma görünümleri: a) A, B ve C blok yerleşimi; b) D-E-F-G blok yerleşimi 186



HARİTALARIN LİSTESİ

Harita	Sayfa
Harita 3.1. İnceleme alanı yer bulduru.....	14
Harita 3.2. $M_w= 7.7$ Kahramanmaraş Depremi'nde oluşan yer ivme değerleri toplu gösterimi.....	15



SİMGELER VE KISALTMALAR

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

Simgeler	Açıklamalar
a_t	Sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için gerekli başlangıç ivmesi,
a_{max}	Deprem meydana getirebileceği varsayılan maksimum ivme değerini,
a_d	Tasarım ivme değerini
α ve β	Rayleigh sönüm katsayıları
α, β	İnce tane oranına bağlı katsayıları
B	Temel Genişliği
b_c, b_q, b_γ	temel sapma faktörleri
C_N	= Derinlik düzeltme katsayısı
C_R	= Tij boyu düzeltme katsayısı
C_S	= Numune alıcı tipi düzeltme katsayısı
C_B	= Sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı
C_E	= Enerji oranı düzeltme katsayısı
C_D	temel gömülme derinliği düzeltme faktörü
c'	efektif kohezyon değeri
CAV_{dp}	Deprem büyüklüğünü tarif eden kümülatif mutlak hız
[C]	sönüm değeri
c	Kohezyon
D_{50}	Ortalama tane çapı
D_r	Rölatif sıklık
d_c, d_q, d_γ	derinlik faktörleri
E	Elastisite modülü
E_{50}	Sekant rijitliği
E_{oed}	Birincil ödometri yüklemesi için tanjant rijitliği
E_{ur}	Elastik yükleme/boşaltma rijitliği
E_p	Presiyometre Deformasyon Modülü
E_{ur}	yük boşaltma rijitliği
e_{max}	Maksimum boşluk oranı

Simgeler	Açıklamalar
e_{min}	Minimum boşluk oranı
F_S	Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı
F_a	Başlangıç ivme yöntemi güvenlik katsayısı
f_1	Kilin plastisite indeksine bağlı katsayı
f_{dens}	Yoğunlaştırma (sıkılaştırma) faktörü
f_{Epost}	Sıvılaşma sonrası faktörü
f_1	Zemin doğal frekansı
f_2	Deprem hâkim frekansı
f	Hakim frekans
G	Kayma modülü
g	Yer çekimi ivmesi
H	Tabaka kalınlığı
IL	Likidite indeksi
i_c, i_q, i_γ	Yük eğim faktörleri
K_{onc}	Normal konsolidasyon katsayısı
$[K]$	Rijitlik matrisi
$k_B^* e$	Elastik bulk modülü faktörü
$k_G^* e$	Elastik kayma modülü faktörü
$k_G^* p$	Plastik kayma modülü faktörü
LL	Likit limit
L	Temel Uzunluğu
IL	Sıvılaşma İndeksi
IL	Sıvılaşma potansiyeli indeksi
$[M]$	Zemin kütle matrisi
MSF	Deprem büyüklüğüne bağlı katsayı
M_w	Deprem büyüklüğü
M_w	Deprem büyüklüğü
m_e	Elastik bulk modülünün gerilime bağlı oranı
n_e	Elastik bulk modülünün gerilime bağlı oranı
n_p	Plastik kayma modülünün gerilmeye bağlı oranı
N	Deprem eşdeğer çevrim sayısı

Simgeler	Açıklamalar
N	Standart penetrasyon deneyi darbe sayısı
N_{1,60f}	%60 enerji iletim oranı ve ince tane oranı düzeltilmesi yapılmış SPT-N değeri
N_{1,60}	Düzeltilme yapılmış SPT-N değeri
N_{LR}	Sıvılaşmış zeminlerin mukavemet özelliklerini temsil etmek amacıyla geliştirilen indeks
N	= Arazide ölçülen SPT darbe sayısı
N_{1,60}	= Düzeltilmiş SPT N değeri
N_c, N_q, N_γ	Taşıma gücü faktörleri
OCR	Aşırı konsolidasyon oranı
P_L	Presiyometre Limit Basınç değeri
P_L*	Presiyometre Net Limit Basınç değeri
PL	Plastik limit
PI	Plastisite indeksi
ρ_s	Zemin birim hacim ağırlığı
P_a	Atmosferik basınç değeri
p_{ref}	Referans gerilme
R_f	Göçme oranı
R	İnceleme alanının deprem merkezine uzaklığı
S_c, S_q, S_γ	Şekil faktörleri
S	Toplam oturma
S_u	Drenajsız kayma dayanımı
T	Deprem hakim periyodu
V_s	Zemin kayma dalgası hızı
V_p	Zemin basınç dalgası hızı
z	Tabaka orta noktasının derinliği
Z_{liq}	Sıvılaşma tabaka kalınlığı
W	Sıvılaşma potansiyeli azaltma faktörü
δ	Farklı oturma
w_n	Doğal su muhtevası
σ'_v	Efektif düşey gerilme
τ_{cyc}	Döngüsel kayma dayanımı

Simgeler	Açıklamalar
τ_{rez}	Döngüsel rezidüel kayma dayanımı
r_u	İlave boşluk basıncı oranı
γ'	Efektif birim hacim ağırlığı
g_c, g_q, g_γ	Zzemin eğim faktörleri
q	Temel altı gerilme
ν_{ur}	Poisson oranı
$\sigma_{tension}$	Çekme gerilmesi
ϕ	İçsel sürtünme açısı
Ψ	Dilatasyon açısı
ϕ_{cv}	Sabit hacimli sürtünme açısı
ϕ_p	Pik sürtünme açısı
σ_t	Gerilme kesme ve çekme dayanımı
ξ	Sönüm oranı
w_i ve w_j	açısal frekansları
$\Delta\sigma'_{v0i}$	başlangıç efektif gerilme değişim oranı
a_{max}	En büyük yatay yer ivmesi
σ_{v0}	Toplam düşey gerilme
σ'_{v0}	Efektif düşey gerilme

Kısaltmalar	Açıklamalar
CRR	Döngüsel direnç oranı CRR
CSR	Döngüsel gerilme oranı
CPT	Konik penetrasyon testi
IDO	İnce tane oranı
MASW	Çok Kanallı Yüzey Dalgası Analizi
PMT	Presiyometre Testi
PGA	Maksimum yer ivmesi
SPT	Standart Penetrasyon Testi

1. GİRİŞ

Deprem sonrası meydana gelen hasarlar değerlendirildiğinde, binalardaki yapısal problemlerin yanında yapı-zemin etkileşiminde ortaya çıkan sonuçların da son derece önemli paya sahip olduğu görülmektedir. Belirli bir yerdeki titreşimin süresi ve şiddeti deprem büyüklüğüne, kaynaktan uzaklığa, depremin ürettiği dalgaların yol aldığı ortamın fiziksel özelliklerine göre değişim göstermektedir. Sismik dalgalar kaynaktan yeryüzüne kadar büyük oranda yer kabuğunu oluşturan ana kayada ilerlemekle birlikte, yayılımlarının bir bölümünü daha gevşek bir yapıya sahip zemin tabakalarında tamamlamaktadır. Zemin tabakalarının fiziksel ve mukavemet özellikleri, yeryüzünde gözlenen dinamik etkinin karakteristiğini önemli ölçüde belirlemektedir. Örneğin zemin tabakaları, yayılım esnasında bazı frekanslardaki sismik dalgaları söndürürken, bazılarını ise büyütebilirler. Bu durum literatürde “Zemin Etkisi” olarak adlandırılmaktadır (Yalçınkaya, 2010). Bununla birlikte, deprem esnasında yüzeye yakın zemin tabakalarında meydana gelen dinamik davranışların üst yapılara etkileri Geoteknik Mühendisliği'nin en temel ilgi alanlarından birini oluşturmaktadır.

Özellikle 1960'lı yıllardan bu yana meydana gelen depremler sonrası gerçekleştirilen gözlemler sonucunda, tekrarlı sismik etkilere maruz zemin davranışları detaylı şekilde araştırılmaktadır. Önceleri suya doygun kohezyonsuz birimlerde meydana gelen problemler için gerçekleştirilen çalışmalar, 1975 Haicheng ve 1979 Tangshan depremleri sonrası ince taneli zeminlerin yenilme vakaları üzerine yoğunlaşmıştır. Buna ek olarak, 1999 yılında meydana gelen Kocaeli ve Chi-Chi depremleri ile birlikte, düşük plasiteli silt ve kil birimler için sıvılaşma potansiyellerinin belirlenmesi konusunda birçok araştırma gerçekleştirilmiştir.

Merkez üssü Kahramanmaraş'ın Pazarcık ve Elbistan ilçelerinde, 6 Şubat 2023 tarihinde meydana gelen 7,7 ve 7,6 M_w büyüklüğündeki depremler neticesinde liman tesisleri, binalar, köprüler ve yaşam hatları gibi kıyı bölgelerindeki yapıların yanı sıra doymuş nehir yatakları üzerindeki yapılarda önemli hasarlar gözlemlenmiştir. Zeminlerde meydana gelen mukavemet kayıpları nedeniyle herhangi bir yapısal hasara uğramamış önemli sayıda binanın aşırı üniform ve/veya farklı oturmalar sonucunda zemine gömüldüğü veya rijit olarak devrildiği belirlenmiştir. Bu deformasyonların temel nedeni geleneksel “sıvılaşma”

etkileri olarak görülmektedir. Bazı bölgelerde, söz konusu yapıların kil birimler üzerinde inşa edilmiş olması nedeniyle “döngüsel yumuşama” mekanizmasının etkili olabileceği öngörülse de, hakim görüşün sıvılaşma üzerine odaklanmasının nedeni, döngüsel yumuşama mekanizmasının iyi belgelenmiş vaka geçmişinin sınırlı olmasından kaynaklanmaktadır.

Bu çalışma kapsamında, tektonik bir göl çevresinde konumlandırılmış olan Adıyaman ili Gölbaşı ilçesi’ndeki yapılarda meydana gelen aşırı deformasyonlar, geoteknik deprem mühendisliği prensipleri çerçevesinde deneysel ve sayısal analizler yardımı ile incelenmiştir. Özellikler yapısal hasar gözlenmeyen birçok binada tespit edilen oturma ve dönmelerin dikkat çekici olduğu iki bölgede araştırmalar yoğunlaştırılmıştır. Bu bağlamda, zemin profillerinin tespit edilmesi amacıyla öncelikle sondaj çalışmaları gerçekleştirilerek arazi deneyleri uygulanmıştır. Saha araştırmalarında elde edilen numuneler ve veriler kullanılarak dinamik basit kesme deney düzeneği yardımıyla zeminlerin tekrarlı yüklemeler altındaki davranışları laboratuvar ortamında araştırılmıştır. Bina türü yapılar, statik ve dinamik koşullar altında belirlenen zemin özellikleri dikkate alınarak sonlu elemanlar yöntemi ile modellenmiş ve analiz edilmiştir. Çalışmanın bulguları, sahada gerçekleştirilen gözlemsel ve aletsel ölçümler ile karşılaştırılarak değerlendirilmiştir.

Bu çalışmada, ikinci bölümde dinamik etkiler altında zemin davranışları ele alınarak, deprem sırasında zemin tabakalarının fiziksel ve mekanik özelliklerinin dinamik etkiler üzerindeki rolü değerlendirilmiştir. Zemin büyütmesi, sıvılaşma ve döngüsel yumuşama gibi kritik mekanizmalar detaylı şekilde tanımlanmıştır.

Üçüncü bölümde ise, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri ile ilgili kapsamlı bilgiler sunulmuş, deprem sonrası hasarların boyutu, bölgedeki yer hareketi parametreleri ve Gölbaşı ilçesinde yaşanan zemin kaynaklı deformasyonlara ilişkin genel değerlendirmeler aktarılmıştır. İnceleme alanlarına ait yapı hasarları detaylı bir şekilde ele alınmış, özellikle yapısal hasar gözlenmeyen ancak zemin deformasyonları nedeniyle devrilme, yan yatma ve oturma gibi sorunlarla karşılaşan binalar üzerine yoğunlaşmıştır. Ayrıca, bölgede kullanılan ölçüm yöntemleri, yer ivmesi tahminleri ve gözlemsel bulguların bilimsel değerlendirmesi yapılmıştır.

Dördüncü bölümde, inceleme alanında gerçekleştirilen zemin araştırmaları detaylı bir şekilde ele alınmıştır. Bu kapsamda, her iki inceleme alanında yapılan araştırma sondaj

çalışmaları ve arazi deneyleri incelenmiş, Standart Penetrasyon Testi (SPT) ve Presiyometre (PMT) deneyleri ile zemin tabakalarının mekanik özellikleri belirlenmiştir. Arazi çalışmalarından elde edilen numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri gerçekleştirilerek, zeminlerin indeks özellikleri, mukavemet parametreleri belirlenmiştir. Özellikle ilerleyen bölümlerde gerçekleştirilecek değerlendirme ve analizlere temel olacak kritik zemin özellikleri kapsamlı deneylerle belirlenmiştir. Bunun yanı sıra, sismik kırılma yöntemleri ve Çok Kanallı Yüzey Dalgası Analizi (MASW) kullanılarak zemin tabakalarının kayma dalgası hızı (V_s) ve basınç dalgası hızı (V_p) gibi parametreler ölçülmüştür. Bu veriler doğrultusunda, inceleme sahasına ait idealize zemin profilleri oluşturulmuş ve yeraltı su seviyesinin konumu ile zemin tabakalarının fiziksel ve mukavemet özelliklerinin derinlik boyunca değişimi ortaya konulmuştur.

Beşinci bölümde, laboratuvar deney sonuçları ve literatürde verilmiş olan sıvılaşma risk durumu değerlendirme yöntemleri kullanılarak her iki inceleme alanı için sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi yapılmıştır. Elde edilen sonuçların saha gözlemleri ile kıyaslaması yine aynı bölümde sunulmuştur.

Altıncı bölümde, inceleme sahalarından temin edilen örselenmiş ve örselenmemiş numunelerde dinamik basit kesme düzeneği ile uygulanan deney çalışmaları değerlendirilmiştir. Her iki alan için belirlenen tekrarlı yüklemeler altındaki dinamik zemin özellikleri detaylı olarak aktarılmıştır. Özellikle, sıvılaşma durumunun göstergesi olan boşluk basıncı oranları ile drenajsız kayma mukavemeti değişimleri detaylı olarak değerlendirilmiştir. Elde edilen sonuçlar, I No'lu inceleme alanında zemin profilini oluşturan düşük plastisiteli kil (CL) birimlerde döngüsel yumuşama potansiyelini, II No'lu inceleme alanındaki killi kum (SC) birimlerindeki sıvılaşma potansiyelini belirlemede kullanılmıştır. Zemin özellikleri kullanılarak literatürde verilmiş olan sıvılaşma potansiyeli belirleme yöntemlerinin etkinliği ayrıca değerlendirilmiştir.

Yedinci bölümde, her iki inceleme alanına ait zeminlerin fiziksel özellikleri ile statik ve dinamik koşullar altındaki mukavemet parametreleri belirlenerek sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Modellerde, binalar için eşdeğer yayılı yük tanımlaması yapılmıştır. Bu bağlamda, I No'lu alandaki düşük plastisiteli kil birimlerde belirlenen döngüsel yumuşama etkisi, Kayı Apartmanı'nda gerçekleştirilen saha ölçümleri doğrultusunda değerlendirilmiştir. Literatürde tanımlanan dinamik koşullar altında taşıma gücü

prosedürleri uygulanarak, dinamik deneyler sonucunda elde edilen zemin mukavemet değişimleri kapsamında yapı performansı incelenmiştir. Bunun sağlanabilmesi için, üst yapı analizlerinde, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri sırasında Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde meydana gelen dinamik etkiler dikkate alınmıştır. Deprem yer ivmelerine ilişkin olarak, literatürde tanımlanan 0,20g, 0,25g ve 0,30g değerleri kullanılarak ayrı ayrı analizler gerçekleştirilmiştir.

Dinamik koşullar altında zemin mukavemet değişimleri ve yapı temel altındaki gerilme artışları değerlendirildiğinde, Kayı Apartmanı'nda meydana gelen zemin yenilme mekanizması üzerine detaylı analizler gerçekleştirilmiştir.

Aynı bölümde, II No'lu inceleme alanında gerçekleştirilen saha gözlemleri ve laboratuvar analiz sonuçları doğrultusunda, yapılarda sıvılaşma kaynaklı deformasyon mekanizmalarını belirlemeye yönelik kapsamlı değerlendirmeler yapılmıştır. Çalışma kapsamında elde edilen veriler, literatürde tanımlanan çeşitli sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemleri ile karşılaştırılmış ve saha gözlemleriyle birlikte analiz edilerek, sıvılaşmanın yapılar üzerindeki etkileri hakkında önemli çıkarımlar elde edilmiştir.

Son bölümde, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremleri sonucunda Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde meydana gelen zemin kaynaklı yapı hasarları, her iki inceleme alanı için ayrı ayrı değerlendirilmiştir. Çalışma kapsamında gerçekleştirilen saha incelemeleri ve laboratuvar analizleri doğrultusunda, zeminlerin statik ve dinamik özellikleri özetlenmiştir. Elde edilen veriler kullanılarak, sıvılaşma ve döngüsel yumuşama kaynaklı zemin hasarlarının nedenleri, sayısal analiz sonuçları, literatür verileri ve saha gözlemleri çerçevesinde detaylı olarak incelenmiştir. Ayrıca, sıvılaşma ve döngüsel yumuşama kaynaklı hasar oluşumlarının önceden tahmin edilmesine yönelik uygulanması gereken prosedürler tartışılmış ve bu doğrultuda öneriler sunulmuştur. Bununla birlikte, gelecekte bu çalışmaya ek olarak geliştirilebilecek araştırma konularına da değinilmiştir.

2. DİNAMİK ETKİLER ALTINDA ZEMİN DAVRANIŞLARI HAKKINDA ÖZET BİLGİLER

Litosfer parçalanmalarından meydana gelen levhaların hareketleri sonucu görülen tektonik depremlerin oluşumu "Elastik Sıçrama" teorisi ile açıklanır (AKÜ, 2024). Birbirlerini iten ya da altına girmeye çalışan levhalar arasında sürtünme kuvveti oluşur. Sürtünme direncinin aşıldığı durumda ani kırılmalar meydana gelir ve bu durum çok uzaklara yayılabilen deprem dalgaları meydana getirir. Bu dalgalar geçtiği ortamları sarsarak ve depremin oluş yönünden uzaklaştıkça enerjisi azalarak yayılır. Deprem esnasında yer yüzünde görülebilen ve kilometrelerce uzanabilen "yüzey kırığı" adı verilen deformasyon yapıları oluşabilir (AKÜ, 2024).

Sismik dalgalar kaynaktan yeryüzüne kadar büyük oranda yer kabuğunu oluşturan ana kayada ilerlemekle birlikte, yayılımlarının bir bölümünü daha gevşek yapıya sahip zemin tabakalarında tamamlar. Zemin tabakalarının fiziksel ve mukavemet özellikleri, yeryüzünde gözlenen dinamik etkinin karakteristiğini önemli ölçüde etkiler.

2.1. Zemin Büyütmesi

Deprem sırasında belirli bir noktadaki titreşimin süresi ve şiddeti, deprem büyüklüğüne, kaynaktan uzaklığa, depremin ürettiği dalgaların yol aldığı ortamın fiziksel özelliklerine göre değişir. Zemin tabakaları, yayılım esnasında bazı frekanslardaki sismik dalgaları söndürürken, bazılarını ise büyütebilirler. (Yalçınkaya, 2010). Deprem dalgalarının yüzeye yakın zemin tabakaları içinden geçerken genliklerinde meydana gelen artış zemin büyütmesi olarak tanımlanır. Zemin büyütmesi anakaya derinliği, zemin tabakalarının kalınlığı, mukavemet ve deformasyon özellikleri, tabakaların yanal süreksizliği ve topografik özellikler gibi yerel koşullardan etkilenmektedir (İyisan ve Haşal, 2011).

2.2. Sıvılaşma

Sıvılaşmanın ilk tanımı Terzaghi (1925) tarafından doygun kohezyonsuz zeminlerde boşluk basıncının artmasıyla oluşan akma oturumalarının ortaya atılmasıyla yapılmıştır (Castro, 1969). Terzaghi ve Peck (1948), gevşek kumlarda ani örselenme sonucu görülen mukavemet kaybı ile oluşan akma göçmesini "kendinden sıvılaşma" olarak açıklamıştır (Özsağır, 2023).

Sıvılaşma terimi ise ilk olarak Mogami ve Kubo (1953) tarafından, tekrarlı yükleme sonucu meydana gelen mukavemet kaybını tanımlamak için kullanılmıştır.

Sıvılaşma, yaygın olarak suya doygun silt ve kumlarda, drenajsız tekrarlı yükleme koşullarında oluşan ilave boşluk basıncının yükselerek efektif gerilmeye eşitlendiği ve kayma mukavemetinin büyük oranda ortadan kalktığı durum olarak tanımlanmaktadır (Özsağır, 2023). Bu durum, granüler zeminlerde ilave boşluk basıncının taneler arasındaki temas kuvvetini azaltarak iskelet yapısını katı halden sıvı hale dönüştürmesi olarak ortaya çıkmaktadır. Sıvılaşma etkileri, yanal yayılım, yatay-düşey deformasyonlar, taşıma gücü yenilmeleri, kum kaynamaları v.b. şeklinde tezahür edebilir (Özaydın, 2007). Bahsi geçen hasarlar ile ilgili bazı görünüşler Resim 2.1’de verilmiştir.



Resim 2.1. Sıvılaşma hasar görünüşleri: a) kum kaynaması b) yanal yayılma ve yatay deformasyon c) taşıma gücü yenilmesi (Agaiby ve Ahmed, 2016) d) düşey deformasyon

Katıdan viskoz sıvı hale geçişler gevşek ve orta sıklıktaki kum profillerinde hızlı gerçekleşir. Dinamik koşullar altında ve geçirimsiz katmanlar arasında, bu tür zeminlerdeki boşluk basınçları hızlı şekilde artış eğilimi gösterir. Sıvılaşma meydana geldiğinde, zemin yumuşar ve büyük kayma deformasyonları meydana gelir. Gevşek malzemeler daha kolay yumuşama

eğilimine sahip olduklarından büyük kayma gerilimi değişikliklerine ve akma sıvılaşmasına maruz kalabilirler. Orta sıklıktaki zeminler için sıvılaşma geçici yumuşamaya neden olur ve döngüsel kayma gerilmesini arttırır. Bununla birlikte, hacimsel genişleme eğilimi, mukavemet kaybı ve büyük deformasyonların oluşmasını engelleyici etkiler oluşturmaktadır (Özaydın, 2007).

Sıvılaşmanın olumsuz etkileri ile ilgili olarak ilk önemli vakalar 1964 Niigata ve Büyük Alaska depremlerinde kayıt altına alınmıştır. Niigata’da meydana gelen hasarların en büyük nedeni yeraltı su seviyesi altındaki gevşek kum tabakalarında meydana gelen sıvılaşma problemi olarak belirtilmiştir (Durmaz ve Soyaslan, 2023). 1999 Kocaeli depreminde de sıvılaşma nedeniyle birçok yapının kullanılamaz şekilde deformasyona maruz kaldığı belirlenmiştir. Söz konusu depremde, geçmiş dönemlerde hasarların görece kalın tabakalarda oluşacağı inancının aksine, ince ve gevşek tabakalarda meydana gelen sıvılaşmaların yapı temellerinde ciddi problemler oluşturduğu görülmüştür. Bununla birlikte, yapı yüksekliğinin genişliğine oranının sıvılaşma sonrası gözlemlenen deformasyonlar üzerinde oldukça etkin olduğu belirlenmiştir (Kıran, 2021).

Sıvılaşma potansiyeli belirleme yöntemlerinin değerlendirilmesi

Kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek amacıyla, arazi ve laboratuvar deneylerinden elde edilen verilerden yararlanan birçok yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemler, genel olarak Başlangıç İvmesi Yöntemi, Tekrarlı Kayma Gerilmesi Yöntemi ve Sıvılaşma İndeksi Yöntemi olarak üç ana başlık altında sınıflandırılabilir (Ateş, 2022).

Başlangıç ivmesi yöntemi

Bu yöntemde güvenlik katsayısı F_a aşağıdaki şekilde hesaplanır.

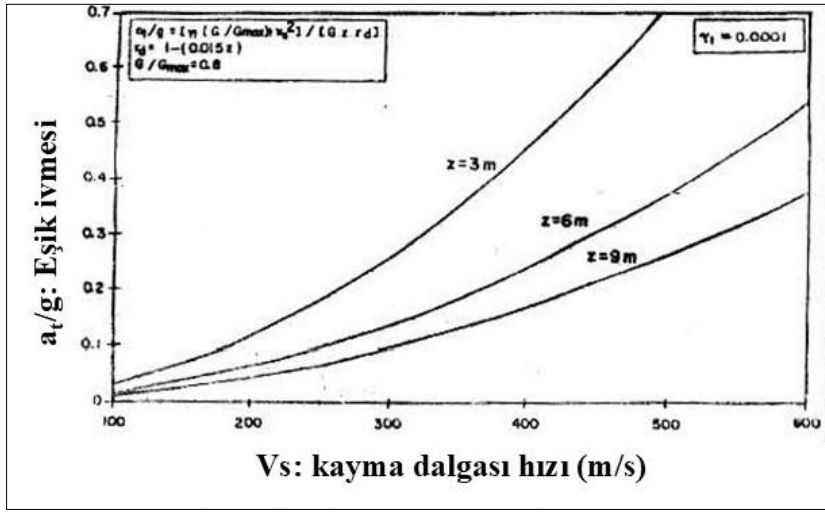
$$F_a = \frac{a_d}{a_{max}} = \frac{1,60a_t}{a_{max}} \quad (2.1)$$

Burada,

a_t : Sıvılaşmanın gerçekleşebilmesi için gerekli başlangıç ivmesi,

a_{max} : Deprem meydana getirebileceği varsayılan maksimum ivme değerini,
 a_d : Tasarım ivme değerini

temsil etmektedir. Hesaplanan güvenlik katsayısı F_a değeri 1'den büyükse sivilaşma riski düşük kabul edilirken, 1'den küçük veya eşit olması durumunda sivilaşma riski yüksek olarak değerlendirilmektedir. Eşik ivmesi kayma dalgası hızının bir fonksiyonu olarak Şekil 2.1'den elde edilebilmektedir.



Şekil 2.1. Eşik ivme kayma dalgası hızı değişimleri (Dobry ve diğ. (1981))

Bu yöntem kapsamında, analiz yapılacak derinlik (z), bu derinlikteki kayma dalgası hızı (V_s) ve depremin büyüklüğü gibi parametrelerin bilinmesi gerekmektedir. Kayma dalgası hızının belirlenmesi için sismik deneyler uygulanması tercih edilir; ancak bu ölçümlerin gerçekleştirilemediği durumlarda, çeşitli araştırmacılar tarafından geliştirilmiş korelasyon denklemlerinden de yararlanılmaktadır (Ateş, 2022).

Tekrarlı kayma gerilmesi yöntemi

Bu yöntemde, zemin üzerinde deprem veya tekrarlayan yüklemeler sonucunda elde edilen veriler kullanılarak döngüsel gerilme oranı (CSR) hesaplanmaktadır (Seed ve diğ., 1971).

$$CSR = 0,65 \frac{a_{max} * \sigma_{v0}}{g * \sigma'_{v0}} r_d \quad (2.2)$$

$$r_d = \frac{1,00 - 0,4113z^{0,50} + 0,04052z + 0,001753z^{1,50}}{1,00 - 0,4177z^{0,50} + 0,05729z + 0,006205z^{1,50} + 0,00121z^{2,00}} \quad (2.3)$$

Burada,

a_{\max} : En büyük yatay yer ivmesi (m/sn^2)

g : Yer çekimi ivmesi (m/sn^2)

σ_{v0} : Toplam düşey gerilme (kPa)

σ'_{v0} : Efektif düşey gerilme (kPa)

değerlerini temsil etmektedir. Elde edilen döngüsel gerilme oranı CSR, zeminin SPT verilerinden hesaplanan döngüsel direnç oranı CRR ile kıyaslanarak sınıvlaşma potansiyeli değerlendirilir. Sınıvlaşmaya karşı güvenlik katsayısı (FS) değerinin 1,2'den büyük olduğu durum, zeminin sınıvlaşmaya karşı dirençli olduğunu gösterir. Bu değer, 1,0 ile 1,2 (1,2 dahil) arasında ise zemin sınıvlaşma potansiyeline sahipken, 1'den küçük olma durumunda ise sınıvlaşma mevcuttur (Day, 2002):

$$FS = \frac{CRR}{CSR} MSF \quad (2.4)$$

$$MSF = \frac{10^{2,24}}{M_w^{2,56}} \quad (2.5)$$

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{1,60f}} + \frac{N_{1,60f}}{135} + \frac{50}{(10 * N_{1,60f} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (2.6)$$

$$N_{1,60f} = \alpha + \beta * N_{1,60} \quad (2.7)$$

FS: Sınıvlaşmaya karşı güvenlik katsayısıdır.

MSF: Deprem büyüklüğüne bağlı katsayıdır.

M_w : Deprem büyüklüğüdür.

$N_{1,60f}$: %60 enerji iletim oranı ve ince tane oranı düzeltilmesi yapılmış SPT-N değeridir.

α , β : İnce tane oranına bağlı katsayılarıdır.

$N_{1,60}$: Düzeltme yapılmış SPT-N değeridir. Hesap yöntemleri Bölüm 4.1'de detaylı olarak verilmiştir.

Sıvılaşma indeksi yöntemi

Bu yöntemde en önemli husus, zemin sıvılaşması edeni ile yapılarda oluşan hasarların sıvılaşmanın şiddeti ile ilişkilendirilmesidir. Sıvılaşmanın şiddeti I_L aşağıdaki Denklem (2.8) ile hesaplanır.

$$I_L = \int_0^Z F * W dz \quad (2.8)$$

$$FL = \frac{L}{R} \quad (2.9)$$

$$R = 0,0882 * \left(\frac{N}{\sigma'_v + 0,7} + B \right)^{0,50} \quad (2.10)$$

$$B = 0,225 * \log_{10} * \frac{0,35}{D_{50}} \quad 0,04mm \leq D_{50} \leq 0,60mm \quad (2.11)$$

$$B = -0,05 \quad 0,60mm \leq D_{50} \leq 1,50mm$$

$$L = \frac{a_{max}}{g} * \frac{\sigma_v}{\sigma'_v} * r_d \quad (2.12)$$

Burada;

$FL < 1$ için $F = 1 - FL$

$FL \geq 1$ için $F = 0$

$z \leq 20$ metre için $W = 10 - 0.5z$

$z \geq 20$ metre için $W = 0$

z : Tabaka orta noktasının derinliği

H : Tabaka kalınlığı

W : Sıvılaşma potansiyeli azaltma faktörü

N : Standart penetrasyon deneyi darbe sayısı

D_{50} : Ortalama tane çapı (mm)

değerlerini temsil etmektedir. Tabakalı zeminlerde sıvılaşma potansiyeli indeksi I_L her tabaka için ayrı ayrı hesaplanmalıdır. Elde edilen I_L değerleri toplanır ve Çizelge 2.1'ye göre zeminin sıvılaşma potansiyeli belirlenir (Iwasaki ve diğ., 1982).

Çizelge 2.1. Sıvılaşma potansiyeli değerlendirme (Iwasaki ve diğ., 1982)

Sıvılaşma İndeksi	Sıvılaşma Potansiyeli
0	Çok düşük
$0 < I_L \leq 5$	Düşük
$5 < I_L \leq 15$	Yüksek
$15 < I_L$	Çok Yüksek

2.3. Döngüsel Yumuşama

İnce taneli zeminlerde dinamik yükleme sonucu ortaya çıkan tepkiler, tekrarlı yüklemenin büyüklüğü ve süresine bağlı olarak önemli ölçüde değişkenlik gösterebilir. Dinamik yükleme altında drenajsız koşullarda, ince taneli zeminler genellikle çevrimsel sıvılaşma ve çevrimsel hareketlilik olarak adlandırılan iki farklı mekanizma ile tepki verir (Şahin, 2023).

Eğer çevrimsel gerilme dönüşleri sırasında meydana gelen kayma geri dönüşleri, efektif gerilmenin belirgin bir şekilde azalmasına neden olacak düzeyde ise, bu durumda sıvılaşma oluşur. Sıvılaşma sırasında zeminin dayanımı kayda değer ölçüde azalır ve büyük deformasyonlar meydana gelebilir. Bu süreçte, boşluk basıncının yeniden dağılımı, akma sıvılaşması gibi daha ileri bir bozulmaya yol açabilir ya da çevrimsel yüklemenin sona ermesiyle deformasyonlar durabilir (Şahin, 2023).

Buna karşın, tekrarlı yükleme sırasında efektif gerilmenin sıfırlanmadığı durumlarda, çevrimsel hareketlilik gözlemlenir. Bu mekanizmada deformasyonlar genellikle daha sınırlı kalır ve zeminin dayanım özelliklerinde ciddi bir kayıp meydana gelmez (Şahin, 2023).

Tekrarlı yükleme sonucu oluşan boşluk basıncının ince taneli zeminlerde tabaka boyunca dengelenmesi, geçirgenlik (permeabilite) farklılıklarından dolayı, kum zeminlere göre daha yavaş gerçekleşmektedir. Dinamik deneylerde bu durum, düşük frekanslı yükleme (0.0001 Hz-0.001 Hz) uygulanarak dengelenmeye çalışılır. Ancak bu yaklaşım, deprem sırasında meydana gelen yükleme koşullarını tam anlamıyla temsil edemediği için saha koşullarının laboratuvar ortamında yeterli doğrulukla modellenemediği belirlenmiştir. Bu nedenle, literatürde tanımlanan gerçekçi deprem modellemelerinde kullanılan gerilme ve deformasyon kontrollü deneylerde, ince taneli zeminlerde boşluk basıncının gevşek kum birimlere kıyasla daha yavaş bir artış eğilimi gösterdiği gözlemlenmiştir. Bu durum, ince

taneli zeminlerde döngüsel yumuşama eğiliminin ortaya çıkmasına neden olmaktadır (Okur, 2007).

Bu konuda Boulanger ve Idriss (2006) sıvılaşma riski değerlendirmelerinde farklı bir bakış açısı sunmuş ve sıvılaşma ile döngüsel yumuşama terimlerini zeminlerin davranış özelliklerine göre ayırmıştır. Buna göre, “kum benzeri” davranış sergileyen ince taneli zeminler, önemli gerilme ve mukavemet kayıplarını ifade eden “sıvılaşma” terimi ile tanımlanırken, “kil benzeri” davranış sergileyen zeminler için benzer olaylar “döngüsel yumuşama” olarak adlandırılmıştır (Boulanger ve Idriss, 2007). Kum benzeri zeminler, standart penetrasyon testleri (SPT) veya konik penetrasyon testleri (CPTu) gibi yöntemlerle değerlendirilebilirken, kil benzeri zeminlerin döngüsel dayanımı uygun yumuşama prosedürleriyle belirlenmektedir (LeBoeuf, 2016).

Sonraki alışmalarda, Chu ve diğ. (2008), döngüsel yumuşama ve dayanım kaybının, ilave boşluk basıncındaki artıştan kaynaklandığını belirtmiştir. Armstrong ve Malvick (2014) ise, kil benzeri davranışın, gerilme geçmişi ve buna göre normalize edimiş drenajsız kayma dayanımına ve gerilme-şekil değiştirme döngülerinin şekli gibi değişkenlere bağlı olarak değiştiğini ifade etmiştir. Bu durum, ince taneli zeminlerin dinamik yükleme altındaki davranışlarının daha detaylı analiz edilmesi gerektiğini vurgulamaktadır (LeBoeuf ve diğ., 2016).

3. 6 ŞUBAT 2023 TARİHLİ KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİ HAKKINDA GENEL BİLGİLER

Kahramanmaraş'ın Pazarcık ve Elbistan ilçelerinde 6 Şubat 2023'te yerel saat ile 04:17 ve 13:24'de meydana gelen, 7,7 ve 7,6 M_w büyüklüklerindeki iki depremde, resmi rakamlara göre Türkiye'de 53.537 kişi hayatını kaybetmiş ve 107.204 kişi de yaralanmıştır. Depremlerin ardından büyüklükleri 6,4 M_w 'ye kadar varan otuz binden fazla artçı sarsıntı kaydedilmiştir (AFAD, 2023).

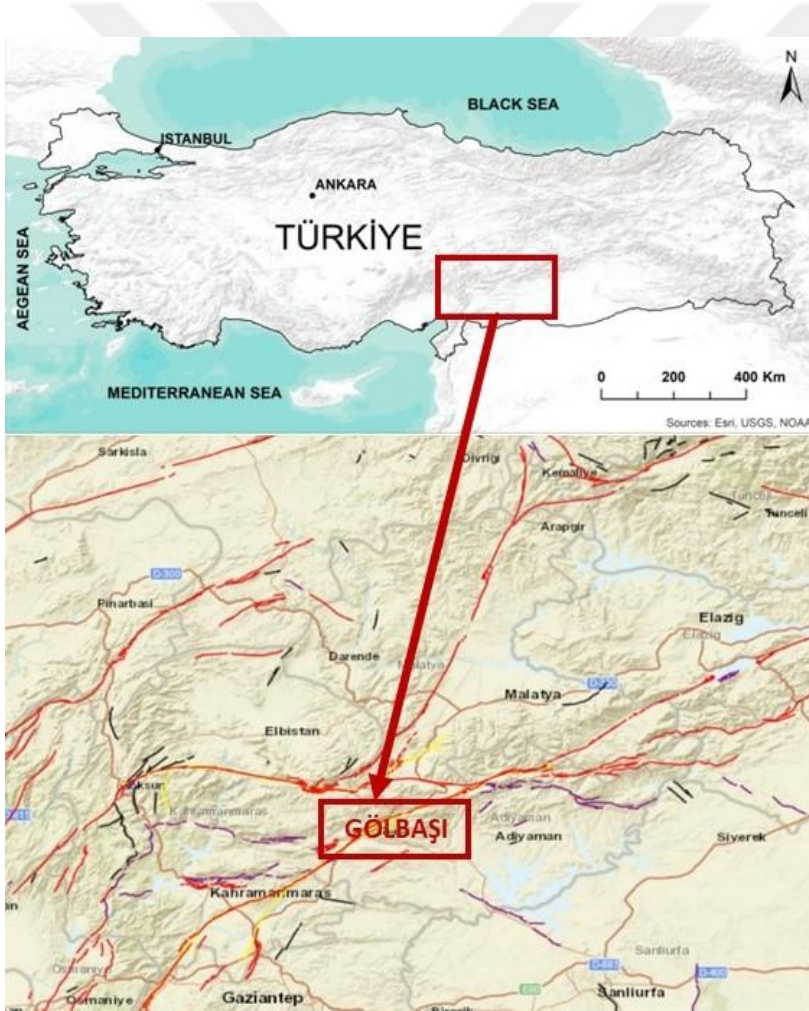
Anadolu, Arap ve Afrika levhalarının üçlü birleşimi yakınında meydana gelen depremler, Suriye, Lübnan, Kıbrıs, Irak, İsrail, Ürdün, İran ve Mısır'ı kapsayan geniş bir coğrafyada hissedilmiştir. Toplamda yaklaşık 350.000 km^2 'lik bir alanda depremlerden kaynaklı hasarlar oluşmuştur. Türkiye'de Kahramanmaraş, Hatay, Gaziantep, Şanlıurfa, Osmaniye, Malatya, Kilis, Adıyaman, Diyarbakır, Elâzığ ve Adana illerinde doğrudan yaklaşık 14 milyon kişi etkilenmiştir (6 Şubat AKUT, 2023).

Türkiye Cumhuriyeti Cumhurbaşkanlığı Strateji ve Bütçe Başkanlığı (2024), 22 Ocak 2024 tarihi itibarıyla depremin 11 ilde toplam 2 milyon 258 bin 622 binada hasara neden olduğunu belirtmiştir. Verilere göre, 39.361 binanın tamamen yıkıldığı, 21.191 binanın ise hemen yıkılması gerektiği tespit edilmiştir. Ayrıca, 202.571 binanın ağır, 43.344 binanın orta, 1.952.155 binanın ise hafif hasar aldığı belirlenmiştir. Hasar gören yapılar arasında konutlar, kültürel ve tarihi öneme sahip binalar, okullar, idari binalar, hastaneler ve oteller bulunmaktadır.

Liman tesisleri, binalar, köprüler ve konut alanları gibi kıyı bölgelerindeki yapıların yanı sıra, nehir yatakları üzerindeki suya doygun alüviyal birimlere oturan yapılarda da sıvılaşmanın neden olduğu önemli hasarlar gözlenmiştir. Zemin yenilmesi veya sıvılaşmanın meydana geldiği bölgelerde, yapısal hasara uğramamış binaların önemli bir kısmının, aşırı üniform veya farklı oturmalar sonucunda zemine gömüldüğü, rijit bir şekilde yana yattığı veya devrildiği gözlenmiştir.

3.1. İnceleme Alanlarına Ait Deprem Sonrası Değerlendirmeler

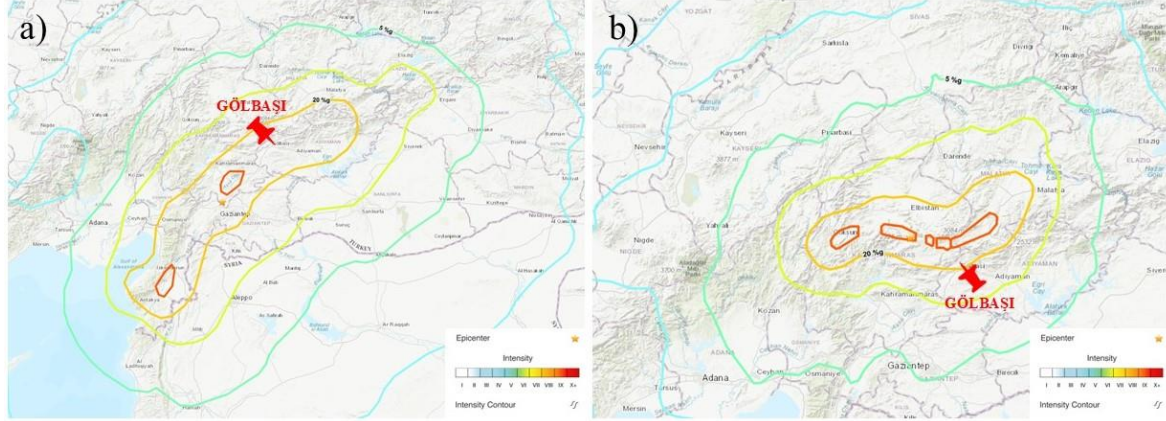
Bu çalışma, Doğu Akdeniz ve Güneydoğu Anadolu bölgelerini Doğu Anadolu'ya bağlayan, Gaziantep-Malatya karayolu ve Adana-Malatya demiryolu güzergahı üzerinde yer alan Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde deprem sırasında ve sonrasında oluşan koşullara geoteknik bakış açısı çerçevesinde odaklanmaktadır. Gölbaşı ilçesi Harita 3.1'de görüldüğü üzere Adıyaman'a 62 km, Malatya'ya 105 km, Kahramanmaraş'a 100 km ve Gaziantep'e 122 km uzaklıktadır. Tektonik Gölbaşı Gölü'ne komşu olan ilçe, Şaroğlu ve diğ. (1987) tarafından tanımlanan Doğu Anadolu Fay Zonu'nun (DAFZ) bir parçası olan Gölbaşı-Türkoğlu fay segmenti üzerinde yer almaktadır.



Harita 3.1. İnceleme alanı yer bulduru (MTA, Google Maps)

Harita 3.2, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş Pazarcık ve Elbistan Depremleri için deprem odak noktasından itibaren yerleşim alanlarında oluşan en yüksek yer ivme (PGA) değerlerini

konturlar halinde göstermektedir. Buna göre, Gölbaşı ilçesinde oluşan PGA değerlerinin her iki deprem için 0,2g ile 0,3g arasında değiştiği belirlenmiştir.



Harita 3.2. Kahramanmaraş Depremlerinde oluşan en yüksek yer ivme (PGA) değerleri: a) $M_w= 7.7$ Pazarcık depremi, b) $M_w= 7.6$ Elbistan depremi (USGS, 2023)

Depremler çok sayıda yer hareketi kaydı oluşturmuş olmasına rağmen, her iki deprem için de Gölbaşı civarında istasyon kaydı maalesef mevcut değildir. Mevcut çalışmanın kapsamı dışında kalan ve yaygın olarak kullanılan yöntemlere dayanarak, fay hareketi sonucunda 70 km uzaklıkta bulunan sahada en yüksek yatay yer ivmesinin kaya üzerinde yaklaşık 0,20 g ve yumuşak zemin üzerinde 0,25 g olacağı tahmin edilmektedir. Bu değerler, sahadaki en yüksek yatay yer ivmesi için 0,2-0,3g aralığını belirten basitleştirilmiş tek boyutlu eşdeğer doğrusal saha tepki çalışmaları ile uyum göstermektedir. Bu bağlamda, çalışmanın “8.1. I No’lu İnceleme Alanı Değerlendirmeleri” başlığı altında gerçekleştirilen eşdeğer deprem analizlerinde, 0,20g, 0,25g ve 0,30g deprem ivmeleri için ayrı ayrı hesaplamalar yapılmıştır.

II No’lu inceleme alanı sayısal analizlerinde ise, Adıyaman Tut Deprem İstasyonu kayıtları ile tek boyutlu saha tepki analiz yöntemleri kullanılarak Gölbaşı ilçesi için ölçeklendirilmiş deprem kayıtları kullanılmıştır. Bu şekilde en yüksek deprem yer ivmesi (PGA) 0,233g olarak elde edilmiştir. Bu değer, USGS (2023) tarafından Harita 3.2’de bölge için öngörülen tahminlerle uyumlu olduğu görülmüştür. Söz konusu analiz detayları çalışmanın ilerleyen bölümlerinde aktarılmıştır.

Yaşanan ardışık iki depremde ilçe merkezindeki binaların yaklaşık %60’ı yıkılırken, geri kalan yapıların önemli kısmında da ağır hasar oluşmuştur. Gölbaşı Gölü yakınındaki çoğu yapıda sivilaşma nedeniyle düşey ve yanal yayılma nedeniyle yatay deformasyonlar

gözlendiği kayıt altına alınmıştır. İlk incelemeler neticesinde, sismik hareketler sonucu zemin sıvılaşmasının bazı binaların taşıma kapasitelerini kaybederek eğilmesine ve devrilmesine neden olduğu rapor edilmiştir. Ayrıca 5-7 katlı binalarda, 1-3 katlı binalara göre taşıma gücü kaybı ve aşırı oturmaların daha belirgin olduğu belirlenmiştir (EERI, 2023).

Mevcut çalışma kapsamında, inceleme sahasında farklı derecelerde aşırı oturma eğilimi gösteren yapı gruplarının bulunduğu iki lokasyonda araştırmalar gerçekleştirilmiştir. Birinci (I No'lu) inceleme alanı Gölbaşı Gölü'nden planda 600 metre uzaklıkta ve 10 metre yüksekte konumlanmaktadır. İkinci (II No'lu) inceleme alanı ise gölden 800 metre uzaklıkta olup, diğer alana benzer yükseklikte yer almaktadır (Resim 3.1).



Resim 3.1. İnceleme alanlarının Gölbaşı Gölü'ne göre göre konumları (Google Maps)

3.2. I No'lu İnceleme Alanı Özellikleri

Bölgede depremlerin neden olduğu hasarların değerlendirilmesi amacıyla, Atatürk Bulvarı'nın Gölbaşı Gölü'ne paralel 250 metrelik bölümünde yer alan on iki yapı için topoğrafik ölçümler yardımıyla deplasman verileri elde edilmiştir (Resim 3.2).

Binalarda ölçülen toplam ve farklı düşey deplasmanlar, yapısal özelliklerle birlikte Çizelge 3.1'de toplu olarak sunulmuştur. Bu bölgedeki en dikkat çekici yapılardan biri Atatürk

Bulvarı 11. Parsel üzerinde yer alan altı katlı Kayı Apartmanı'dır. Gözlemsel incelemelerde yapısal herhangi bir hasar tespit edilemeyen bina, tümüyle yan yatarak komşu bina üzerine devrilmiştir.



Resim 3.2. I No'lu inceleme alanı yerleşim planı ve yapı hasar görüntüleri

Çizelge 3.1. 1 nolu inceleme alanından bulunan yapılarda elde olunan oturma değerleri

Blok No	Temel Uzunluğu L (m)	Temel Genişliği B (m)	Kat Sayısı	Toplam Oturma s (cm)	Farklı Oturma δ (cm)
Kayı Apt,	24,00	11,00	6	DEVRİLME	
1	19,90	10,25	6	38-42	X*
2	12,25	11,40	3	22	42-43
Const,	12,25	10,40	5	47-49	X
3	15,06	10,20	5	25-28	X
4	20,10	10,80	5	21	X
5	12,18	10,80	3	35	51-53
6	10,74	9,97	4	26-47	X
7	11,16	10,98	4	9,4	21
8	20,05	10,54	2	OTURMA GÖZLENMEDİ	
9	12,10	10,10	3	40	X
10	20,70	9,45	6	33	63-72
11	26,00	10,93	5	X	X

*X: Ölçüm yapılamadı.

3.3. II No'lu İnceleme Alanı Özellikleri

Araştırma sahası, Gölbaşı Gölü'nü besleyen derelerden birinin yanında bulunmaktadır. Resim 3.3'te verilmiş olan yapı yerleşimleri dikkate alındığında, inceleme alanındaki binaların ortaları boş avlu oluşturacak şekilde dikdörtgen olarak konumlandırıldıkları görülmektedir.



Resim 3.3. II No'lu inceleme alanı yerleşim planı ve uydu görünümü (Google Maps)

II No'lu inceleme alanındaki yapısal hasarlar Resim 3.4'te toplu olarak verilmiştir. Yapılan saha gözlemleri sonucunda, C ve E Bloklarda deprem esnasında kat kesmesi olduğu tespit edilmiştir. Bu durum, bitişik durumdaki binaların kat adetleri veya döşeme seviyelerindeki farklılıklar nedeniyle deprem sırasında çarpışma sonucu meydana gelebilecek bir yapısal davranışı ifade etmektedir (AFAD, 2024). Bu sebeple deprem anında C blokta meydana gelen düşey deformasyonlar esnasında birinci kat çıkması altında kalan araçlarda hasar olduğu gözlenmiştir (Resim 3.5). Yapı deplasmanının bu sayede sınırlandırıldığı anlaşılmaktadır.



Resim 3.4. 2 Nolu İnceleme Alanı yapı hasar görüntüleri

Alandaki en fazla düşey deplasmanı 215 cm ile beş katlı D bloğun yaptığı görülmektedir. Beş katlı H bloğun 182 cm ve bitişik nizamda bulunan G bloğun 180 cm deplasman ile D bloğa doğru eğilerek oturduğu belirlenmiştir. Bir diğer dikkat çekici veri iki katlı olmasına rağmen 110 cm düşey oturma yapan I blokta elde edilmiştir. Kendisine komşu parselde ve benzer kat adetine sahip J blokta ise sadece 4 cm deplasman gerçekleştirilmiştir.

Alandaki diğer bloklarda da yüksek miktarda toplam ve farklı düşey deplasman tespit edilmiştir. Bu durumun istisnası olarak Const. kodlaması ile tanımlanan inşaat halindeki yapı gösterilebilir. Yapı üç katlı olup, betonarme kaba inşaat seviyesindedir.

Saha ölçüm verileri Çizelge 3.2'de sunulmuştur. I No'lu inceleme alanı ile kıyaslandığında, benzer kat adetlerinden oluşan binalara göre, iki kattan daha fazla oranda farklı ve/veya toplam oturma olduğu görülmektedir.



Resim 3.5. C blok yapı hasar görünümü

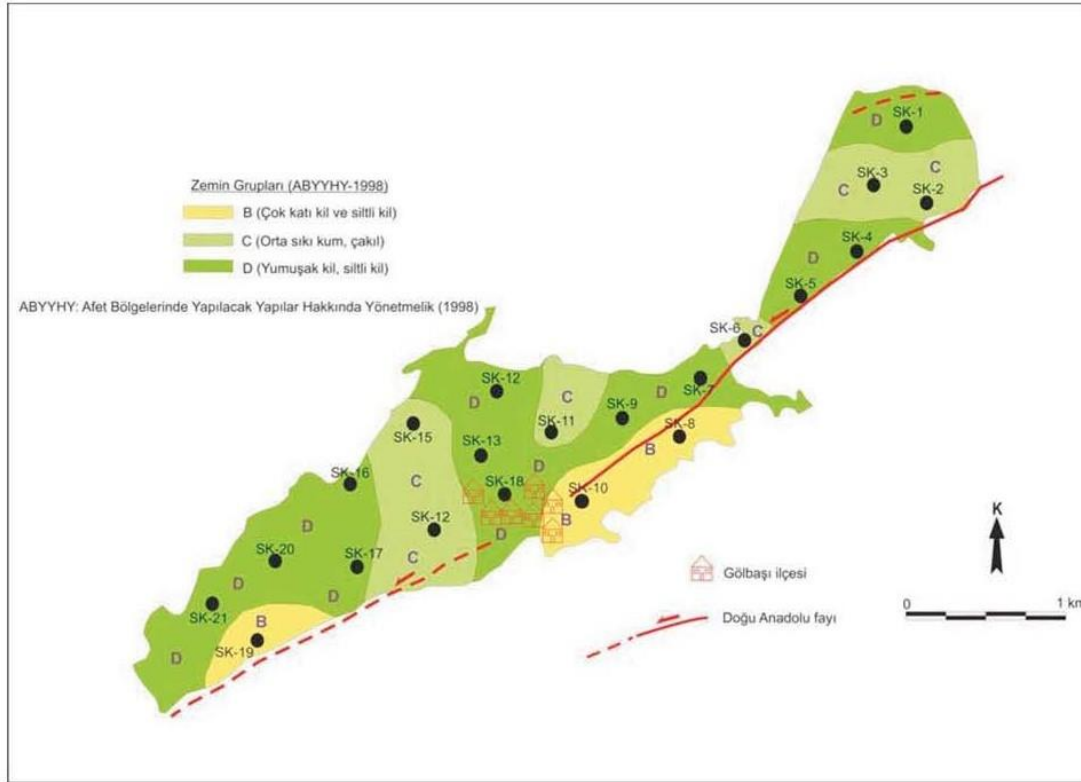
Çizelge 3.2. II No'lu inceleme alanından bulunan yapılarda elde edilen oturma değerleri

Blok No	Temel Genişliği B (m)	Temel Uzunluğu L (m)	Kat Sayısı	Toplam Oturma s (cm)	Farklı Oturma δ (cm)
A	15,85	20,50	7	140	X*
B	15,60	17,60	5	132	44
C	10,00	11,00	4	KAT EKSİLMESİ	
D	8,00	26,00	5	215	72
E	12,00	12,80	3	KAT EKSİLMESİ	
F	10,10	23,20	6	130	X
G	7,10	18,00	4	182	90
H	12,50	16,40	5	180	167
I	9,60	13,10	2	110	27
J	10,30	12,25	2	4	X
K	10,30	27,80	6	DEVİRİME	
CONST	21,00	34,20	3	16	X

*X: Ölçüm yapılamadı.

4. İNCELEME ALANI ZEMİN ÖZELLİKLERİ

Gölbaşı ilçesinde Akıl ve diğ. (2008) tarafından gerçekleştirilen zemin özellikleri belirleme çalışmalarında, 15 m ile 25 m arasında değişen derinliklerde toplam 21 adet sondaj yapıldığı görülmektedir. Elde edilen bulgular, inceleme alanının büyük bir kısmının Kuvaterner yaşlı alüviyal birimlerden oluştuğunu ortaya koymaktadır. Bu birimler genellikle yeşilimsi açık kahverengi, kahverengi ve polikristalin çakıl, kum ve kil düzeylerinden oluşmakta ve yer yer silt katmanları içermektedir. Çalışma alanının batı kesiminde, Gölbaşı Gölü'nü çevreleyen bu birimler, genellikle çok ince silt ve kil boyutunda, koyu siyah, koyu kahverengimsi ve koyu grimsi renkte, önemli miktarda organik madde içeren çökellerden meydana gelmektedir. Resim 4.1'de Gölbaşı ilçesindeki zemin dağılımı verilmiştir.



Resim 4.1. Gölbaşı ilçesi zemin grubu dağılımı (Akıl, 2008)

Bahsedilen çalışmada alınan 174 zemin numunesinin laboratuvar analiz sonuçlarına göre, çalışma alanındaki birimlerin %37'si iri taneli, %63'ü ise ince taneli olarak belirlenmiştir. İnce taneli zeminler genellikle düşük plastisiteli kil (CL) olarak sınıflandırılırken, granüler zeminler siltli kum (SM) olarak sınıflandırılmıştır. Birleşik zemin sınıflandırmasına göre, 174 örneğin %36'sı yüksek plastisiteli kile (CH), %24'ü düşük plastisiteli kil (CL) ve %19'u

killi kum (SC) sınıfına aittir. Zemin tabakalarının yüzeyden itibaren homojen derinliklerde tespit edilememesi dikkat çekicidir. İlçe merkezinin güneydoğusunda Gölbaşı-Adıyaman karayolu boyunca yüksek plastisiteli kil birimler görülmüştür. İlçe genelinde ise ince taneli kil oluşumunun yaygın olduğu belirlenmiştir. Batıda ise düşük plastisiteli, yumuşak kil ve yer yer kum bulunduğu rapor edilmiştir (Akıl, 2008).

4.1. I No'lu Alanda Gerçekleştirilen Zemin Araştırmaları

Mevcut çalışma kapsamında Resim 3.2'de yerleşim düzeni verildiği üzere, Atatürk Bulvarı boyunca üç adet araştırma sondajı yapılmıştır (Resim 4.2). İSK-1 sondajından elde edilen sandık görünümü Resim 4.3'de sunulmuştur.



Resim 4.2. İnceleme alanında gerçekleştirilen İSK1 sondajına ait bir fotoğraf



Resim 4.3. İSK1 sondajına ait sandık fotoğrafı

Sondaj derinliği boyunca Standart Penetrasyon (SPT) ve Presiyometre (PMT) deneyleri uygulanmıştır.

Elde edilen SPT sayıları üzerinde Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018)'nde tanımlanan ve aşağıda verilen düzeltmeler uygulanmıştır. Düzeltme katsayıları Çizelge 4.1'de toplu olarak verilmiştir. Buna göre, elde edilen SPT-N ve $N_{1,60}$ değerleri İSK-1 sondajı için Çizelge 4.2'de sunulmuştur.

$$N_{1,60} = N C_N C_R C_S C_B C_E$$

- N = Arazide ölçülen SPT darbe sayısı
- $N_{1,60}$ = Düzeltilmiş SPT N değeri
- C_N = Derinlik düzeltme katsayısı
- C_R = Tij boyu düzeltme katsayısı
- C_S = Numune alıcı tipi düzeltme katsayısı
- C_B = Sondaj delgi çapı düzeltme katsayısı
- C_E = Enerji oranı düzeltme katsayısı

Çizelge 4.1. 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	1,00-1,30
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

Çizelge 4.2. İSK-1 SPT deney sonuçları toplu gösterimi

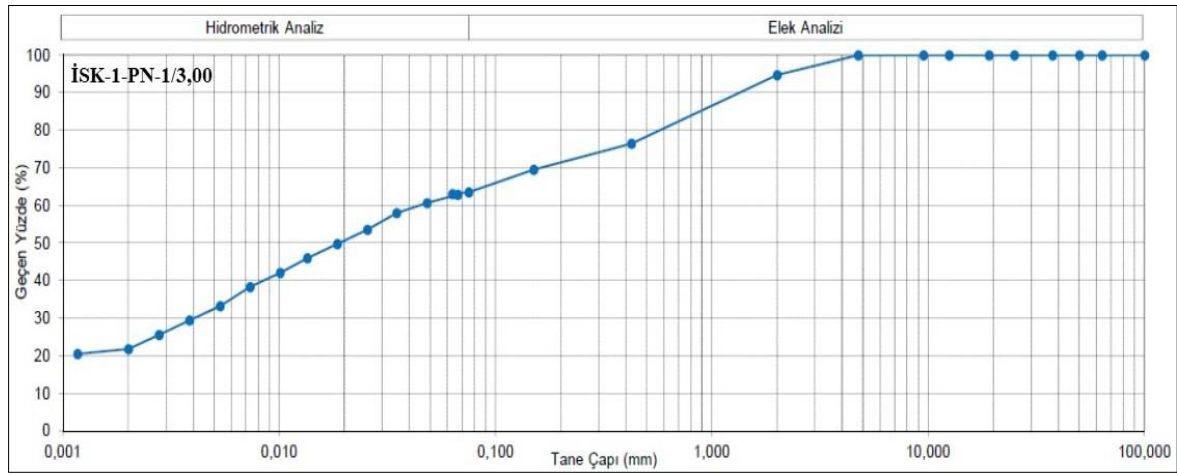
SPT-N	Derinlik (m)	Y.A.S. Seviyesi (m)	Enerji Oranı Düzeltilme Katsayısı	Sondaj Delgi Çapı Düzeltilme Katsayısı	Numune Alıcı Tipi Düzeltilme Katsayısı	Tij Boyu Düzeltilme Katsayısı	%60 Enerji Düzeltilmesi Yapılmış SPT N değeri	Efektif düşey gerilme	Derinlik Düzeltilme Katsayısı	Örtü Yüküne Göre Düzeltilmiş SPT-N değeri
			C_E	C_B	C_S	C_R	N_{60}	σ_{v0}	C_N	$(N_1)_{60}$
6	3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	0,75	5	54,00	1,00	5
7	4,50	3,00	1,00	1,00	1,00	0,85	6	66,00	1,00	6
10	6,00	3,00	1,00	1,00	1,00	0,95	10	78,00	1,00	10
11	7,50	3,00	1,00	1,00	1,00	0,95	10	90,00	1,00	10
12	9,00	3,00	1,00	1,00	1,00	0,95	11	102,00	1,00	11
12	10,50	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	12	114,00	1,00	12
12	12,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	12	126,00	1,00	12
12	13,50	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	12	138,00	1,00	12
16	15,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	16	150,00	1,00	16
17	16,50	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	17	162,00	1,00	17
20	18,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	20	174,00	1,00	20
22	19,50	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	22	186,00	1,00	22

İSK-1 sondaj çalışmaları esnasında her iki metrede bir adet olmak üzere presiyometre deneyi uygulanarak, kuyu boyunca deformasyon modülü ve limit basınç değerleri ölçülmüştür. Elde edilen sonuçlar zeminlerin drenajsız kayma dayanımı ve modülünün belirlenmesi amacıyla kullanılmıştır. PMT sonuçları Çizelge 4.3'te verilmiştir.

Çizelge 4.3. İSK-1 presiyometre deney sonuçları

Kuyu No	Derinlik (m)	Limit Basınç (P_L) (kg/cm ²)	Net Limit Basınç (P_L^*) (kg/cm ²)	Presiyometre Deformasyon Modülü (E_p) (kg/cm ²)
İSK-1	2,00	3,80	3,30	60,00
	4,00	3,80	2,80	58,00
	6,00	4,30	3,40	67,00
	8,00	4,80	3,80	51,00
	10,00	5,30	4,60	80,00
	12,00	5,30	4,60	96,00
	14,00	7,30	6,30	80,00
	16,00	9,30	7,50	162,00
	18,00	9,30	7,50	167,00
20,00	10,30	8,40	163,00	

Sondaj çalışmaları esnasında örselenmiş ve örselenmemiş numuneler temin edilmiştir. Numuneler üzerinde zeminlerin indeks ve mukavemet özelliklerini belirlemeye yönelik laboratuvar deneyleri uygulanmıştır. Bu bağlamda, elek analizi, hidrometre, Atterberg kıvam limitleri, doğal su muhtevası ve doğrudan kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Şekil 4.1’de İSK1 sondajından elde edilen numuneler üzerinde uygulanan elek analizi ve hidrometre deneylerine ait örnek sonuç görülmektedir. İndeks özelliklerini belirlemeye yönelik diğer deney verileri Çizelge 4.4’de verilmiştir. Laboratuvar deneylerine ait föyler çalışmanın Ek-1 bölümünde toplu olarak sunulmuştur.



Şekil 4.1. İSK1 PN-1 numunesine ait elek analizi ve hidrometre deney sonuçları

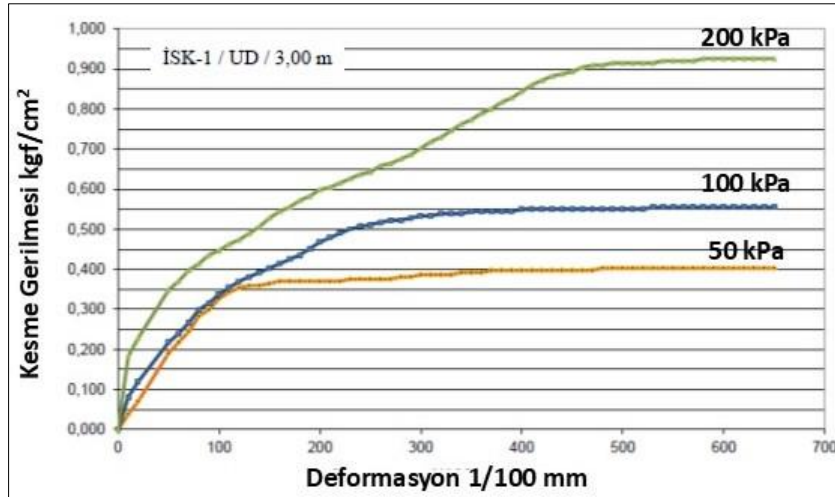
Çizelge 4.4. İSK-1 sondajı laboratuvar deney sonuçları

Sondaj No	Numune No	Derinlik (m)	Doğal Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)	Kil İçeriği (%)	Zemin Sınıflaması (USCS)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	w _n (%)
ISK-1	PN-1	3.00	19.37	22.00	CL	49.50	27.30	22.20	24.40
	PN-2	4.50		20.00	CL	49.20	23.30	25.90	25.70
	PN-3	6.00	19.12	20.00	CL	42.30	21.30	21.00	31.10
	PN-4	7.50	19.24	23.00	CL	45.90	25.40	20.50	31.10
	PN-5	9.00		18.00	CL	46.00	22.10	23.90	31.50
	PN-6	10.50	19.17	20.00	CL	47.60	22.30	25.30	26.30
	PN-7	12.00		15.00	CL	45.80	23.30	22.50	32.70
	PN-8	13.50		18.00	CL	47.00	23.20	23.80	32.30
	PN-9	15.00		16.00	CL	44.80	22.20	22.60	22.60
	PN-10	16.50		18.00	CL	48.10	23.80	24.30	25.20
	PN-11	18.00		23.00	CL	42.40	21.70	20.70	27.90
	PN-12	19.50		19.00	CL	46.20	20.30	25.90	31.40

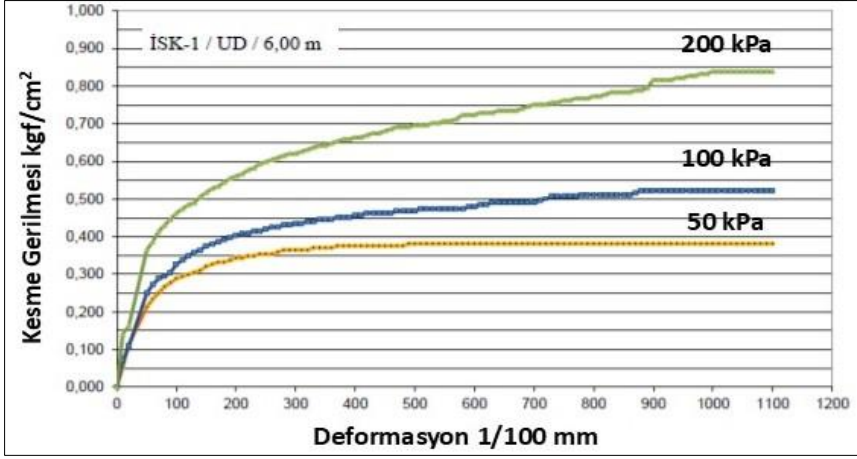
Çizelge 4.4. (devam) İSK-1 sondajı laboratuvar deney sonuçları

SK-13	SPT-1	1.50			CL	37.70	23.00	14.70	22.20
	UD-1	3.00	19.00		CL	42.00	20.00	22.00	23.60
	SPT-2	4.50			CL	39.50	18.80	20.70	22.40
	UD-2	6.00	18.60		CL	43.60	19.50	24.10	26.40
	SPT-3	7.50			GC	35.50	19.70	15.80	18.80
	SPT-4	9.00			GC	39.90	19.50	20.40	21.30
	SPT-5	10.50			GC	39.10	19.20	19.90	22.10
	UD-3	12.00	19.00		GC	35.50	20.10	15.40	20.10
	SPT-6	15.00			CH	52.30	22.50	29.80	27.30
	SPT-7	16.50			CH	55.50	22.10	33.40	26.30
	SPT-8	18.00			CH	56.20	22.40	33.80	26.70
	SPT-9	21.00			CH	58.20	23.30	34.90	26.50
SK-25	SPT-1	1.50			CL	42.20	20.40	21.80	19.30
	UD-1	3.00	18.50		CH	52.00	20.20	31.80	25.40
	SPT-2	4.50			CL	43.30	21.10	22.20	20.30
	SPT-3	6.00			CL	45.90	22.90	23.00	23.80
	UD-2	7.50	18.60		CH	54.90	19.90	35.00	24.70
	SPT-4	9.00			CL	44.40	22.30	22.10	26.30
	SPT-5	10.50			CL	44.90	22.00	22.90	29.80
	SPT-6	12.00			CL	45.20	21.30	23.90	29.50
UD-3	13.50	18.80		CH	56.90	19.20	37.70	27.80	

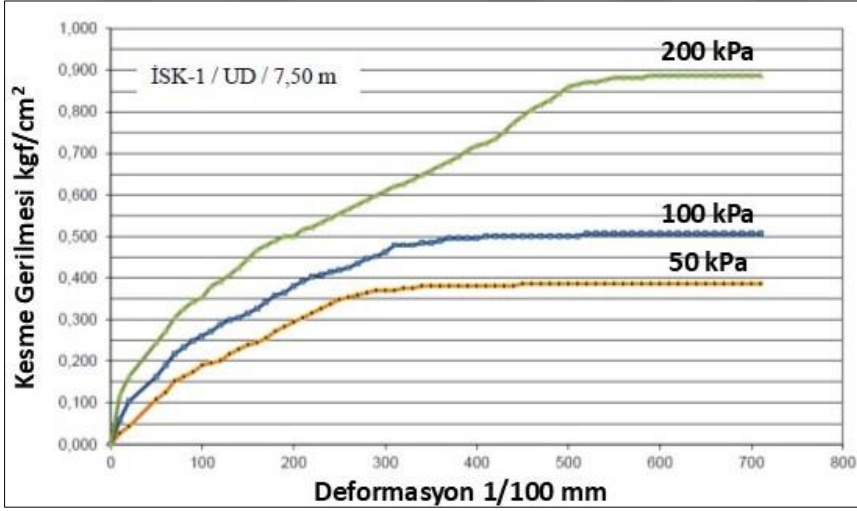
İnceleme alanında bulunan zeminlerin statik koşullardaki drenajsız kayma dayanımlarının belirlenmesine yönelik doğrudan kesme deneyleri uygulanmıştır. Sonuçlar Şekil 4.2 ile Şekil 4.5 arasında toplu olarak sunulmaktadır.



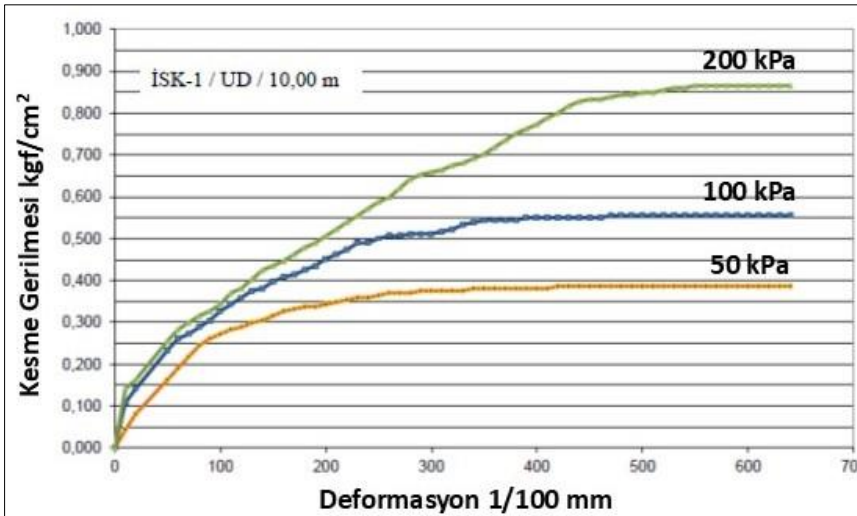
Şekil 4.2. İSK-1 UD-3,00m doğrudan kesme deney sonuçları



Şekil 4.3. İSK-1 UD-6,00m doğrudan kesme deney sonuçları



Şekil 4.4. İSK-1 UD-7,50m doğrudan kesme deney sonuçları



Şekil 4.5. İSK-1 UD-10,00m doğrudan kesme deney sonuçları

Düşük deformasyon genliklerinde zemin tabakalarının statik ve dinamik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla, inceleme alanında sismik kırılma yöntemleri kullanılarak ölçümler yapılmıştır. Sismik profiller 24 kanallı sinyal biriktirme cihazı kullanılarak elde edilmiştir. Sistem, örnekleme ve gösterim yapabilen sinyal arttırıcı, çok kanallı sinyal grafiği verebilen optik ünite, jeofonlar, iletim kabloları, enerji kaynağı ile bilgisayardan oluşmaktadır.

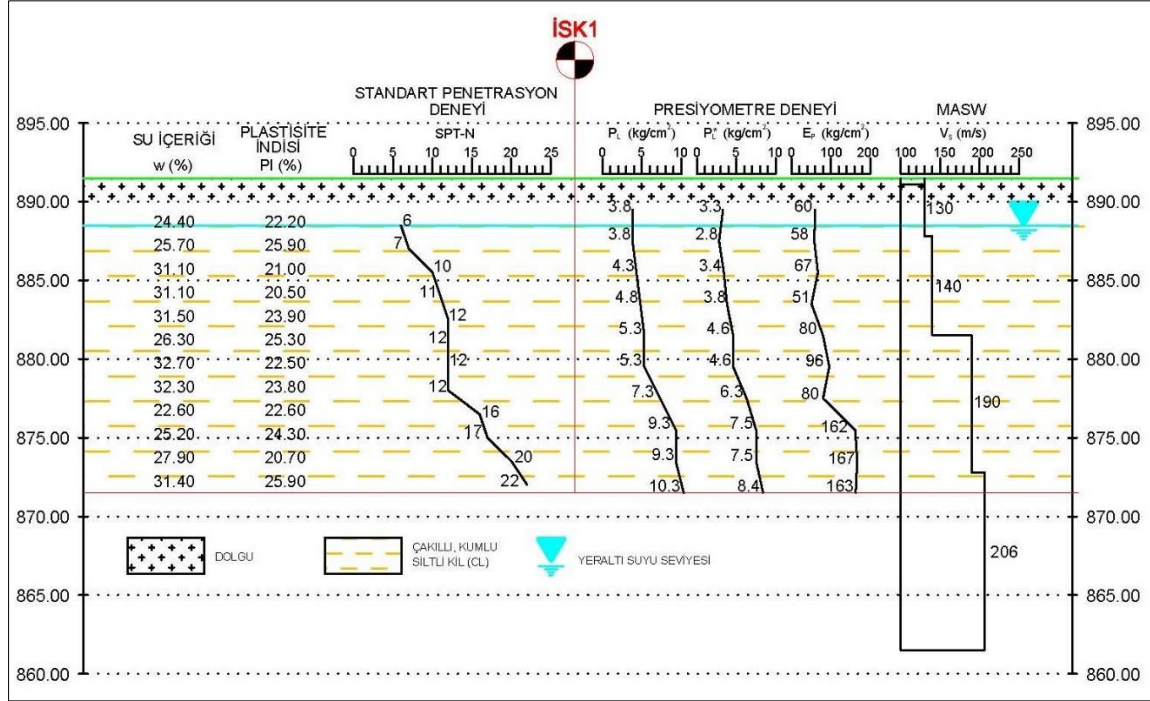
Basınç dalgası (P) ve kayma dalgası (S) hız sinyalleri ölçümü için 24 adet 4,5 Hz düşey jeofon kullanılmıştır. Jeofonlar sahada 5 metre aralıklarla konumlandırılarak; ortamın yapay gürültüsünün 500 mili sn'lik kayıtları elde edilmiştir (Resim 4.4). Alınan ölçümler sonrasında 2D olarak P dalgası hız kesitleri elde edilmiştir. Bununla birlikte, kayma dalgası model ve değerlendirmelerinde “Çok Kanallı Yüzey Dalgası Analiz Yöntemi (MASW)” kullanılmıştır. Jeofizik çalışmalara ait deney sonuçları Ek-2 bölümünde verilmektedir.



Resim 4.4. Sismik serim görünümü

Sondaj kuyularında karşılaşılan zemin profili, Birleşik Zemin Sınıflandırma Sistemine (USCS) göre değerlendirilmiştir. İnceleme sahası profili derinlemesine düşük (CL) ve yüksek plasiteli (CH) kil ile yer yer çakıllı kil (GC) birimlerden oluşmaktadır. Ölçümlerde, yeraltı su seviyesi yüzeyden yaklaşık 3,00 metre aşağıda belirlenmiştir. SPT darbe sayıları sığ derinliklerde (1,50-4,50 metre aralığında) 6-7 arasında, daha derinlerde (6,00-13,50

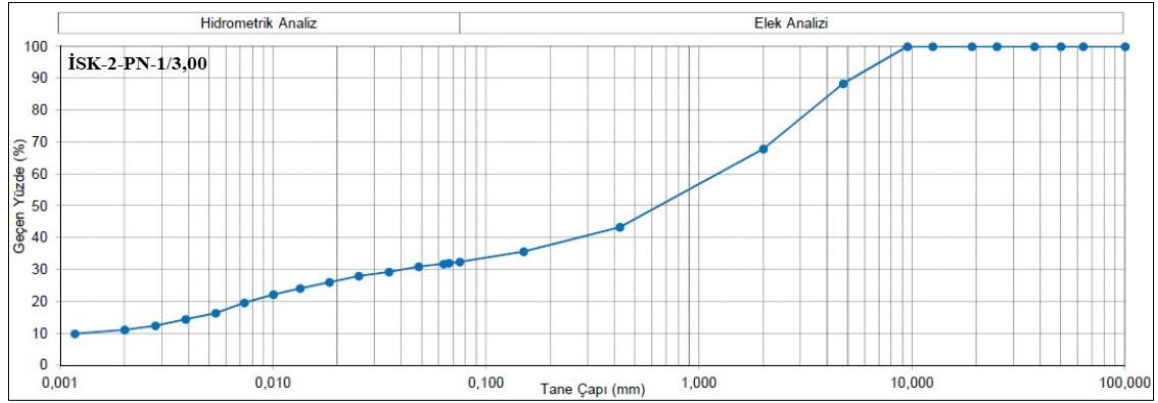
metre aralığında) 10-12 arasında ve sonrasında 20 m derinliğe kadar 16-22 arasında değişmektedir. Bu verilerin, derinlikle artan presiyometre testlerinden elde edilen limit basınç değerleri (P_L^*) ve 130-200 m/s arasında değişen kayma dalgası hızları (V_s) ile tutarlı olduğu görülmektedir. Arazi araştırmaları ve laboratuvar deneyleri neticesinde belirlenen zemin profili Şekil 4.6’da verilmiştir.



Şekil 4.6. İnceleme alanı I zemin profili görünümü

4.2. II No’lu Alanda Gerçekleştirilen Zemin Araştırmaları

İnceleme alanındaki zemin profil ve özelliklerinin belirlenmesi için gerçekleştirilen İSK-2 sondajına ait yerleşim planı Resim 3.2’de sunulmuştur (Resim 4.3). Söz konusu sondajda elde edilen numuneler üzerinde birimlerin fiziksel özelliklerini belirlemeye yönelik laboratuvar deneyleri uygulanmıştır. Elek ve hidrometre deneyleri neticesinde PN-1 numunesi için belirlenen örnek granülometri eğrisi Şekil 4.7’de, diğer sonuçlar ise Ek-1’de toplu olarak verilmiştir. Tabakalara ait diğer indeks özellikleri Çizelge 4.5’de toplu olarak sunulmuştur.



Şekil 4.7. İSK-2 PN-1 numunesine ait granülometri eğrisi

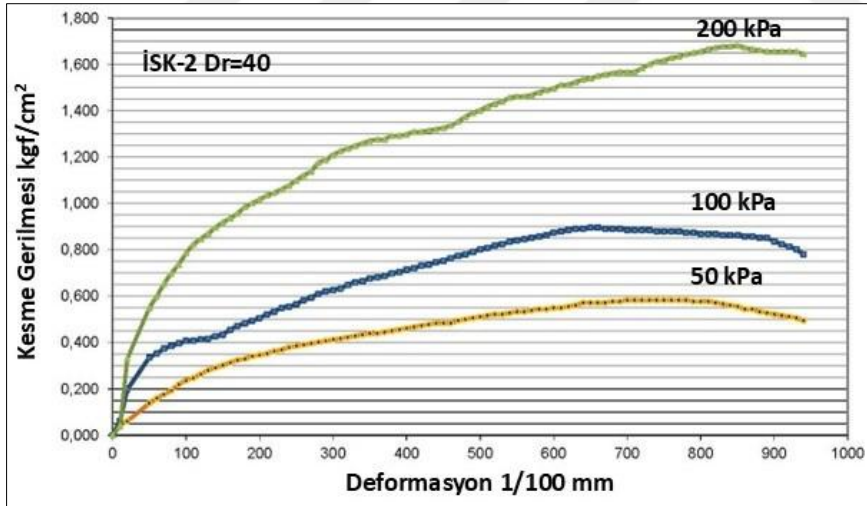


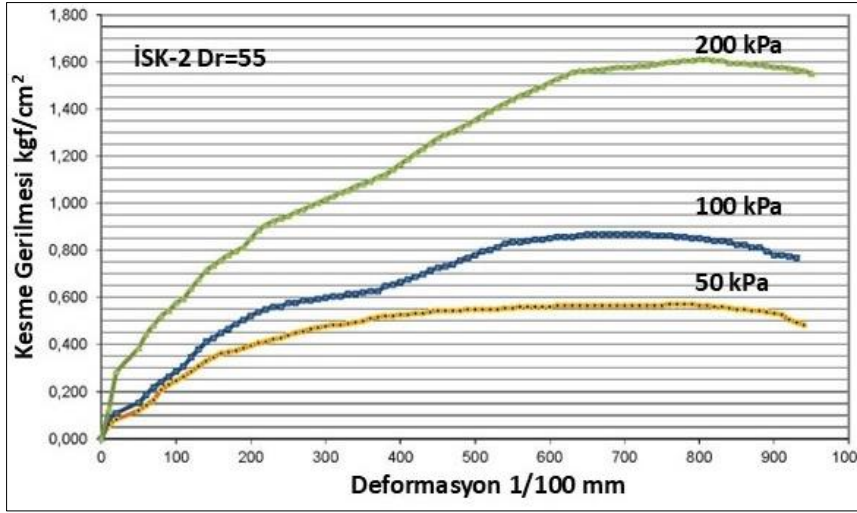
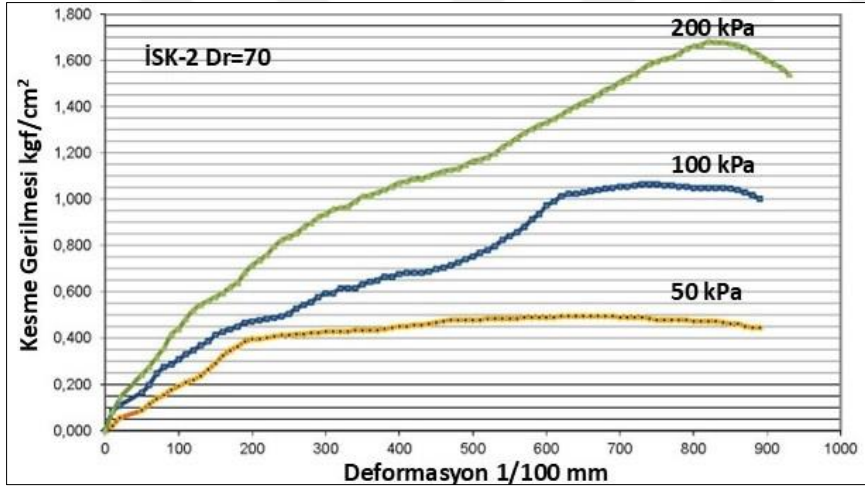
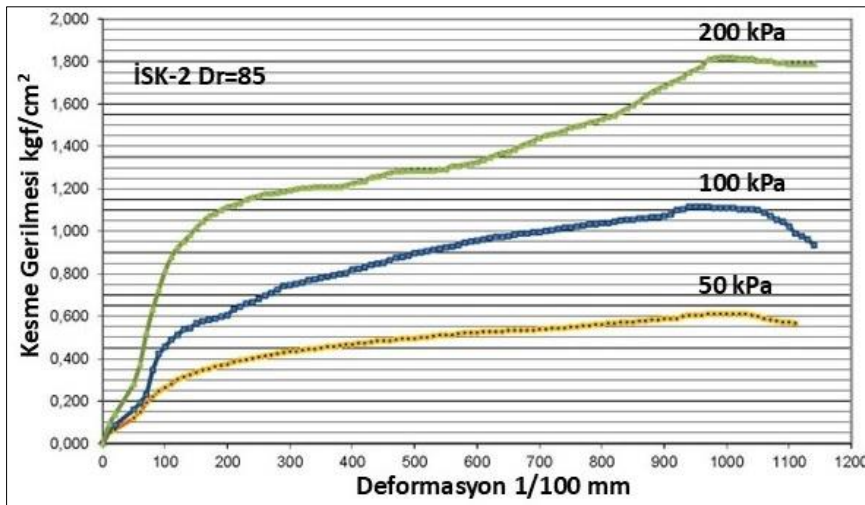
Resim 4.5. İnceleme alanında gerçekleştirilen İSK2 sondajına ait bir fotoğraf

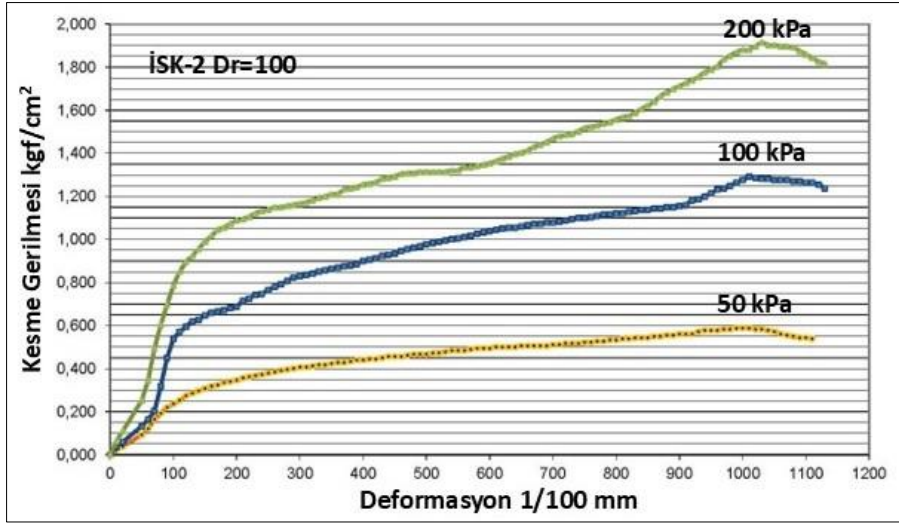
Çizelge 4.5. İSK-2 laboratuvar deney sonuçları

Sondaj No	Numune No	Derinlik (m)	Kil İçeriği (%)	Zemin Sınıflaması (USCS)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	w _n (%)
ISK-2	PN-1	3,00	10,50	SC	37,10	14,40	22,70	17,60
	PN-2	4,50	18,00	CL	44,50	20,10	24,40	25,00
	PN-3	6,00	10,00	SC	39,50	20,40	19,10	16,21
	PN-4	7,50	10,50	SC	36,50	17,50	19,00	14,60
	PN-5	9,00	9,50	SC	33,60	14,60	19,00	17,40
	PN-6	10,50	8,00	SC	38,30	17,40	20,90	13,10
	PN-7	12,00	18,50	CL	45,60	25,10	20,50	19,40
	PN-8	13,50	10,00	SC	34,70	17,80	16,90	15,60
	PN-9	15,00	9,00	SC	38,70	15,50	23,20	18,20
	PN-10	16,50	10,00	SC	39,00	17,30	21,70	17,20
	PN-11	19,50	8,00	SC	34,40	17,90	16,50	18,00

İSK-2 sondajından alınan numunelerin mukavemet özelliklerini belirlemek amacıyla doğrudan kesme deneyleri uygulanmıştır. Mukavemet değerlerinin sayısal analizlerde kullanılacak olması nedeniyle, deneyler numunelerin rölatif sıkılıkları göz önünde bulundurularak gerçekleştirilmiştir. Elde edilen sonuçlar, Şekil 4.8 ile Şekil 4.12 arasında toplu halde sunulmuştur.

Şekil 4.8. İSK-2 D_r= %40 doğrudan kesme deney sonuçları

Şekil 4.9. İSK-2 $D_r = 55$ doğrudan kesme deney sonuçlarıŞekil 4.10. İSK-2 $D_r = 70$ doğrudan kesme deney sonuçlarıŞekil 4.11. İSK-2 $D_r = 85$ doğrudan kesme deney sonuçları



Şekil 4.12. İSK-2 $D_r = \%100$ doğrudan kesme deney sonuçları

Arazi ve laboratuvar deney sonuçlarına göre elde edilen zemin profili, I numaralı araştırma alanından farklı olarak, yer yer düşük plastiteli kil (CL) tabakaları içeren killi kum (SC) birimlerden oluşmaktadır. Sondaj kuyusunda yapılan ölçümlerde yeraltı suyuna 3,0 metre derinlikte rastlanmıştır. Derinlik boyunca gözlenen birimler Resim 4.6'da sunulan sandık fotoğrafında görülmektedir.



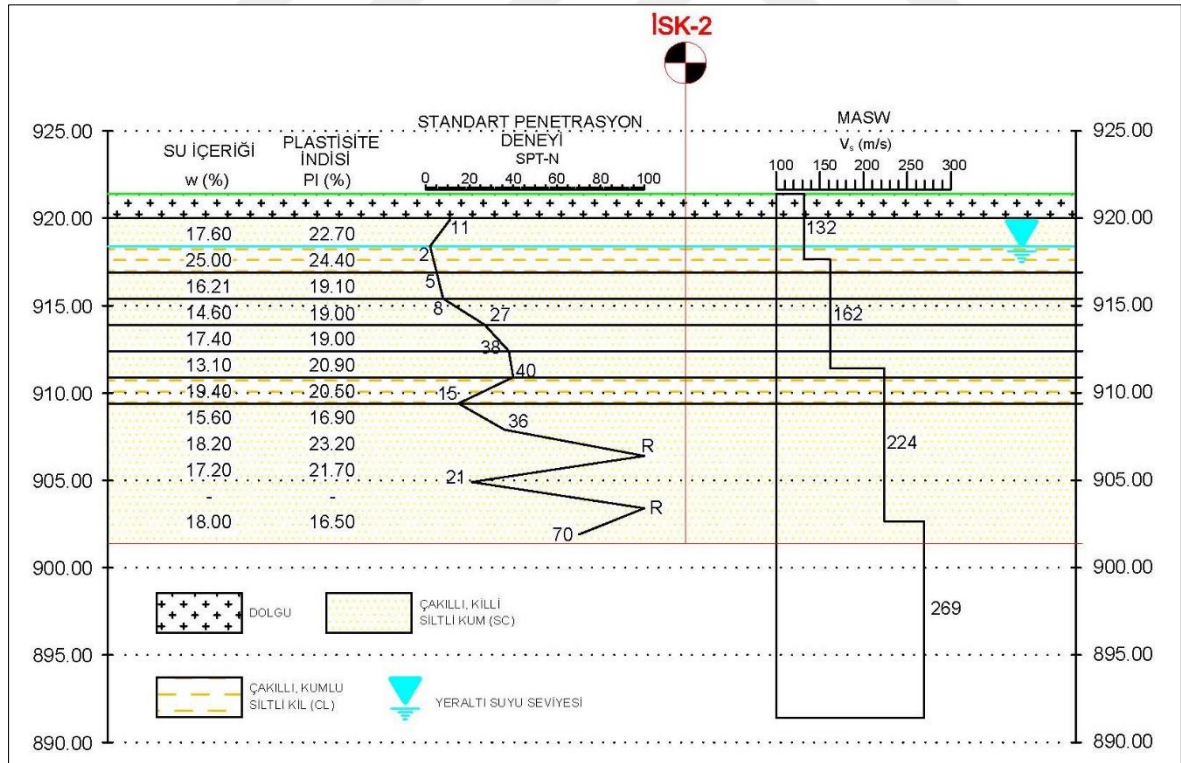
Resim 4.6. İSK-2 sondajı sandık fotoğrafı

Sondaj kuyusunda, her 1,50 metre derinlikte Standart Penetrasyon (SPT) Deneyi uygulanmıştır. Elde edilen sonuçlar Çizelge 4.6’da sunulmuştur.

Çizelge 4.6. İSK-2 SPT deney sonuçları toplu gösterimi

SPT-N	Derinlik (m)	Y.A.S. Seviyesi (m)	Enerji Oranı Düzeltme Katsayısı	Sondaj Delgi Çapı Düzeltme Katsayısı	Numune Alıcı Tipi Düzeltme Katsayısı	Tij Boyu Düzeltme Katsayısı	Düzeltilmiş SPT N değeri	Efektif düşey gerilme	Derinlik Düzeltme Katsayısı	Jeolojik Basınca Göre Düzeltilmiş SPT-N değeri
			C_E	C_B	C_S	C_R	N_{60}	σ_{v0}	C_N	N'_{60}
11	1,50	3,00	1,00	1,00	1,00	0,75	8	27,00	1,83	15
2	3,00	3,00	1,00	1,00	1,00	0,75	2	54,00	1,29	2
5	4,50	3,00	1,00	1,00	1,00	0,85	4	81,00	1,15	5
8	6,00	3,00	1,00	1,00	1,00	0,95	8	108,00	1,00	8
27	7,50	3,00	1,00	1,00	1,00	0,95	26	135,00	1,00	26
38	9,00	3,00	1,00	1,00	1,00	0,95	36	162,00	0,91	33
40	10,50	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	40	189,00	0,86	34
15	12,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	15	216,00	1,00	15
36	13,50	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	36	243,00	0,78	28
100	15,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	100	270,00	0,75	75
21	16,50	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	21	297,00	0,72	15
100	18,00	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	100	324,00	0,69	69
70	19,50	3,00	1,00	1,00	1,00	1,00	70	351,00	0,67	47

Yapılan çalışmalar sonucunda elde edilen idealize zemin profili Şekil 4.13’te gösterilmiştir.



Şekil 4.13. İnceleme alanı II zemin profili görünümü

İnceleme alanında gerçekleştirilen arazi ve laboratuvar çalışmalarında, zeminin büyük ölçüde Kuvaterner yaşlı alüvyal birimlerden oluştuğu tespit edilmiş olup, bu bulgular, Akıl

ve ark. (2008) tarafından yapılan önceki çalışmaları desteklemektedir. Çalışma alanındaki zeminler genellikle düşük plastisiteli kil (CL) ve siltli kum (SM) birimler olarak sınıflandırılmış, yer yer yüksek plastisiteli kil (CH) ve çakıllı kil (GC) birimlerine de rastlanmıştır. Araştırma sondajlarından elde edilen verilere göre, yeraltı su seviyesi yüzeyden yaklaşık 3,0 metre derinlikte saptanmış, zemin tabakalarının mukavemet özelliklerinin ise derinlikle birlikte genellikle artış gösterdiği belirlenmiştir.





5. İNCELEME ALANLARINA AİT SIVILAŞMA POTANSİYELLERİNİN DEĞERLENDİRİLMESİ

Dinamik koşullar altında, zeminlerin tamamı sıvılaşma eğilimi göstermemektedir. Sıvılaşmanın oluşabilmesi için çeşitli kriterler mevcuttur. Özellikle, granüler kumlu zeminlerin sıvılaşmasıyla ilgili kapsamlı araştırmalar yapılırken, ince taneli zeminlerin sıvılaşmasına odaklanan çalışmalar nispeten daha sınırlı kalmıştır. Başlangıçta, ince taneli zeminlerin sıvılaşmaya karşı hassasiyeti, döngüsel dayanımlarının nispeten daha yüksek olması nedeniyle önemli bir sorun olarak görülmemiştir. Ancak, bu tür zeminlerin bulunduğu alanlarda sıvılaşma vakalarının artmasıyla birlikte, araştırmacılar tarafından bu konuya daha fazla önem verilmiştir. Özellikle Kocaeli (1999) ve Chi-Chi (1999) depremlerini takip eden vaka kayıtları sonrası, ince taneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için laboratuvar ve arazi deneylerini temel alan yöntemler geliştirilmiştir.

Çeşitli araştırmacılar, ince taneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek için zeminlerin belirli fiziksel özelliklerinden faydalanmayı önermişlerdir. Seed ve diğ. (1985), temiz ve siltli kumların sıvılaşma potansiyelini belirlemek için yaygın olarak kullanılan döngüsel kayma gerilmesi yönteminin, ince taneli zeminler için uygun olmayabileceğini vurgulamıştır. İnce taneli zeminlerde sıvılaşma potansiyeli genellikle fiziksel özellikler göz önünde bulundurularak değerlendirilmektedir. Bu bağlamda, likit limit (LL), kil içeriği, su içeriği (w_n), plastisite indeksi (PI) ve likidite indeksi (IL) gibi parametreler, sıvılaşma potansiyelinin göstergeleri olarak tanımlanmıştır. Literatürde bu parametrelerin farklı eşik değerleri ile kullanıldığı çeşitli sıvılaşma kriterleri mevcuttur.

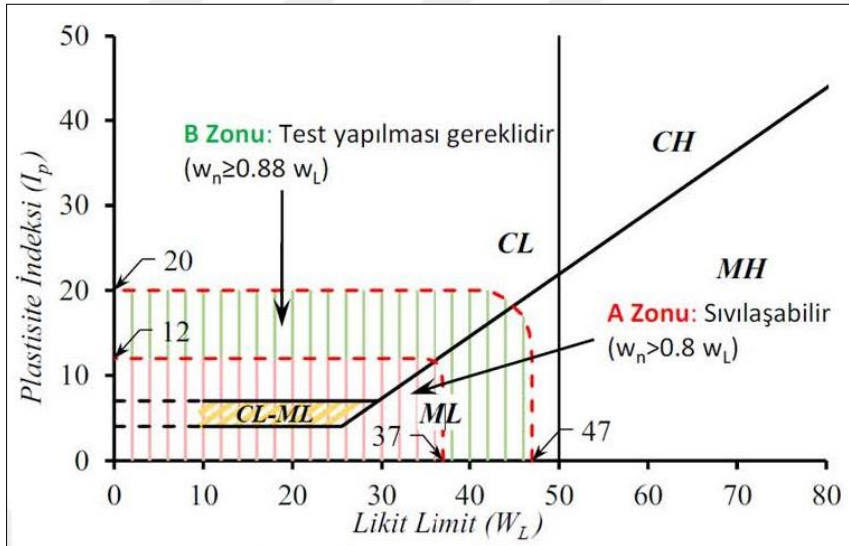
Sırası ile Wang (1979) ile Seed ve diğ. (1983) tarafından ortaya konan ve yaygın olarak "Çin Kriteri" ve "Modifiye Çin Kriteri" olarak adlandırılan iki yöntem, ince taneli zeminlerde sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek amacıyla öne çıkmıştır. Çin Kriteri'ne göre, ince taneli bir zeminin sıvılaşabilmesi için aşağıdaki koşulları sağlaması gerekmektedir:

- a) Likit Limit (LL) değeri 35'ten küçük olmalıdır.
- b) Kil içeriği (Çin tanımına göre %kil<5 mikron) %15'ten az veya eşit olmalıdır.
- c) Su içeriği likit limit değerinin 0,90 katından büyük olmalıdır.

Koester (1994) tarafından yapılan çalışmaya göre, ince taneli zeminlerde sıvılaşma, LL değeri 36'nın altındaysa, kil içeriği %10'dan az veya bu değere eşitse ve su içeriği LL'nin 0,90 katından fazlaysa meydana gelebilir. Benzer şekilde, Finn ve diğ. (1994), LL değeri 34'ten az ise ve kil içeriği %10'dan az veya eşitse sıvılaşmanın gerçekleşebileceğini ortaya koymuştur.

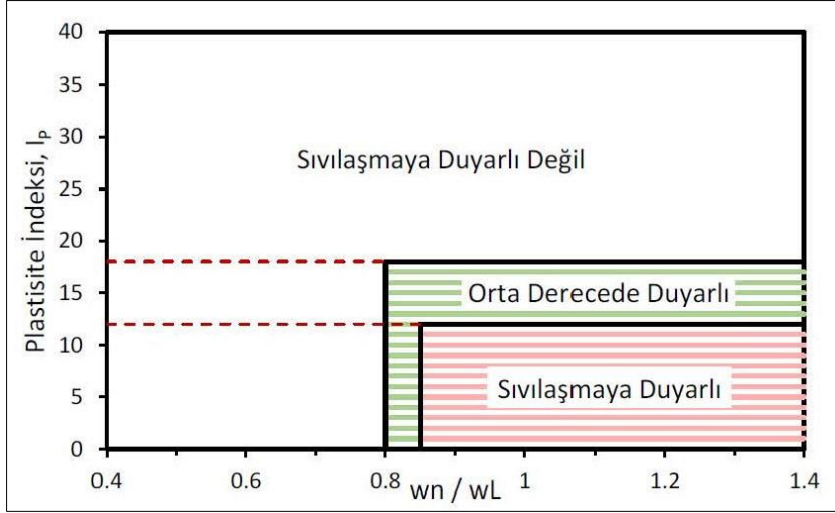
Andrews ve Martin (2000) araştırmalarında, kil içeriği ve likit limit (LL) değerlerinin zeminlerin sıvılaşma potansiyeli konusunda ayırt edici parametreler olduğunu belirtmektedir. Buna göre, likit limit değerinin 32'den az ve kil içeriğinin (<0.002 mm) %10'dan az veya bu değere eşit olduğu durumlarda zeminlerin sıvılaşabileceğini öne sürmüşlerdir. Bu koşullardan birinin sağlanması durumunda sıvılaşma olasılığının değerlendirilmesi amacıyla ilave testler yapılması gerektiğini belirtmişlerdir.

Seed ve diğ. (2003), deprem sonrası saha gözlemleri ve deneysel sonuçlara dayanarak, LL, plastisite indeksi (PI) ve w_n 'in LL'e oranını dikkate alan bir yöntem sunmuşlardır. Bahsi geçen koşullar Şekil 5.1'de toplu olarak gösterilmiştir.



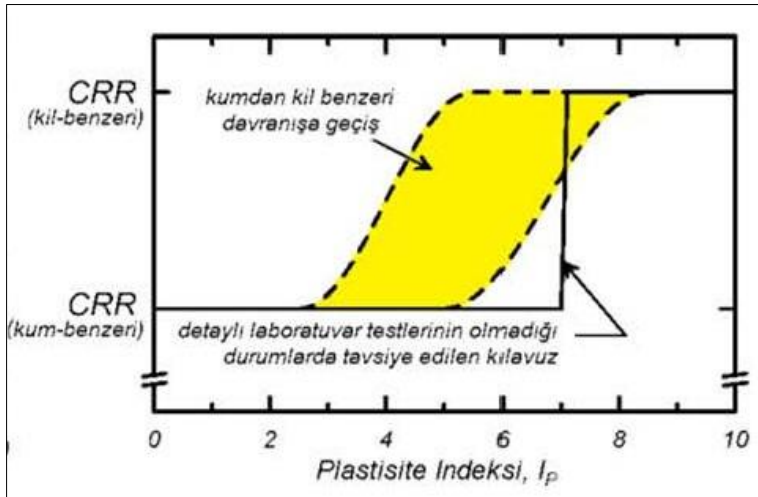
Şekil 5.1. Seed ve diğ. (2003) tarafından geliştirilen zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesine ilişkin grafik (Özsağır, 2023)

Bray ve Sancio (2006) tarafından Adapazarı'ndaki silt ve kil karışımlarının döngüsel testlerine dayalı olarak geliştirilen daha güncel bir çalışmada, PI ve w_n/LL 'ye dayalı bir kriter önerilmiştir (Şekil 5.2).



Şekil 5.2. Bray ve Sancio (2006) sınıflama kriterleri gösterimi (Özsağır, 2023)

Boulanger ve Idriss (2006), ince taneli zeminlerin PI değerinin 7'yi aşması durumunda “Kil Benzeri” özellikler gösterebileceğini belirtmektedir. Değerlendirme, ince taneli zeminlerin bu kriterleri karşılamadığı durumlarda “Kum Benzeri” davranış sergilediğini ve laboratuvar testleriyle aksi kanıtlanmadıkça sıvılaşmaya eğilimli olduklarını varsaymaktadır. Şekil 5.3'te görüleceği üzere, kum benzeri davranış sergileyen zeminlerin kil benzeri davranış sergileyenlere göre daha düşük döngüsel direnç oranlarına (CRR) sahip oldukları belirtilmiştir.



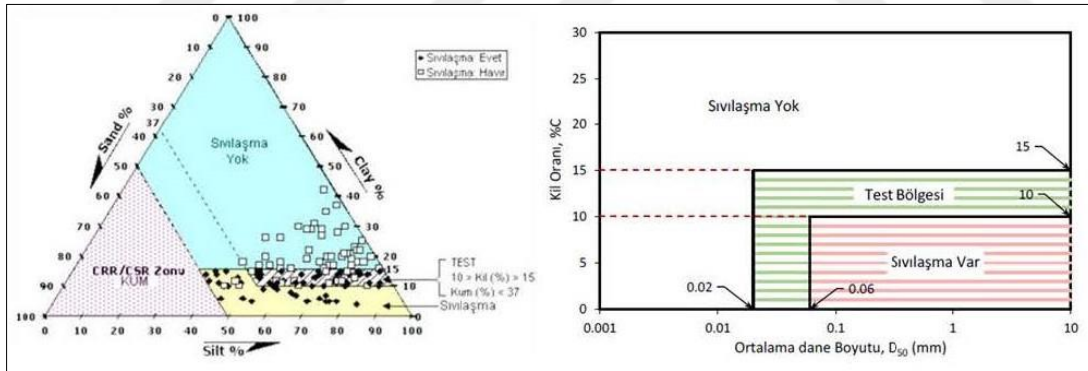
Şekil 5.3. Boulanger ve Idriss (2006) “Kum benzeri” ve “Kil benzeri” zeminler ile CRR ilişkisi (Özsağır, 2023)

1999 Adapazarı depreminde siltli zeminlerin performansını değerlendirmek için Bol ve diğ. (2010), gözlem ve deneylere dayalı bir çalışma geliştirmiştir. Buna göre $M_w=7$ büyüklüğündeki bir depremde, ince taneli bir zeminin sıvılaşabilmesi için;

- Likit limitin %35'ten küçük olması,
- Kil içeriğinin (<0,002 mm) %10'dan küçük olması,
- Ortalama tane boyutu D_{50} değerinin 0,02 mm'den büyük olması,
- Sıvılık indisinin (IP ölçülemiyorsa w_n/w_L oranının) 0,9' dan büyük olması,

koşullarının tümünün sağlanması gerekmektedir. Bol ve diğ. (2010) yaklaşımında kil içeriğinin %10-%15 arasında olduğu durumlarda ilave dinamik deneyler yapılması uygun görülmektedir. Kriterde yer alan Sıvılık İndisi (I_L), su muhtevası (w_n), Plastik Limit (P_L) ve Plastisite İndisi (PI) kullanılarak aşağıdaki formülasyon yardımıyla elde edilmektedir.

$$I_L = \frac{w_n - P_L}{PI}$$



Şekil 5.4. Bol ve diğ. (2010)'a göre sıvılaşma kriterleri

Bilge ve Çetin (2017), silt-kil karışımlarının sıvılaşmaya duyarlılığını değerlendirmek için yeni bir olasılıksal kriter önermiştir. Bu kriter, bozulmamış silt-kil karışımları üzerinde gerçekleştirilen yüksek kaliteli dinamik testlerin sonuçlarına dayanmaktadır. Yöntem ince taneli zeminlerdeki sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için su muhtevası ile Atterberg Limitlerini dikkate alır. Bilge ve Çetin (2017)'e göre, sıvılaşma potansiyeline sahip bir zemin aşağıdaki koşulları sağlamaktadır.

$$0,578 \ln (PI) - LI - 0,940 < 0 \quad (5.1)$$

Bilge ve Çetin (2017), Denklem (5.1)'in sağlanmadığı ve $LI < 0,50$ veya $PI > 30$ olduğu durumlarda döngüsel hareketliliğin kontrol edilmesini önermektedir.

Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018), zemin sıvılaşmasını, yeraltı su seviyesinin altında yer alan ve yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan kohezyonsuz ya da düşük kohezyonlu ($PI < \%12$) zeminlerin deprem sarsıntısı altında, boşluk basıncındaki artışa paralel kayma mukavemeti ve rijitliğindeki önemli oranda azalma olarak tanımlamaktadır. Bununla birlikte, sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi adına bir dizi kriter de tanımlamaktadır. Bu çalışmada, her iki inceleme alanından temin edilen numuneler üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneyleri sonucunda plastisite indeksi (PI) değerlerinin $\%12$ 'den büyük olduğu tespit edilmiştir. Bu bağlamda, 2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği özelinde sıvılaşma potansiyelinin mevcut olmadığı söylenebilir. Ancak, saha gözlemleri sırasında her iki inceleme alanında sıvılaşma kaynaklı yapısal hasarlar tespit edilmiştir. Bu nedenle, sıvılaşma potansiyelinin yönetmelikte tanımlanan diğer kriterler doğrultusunda da değerlendirilmesi uygun görülmüştür.

Önalp ve diğ. (2023), ince taneli zeminlerin ML veya CL olarak sınıflandırıldığı durumlarda, $\%20$ veya daha fazla kil içeriğine sahip veya PI değeri 24'ü aşan birimlerin sıvılaşma riski bulunmadığını ortaya koymaktadır.

Yukarıda aktarılan yöntemlere ek olarak Jennings (1980), Polito ve Martin (2001), Pathak ve Purandere (2016) yöntemleri dikkate alınarak her iki inceleme alanına ait sıvılaşma potansiyelleri Çizelge 5.1 ile Çizelge 5.13 arasında toplu olarak değerlendirilmiştir.

Çizelge 5.1. Wang (1979) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	Kil İçeriği (<5mikron) (%)	<=15	w _n /LL	>0,9	Durum
İSK1	PN-1	3,0	32,0	√	0,49	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	31,0	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	30,0	√	0,74	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	34,0	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	29,0	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	30,0	√	0,55	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	27,0	√	0,71	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	29,0	√	0,69	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	25,0	√	0,50	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	28,0	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	35,0	√	0,66	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	30,0	√	0,68	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	16,0	√	0,47	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	26,0	√	0,56	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	20,0	√	0,41	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	18,0	√	0,40	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	15,0	X	0,52	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	14,0	X	0,34	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	30,0	√	0,43	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	17,0	√	0,45	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	15,0	X	0,47	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	18,0	√	0,44	√	S.P. YOK
	PN-11	19,5	14,0	X	0,52	√	S.P. YOK

Çizelge 5.2. Jennings (1980) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	Kil İçeriği (%) (<2mikron)	<10	PI (%)	<10	D50 (mm)	>0,2	Durum
İSK1	PN-1	3,0	22,0	√	22,2	√	0,02	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	20,0	√	25,9	√	0,03	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	20,0	√	21,0	√	0,04	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	23,0	√	20,5	√	0,02	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	18,0	√	23,9	√	0,03	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	20,0	√	25,3	√	0,03	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	15,0	√	22,5	√	0,05	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	18,0	√	23,8	√	0,04	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	16,0	√	22,6	√	0,05	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	18,0	√	24,3	√	0,03	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	23,0	√	20,7	√	0,02	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	19,0	√	25,9	√	0,03	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	10,5	√	22,7	√	0,60	X	S.P. YOK
	PN-2	4,5	18,0	√	24,4	√	0,04	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	10,0	√	19,1	√	0,25	X	S.P. YOK
	PN-4	7,5	10,5	√	19,0	√	0,40	X	S.P. YOK
	PN-5	9,0	9,5	X	19,0	√	0,50	X	S.P. YOK
	PN-6	10,5	8,0	X	20,9	√	0,30	X	S.P. YOK
	PN-7	12,0	18,5	√	20,5	√	0,01	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	10,0	√	16,9	√	0,18	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	9,0	X	23,2	√	0,30	X	S.P. YOK
	PN-10	16,5	10,0	√	21,7	√	0,30	X	S.P. YOK
	PN-11	19,5	8,0	X	16,5	√	0,30	X	S.P. YOK

Çizelge 5.3. Seed ve Idriss (1982) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	LL (%)	<35	Kil İçeriği (%) (<2mikron)	<=15	w _n /LL	>0,9	Durum
İSK1	PN-1	3,0	49,5	√	22,0	√	0,49	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	49,2	√	20,0	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	42,3	√	20,0	√	0,74	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	45,9	√	23,0	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	46,0	√	18,0	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	47,6	√	20,0	√	0,55	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,8	√	15,0	√	0,71	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	47,0	√	18,0	√	0,69	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	44,8	√	16,0	√	0,50	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	48,1	√	18,0	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	42,4	√	23,0	√	0,66	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	46,2	√	19,0	√	0,68	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	37,1	√	10,5	X	0,47	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	44,5	√	18,0	√	0,56	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	39,5	√	10,0	X	0,41	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	36,5	√	10,5	X	0,40	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	33,6	X	9,5	X	0,52	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	38,3	√	8,0	X	0,34	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,6	√	18,5	√	0,43	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	34,7	X	10,0	X	0,45	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	38,7	√	9,0	X	0,47	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	39,0	√	10,0	X	0,44	√	S.P. YOK
	PN-11	19,5	34,4	X	8,0	X	0,52	√	S.P. YOK

Çizelge 5.4. Koester (1994) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	LL (%)	<36	Kil İçeriği (%) (<2mikron)	<10	w _n /LL	>0,9	Durum
İSK1	PN-1	3,0	49,5	√	22,0	√	0,49	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	49,2	√	20,0	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	42,3	√	20,0	√	0,74	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	45,9	√	23,0	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	46,0	√	18,0	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	47,6	√	20,0	√	0,55	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,8	√	15,0	√	0,71	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	47,0	√	18,0	√	0,69	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	44,8	√	16,0	√	0,50	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	48,1	√	18,0	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	42,4	√	23,0	√	0,66	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	46,2	√	19,0	√	0,68	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	37,1	√	10,5	√	0,47	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	44,5	√	18,0	√	0,56	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	39,5	√	10,0	√	0,41	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	36,5	√	10,5	√	0,40	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	33,6	X	9,5	X	0,52	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	38,3	√	8,0	X	0,34	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,6	√	18,5	√	0,43	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	34,7	X	10,0	√	0,45	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	38,7	√	9,0	X	0,47	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	39,0	√	10,0	√	0,44	√	S.P. YOK
	PN-11	19,5	34,4	X	8,0	X	0,52	√	S.P. YOK

Çizelge 5.5. Andrew ve Martin (2000) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	LL (%)	<32	Kil İçeriği (%) (<2mikron)	<=10	Durum
İSK1	PN-1	3,0	49,5	√	22,0	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	49,2	√	20,0	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	42,3	√	20,0	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	45,9	√	23,0	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	46,0	√	18,0	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	47,6	√	20,0	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,8	√	15,0	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	47,0	√	18,0	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	44,8	√	16,0	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	48,1	√	18,0	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	42,4	√	23,0	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	46,2	√	19,0	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	37,1	√	10,5	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	44,5	√	18,0	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	39,5	√	10,0	X	İLAVE TEST
	PN-4	7,5	36,5	√	10,5	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	33,6	√	9,5	X	İLAVE TEST
	PN-6	10,5	38,3	√	8,0	X	İLAVE TEST
	PN-7	12,0	45,6	√	18,5	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	34,7	√	10,0	X	İLAVE TEST
	PN-9	15,0	38,7	√	9,0	X	İLAVE TEST
	PN-10	16,5	39,0	√	10,0	X	İLAVE TEST
	PN-11	19,5	34,4	√	8,0	X	İLAVE TEST

Çizelge 5.6. Polito ve Martin (2001) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	LL (%)	<25	PI (%)	<7	Durum
İSK1	PN-1	3,0	49,5	√	22,2	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	49,2	√	25,9	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	42,3	√	21,0	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	45,9	√	20,5	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	46,0	√	23,9	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	47,6	√	25,3	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,8	√	22,5	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	47,0	√	23,8	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	44,8	√	22,6	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	48,1	√	24,3	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	42,4	√	20,7	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	46,2	√	25,9	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	37,1	√	22,7	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	44,5	√	24,4	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	39,5	√	19,1	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	36,5	√	19,0	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	33,6	√	19,0	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	38,3	√	20,9	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,6	√	20,5	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	34,7	√	16,9	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	38,7	√	23,2	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	39,0	√	21,7	√	S.P. YOK
	PN-11	19,5	34,4	√	16,5	√	S.P. YOK

Çizelge 5.7. Seed ve diğ. (2003) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	LL (%)	<37	PI (%)	<12	w _n /LL	>0,8	Durum
İSK1	PN-1	3,0	49,5	√	22,2	√	0,49	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	49,2	√	25,9	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	42,3	√	21,0	√	0,74	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	45,9	√	20,5	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	46,0	√	23,9	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	47,6	√	25,3	√	0,55	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,8	√	22,5	√	0,71	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	47,0	√	23,8	√	0,69	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	44,8	√	22,6	√	0,50	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	48,1	√	24,3	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	42,4	√	20,7	√	0,66	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	46,2	√	25,9	√	0,68	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	37,1	√	22,7	√	0,47	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	44,5	√	24,4	√	0,56	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	39,5	√	19,1	√	0,41	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	36,5	X	19,0	√	0,40	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	33,6	X	19,0	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	38,3	√	20,9	√	0,34	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,6	√	20,5	√	0,43	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	34,7	X	16,9	√	0,45	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	38,7	√	23,2	√	0,47	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	39,0	√	21,7	√	0,44	√	S.P. YOK
	PN-11	19,5	34,4	X	16,5	√	0,52	√	S.P. YOK

Çizelge 5.8. Bray ve Sancio (2006) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	PI (%)	<=12	w _n /LL	>=0,85	Durum
İSK1	PN-1	3,0	22,2	√	0,49	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	25,9	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	21,0	√	0,74	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	20,5	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	23,9	√	0,68	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	25,3	√	0,55	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	22,5	√	0,71	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	23,8	√	0,69	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	22,6	√	0,50	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	24,3	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	20,7	√	0,66	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	25,9	√	0,68	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	22,7	√	0,47	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	24,4	√	0,56	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	19,1	√	0,41	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	19,0	√	0,40	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	19,0	√	0,52	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	20,9	√	0,34	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	20,5	√	0,43	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	16,9	√	0,45	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	23,2	√	0,47	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	21,7	√	0,44	√	S.P. YOK
	PN-11	19,5	16,5	√	0,52	√	S.P. YOK

Çizelge 5.9. Bol ve diğ. (2010)

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	LL (%)	<35	Kil İçeriği (%) (<2mikron)	<10	D50 (mm)	>0,2	Sıvılık İndisi	>0,9	Durum
İSK1	PN-1	3,0	49,5	√	22,0	√	0,02	√	-0,13	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	49,2	√	20,0	√	0,03	√	0,09	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	42,3	√	20,0	√	0,04	√	0,47	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	45,9	√	23,0	√	0,02	√	0,28	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	46,0	√	18,0	√	0,03	√	0,39	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	47,6	√	20,0	√	0,03	√	0,16	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,8	√	15,0	√	0,05	√	0,42	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	47,0	√	18,0	√	0,04	√	0,38	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	44,8	√	16,0	√	0,05	√	0,02	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	48,1	√	18,0	√	0,03	√	0,06	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	42,4	√	23,0	√	0,02	√	0,30	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	46,2	√	19,0	√	0,03	√	0,43	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	37,1	√	10,5	√	0,60	X	0,14	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	44,5	√	18,0	√	0,04	√	0,20	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	39,5	√	10,0	√	0,25	X	-0,22	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	36,5	√	10,5	√	0,40	X	-0,15	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	33,6	X	9,5	X	0,50	X	0,15	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	38,3	√	8,0	X	0,30	X	-0,21	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	45,6	√	18,5	√	0,01	√	-0,28	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	34,7	X	10,0	√	0,18	√	-0,13	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	38,7	√	9,0	X	0,30	X	0,12	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	39,0	√	10,0	√	0,30	X	0,00	√	S.P. YOK
	PN-11	19,5	34,4	X	8,0	X	0,30	X	0,01	√	S.P. YOK

Çizelge 5.10. Pathak ve Purandare (2016) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	Kil İçeriği (%) (<2mikron)	<=15	PI (%)	<=15	w _n /LL	>=0,9	D50 (mm)	>0,2	Durum
İSK1	PN-1	3,0	22,0	√	22,2	√	0,49	√	0,02	√	S.P. YOK
	PN-2	4,5	20,0	√	25,9	√	0,52	√	0,03	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	20,0	√	21,0	√	0,74	√	0,04	√	S.P. YOK
	PN-4	7,5	23,0	√	20,5	√	0,68	√	0,02	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	18,0	√	23,9	√	0,68	√	0,03	√	S.P. YOK
	PN-6	10,5	20,0	√	25,3	√	0,55	√	0,03	√	S.P. YOK
	PN-7	12,0	15,0	X	22,5	√	0,71	√	0,05	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	18,0	√	23,8	√	0,69	√	0,04	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	16,0	√	22,6	√	0,50	√	0,05	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	18,0	√	24,3	√	0,52	√	0,03	√	S.P. YOK
	PN-11	18,0	23,0	√	20,7	√	0,66	√	0,02	√	S.P. YOK
	PN-12	19,5	19,0	√	25,9	√	0,68	√	0,03	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	10,5	X	22,7	√	0,47	√	0,60	X	S.P. YOK
	PN-2	4,5	18,0	√	24,4	√	0,56	√	0,04	√	S.P. YOK
	PN-3	6,0	10,0	X	19,1	√	0,41	√	0,25	X	S.P. YOK
	PN-4	7,5	10,5	X	19,0	√	0,40	√	0,40	X	S.P. YOK
	PN-5	9,0	9,5	X	19,0	√	0,52	√	0,50	X	S.P. YOK
	PN-6	10,5	8,0	X	20,9	√	0,34	√	0,30	X	S.P. YOK
	PN-7	12,0	18,5	√	20,5	√	0,43	√	0,01	√	S.P. YOK
	PN-8	13,5	10,0	X	16,9	√	0,45	√	0,18	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	9,0	X	23,2	√	0,47	√	0,30	X	S.P. YOK
	PN-10	16,5	10,0	X	21,7	√	0,44	√	0,30	X	S.P. YOK
	PN-11	19,5	8,0	X	16,5	√	0,52	√	0,30	X	S.P. YOK

Çizelge 5.11. Bilge ve Çetin (2017) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	PI (%)	>30	Sıvılık İndisi (LI)	<0,50	$0,578 \ln (PI) - LI - 0,940$	>0	Durum 1	Durum 2
İSK1	PN-1	3,0	22,2	√	-0,13	X	0,98	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-2	4,5	25,9	√	0,09	X	0,85	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-3	6,0	21,0	√	0,47	X	0,35	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-4	7,5	20,5	√	0,28	X	0,53	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-5	9,0	23,9	√	0,39	X	0,50	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-6	10,5	25,3	√	0,16	X	0,77	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-7	12,0	22,5	√	0,42	X	0,44	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-8	13,5	23,8	√	0,38	X	0,51	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-9	15,0	22,6	√	0,02	X	0,84	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-10	16,5	24,3	√	0,06	X	0,85	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-11	18,0	20,7	√	0,30	X	0,51	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-12	19,5	25,9	√	0,43	X	0,51	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
İSK2	PN-1	3,0	22,7	√	0,14	X	0,72	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-2	4,5	24,4	√	0,20	X	0,71	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-3	6,0	19,1	√	-0,22	X	0,98	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-4	7,5	19,0	√	-0,15	X	0,91	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-5	9,0	19,0	√	0,15	X	0,61	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-6	10,5	20,9	√	-0,21	X	1,02	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-7	12,0	20,5	√	-0,28	X	1,08	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-8	13,5	16,9	√	-0,13	X	0,82	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-9	15,0	23,2	√	0,12	X	0,76	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-10	16,5	21,7	√	0,00	X	0,84	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL
	PN-11	19,5	16,5	√	0,01	X	0,67	√	S.P. YOK	D.Y. KONTROL

Çizelge 5.12. TBDY (2018) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	PI (%)	>10	Kil İçeriği (%) (<5mikron)	>20	İDO (%)	>35	N _{1,60}	>20	Durum
İSK1	PN-1	3,0	22,2	√	32,0	√	63,53	√	5	X	S.P. YOK
	PN-2	4,5	25,9	√	31,0	√	59,89	√	6	X	S.P. YOK
	PN-3	6,0	21,0	√	30,0	√	57,01	√	10	X	S.P. YOK
	PN-4	7,5	20,5	√	34,0	√	64,56	√	10	X	S.P. YOK
	PN-5	9,0	23,9	√	29,0	√	58,53	√	11	X	S.P. YOK
	PN-6	10,5	25,3	√	30,0	√	56,89	√	12	X	S.P. YOK
	PN-7	12,0	22,5	√	27,0	√	55,99	√	12	X	S.P. YOK
	PN-8	13,5	23,8	√	29,0	√	56,71	√	12	X	S.P. YOK
	PN-9	15,0	22,6	√	25,0	√	54,58	√	16	X	S.P. YOK
	PN-10	16,5	24,3	√	28,0	√	55,99	√	17	X	S.P. YOK
	PN-11	18,0	20,7	√	35,0	√	64,78	√	20	X	S.P. YOK
	PN-12	19,5	25,9	√	30,0	√	60,89	√	22	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	22,7	√	16,0	X	32,00	X	2	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-2	4,5	24,4	√	26,0	√	55,00	√	5	X	S.P. YOK
	PN-3	6,0	19,1	√	20,0	X	35,00	X	8	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-4	7,5	19,0	√	18,0	X	36,00	√	25	√	S.P. YOK
	PN-5	9,0	19,0	√	15,0	X	32,00	X	33	√	SIVILAŞABİLİR
	PN-6	10,5	20,9	√	14,0	X	34,00	X	86	√	SIVILAŞABİLİR
	PN-7	12,0	20,5	√	30,0	√	62,00	√	12	X	S.P. YOK
	PN-8	13,5	16,9	√	17,0	X	37,00	√	28	√	S.P. YOK
	PN-9	15,0	23,2	√	15,0	X	36,00	√	75	√	S.P. YOK
	PN-10	16,5	21,7	√	18,0	X	36,00	√	15	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-11	19,5	16,5	√	14,0	X	35,00	X	47	√	S.P. YOK

Çizelge 5.13. Önalp ve diğ. (2023) kriterleri

Sondaj	Numune	Derinlik (m)	PI (%)	>24	Kil İçeriği (%) (<2mikron)	=>20	İDO (%)	>35	N _{1,60}	>20	Durum
İSK1	PN-1	3,0	22,2	X	22,0	√	63,53	√	5	X	S.P. YOK
	PN-2	4,5	25,9	√	20,0	√	59,89	√	6	X	S.P. YOK
	PN-3	6,0	21,0	X	20,0	√	57,01	√	10	X	S.P. YOK
	PN-4	7,5	20,5	X	23,0	√	64,56	√	10	X	S.P. YOK
	PN-5	9,0	23,9	X	18,0	X	58,53	√	11	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-6	10,5	25,3	X	20,0	√	56,89	√	12	X	S.P. YOK
	PN-7	12,0	22,5	X	15,0	X	55,99	√	12	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-8	13,5	23,8	X	18,0	X	56,71	√	12	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-9	15,0	22,6	X	16,0	X	54,58	√	16	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-10	16,5	24,3	√	18,0	X	55,99	√	17	X	S.P. YOK
	PN-11	18,0	20,7	X	23,0	√	64,78	√	20	X	S.P. YOK
	PN-12	19,5	25,9	√	19,0	X	60,89	√	22	√	S.P. YOK
İSK2	PN-1	3,0	22,7	X	10,5	X	32,00	X	2	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-2	4,5	24,4	√	18,0	X	55,00	√	5	X	S.P. YOK
	PN-3	6,0	19,1	X	10,0	X	35,00	X	8	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-4	7,5	19,0	X	10,5	X	36,00	√	25	√	SIVILAŞABİLİR
	PN-5	9,0	19,0	X	9,5	X	32,00	X	33	√	SIVILAŞABİLİR
	PN-6	10,5	20,9	X	8,0	X	34,00	X	86	√	SIVILAŞABİLİR
	PN-7	12,0	20,5	X	18,5	X	62,00	√	12	X	SIVILAŞABİLİR
	PN-8	13,5	16,9	X	10,0	X	37,00	√	28	√	SIVILAŞABİLİR
	PN-9	15,0	23,2	X	9,0	X	36,00	√	75	√	SIVILAŞABİLİR
	PN-10	16,5	21,7	X	10,0	X	36,00	√	15	X	SIVILAŞABİLİR
PN-11	19,5	16,5	X	8,0	X	35,00	X	47	√	SIVILAŞABİLİR	

Yapılan değerlendirmeler neticesinde, tetiklenme kriterlerinin büyük çoğunluğuna göre I ve II No'lu inceleme alanlarında, 6 Şubat Depremleri sonrası gözlemlerin aksine, dinamik etkiler altında sıvılaşma potansiyeli bulunmadığı sonucuna varılmaktadır. Bununla birlikte, yöntem değerlendirmeleri doğrultusunda belirlenen istisnai durumlar aşağıda sıralanmıştır.

- Andrew ve Martin (2000) Yöntemine göre, II No'lu inceleme alanı için bazı seviyelerde ilave testlerin yapılması önerilmektedir.
- Bilge ve Çetin (2017) Yaklaşımına göre, her iki inceleme alanı için tüm derinlikler boyunca döngüsel yumuşamanın kontrol edilmesi tavsiye edilmektedir.
- TBDY (2018) tanımlanan kriterler dikkate alınarak yapılan değerlendirmeler doğrultusunda, II No'lu inceleme alanında bazı seviyelerde sıvılaşabilir tabakaların olduğu belirlenmiştir.
- Önalp ve diğ. (2023) tarafından ortaya konulan kriterlere göre, her iki alanda sıvılaşabilir tabakaların olduğu görülmektedir.

Çalışma kapsamında, sıvılaşma potansiyelini değerlendiren kriterlerin büyük çoğunluğuna göre, zemin özellikleri göz önünde bulundurulduğunda, deprem koşullarında sıvılaşma oluşması beklenmemektedir. Ancak, bu sonuç, sahada gözlenen aşırı yapı deplasmanları ile uyumsuzluk göstermektedir. Bu bağlamda, inceleme sahasındaki zeminlerin sıvılaşma potansiyellerini daha ayrıntılı bir şekilde değerlendirebilmek amacıyla laboratuvar ortamında bir dizi dinamik deney gerçekleştirilmiştir. Bu deneyler, sıvılaşma potansiyelini belirlemek ve alandaki zemin özelliklerini tekrarlı yüklemeler altında daha kapsamlı bir şekilde incelemek amacıyla yapılmıştır. Deney yöntemleri ve elde edilen sonuçlar, çalışmanın ilerleyen bölümlerinde detaylı şekilde sunulmuştur.





6. DİNAMİK BASİT KESME DENEYİ SONUÇLARI

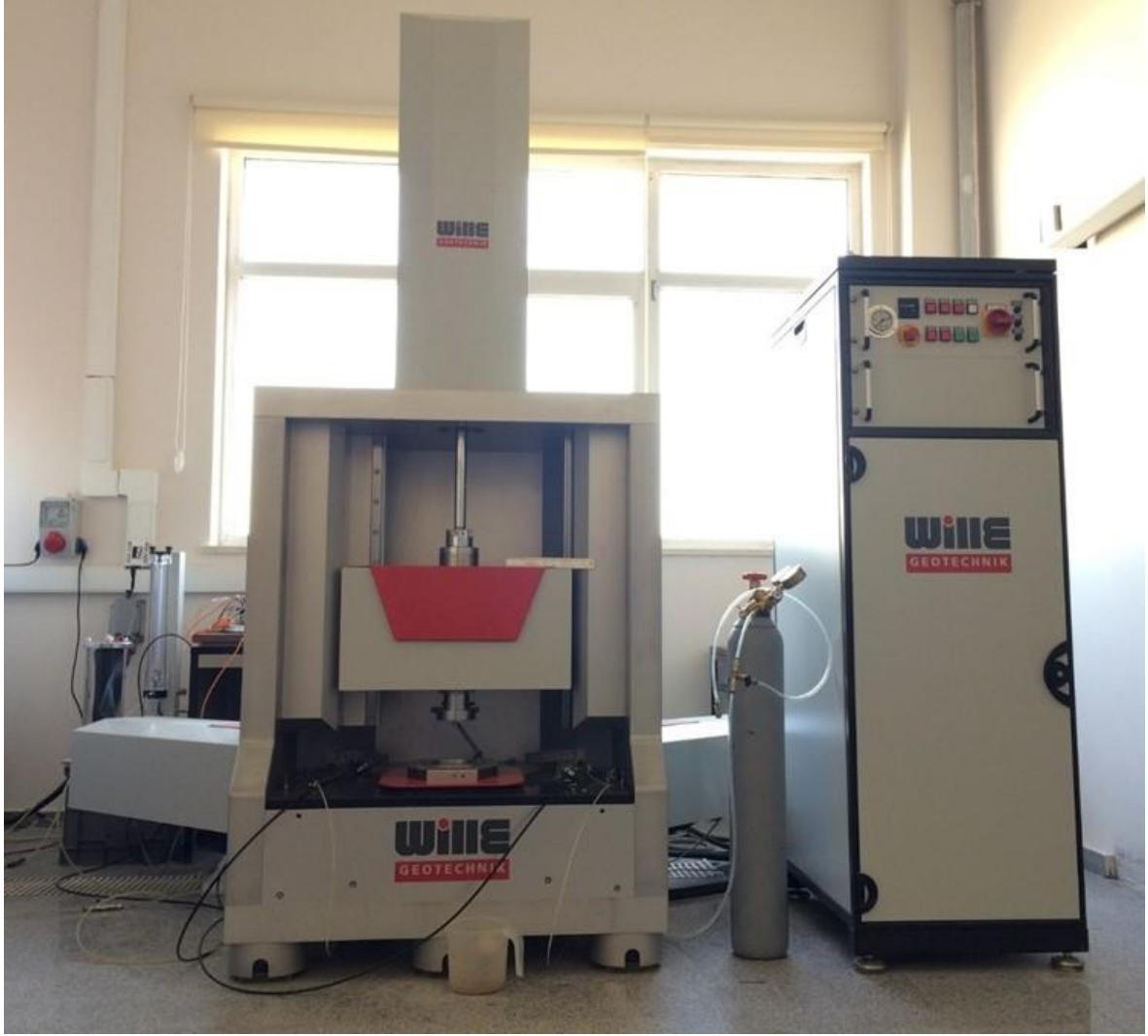
Zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirlemek amacıyla laboratuvar ortamında çeşitli deney düzenekleri kullanılmaktadır. Bunlar arasında en yaygın olanlar şunlardır:

- Dinamik Üç Eksenli Deneyi
- Rezonant Kolon Deneyi
- Tekrarlı-Burulmalı Kesme Deneyi
- Bender Elemanlar Deneyi
- Devirsel Basit Kesme Deneyi

Bu çalışma kapsamında, üç yönlü "Devirsel Basit Kesme Deney Düzeneği" (DBKDD) kullanılarak deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu düzenek, üç yönde hareket edebilme özelliğine sahip olup, gerçek depremlere ait deformasyon kaydı kullanılarak modelleme yapabilme imkânı sunmaktadır. Bu özellik, kullanılan deney düzeneğini diğer yöntemlerden daha güvenilir hale getirmektedir. Devirsel Basit Kesme Deney Düzeneği aşağıdaki birimlerden meydana gelmekte olup, sistem Resim 6.1’de görülmektedir.

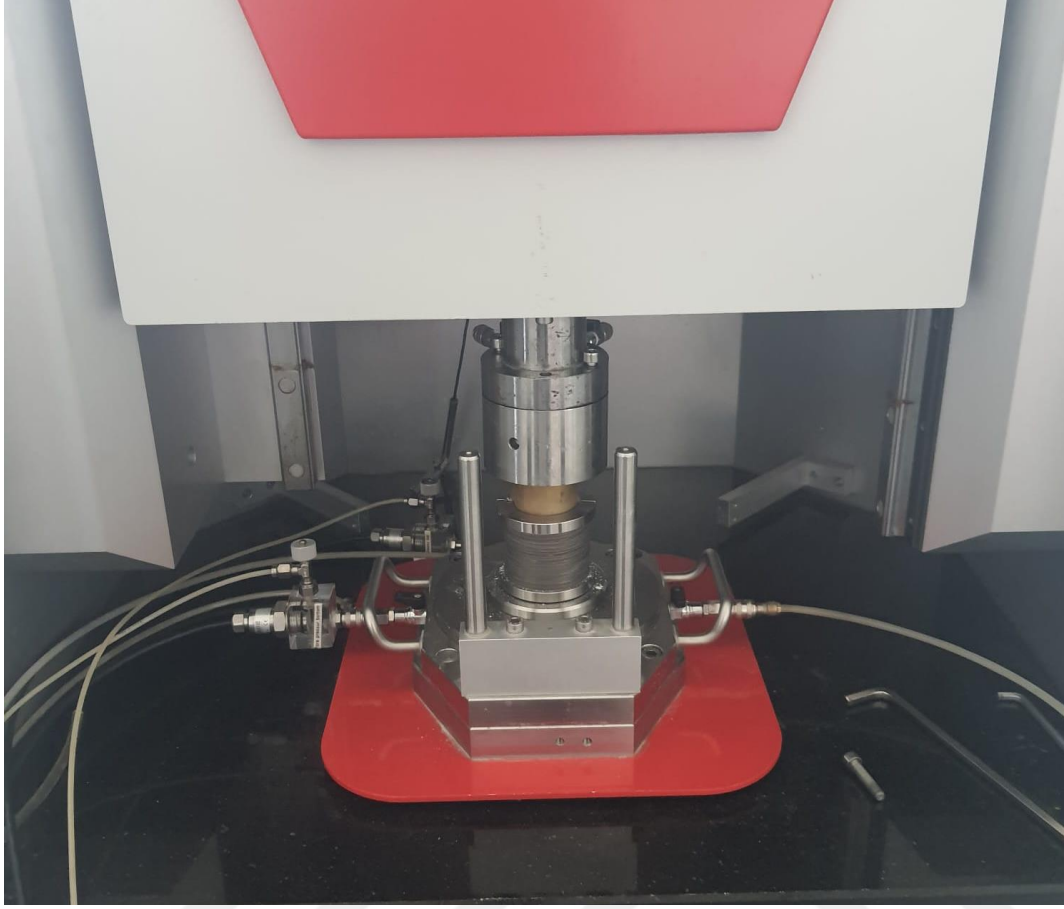
- Deney Numune Hücresi
- 50 mm Çapında Kauçuk Elastik Membran
- 1 mm Kalınlığında Teflon İçi Boş Dairesel Bilezikler
- Suyu Havasızlaştırma Düzeneği
- Hücre İçi Su Basıncı Oluşturma Düzeneği (Air Blader)
- Karbondioksit (CO₂) Gaz Tüpü

Yaygın kullanılan düşey yönde tekrarlı yük uygulayan cihazlardan farklı olarak, bu sistem iki yönde dinamik kesme kuvveti ve üçüncü yönde dinamik eksenel yük uygulama yeteneğine sahiptir. Yatay ve düşey yönde 10 kN'a kadar yükleme kapasitesine sahip olan cihaz, dinamik koşullarda her yönde 10 Hz'e kadar yükleme frekansına ulaşabilmektedir. Hem harmonik hem de rastgele (random) yüklemeye imkân tanıyan deney düzeneği, 50 mm'ye kadar ölçüm yapabilen deformasyon ölçerlerle donatılmıştır. Bununla birlikte, gözenek su basıncı uygulama ve ölçümünü sağlayan sistem, 1 MPa kapasiteye sahiptir.



Resim 6.1. Dinamik basit kesme deney düzeneği

Cihaza numune, yatayda hareket edebilen bir tablanın üzerine yerleştirilmektedir. Düzenek üstüne yatay yönde sabit bir başlıkla düşey gerilme veya dinamik hareket uygulanabilmektedir. Numune üst başlık tarafından uygulanan gerilme ile sabit tutulurken, alttaki tablanın yatay yönde farklı şekillerdeki hareketiyle dinamik kesme etkisine maruz bırakılmaktadır (Resim 6.2). Cihazın üst başlığı, deney yöntemine göre; sabit veya düşey yönde dinamik yük uygulayabilmektedir. Sabit yükleme altında numune yüksekliği deney boyunca sabit kalırken; değişken aksenal yükleme durumunda deney boyunca hacim değişikliği oluşmaktadır. Deney süresince tekrarlı yükleme altında numune kesmeye (makaslama) zorlandıkça, boşluk basıncındaki değişim izlenebilmektedir.



Resim 6.2. Deney esnasında numune görünümü

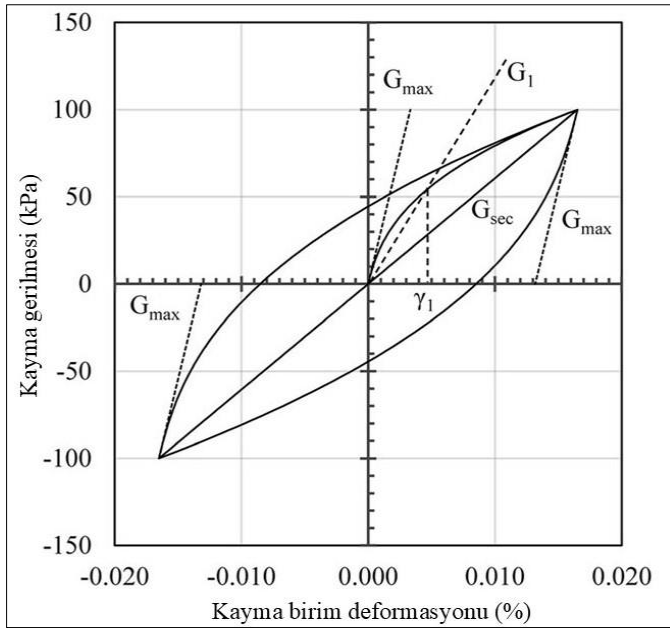
Düzenekteki numunenin deneye başlamadan önce suya doymun hale getirilmesi gerekir. Numuneye su verildiğinde ise, taneler arasında hava kapanlanması söz konusu olabilir. Bu durumun deney üzerindeki etkisini ortadan kaldırmak adına, suya doyurma işlemi öncesinde, numune içerisinde CO₂ gazı geçirilerek, ortamdaki havanın CO₂ gazı ile yer değiştirmesi sağlanır. Hava ile yer değiştiren CO₂ gazı daha sonra numuneye gönderilen su tarafından ortamda çözülür. Numune içerisinde kalabilecek karbondioksit (CO₂) gazının ortadan kaldırılması amacıyla hücre içerisindeki basınç artırılarak CO₂ gazının suda çözünmesi için beklenir. Doymun işlemi esnasında numuneye bir miktar düşey gerilme uygulanır. Bu işlemin ardından numunenin arazi şartları altındaki yükleme koşullarının sağlanması amacıyla yatay ve düşey basınç uygulanır.

Numune için planlanan şartların sağlanmasından sonra, deney aleti kontrol paneli yardımıyla uygulama parametreleri sisteme tanıtılır. Bu işlemler sırasıyla;

- Düzeneğe uygulanacak hareket koşullarının belirlenmesi (bir yönde hareket: 1D, iki yönde hareket: 2D veya üç yönde hareket: 3D),
- Uygulanacak hareketin çevrim türünü belirlenmesi (sabit dalga türü: cosinüs veya deprem kaydı),
- Deneş süresince numune yüksekliğinin değişim koşullarının belirlenmesi,
- Tekrarlı yük sayısının belirlenmesi,
- Tekrarlı yüklemenin devir sıklığının (frekans değeri) belirlenmesi,
- Numuneye uygulanacak kesme birim deformasyonu miktarının belirlenmesi,
- Deneş süresince kayıt altına alınacak veri sayısının belirlenmesi,

şeklinde oluşturulmaktadır.

Devirsel yüklemeye maruz kalan numunede, kesme birim deformasyonları etkisiyle, kayma gerilmeleri ortaya çıkar. Bu durum Şekil 6.1’de gösterilene benzer şekilde tipik bir histerezis çevrimi (elipsoidal halkası) oluşturur. Tekrarlı yükleme sırasında oluşan hareketlenme, zemin tanelerinde yeniden düzenlenme eğilimi başlatabilir. Yeniden istiflenme olarak adlandırılan bu durum esnasında zemin tanelerinin çoğunlukla sıkılaştığı gözlenir. Zeminde oluşan deformasyona bağlı olarak belirli bir miktar enerji saçılımı oluşur (Figueroa ve diğ. 1994; Liang 1995).



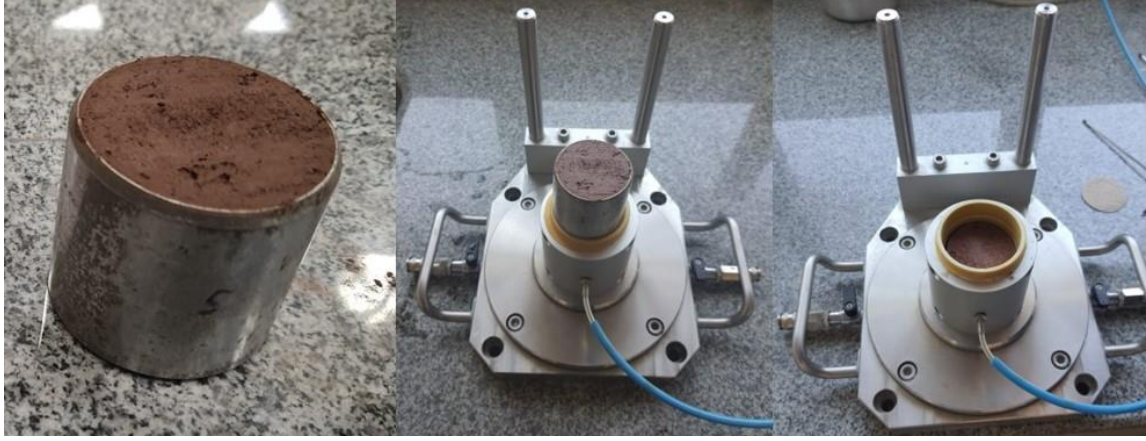
Şekil 6.1. Tekrarlı yükleme altında tipik kayma gerilmesi-kayma birim deformasyon ilişkisi (Kahraman, 2021)

6.1. Dinamik Deneyler İçin I No'lu İnceleme Alanı Numune Özellikleri

İSK-1 araştırma sondajından elde edilen ve laboratuvar deneyleri ile indeks özellikleri belirlenen numunelerin likit limit (LL) değerlerinin 35'in üzerinde ve kil içeriklerinin %15 değerinden büyük olduğu görülmektedir. Numunelerin plastisite indeksi (PI) değerlerinin ise %20'nin üzerinde olduğu belirlenmiştir. Ayrıca, su muhtevasının (w_n) likit limite (LL) oranları 0,50 ile 0,74 arasında değişmektedir. Bu bulgulara dayanarak, önceki bölümlerde aktarılan ve literatürde belirlenen kriterlere göre I No'lu inceleme alanında deprem esnasında meydana gelen tekrarlı yüklemeler altında sıvılaşma potansiyelinin bulunmadığı değerlendirilebilir.

Bu alanda sondaj derinliği boyunca gözlenen düşük plastiteli kil (CL) birimlerin dinamik koşullar altında davranışının belirlenmesi amacıyla, farklı derinliklerden temin edilen beş adet örselenmemiş numune üzerinde Devirsel Basit Kesme Deney Düzeneği yardımıyla laboratuvar testleri uygulanmıştır. Özellikle drenajsız kayma dayanımlarının tekrarlı yükleme koşullarındaki değişimlerinin tespiti için, 3,0, 4,5, 6,0, 7,5 ve 10,0 metre derinliklerden temin edilen örnekler üzerinde; Boulanger ve Idriss (2007) tarafından önerilen $\pm\%3$ kayma gerinimi ve 0,10 Hz'lik eşdeğer düzgün çevrimsel yükleme frekansı altında deneyler uygulanmıştır. Testler sırasında oluşan ilave boşluk basınçlarını ölçmek için numunenin üstüne ve altına yerleştirilen hassas basınç sensörleri kullanılmıştır. Deney düzeneğinin yazılımı sayesinde, deney süresince her döngüde 20 parametre değişimi düzenli olarak kaydedilmiştir.

Dinamik deneyler için örselenmemiş örnekler kullanılarak hazırlanan numunelere ait örnek görünüşleri Resim 6.3'de sunulmuştur. Bununla birlikte, Çizelge 6.1'de hazırlanan numunelere ait fiziksel özellikler ile deneyler esnasında tatbik edilen çevre basınçları özetlenmiştir.



Resim 6.3. 5 nolu numuneye ait deney hazırlık görünümü

Çizelge 6.1. I No'lu inceleme alanından temin edilen örselenmemiş numune özellikleri

Sondaj	Numune No	Derinlik	Su Muhtevası w_n (%)	Doygun Yoğunluk (g/cm^3)	Eksenel Düşey Gerilme (kPa)	Gözenek Basıncı (kPa)
İSK-1	2	6,0	24,21	2,00	120	60
	3	7,5	23,43	1,96	150	75
	4	10,0	24,05	1,91	200	100
	5	3,0	23,86	1,96	60	30
	6	4,5	18,82	2,04	90	45

6.2. Dinamik Deneyler İçin II No'lu İnceleme Alanı Numune Özellikleri

II No'lu inceleme alanından elde edilen numunelerin indeks özellikleri incelendiğinde, zeminlerin yer yer düşük plastiteli kil (CL) tabakaları içeren killi kum (SC) birimlerden oluştuğu tespit edilmiştir. Diğer alandaki numunelere kıyasla, kil içeriği (%8,0-20,5 arasında) daha düşük olan numunelerde, likit limit (LL) değerlerinin en düşük 33,6 ve en yüksek 48,50 arasında değiştiği; bununla birlikte plastisite indeksi (PI) değerlerinin 16,3 üzerinde olduğu gözlenmiştir. Ayrıca, numunelerin w_n/LL oranlarının en yüksek %77,08 seviyesine ulaştığı belirlenmiştir. Görece granüler olarak nitelendirilebilecek SC birimler içermekle birlikte, daha önceki çalışmalara ve literatür kriterlerine dayalı olarak yapılan ön değerlendirmelere göre, II No'lu inceleme alanı için dinamik koşullarda sıvılaşma potansiyelinin oluşmayacağı sonucuna varılabilmektedir. Ancak, inceleme sahasında gerçekleştirilen gözlemler neticesinde, yapılarda tespit edilen aşırı yatay ve düşey deplasmanlar göz önünde bulundurulduğunda, deprem yüklemeleri altında zemin davranışlarının beklenenden farklı gerçekleşmiş olabileceği öngörülmektedir.

Kohezyonsuz zeminlerde boşluk oranını belirlemek için kullanılan rölatif sıklık kavramı, zeminlerin sıvılaşmaya karşı direnci konusunda önemli bir kriter olarak kabul edilmektedir. Rölatif sıklıktaki artış, zeminin kayma direncini arttırarak sıvılaşma potansiyelinin azalmasını sağlamaktadır (Beyaz ve diğ., 2021). Bu bağlamda, inceleme sahasından elde edilen numuneler üzerinde gerçekleştirilecek dinamik deneylerin, zeminlerin sahadaki doğal koşullarını yansıtacak şekilde modellenebilmesi amacıyla, yerindeki sıklık durumunun belirlenmesine yönelik değerlendirmeler yapılmıştır.

Yapılan sondaj çalışmalarında gerçekleştirilen SPT deney sonuçları ile aşağıda verilmiş olan korelasyonlar kullanılarak killi kum birimlere ait rölatif sıklık değerleri belirlenmiştir. Sahada ölçülen SPT sayıları ile düzeltilmiş değerler Çizelge 6.2’de sunulmuştur. Yaklaşımlarda kullanılan efektif gerilmelerin hesaplanması esnasında yeraltı su seviyesi yüzeyden itibaren 3,00 metre derinlikte kabul edilmiştir. Buna göre, elde edilmiş rölatif sıklık değerleri Çizelge 6.2’de özetlenmiştir.

$$N = \left(17 + 24 \frac{\sigma'_{vo}}{98} \right) D_r^2 \quad (\text{Meyerhof, 1957}) \quad (6.1)$$

$$D_r(\%) = 100 \left(\frac{(N_1)_{60}}{0,28\sigma'_{vo} + 27} \right)^{0,5} \quad (\text{Skempton, 1986}) \quad (6.2)$$

$$D_r(\%) \approx 100 \left(\frac{N_{60}}{60} \right)^{0,5} \quad (\text{Jamilowski ve diğ., 1988}) \quad (6.3)$$

Çizelge 6.2. II No'lu inceleme alanı kum birimlere ait rölâtif sıklık değerleri

Derinlik	σ_{vo}	σ'_{vo}	N	N ₆₀	(N ₁) ₆₀	D _{r1} * (%)	D _{r2} ** (%)	D _{r3} *** (%)	D _{rort} (%)
1,5	30	30	11	8	15	67,22	65,23	37,08	56,51
3,0	60	60	2	2	2	-	-	-	-(CL)
4,5	90	75	5	4	5	37,60	31,97	-	34,79
6,0	120	90	8	8	8	45,27	38,16	35,59	39,67
7,5	150	105	27	26	25	79,51	66,58	65,38	70,49
9,0	180	120	38	36	33	90,51	73,74	77,57	80,61
10,5	210	135	100	100	86	100	100	100	100
12,0	240	150	15	15	12	-	-	-	-(CL)
13,5	270	165	36	36	28	79,19	61,88	77,46	72,84
15,0	300	180	100	100	75	100	98,13	100	100
16,5	330	195	21	21	15	56,95	42,93	59,16	53,01
18,0	360	210	100	100	69	100	89,68	100	100
19,5	390	225	70	70	47	98,53	72,01	100	92,85

* Meyerhof (1957) Yaklaşımı

** Skempton (1986) Yaklaşımı

*** Jamilowski ve diğ. (1988) Yaklaşımı

Dinamik deneyler esnasında kullanılacak numunelerin saha koşullarına uygun hazırlanabilmesi için gerekli olan laboratuvar deneyleri ile bunların uygulanmasında esas alınan standartlar aşağıda özetlenmiştir. Bahsi geçen deneyler neticesinde elde edilen veriler Çizelge 6.3'te toplu olarak verilmiştir.

Elek Analizi: ASTM 6913-04 (Elek Analizi Kullanılarak Zeminlerin Tane Boyutu Dağılımı (Gradasyon) İçin Standart Test Yöntemleri)

Hidrometre Analizi: ASTM D7928 (İnce Taneli Zeminlerin Parçacık Boyutu Dağılımı için Sedimentasyon (Hidrometre) Analizi Kullanılarak Standart Test Yöntemi)

e_{max} belirlenmesi: ASTM D4253 (Titreşimli Tabla Kullanılarak Zeminlerin Maksimum İndeks Yoğunluğu ve Birim Ağırlığı İçin Standart Test Yöntemleri)

e_{min} belirlenmesi: ASTM D4254 (Zeminlerin Minimum İndeks Yoğunluğu ve Birim Ağırlığı ve Bağlı Yoğunluğun Hesaplanması için Standart Test Yöntemleri)

Özgül ağırlık (ρ_s): ASTM D854 (Piknometreyle Zeminlerin Özgül Ağırlığının Belirlenmesi İçin Deney Yöntemi Standardı)

Çizelge 6.3. Analize esas numunelere ait fiziksel özellikler

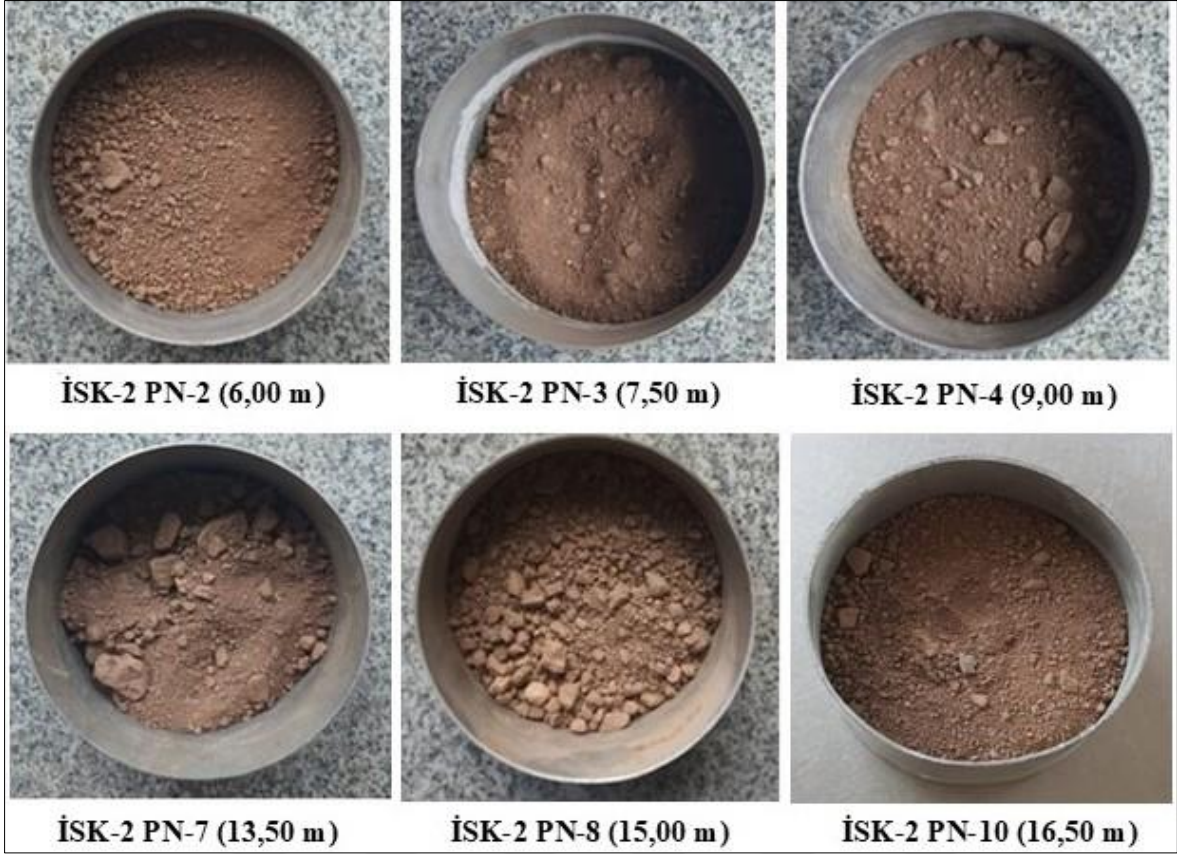
Sondaj	Numune No	Derinlik (m)	e_{max}	e_{min}	ρ_s (g/cm ³)
İSK-2	PN-2	6,0	1,011	0,676	2,65
	PN-3	7,5	1,009	0,602	2,70
	PN-4	9,0	1,082	0,676	2,70
	PN-7	13,5	0,984	0,617	2,68
	PN-8	15,0	0,983	0,616	2,70
	PN-10	16,5	0,924	0,710	2,70

Çizelge 6.2 ve Çizelge 6.3'te belirtilen malzeme özelliklerine dayanarak, %40, %70, %85 ve %100 sıklık oranlarına sahip numuneler hazırlanmıştır. Numune ağırlıkları, düzenek çapı (D=50 mm) ve yüksekliği (H=50 mm) göz önünde bulundurularak hesaplanmıştır. Ayrıca, saha koşullarının daha doğru bir şekilde modellenebilmesi amacıyla, gerilme geçmişi dikkate alınarak aksenal düşey gerilme ve gözenek basıncı uygulanmıştır. Testlerde uygulanan yük değerleri ve numune ağırlıkları, Çizelge 6.4'te sunulmuştur.

Çizelge 6.4. Dinamik deneylerde kullanılan numune özellikleri ve çevre basınçları

Sondaj	Numune No	Derinlik (m)	$D_r=40$ için M_s (g)	$D_r=55$ için M_s (g)	$D_r=70$ için M_s (g)	$D_r=85$ için M_s (g)	$D_r=100$ için M_s (g)	Eksenel Düşey Gerilme (kPa)	Gözenek Basıncı (kPa)
İSK-2	PN-2	6,0	131,61	-	-	-	-	120	60
	PN-3	7,5	-	-	145,95	-	-	150	75
	PN-4	9,0	-	-	-	144,91	-	180	90
	PN-7	13,5	-	-	144,65	-	-	270	135
	PN-8	15,0	-	-	-	-	155,75	300	150
	PN-10	16,5	-	139,34	-	-	-	330	165

Resim 6.4'te numuneler ile saha koşullarını temsilen hazırlanan test düzenekleri görülmektedir.



Resim 6.4. II No'lu inceleme alanı dinamik deneylerine esas numune görünümleri

Yukarıda detaylandırılan deney düzeneği için hazırlanmış yazılım üzerinden deney yöntemi ve uygulama parametreleri sisteme aktarılmıştır. Deprem hareketinin simüle edilebilmesi için yapılan gerinim kontrollü sistem girdileri aşağıda özetlenmiştir.

Deney tipi: 1D (Tek boyutlu)

Dalga formu: Kosinüs

Sabit yükseklik: Hayır

Döngü sayısı: 100

Frekans: 0,10 Hz

İki taraflı genlik: 1,50 mm

Her döngüde depolanacak veri sayısı: 20

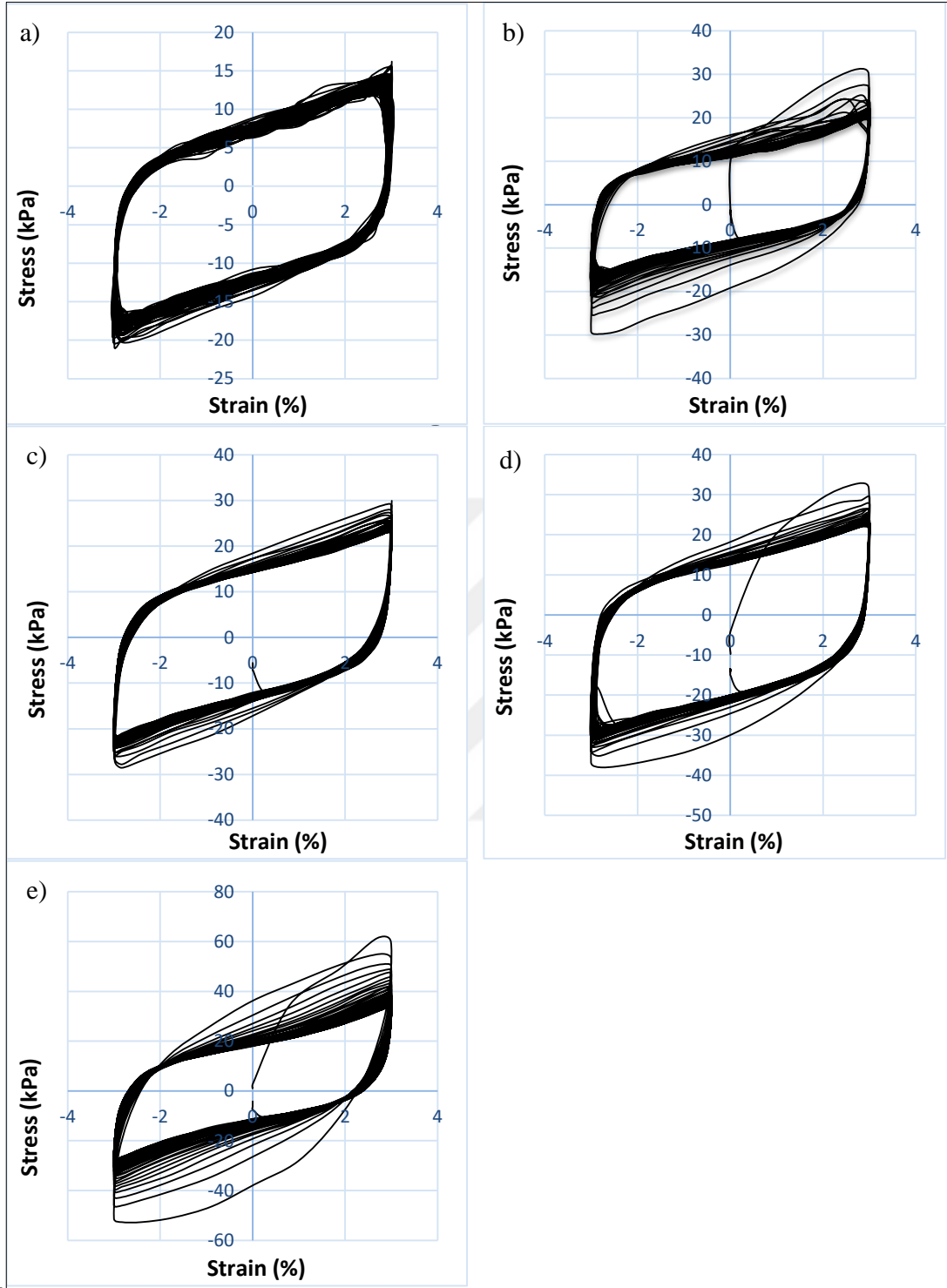
6.3. I No'lu İnceleme Alanına Ait Deney Sonuçları

Kayma deformasyonu ile kayma gerilimi değişimini gösteren deney sonuçları, histerezis döngülerini açıkça içerecek biçimde Şekil 6.2'de sunulmuştur. Döngü sayısı arttıkça, eğrinin altındaki alanın belirgin bir şekilde azalmadığı gözlenmektedir. Numunenin sıvılaşma sürecinde, histerezis döngüsünün alanında önemli bir azalma yaşanması beklenirken; burada

yaklaşık olarak sabit kalan bir şeklin oluştuğu görülmektedir. Buna göre, dinamik basit kesme testinin sonuçları, önceki bölümde incelenen ampirik sıvılaşma potansiyeli kriterlerinin tahminleriyle tutarlı olarak I No'lu inceleme alanında bulunan düşük plasiteli kil (CL) birimlerin sıvılaşmaya duyarlı olmadığını, diğer bir deyişle sıvılaşma potansiyeli taşımadığını göstermektedir.

Deformasyon kontrollü deneylerde, kayma geriliminin genliği deney süresi boyunca sabit tutulur. Şekil 6.2 aynı zamanda deneydeki döngü sayısının bir fonksiyonu olarak numune üzerinde uygulanan $\pm\%3$ kayma geriliminin değişimini gösterir.

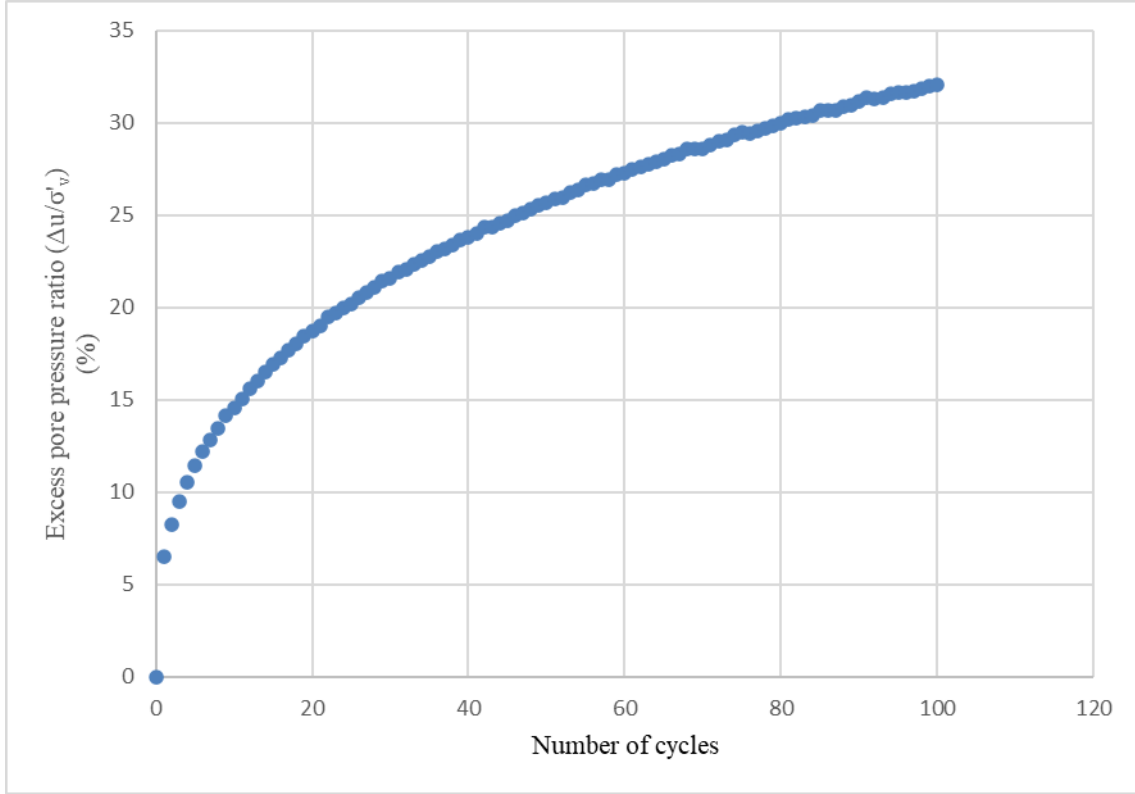
Önemli ölçüde rijitlik bozulması, ilave boşluk basıncı oluşumu, kümülatif birim şekil değiştirme birikimi ve büzülme-genişleme döngülerinin oluşumunun meydana geldiği durumlarda tekrarlı yükleme altında gözlenen davranış, sıvılaşmanın tetiklendiğinin göstergesi olmaktadır. Ancak, yapılan deney sonuçlarından anlaşılacağı üzere, numuneler $\pm\%3$ genlikli 100 çevrimlik kayma deformasyonuna maruz bırakılmış olmasına rağmen, mukavemet kayıpları $\%28$ 'i aşmayarak sınırlı düzeyde kalmıştır.



Şekil 6.2. Numune derinliklerine göre I No'lu inceleme alanı dinamik deney sonuçları a) 3,0 m; b) 4,5 m; c) 6,0 m; d) 7,5 m; e) 10,0 m

Şekil 6.3, İSK-1 sondajında 7,50 m derinlikten elde edilen PN-4 numunesi için döngü sayısının bir fonksiyonu olarak ilave boşluk basıncı oranındaki (r_u) değişimi göstermektedir. İlave boşluk basıncı, zemin sıvılaşmasının kritik göstergelerinden biridir. Sıvılaşma durumunda, numune deformasyonu ve zemin tanelerinin sıkışması yoğunlaştıkça boşluk

basıncı hızla artar ve sonunda düşey efektif gerilmeye eşit veya çok yakın bir seviyeye ulaşır. Bunu takiben sıvılaşmanın başlamasıyla birlikte ilave boşluk basıncı nispeten sabit kalmıştır. Uygulanan deneyde ise, tekrarlı yüklemeler altında ilave boşluk basıncı oranı (r_u) değerinin en çok 0,32 mertebelerine ulaşabildiği görülmektedir.



Şekil 6.3. İSK-1 PN-4 numunesine ait r_u -çevrim sayısı değişimi ($\sigma'_v=100$ kPa)

Killerin döngüsel yumuşaması genellikle tekrarlanan döngüsel yükleme nedeniyle zemin kıvamında ve mukavemetinde azalma olarak anlaşılmaktadır. Bu durum, Ishihara (1996), Idriss ve diğ., (1978) ve Matasovic ve Vucetic (1995) tarafından belirtildiği üzere döngüsel yükleme nedeniyle artan boşluk basıncıyla yakından bağlantılıdır. Birçok araştırmacı tarafından yapılan çalışmalarda, döngüsel gerilim/gerinim genliği, yükleme frekansı, aşırı konsolidasyon oranı (OCR), gerilim durumu ve Atterberg Limitleri gibi çeşitli faktörlerin tekrarlı yükleme koşullarında killerde kıvam ve/veya mukavemetteki bozulmanın boyutunu etkilediği gösterilmiştir (Ansal ve Erken, 1989; Martínez ve diğ., 2017; Matasovic ve Vucetic, 1995; Vucetic ve Dobry, 1988; Wijewickreme and Soysa, 2016).

Boulanger ve Idriss (2007), depremler sırasında ince taneli zeminlerde döngüsel yumuşama olasılığını değerlendirmek için bir yöntem önermişlerdir. Yaklaşımları, önemli birim

deformasyon veya dayanım kaybı olasılığını belirlemek için doymuş kil ve siltlerde güvenlik faktörünün incelenmesini içerir. Bu çalışmaya dayanarak Mejia ve diğ. (2009) bu zeminlerin döngü sonrası dayanımını tahmin etmek için benzer bir yöntem kullanmış ve bunu baraj güvenliğinin değerlendirilmesinde uygulamıştır. Tsai ve diğ. (2014), killi zeminlerde döngüsel yumuşama derecesinin değerlendirilmesi için gerinim bazlı bir prosedür önermiş ve bu yöntemi şev stabilitesi ve taşıma kapasitesinin değerlendirilmesi için sözde (pseudo) statik analize dahil etmişlerdir. Daha yakın tarihli bir araştırmada Tsai ve diğ. (2022), Meinong depremi sırasında Rixin setinin yıkılmasını saha araştırması, laboratuvar testleri ve sayısal analiz yoluyla incelemiş ve yer sarsıntısına maruz kalan kil zeminin döngüsel yumuşamasının hasara neden olan temel faktör olarak kabul edildiğini göstermiştir.

Atatürk Bulvarı üzerindeki yapıların aşırı deformasyonlarının sıvılaşma kaynaklı olmadığına deneysel olarak da tespitinden sonra, kilin döngüsel yumuşamasının gözlenen yenilmeler üzerindeki potansiyel etkisi değerlendirilmiştir. Bu amaçla, ilk olarak Tsai ve diğ. (2014) tarafından önerilen ve mukavemet kaybını incelemek için kullanılan iki ana adımdan oluşan gerilme temelli bir prosedür kullanılmıştır. Bu prosedür aşağıdaki basamakları içermektedir:

(1) Talep Tahmini: Kayma deformasyonu genliğinin tahmin edilmesini ve zemin içindeki eşdeğer sayıda düzgün şekil değiştirme döngüsünün belirlenmesini içermektedir. Bu tahminler, maksimum yer ivmesi, sismolojik veriler ve sahaya özgü parametreler gibi çeşitli faktörlerden elde edilmektedir.

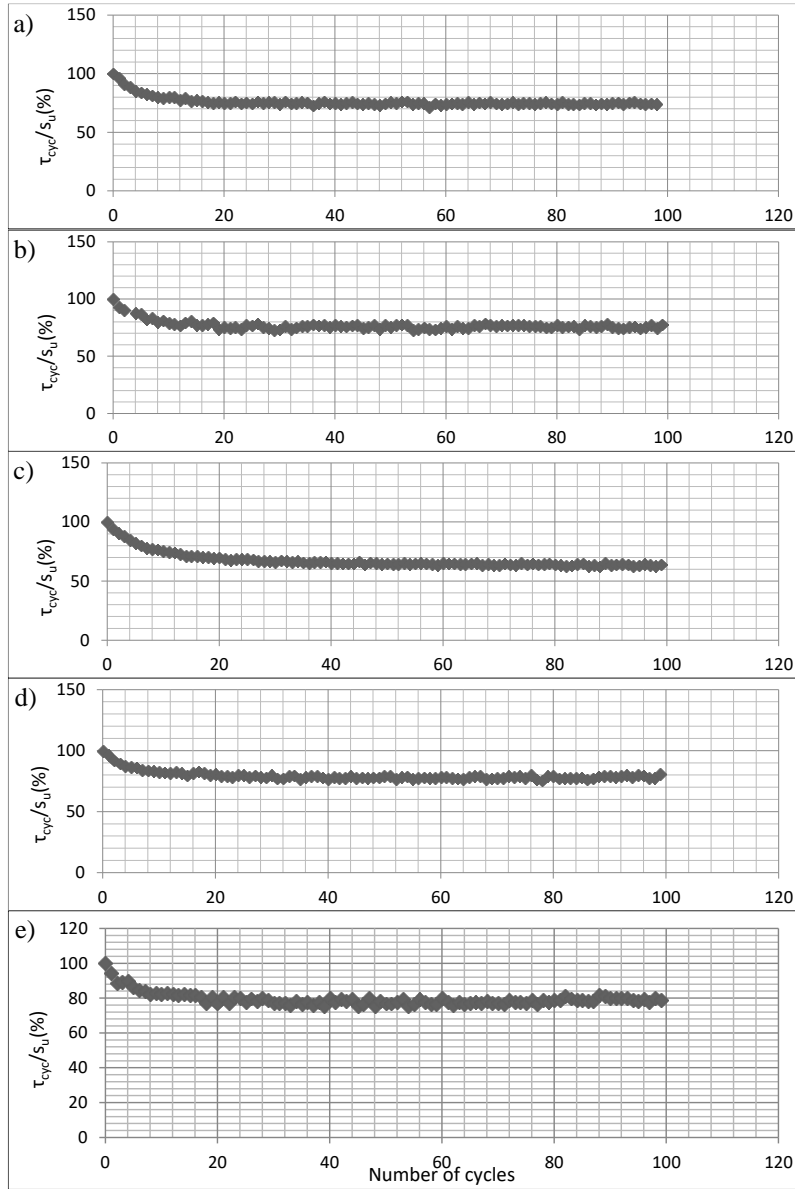
(2) Sonuç Değerlendirmesi: Zeminde meydana gelecek mukavemet kayıpları (yumuşama) etkin kayma deformasyon genliği ve Adım 1'de elde edilen eşdeğer sayıda düzgün şekil değiştirme çevrimi temel alınarak tahmin edilmektedir. Değerlendirme, uygulanan döngüsel yüklemelerle zeminin mukavemetinde ortaya çıkan yumuşama ile ilgili ilişkiyi dikkate almaktadır.

İnce taneli zeminlerin tekrarlı mukavemeti aynı zamanda zeminin drenajsız kayma mukavemetinin (s_u) bir oranı olarak ifade edilebilmektedir. Boulanger ve Idriss (2007) çalışmalarında, $\pm\%3$ 'lük kayma gerinimlerini dikkate alarak, döngüsel kayma gerilmesinin drenajsız kayma dayanımına oranı ile göçmeye yol açan düzgün yükleme çevrimlerinin sayısı (N) arasındaki ilişkiyi analiz etmişlerdir. Söz konusu çalışma, OCR değeri 1 ila 4

arasında değişen altı doğal zemin numunesi ve iki adet normal konsolide ($OCR=1$) yapay numune içermektedir. $M_w=7,5$ büyüklüğüne karşılık gelen otuz çevrimlik ($N=30$) yükleme için döngüsel mukavemet oranlarına (τ_{cyc}/s_u) ilişkin verilerin sınırlı olması, plastisite indeksi (PI), zemin türü, OCR ve deney tipi gibi faktörlerin döngüsel mukavemet üzerindeki etkilerinin kesin olarak belirlenmesini zorlaştırmaktadır. Ancak bulgular, bu oranın farklı zemin tipleri için nispeten dar bir aralıkta değiştirdiğini göstermektedir. Bu nedenle, kil benzeri zeminler için DSS (dinamik basit kesme) yükleme koşullarında (τ_{cyc}/s_u) $_{N=30}$ oranının 0,83 olduğu, yani ortalama %17'lik bir dayanım kaybının kabul edilmesi tavsiye edilmektedir. Gelecekte, daha fazla laboratuvar test verisi toplandıkça, bu tahminin iyileştirilebileceği kabul edilmekle birlikte, önerilen 0,83 değerinin, Tsai ve diğ. (2014) tarafından önerilen ampirik gerilime dayalı prosedürden elde edilen aralık ile uyumlu olduğu değerlendirmesi yapılmıştır.

Boulanger ve Idriss (2007) $M_w=7,5$ için eşdeğer düzgün döngü sayısı N_{kil} değerini 30 olarak tanımlamışlardır. Kum için eşdeğer düzgün döngü sayısı ise depremin büyüklüğü, deprem kaynağına olan uzaklık gibi faktörlere bağlı olarak değişmektedir. Liu ve diğ. (2001) ve Green ve Terri (2005), kuma kıyasla kilin döngüsel dayanımının, yükleme döngüsü sayısındaki değişikliklerden daha az etkilendiğini göstermiştir. Bu nedenle, ölçeklendirme faktörleri açısından ilave iyileştirmelerin kuma kıyasla kil için daha az önemli olduğu düşünülmektedir. Sonuç olarak, $M_w=7,7$ için büyüklük ölçeklendirme faktörünün (MSF) benzer olduğu varsayımı yapılarak mevcut çalışma kapsamında $N_{kil}=30$ olarak seçilmiştir.

Şekil 6.4'de gerçekleştirilen deneyler sonucunda τ_{cyc}/s_u ile döngü sayısı (N) arasındaki ilişkiler verilmiştir. Buna göre, 30 çevrimde döngüsel drenajsız kayma mukavemeti oranı için elde edilen değerler 0,81 ile 0,72 arasında değişmekte olup; ortalama değer 0,77 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuç, test edilen numunelerde ortalama olarak yaklaşık %23'lük bir mukavemet kaybı olduğunu göstermektedir. Elde edilen bulgular, numunelerin Tsai ve diğ. (2014) ve Boulanger ve Idriss (2007) tarafından önerilen ampirik verilere kıyasla bir miktar daha yüksek mukavemet kayıplarına uğradığını ortaya koymaktadır. Bu durum, numunelerin daha yüksek düzeyde döngüsel yumuşama eğiliminde olduğunu göstermektedir.

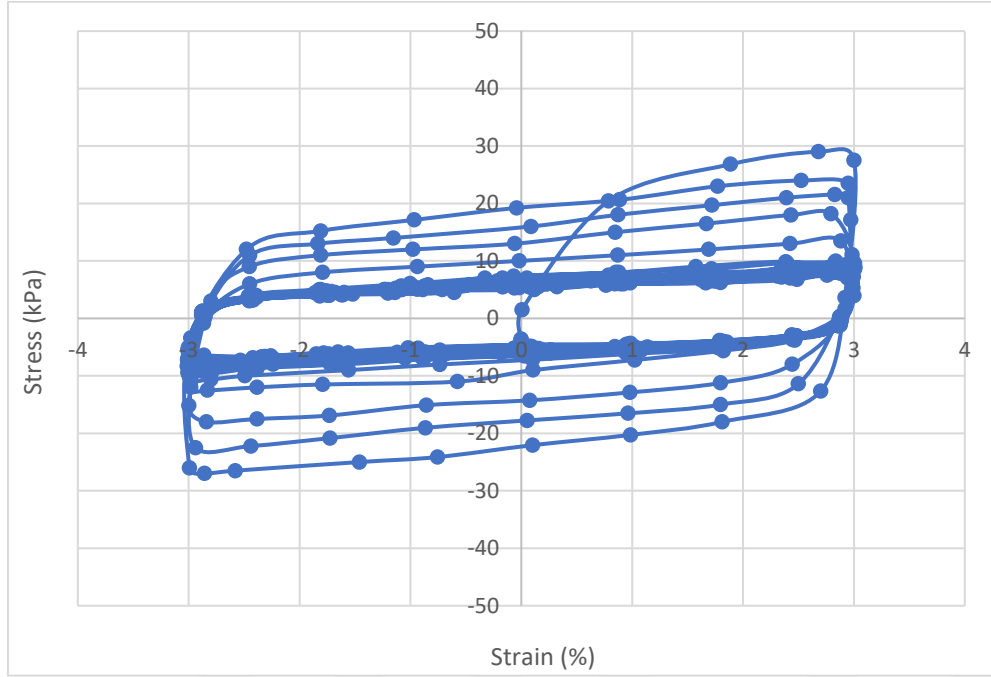


Şekil 6.4. Numune derinliklerine göre I No'lu inceleme alanı için çevrim sayısı- τ_{cyc}/S_u oranı değişimleri a) 3.00 m; b) 4.50 m; c) 6.00 m; d) 7.50 m; e) 10.00 m

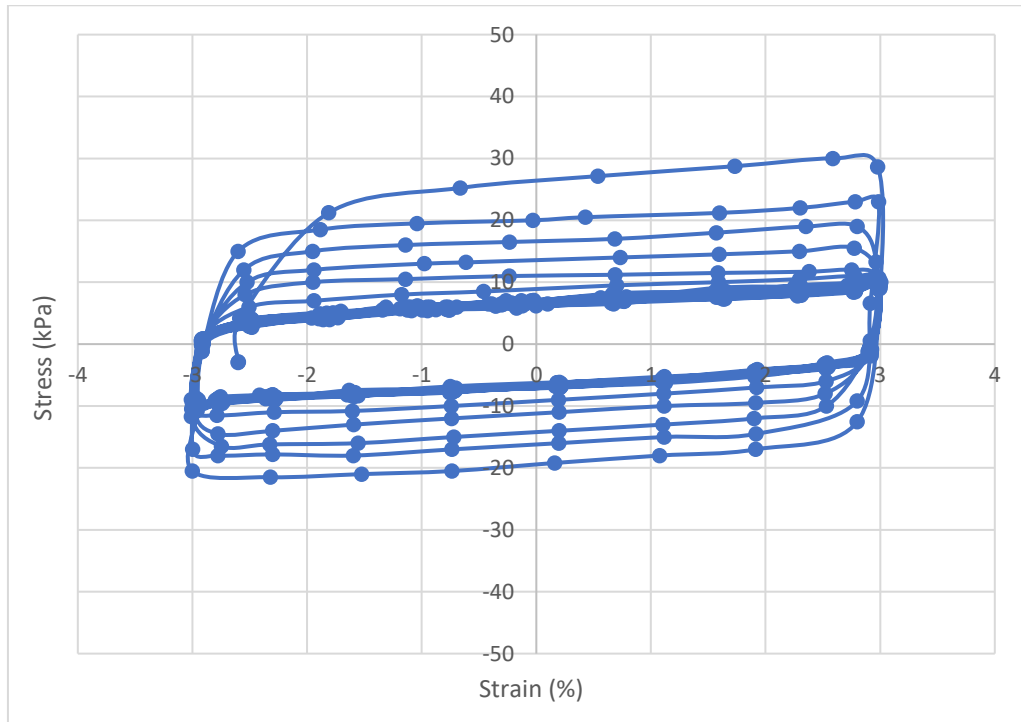
6.4. II No'lu İnceleme Alanına Ait Deneysel Sonuçları

Tablo 7'de verilen derinlik ile rölâtif sıkılıktaki değişim değerleri ile Tablo 9'da tanımlanan uygun numune ağırlıkları dikkate alınarak oluşturulan numuneler üzerinde dinamik deneyler tatbik edilmiştir. Tekrarlı yüklemeler altında gerçekleştirilen deneyler sonucunda elde edilen kayma deformasyonu-kayma gerilmesi ilişkileri Şekil 6.5 ile Şekil 6.10 arasında sunulmuştur. Grafiklerin incelenmesi sonucunda, rölâtif sıkılık değerleri %40 ve %55 ve %70 olan numunelerde drenajsız kayma dayanımının hızlı bir düşüş göstererek rezidüel değerlere ulaştığı tespit edilmiştir. Buna karşın, rölâtif sıkılık değerleri %85 ve %100 olan

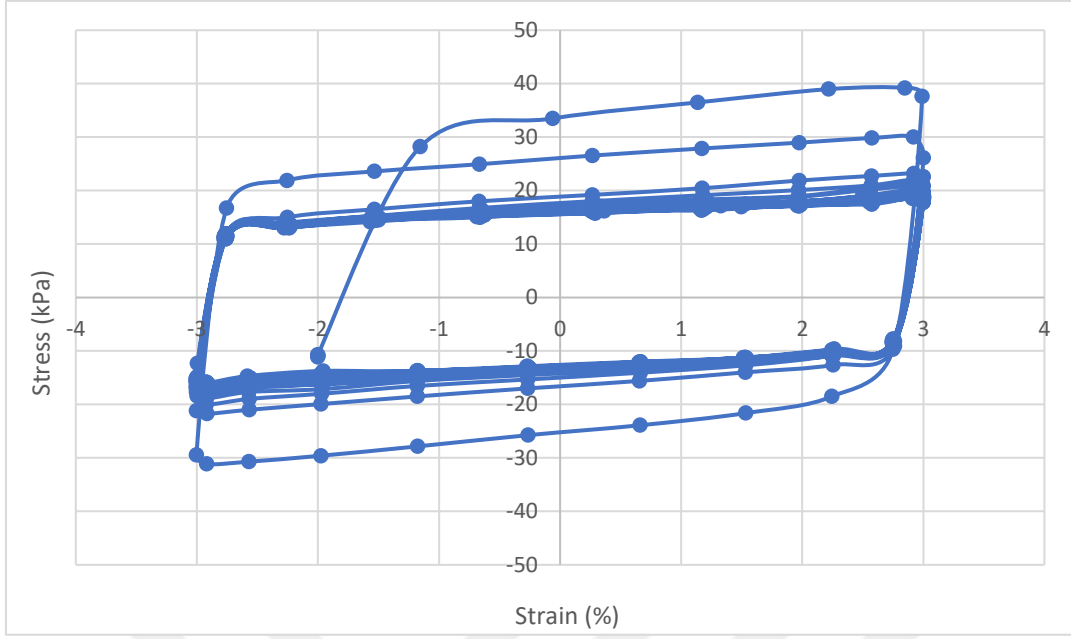
numunelerin drenajsız kayma dayanımlarında ise, daha gevşek numunelere kıyasla daha düşük olmakla birlikte, yine de azalma eğilimi gözlenmiştir. Başlangıç ve rezidüel drenajsız kayma dayanımı değerleri ile değişim oranları, Çizelge 6.5'de toplu olarak verilmiştir.



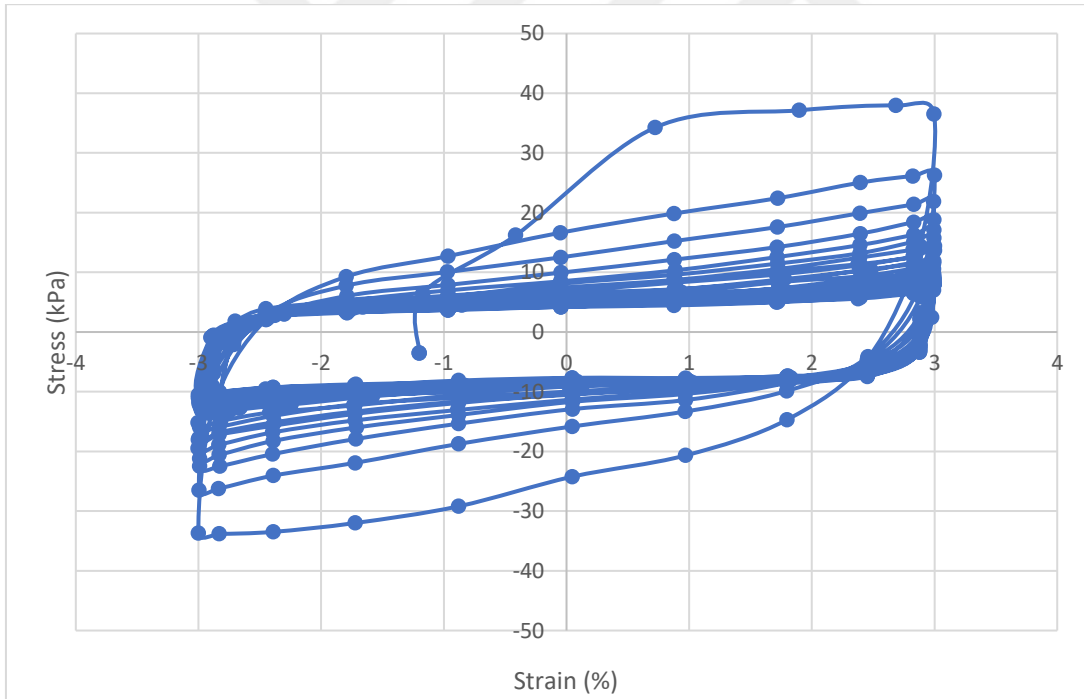
Şekil 6.5. PN-2 6,0 metre derinlik ve $D_r = 40\%$ için gerilim-gerinim grafiği



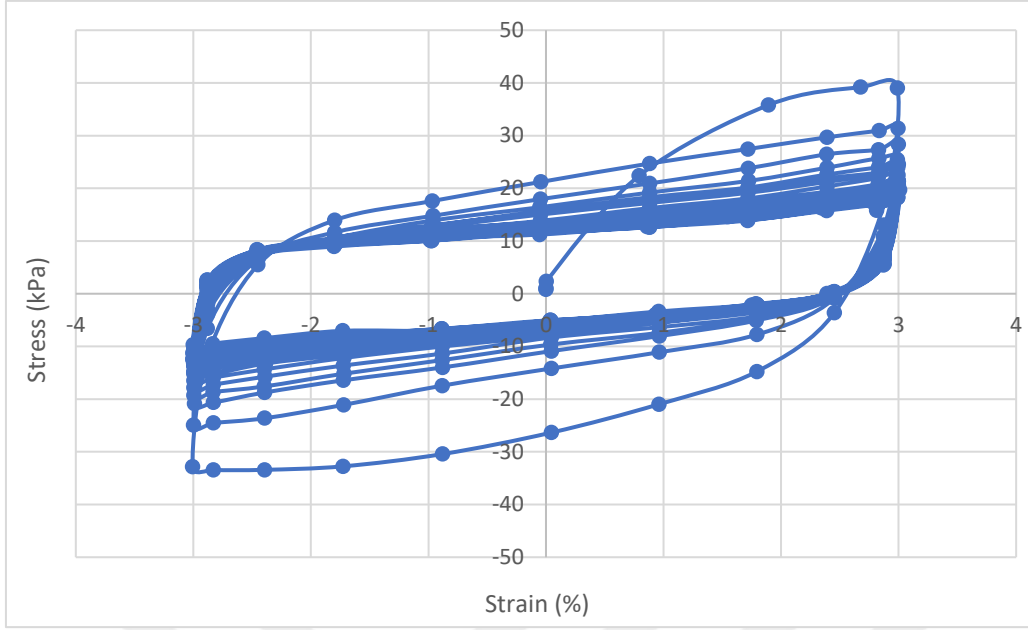
Şekil 6.6. PN-3 7,5 metre derinlik ve $D_r = 70\%$ için gerilim-gerinim grafiği



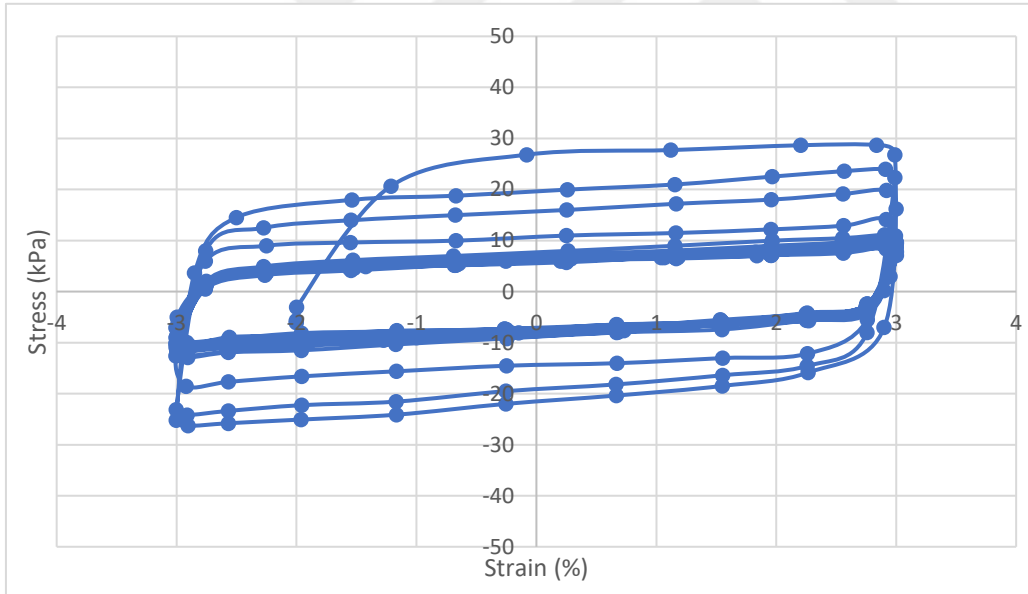
Şekil 6.7. PN-4 9,0 metre derinlik ve $D_r = 85\%$ için gerilim-gerinim grafiği



Şekil 6.8. PN-7 13,5 metre derinlik ve $D_r = 70\%$ için gerilim-gerinim grafiği



Şekil 6.9. PN-8 15,0 metre derinlik ve $D_r = 100$ için gerilim-gerinim grafiği



Şekil 6.10. PN-10 16,5 metre derinlik ve $D_r = 55$ için gerilim-gerinim grafiği

Çizelge 6.5. Dinamik deneylerde kullanılan numune özellikleri ve çevre basınçları

Numune No	Derinlik (m)	D_r (%)	τ_{mak} (kPa)	τ_{rez} (kPa)	τ_{rez}/τ_{mak} (%)
PN-2	6,0	40	29,0	9,6	33,1
PN-3	7,5	70	31,0	11,0	35,5
PN-4	9,0	85	32,2	14,0	43,5
PN-7	13,5	70	37,9	11,9	31,2
PN-8	15,0	100	39,2	19,5	49,7
PN-10	16,5	55	28,7	9,9	34,5

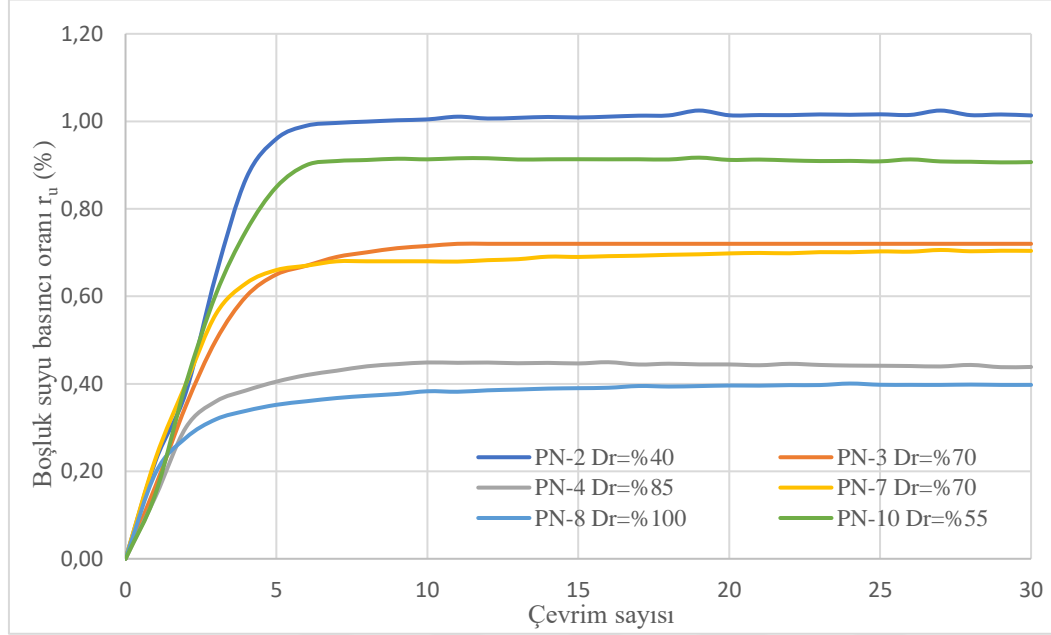
Çizelge 6.5 incelendiğinde, farklı rölatif sıklıklara sahip tüm numunelerde drenajsız kayma dayanımının tekrarlı yüklemeler altında beklendiği biçimde azaldığı görülmektedir. Rölatif sıklığı $D_r = \%40$ olan numunede $\%67$; $D_r = \%55$ olan numunede $\%65$; $D_r = \%70$ olan numunelerde $\%65$ ile $\%69$; $D_r = \%85$ olan numunede $\%57$ ve $D_r = \%100$ olan numunede $\%50$ oranında azalma tespit edilmiştir. Tonaroğlu (2006), ilave boşluk basıncı artış oranının 0,50 ile 0,60 değerlerinin üzerinde olduğu durumlarda eşdeğer kayma gerilmesinde düşüşlerin gözlenebileceğini belirtmiştir. Devirsel basit kesme deney düzeneği ile gerçekleştirilen çalışmalar sonucunda elde edilen rezidüel kayma gerilmelerinin, bu yaklaşımı destekleyen benzer sonuçlar içerdiği görülmektedir. Bu durum, dinamik koşullar altında sıvılaşma potansiyeli beklenmeyen sıklık seviyelerindeki kohezyonsuz zeminlerde de artan ilave boşluk basıncına bağlı olarak meydana gelen mukavemet kayıplarının dikkate alınması gerektiğini göstermektedir.

Şekil 6.11’de sunulan ilave boşluk basıncı oranları incelendiğinde, özellikle düşük rölatif sıklık değerine sahip numunelerde, r_u değerinin 10 döngüye kadar maksimum seviyelere ulaştığı belirlenmiştir. Literatürde sıvılaşmanın oluşumuyla ilişkili olarak ilave boşluk basıncı oranı (r_u) sınır değeri konusunda çeşitli değerlendirmeler bulunmaktadır. Lee ve Albasia (1974), sıvılaşmanın r_u değerinin 1,0’e ulaştığı durumlarda gerçekleştiğini ifade etmiştir. Hazirbaba ve Omarow (2018), ilave boşluk basıncının efektif gerilmeye oranının 0,9 seviyesine ulaşması durumunda sıvılaşmanın beklendiğini belirtmiştir. Wu ve diğ. (2004) ise, r_u değerinin 0,8’e yakınsamasıyla sıvılaşmanın tetiklenebileceğini ileri sürmüştür. Bu çalışmada, r_u değerinin 0,9 ve üzerindeki seviyelere ulaşması durumunda sıvılaşmanın meydana geldiği kabul edilmiştir.

Elde edilen sonuçlara göre, rölatif sıklık değeri (D_r) $\%40$ olan PN-2 numunesinde ilave boşluk basıncı oranı (r_u) 1,02 olarak, $\%55$ olan PN-10 numunesinde ise 0,92 olarak tespit edilmiştir. Bu veriler, her iki numunede de sıvılaşma eğiliminin mevcut olduğunu ortaya koymaktadır.

$D_r = \%70$ olan yüzeyden 7,5 metre derinlikteki PN-3 numunesinde r_u değeri 0,72 ve yüzeyden 13,5 metre derinlikteki PN-7 numunesinde ise r_u değeri 0,71 olarak elde edilmiştir. Bununla birlikte, $D_r = \%85$ olan PN-4 ve $D_r = \%100$ olan PN-8 numunelerinde r_u değerleri sırasıyla 0,46 ve 0,41 olarak tespit edilmiştir. Bu değerlerin, literatürde belirtilen kritik seviyelerin

altında olması nedeniyle, PN-3, PN-4, PN-7 ve PN-8 numunelerinde sıvılaştırma potansiyelinin bulunmadığı sonucuna varılmıştır.



Şekil 6.11. Çevrim sayısı- r_u oranı değişimi

Bu bölümde farklı rölatif sıklılık değerlerine sahip numunelere ait sunulan veriler beklendiği üzere dinamik yüklemeler altında yüksek rölatif sıklılığın, ilave boşluk basıncı oluşumunu ve buna bağlı mukavemet kaybını sınırlayarak sıvılaştırma potansiyelini azaltmada etkili olduğunu göstermektedir. Oluşan boşluk basıncı oranları ise teorik beklentiler ile bir miktar uyumsuzluk göstermektedir.

Özellikle sıkı kumlar, gevşek kumlardan farklı olarak, dinamik yükleme altında kayma deformasyonlarına maruz kaldıklarında hacimsel genişleme (dilatasyon) eğilimi gösterir. Bu genişleme sürecinde, ilave boşluk basıncında azalma meydana gelerek negatif boşluk basınçları oluşabilmektedir (Yousefpour ve diğ., 2017). Ancak, bu çalışmada gerçekleştirilen dinamik deneyler sonucunda, rölatif sıklılık değerleri %85 ve %100 olan SC numuneleri için ilave boşluk suyu basıncı ile çevrim sayısı arasındaki ilişkide beklenen dilatasyon etkisinin gözlenmediği tespit edilmiştir. Bu durumun, numunelerdeki ince dane oranlarının yüksek olmasından kaynaklanabileceği düşünülmüştür. Nitekim, %85 rölatif sıklılığa sahip PN-4 numunesi için ince dane oranı %36, %100 rölatif sıklılığa sahip PN-8 numunesi için ise %37 olarak belirlenmiştir. Benzer şekilde, Hight ve diğ. (1990) tarafından yapılan bir araştırmada, killi kumların statik ve çevrimsel yükleme altındaki davranışları

incelenmiş ve ince dane oranının %40'a kadar artmasının dilatasyon eğilimini azalttığı gösterilmiştir. Bu bulgular, ince dane içeriği artışının sıkı kumların dinamik yükler altındaki hacim değişim davranışını önemli ölçüde etkileyebileceğini göstermiştir.

Elde edilen bulgular, ilerleyen bölümlerde saha gözlemleri, literatürde tanımlanan sıvılaşma davranışları ve sayısal analiz sonuçları ile kıyaslanarak kapsamlı bir şekilde değerlendirilmiştir.



7. DENEYSEL BULGULARIN SAHA GÖZLEMLERİ İLE BİRLİKTE DEĞERLENDİRİLMESİ

7.1. I No'lu İnceleme Alanı Değerlendirmeleri

Önceki bölümlerde sunulan arazi ve laboratuvar deney sonuçlarının saha verileri ile karşılaştırılması amacıyla, öncelikle Atatürk Bulvarı üzerinde yer alan Kayı Apartmanı incelenmiştir (Resim 7.1). Dinamik basit kesme deney sonuçları ile ampirik sıvılaşma potansiyeli tahmin yöntemleri, zemin tabakalarının sıvılaşma potansiyeli göstermediğini ortaya koymuştur. Ancak, oluşan yapı hasarları dikkate alınarak sismik koşullar altındaki taşıma kapasitesi değişimlerine odaklanılmıştır. Bu çerçevede, Kayı Apartmanı radye temel sistemi altında yer alan düşük plastikli kil (CL) birimlerin statik ve dinamik koşullar altındaki drenajsız mukavemet parametreleri, taşıma kapasitesi teorisi ile birlikte dikkate alınarak değerlendirilmiştir.

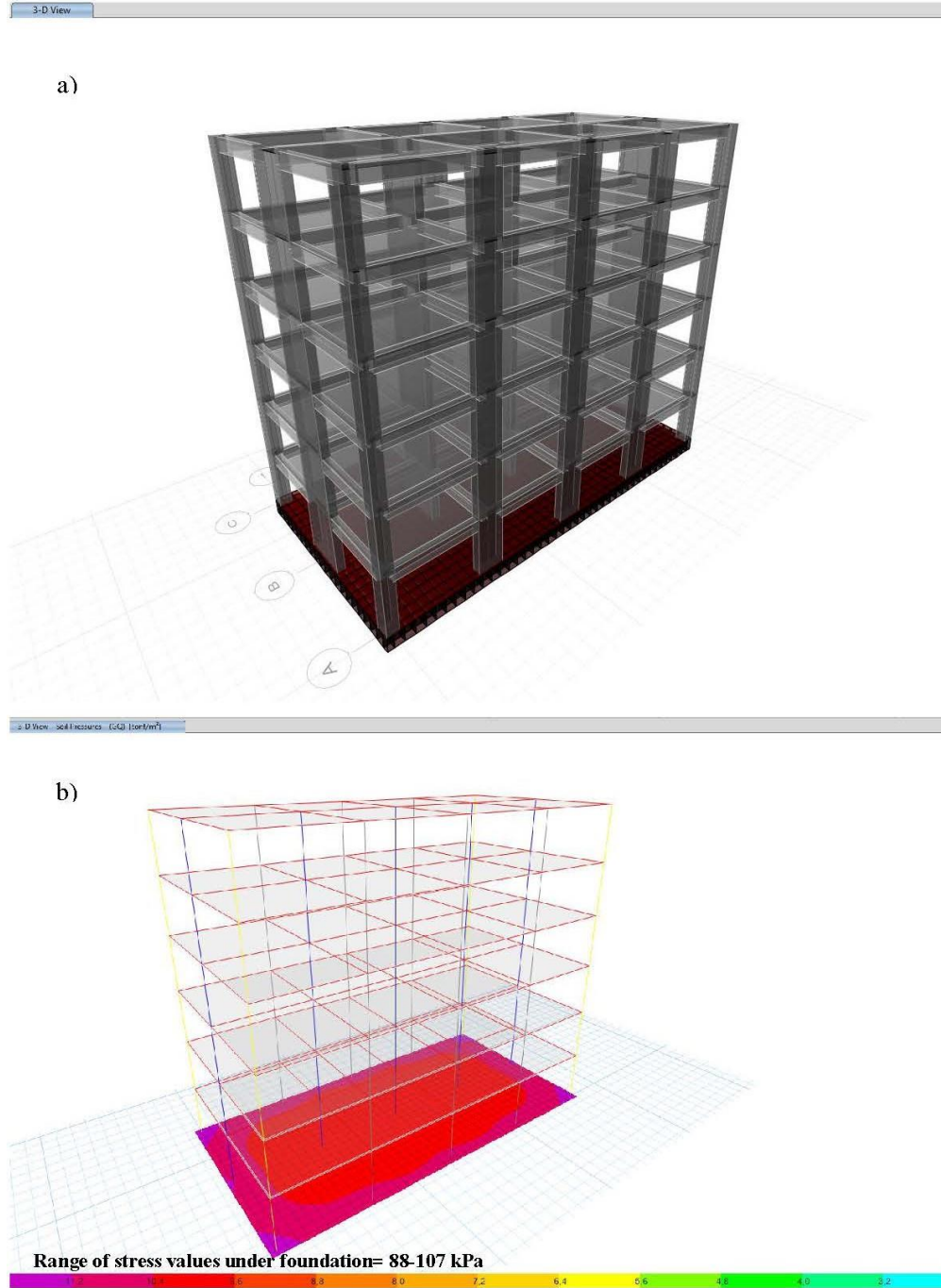


Resim 7.1. Kayı Apartmanı deprem sonrası hasar görünümü

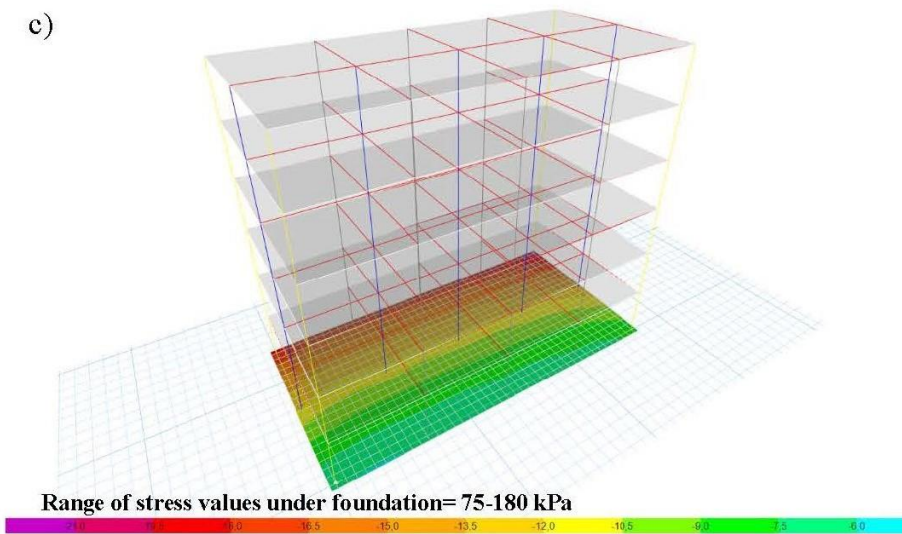
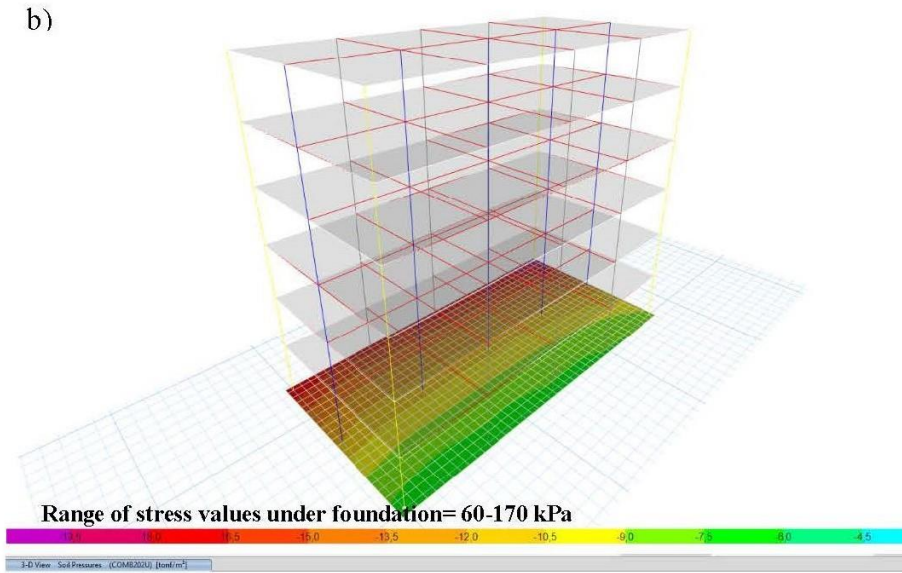
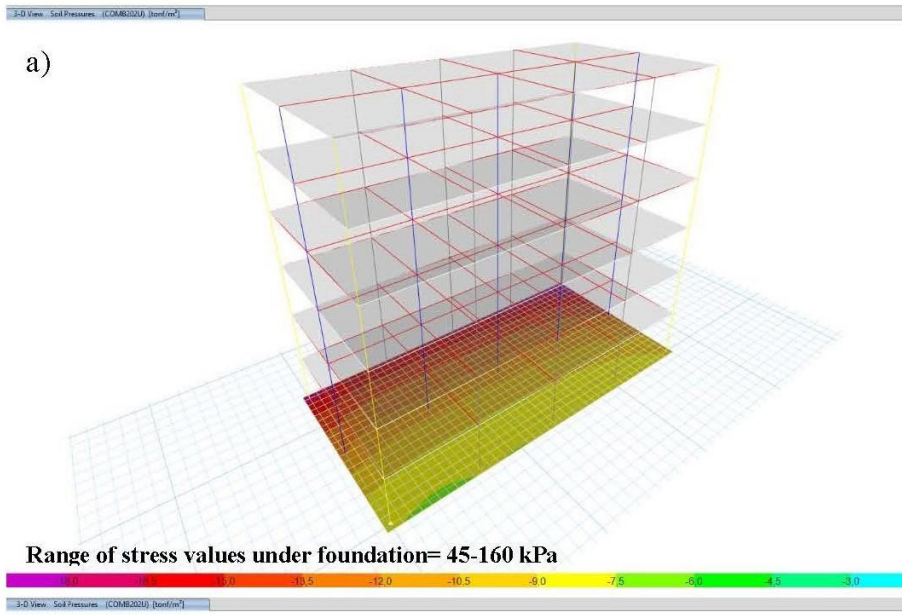
Çalışma kapsamında, Chu ve diğ. (2006)'ya dayanarak, üç farklı koşul dikkate alınmıştır.

- Öncelikle, deprem olayından önceki statik taşıma kapasitesi değerlendirilmiştir (Koşul 1).
- Sonrasında, tekrarlı yüklemeler altında oluşan ilave boşluk basınçlarının neden olduğu kayma mukavemetlerindeki azalma dikkate alınarak, deprem sonrası statik taşıma kapasitesi irdelenmiştir (Koşul 2).
- Son olarak, deprem esnasında artan temel altı gerilme koşulları altında taşıma kapasitesinin yeterliliği incelenmiştir (Koşul 3).

Statik ve dinamik koşullar altında bina temelinden zemine aktarılabak gerilme değerlerinin belirlenmesi amacıyla öncelikle yapısal analizler gerçekleştirilmiştir. Yapısal modellemeler, sonlu elemanlar yöntemiyle analiz yapma imkânı sağlayan SAP2000 programı kullanılarak oluşturulmuştur. Analizler neticesinde elde edilen temel altı gerilme değerleri, statik durum için Şekil 7.1 ve deprem durumları için Şekil 7.2’de sunulmuştur.

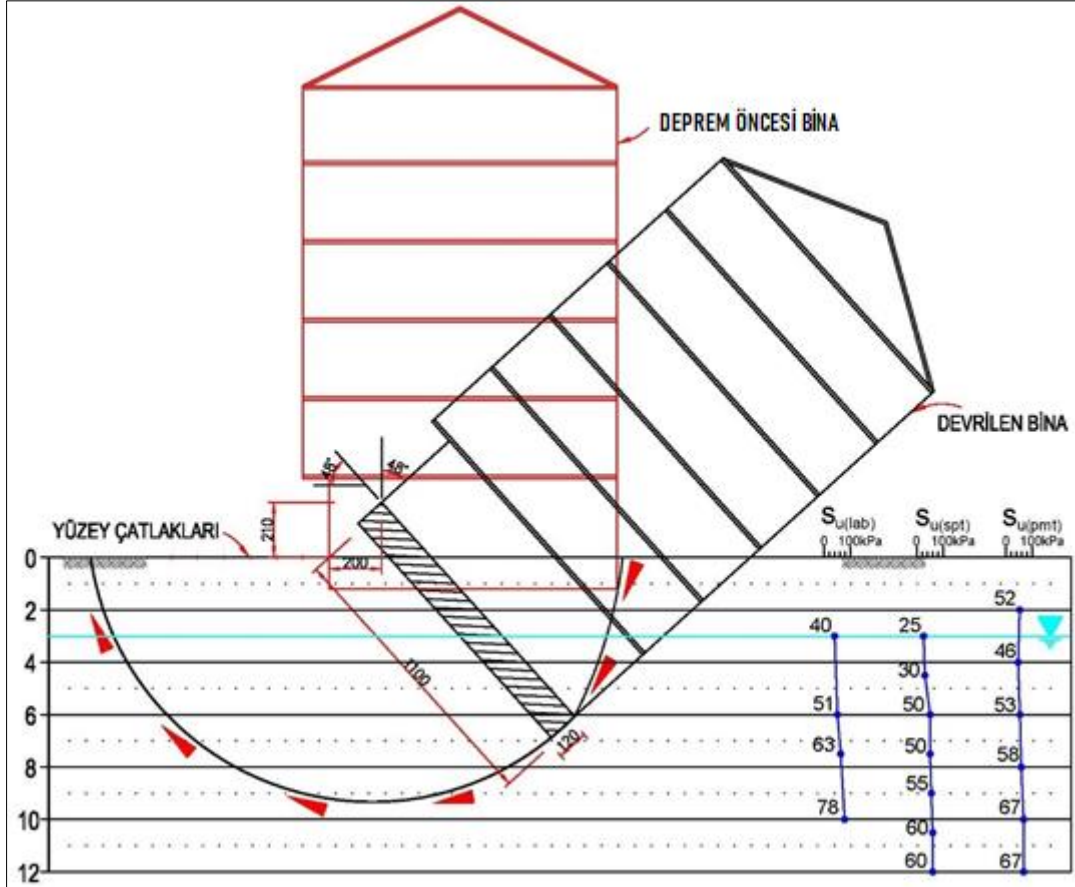


Şekil 7.1. a) Kayı apartmanı 3D yapısal modeli; b) Statik koşullar için temel altı gerilme değişimi



Şekil 7.2. Dinamik durum temel altı gerilme değerleri: a) 0,20g; b) 0,25g; c) 0,30g

Temel altı gerilme değerleri belirlendikten sonra, taşıma gücü problemi yaşandığı öngörülen zemin tabakalarına ait statik ve dinamik durum geoteknik parametrelerinin belirlenmesine odaklanılmıştır. Saha gözlemleri neticesinde elde edilen verilere göre, Kayı Apartmanı'nın dinamik durum davranışı incelendiğinde, temel hareketinin yüzeyden yaklaşık 9,5 metre derinliğe kadar uzanan bir dönme hareketi şeklinde gerçekleştiği belirlenmiştir (Şekil 7.3).



Şekil 7.3. Kayı Apartmanı tahmini yenilme yüzeyi ve drenajsız kayma dayanımı toplu gösterimi

Yapı etki derinliği boyunca kil tabakalarının drenajsız kayma dayanım değerleri, laboratuvar deney sonuçları ile arazi deney verileri ve aşağıda verilmiş olan yaklaşımlar kullanılarak tespit edilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen değerler Çizelge 7.1'de özetlenmiştir. Buna göre, temel zemini için ortalama drenajsız kayma dayanım değeri $s_u = 48$ kPa olarak dikkate alınmıştır.

$$s_{u1} = f_1 * N_{60} \quad (\text{Stroud, 1974}) \quad (7.1)$$

$$s_{u2} = 0,21 * p_a * \left(\frac{P_L^*}{p_a}\right) \quad (\text{Baguelin ve diğ., 1978}) \quad (7.2)$$

Burada,

s_u : Drenajsız kayma dayanımı değeri

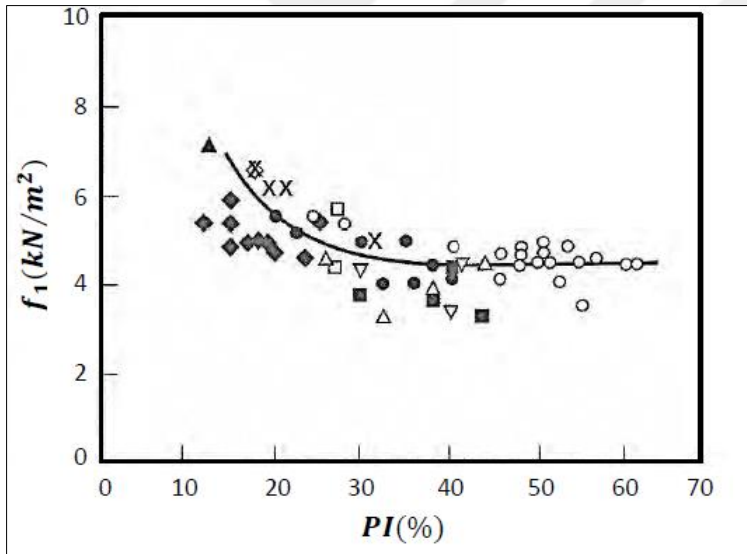
f_1 : Kilin plastisite indeksine bağlı bir katsayı olup, Şekil 7.4 kullanılarak belirlenmiştir. Etki derinliği boyunca kilin plastisite indeksi yaklaşık 25 olarak değerlendirilmiş olup, f_1 değeri analizlerde 5 olarak dikkate alınmıştır.

N_{60} : Örtü yükü düzeltilmesi yapılmadan %60 enerji düzeltilmesi uygulanan standart penetrasyon değeri (Çizelge 6.2)

P_a : Atmosferik basınç değeri (100 kPa)

P_L^* : Presiyometre net limit basınç değeri (Çizelge 4.3)

Yukarıda detayları verilmiş olan analizler neticesinde elde edilen sonuçlar Çizelge 7.1’de özetlenmiştir.



Şekil 7.4. f_1 değeri plastisite indeksi ilişkisi

Çizelge 7.1. Laboratuvar sonuçları ve arazi deney verileri ile ampirik yaklaşımlar sonucu elde edilen drenajsız kayma dayanım değerleri

Derinlik (m)	N_{60}	S_{u1}	Derinlik (m)	P_L^* (kg/cm ²)	S_{u2}	S_{uLab}
3,0	5	25	2,0	3,3	46	40
4,5	6	30	4,0	2,8	53	-
6,0	10	50	6,0	3,4	58	51
7,5	10	50	8,0	3,8	67	63
9,0	11	55	-	-	-	-

Elde edilen veriler ve taşıma kapasitesi teorisi kullanılarak, farklı statik ve dinamik yükleme senaryoları altında temel zeminlerinin gerçek davranışları belirlenmeye çalışılmıştır. Bu bağlamda, ilk olarak Koşul 1 yaklaşımına dayalı zemin ve temel gerilmeleri, statik yükleme senaryosu çerçevesinde incelenmiştir. Şekil 8.1b’de sunulan bulgulara göre, statik yükleme koşulları altında temel altı gerilme değeri yaklaşık 107 kPa olarak hesaplanmıştır. Bu değere karşılık gelen temel taşıma gücü güvenlik katsayısının belirlenebilmesi amacıyla, TBDY (2018)’de de önerilen Vesic (1973) yaklaşımı kullanılmış ve Denklem 8.1’de verilen formül doğrultusunda taşıma kapasitesi değeri hesaplanmıştır.

$$q_n = c'N_c s_c d_c i_c g_c b_c + \sigma'_z N_q s_q d_q i_q g_q b_q + 0.5\gamma' B N_\gamma s_\gamma d_\gamma i_\gamma g_\gamma b_\gamma \quad (7.3)$$

$$N_q = e^{(\pi \cdot \tan\phi)} * \tan^2\left(45 + \frac{\phi}{2}\right) \quad (7.4)$$

$$N_c = (N_q - 1) * \cot\phi \quad (7.5)$$

$$N_\gamma = 2 * (N_q + 1) * \tan\phi \quad (7.6)$$

Burada; c' : efektif kohezyon değerini temsil etmekte olup; drenajsız durumda s_u : drenajsız kayma dayanımı olarak dikkate alınmaktadır. σ'_z : düşey efektif gerilme değerini; γ' : efektif birim hacim ağırlığı; N_c , N_q , N_γ : taşıma gücü faktörlerini s_c , s_q , s_γ : şekil faktörlerini; d_c , d_q , d_γ : derinlik faktörlerini; i_c , i_q , i_γ : yük eğim faktörlerini; g_c , g_q , g_γ : zemin eğim faktörlerini; b_c , b_q , b_γ : temel sapma faktörlerini temsil etmektedir. Sistemde drenajsız koşul değerlendirilmesi yapıldığından içsel sürtünme açısı 0 olarak değerlendirilmiştir. Buna göre, taşıma gücü katsayıları, $N_c = 5,14$, $N_q = 1,0$, $N_\gamma = 0$ olarak elde edilmiştir. Deprem sırasında, taşıma kapasitesi faktörü N_c 'nin N_{ce} olarak değiştirilmesi, genellikle taşıma kapasitesi üzerindeki kinematik etkileşim etkisi olarak adlandırılan zemin kütlesi içindeki atalet kuvvetlerini hesaba katmak için gereklidir. Bununla birlikte, Pecker (1996) ve Mylonakis ve diğ. (2002) tarafından yapılan çalışmalar, drenajsız killerin taşıma kapasitesi analizinde bu etkinin minimum düzeyde olduğunu göstermiştir. Bu nedenle, yapılan analizlerde taşıma kapasitesi faktörü N_c üzerinde atalet kuvvetlerine yönelik herhangi bir değişiklik yapılmamıştır.

Zemin ve temel yüzeylerinin yatay olması ve temelin üzerinde yer alan sınırlı kalınlıktaki dolgu tabakasının özel olarak sıkıştırıldığına dair bir belirti bulunmaması sebebiyle pratikteki uygulamalara paralel olarak zemin eğim, temel eğim ve derinlik faktörlerinin taşıma gücü üzerine etkileri dikkate alınmamıştır. Sistemde aşağıda verilmiş olan şekil ve yük eğim faktörleri göz önüne alınmıştır.

$$s_c = 1 + \frac{N_q * B}{N_c * L} \quad (7.7)$$

$$i_c = 1 - \frac{m * H}{A * c * N_c} \quad (7.8)$$

$$m = \frac{2 + B/L}{1 + B/L} \quad (7.9)$$

Yukarıda verilmiş olan yaklaşım ile radye temel için nihai taşıma kapasitesi 269,00 kPa olarak belirlenmiştir. Bu, depremden önce taşıma kapasitesi yenilmesine karşı (Koşul 1) 2,51 değerinde bir güvenlik faktörüne (FS_{pre-eq}) karşılık gelmektedir.

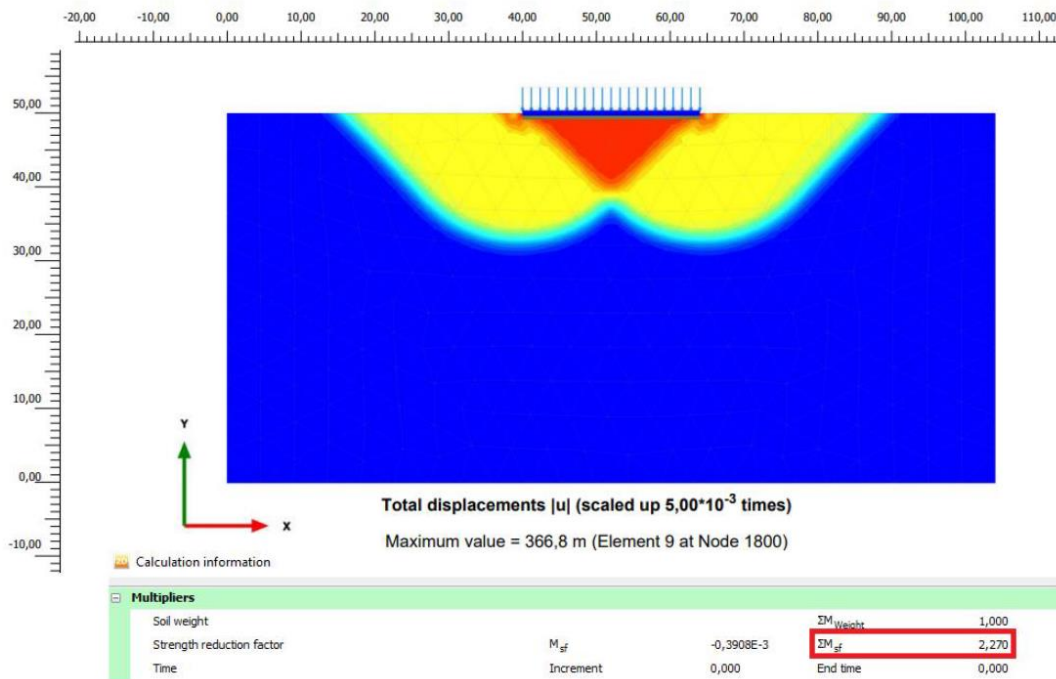
Deprem sonrasında, önceki bölümlerde tartışıldığı üzere drenajsız kayma mukavemetinin ortalama %20 oranında azalarak 38,4 kPa değerine düşmesi dışında koşulların değişmediği varsayıldığında (Koşul 2), temel taşıma gücü 215 kPa olarak elde edilmiştir. Bu durumda deprem sonrası güvenlik faktörü (FS_{post-eq}) 2,01 olarak yeterli büyüklükte tahmin edilmektedir.

Bu analizlere dayanarak, deprem öncesi veya sonrası olarak belirlenen Koşul 1 ve Koşul 2 şartlarında, sahada gözlenenin aksine, yapıda herhangi bir taşıma kapasitesi sorunu beklenmeyeceği sonucuna varılmıştır.

Taşıma kapasitesi analizlerinde bir diğer önemli etken, temel üzerine etkiyen yükün eğimidir. Yapısal sonlu eleman analizleri neticesinde temel taban kesme kuvvetleri (base reaction) 0,20g, 0,25g ve 0,30g sözde ivme değerleri için sırasıyla 5148 kN, 6435 kN ve 7722 kN olarak elde edilmiştir. Bu değerler, Eşitlik 8.6'da verilen Vesic (1973) yaklaşımına göre değerlendirildiğinde yük eğim faktörü i_c sırasıyla, 0,83, 0,79 ve 0,75 olarak belirlenmiştir. Ayrıca, Şekil 8.2'de görülebileceği gibi, deprem sırasındaki maksimum temel gerilmeleri, bu ivmeler altında yaklaşık 160-180 kPa değerlerine yükselmektedir. Bu durumda, deprem sırasında güvenlik faktörü (FS_{eq}), herhangi bir döngüsel yumuşama veya drenajsız kayma mukavemetinde yükleme hızına bağlı herhangi bir değişim dikkate alınmaksızın, yaşanan en yüksek ivmeye bağlı olarak 1,12 ile 1,40 arasında belirlenmiştir. Sahadaki gözlemlerin aksine, bu FS_{eq} değeri, döngüsel yumuşama olarak bilinen, depremin ve boşluk basıncı oluşumunun neden olduğu kil kayma mukavemetinde eşzamanlı bir azalma olmadığı sürece, düşük bir taşıma gücü yenilme olasılığına işaret etmektedir.

Zemin ve yapı üzerinde dinamik etkilerin beraber dikkate alındığı Koşul 3 durumunda ise, kilin ortalama drenajsız kayma mukavemeti 38,4 kPa olarak kabul edilmiştir. Taşıma kapasitesi üzerinde deprem kaynaklı oluşan yük eğim faktörü etkileriyle birlikte, FS_{eq} değerleri a_{max} 'in bir fonksiyonu olarak yaklaşık 0,90 ile 1,12 gibi bir aralığa düşmektedir. Bu bulgular, gözlenen temel yenilme mekanizmasının, hem kil mukavemetindeki deprem kaynaklı azalmalardan (döngüsel yumuşama), hem de sismik yükleme sırasında temel altı basınç değerindeki artışlar ile eğimli yüklemekten kaynaklandığını ortaya koymaktadır.

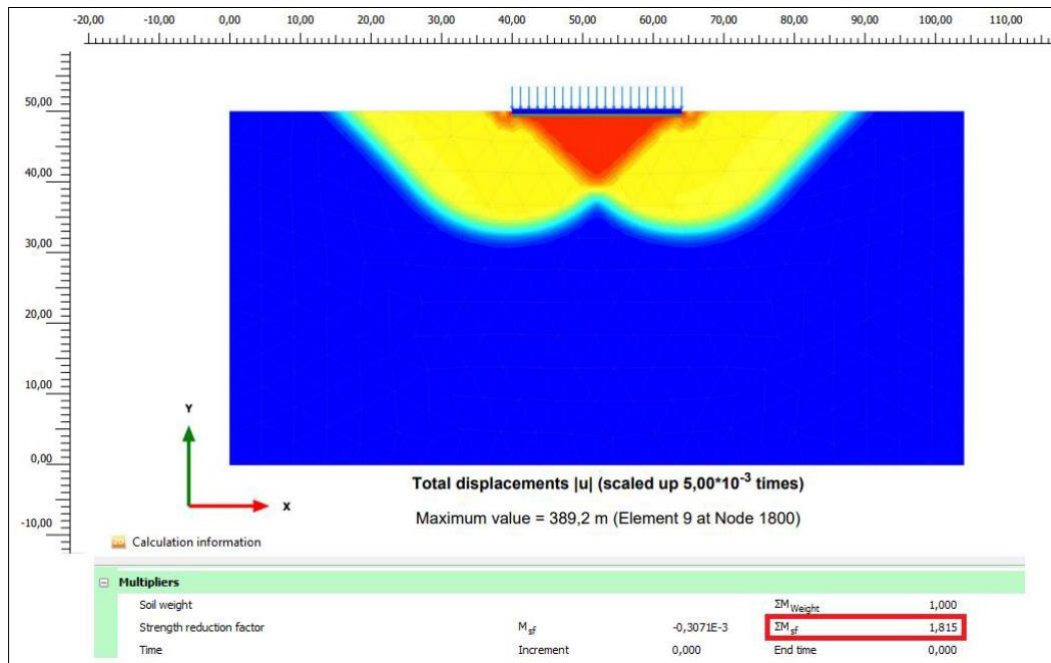
Yukarıda aktarılan ve analitik-deneysel çalışmalar neticesinde ortaya konulan taşıma gücü yenilme mekanizmasının sayısal ortamda da analiz edilebilmesi için sonlu elemanlar yöntemine göre analiz imkânı sağlayan Plaxis 2D programı kullanılmıştır. Statik koşullar için güvenlik katsayısı Şekil 7.5'te görüleceği üzere, klasik hesaplama yöntemi ile benzer şekilde 2,27 olarak elde edilmiştir.



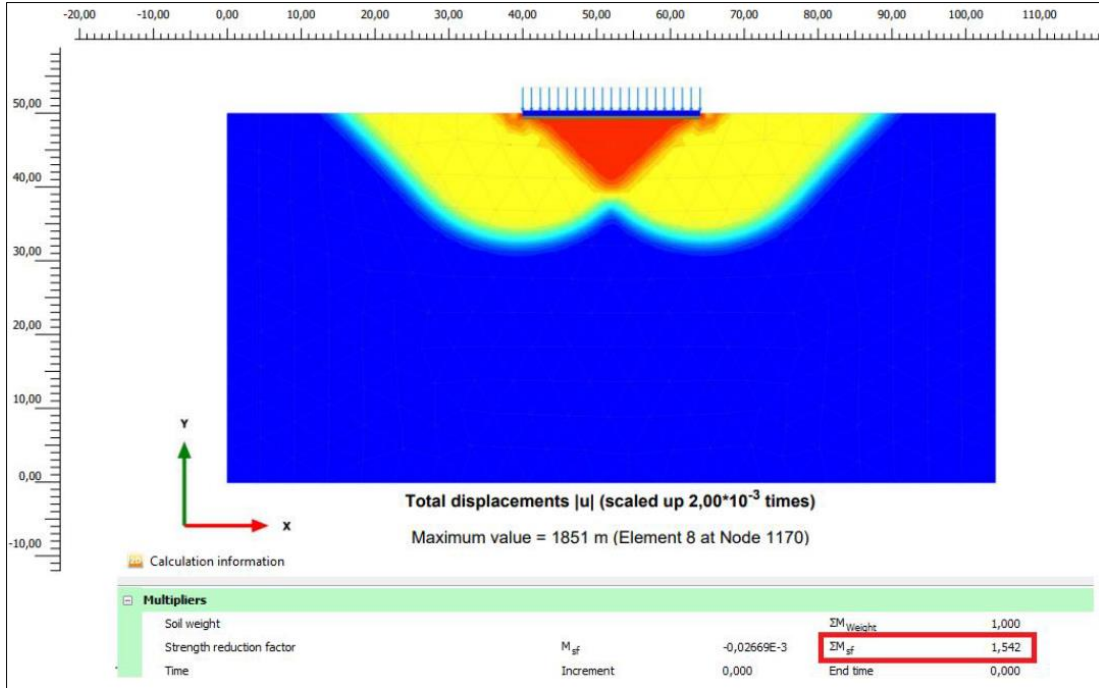
Şekil 7.5. Statik durum ve $s_u = 48$ kPa için analiz sonuçları

Şekil 7.6 ile Şekil 7.12 arasında sırasıyla ilave boşluk basıncı altında azalan drenajsız kayma dayanımına göre değerlendirilen statik durum (Koşul 2); devamında ise 0,20g, 0,25g ve 0,30g ivme değerleri altında ilk durum ve azalan drenajsız kayma dayanımlarına (Koşul 3) göre gerçekleştirilmiş eş değer dinamik analiz sonuçları verilmektedir.

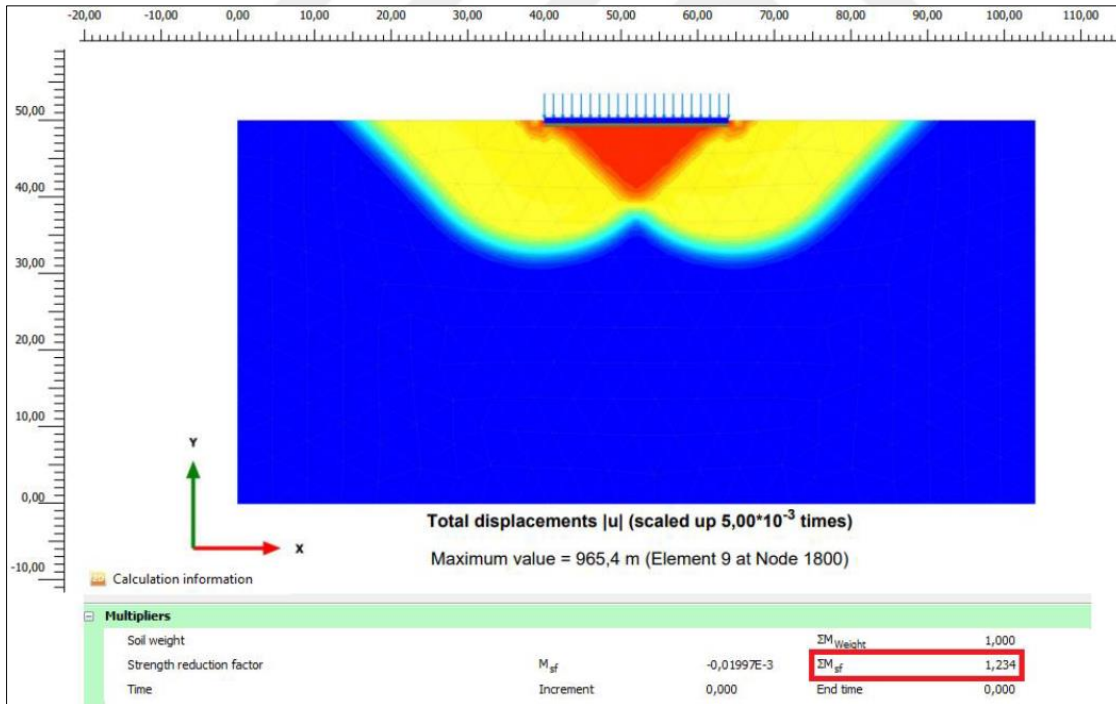
Dinamik koşullar altındaki zemin parametreleri ve temel gerilme değişimleri neticesinde elde edilen taşıma gücü analiz sonuçları ile Plaxis 2D programı yardımıyla gerçekleştirilen eşdeğer statik analiz sonuçları Çizelge 7.1’de özetlenmektedir. Her iki yöntem ile gerçekleştirilen analiz sonuçlarının birbirleri ile oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. Buna göre, Plaxis 2D analiz sonuçlarında yukarıda verilmiş olan Vesic (1974) yük eğim faktörleri (0,84, 0,81, 0,77) uygulandığında, 0,25g ve 0,30g ivme değerleri altında azaltılmış drenajsız kayma dayanımına göre, temelerde taşıma gücü yenilmesi ortaya çıktığı görülmektedir.



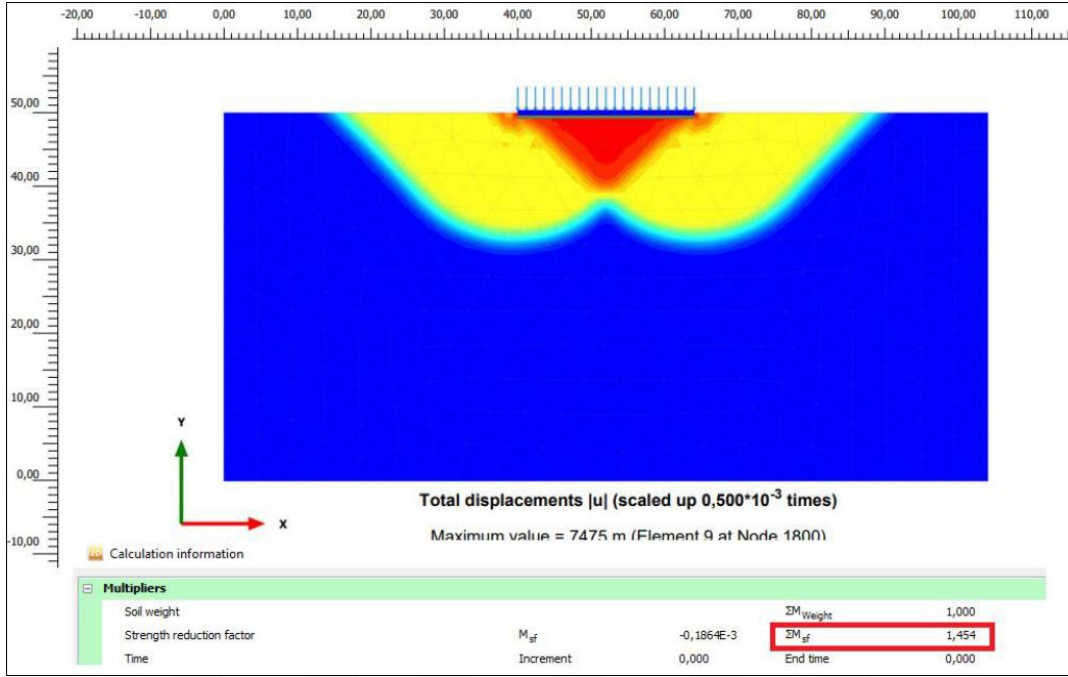
Şekil 7.6. Statik durum ve $s_u = 38,4$ kPa için analiz sonuçları



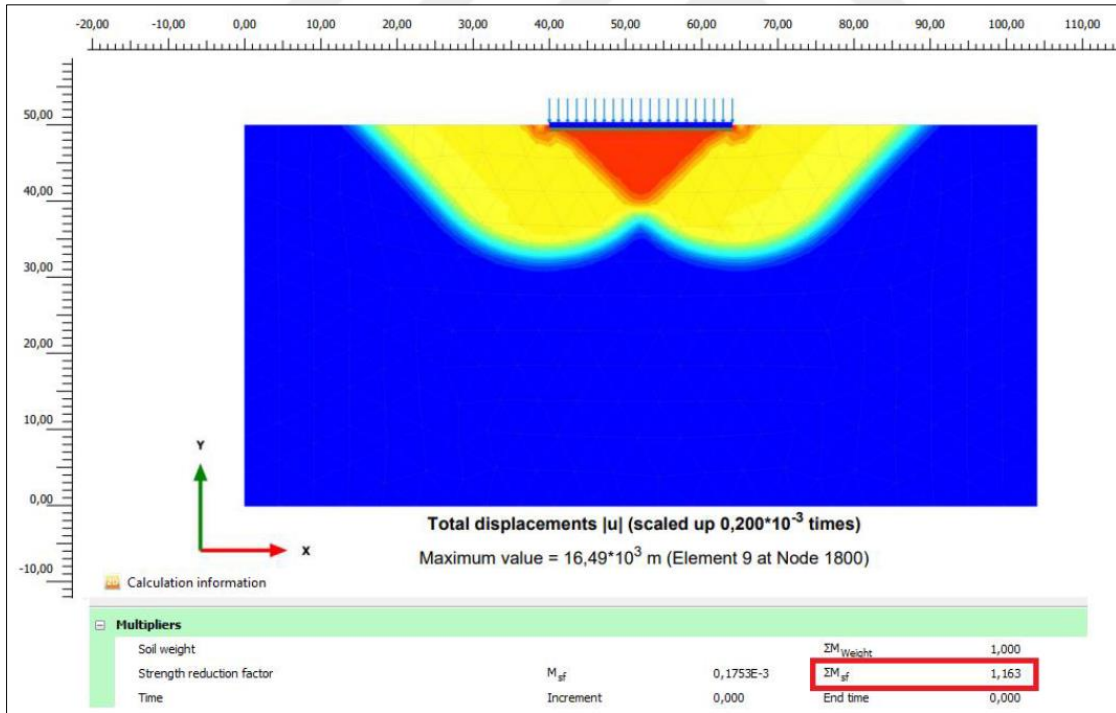
Şekil 7.7. Dinamik durum ($a_{max}=0,20$ g) ve $s_u=48$ kPa için analiz sonuçları



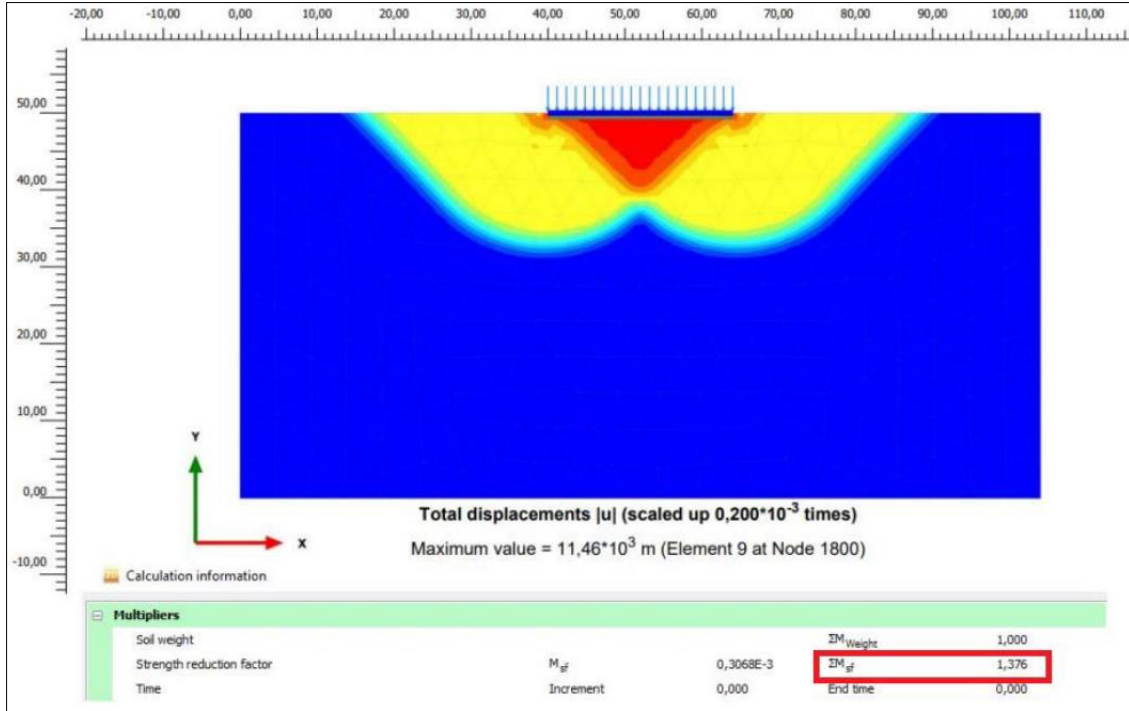
Şekil 7.8. Dinamik durum ($a_{max}=0,20$ g) ve $s_u=38,4$ kPa için analiz sonuçları



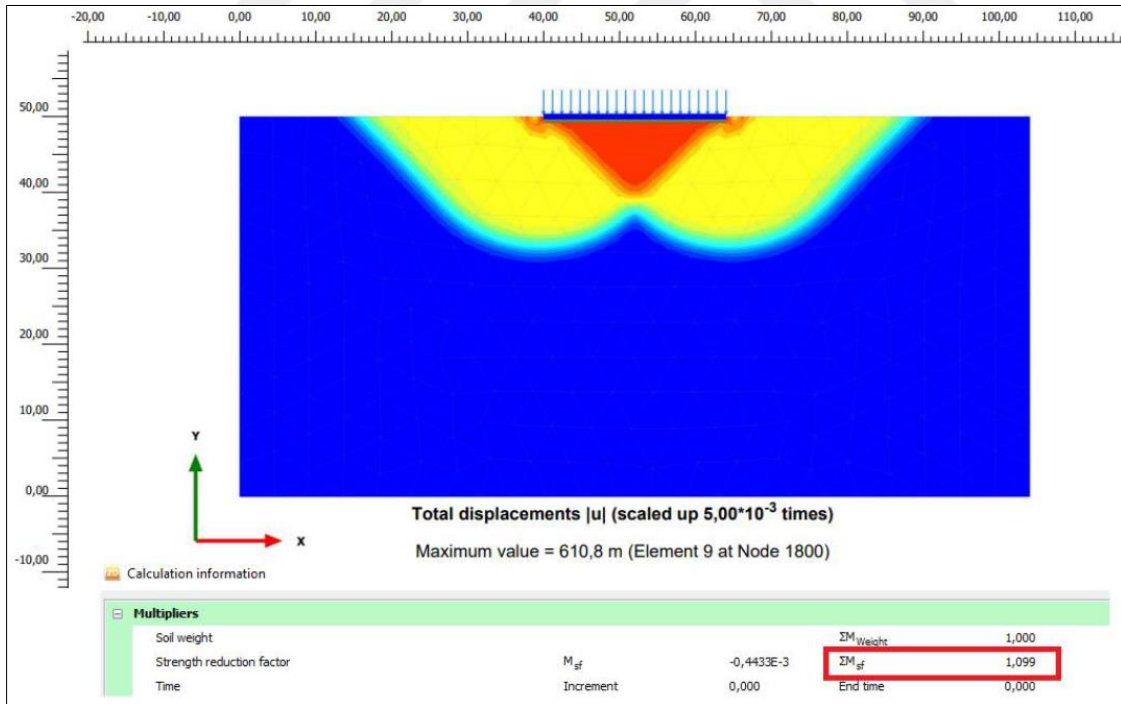
Şekil 7.9. Dinamik durum ($a_{max}=0,25$ g) ve $s_u=48$ kPa için analiz sonuçları



Şekil 7.10. Dinamik durum ($a_{max}=0,25$ g) ve $s_u=38,4$ kPa için analiz sonuçları



Şekil 7.11. Dinamik durum ($a_{max}=0,30\text{ g}$) ve $s_u=48\text{ kPa}$ için analiz sonuçları



Şekil 7.12. Dinamik durum ($a_{max}=0,30\text{ g}$) ve $s_u=38,4\text{ kPa}$ için analiz sonuçları

Çizelge 7.1. Taşıma gücü analiz sonuçlarının toplu gösterimi

Koşul	Temel Altı Gerilme (kPa)	Drenajsız Kayma Dayanımı (kPa)	Nihai Taşıma Gücü (kPa)	G.K.	Durum	Plaxis 2D G.K.	Eğim Faktörlü Plaxis 2D G.K.	Durum
Statik	107	48	269	2,51	√	2,27	2,27	√
Statik+Cyclic Red.	107	38,4	215	2,01	√	1,82	1,82	√
0,20g	160	48	223	1,40	√	1,54	1,54	√
0,25g	170	48	213	1,25	√	1,45	1,45	√
0,30g	180	48	202	1,12	√	1,38	1,38	√
0,20g+Cyclic Red.	160	38,4	178	1,12	√	1,23	1,03	√
0,25g+Cyclic Red.	170	38,4	170	0,99	X	1,16	0,94	X
0,30g+Cyclic Red.	180	38,4	161	0,90	X	1,10	0,85	X

Döngüsel yumuşamadan kaynaklanan belgelenmiş temel yenilmelerinin azlığı nedeniyle, geleneksel tasarım uygulamaları genellikle sıvılaşma potansiyelini öncelikli ele alarak dinamik koşullar altında zemin mukavemet kaybını değerlendirmeye odaklanmaktadır. Döngüsel yumuşama potansiyeli ve buna bağlı sonuçlar, rutin değerlendirmelerde genellikle göz ardı edilmektedir. Ancak, bu çalışmada sunulan sonuçlar ve değerlendirmeler, killi zeminlerde döngüsel yumuşama olgusunun ihmal edilmesinin, depremler sırasında oldukça yıkıcı sonuçlara yol açabileceğini göstermiştir.

7.2. II No'lu İnceleme Alanı Değerlendirmeleri

Literatürde, sıvılaşma sonucunda meydana gelen deplasmanların önceden tahmin edilebilmesine yönelik birçok çalışma bulunmaktadır. Bu araştırmaların bir kısmı, sıvılaşma durumunda serbest alan deplasmanlarının değerlendirilmesinin yeterli olduğunu ifade ederken, diğer bir kısmı ise üst yapı etkisinden kaynaklanan ilave kayma gerilmelerinin dinamik koşullar altında oluşan deformasyonlar üzerinde belirleyici bir rol oynadığını vurgulamaktadır (Bray ve Macedo, 2017). Ayrıca, bazı araştırmacılar sıvılaşma sonucu oluşan kum boşalmaları, temeller altında ek deplasmanlara yol açabilecek boşluklar oluşturabileceğini öne sürmektedir (Bray ve Dashti, 2014).

Bu bağlamda, II No'lu inceleme alanında gerçekleştirilen gözlemsel bulgular ve ölçümler, yapısal deplasmanların sıvılaşma kaynaklı deformasyon mekanizmalarının tümünü kapsayan bir etkiden kaynaklandığını düşündürmektedir. Söz konusu durumu destekleyen

kanıtlar, alanda gözlemlenen deformasyonlar ve sıvılaşma nedeniyle meydana gelen hasarların incelenmesiyle ortaya konmuş olup, bu bulgular Resim 7.2 ile Resim 7.5 arasında detaylı bir şekilde sunulmaktadır.



Resim 7.2. A Blok sıvılaşma kaynaklı düşey deformaasyon görünümü



Resim 7.3. A ve B Blok sıvılaşma kaynaklı açısal deformaasyon görünümü



Resim 7.4. D Blok sıvılaşma kaynaklı düşey deformaasyon görünümü



Resim 7.5. İnceleme alanı II'de gözlemlenen sıvılaşma kaynaklı kum boşalimleri

Tokimatsu ve diğ. (2019), sığ temelli binalarda sıvılaşma kaynaklı oturma ve eğilmeyi etkileyen başlıca parametrelerin göreceli önemini incelemek için deprem sonrası saha gözlem çalışmaları ve santrifüj deneyler yapmıştır. Yapılan değerlendirmeler neticesinde aşağıdaki sonuçlara varılmıştır.

- Sıvılaşma kaynaklı göreceli oturma ve sığ temelli yapıların dönmesi, artan temel basıncı ve zemin oturması ile yeraltı suyu tablası derinliği ve sıvılaşmamış kabuk kalınlığının azalmasıyla artma eğilimindedir.
- Binanın eğim açısı artan eksantrik kütle ve mesafe oranıyla artma eğilimindedir.
- Düşey yük ve dinamik devrilme momentine karşı güvenlik faktörleri, rijit sığ temellere sahip binalarda sıvılaşma kaynaklı hasarı tahmin etmek için etkin biçimde kullanılabilir.

Subaşı ve diğ. (2021), sıvılaşma potansiyeli yüksek zemin tabakalarında sıvılaşma kaynaklı deformasyonların belirlenmesi amacıyla, %35, %55 ve %75 rölatif sıklıklara sahip üç farklı tam doygun zemin profili oluşturmuş ve sıvılaşma kaynaklı serbest alan oturmalarının tahminine yönelik farklı deprem modellemeleri gerçekleştirmiştir. Yapılan sonlu eleman analizleri sonucunda, modellemeden elde edilen sıvılaşma kaynaklı serbest alan oturmalarının, yarı ampirik yöntemlere kıyasla önemli ölçüde düşük sonuçlar verdiği gözlenmiştir. Bu bulgular, sıvılaşma kaynaklı oturma tahminlerinde modelleme ve ampirik yöntemlerin birbirlerinden oldukça farklı sonuçlar verebileceğini ortaya koymaktadır.

Dashti ve diğ. (2010), sıvılaşma kaynaklı bina oturmalarında etkili olan mekanizmaları belirlemek amacıyla, katmanlı zemin modeline yerleştirilen binaları içeren bir dizi santrifüj deneyi gerçekleştirmiştir. Çalışmada, daha önceki araştırmaların, sıvılaşabilir zeminin bağıl yoğunluğu, kalınlığı, sarsıntı şiddeti ve binanın ağırlığı ile genişliği gibi önemli faktörleri vurguladığı belirtilmektedir. Santrifüj test sonuçları, bina oturmasının sıvılaşabilir tabakanın kalınlığı ile doğrudan orantılı olmadığını ve çoğunlukla depremin güçlü sarsıntısı sırasında gerçekleştiğini göstermektedir. Ayrıca, kısmen drenajlı döngüsel yükleme sırasında lokalize hacimsel gerilmelerle birlikte, bina kaynaklı kayma deformasyonlarının baskın mekanizmalar olarak ortaya çıktığı tespit edilmiştir.

Mevcut çalışma kapsamında gerçekleştirilen dinamik deneyler neticesinde belirlenen sıvılaşabilir tabaka davranışları, bahsi geçen deformasyon oluşum etkenlerinin

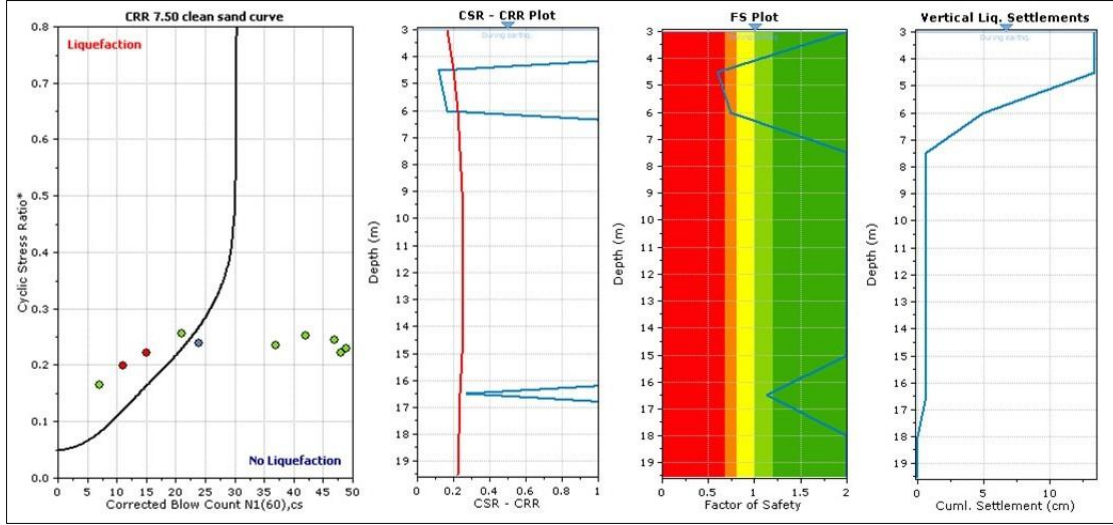
değerlendirilebilmesi için sahada gözlenen davranışlar da dikkate alınarak araştırılmıştır. Bu bağlamda, II No'lu inceleme alanında bulunan yapı deplasmanları, öncelikle literatürde verilen sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemleri ile, sonrasında ise sayısal analiz verileri kullanılarak incelenmiştir.

Birçok araştırmacı tarafından sıvılaşma durumunda yapı deplasmanlarına eşdeğer olarak görülen serbest alan sıvılaşma oturma analizleri LiqSvs (2024) programı yardımıyla gerçekleştirilmiştir. Söz konusu programda sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi Boulanger ve Idriss (2014) yaklaşımı dikkate alınarak, devirsel kayma dayanım oranı CRR (cyclic resistance ratio) değerinin, devirsel kayma gerilme oranına; CSR (cyclic shear ratio) bölünmesi sonucunda elde edilen sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı çerçevesinde yapılmaktadır (Şekil 7.13).

Sıvılaşma potansiyelinin bulunduğu derinliklerde ise, Zhang ve diğ. (2004) yaklaşımı kullanılarak elde edilen birim deformasyon miktarları kullanılarak toplam oturma değerleri hesaplanmaktadır (LiqSvs, 2024). Bahsi geçen sonuçlar, program girdi verileri ile birlikte Çizelge 7.2'de toplu olarak sunulmaktadır. Yapılan analizler neticesinde, 4,5 m, 6,0 m ve 16,5 m derinlikteki üç tabakada sıvılaşma potansiyeli belirlenmiş ve bunun sonucunda serbest alanda oluşacak toplam oturma değeri 13,4 cm olarak elde edilmiştir.

Çizelge 7.2. Serbest alan sıvılaşma sonrası oturma analiz sonuçları

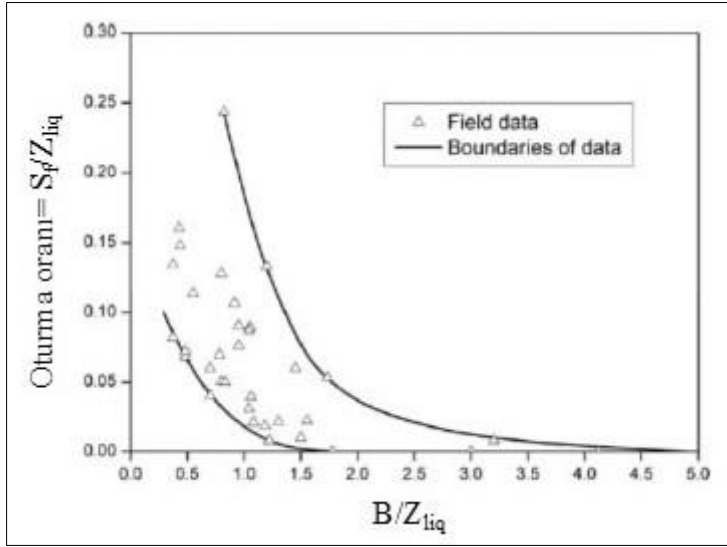
Depth (m)	IDO (%)	Boşluk basıncı (kPa)	Toplam Gerilme (kPa)	Efektif Gerilme (kPa)	N SPT (30 cm)	$N_{1(60)}$	α	β	$N_{1(60)cs}$	Eşd. Ef. Gerilme (kPa)	r_d	Impr. factor α	CSR	CRR	FS	LPI	D_{50} (mm)	Liq. ξ (%)	Oturma (cm)
3,00	32	0,0	5	54,0	2	2	4,8	1,2	7	54,0	0,98	1	0,16	4,0	2,0	0,0	0,60	0,00	0,0
4,50	55	14,7	81	66,3	5	5	5,0	1,2	11	66,3	0,97	1	0,19	0,12	0,60	4,61	0,04	5,65	8,5
6,00	35	29,4	108	78,6	8	8	5,0	1,2	15	78,6	0,96	1	0,21	0,16	0,74	2,75	0,25	2,83	4,2
7,50	36	44,2	135	90,9	27	27	5,0	1,2	37	90,9	0,94	1	0,23	4,0	2,0	0,0	0,40	0,00	0,0
9,00	32	58,9	162	103,1	38	36	4,8	1,2	47	103,1	0,92	1	0,24	4,0	2,0	0,0	0,50	0,00	0,0
10,50	34	73,6	189	115,4	50	47	4,9	1,2	61	115,4	0,89	1	0,24	4,0	2,0	0,0	0,30	0,00	0,0
12,00	62	88,3	216	127,7	15	13	5,0	1,2	21	127,7	0,86	1	0,24	4,0	2,0	0,0	0,01	0,00	0,0
13,50	37	103,0	243	140,0	36	31	5,0	1,2	42	140,0	0,81	1	0,23	4,0	2,0	0,0	0,18	0,00	0,0
15,00	36	117,7	270	152,3	50	41	5,0	1,2	54	152,3	0,76	1	0,22	4,0	2,0	0,0	0,30	0,00	0,0
16,50	36	132,4	297	164,6	21	16	5,0	1,2	24	164,6	0,71	1	0,21	0,3	1,13	0,0	0,30	0,46	0,7
18,00	36	147,2	324	176,9	50	37	5,0	1,2	49	176,9	0,67	1	0,20	4,0	2,0	0,0	0,30	0,00	0,0
19,50	35	161,9	351	189,1	50	36	5,0	1,2	48	189,1	0,63	1	0,19	4,0	2,0	0,0	0,30	0,00	0,0
																		Toplam	13,4



Şekil 7.13. LiqSvs programı serbest alan sıvılaşma analiz sonuçları

Serbest alan sıvılaşma davranışına ek olarak, dinamik koşullar altında yapı yükleri altında deformasyonları belirlemeye yönelik çok sayıda araştırma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmalardan bir kısmı (örn. Yoshimi ve Tokimatsu, 1977, Adachi ve diğ., 1992, Liu, 1995, Liu ve Dobry, 1997), yapı genişliklerinin sıvılaşma tabakasının kalınlıklarına oranı doğrultusunda değerlendirmeler yaparken; diğer çalışmalar ise (örn. Sharir ve Pak, 2010, Unutmaz ve Çetin, 2012, Bertalot ve diğ., 2013, Karamitros ve diğ., 2013, Lu, 2017, Bray ve Macedo, 2017), temel altı gerilmelerin etkilerini de göz önünde bulundurmaktadır. Bu çalışma kapsamında, her iki yaklaşımın dikkate alındığı yöntemler saha verileri ile karşılaştırmalı olarak ayrı ayrı değerlendirilmiştir.

Yoshimi ve Tokimatsu (1977) gerçekleştirdiği çalışmada, Niigata depremi sonrasında 35 adet betonarme binanın deplasman verilerini incelemiştir. Ortalama bina oturmaları ile yapı genişliklerini, sıvılaşmış kum derinliğine normalize ederek Şekil 7.14'te verilmiş olan ilişkileri ortaya koymuştur. Çalışmada, temel genişliğinin sıvılaşma potansiyeline sahip tabaka derinliğine oranının (B/Z_{liq}) artmasıyla birlikte, sıvılaşma kaynaklı oturmaların azaldığı tespit edilmiştir. Bu durumun, saha verileri ile uyumlu olduğu belirtilmiştir. Yoshimi ve Tokimatsu (1977) tarafından önerilen yaklaşım temel alınarak, inceleme alanındaki bloklar için hesaplanan oturma değerleri Çizelge 7.3'te sunulmuştur.



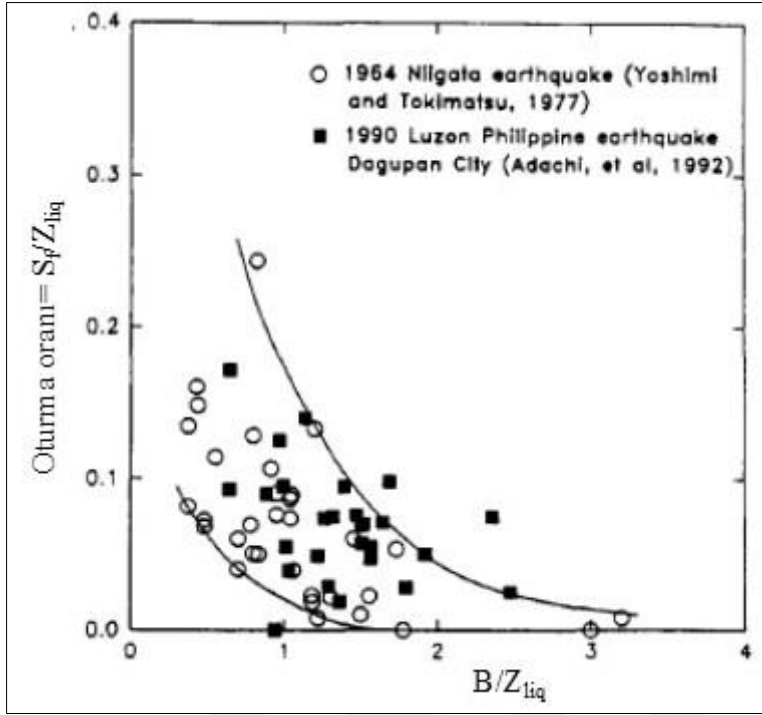
Şekil 7.14. 1964 Niigata Depremi sonrası sıvılaşma neticesinde ortaya çıkan oturma oranı-genişlik oranı ilişkisi (Yoshimi ve Tokimatsu, 1977)

Çizelge 7.3. Yoshimi ve Tokimatsu yaklaşımına göre elde olunan oturma değerleri

Blok	Z_{liq}	B	B/Z_{liq}	S_f/Z_{liq}^*	S_{fmax} (cm)
A	4,5	15,85	3,52	0,01	4,5
B	4,5	15,6	3,47	0,01	4,5
C	4,5	10,0	2,22	0,025	11,25
D	4,5	8,0	1,78	0,05	22,5
E	4,5	12,0	2,67	0,02	9,0
F	4,5	10,1	2,24	0,025	11,25
G	4,5	7,1	1,58	0,07	31,5
H	4,5	12,5	2,78	0,018	8,1
I	4,5	9,6	2,13	0,03	13,5
J	4,5	10,3	2,29	0,027	12,15
K	4,5	10,3	2,29	0,027	12,15
CONST.	4,5	21,0	4,67	0	0,0

* S_f/Z_{liq} oranları belirlenirken Şekil 8.13'de verilen üst sınır değerler kullanılmıştır.

Adachi ve diğ. (1992) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, 1990 Filipinler Luzon depreminden elde edilen veriler analiz edilmiştir. Bu analizde, temel genişliğinin sıvılaşan tabaka kalınlığına oranı (B/Z_{liq}) ile sıvılaşma kaynaklı oturmaların sıvılaşma tabakası derinliğine oranı (S_f/Z_{liq}) arasında bir ilişki ortaya konmuştur. Çalışmanın sonuçları, Şekil 7.15'te grafiksel olarak sunulmuştur. Bu bağlamda elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturma değerleri ise Çizelge 7.4'te özetlenmiştir.



Şekil 7.15. Temel genişliği/sıvılaşma tabaka kalınlığı ile temel oturması/sıvılaşma kalınlığı ilişkisi (Adachi ve diğ., 1992)

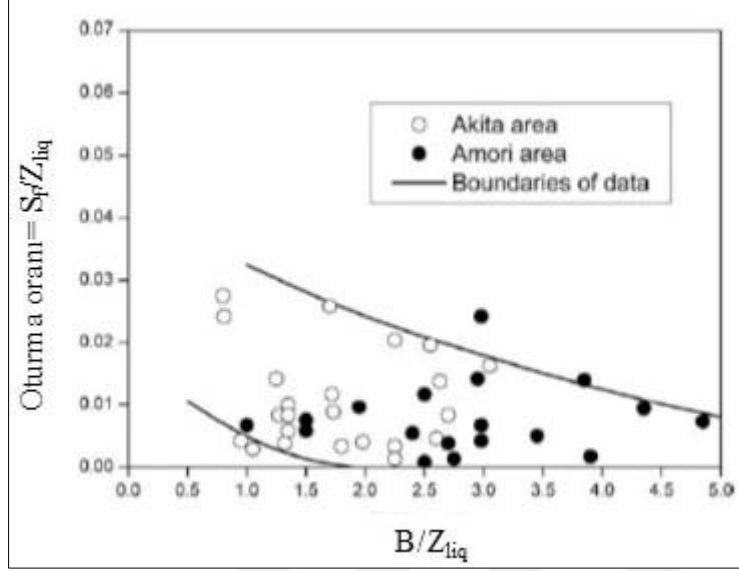
Çizelge 7.4. Adachi ve diğ. (1992) yöntemine göre elde edilen oturma değerleri

Blok	Z_{liq}	B	B/Z_{liq}	S_f/Z_{liq}^*	S_{fmax} (cm)
A	4,5	15,85	3,52	0,01	4,50
B	4,5	15,6	3,47	0,01	4,50
C	4,5	10,0	2,22	0,03	11,25
D	4,5	8,0	1,78	0,06	27,00
E	4,5	12,0	2,67	0,02	9,00
F	4,5	10,1	2,24	0,03	11,25
G	4,5	7,1	1,58	0,09	40,50
H	4,5	12,5	2,78	0,01	5,63
I	4,5	9,6	2,13	0,03	13,50
J	4,5	10,3	2,29	0,02	10,80
K	4,5	10,3	2,29	0,02	10,80
CONST.	4,5	21,0	4,67	0,01	4,50

* S_f/Z_{liq} oranları belirlenirken Şekil 7.14'de verilen üst sınır değerler kullanılmıştır.

Liu (1995) tarafından yapılan bir diğer çalışmada, 1983 Japonya Nihonkai-Chubu depremi sonrasında Amori ve Akita bölgelerinde bulunan petrol tanklarının sıvılaşma kaynaklı oturmalarına ilişkin veriler rapor edilmiştir. Çalışmada, dinamik etkiler altında tanklarda meydana gelen oturma değerleri kullanılarak, sıvılaşma kaynaklı oturmaların sıvılaşma tabakası derinliğine oranı (S_f/Z_{liq}) ile temel genişliğinin sıvılaşan tabaka kalınlığına oranı

(B/Z_{liq}) arasındaki ilişki incelenmiştir. Buna göre, elde edilen sonuçlar Şekil 7.16'da grafiksel olarak sunulmaktadır.



Şekil 7.16. 1983 Nihonkai-Chubu Depremi sonrası sıvılaşma neticesinde ortaya çıkan oturma oranı-genişlik oranı ilişkisi (Liu, 1995)

Şekil 7.16'da verilmiş olan grafikte yer alan üst sınır verileri kullanılarak hesaplanan oturma değerleri Çizelge 7.5'te aktarılmaktadır.

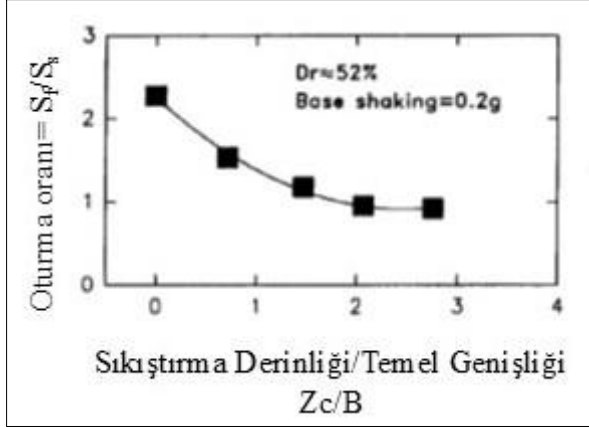
Çizelge 7.5. Liu (1995) Yaklaşımına göre elde olunan oturma değerleri

Blok	Z_{liq}	B	B/Z_{liq}	S_f/Z_{liq}^*	S_{fmax} (cm)
A	4,5	15,85	3,52	0,02	6,75
B	4,5	15,6	3,47	0,02	6,75
C	4,5	10,0	2,22	0,02	10,35
D	4,5	8,0	1,78	0,03	12,15
E	4,5	12,0	2,67	0,02	9,00
F	4,5	10,1	2,24	0,02	10,35
G	4,5	7,1	1,58	0,03	13,05
H	4,5	12,5	2,78	0,02	8,55
I	4,5	9,6	2,13	0,02	10,80
J	4,5	10,3	2,29	0,02	9,90
K	4,5	10,3	2,29	0,02	9,90
CONST.	4,5	21,0	4,67	0,01	4,50

* S_f/Z_{liq} oranları belirlenirken Şekil 7.15'de verilen üst sınır değerler kullanılmıştır.

Liu ve Dobry (1997), sığ bir temelin sıvılaşma kaynaklı oturma mekanizmasının yanı sıra temel altında vibrokompaksiyon yoluyla kum yoğunlaştırmanın etkinliğini araştırmak için sekiz adet santrifüj model deneyi gerçekleştirmiştir. Yapılan çalışmalar neticesinde temel

oturmaları ile serbest alan oturmaları arasında bir ilişki geliştirilmişlerdir. Şekil 7.17’de kompaksiyon derinliği ve temel genişliğine bağlı olarak sıvılaşma durumunda temel oturmasını belirlemeye yönelik grafik sunulmaktadır. Buna göre, II No’lu inceleme alanındaki yapılar için elde edilen oturma değerleri Çizelge 7.6’da gösterilmiştir.



Şekil 7.17. Kompaksiyon derinliği/temel genişliği oranına bağlı serbest alan-temel altı oturma ilişkisi (Liu ve Dobry, 1997)

Çizelge 7.6. Liu ve Dobry (1997) yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri

Blok	Z_c/B	S_f/S_s	S_s^* (cm)	S_f (cm)
A	0	2,33	13,4	31,22
B	0	2,33	13,4	31,22
C	0	2,33	13,4	31,22
D	0	2,33	13,4	31,22
E	0	2,33	13,4	31,22
F	0	2,33	13,4	31,22
G	0	2,33	13,4	31,22
H	0	2,33	13,4	31,22
I	0	2,33	13,4	31,22
J	0	2,33	13,4	31,22
K	0	2,33	13,4	31,22
CONST.	0	2,33	13,4	31,22

*Serbest alan oturma analizlerinden alınmıştır.

Sharir ve Pak (2010) tarafından gerçekleştirilen çalışmalarda, sıvılaşmış zeminlerdeki sığ temellerin davranışı sonlu elemanlar yöntemi ile üç boyutlu olarak analiz edilerek belirlenmeye çalışılmıştır. Sayısal modellemenin doğrulanması amacıyla, başka bir çalışma kapsamında gerçekleştirilen santrifüj deney sonuçları kullanılmıştır. Sayısal modellemenin doğrulanmasından sonra gerçekleştirilen parametrik çalışmalar neticesinde, homojen gevşek ve orta ince kumlar üzerinde teşkil edilecek rijit temellerin sıvılaşma kaynaklı oturmalarının tahmin edilebilmesi için aşağıdaki yaklaşım geliştirilmiştir.

$$\frac{S_f}{Z_i} = Z_{i,m}^{0,5} \times q_{net}^{0,4} \times \left[0,0007 \exp\left(-0,5 \frac{B_f}{Z_i}\right) - 0,0012 \exp\left(-3,1 \frac{B_f}{Z_i}\right) + 0,0007 \right] + 0,0144 \ln \frac{H_t}{Z_i} \quad (7.10)$$

Burada $Z_{i,m}$ m cinsinden maksimum sıvılaşma kalınlığı ve q_{net} kPa cinsinden temel altı gerilme değeridir. H_t toplam zemin tabaka kalınlığı olmak üzere, Z_1 ve $Z_{i,m}$ 'nin tanımıyla ilgili olarak, bu iki parametre arasında aşağıdaki ilişkiler geçerlidir:

$$Z_i = \begin{cases} H_t, & \text{eğer } H_t \leq Z_{i,m} \\ Z_{i,m}, & \text{eğer } H_t > Z_{i,m} \end{cases} \quad (7.11)$$

Yukarıda verilmiş olan yaklaşım dikkate alınarak, II No'lu inceleme alanındaki yapılara ait tahmin edilen oturma değerleri Çizelge 7.7'te verilmiştir.

Çizelge 7.7. Sharir ve Pak yaklaşımına göre elde olunan oturma değerleri

Blok	Z_1 (m)	B_f (m)	H_t (m)	B/Z_1 (m)	q_{net}^* (kPa)	S_f/Z_1	S_{fmax} (cm)
A	4,5	15,85	15,85	3,52	90	0,029	12,90
B	4,5	15,6	15,6	3,47	70	0,027	12,36
C	4,5	10,0	10,0	2,22	60	0,022	9,74
D	4,5	8,0	8,0	1,78	70	0,020	8,86
E	4,5	12,0	12,0	2,67	50	0,023	10,39
F	4,5	10,1	10,1	2,24	80	0,023	10,34
G	4,5	7,1	7,1	1,58	60	0,018	7,91
H	4,5	12,5	12,5	2,78	70	0,025	11,19
I	4,5	9,6	9,6	2,13	40	0,020	8,83
J	4,5	10,3	10,3	2,29	40	0,020	9,21
K	4,5	10,3	10,3	2,29	80	0,023	10,44
CONST.	4,5	21,0	21,0	4,67	50	0,030	13,49

* Yapı yük analizleri bölümünde yapılan değerlendirmelere istinaden kat başı 10 kPa ve temel için 20 kPa olarak hesaplanmıştır.

Unutmaz ve Çetin (2012), 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri sonrasında binalarda meydana gelen oturmaları belirleyerek, dinamik koşullar altında meydana gelen döngüsel gerilmeler ve sıvılaşabilir tabaka kalınlıklarını kullanarak oturma ve devrilme potansiyellerini tahmin etmişlerdir. Oturma ve devrilme potansiyelleri, istatistiksel olarak kaydedilen oturma ve devrilme değerlerine karşı kalibre edilmiştir. Çalışma kapsamında oturmaların tahmini için geliştirilen yaklaşımlar aşağıda verilmiştir:

$$\varepsilon_v = 1,879 \ln \left[\frac{780,416 \ln(CSR_{SS,20,1-D,1 atm}) N_{1,60,CS} + 2442.465}{636,613 N_{1,60,CS} + 306,732} \right] 5.583 \quad (7.12)$$

$$CSR_{eq,SSEL,\alpha} = 0, \sigma'_v = 100kPa(z)$$

$$= \theta_1 \left(\frac{\theta_2 f(\sigma) f\left(\frac{S_A(T)}{PGA}\right) f\left(\frac{h}{B}\right) \tau_{b,max}(z) + \tau_{soil,max}(z)}{\sigma'_{vSSI}(z) K_\alpha(z) K_\sigma(z)} \right)^{\theta_3} \quad (7.13)$$

$$\sigma = \frac{V_{s,final} \times T}{h_{effective}} \quad (7.14)$$

$$f(\sigma) = \exp(\theta_\sigma (\sigma)) \quad (7.15)$$

$$f\left(\frac{S_A(T)}{PGA}\right) = \exp\left(\theta_{S_A(T)/PGA} \left(\frac{S_A(T)}{PGA}\right)\right) \quad (7.16)$$

$$f\left(\frac{h}{B}\right) = \exp\left(\theta_{h/B} \left(\frac{h}{B}\right)\right) \quad (7.17)$$

Denklem 7.11, 7.13, 7.14 ve 7.15'de kullanılan model katsayıları Çizelge 7.8'de verilmiştir. Bununla birlikte, Denklem 7.11'de kullanılan K_α değeri Şekil 7.18 yardımıyla elde edilmiştir.

Çizelge 7.8. Model katsayıları toplu gösterimi

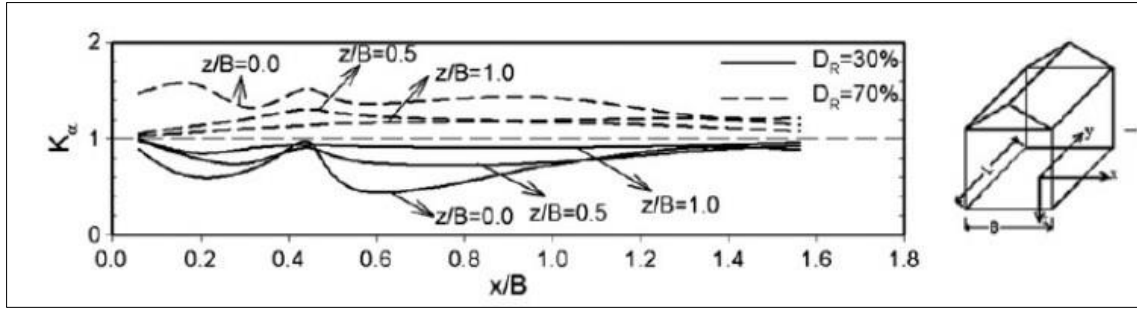
SSEI fonksiyonu model parametreleri	$CSR_{eq,SSEL,rep}$	$CSR_{eq,SSEL,max}$
θ_1	0,715	0,675
θ_2	1,383	3,8
θ_3	1,248	1,0
θ_σ	0,036	0,068
$\theta_{S_A(T)/PGA}$	-0,495	-0,566
$\theta_{h/B}$	-0,200	-0,483

$$\tau_{soil,max}(z) = \frac{a_{max}}{g} \times \gamma_n \times z \times r_d(z) \quad (7.18)$$

$$\tau_{b,max}(z) = \frac{0,80}{(B + 1,6 \times z) \times (L + 1,6 \times z)} \times \frac{W_{bldg} \times S_A(T)}{g} \quad (7.19)$$

$$K_\sigma = 1 + \left(\frac{\sigma'_{vo}}{P_a}\right)^{f-1} \quad (7.20)$$

$$f = 1 - 0,005 \times D_R \quad (7.21)$$



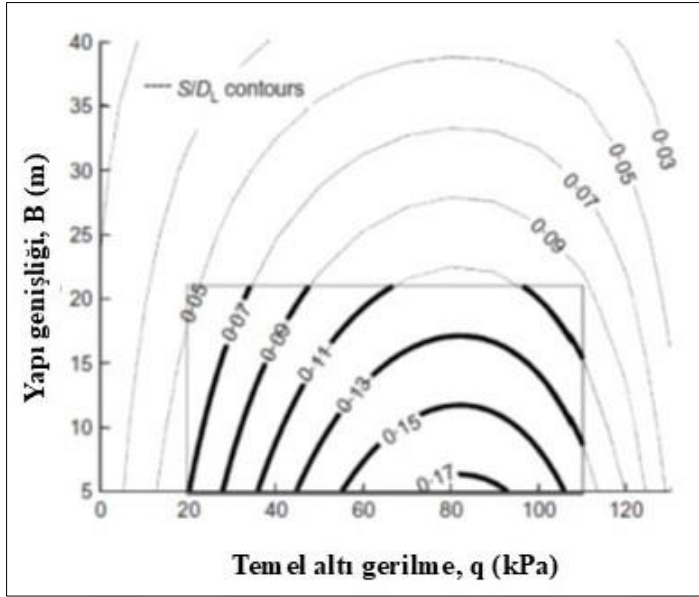
Şekil 7.18. Yapı genişliği boyunca K_{α} düzeltme faktörü değişimi (Unutmaz ve Çetin, 2012)

Yukarıda detaylandırılmış analiz yöntemi kullanılarak elde edilmiş olan sınıflama durumu bina altı maksimum oturma değerleri Çizelge 7.9’da toplu olarak verilmiştir.

Çizelge 7.9. Unutmaz ve Çetin yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri

Blok	Derinlik	$CSR_{eq,SSEI,max}$	ϵ_{vmax}	S_{max} (cm)	Blok	Derinlik	$CSR_{eq,SSEI,max}$	ϵ_{vmax}	S_{max} (cm)
A	3,0	0,20	2,95	4,43	G	3,0	0,18	2,86	4,29
	4,5	0,21	2,19	3,29		4,5	0,21	2,20	3,31
	6,0	0,21	1,65	2,47		6,0	0,22	1,70	2,55
			Toplam	10,19				Toplam	10,14
B	3,0	0,22	3,06	4,59	H	3,0	0,20	2,99	4,48
	4,5	0,23	2,29	3,44		4,5	0,22	2,25	3,37
	6,0	0,23	1,74	2,61		6,0	0,22	1,71	2,57
			Toplam	10,64				Toplam	10,43
C	3,0	0,20	2,97	4,45	I	3,0	0,22	3,09	4,63
	4,5	0,22	2,26	3,39		4,5	0,24	2,36	3,53
	6,0	0,23	1,73	2,60		6,0	0,25	1,82	2,73
			Toplam	10,44				Toplam	10,90
D	3,0	0,18	2,80	4,20	J	3,0	0,22	3,10	4,65
	4,5	0,20	2,13	3,20		4,5	0,24	2,36	3,54
	6,0	0,21	1,63	2,45		6,0	0,24	1,82	2,72
			Toplam	9,85				Toplam	10,92
E	3,0	0,22	3,09	4,63	K	3,0	0,18	2,82	4,23
	4,5	0,23	2,33	3,50		4,5	0,20	2,12	3,18
	6,0	0,24	1,79	2,69		6,0	0,20	1,61	2,42
			Toplam	10,82				Toplam	9,83
F	3,0	0,18	2,81	4,21	CONST.	3,0	0,25	3,21	4,82
	4,5	0,19	2,12	3,18		4,5	0,26	2,43	3,65
	6,0	0,20	1,61	2,41		6,0	0,25	1,85	2,78
			Toplam	9,80				Toplam	11,25

Bertalot ve diğ. (2013) temel genişliği (B) ve temel altı gerilme değerlerini (q) dikkate alarak sınıflama tabaka kalınlığına bağlı oturma tahmini gerçekleştirilen bir abak geliştirmişlerdir. Söz konusu grafiksel çalışma Şekil 7.19’da sunulmuştur. Çizelge 7.10’da bu yöntem kullanılarak hesaplanan oturma değerleri toplu olarak görülmektedir.



Şekil 7.19. Temel altı gerilme ve temel genişliğine göre oturma-sıvılaşma tabaka kalınlığı ilişkisi

Çizelge 7.10. Bertalot ve diğ. (2013) yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri

Blok	B	D _L	q (kPa)	N _{LR}	S (cm)
A	15,85	4,5	90	0,132	59,4
B	15,6	4,5	70	0,130	58,5
C	10,0	4,5	60	0,140	63,0
D	8,0	4,5	70	0,152	68,4
E	12,0	4,5	50	0,120	54,0
F	10,1	4,5	80	0,135	60,75
G	7,1	4,5	60	0,155	69,75
H	12,5	4,5	70	0,140	63,0
I	9,6	4,5	40	0,110	49,5
J	10,3	4,5	40	0,108	48,6
K	10,3	4,5	80	0,135	60,75
CONST.	21,0	4,5	50	0,098	44,1

Karamitros ve diğ. (2013) sıvılaşmış tabakalar için oturmaların belirlenmesi amacıyla aşağıda verilmiş olan yaklaşımı geliştirmiştir.

$$\rho_{dyn} = c \alpha_{max} T^2 N \left(\frac{Z_{liq}}{B} \right)^{1,5} \left(\frac{Z_{liq}}{FS_{deg}} \right)^3 \quad (7.22)$$

$$c = \min \left(0,003 \left(1,0 + 1,65 \frac{L}{B} \right), 0,035 \right) \quad (7.23)$$

Burada, B: temel genişliğini; L: temel uzunluğunu; Z_{liq} : sıvılaştırılabilir tabaka kalınlığını ve FS: deprem esnasında oluşan rezidüel zemin parametrelerine göre hesaplanan taşıma gücü güvenlik katsayısını temsil etmektedir. a_{max} : en yüksek deprem yer hareket ivmesini; T: deprem hakim periyodunu ve N: deprem eşdeğer çevrim sayısını belirtmekte olup; söz konusu değerler deprem kayıtları dikkate alınarak SeismoSignal programı yardımıyla elde edilmiştir. Yapılan hesaplamalar sonucunda II No'lu inceleme alanındaki yapılar için belirlenen oturma değerleri Çizelge 7.11'de verilmiştir.

Çizelge 7.11. Karamitros ve diğ. (2013) yöntemine göre elde edilen oturma değerleri

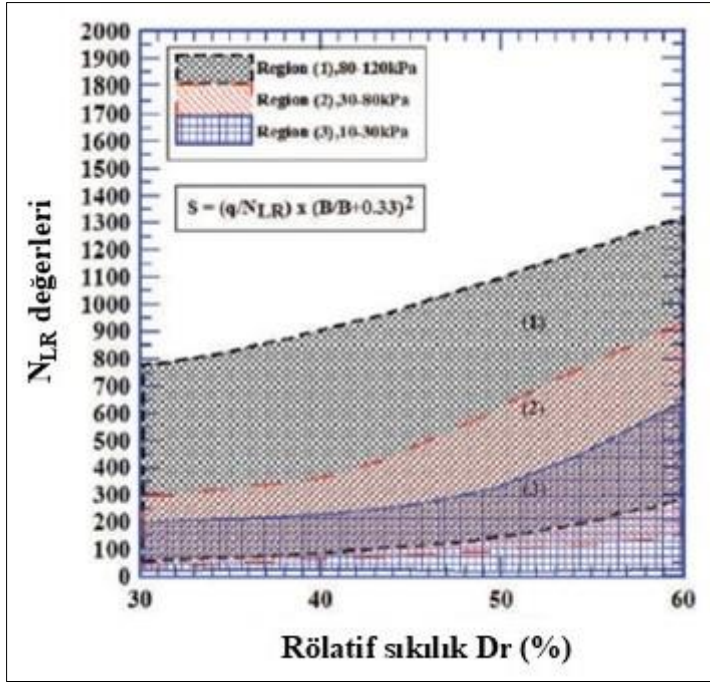
Blok	a_{max}^*	T*	N*	Z_{liq}	B	L	FS	c	Sett (cm)
A	0,23g	0,4	6,48	4,5	15,85	20,5	0,49	0,0094	2,91
B	0,23g	0,4	6,48	4,5	15,6	17,	0,98	0,0085	0,33
C	0,23g	0,4	6,48	4,5	10,0	11,00	0,95	0,0084	0,70
D	0,23g	0,4	6,48	4,5	8,0	26,0	0,82	0,0190	3,43
E	0,23g	0,4	6,48	4,5	12,0	12,8	1,21	0,008	0,25
F	0,23g	0,4	6,48	4,5	10,1	23,2	0,77	0,014	2,17
G	0,23g	0,4	6,48	4,5	7,1	18,0	0,91	0,0155	2,47
H	0,23g	0,4	6,48	4,5	12,5	16,4	0,91	0,0094	0,64
I	0,23g	0,4	6,48	4,5	9,6	13,1	1,44	0,0097	0,24
J	0,23g	0,4	6,48	4,5	10,3	12,25	1,45	0,0088	0,20
K	0,23g	0,4	6,48	4,5	10,3	27,8	0,79	0,016	2,27
CONST.	0,23g	0,4	6,48	4,5	21,0	34,2	1,72	0,0110	0,05

* a_{max} , T ve N değerleri ölçeklendirilmiş deprem verileri kullanılarak Çizelge 7.23'den alınmıştır.

Lu (2017), Meyerhof (1965) tarafından statik durum için geliştirilen oturma analiz yöntemini modifiye ederek, deprem durumunda meydana gelecek oturmaları hesaplamak için aşağıda verilen yaklaşımı geliştirmiştir.

$$S(m) = C_D \frac{q}{N_{LR}} \left(\frac{B}{B + 0,33} \right)^2, B > 1,2 m \quad (7.24)$$

Burada $C_D = (1 - D_f/4B)$ olmak üzere temel gömülme derinliği düzeltme faktörü; B: temel genişliği; N_{LR} : sıvılaştırılmış zeminlerin mukavemet özelliklerini temsil etmek amacıyla geliştirilen indeks olup Şekil 7.20 yardımıyla elde edilmiştir. Buna göre hesaplanan oturma değerleri Çizelge 7.12'de verilmiştir.



Şekil 7.20. Deprem özellikleri, rölatif sıklık ve yükleme koşullarına göre N_{LR} değerleri

Çizelge 7.12. Lu (2017) yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri

Blok	D _f	B	C _D =1-D _f /4B	q _{net} (kPa)	N _{LR}	S(m)	S(cm)
A	1,5	15,85	0,98	90	150	0,56	56,22
B	1,5	15,6	0,98	70	140	0,47	46,80
C	1,5	10,0	0,96	60	140	0,39	38,66
D	1,5	8,0	0,95	70	140	0,44	43,96
E	1,5	12,0	0,97	50	140	0,33	32,77
F	1,5	10,1	0,96	80	150	0,48	48,15
G	1,5	7,1	0,95	60	140	0,37	37,07
H	1,5	12,5	0,97	70	140	0,46	46,04
I	1,5	9,6	0,96	40	140	0,26	25,66
J	1,5	10,3	0,96	40	140	0,26	25,85
K	1,5	10,3	0,96	80	150	0,48	48,25
CONST.	1,5	21,0	0,98	50	140	0,34	34,00

Bray ve Macedo (2017), sığ temelli binalarda sıvılaşma kaynaklı oturmayı kontrol eden parametreleri belirlemek amacıyla doğrusal olmayan efektif gerilme altında tam birleşik zemin-yapı etkileşimi dinamik analizleri gerçekleştirmiştir. Bu çalışmada, sıvılaşma sonucu meydana gelen oturmanın başlıca mekanizmaları olarak kayma, hacimsel deformasyon ve zemin boşalım deformasyonları tanımlanmıştır. Dinamik analizlerin ve mevcut ampirik prosedürlerin, sıvılaşmaya bağlı oturmanın ilk iki mekanizmasını (kayma ve hacimsel deformasyon) doğru şekilde yakalayabildiği, ancak son mekanizmayı (tortu püskürmesinin gelişmesi nedeniyle oluşan zemin kaybı) tespit edemediği ifade edilmiştir. Çalışma, bu

bulgulara dayalı olarak, sıvılaşma kaynaklı bina oturmalarını tahmin edebilmek için basitleştirilmiş bir yöntem geliştirmiştir.

$$\begin{aligned} \ln(DS) = & c1 + 4,59 * \ln(Q) - 0,42 * \ln Q^2 + c2 * LBS + 0,58 \\ & * \ln\left(\operatorname{Tanh}\left(\frac{HL}{6}\right)\right) - 0,02 * B + 0,84 * \ln(CAV_{dp}) \\ & + 0,41 \ln Sa + \varepsilon \end{aligned} \quad (7.24)$$

$$LBS = \int W * \frac{\varepsilon_{shear}}{z} dz \quad (7.25)$$

LBS \leq 16 için $c_1 = -8.35$ ve $c_2 = 0.072$, aksi takdirde $c_1 = -7.48$ ve $c_2 = 0.014$ 'tür. Q kPa cinsinden temel altı gerilmeyi, B temel genişliğini (m), CAV_{dp} deprem büyüklüğünü tarif etmek amacıyla geliştirilmiş kümülatif mutlak hızı (g-s) temsil etmektedir. Buna göre, II No'lu inceleme alanındaki yapılar için elde edilen oturma değerleri Çizelge 7.13'de özetlenmektedir.

Çizelge 7.13. Bray ve Macedo (2017) yaklaşımına göre elde edilen oturma değerleri

Blok	B	Q	H _L	S _a *	CAV _{dp} *	LBS**	c1	c2	Ds (cm)
A	15,85	90	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	90,81
B	15,6	70	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	72,55
C	10,0	60	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	68,65
D	8,0	70	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	84,42
E	12,0	50	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	52,78
F	10,1	80	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	92,06
G	7,1	60	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	72,74
H	12,5	70	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	77,18
I	9,6	40	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	40,57
J	10,3	40	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	40,01
K	10,3	80	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	91,69
CONST	21,0	50	4,5	0,5	1,851	14,86	-8,35	0,072	44,11

* Sa ve CAV_{dp} değerleri ölçeklendirilmiş deprem verileri kullanılarak Çizelge 8.23'den alınmıştır.

** Serbest alan analizlerinde hesaplanan ve Çizelge 7.2'de verilen gerinim; ξ değerleri kullanılarak elde edilmiştir.

Literatürde tanımlanan sıvılaşma koşullarında yapı oturmalarının tahminine yönelik sonuçlar, II No'lu inceleme alanında ölçülen deplasman değerleriyle birlikte ele alınmış ve bu bulgular, bir sonraki bölümde sunulan sayısal analiz sonuçlarıyla karşılaştırılarak değerlendirilmiştir.

7.2.1. Sayısal analiz verileri

Bir önceki bölümde aktarılan sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yaklaşımlarının sayısal ortamda değerlendirilmesi amacıyla, sonlu elemanlar yöntemiyle analiz imkânı sağlayan Plaxis 2D programından yararlanılmıştır.

Modellemelerde sahanın yükleme öncesi ilk durumu, bina yüklemesi sonrası ve dinamik durum zemin koşulları ayrı ayrı tanımlanmıştır. Bunun için aşağıdaki modelleme sıralaması takip edilmiştir.

- İlk durum aşamasında, K_0 prosedürü uygulanarak başlangıç adımı oluşturulmuştur. Öncelikle kum ve kil zeminler için laboratuvar ve arazi incelemeleri çerçevesinde uygun geoteknik parametreler belirlenerek, başlangıç gerilme koşulu doğru şekilde tanımlanmaya çalışılmıştır. Bunun sağlanabilmesi amacıyla, kum birimler için Hardening Soil, kil birimler için ise Hardening Soil Small Strain bünye modelleri tercih edilmiştir. Kil birimlerde Hardening Soil Small Strain bünye modeli kullanılmasının sebebi, bu modelleme tipinin zamana bağlı olarak tekrarlı yükleme koşullarında sönmüleme uygulama özelliğine sahip olmasıdır. (Büyük ve diğ, 2024).
- İkinci durumda, yapı yükleri altında zeminlerin statik durum koşullarında modellemesi gerçekleştirilmiştir. Yapı modellemesi için doğrusal elastik modelleme yeterli bulunmuş ve tercih edilmiştir.
- Son olarak bölgeye ait deprem kaydı sisteme etkilmiştir. Bu aşamada kohezyonsuz birimlerin dinamik davranışı UBC3D-PLM bünye modeli ile oluşturulmuştur.

Yukarıda aktarılan ve sistem modellemesi için kullanılan bünye model özellikleri ilerleyen bölümlerde detaylı olarak aktarılmıştır.

Doğrusal Elastik modeli

İzotropik elastik Hooke kanunlarını esas alan malzeme modelidir. Gerçek zemin davranışının düşük deformasyonlarda dahi lineer olmayan plastik davranış sergilemesi sebebiyle doğrusal elastik model zemin özelliklerini temsil etme konusunda çoğu zaman yetersizdir. Genel olarak rijit yapıların modellenmesinde kullanılmaktadır (Plaxis, 2024). Çalışma kapsamında, sayısal analizlerde yer alan binaların modellemesi lineer elastik davranış ve temsili rijitlik kabulleri ile gerçekleştirilmiştir. Yapısal tanımlamada beton

sınıfının C25/30 olarak dikkate alındığı durum için modellemede kullanılan lineer elastik parametreler Çizelge 7.14’te verilmiştir.

Çizelge 7.14. Lineer elastik yapısal model parametreleri

Parametre	Birim	Değer
E: Elastisite Modülü	[MPa]	30.000
v: Poisson oranı	[-]	0,2

Hardening Soil (Pekleşen Zemin) modeli

Yükleme altında zemin davranışının, sayısal analizlerde yaygın olarak kullanılan doğrusal bünye modelleri ile tahmin edildiği kadar basit olmadığı bilinmektedir. Birçok durumda zemin davranışı hem elastik hem de plastik doğrusal olmayan özellikler sergiler ve deformasyonlar geri dönüşümsüz plastik gerilmeleri içerir. Yüklemeye geçmişine bağlı olarak, zemin sıkışma ve genişleme özelliği gösterebilmektedir. Bununla birlikte, gerilme seviyelerinin büyüklüğüne bağlı olarak rijitliği değişim göstermektedir. Zemin davranışının küçük gerinim aralığında gerçekten elastik olduğu kabul edilmekle birlikte, artan gerinim düzeyinde ise doğrusal olmayan bir gerilme-şekil değiştirme ilişkisi sergilediği bilinmektedir. Bununla birlikte, döngüsel gerilmeler altında, boşaltma koşullarında sertliği neredeyse tamamen geri kazanılabilir. Zemin davranışının kırılma öncesi doğrusal olmayan özelliklerinin ardından, doğrusal-elastik Mohr-Coulomb gibi modellerle yeniden üretilmeyen çok küçük kayma gerilmelerinden başlayarak güçlü bir rijitlik değişimi gözlenebilmektedir. Bu bağlamda, Hardening Soil plastisite teorisi çerçevesinde geliştirilmiş olan ileri düzey bir zemin modelidir (Plaxis, 2024).

Bu modelleme tipinde zeminin yüklemeye ve boşaltma durumundaki davranışını daha doğru bir şekilde yansıtabilmek amacıyla, hiperbolik modelde kullanılan tek rijitlik parametresinden farklı olarak üç farklı rijitlik parametresi kullanılmaktadır. Hardening Soil zemin modeli parametreleri Çizelge 7.15’de verilmiştir.

Çizelge 7.15. Hardening soil zemin modeli parametreleri (Plaxis, 2024)

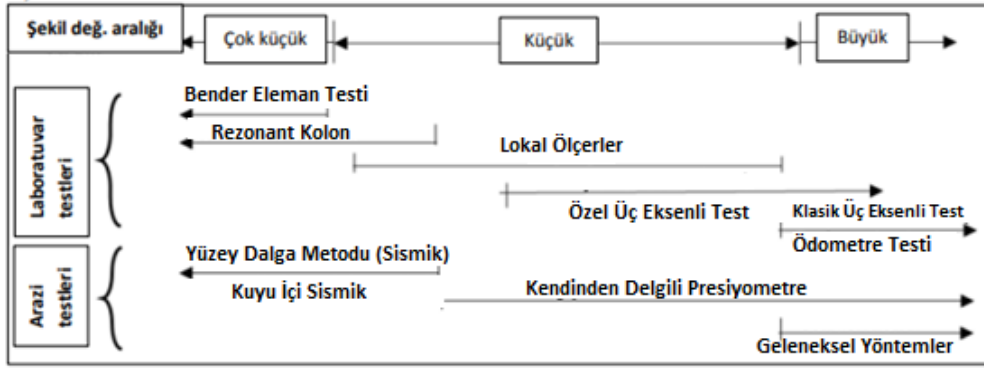
Parametreler ve açıklamaları		Birim
E_{50}	: Sekant rijitliği	[kN/m ²]
E_{oed}	: Birincil ödometri yüklemesi için tanjant rijitliği	[kN/m ²]
E_{ur}	: Elastik yükleme/boşaltma rijitliği	[kN/m ²]
m	: Üs değeri	[-]
İleri düzey parametreler		
p^{ref}	: Referans gerilme. $p^{ref}=100$ kPa olarak alınması önerilmektedir.	[kN/m ²]
K_o^{nc}	: Normal konsolidasyon katsayısı	[-]
R_f	: Göçme oranı. 0,90 alınması önerilmektedir.	[-]
ν_{ur}	: Poisson oranı. $\nu_{ur}=0.20$ alınması önerilmektedir.	[-]
$\sigma_{tension}$: Çekme gerilmesi ($\sigma_{tension}=0$ olarak dikkate alınmaktadır)	[kN/m ²]
$c_{increment}$: Derinlik ile kohezyon artışı. Genellikle $c_{increment}=0$ olarak alınmaktadır.	[kN/m ²]
c	: Kohezyon	[kN/m ²]
ϕ	: İçsel sürtünme açısı	[°]
Ψ	: Dilatasyon açısı	[°]

Hardening Soil bünye modelinde kullanılan E_{50} modülü, $p^{ref}=100$ kPa referans gerilme değerine karşılık gelen sekant rijitlik modülü olarak tanımlanmaktadır. Poulos (2006) bu değer başlangıç elastisite modülünün 0,30-0,40 katı olabileceğini belirtmektedir. Bununla birlikte, analizlerde Plaxis 2D programının üst sınır koşullarında dikkate alınarak kil birimler için bu değer 0,25 olarak dikkate alınmıştır.

Bu çalışma kapsamında dinamik yükleme koşullarının doğru modellenmesi amacıyla, zemin parametrelerinin başlangıç durumu düşük deformasyon genlikleri altında tanımlanmıştır. Elastisite ve kayma modüllerinin belirlenmesinde, sismik analiz girdilerine uygun olarak jeofizik deney sonuçları kullanılmıştır (Şekil 7.21). Bu bağlamda aşağıda verilmiş olan yaklaşımlardan faydalanılmıştır:

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} \quad (7.26)$$

$$E = G(3V_p^2 - 4V_s^2)/(V_p^2 - V_s^2) \text{ kg/cm}^2 \quad (7.27)$$



Şekil 7.21. Küçük şekil değiştirmelerin hesaplanma yöntemleri (Mair, 1993)

E_{ur} yük boşaltması sırasındaki rijitliği temsil etmektedir. Konsolidasyon deneylerindeki E_{ur}/E_{50} oranı ile c_r/c_c oranı eşit kabul edilebilir. Genellikle bu aralık $E_{ur}/E_{50}= 2-6$ arasında olmakla birlikte herhangi bir ilave veri olmaması durumunda Plaxis 2D programında standart olarak $E_{ur}= 3E_{50}$ şeklinde kabul edilmektedir (Plaxis, 2024).

Birincil ödometrik yükleme için tanjant rijitliği olarak tanımlanan E_{oed} değeri referans basınca (p_{ref}) bağlıdır. Bir noktadaki referans basıncından ödometrik deformasyon modülü belirlendikten sonra kalan değerler, Plaxis 2D tarafından hiperbolik modele göre tahmin edilmektedir. Yani artan yükleme ile birlikte program gerilme artışlarını dikkate alarak deformasyon modüllerini otomatik olarak hesaplamaktadır.

Hardening Soil Small Strain zemin modeli

Hardening Soil (HS) bünye modelinden farklı olarak Hardening Soil Small Strain (HSss) modelinde, küçük birim deformasyonlarda zeminin artan rijitliği dikkate alınmaktadır. HSss modellemesinde HS zemin parametrelerine ilave olarak Çizelge 7.17’de verilmiş olan, çok düşük şekil değiştirmeler için referans kayma modülü (G_o^{ref}) ve kayma deformasyonunun eşik değeri ($\gamma_{0.7}$) tanımlanmaktadır.

Çizelge 7.16. Hardening soil small strain zemin modeli parametreleri (Plaxis, 2024)

HS Modele Ek Parametreler	
Parametre	Birim
G_o^{ref}	[kN/m ²]
$\gamma_{0.7}$	[-]

Dinamik koşullar altında kayma deformasyonu eşik değeri ise aşağıda verilmiş olan Vardanega ve diğ. (2014) yaklaşımı kullanılarak elde edilmektedir:

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1 + \left(\frac{\gamma}{\gamma_{ref}}\right)^{0.94}} \quad (7.28)$$

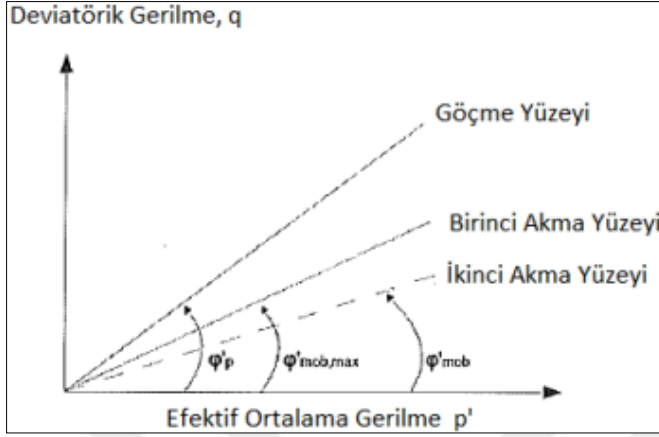
$$\gamma_{ref} = 3,7(I_p/1000) \quad (7.29)$$

UBC3D-PLM zemin modeli

UBC3D-PLM modeli, sismik yükleme altında kumların ve siltli kumların sıvılaşma davranışını benzeştirebilen elasto-plastik bir zemin modelidir (Tsegaye, 2010, Petalas ve Galavi, 2013). Analiz yöntemi, Puebla ve diğ. (1997) ve Beaty ve Byrne (1998) tarafından geliştirilen UBCSAND zemin modeline dayanmaktadır. UBCSAND, hiperbolik bir pekleşme kuralı ile klasik plastisite teorisinde formüle edilmiş 2D modeldir. UBCSAND ve UBC3D-PLM modeli arasındaki temel fark UBC3D-PLM modelinin 3D formülasyonlu olmasıdır.

UBC3D-PLM modeli zeminlerin döngüsel davranışını modellemek için birinci ve ikinci akma yüzeyleri olarak adlandırılan iki adet akma yüzeyi kullanmaktadır. Birinci akma yüzeyi, maksimum mobilize sürtünme açısına eşit olan mobilize sürtünme açısına her ulaşıldığında aktive olur ve izotropik pekleşmeyi temel alır. Bu durumda gerilme oranı yükleme tarihçesindeki en yüksek gerilme oranıdır. Basitleştirilmiş kinematik pekleşme ise mobilize sürtünme açısı maksimum sürtünme açısından daha küçük sürtünme açısına geldiğinde aktive olur. Bu yükleme tarihçesinde maksimum gerilme oranından daha düşük gerilme oranına sahip olduğu durumdur. Bu iki akma kuralı arasındaki ayrım ikincil akma yüzeyinde pekleşme kuralına sahip olabilmesi için yapılır. Akma yüzeylerinin her ikisinin de etkisini açıklamak için bir gerilme durumu izotropik akta göz önünde bulundurulur ve akma yüzeylerinin her ikisi de aynı pozisyonadadır. Şekil 7.22’de görüldüğü gibi birincil ve ikincil akma yüzeylerinin ikisi de izotropik gerilme durumundaki yüklemeye aynı pekleşme kuralına göre genişlemektedir. Eğer zemin yüklenmemişse, ikincil akma yüzeyi azalmakta ve zeminin davranışı elastik olmaktadır. Zeminin tekrar yüklenmesiyle ikincil akma yüzeyi aktive olmakta ve davranış yine elasto-plastik olmaktadır. Mobilize sürtünme açısı

maksimum mobilize sürtünme açısına ulaştığında, birincil akma yüzeyi tekrar aktif olur (Petalas ve Galavi, 2013).



Şekil 7.22. Akma yüzeyleri (Dülger, 2015)

UBC3D-PLM zemin modeli için gerekli parametreler Çizelge 7.17'de toplu olarak verilmiştir.

Çizelge 7.17. UBC3D-PLM zemin modeli parametreleri (Plaxis, 2024)

Parametre	Birim
Zemin rijitliği temel parametreleri	
k_B^{*c} : Elastik bulk modülü faktörü	[-]
k_G^{*c} : Elastik kayma modülü faktörü	[-]
k_G^{*p} : Plastik kayma modülü faktörü	[-]
m_e : Elastik bulk modülünün gerilime bağlı oranı	[-]
n_e : Elastik bulk modülünün gerilime bağlı oranı	[-]
n_p : Plastik kayma modülünün gerilmeye bağlı oranı	[-]
p_{ref} : Referans basınç	[Kn/m ²]
Dayanım parametreleri	
ϕ_{cv} : Sabit hacimli sürtünme açısı	[-]
ϕ_p : Pik sürtünme açısı	[-]
c : Kohezyon	[Kn/m ²]
σ_t : Gerilme kesme ve çekme dayanımı	[Kn/m ²]
Saha parametreleri	
$(N_1)_{60}$: Düzeltilmiş SPT darbe sayıları	[kN/m ²]
Gelişmiş parametreleri	
R_f : Yenilme faktörü	[-]
f_{dens} : Yoğunlaştırma (sıkılaştırma) faktörü	[-]
f_{Epost} : Sıvılaşma sonrası faktörü	[-]

Beaty ve Byrne (2011), UBCSAND 904aR modelinin ilk genel kalibrasyonu için normalleştirilmiş N_{SPT} değerine $(N_1)_{60}$ dayalı bir dizi denklem önermiştir. Makra (2013), önerilen denklemleri revize etmiş ve UBCSAND 2D formülasyonu ile Plaxis'te uygulanan

UBC3D-PLM modeli arasındaki farkları vurgulamıştır. Önerilen denklemler aşağıda verilmiştir.

$$k_G^{*e} = 21,7 \times 20 \times (N_1)_{60}^{0,3333} \quad (7.30)$$

$$k_B^{*e} = 0,7 \times k_G^{*e} \quad (7.31)$$

$$k_B^{*p} = k_G^{*e} \times (N_1)_{60}^2 \times 0,003 + 100 \quad (7.32)$$

İndeks parametreleri m_e , n_e ve n_p değerleri 0-1 aralığındadır. Önerilen varsayılan değerler $m_e = n_e = 0,5$ ve $n_p = 0,4$ 'tür. Alternatif olarak, Souliotis ve Gerolymos (2016) tarafından ifade edildiği gibi yukarıda belirtilen parametreleri kalibre etmek için rölatif sıklık korelasyonları da kullanılabilir.

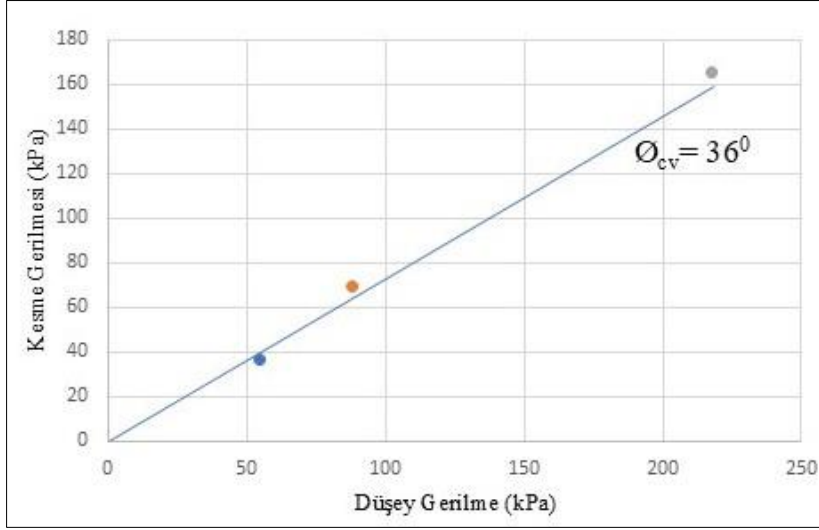
ϕ_{cv} , ϕ_p ve c doğrudan üç eksenli veya kesme kutusu deneylerinden türetilmektedir. Efektif kohezyon c' için varsayılan değer, ilgili ince bileşeni olmayan granüler zeminler için çoğu durumda olduğu gibi 0'dır. Pik sürtünme açısı ϕ_p SPT testinden şu şekilde hesaplanabilmektedir.

$$\phi_p = \phi_{cv} + \frac{(N_1)_{60}}{10} + \max\left(0; \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}\right) \quad (7.33)$$

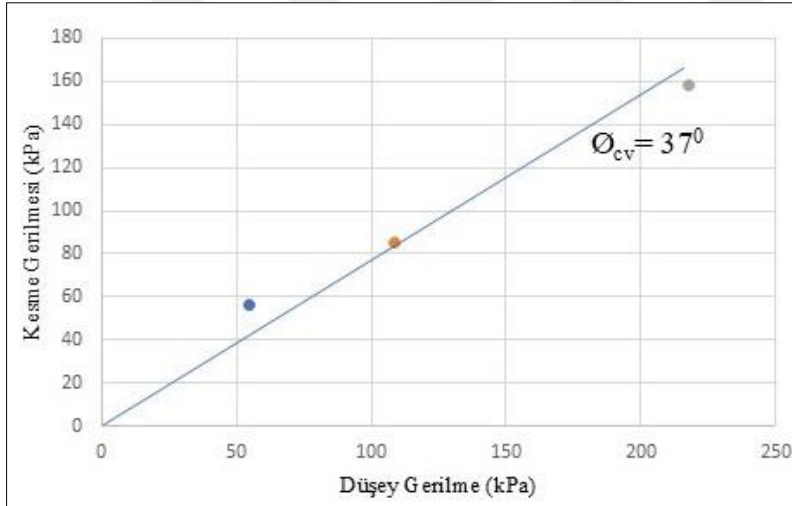
Sabit hacim sürtünme açısı ϕ_{cv} , literatürde mevcut olan korelasyonlardan biri kullanılarak doğrudan SPT testinden elde edilebilir (Bolton, 1986; Mayne ve diğ., 2001).

$$\phi_p = 20 + \sqrt{15,4 \times (N_1)_{60}} \quad (7.34)$$

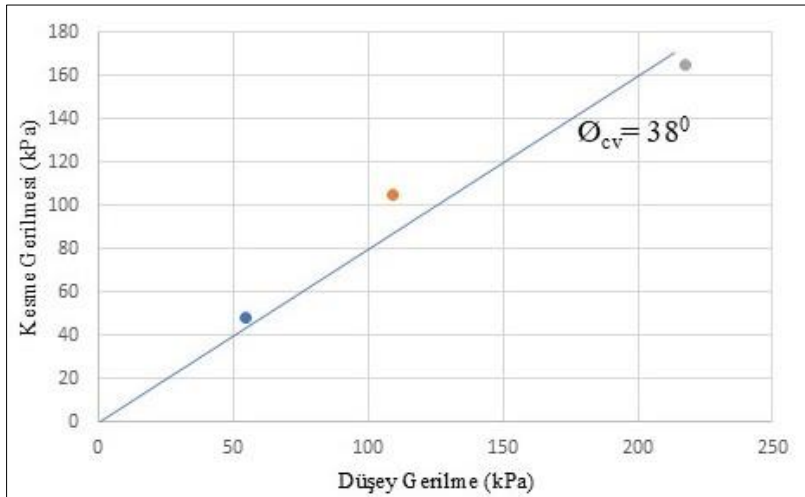
Bu çalışma kapsamında dikkate alınan sabit hacim sürtünme açıları için, doğrudan kesme laboratuvar deney sonuçları kullanılmıştır. Deney sonucunda belirlenen düşey gerilme-kayma gerilmesi grafikleri Şekil 7.23 ile Şekil 7.26 arasında verilmiştir.



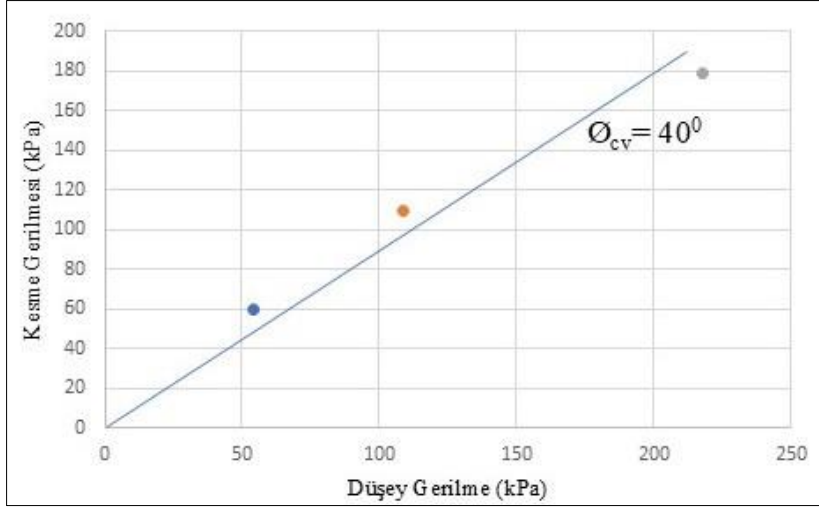
Şekil 7.23. İSK-2 Dr= %40 için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri



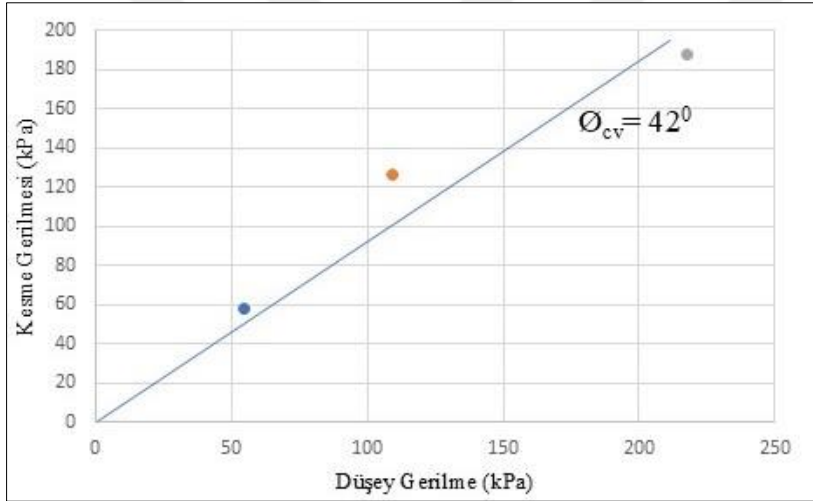
Şekil 7.24. İSK-2 Dr= %55 için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri



Şekil 7.25. İSK-2 Dr= %70 için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri



Şekil 7.26. İSK-2 Dr= %85 için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri



Şekil 7.27. İSK-2 Dr= %100 için doğrudan kesme deneyi ϕ_{cv} değeri

Yenilme oranı (R_f) için 0,99'dan küçük değerlerin seçilmesi gerekmele birlikte, Eşitlik 8.34'de verildiği üzere bu değişken SPT deneyinden de elde edilebilmektedir (Beaty ve Byrne, 2011).

$$R_f = 1.1 + (N_1)_{60}^{-0,15} < 0.99 \quad (7.35)$$

Plastik kayma modülü sıkı zeminlerin maksimum düzeltilmiş $(N_1)_{60}$ değerine göre sınırlandırılmaktadır. Çok sıkı zeminler için maksimum $(N_1)_{60}$ değeri 60 olarak tanımlanmaktadır (Petalas ve Galavi, 2012). Analizlerde kullanılan $(N_1)_{60}$ değerleri bu durum dikkate alınarak sınırlandırılmıştır.














Pekleştirme faktörü (f_{dens}), değerinin 0-1 arasında olduğu varsayılmakta olup, sıvılaşma tetiklemesini önemli ölçüde etkilememesi sebebiyle $f_{dens}= 1$ olarak dikkate alınması uygun görülmektedir. (Petalas ve Galavi, 2012).

Sıvılaşma sonrası davranışı modellemek için tanımlanan f_{Epost} değerinin 0,2-1,0 aralığında seçilmesi tavsiye edilmektedir. Petalas ve Galavi (2012) bu parametrenin birden küçük olduğu durumda zeminin sıvılaşma sonrası davranışının yaklaşık olarak belirlenebildiğini belirtmektedir. Sıvılaşmış durumdaki zeminlerde plastik kayma modülünün çok daha düşük olduğu, saha verileriyle uyumlu olarak gösterilmektedir. Faktörün bire eşit olması durumunda ise, birincil yüklemde kullanılan plastik modül aynı kalmaktadır. Sıvılaşma sonrası durumda faktörün etkisinin henüz doğrulanmadığı ve sınır değer problemlerinde değil de sadece test verileri ile kullanılması tavsiye edildiğinden, bu çalışma kapsamında genel $f_{Epost}= 1$ olarak dikkate alınmıştır.

Bununla birlikte, grup yapı yerleşimine göre yapılan sayısal analiz sonuçları ile saha gözlemlerinin karşılaştırılabilmesi amacıyla, Model 1 analizleri $f_{Epost}= 0,2$ ve $f_{Epost}= 0,6$ değerleriyle de gerçekteştirilmiştir. Elde edilen sonuçların detaylı değerlendirmesi ilerleyen bölümlerde sunulmuştur.

Yukarıda bahsedilen bünye modellemeleri için kullanılan yaklaşımlara ek olarak, arazi ve laboratuvar deneyleriyle elde edilen verilere dayalı olarak belirlenen ve Plaxis 2D analizlerinde dikkate alınan girdi verileri, Çizelge 7.19'da topluca sunulmuştur.

Çizelge 7.18. Plaxis 2D analizlerinde kullanılan parametreler

Identif ication	Dolgu (HS)	SC-1 (HS)	SC-2 (HS)	SC-3 (HS)	SC-4 (HS)	SC-5 (HS)	SC-6 (HS)	SC-7 (HS)	SC-8 (HS)	SC-9 (HS)	SC-10 (HS)	CL-1 (HS)	CL-2 (HS)
Draina ge type	Drained	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undrained (A)	Undr ained (B)	Undr ained (B)
Colour													
γ unsat (kN/m ³)	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0	18,0
γ sat (kN/m ³)	18,0	18,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0	19,0
Dilatan cy cut-	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No	No
e init	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
e min	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0
e max	999	999	999	999	999	999	999	999	999	999	999	999	999
Raylei gh α	0,6010	0,6010	0,6059	0,6059	0,6059	0,6084	0,6119	0,6119	0,6119	0,6119	0,6137	0,60 37	0,61 19
Raylei gh β	0,6920E-3	0,6920E-3	0,5684E-3	0,5684E-3	0,5684E-3	0,5053E-3	0,4152E-3	0,4152E-3	0,4152E-3	0,4152E-3	0,3701E-3	0,62 41E-	0,41 52E-
E50 ^{ref} (kN/m ²)	39,74E3	39,74E3	45,09E3	45,09E3	60,12E3	76,94E3	116,9E3	116,9E3	116,9E3	116,9E3	147,2E3	30,88 E3	73,07 E3
Eoed ^{ref} (kN/m ²)	39,74E3	39,74E3	45,09E3	45,09E3	60,12E3	76,94E3	116,9E3	116,9E3	116,9E3	116,9E3	147,2E3	30,88 E3	73,07 E3
Eur ^{ref} (kN/m ²)	119,2E3	119,2E3	135,3E3	135,3E3	180,4E3	230,8E3	350,8E3	350,8E3	350,8E3	350,8E3	441,5E3	92,63 E3	219,2 E3
c _{ref}	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0	11,0	66,0
ϕ (phi)	32,0	37,0	35,0	36,0	38,0	39,0	42,0	38,0	42,0	37,0	42,0	0,0	0,0
ψ (psi)	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
ν _{ur}	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20	0,20
p _{ref} (kN/m ²)	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100
K ₀ ^{nc}	0,4701	0,3982	0,4264	0,4122	0,3843	0,3707	0,3309	0,3843	0,3309	0,3982	0,3309	1,000	1,000
R _f	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90	0,90
γ 0.7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	0,361 0E-3	0,316 0E-3
G ₀ ^{ref}	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	41,31 E3	98,15 E3

Rayleigh sönüm oranları

Dinamik analizlerde, zeminin viskoz özellikleri, sürtünme ve plastik şekil değişiklikleri nedeniyle doğal bir sönüm oluşmaktadır. Ancak, bu kendiliğinden oluşan sönüm miktarı, zeminde gözlenen mevcut sönümden daha düşüktür. Zemin içindeki sönüm etkilerini gerçekçi bir şekilde modellemek amacıyla, ek bir sönüm etkisi uygulanması gerekmektedir (Demir ve Özener, 2019). Uygulanan sönüm değeri, Rayleigh katsayıları kullanılarak aşağıdaki denklemle belirlenmiştir.

$$[C] = \alpha [M] + \beta [K] \quad (7.36)$$

Burada $[C]$: sönüm değerini; α ve β Rayleigh sönüm katsayılarını; $[M]$: zemin kütle matrisini; $[K]$: rijitlik matrisini temsil etmektedir.

Plaxis 2D analizlerinde sönümlenme etkisini dikkate alabilmek için Hedef 1 ve Hedef 2 olarak adlandırılan iki frekans değişkeni kullanılmaktadır. Hedef 1, analizlerde yer alan zemin tabakalarının doğal frekansını ifade etmektedir. Hedef 2 ise, zemin doğal frekansının deprem hareketinin frekansı ile oranını temsil etmektedir. Hedef 2 sonucunda elde edilen frekans değeri, en yakın tek tam sayıya yuvarlanarak hesaplamalarda kullanılmaktadır (Demir ve Özener, 2019).

α ve β Rayleigh sönüm katsayıları aşağıda verilmiş olan yaklaşımlar kullanılarak elde edilmiştir:

$$\alpha = \xi \frac{2(w_i w_j)}{(w_i + w_j)} \quad (7.37)$$

$$\beta = \xi \frac{2}{(w_i + w_j)} \quad (7.38)$$

$$w_i = 2\pi f_1 \quad (7.39)$$

$$w_{ij} = 2\pi f_2 \quad (7.40)$$

Burada; ξ : sönüm oranını, w_i ve w_j : açısal frekansları, f_1 : zemin doğal frekansını ve f_2 : deprem hâkim frekansının (f) f_1 'e oranını temsil etmektedir. ξ oranının kaya için %2, zeminler için %5 olarak alınması önerildiğinden, mevcut çalışma kapsamında %5 olarak

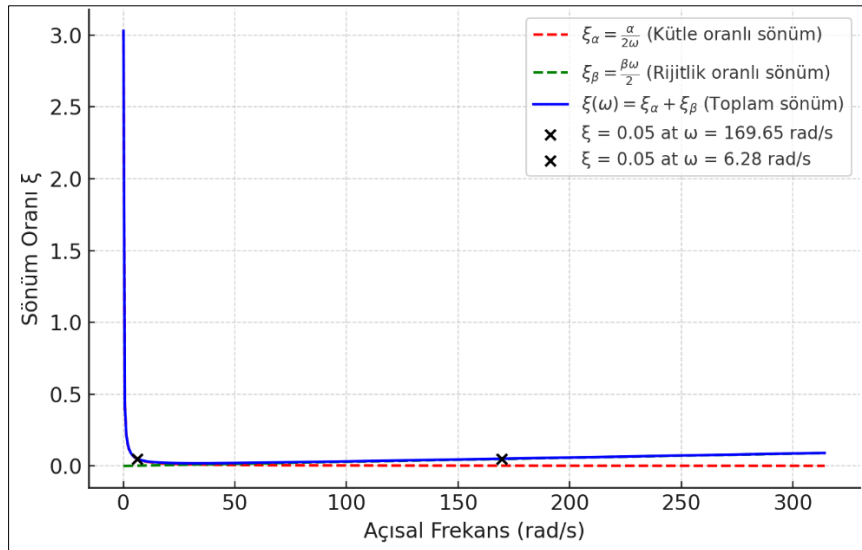
dikkate alınmıştır. Zemin doğal frekansları; $f_1=V_s/4H$ yaklaşımı kullanılarak her tabaka için ayrı ayrı hesaplanmıştır. V_s hızları için ise jeofizik deney sonuçları kullanılmıştır.

Deprem hâkim frekansı, ilerleyen bölümlerde verilecek olan deprem kayıtlarından elde edilmiş olan Fourier Tepki Spektrumu kullanılarak belirlenmiştir. Bu değer analizlerde 0,63 Hz olarak dikkate alınmıştır. Buna göre elde edilen sönüm parametreleri modellemede dikkate alınan birimler için Çizelge 7.20’de görülmektedir.

Çizelge 7.19. Analizlerde dikkate alınan sönüm parametreleri

Birim	Derinlik (m)	Tabaka Kalınlığı (m)	V_s (m/s)	f_1 (Hz)	f (Hz)	f_2 (Hz)	ξ (%)	w_1	w_2	α	β
Dolgu	1,5	1,5	132	22	0,63	1	5	138,16	6,28	0,6007	0,0007
SC1	3,0	1,5	132	22		1		138,16	6,28	0,6007	0,0007
CL1	4,5	1,5	147	25		1		153,86	6,28	0,6007	0,0006
SC2	6,0	1,5	162	27		1		169,65	6,28	0,6056	0,0006
SC3	7,5	1,5	162	27		1		169,65	6,28	0,6056	0,0006
SC4	9,0	1,5	162	27		1		169,65	6,28	0,6056	0,0006
SC5	10,5	1,5	183	31		1		191,54	6,28	0,6081	0,0005
SC6	12,0	1,5	224	37		1		234,45	6,28	0,6116	0,0004
CL2	13,5	1,5	224	37		1		234,45	6,28	0,6116	0,0004
SC7	15,0	1,5	224	37		1		234,45	6,28	0,6116	0,0004
SC8	16,5	1,5	224	37	1	234,45	6,28	0,6116	0,0004		
SC9	18,0	1,5	224	37	1	234,45	6,28	0,6116	0,0004		
SC10	20,0	1,5	252	42	1	263,76	6,28	0,6134	0,0004		

Şekil 7.28 SC-2 tabakası için Rayleigh sönüm oranlarının açısal frekansa göre değişimini göstermektedir.

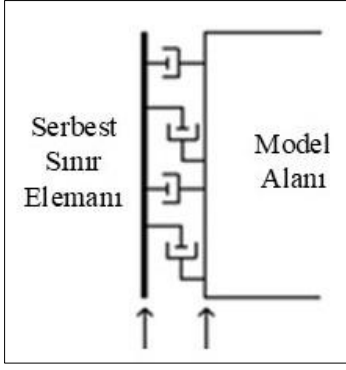


Şekil 7.28. SC-2 tabakası için Rayleigh sönüm oranlarının açısal frekansa göre değişimi

Dinamik sınır şartları

Dinamik hesaplamalar için, ortamın uzak alan davranışını temsil etmek amacıyla standart sabitliklerden farklı sınır koşulları gereklidir. Gerçek bir geometri modeli oluştururken sonlu bir alana indirgenmesi gereken sonsuz bir alan karakterize edilmelidir. Uygun sınır koşullarının seçilmesi doğrultusunda, dinamik yüklemenin neden olduğu gerilme artışları absorbe edilerek ve zemin bünyesindeki sahte dalga yansımaları önlenerek uzak alan davranışı simüle edebilmektedir. Plaxis 2D, otomatik olarak viskoz sınırlar kullanma seçeneği sunar ancak diğer seçenekler de mevcuttur (Plaxis, 2024).

- *None*: Bu sınır koşulunda sadece standart sabitlemeler uygulanmaktadır. Deprem analizinde bu seçenek, geometri modelinin tabanında, örneğin sert bir ana kaya üzerindeki yumuşak bir zemin tabakası gibi çok yüksek empedans kontrastına sahip iki katmanın sınırını simüle etmek için bir çizgi öngörülen yer değiştirme ile birlikte kullanılmaktadır. Derinlemesine yayılan dalgaların tam olarak yansıtılmasıyla sonuçlanmaktadır.
- *Viskoz sınır koşulları*: Lysmer ve Kuhlmeyer (1969) tarafından geliştirilen model dinamik yük kaynağının ağın içinde olduğu problemler için uygundur. Viskoz sınırlar giden dalga enerjisini absorbe etmekle birlikte, yapısal elemanlardan gelen ek kuvvetleri dikkate almaz. Bu nedenle viskoz sınırları kullanırken, yapısal elemanlar kullanılması uygun görülmez.
- *Serbest saha sınırları (Free field)*: Serbest alan sınır koşulu sadece yanal sınırlar (yani x_{min} ve x_{max}) için mevcuttur ve sınırda minimum yansıma ile dalgaların uzak alana yayılmasını simüle etmektedir. Serbest alan hareketi, eşdeğer normal ve kesme kuvvetleri uygulanarak serbest alan elemanlarından ana alana aktarılmaktadır. İç yapılardan yansıyan dalgaları absorbe etmek için yanal sınırın her bir düğümüne normal ve kesme yönünde iki çizgi noktası eklenir (Şekil 7.29).



Şekil 7.29. Deprem sırasında araziden uzak davranışı dikkate alan serbest alan sınır koşulları

Serbest alan sınırları, sıvılaşmaya karşı hassas olup sıvılaşma anında sınırda yeterli direnç sağlanamayacaktır. Bu durum, sayısal yakınsama sürecinde bazı zorluklara yol açabilmektedir. Sınırdaki sıvılaşma oluşumunu engellemek için, serbest alan elemanlarına bağlı zemin elemanlarında drenajlı davranışın dikkate alınması uygun olacaktır. Serbest drenaj koşulları altında ilave boşluk basıncının oluşumunu engellenmektedir.

- *Uyumlu taban (Compliant base)*: Sınır koşulu sadece modelin tabanı (y_{min}) için mevcuttur ve alt sınırdaki minimum yansıma ile dalgaların yayılmasını simüle etmektedir. Öngörülen yer değiştirme ve viskoz sınır kombinasyonudur. Deprem analizinde bu seçenek, model taban sınırının yüksek kayma dalgası hızına sahip homojen bir zemin veya ana kaya tabakası içinde olduğu dinamik zemin-yapı etkileşimi analizinin yanı sıra saha tepki analizi için de kullanılabilir.
- *Bağlı serbestlik dereceleri (Tied)*: Bağlı serbestlik dereceleri yalnızca yanal sınırlar (yani x_{min} ve x_{max}) için kullanılmaktadır. Bu seçenek, sol ve sağ model sınırlarında aynı yükseklikteki düğümlerin serbestlik derecelerini bağlamakta olup, böylece hem dinamik hem de konsolidasyonlu dinamik analiz türlerinde aynı dikey ve yatay yer değiştirme ile karakterize edilmektedir. Bu tür bir sınır koşulu, tek boyutlu dalga yayılımı durumunda etkili bir şekilde çalışmakla birlikte, iç kaynaklardan (yükler, yapılar veya kazılardan) yayılan dalgaların absorbe edilmesini sağlamaz. Sınırlarda meydana gelen dalga yansımaları, bu sınır koşulunun sınırlamalarından biri olarak karşımıza çıkmaktadır. Bununla birlikte, iç kaynaklardan yayılan dalgaların zemin içinde sönümlenmesi nedeniyle, yüksek sönüm oranına sahip zeminlerde makul bir doğrulukla kullanılabilir.

Yukarıdaki açıklamalar çerçevesinde bu çalışma kapsamında seçilen sınır koşulları ve serbestlik dereceleri, analiz aşamaları için Çizelge 7.21’de ayrı ayrı verilmiştir.

Çizelge 7.20. Analizlerde kullanılan sınır koşulları ve serbestlik dereceleri

Aşama	Analiz Tipi	Yanal _{min} Serbestlik Dercesi	Yanal _{mak} Serbestlik Dercesi	Yanal Sınır Koşulu	Düşey _{min} Serbestlik Dercesi	Düşey _{mak} Serbestlik Dercesi	Düşey Sınır Koşulu
Initial	İlk Hal	Normally fixed	Normally fixed	Viscous	Fully fixed	Free	None
Phase1	Statik	Horizontally fixed	Horizontally fixed	Viscous	Fully fixed	Free	None
Phase2	Dinamik	Free	Free	Tied	Compliant	None	None
Phase3	Statik	Horizontally fixed	Horizontally fixed	Viscous	Fully fixed	Free	None
Phase4	Dinamik	Free	Free	Tied	Compliant	None	None

Yapı yük analizleri

Yapı modellemesinde kullanılan statik gerilmelerin hesaplanmasında betonarme sistem zati ağırlığına ek olarak Çizelge 7.22’de verilmiş olan kaplama ağırlıkları dikkate alınmıştır.

Çizelge 7.21. Modellemelerde kullanılan zati ve kaplama gerilme değerleri

Betonarme Zati Gerilmesi			
Malzeme	Kalınlık (m)	Yoğunluk (kN/m ³)	Tasarım Gerilmesi (kPa)
Döşeme	0,12	25	3,0
Temel	0,50	25	12,5
Karo Döşeme Kaplama Gerilmesi			
Malzeme	Kalınlık (m)	Yoğunluk (kN/m ³)	Tasarım Gerilmesi (kPa)
Kaplama	0,03	22	0,66
Şap	0,025	20	0,50
Tesviye betonu	0,03	22	0,66
Toplam			1,82
Teras Çatı Kaplama Gerilmesi			
Malzeme	Kalınlık (m)	Yoğunluk (kN/m ³)	Tasarım Gerilmesi (kPa)
Kaplama	0,030	28	0,84
Şap	0,025	20	0,50
Tesviye betonu	0,040	22	0,88
Eğim Betonu			2,50
Toplam			4,72

Yukarıda verilen statik gerilmelere ilave olarak sistem üzerine etkitilen hareketli gerilmeler TS-498 Standardına uygun olarak seçilmiştir. İlgili standarda ait gerilme koşulları Çizelge 23’de özetlenmiştir.

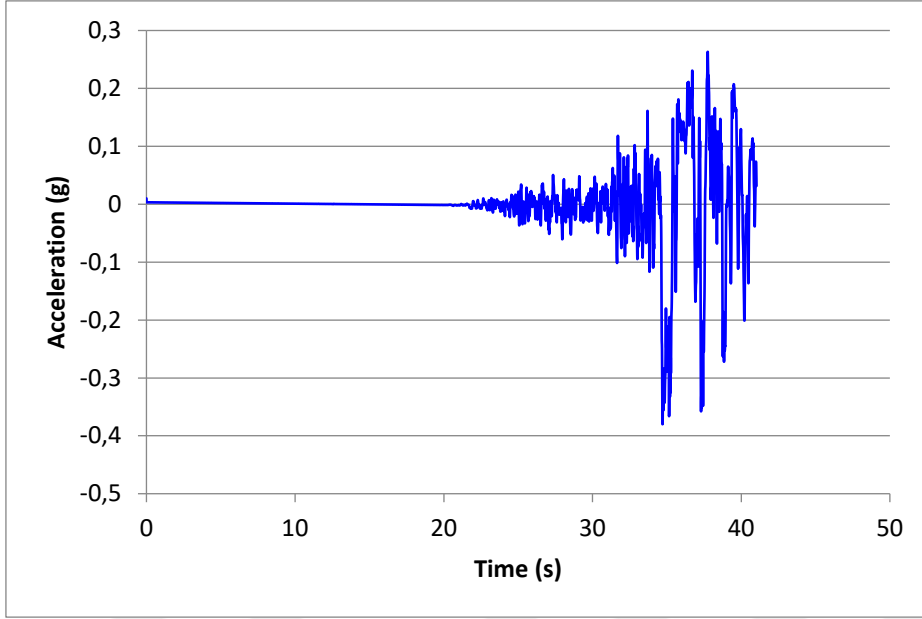
Çizelge 7.22. Analizlerde dikkate alınan hareketli yük değerleri (TS-498)

Kullanım Şekli	Hesap Değeri (kPa)
Konut oda ve koridorları	2,0
Konut merdivenleri	3,5
Konut çatı (ikinci derece kar bölgesi)	1,5

Verilen yükleme koşulları dikkate alındığında, normal katlar için zati ve kaplama gerilmeleri toplamı 4,82 kPa olarak hesaplanmıştır. Hareketli gerilmeler eklendiğinde ise, bu değer 6,82 kPa değerine ulaşmaktadır. Merdivenler için ölü ve hareketli gerilme toplamı 8,32 kPa, çatı katı içinse 9,22 kPa olarak belirlenmiştir. Bu gerilme değerleri göz önünde bulundurularak, analizlerde her bir kat için yük değeri 10,00 kPa olarak kabul edilmiştir. Temel kalınlıkları, kaplama ağırlıkları ve hareketli gerilmeler dikkate alındığında, temel için gerilme değeri 20,0 kPa olarak seçilmiştir. Bu yükleme değerlerinin, Büyük ve diğ. (2024)’nin önerdiği yapı ağırlığına yakın olduğu ve söz konusu çalışmada her bir döşeme için 10,0 kPa, temel için ise 16,0 kPa gerilme değeri alındığı, ayrıca Kassas ve diğ. (2021) çalışmasında her bina için kat başına ortalama 10,0 kPa ile 12,5 kPa arasında ilave temel basıncı alındığı göz önüne alındığında, literatürdeki varsayımlar ile paralel olduğu görülmektedir.

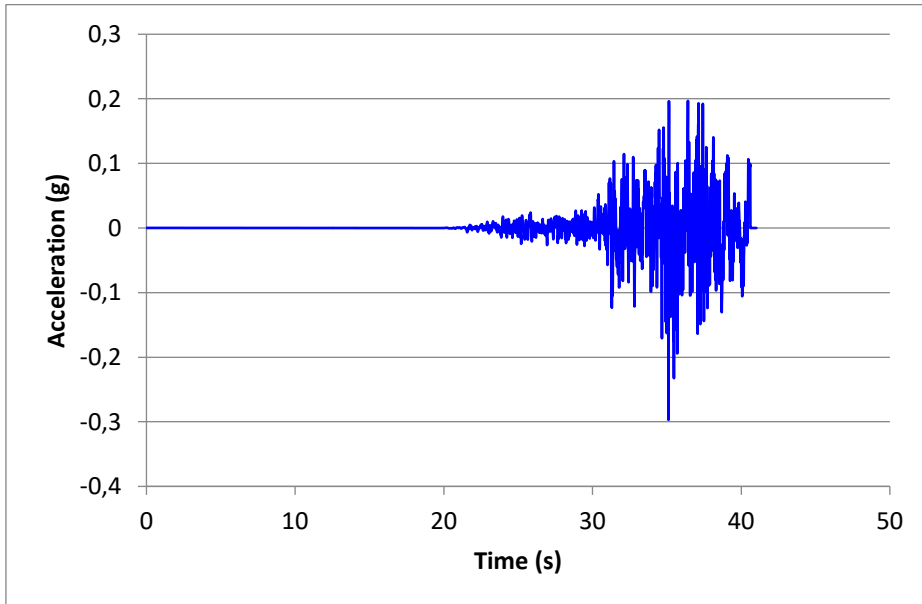
Analizlerde kullanılan deprem verileri

Önceki bölümlerde bahsedildiği üzere, Kahramanmaraş Pazarcık ve Elbistan depremleri sırasında Gölbaşı ilçesinde bulunan istasyondan sürekli kayıt elde edilememiştir. Pazarcık depremi esnasında elde edilen tamamlanmamış ivme kaydı Şekil 7.29’da görülmektedir.



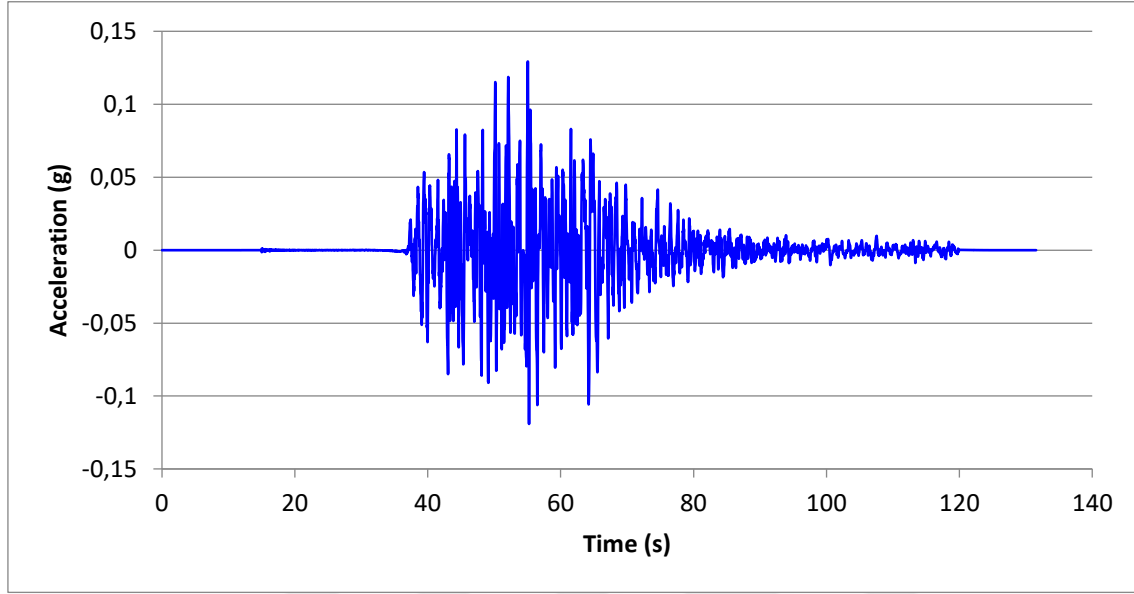
Şekil 7.29. Pazarlık depremi esnasında Gölbaşı Deprem Kayıt İstasyonu ivme-zaman verileri

Bu bölgeye en yakın istasyon olan Adıyaman Tut ilçesinde ise, Pazarlık depremi esnasında elde edilen kayıtların depremin 42. saniyesine kadar mevcut olduğu görülmektedir (Şekil 7.30).



Şekil 7.30. Pazarlık depremi esnasında Adıyaman Tut Deprem Kayıt İstasyonu ivme-zaman verileri

Kahramanmaraş Elbistan merkez üslü yerel saatle 13:24'de meydana gelen depremde Adıyaman ili Tut ilçesi istasyonundan elde edilen kesintisiz deprem kaydı Şekil 7.31'de görülmektedir.



Şekil 7.31. Elbistan depremi esnasında Adıyaman Tut Deprem Kayıt İstasyonu ivme-zaman verileri

Her iki depremin Adıyaman Gölbaşı ilçesinde oluşturduğu en yüksek yer ivme değerleri, tahmin modeli ve deprem verileri kullanılarak oluşturulan McGuire (1974) ve Katayama (1982) yaklaşımları ile incelenmiştir. Her iki yöntemle ait formülasyonlar aşağıda verilmektedir.

$$\text{Log}A = 2.674 + 0.278M_w - 1.301\text{Log}(R+25) \quad (\text{McGuire, 1974}) \quad (7.41)$$

$$\text{Log}A = 2.308 + 0.411M_w - 1.637\text{Log}(R+30) \quad (\text{Katayama, 1982}) \quad (7.42)$$

Burada A: en büyük yer ivmesini (cm/s^2), M: deprem büyük büyüklüğünü ve R: inceleme alanının deprem merkezine uzaklığını göstermektedir.

Resim 7.6'da Gölbaşı İlçesinde bulunan inceleme alanının ve Adıyaman Tut İstasyonu'nun Kahramanmaraş Pazarcık ve Elbistan deprem odaklarına olan mesafeleri görülmektedir. Bu veriler ve yukarıda verilmiş olan yaklaşımlar kullanılarak, her iki depremin inceleme alanında oluşturduğu en büyük yer ivmesi tahmini değerleri Çizelge 7.23'de verilmiştir.

Çizelge 7.23. Kahramanmaraş Pazarcık ve Elbistan Depremlerinin Adıyaman Gölbaşı ilçesinde oluşturduğu en yüksek ivme değerleri

Deprem Merkez Üssü	Deprem Büyüklüğü M_w	Odak Uzaklığı R (km)	PGA (cm^2/s)	
			McGuire	Katayama
Pazarcık	7,7	77	159	141
Elbistan	7,6	47	235	221



Resim 7.6. Gölbaşı inceleme alanı ile Tut Deprem İstasyonunun deprem merkez üslerine göre konumları

Basitleştirilmiş tek boyutlu eşdeğer doğrusal saha tepki çalışmaları neticesinde inceleme alanında oluşan en yüksek yer ivmesinin Elbistan kaynaklı depremde elde edildiği görülmektedir. Bu durum göz önüne alınarak, Adıyaman Tut İstasyon kayıtları ve aşağıda verilen Boore ve diğ. (1997) deterministik yaklaşımı kullanılarak deprem kayıtları ölçeklendirilmiştir.

$$\ln PGA = b_1 + b_2(M_w - 6) + b_3(M_w - 6)^2 + b_5 \ln R + b_v \ln \frac{V_s}{V_A} \quad (7.43)$$

Burada, $b_1 = -0,313$; $b_2 = 0,527$; $b_3 = 0,000$; $b_5 = -0,778$; $b_v = -0,371$; $V_A = 1396 \text{ m/s}$; V_s : 30m derinliğe kadar ortalama kayma dalgası hızı olarak tanımlanmıştır. Bu değerler, en yüksek yatay yer ivmesinin elde edilebilmesi için periyodun sıfır değerine göre belirlenmektedir.

Elbistan depremi esnasında Adıyaman Tut İstasyonunda elde edilen en büyük yer ivmesi değeri kuzey-güney doğrultusunda 127 cm/s^2 olarak ölçülmüştür. AFAD-TADAS istasyon verilerinde Tut İstasyonuna ait V_{s30} hızı 448 m/s olarak tanımlanmaktadır. Bununla birlikte, söz konusu istasyonun deprem odak noktasına uzaklığının 69 km olduğu görülmektedir.

İnceleme alanına ait $V_{s30} = 216$ m/s ve deprem kaynağına uzaklığın 47 km olduğu göz önüne alınarak, Boore ve diğ. (1997) yöntemine göre yapılan geri analiz sonuçları aşağıda özetlenmiştir.

$$\ln \frac{PGA_{GÖLBAŞI}}{PGA_{TUT}} = (-1,77832 + 2,34479)$$

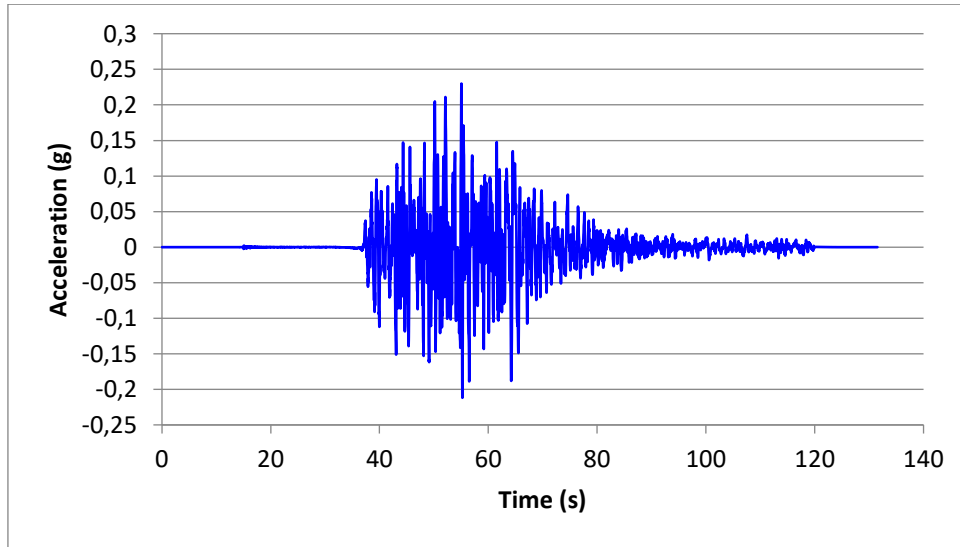
$$\frac{PGA_{GÖLBAŞI}}{PGA_{TUT}} = 1,762$$

$$PGA_{GÖLBAŞI} = 126,619 * 1,762$$

$$PGA_{GÖLBAŞI} = 223,10 \text{ cm/s}^2$$

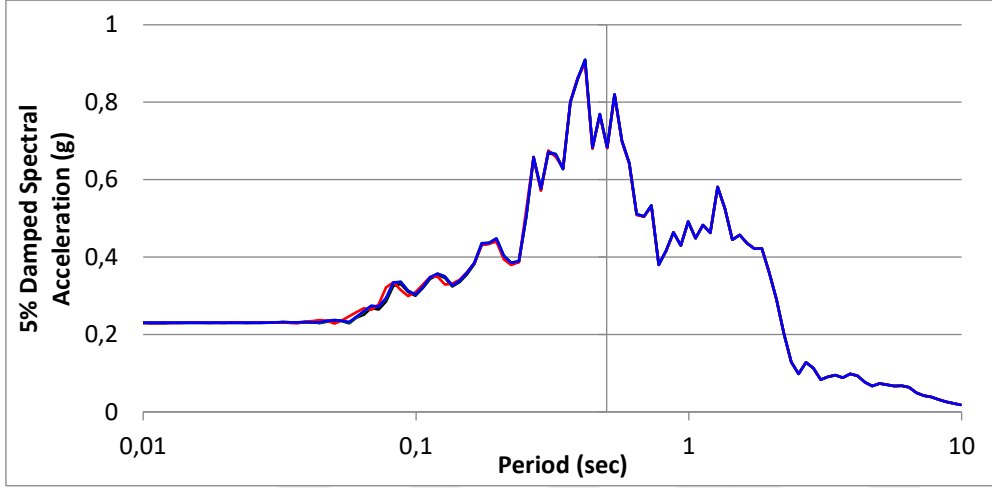
Elde edilen değer, McGuire (1974) ve Katayama (1982) sonuçlarıyla uyumlu olduğu ve ayrıca USGS (2023) tarafından Harita 3.2'de bölge için öngörülen tahminlerle de örtüştüğü görülmektedir.

Kahramanmaraş Elbistan depremi için deterministik yaklaşımlar yardımıyla Gölbaşı ilçesi için tahmin edilen en yüksek yatay yer ivmesi ile Adıyaman Tut deprem kayıt verileri kullanılarak, tek boyutlu saha tepki analizi DeepSoil Version 7.1 programı yardımıyla Adıyaman Gölbaşı ilçesine ait deprem kaydı ölçeklendirilmiştir. İlgili analizlerde kullanılan ivme-zaman grafiği Şekil 7.32'de görülmektedir.

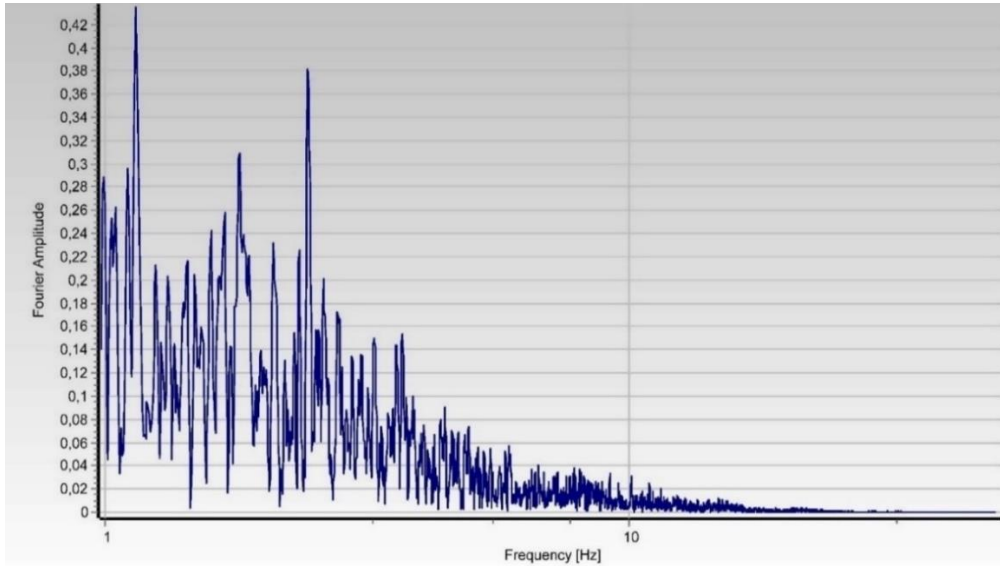


Şekil 7.32. Adıyaman Gölbaşı ilçesi için ölçeklendirilmiş Kahramanmaraş Elbistan deprem kaydı

Şekil 7.32’de verilmiş olan deprem kaydı kullanılarak %5 sönüm oranına göre elde edilmiş olan Spektral İvme (g)-periyot grafiği Şekil 7.33’de verilmiştir. Bununla birlikte, Fourier Genlik-frekans (Hz) grafiği Şekil 7.34’te gösterilmekte olup, bu veriler yardımıyla elde edilen ve çalışmanın ilgili bölümlerinde dikkate alınan parametreler, Çizelge 7.24’te toplu halde sunulmuştur.



Şekil 7.33. %5 sönüm oranına göre spektral ivme-periyot grafiği



Şekil 7.34. Fourier genliği-frekans grafiği

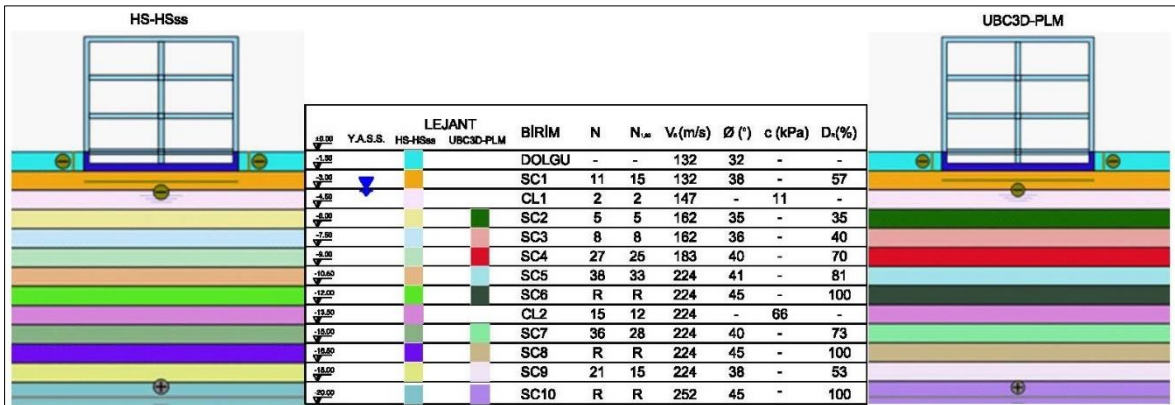
Çizelge 7.24. Analizlerde kullanılan başlıca deprem verileri

Hakim Periyot T (s)	Hakim frekans f (Hz)	V_{max} (m/s)	En yüksek yatay deplasman (cm)	PGA_{max} (g)	CAV (g*s)	Sa1	Eş değer Çevrim Sayısı N
0,40	0,63	0,359	16,48	0,23	1,851	0,489	6,48

Sayısal analiz modelleme bilgileri

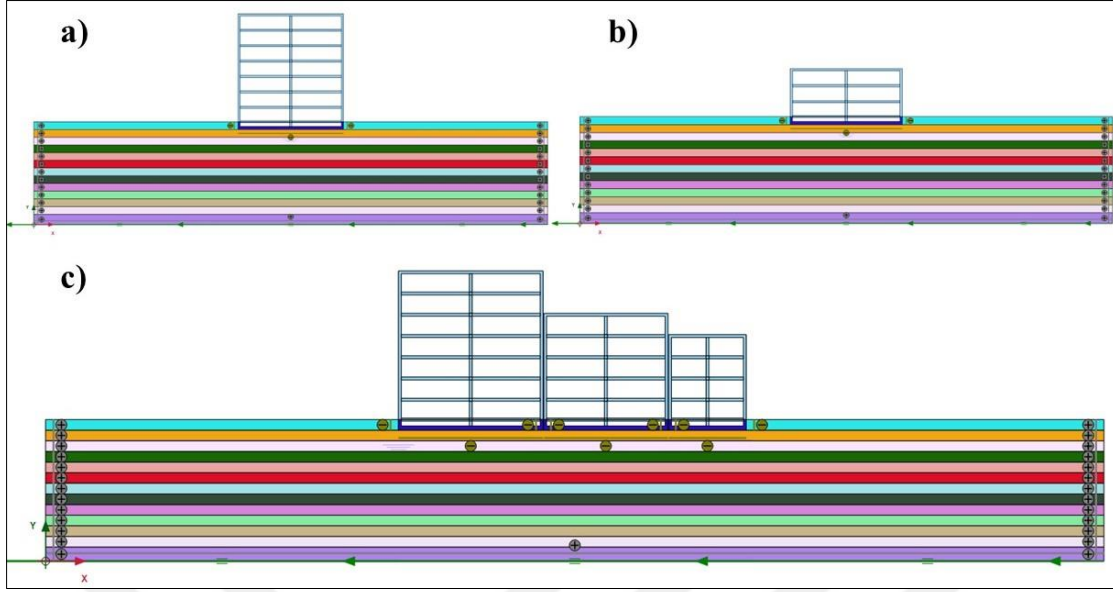
II No'lu inceleme alanında yer alan binaların deprem esnasındaki davranışları, ilgili bölümlerde belirtilen bünye model seçimleri, sınır koşulları, yapı ve zemin özellikleri ile deprem kayıtları dikkate alınarak Plaxis 2D programında modellenmiştir.

Saha araştırmaları ve laboratuvar deney sonuçları, II No'lu inceleme alanında alüvyal oluşum özellikleri gösteren zemin birimlerinin mukavemet ve indeks parametrelerinin yüzeyden derinlere doğru farklılık gösterdiğini ortaya koymuştur. Çalışma kapsamında gerçekleştirilen dinamik deneyler, tekrarlı yüklemeler altında düşük plastisiteli kil (CL) birimlerin sıvılaşma potansiyeli taşımadığını göstermiştir. Bununla birlikte, saha koşullarının daha gerçekçi bir şekilde modellenmesi amacıyla, düşük plastisiteli kil (CL) birimlerin dinamik koşullardaki oturma davranışlarının etkin bir şekilde belirlenmesi hedeflenmiştir. Ayrıca, farklı mukavemet ve indeks özelliklerine sahip siltli, killi kum (SC) birimlerin sıvılaşma potansiyeli ve oturma koşulları üzerindeki etkilerini detaylı bir şekilde incelemek amacıyla, zemin modellemelerinin 1,50 metre yüksekliğindeki katmanlar halinde yapılması uygun görülmüştür. Bu doğrultuda, analizlerde kullanılan tabakalanma sıralaması, zemin birimlerinin indeks ve mukavemet özelliklerini yansıtacak şekilde Şekil 7.35'te sunulmuştur.



Şekil 7.35. Plaxis 2D zemin katman modellemesi

Modellemelerin saha koşullarını doğru şekilde yansıtabilmesi amacıyla, binalar, alan yerleşiminde olduğu gibi bitişik nizamda modellenmiştir. Bunun yanı sıra, tekil bina yerleşimi ile grup etkileşimi arasındaki farklılıkların daha ayrıntılı incelenmesi amacıyla, yapılar ayrı ayrı da analize tabi tutulmuştur (Şekil 7.36).



Şekil 7.36. Tekil ve grup modelleme görünüşleri

Sayısal analizler, serbest saha ve yapı mevcudiyeti durumlarında dinamik davranışların doğru bir şekilde tespit edilebilmesi amacıyla gerçekleştirilmiştir. Bu doğrultuda, analizlerde kullanılan safha (phase) tanımlamaları belirlenmiş ve aşağıda sunulmuştur:

İlk hal (Başlangıç hali): Statik koşullarda zemin modellemesi oluşturularak sınır koşulları tanımlanmıştır. Zemin tanımlamaları, kum birimler için HS ve killer için HSss bünye modelleri ile yapılmıştır.

Birinci safha: Zeminin kendi ağırlığı altında davranışının elde edilmesi amacıyla serbest saha modeli, statik parametrelerle tanımlanmıştır. Zemin modellemeleri ilk hal koşulları ile uyumlu olacak şekilde seçilmiştir.

İkinci safha: Bu aşama, birinci ve üçüncü safha arasında serbest saha koşullarında zemin tabakalarının dinamik etkisinin incelenmesi amacıyla tanımlanmıştır. Kum birimlerde, UBC3D-PLM bünye modellemesi oluşturularak, sisteme önceki bölümlerde tanımlanan deprem kaydı etkilmiştir. Kil birim modellemelerinde ise herhangi bir değişiklik yapılmamıştır.

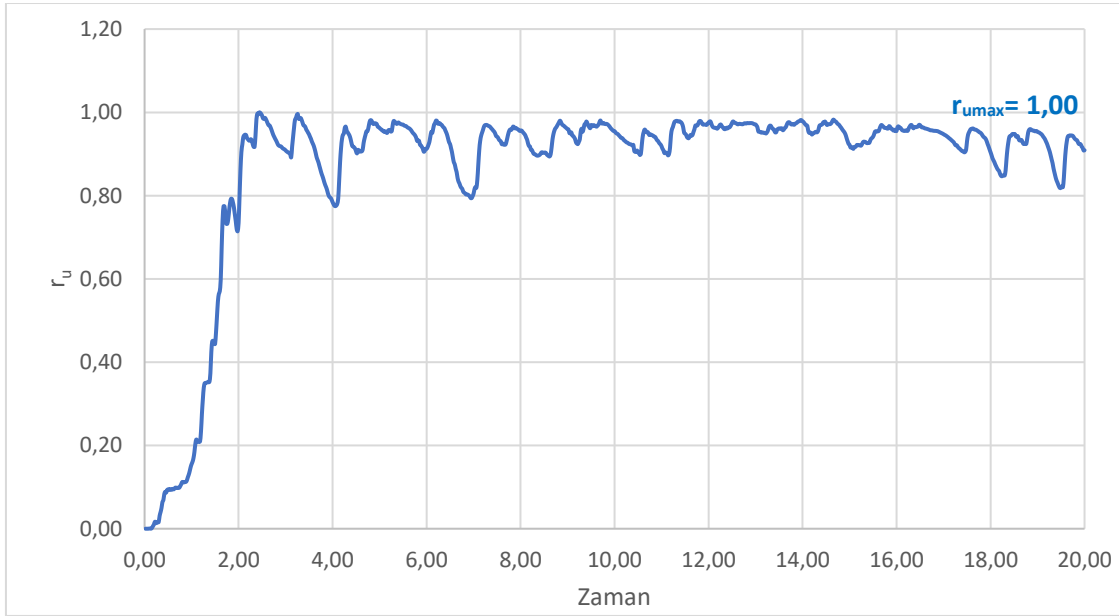
Üçüncü safha: Bu adım, birinci safhanın devamı olarak oluşturulmuştur. Zemin tabakaları için statik koşul parametreleri korunarak bina tanımlamaları gerçekleştirilmiştir.

Dördüncü safha: Bu aşamada, zemin tabakaları ikinci safhada tanımlandığı şekilde dinamik analizlere uygun parametrelerle atanmıştır. Deprem kayıtları sisteme etkilerek, binalar için eşdeğer yük modellemesi altında zeminlerin dinamik koşullardaki davranışı incelenmiştir.

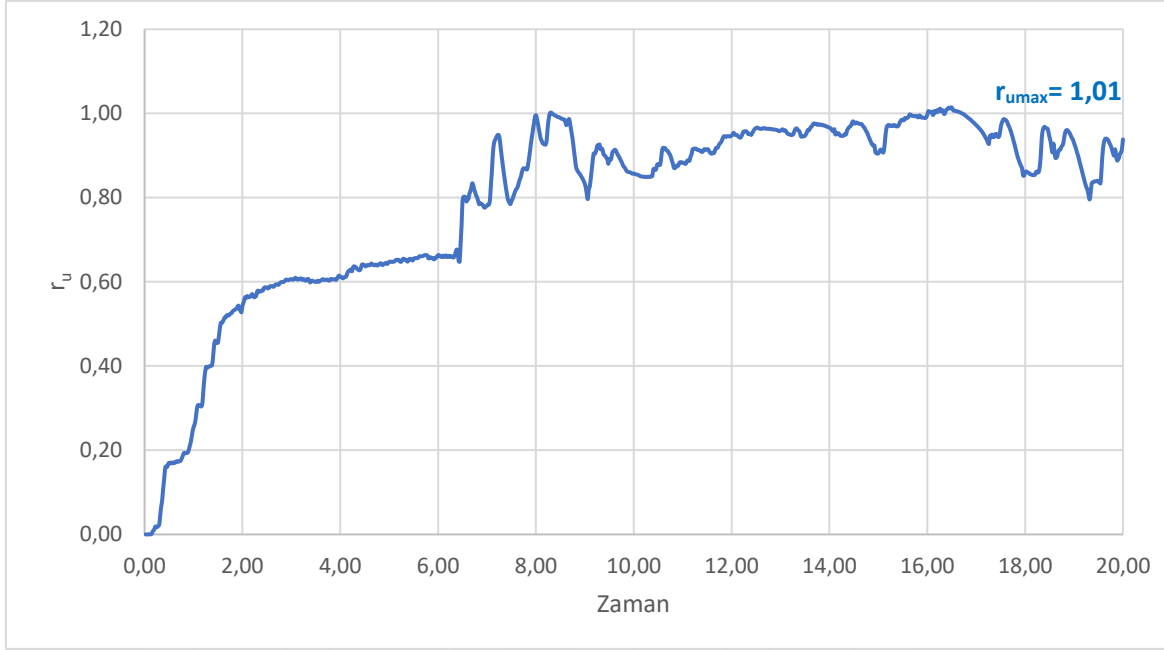
7.2.2. Sayısal analiz sonuçları

Dinamik koşullar altında ilave boşluk basıncı oranı (r_u) değişimlerinin incelenmesi

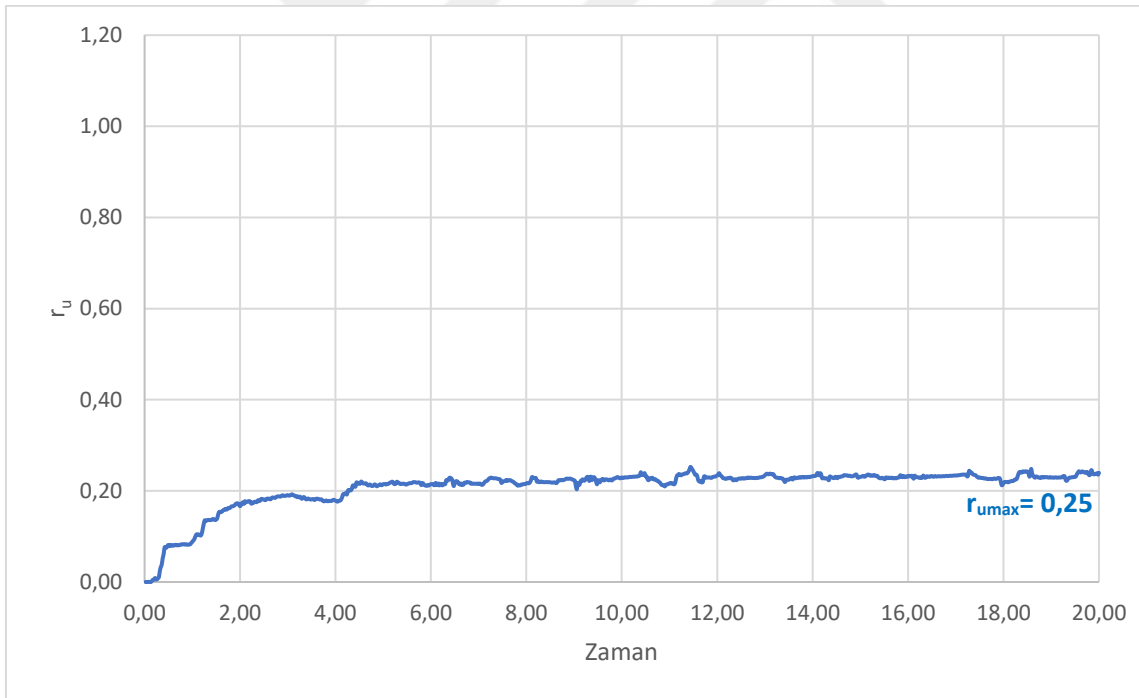
Plaxis 2D programında sıvılaşma potansiyeli, ilave boşluk basıncı oranı (r_u) kullanılarak değerlendirilebilmektedir. r_u değeri, bilindiği üzere, ilave boşluk basıncının ilgili derinlikteki ilk efektif düşey gerilmeye oranı olarak tariflenmektedir. Önceki bölümlerde aktarıldığı şekilde, genel olarak r_u oranı 0,9-1,0 arasında olduğunda zemin sıvılaşmış olarak kabul edilmektedir. Serbest alan için elde edilmiş olan r_u değerlerinin farklı zemin tabakalarında zamana bağlı değişimleri Şekil 7.37 ile Şekil 7.45 arasında verilmiştir. Buna göre, en yüksek boşluk basıncı oranlarının 0,09 ile 1,01 arasında değiştiği görülmektedir. Analiz sonuçları incelendiğinde SC-2 (4,5 m), SC-3 (6,0 m) ve SC-9 (16,5 m) birimlerinin sıvılaşma eğiliminde oldukları görülmektedir. Bu durum LiqSvs (2024) programıyla gerçekleştirilen serbest alan analiz sonuçları ile paralellik göstermektedir.



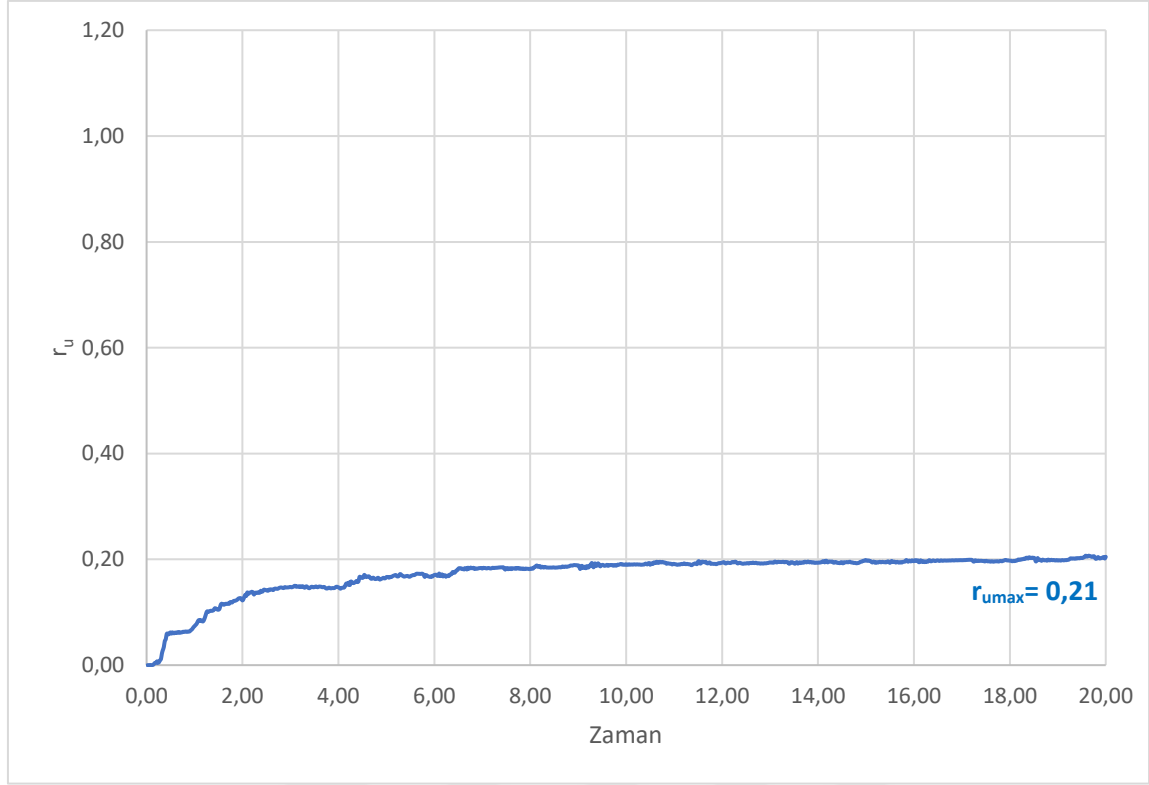
Şekil 7.37. Serbest alan durumu SC-2 birimi için r_u -zaman değişim grafiği



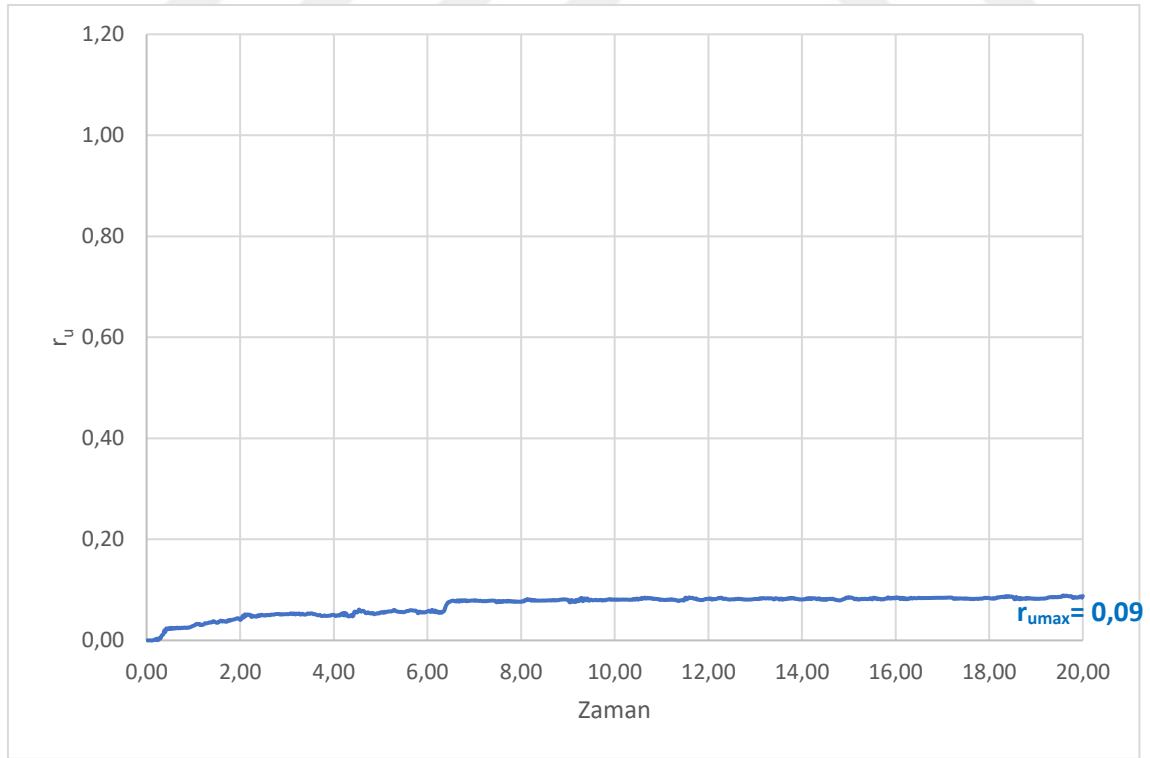
Şekil 7.38. Serbest alan durumu SC-3 birimi için r_u -zaman değişim grafiği



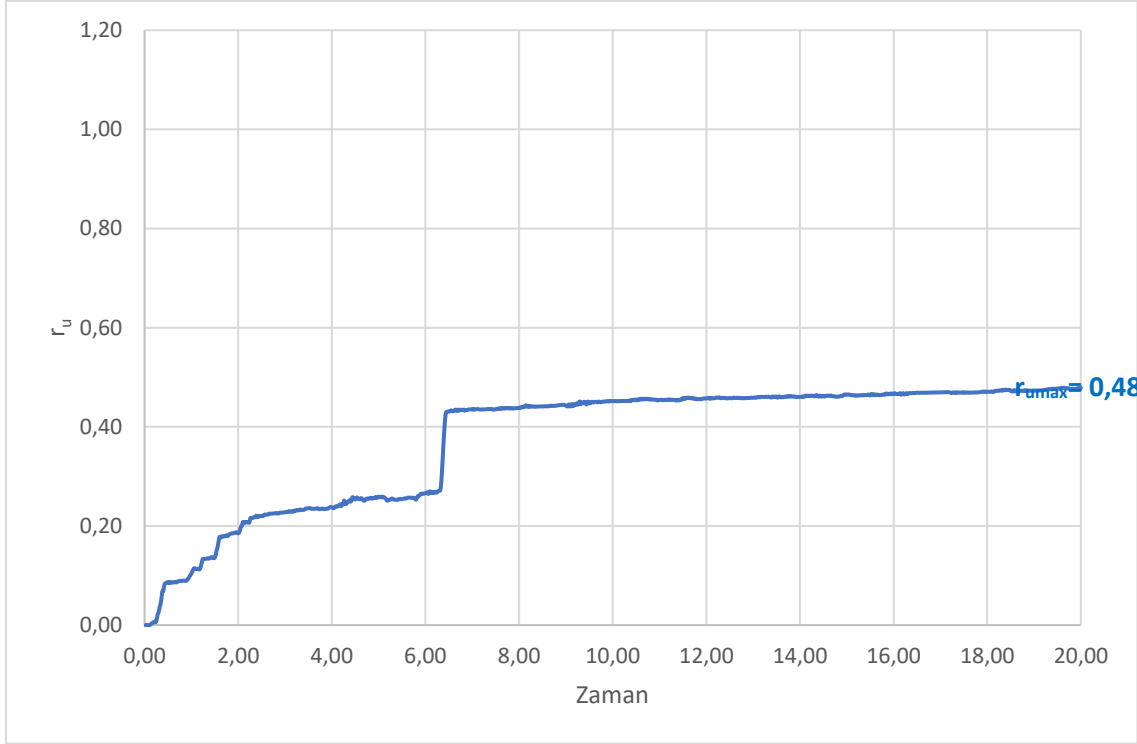
Şekil 7.39. Serbest alan durumu SC-4 birimi için r_u -zaman değişim grafiği



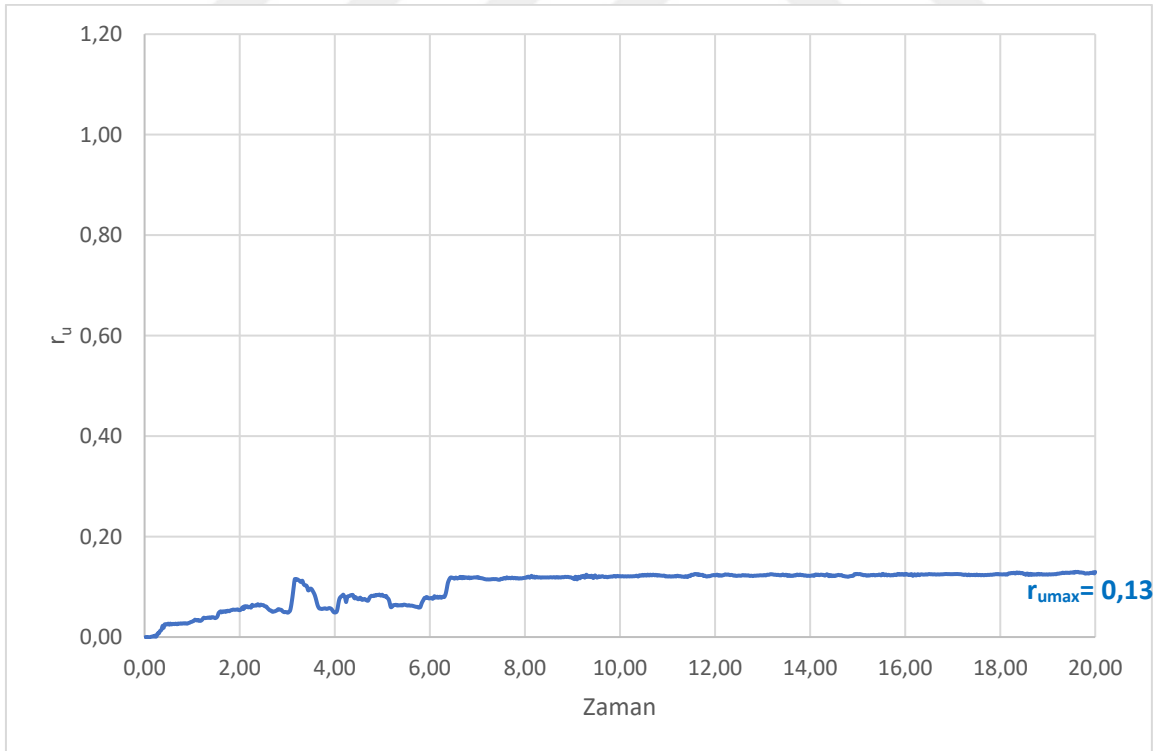
Şekil 7.40. Serbest alan durumu SC-5 birimi için r_u -zaman değişim grafiği



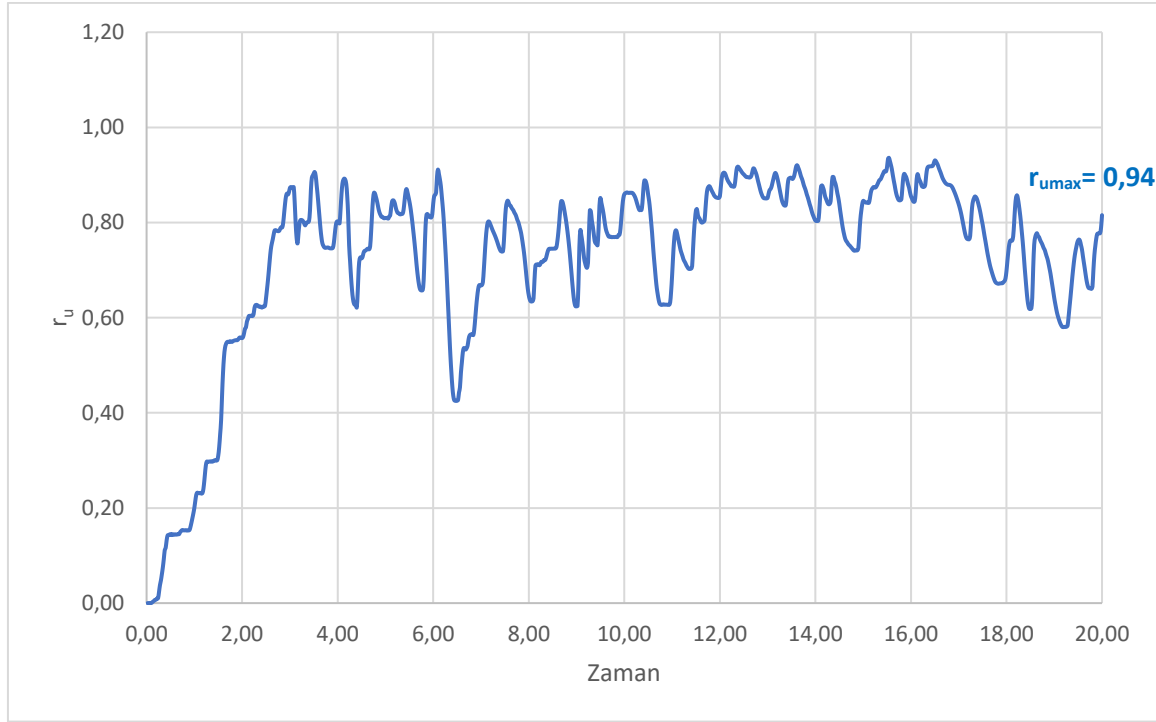
Şekil 7.41. Serbest alan durumu SC-6 birimi için r_u -zaman değişim grafiği



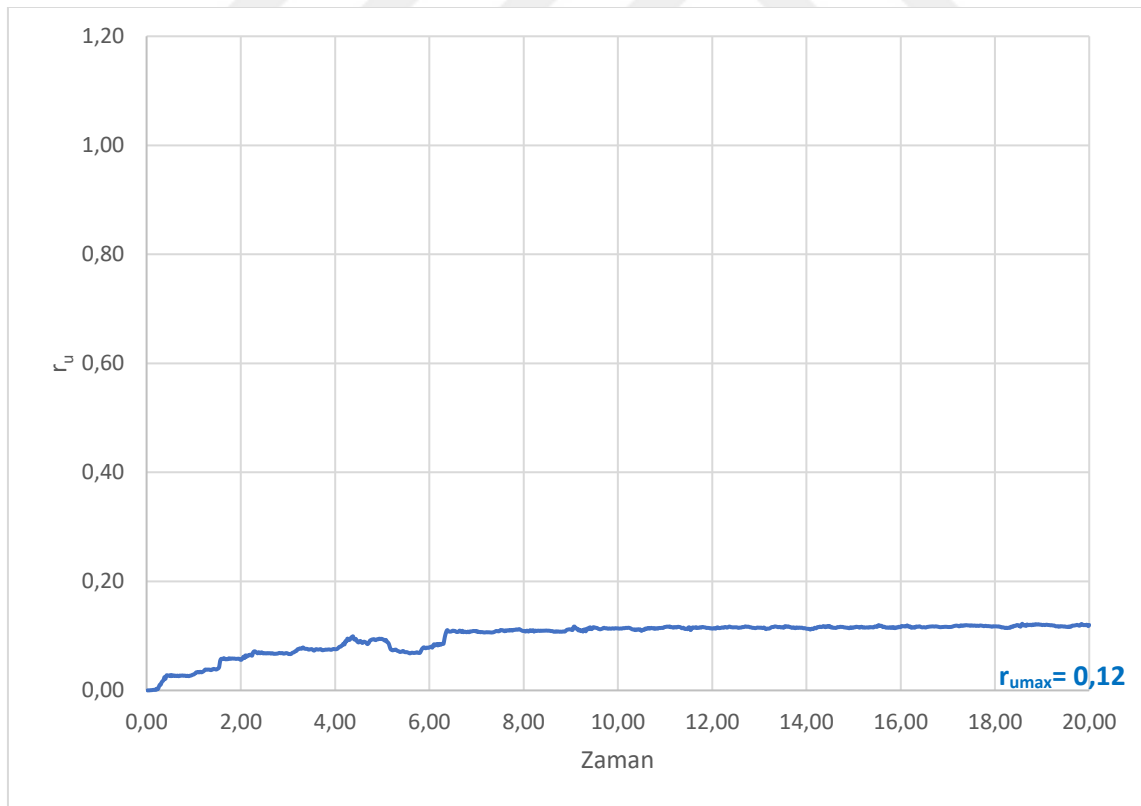
Şekil 7.42. Serbest alan durumu SC-7 birimi için r_u -zaman değişim grafiği



Şekil 7.43. Serbest alan durumu SC-8 birimi için r_u -zaman değişim grafiği

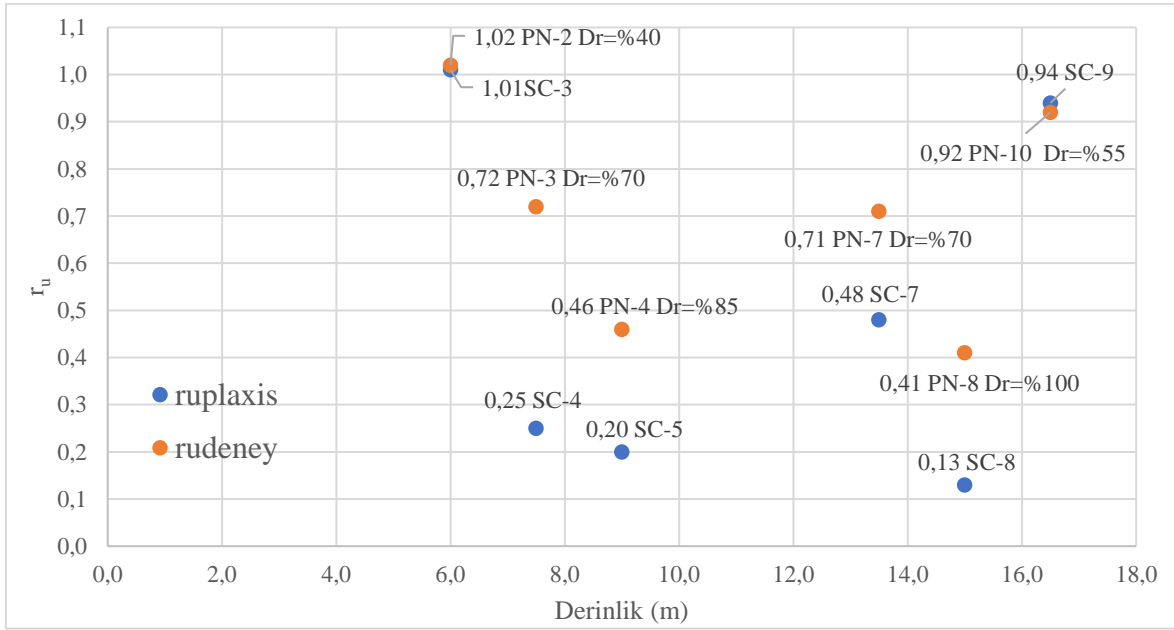


Şekil 7.44. Serbest alan durumu SC-9 birimi için r_u -zaman değişim grafiği



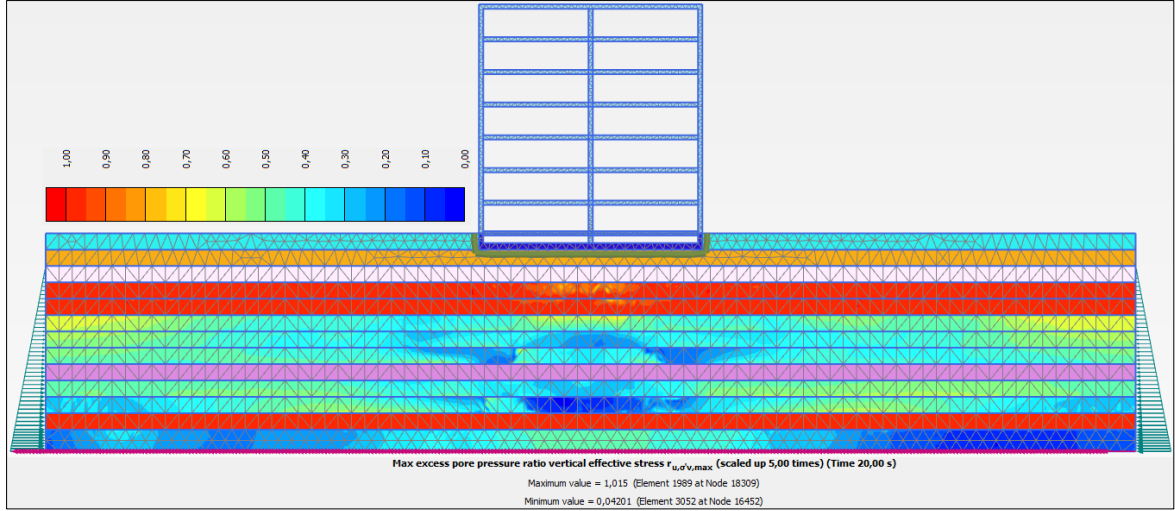
Şekil 7.45. Serbest alan durumu SC-10 birimi için r_u -zaman değişim grafiği

Sayısal analiz sonuçlarına göre belirlenen en yüksek boşluk basıncı oranı ($r_{u_{max}}$) değerlerinin dinamik kesme deney verileriyle karşılaştırılması Şekil 7.46'da sunulmuştur. Buna göre, 6,0-7,5 metre derinlikte rölatif sıklık değeri %40 olan PN-2 (SC-3) numunesi ile 16,5-18,0 metre derinlikte rölatif sıklık değeri %55 olan PN-10 (SC-9) numunesinin sayısal analiz ve deneysel sonuçlarının benzerlik gösterdiği ve her iki durumda da sıvılaşmanın gerçekleştiği tespit edilmiştir. Diğer derinliklerde ise, dinamik deneyler neticesinde elde edilen boşluk basıncı oranlarının Plaxis 2D programı ile hesaplanan değerlerden yer yer ciddi biçimde daha yüksek olduğu gözlenmiştir.

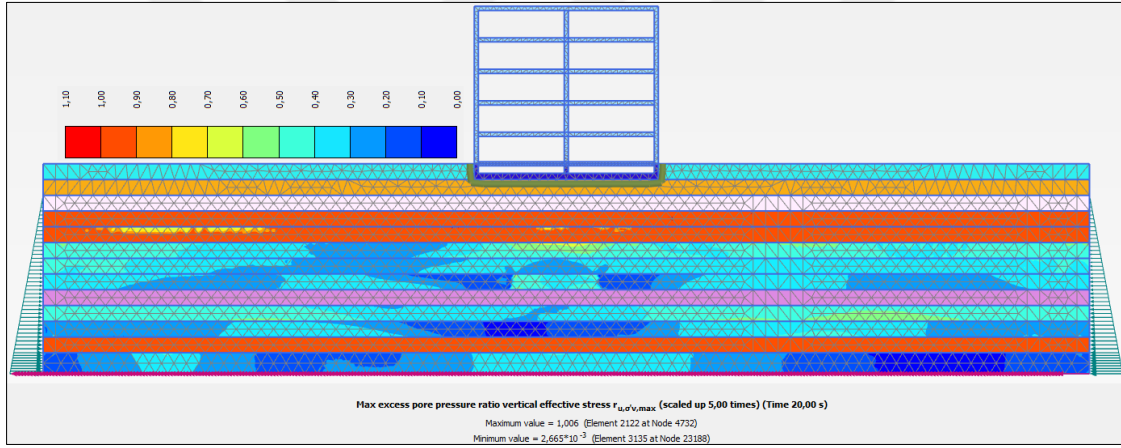


Şekil 7.46. Sayısal analizler neticesinde elde edilen serbest alan r_u değerleri ile DBKD sonuçlarının kıyaslaması

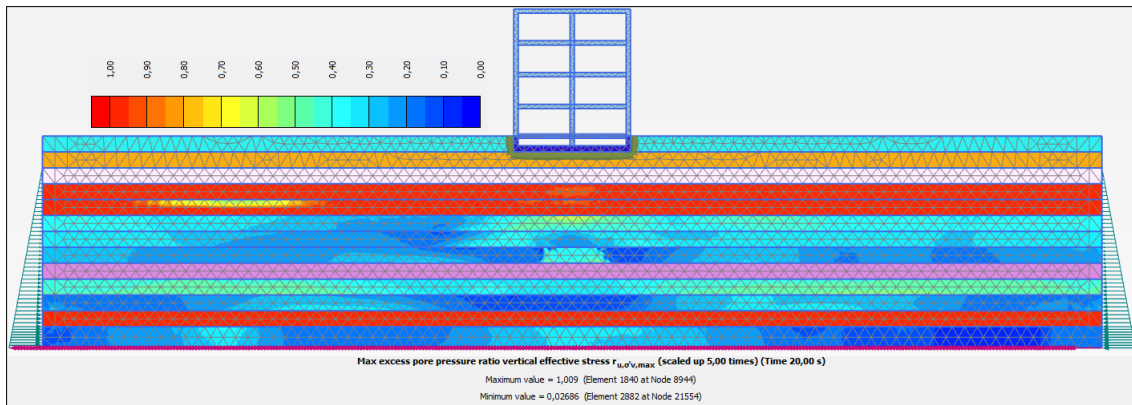
Tekil bir bina altındaki boşluk basıncı oranı (r_u) değişimleri sırasıyla Şekil 7.47 ve Şekil 7.56 arasında sunulmuştur. Analizler, bina yüklemelerinden kaynaklanan efektif gerilme artışlarının ilave boşluk basıncı oranları üzerinde etkili olduğunu göstermiştir. Bu durum, tekil ve grup yapı modellemeleri için ayrı ayrı incelenmiş olup, ilgili sonuçlar ilerleyen bölümlerde ayrıntılı şekilde tartışılmıştır.



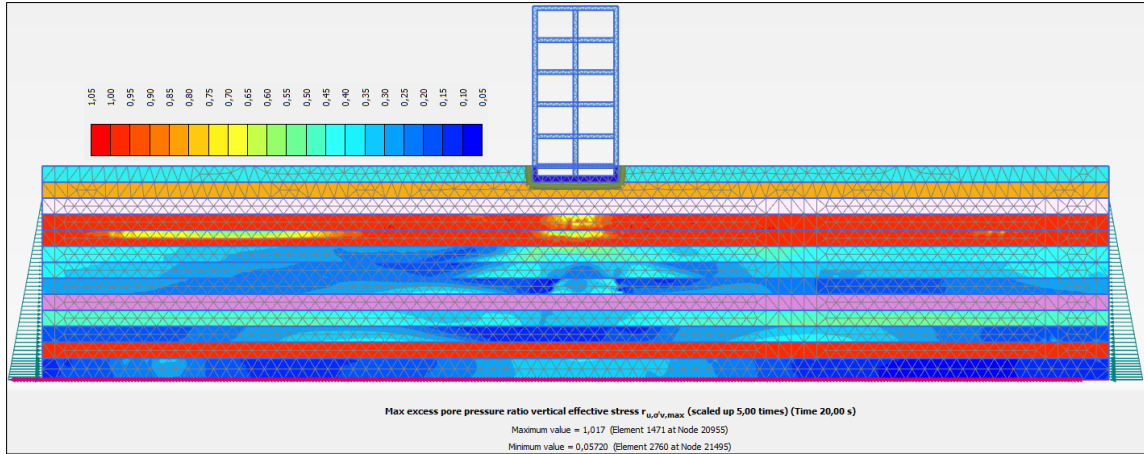
Şekil 7.47. A Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri



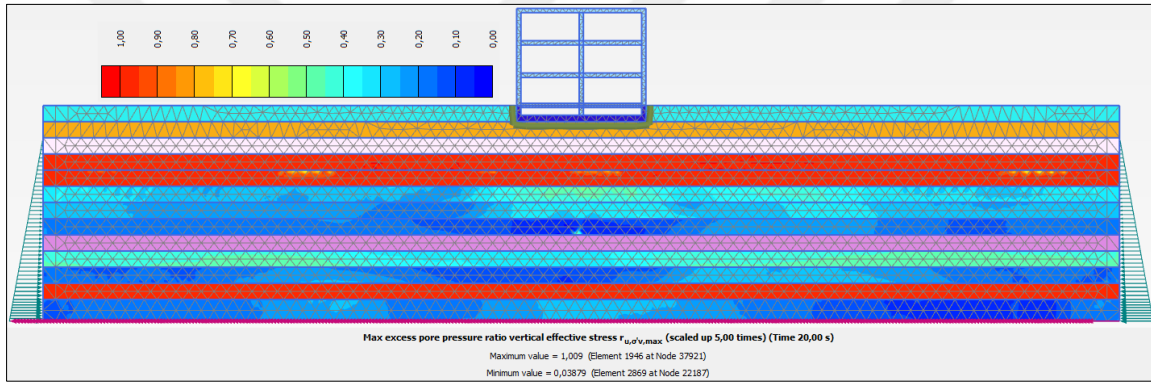
Şekil 7.48. B Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri



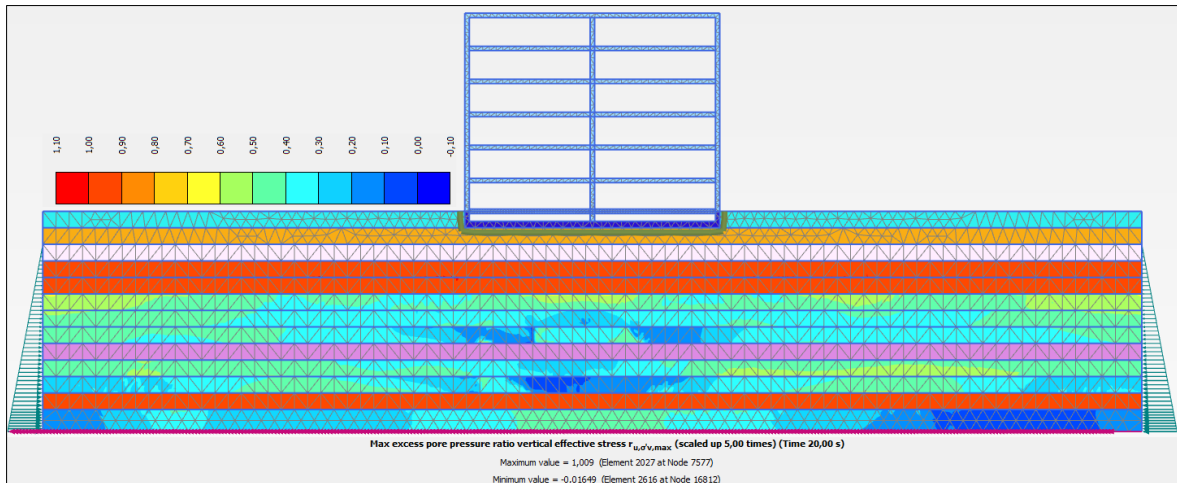
Şekil 7.49. C Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri



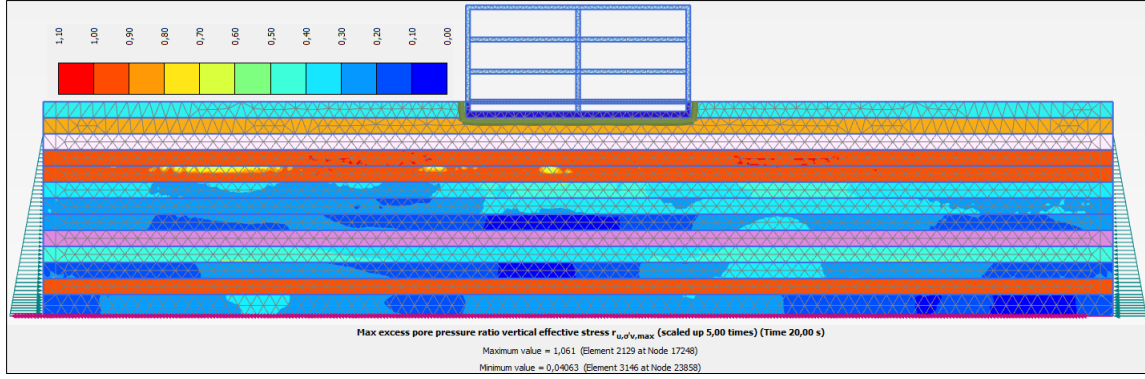
Şekil 7.50. D Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri



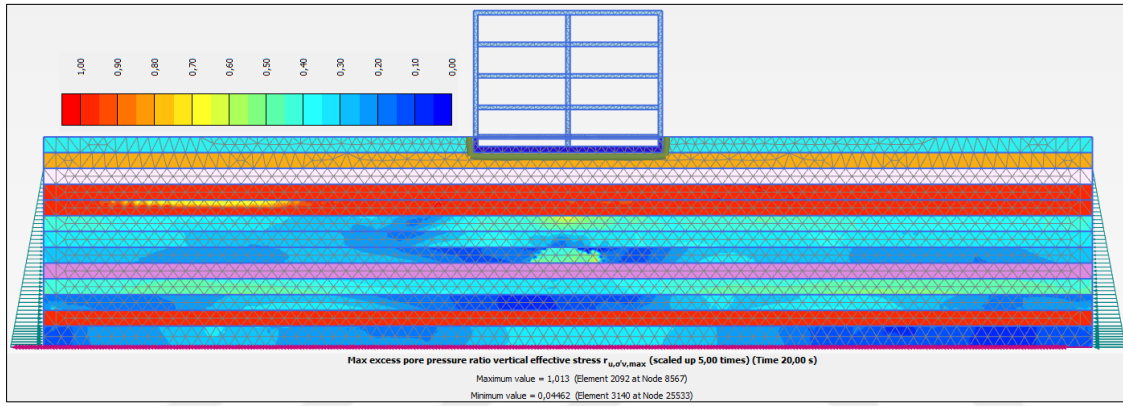
Şekil 7.51. E Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri



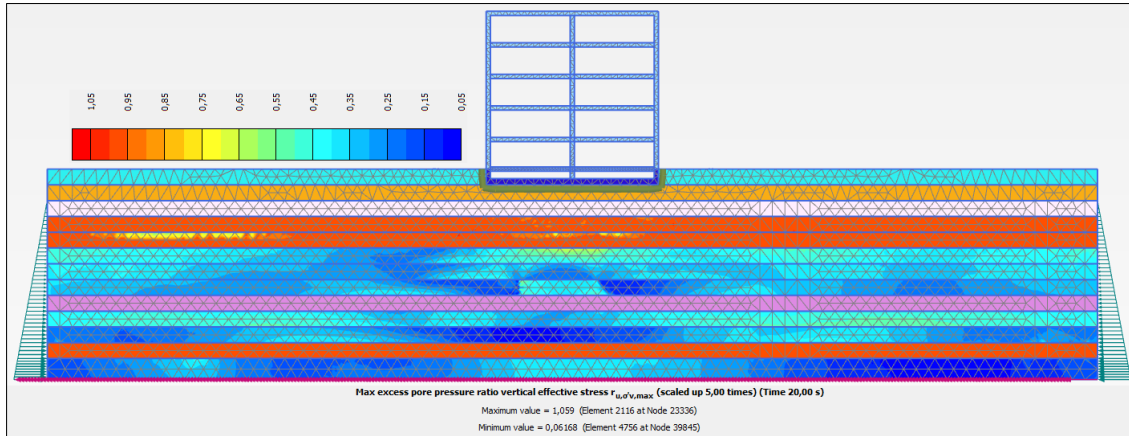
Şekil 7.52. F Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri



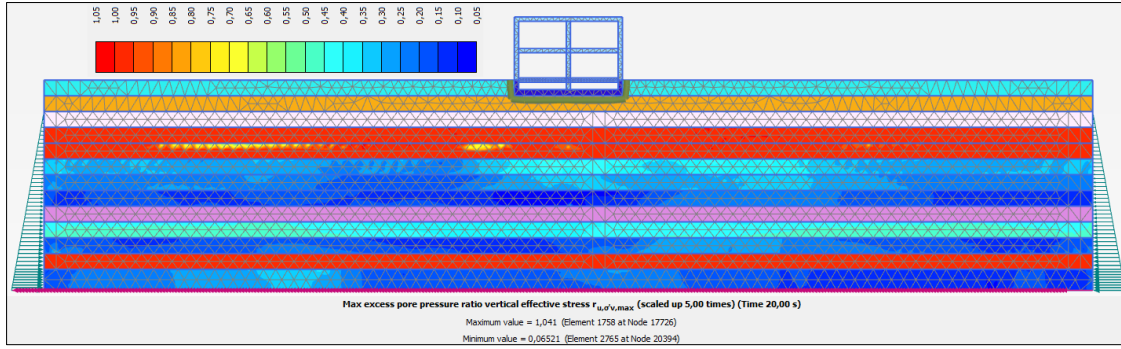
Şekil 7.53. Cons. dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri



Şekil 7.54. G Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri

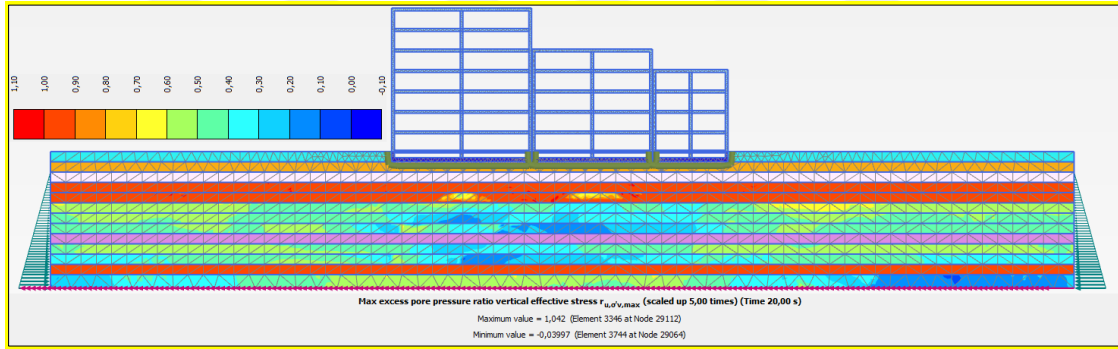


Şekil 7.55. H Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri

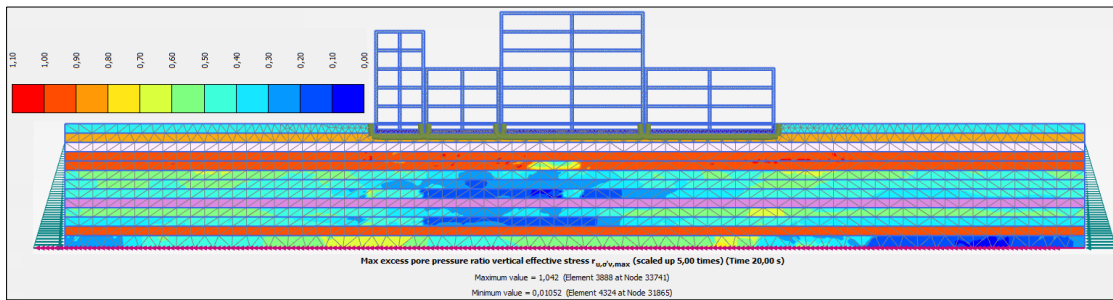


Şekil 7.56. J Blok dinamik yükleme koşullarında oluşan r_u değerleri

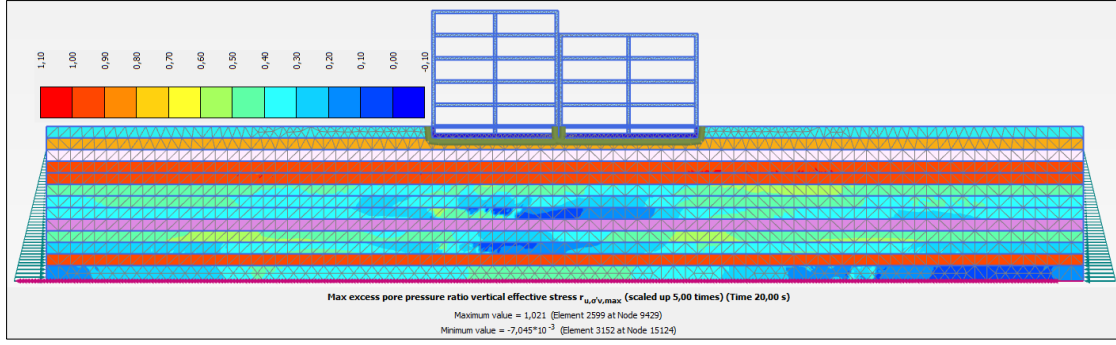
Şekil 7.57 ile Şekil 7.59 arasında ise Model 1, Model 2 ve Model 3 grup yapı yerleşimlerine göre elde edilmiş olan boşluk basıncı oranı (r_u) değerleri görülmektedir.



Şekil 7.57. Model-1 (A-B-C Bloklar) toplu bina yerleşimi için r_u değerleri

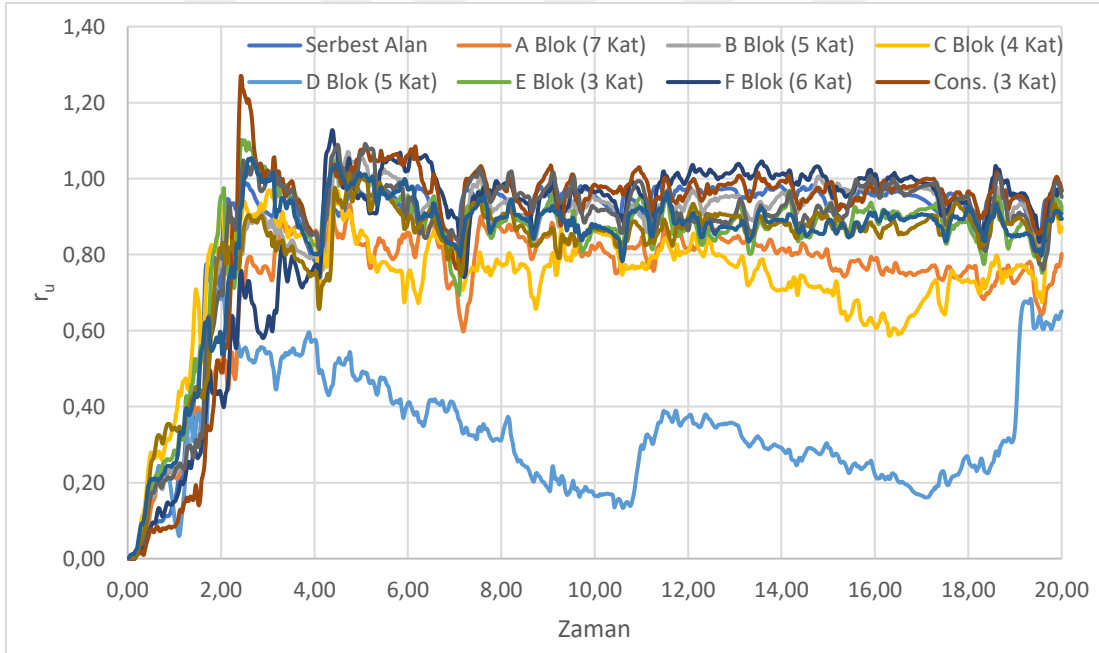


Şekil 7.58. Model-2 (D-E-F-Const. Bloklar) toplu bina yerleşimi için r_u değerleri

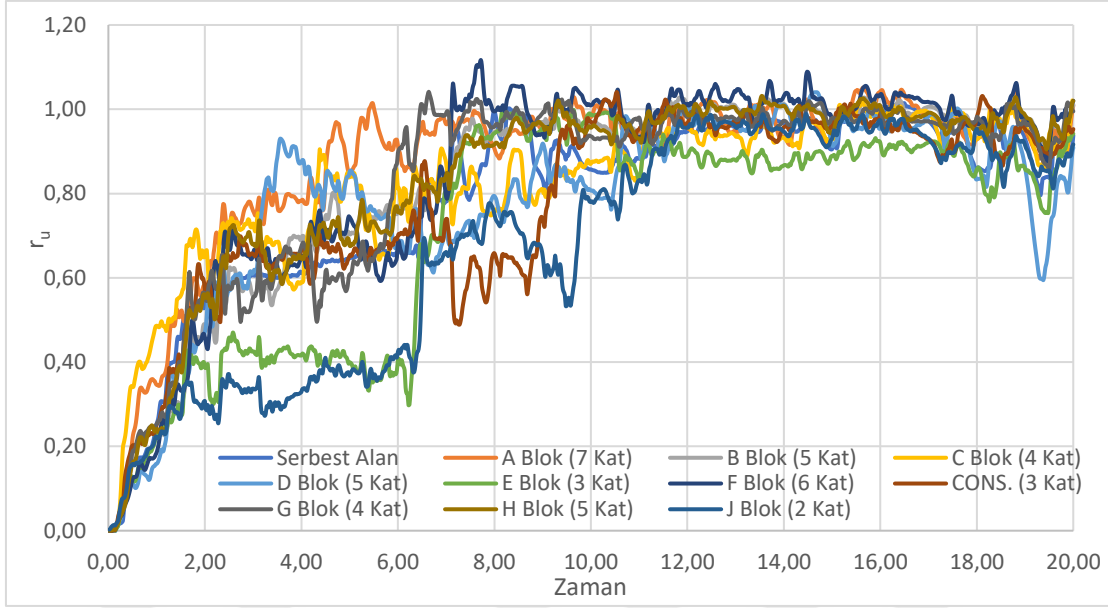


Şekil 7.59. Model-3 (H-G Bloklar) toplu bina yerleşimi için r_u değerleri

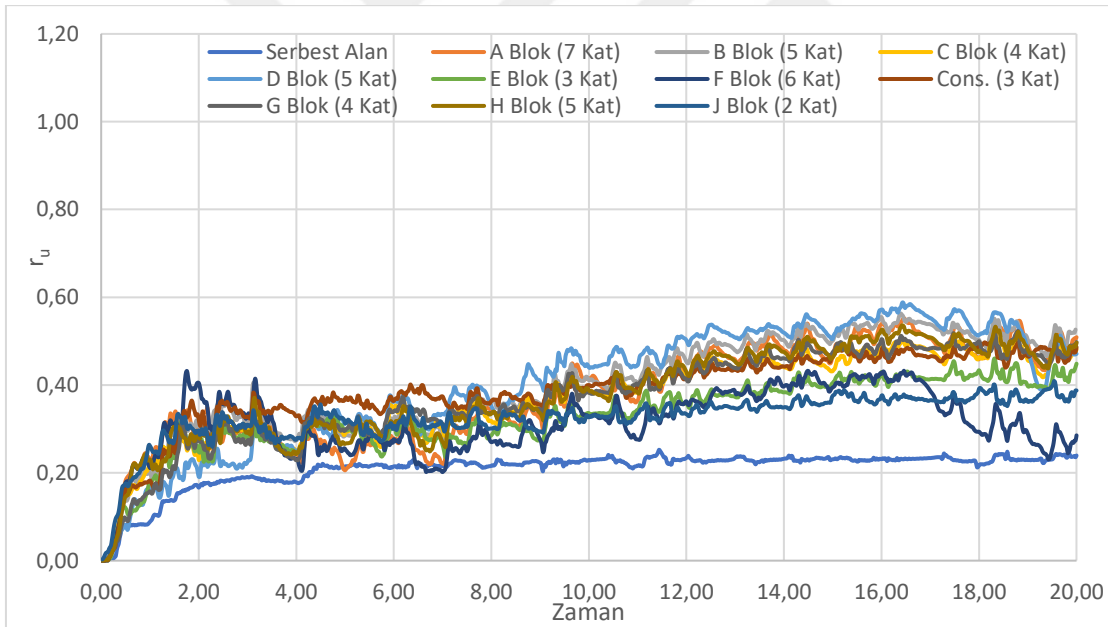
Sayısal analizler sonucunda hesaplanan serbest alan durumu boşluk basıncı oranları (r_u), tekil bina altındaki değerlerle karşılaştırmalı olarak Şekil 7.58 ile Şekil 7.66 arasında sunulmuştur.



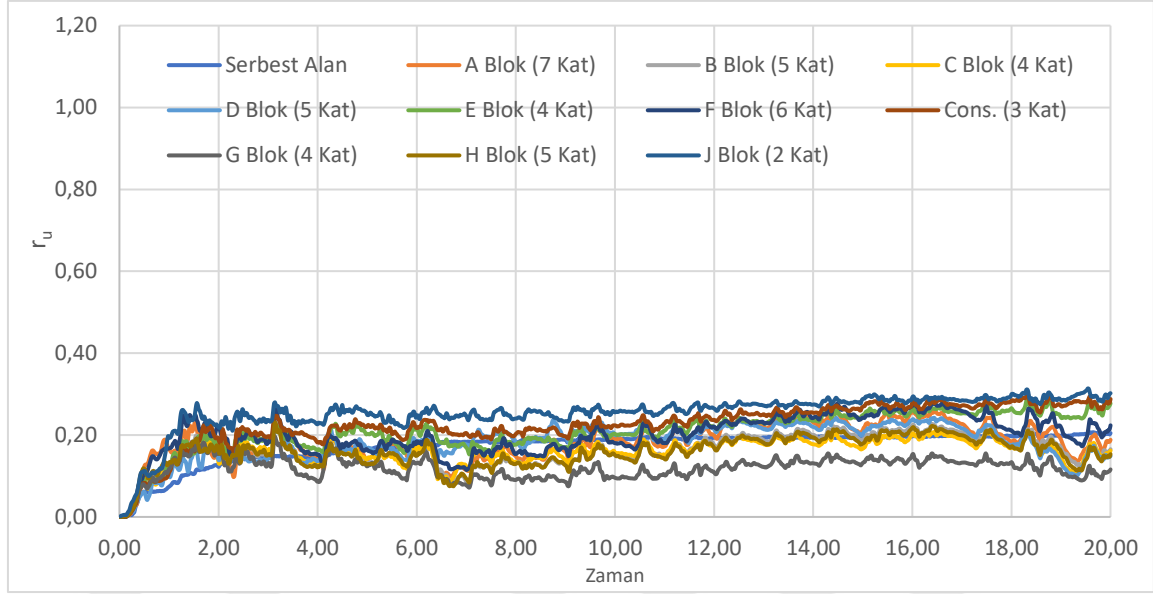
Şekil 7.60. SC-2 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği



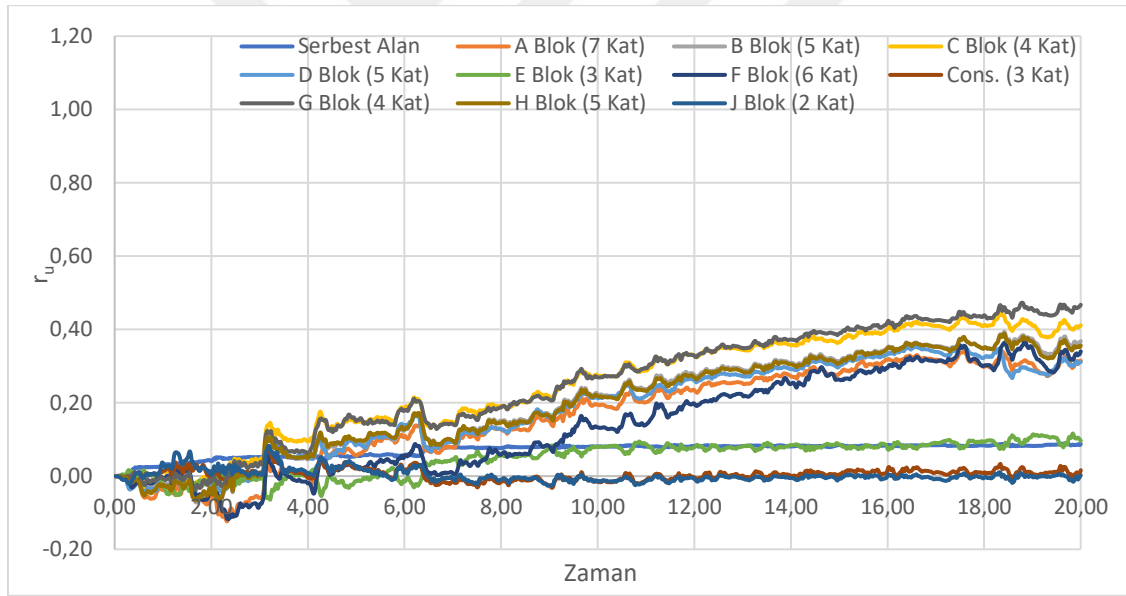
Şekil 7.61. SC-3 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği



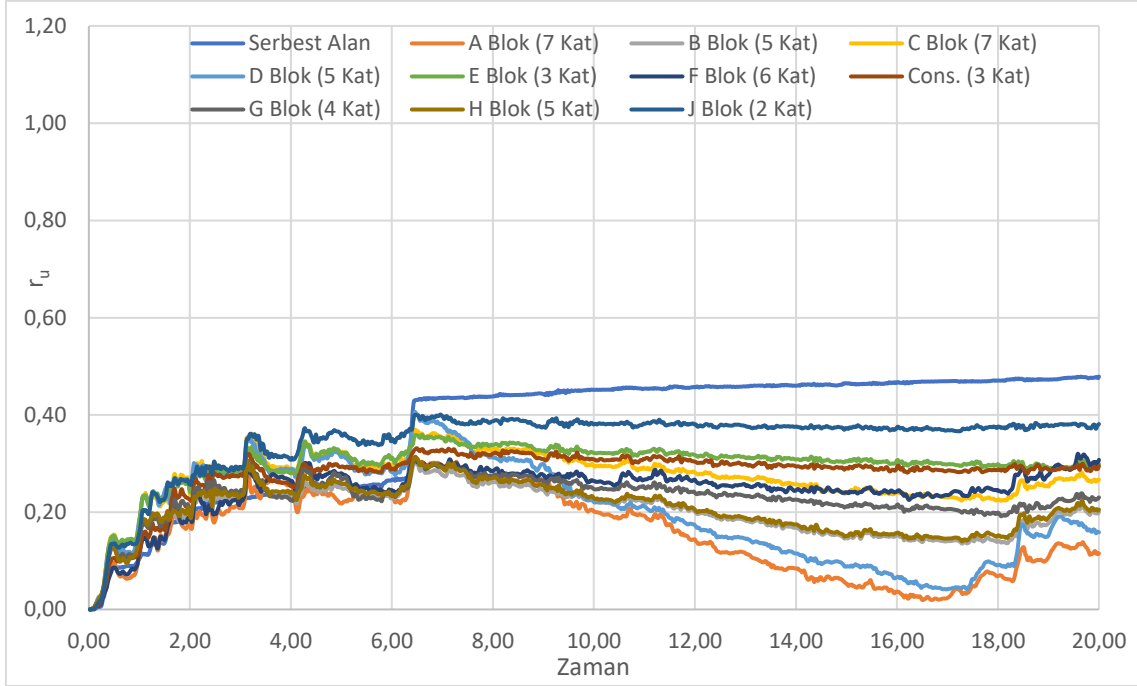
Şekil 7.62. SC-4 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği



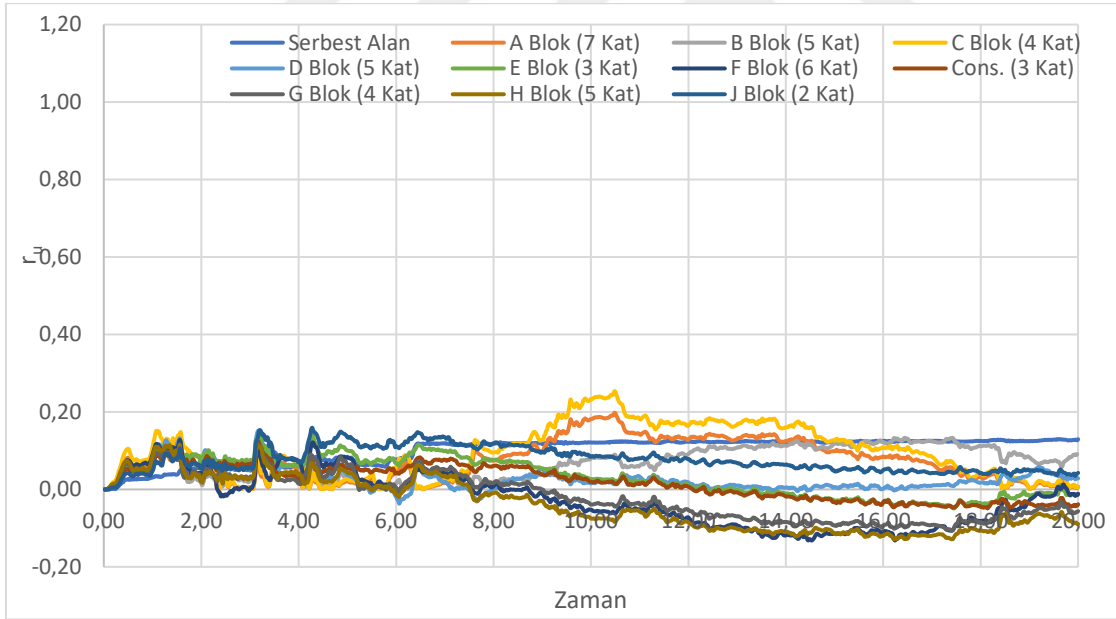
Şekil 7.63. SC-5 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği



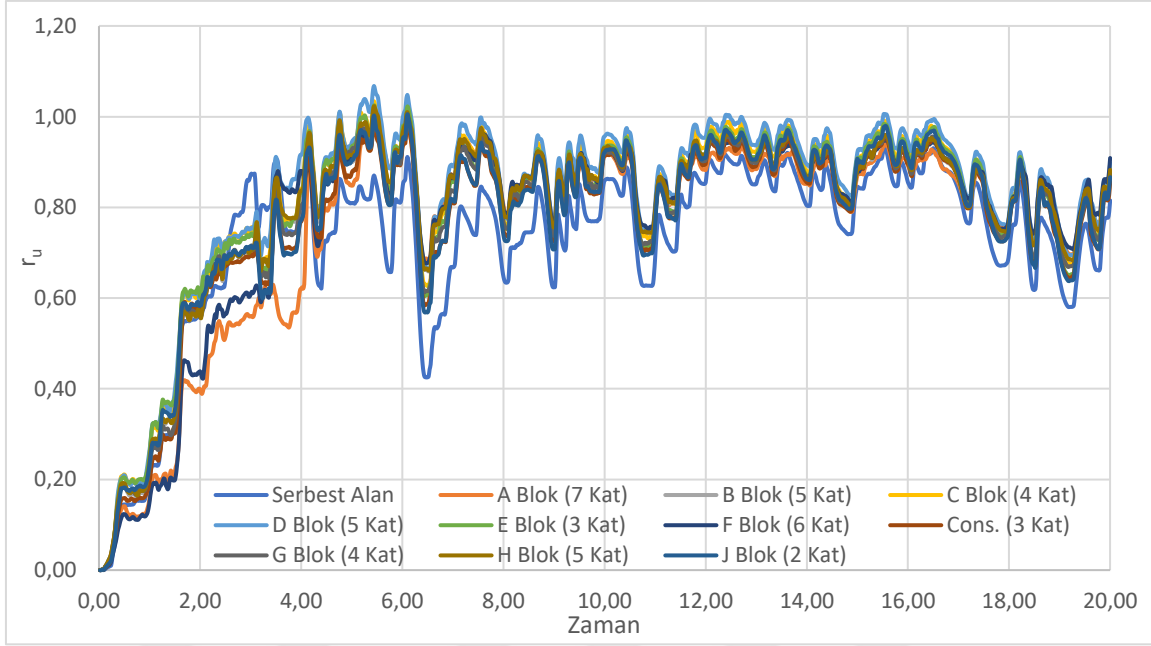
Şekil 7.64. SC-6 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği



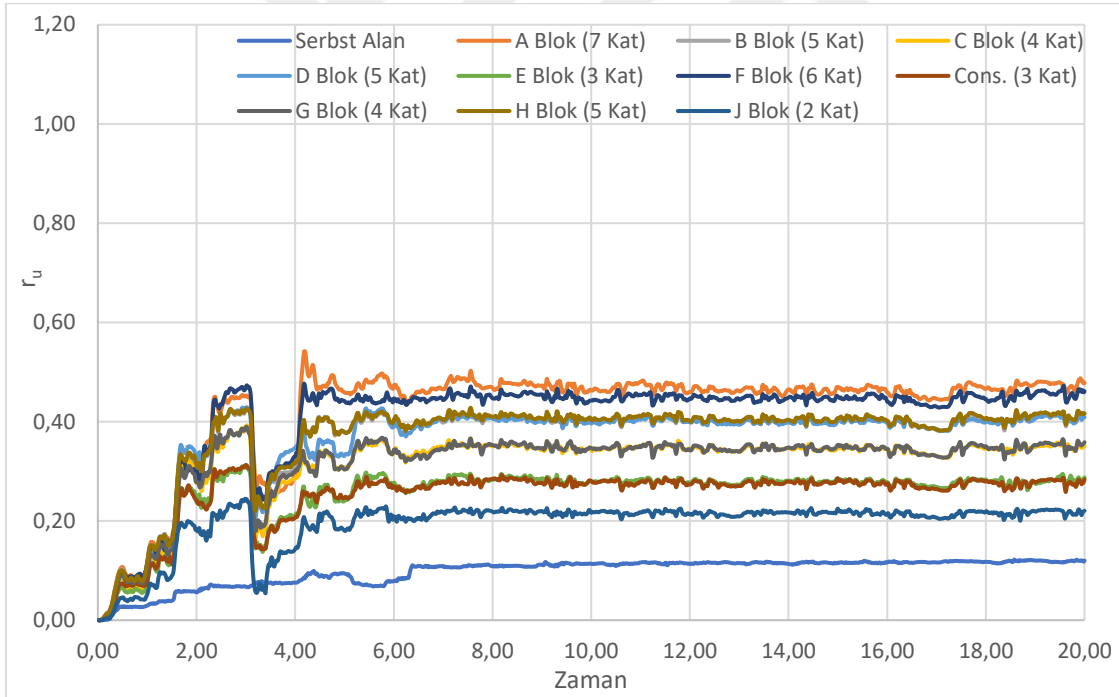
Şekil 7.65. SC-7 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği



Şekil 7.66. SC-8 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği

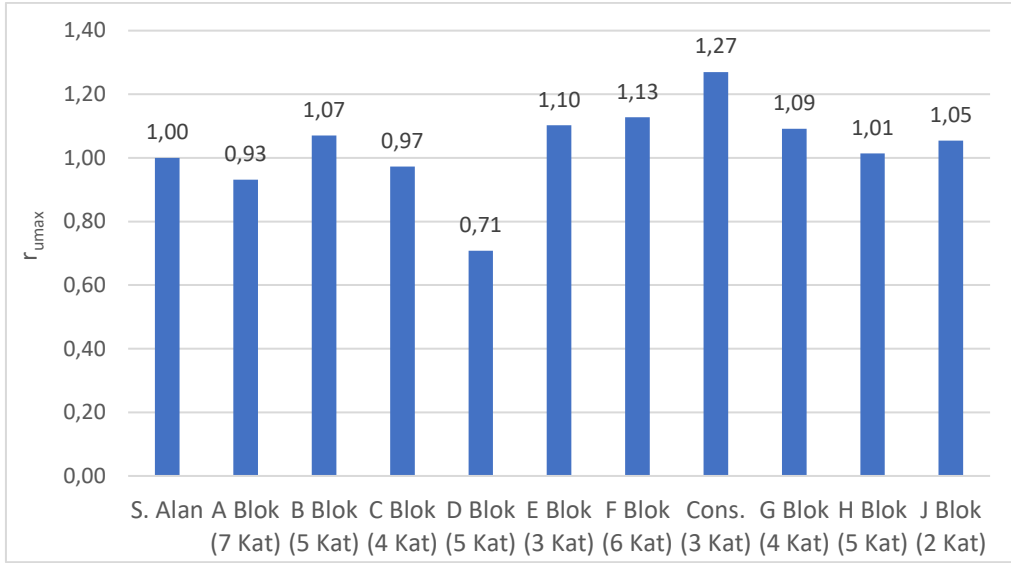


Şekil 7.67. SC-9 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği

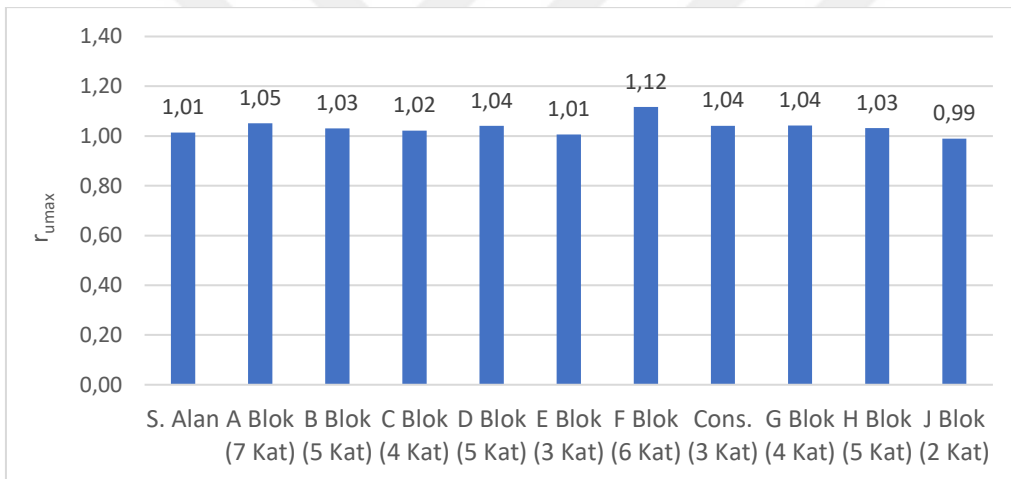


Şekil 7.68. SC-10 birimi için serbest alan ve tekli bina oturumu için r_u -zaman değişim grafiği

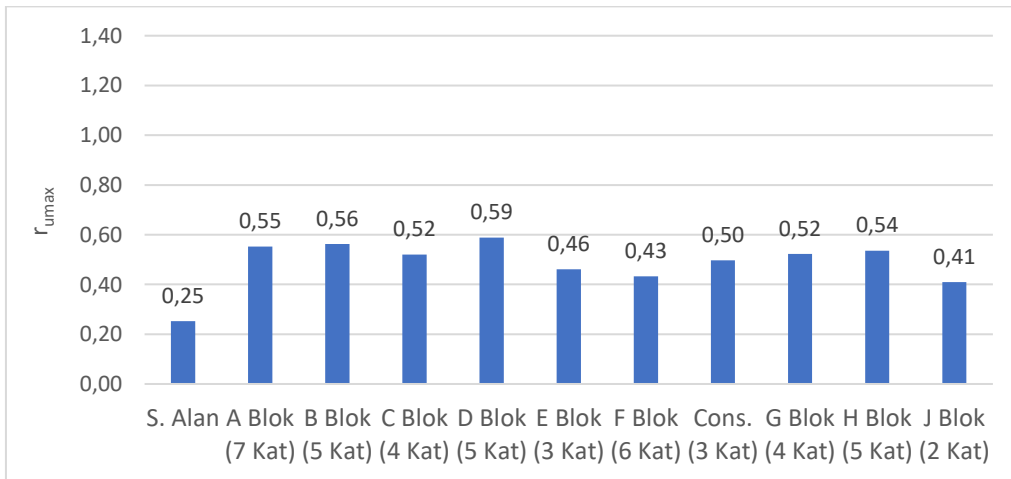
Analizler sonucunda, dinamik koşullar altında her bir tabaka için serbest alan ve tekil bina oturumu için ayrı ayrı hesaplanan en yüksek ilave boşluk basıncı oranları ($r_{u,max}$), Şekil 7.69 ile Şekil 7.77 arasında grafiksel olarak toplu şekilde sunulmuştur.



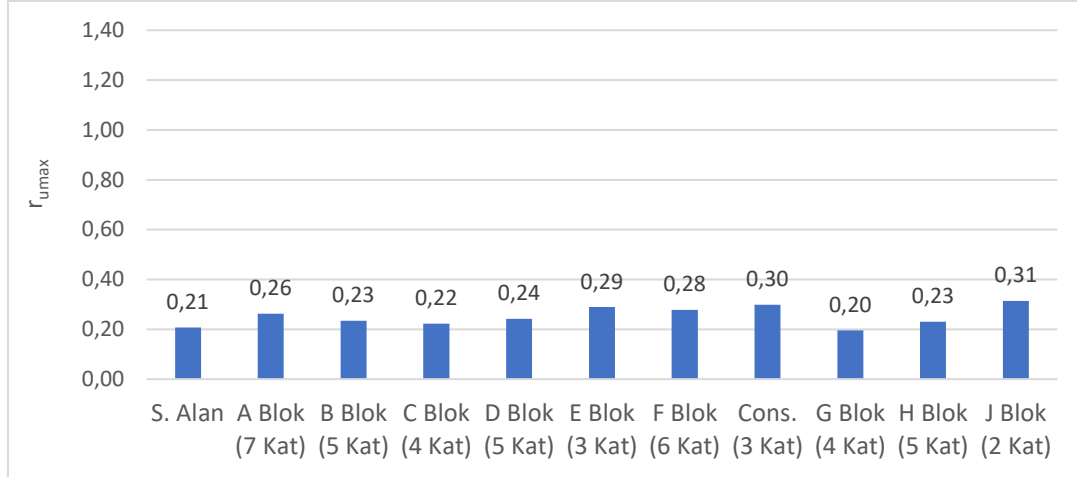
Şekil 7.69. SC-2 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri



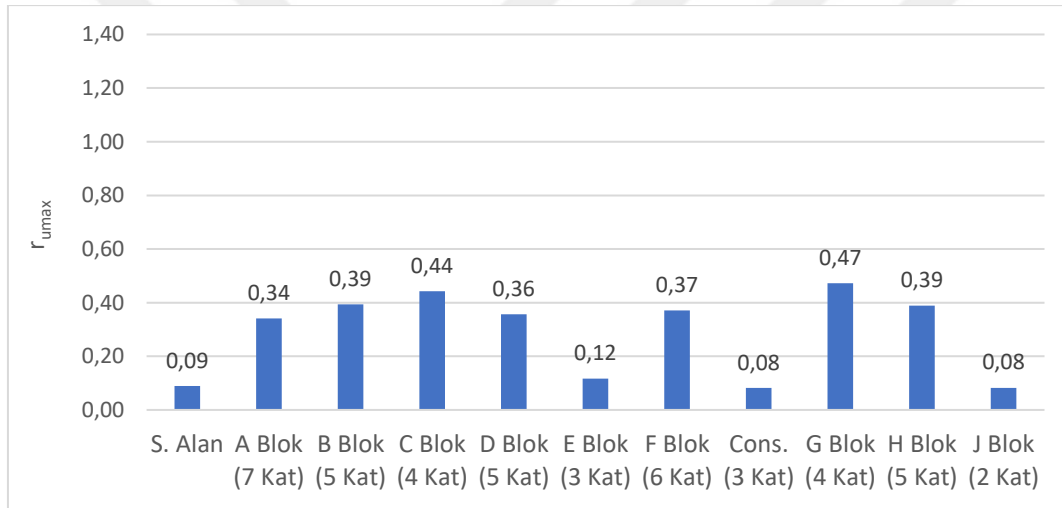
Şekil 7.70. SC-3 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri



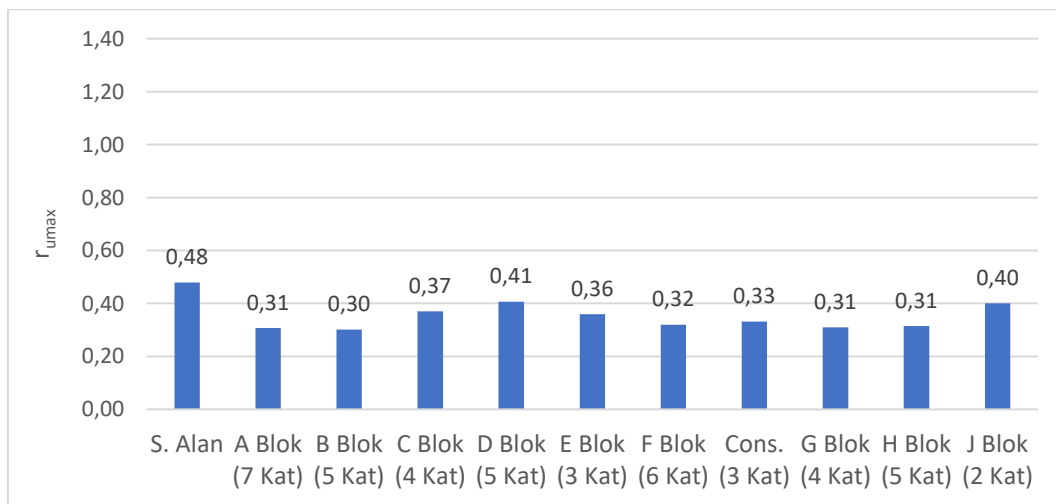
Şekil 7.71. SC-4 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri



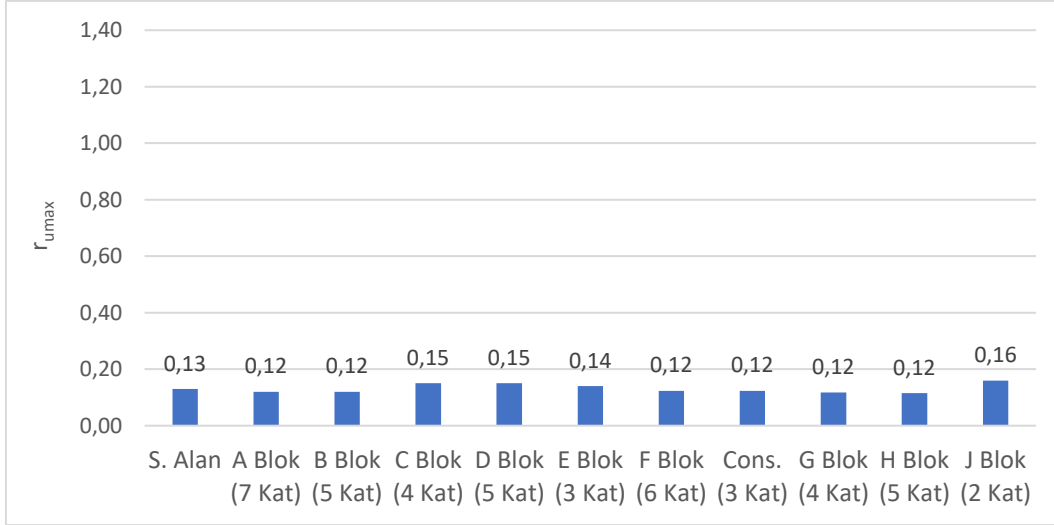
Şekil 7.72. SC-5 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri



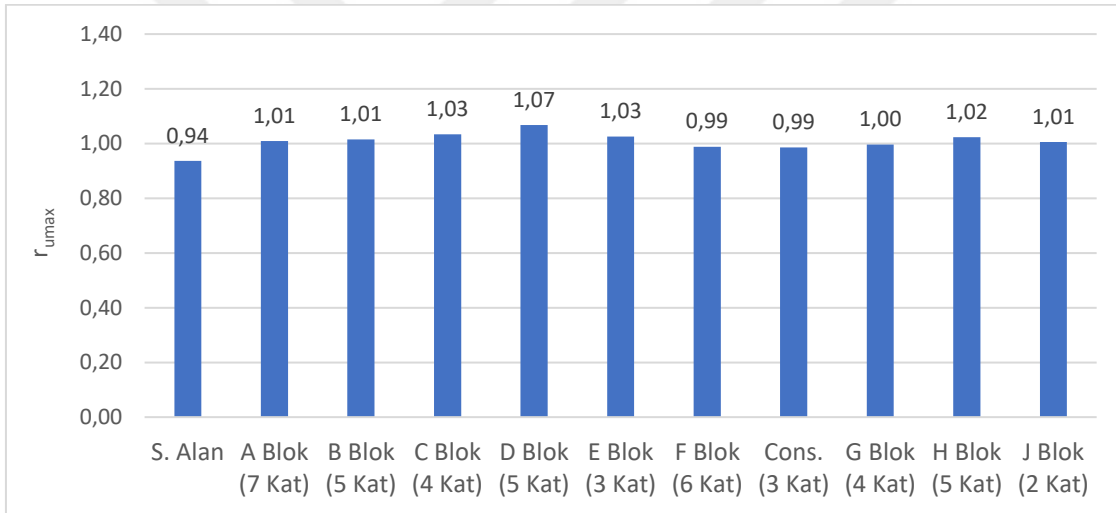
Şekil 7.73. SC-6 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri



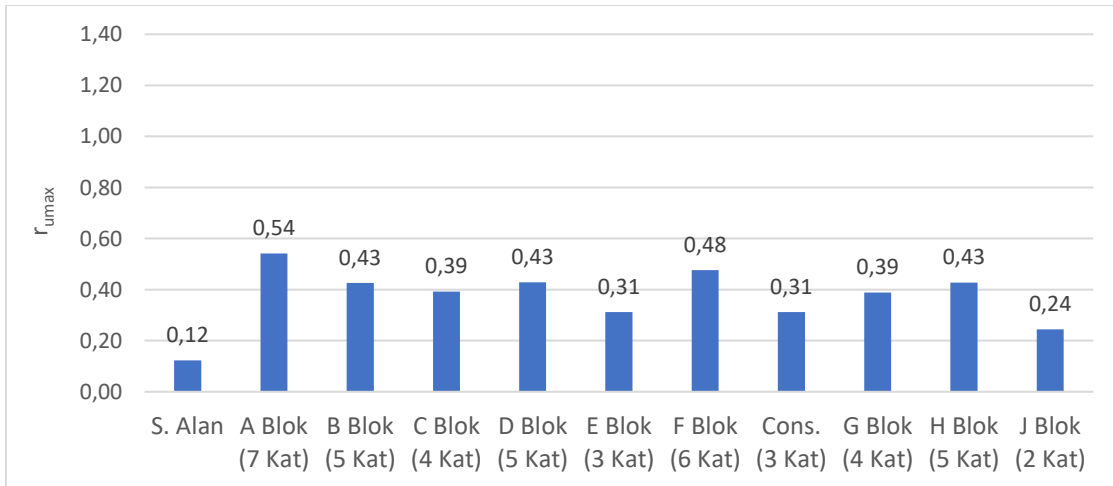
Şekil 7.74. SC-7 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri



Şekil 7.75. SC-8 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri



Şekil 7.76. SC-9 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri



Şekil 7.77. SC-10 için serbest alan ve tekil bina altı maksimum r_u değerleri

Yapılan sayısal analizler, farklı zemin tabakalarında ilave boşluk basıncı oranlarının (r_{\max}) yapı yükleme koşullarına bağlı olarak değişkenlik gösterdiğini ortaya koymaktadır. Bu bulgular, Plaxis 2D analizlerinden elde edilen verilerle desteklenmiştir. Sayısal analizlerden elde edilen serbest alan ve tekil temel modellerine ait tabaka ortalarındaki başlangıç efektif gerilme ve maksimum boşluk basıncı değerlerindeki değişimler, Çizelge 7.25 ve Çizelge 7.26'da sunulmuştur. Çizelgelerde verilen başlangıç efektif gerilme değişim oranı ($\Delta\sigma'_{voi}$), SC-2 tabakasının orta noktası referans alınarak Denklem (7.35) yardımıyla hesaplanmıştır.

$$\Delta\sigma'_{voi}(\%) = \frac{\sigma'_{v0} - \sigma'_{voi}}{\sigma'_{v0sc2}} \quad (7.44)$$



Çizelge 7.25. Sayısal analizler sonucunda elde edilen serbest alan ve A, B, C, D ve E Blok tekli yapı modellerine ait başlangıç efektif gerilmesi (σ'_{V0A}), maksimum ilave boşluk basıncı değerleri (p_{excmax}) ve maksimum boşluk basıncı oranları (f_{umax})

Derinlik (m)	Zemin Birimi	Serbest Alan			A BLOK				B BLOK				C BLOK				D BLOK				E BLOK			
					7 Kat (90 kPa)				5 Kat (70 kPa)				4 Kat (60 kPa)				5 Kat (70 kPa)				3 Kat (50 kPa)			
		σ'_{V0S}	$p_{excmaxS}$	f_{umaxA}		σ'_{V0A}	$\Delta\sigma'_{V0A}$	$p_{excmaxA}$	f_{umaxA}	σ'_{V0B}	$\Delta\sigma'_{V0A}$	$p_{excmaxB}$	f_{umaxB}	σ'_{V0C}	$\Delta\sigma'_{V0A}$	$p_{excmaxC}$	f_{umaxC}	σ'_{V0D}	$\Delta\sigma'_{V0A}$	$p_{excmaxD}$	f_{umaxD}	σ'_{V0E}	$\Delta\sigma'_{V0A}$	$p_{excmaxE}$
5,25	SC-2	74,27	74,26	1,00	170,79	100%	159,12	0,93	142,15	100%	152,16	1,07	136,63	100%	132,93	0,97	170,34	100%	120,6	0,71	116,71	100%	128,65	1,10
6,75	SC-3	87,77	89,01	1,01	180,9	96%	190,17	1,05	154,3	98%	159	1,03	148,17	97%	151,29	1,02	171,01	87%	177,91	1,04	129,37	98%	130,1	1,01
8,25	SC-4	101,27	25,58	0,25	192,92	95%	106,53	0,55	166,41	96%	93,69	0,56	157,18	90%	81,71	0,52	172,46	74%	101,44	0,59	140,77	93%	64,82	0,46
9,75	SC-5	114,77	23,74	0,21	206,13	95%	54,11	0,26	179,78	96%	42,11	0,23	164,11	79%	36,53	0,22	174,49	62%	42,25	0,24	150,3	84%	43,45	0,29
11,25	SC-6	128,27	11,42	0,09	219,26	94%	74,82	0,34	191,63	93%	75,53	0,39	170,17	67%	75,37	0,44	177,05	51%	63,04	0,36	158,52	71%	16,18	0,10
14,25	SC-7	155,27	74,38	0,48	239,63	87%	73,7	0,31	210,23	81%	63,41	0,30	184,38	47%	68,23	0,37	186,54	33%	75,84	0,41	176,11	49%	63,31	0,36
15,75	SC-8	168,77	21,93	0,13	247,55	82%	29,26	0,12	218,02	73%	25,57	0,12	193,13	39%	29,36	0,15	193,82	26%	29,44	0,15	186,34	41%	26,68	0,14
17,25	SC-9	182,27	170,61	0,94	255,08	75%	257,5	1,01	225,74	64%	229,04	1,01	202,44	32%	209,36	1,03	201,85	20%	215,56	1,07	196,87	34%	201,85	1,03
19,00	SC-10	197,97	24,20	0,12	262,33	67%	142,04	0,54	234,93	54%	100,26	0,43	214,28	26%	84,06	0,39	211,1	14%	90,61	0,43	209,69	28%	65,33	0,31

Çizelge 7.26. Sayısal analizler sonucunda elde edilen serbest alan ve F, G, H, J ve CONST. Blok teki yapı modellerine ait başlangıç efektif gerilmesi (σ'_{VOA}), maksimum ilave boşluk basıncı değerleri (P_{excmax}) ve maksimum boşluk basıncı oranları (r_{umax})

Derinlik (m)	Zemin Birimi	Serbest Alan			F BLOK				G BLOK				H BLOK				J BLOK				CONST. BLOK			
					6 Kat (80 kPa)				4 Kat (60 kPa)				5 Kat (70 kPa)				2 Kat (40 kPa)				3 Kat (50 kPa)			
		σ'_{VOS}	$P_{excmaxS}$	r_{umaxA}		σ'_{VOF}	$\Delta\sigma'_{VOF}$	$P_{excmaxF}$	r_{umaxF}	σ'_{VOG}	$\Delta\sigma'_{VOG}$	$P_{excmaxG}$	r_{umaxG}	σ'_{VOH}	$\Delta\sigma'_{VOH}$	$P_{excmaxH}$	r_{umaxH}	σ'_{VOJ}	$\Delta\sigma'_{VOJ}$	$P_{excmaxJ}$	r_{umaxJ}	σ'_{VOCO}	$\Delta\sigma'_{VOCO}$	$P_{excmaxCO}$
5,25	SC-2	74,27	74,26	1,00	155,19	100%	175,02	1,13	125,69	100%	137,14	1,09	143,88	100%	145,9	1,01	102,03	100%	107,53	1,05	87,03	100%	94,94	1,09
6,75	SC-3	87,77	89,01	1,01	163,93	94%	172,82	1,05	137,87	97%	143,59	1,04	156,29	98%	161,19	1,03	114,09	95%	112,93	0,99	99,49	92%	101,02	1,02
8,25	SC-4	101,27	25,58	0,25	173,25	89%	95,01	0,55	150,66	96%	78,8	0,52	168,9	97%	90,53	0,54	124,76	85%	51,03	0,41	112,45	88%	39,39	0,35
9,75	SC-5	114,77	23,74	0,21	185,52	87%	51,64	0,28	163,65	95%	32,09	0,20	180,88	95%	41,69	0,23	134,53	71%	42,21	0,31	125,72	86%	31,1	0,25
11,25	SC-6	128,27	11,42	0,09	199,58	88%	80,91	0,41	176,3	93%	83,38	0,47	191,52	91%	74,41	0,39	144,4	58%	11,89	0,08	139,23	86%	16,7	0,12
14,25	SC-7	155,27	74,38	0,48	225,81	87%	68,16	0,30	197,19	82%	60,98	0,31	208,29	76%	65,45	0,31	166,35	40%	66,72	0,40	165,58	81%	65,87	0,40
15,75	SC-8	168,77	21,93	0,13	236,71	84%	29,25	0,12	206,18	73%	24,17	0,12	215,72	67%	24,85	0,12	178,44	35%	28,39	0,16	178,51	76%	28,73	0,16
17,25	SC-9	182,27	170,61	0,94	249,89	84%	253,36	1,01	215,1	64%	214,27	1,00	223,23	59%	228,42	1,02	190,74	31%	191,78	1,01	191,16	70%	185,44	0,97
19,00	SC-10	197,97	24,20	0,12	258,36	75%	120,93	0,47	225,5	54%	87,75	0,39	232,34	49%	99,42	0,43	205,43	27%	50,22	0,24	206,22	65%	41,11	0,20

Çizelge 7.25 ve Çizelge 7.26’da sunulan renk skalası, sıvılaşma etkisinin gözlemlendiği SC-2 tabakasından itibaren temel altı gerilmelerin derinliğe bağlı olarak nasıl değiştiğini göstermektedir. Ayrıca, Çizelge 7.27’de verilen skala skor hesaplama ölçütleri temel alınarak bloklar için belirlenen sonuçlar Çizelge 7.28’de detaylandırılmıştır. Bu değerlendirmeye göre, 19,0 metre derinlikteki SC-10 tabakasına denk gelen başlangıç efektif gerilme değişim oranı ($\Delta\sigma'_{v0A}$) baz alınarak bir puanlama yapılmıştır. Skala değerlendirme puanının artış göstermesi, temel altı gerilme değerinin derinlikle birlikte daha fazla azaldığını ifade etmektedir. Bu sonuçlar, aynı zamanda temel etki derinliği hakkında da bilgi sağlamaktadır.

Çizelge 7.27. Başlangıç efektif gerilme değişim oranına ($\Delta\sigma'_{v0A}$) ait değerlendirme renk skalası ve puanlama değerleri

$\geq 100\%$	100-90%	90-80%	80-70%	70-60%	60-50%	50-40%	40-30%	30-20%	$\leq 20\%$
$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$	$\theta\sigma'_{v0}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10

Çizelge 7.28. İnceleme alanındaki bloklara ait renk skalası ve puanlama değerleri

Blok	Kat Adedi	Temel altı gerilme değeri q (kPA)	Temel Genişliği B (m)	Renk Skala Puanı
A	7	90	20,50	5
B	5	70	17,60	6
C	4	60	11,00	9
D	5	70	8,00	10
E	3	50	12,00	9
F	6	80	23,20	4
G	4	60	18,00	6
H	5	70	16,40	7
J	2	40	10,30	9
CONST.	3	40	21,00	5

Çizelge 7.28’de sunulan puanlamalar incelendiğinde, sayısal analizlerde sıvılaşma analizi yapılan yükseklik boyunca temel etki derinliklerinin, gerilme değerlerinden bağımsız olarak temel genişliğine göre değişim gösterdiği belirlenmiştir. Bu kapsamda, tabaka ortalarında belirlenen başlangıç efektif gerilmeleri ile maksimum ilave boşluk basınç değişimleri dikkate alınarak, temel altı ve serbest alan boşluk basıncı oranlarındaki değişimler ayrıntılı bir şekilde analiz edilmiştir.

Elde edilen sonuçlar incelendiğinde, SC-2 tabakası (yüzeyden itibaren 4,5-6,0 metre arası zemin profili) için tekil temel modellerinde ilave boşluk basıncı oranının (r_{umax}), 0,71 ile 1,27 arasında değiştiği tespit edilmiştir. Bu değerlerin ortalaması 1,03 olarak hesaplanmış olup, bu ortalamanın sayısal analizlerde serbest alan için belirlenen 1,0 değeriyle oldukça uyumlu olduğu gözlenmiştir. Bununla birlikte, D Blok için r_{umax} değeri 0,71 gibi diğer bloklara kıyasla oldukça düşük hesaplanmıştır. Bu durumun, statik yapı yüklemesi sonrası yüzeyden 5,25 metre derinlikte ölçülen başlangıç efektif gerilme değerine bağlı olduğu değerlendirilmektedir. Bu derinlikte, benzer temel genişliği ve kat sayısına sahip H Blok için yaklaşık 144 kPa olarak hesaplanmış olan başlangıç efektif gerilme değerinin, D Blok sayısal analizlerinde 170 Pa olarak dikkate alınmış olması, bu farkın temel nedeni olarak görülmektedir.

SC-3 tabakası (yüzeyden itibaren 6,0–8,5 metre arası zemin profili) için yapı temelleri altında elde edilen maksimum boşluk basıncı oranının 0,99 ile 1,05 arasında değiştiği tespit edilmiş, bu değerlerin ortalaması ise 1,04 olarak hesaplanmıştır. Bu sonuçların, sıvılaşma eğilimi gösteren SC-2 tabakasına benzer şekilde, serbest alan için belirlenen 1,01 değeriyle oldukça yakın olduğu görülmektedir.

Sayısal analizlerde, SC-4 tabakasında (yüzeyden itibaren 8,5-10,0 metre arası zemin profili), serbest alan modellemesi sonucunda en yüksek boşluk basıncı oranı (r_{umax}) 0,25 olarak elde edilmiştir. Tekil yapı modellerinde ise, tüm bloklar için bu değer 0,41 ile 0,59 arasında değiştiği belirlenmiştir. Oluşan bu farkın nedeni olarak Çizelge 26 ve Çizelge 27’de verilen efektif gerilme değişim oranı ($\Delta\sigma'_{v0A}$) değerlerinin SC-4 tabakası ortasında (yüzeyden 8,25 metre derinlikte) %85 ile %97 arasında olması gösterilmektedir. Bu oranlar, söz konusu derinlikte yapı temellerinden kaynaklı oluşan gerilme değerlerinin azalmadığını, bu sebeple SC-3 biriminde sıvılaşmadan kaynaklı oluşan ilave boşluk basınçlarının, SC-4 tabakası orta noktasında büyük oranda sönmülenemediğini göstermektedir. Bu durum, sıvılaşma kaynaklı artan boşluk basıncı oranının, temel gerilmeleri nedeniyle altındaki sıvılaşmayan tabakalarda hızlı şekilde azalmasını sınırlandırdığını ortaya koymaktadır.

SC-5 tabakasının orta noktasında (yüzeyden 9,75 metre derinlikte) yapı temelleri altında ortalama ilave boşluk basıncı oranı 0,25 olarak hesaplanmış ve bu değer serbest alanda belirlenen 0,21 oranına oldukça yakın olduğu tespit edilmiştir. Bu bulgu, SC-3 tabakasında

meydana gelen sıvılaşma kaynaklı ilave boşluk basınç değerlerinin, temel altı gerilmelerden bağımsız bir şekilde SC-5 tabakasına kadar sönümlenebildiğini göstermektedir.

Rölatif sıkılık değeri (D_r) %100 olan SC-6 tabakasının orta noktasında (yüzeyden 11,25 metre derinlikte), serbest alan maksimum boşluk basıncı oranı (r_{umax}) 0,09 olarak hesaplanmıştır. Benzer şekilde, 2 ve 3 katlı E, Cons. ve J blok temelleri altında bu değerlerin 0,08 ile 0,12 arasında değiştiği belirlenmiştir. Bununla birlikte, daha yüksek katlı bloklar altında r_{umax} değerlerinin 0,34 ile 0,47 gibi oldukça yüksek değerler aldığı gözlenmiştir. Bu durum, azalan temel gerilme değerlerinin 11,25 metre derinlikteki ilave boşluk basıncı üzerindeki etkisini de ortadan kaldırdığını ifade etmektedir.

Bununla birlikte, 4, 5, 6 ve 7 katlı bloklar altında belirlenen maksimum boşluk basıncı oranı (r_{umax}) değerlerinin serbest alan analiz sonuçlarına kıyasla ciddi miktarda daha yüksek olmasının temel sebebi olarak, SC-6 tabakasının altında yer alan geçirimsiz kil birimi (CL-2) görülmektedir. Bu geçirimsiz tabaka, serbest drenajı engelleyerek dinamik koşullar altında temel altı gerilmelerinin etkisiyle ilave boşluk basıncı (p_{excmax}) değerlerinin artmasına neden olmaktadır. Çizelge 26 ve Çizelge 27’de sunulan verilere göre, 2 ve 3 katlı E, Cons. ve J blok temelleri altında p_{excmax} değerleri sırasıyla 16,18 kPa, 13,31 kPa ve 11,89 kPa olarak hesaplanmıştır. Bu değerlerin, serbest alanda belirlenen 11,42 kPa ile oldukça benzer olduğu tespit edilmiştir. Buna karşılık, daha yüksek katlı bloklarda ilave boşluk basıncı (p_{excmax}) değerlerinin 63,04 kPa ile 83,38 kPa arasında değiştiği belirlenmiştir. Bu sonuçlar, temel altı gerilmelerinin ve geçirimsiz tabakaların yerlerinin ve mevcudiyetinin dinamik koşullardaki etkilerini net bir şekilde ortaya koymaktadır.

Geçirimsiz CL-2 tabakasının altında yer alan SC-7 biriminin orta noktasında ise (yüzeyden 14,25 metre derinlikte), dinamik etkiler sonucunda serbest alandaki maksimum boşluk basıncı oranının (r_{umax}) 0,48 olduğu belirlenmiştir. Ancak bu oranın, temel altı gerilmelerdeki artışa bağlı olarak azalma eğilimi gösterdiği ve tekil temel modelleri altında 0,30 ile 0,41 arasında değiştiği tespit edilmiştir. Çizelge 26 ve Çizelge 27’de sunulan verilere göre, SC-7 tabakası için temel altı gerilme değerleri ve efektif gerilme değişim oranları ($\theta\sigma'_{v0A}$) sırasıyla şu şekilde hesaplanmıştır: 4 katlı C Blok için 60 kPa ve %47; 5 katlı D Blok için 70 kPa ve %33; 2 katlı J Blok için 40 kPa ve %40; Const. için ise 30 kPa ve %86. Bu verilere karşılık gelen ilave boşluk basıncı oranlarının serbest alan değerine yakın olduğu ve 0,37 ile 0,40 arasında değiştiği tespit edilmiştir. Elde edilen bulgular, temel altı

gerilmeleri ve temel genişliğine bağlı olarak değişen etki derinliklerinin, dinamik etkiler altında artış eğilimi gösteren boşluk basıncı oranını farklı oranlarda azaltıcı bir etki yarattığını ortaya koymaktadır.

Sayısal analiz sonuçlarına göre, SC-8 tabakasında serbest alandaki maksimum boşluk basıncı oranı (r_{umax}) 0,13 olarak belirlenmiştir. Yapı temelleri altında ise bu değerlerin 0,12 ile 0,16 arasında değiştiği tespit edilmiştir. Bu bulgular, SC-7 tabakasında gözlenen temel altı gerilmelerinin boşluk basıncı üzerindeki sınırlayıcı etkisinin, SC-8 tabakası için ortadan kalktığını göstermektedir. Böylece, SC-8 biriminde dinamik etkiler altında temel altı ve serbest alan arasındaki farkın azaldığı anlaşılmaktadır.

Sıvılaşma özelliği gösteren SC-9 tabakası orta noktasında (yüzeyden 17,25 metre derinlikte), serbest alan için maksimum boşluk basıncı oranı (r_{umax}) 0,94 olarak hesaplanmıştır. Bu oran, tekil yapı modellerinde ise 0,97 ile 1,07 arasında değişiklik göstermiştir. Temel altı gerilmelerinin, r_{umax} değerlerini %3 ile %14 oranında arttırdığı görülmekle birlikte, bu artışın sınırlı kaldığı tespit edilmiştir. Sıvılaşma potansiyeli görülen SC-2 ve SC-3 tabaka sonuçlarının benzer eğilimde olduğu değerlendirildiğinde, farklı temel genişliklerine ve temel altı gerilmelere sahip yapıların, dinamik etkiler altında maksimum boşluk basıncı üzerindeki etkisinin, sıvılaşma yaşanan tabakalar için sınırlı olduğu sonucuna ulaşılmıştır.

SC-10 tabakasının (orta noktası yüzeyden 19,00 metre derinlikte) sayısal analiz verileri incelendiğinde ise, SC-9 tabakasında meydana gelen sıvılaşma mekanizması sonucunda artan boşluk basınçlarının, üst yapı etkileri nedeniyle sönmelenemediği belirlenmiştir. Bu durumun bir sonucu olarak, yapı temelleri altında maksimum boşluk basıncı oranları (r_{umax}) 0,20 ile 0,54 arasında değişen değerlerde hesaplanmıştır. Serbest alan analizlerinde ise r_{umax} oranının 0,12 olduğu tespit edilmiş, bu değere en yakın sonuçların 2 katlı J Blok ve 3 katlı Const. yapılarında sırasıyla 0,24 ve 0,20 olarak elde edildiği anlaşılmıştır. Daha yüksek temel altı gerilmelerine ve efektif gerilme değişim oranlarına ($\Delta\sigma^{VOA}$) sahip yapılarda ise r_{umax} değerlerinin arttığı gözlenmiştir.

Bu bulgular, sıvılaşma eğilimi gösteren birimlerin altında yer alan SC-4 tabakası sonuçları ile benzerlik göstermektedir. Bu bağlamda, temel altı gerilmelerin, sıvılaşma gerçekleşen tabakalardaki ilave boşluk basınçlarının sönmelenmesini önemli ölçüde sınırlandırabildiği

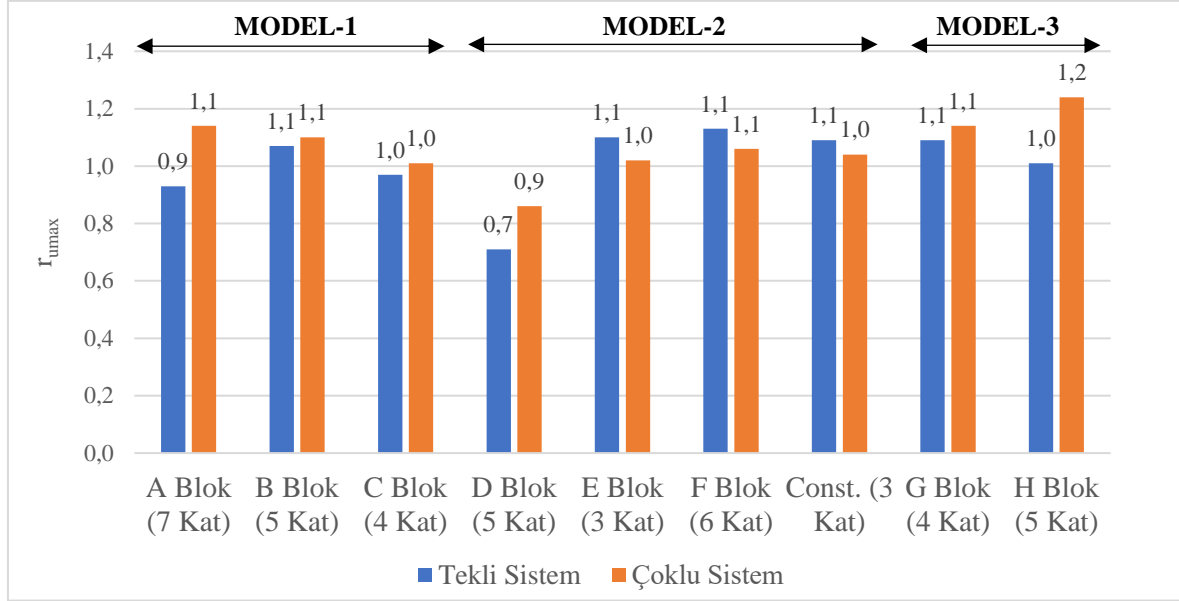
ve bu etkinin yüksek katlı yapılarda, yani yüksek gerilme düzeylerinde, daha belirgin olduğu sonucuna varılmıştır.

Saha koşullarının daha gerçekçi bir şekilde yansıtılabilmesi amacıyla, bireysel bina analizlerine ek olarak, bitişik nizam yerleşim düzenine sahip grup modellemeleri oluşturulmuştur. Yapı yerleşim planına göre; Model-1 kapsamında A, B ve C Blokları, Model-2 kapsamında D, E ve F Blokları ile Cons. olarak adlandırılan yapı, Model-3 kapsamında ise G ve H Blokları içeren sistemler analiz edilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen en yüksek boşluk basıncı oranları, Şekil 7.78 ile Şekil 7.86 arasında karşılaştırmalı grafikler halinde sunulmuştur.

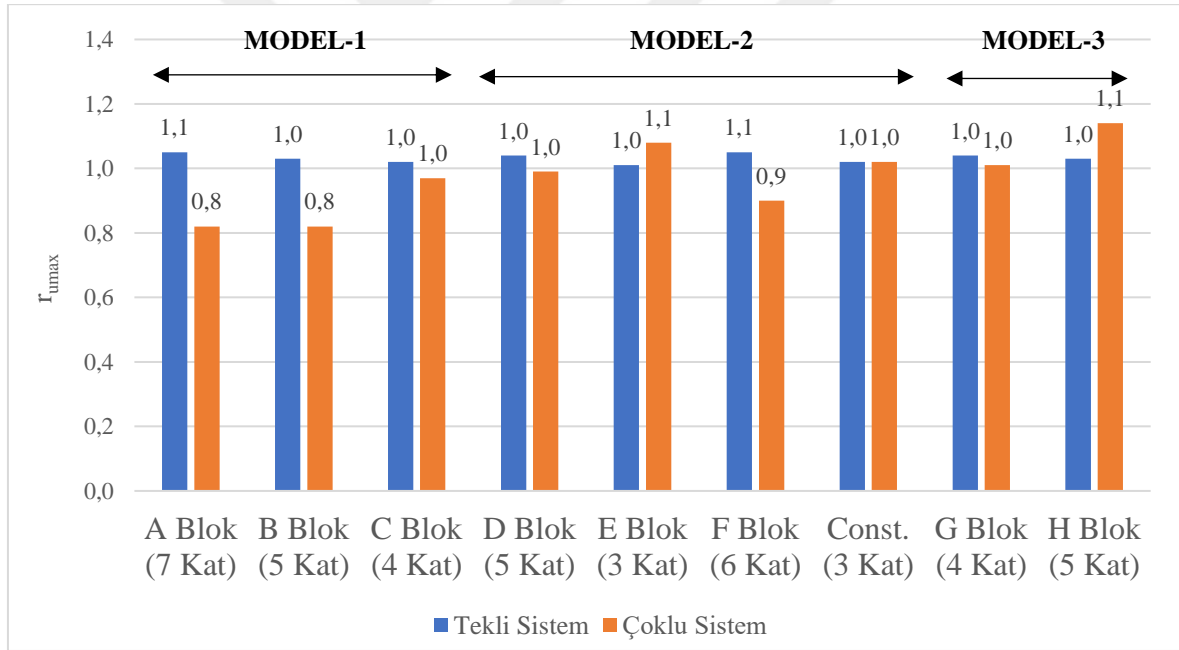
Yapılan sayısal analizler sonucunda, sıvılaştığı belirlenen SC-2, SC-3 ve SC-9 tabakalarında, serbest alan, tekil ve grup sistem analizlerinden elde edilen ilave boşluk basıncı oranı (r_{umax}) değerlerinin %3 ile %7 arasında değişen oldukça düşük farklar gösterdiği tespit edilmiştir. Benzer şekilde, SC-5, SC-7 ve SC-9 birimlerinde ilave boşluk basıncı oranlarının uyumlu olduğu ve farkların %3 ile %9 arasında değiştiği belirlenmiştir. Bununla birlikte, rölatif sıklık değeri (D_r) %100 olan SC-6, SC-8 ve SC-10 birimleri ile SC-4 tabakasında, r_{umax} değişim oranlarının sırasıyla %47, %40, %20 ve %25 olduğu gözlenmiştir. Ancak, bu tabakalardaki boşluk basıncı oranlarının sayısal değerleri dikkate alındığında, söz konusu farkların sıvılaşma potansiyeli üzerinde anlamlı bir değişim ortaya çıkarmadığı görülmüştür.

Elde edilen bulgular değerlendirildiğinde, tabakalar bazında tekil yapı yerleşimi ile grup yerleşimi altında belirlenen ilave boşluk basıncı oranlarının (r_{umax}) bir miktar değişiklik gösterdiği, ancak bu farklılıkların mühendislik uygulamaları açısından anlamlı bir etkisinin olmadığı tespit edilmiştir. Bu durum, modelleme sisteminin grup olarak yapılmasının Plaxis 2D programında belirgin bir fark yaratmadığını göstermekte olup, temellerin dinamik koşullar altında gerilme dağılımını belirgin şekilde değiştirmedeğini ortaya koymaktadır.

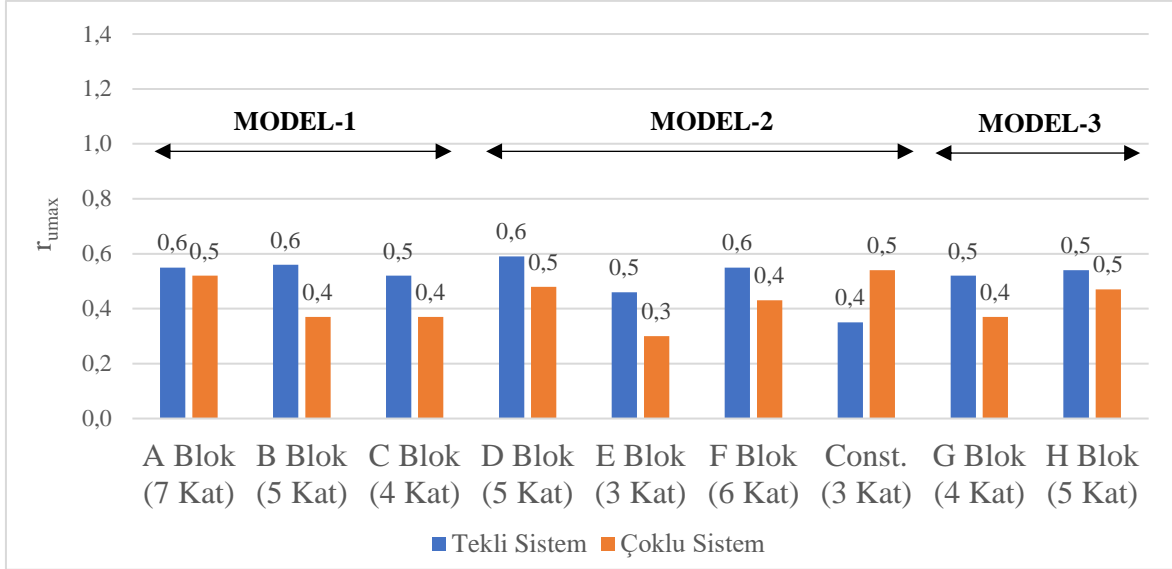
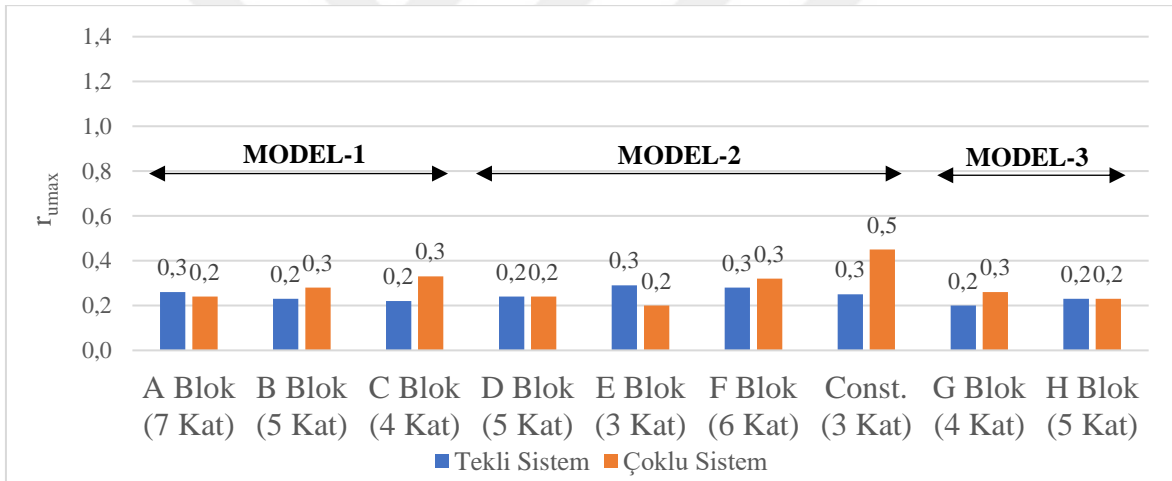
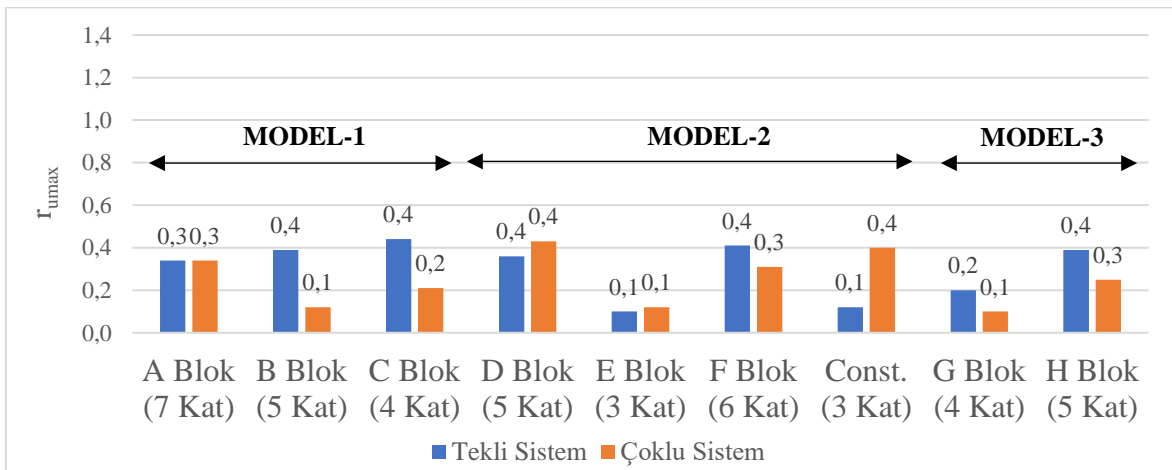
İlerleyen bölümlerde, sayısal modelleme sonuçları çerçevesinde dinamik yükleme koşulları altında yapı temellerinde gözlenen oturma verileri, literatürde sunulan sıvılaşma durumuna yönelik oturma tahmin yöntemleri ve saha gözlemleri ile karşılaştırmalı olarak ele alınmıştır. Bunun yanı sıra, dinamik koşullar altında tekil model tipleri ile bitişik grup yapı yerleşimlerinden elde edilen oturma değerleri, saha verileri temel alınarak karşılaştırmalı şekilde değerlendirilmiştir.

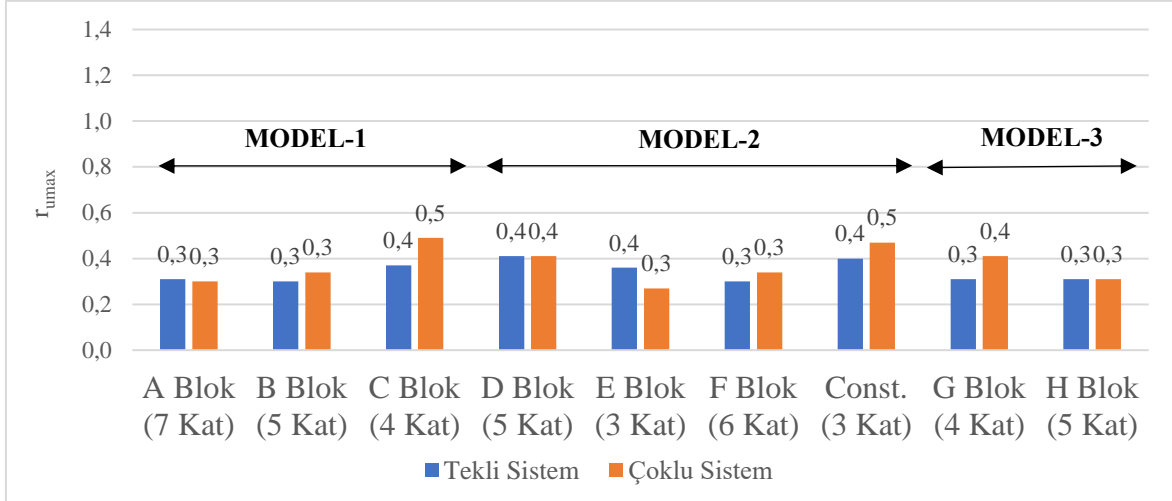
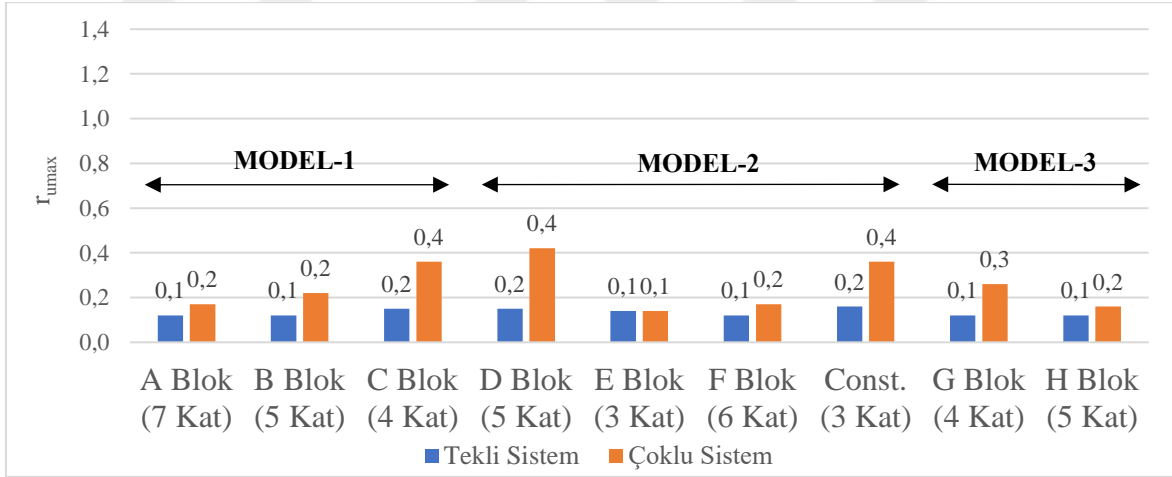
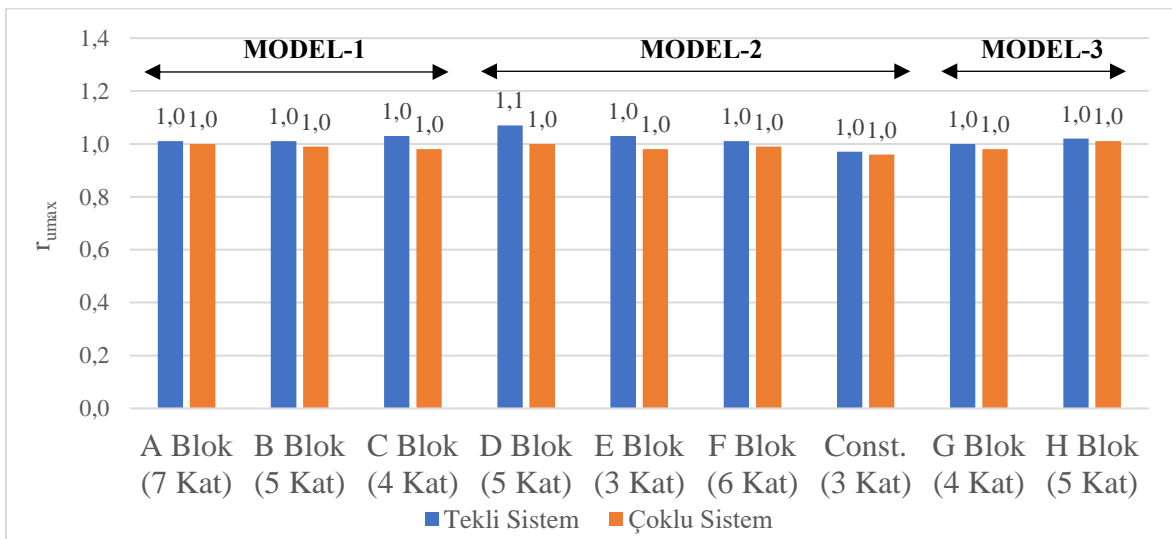


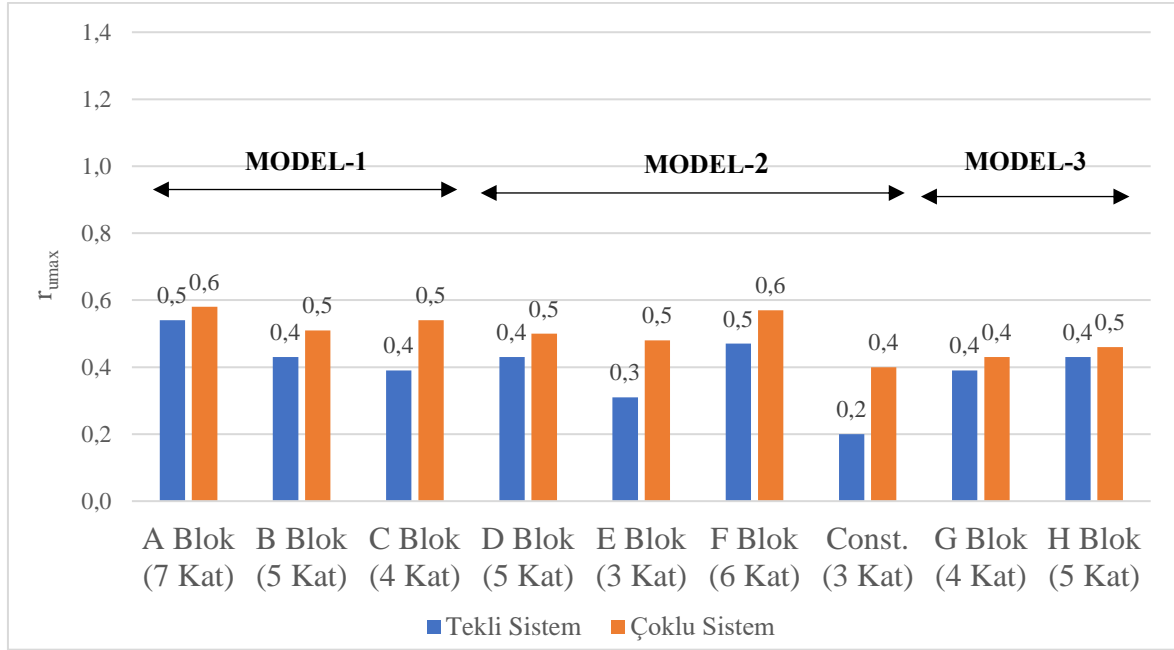
Şekil 7.78. SC-2 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri



Şekil 7.79. SC-3 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri

Şekil 7.80. SC-4 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleriŞekil 7.81. SC-5 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleriŞekil 7.82. SC-6 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri

Şekil 7.83. SC-7 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleriŞekil 7.84. SC-8 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleriŞekil 7.85. SC-9 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri



Şekil 7.86. SC-10 için tekli ve çoklu sistem maksimum r_u değerleri

Dinamik koşullar altında meydana gelen yapı oturmalarının incelenmesi

Laboratuvarında gerçekleştirilen dinamik deneyler sonucunda, çeşitli derinliklerde sıvılaşma potansiyeli belirlenen ve tekrarlı yüklemeler altında boşluk basıncı artışlarının beklendiği tabakalara yönelik yapılan sayısal analizlerde, benzer sonuçların elde edildiği tespit edilmiştir. Bu sonuçların, sahada deprem sonrası gözlenen yapı oturmalarını ne ölçüde etkilediğini belirlemek amacıyla, tekil ve grup modellemelerden elde edilen oturma değerleri saha bulguları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca, önceki bölümlerde sonuçları sunulan ve literatürde yer alan oturma tahmin yöntemlerinin güvenilirliği ve hassasiyeti de değerlendirilmiştir.

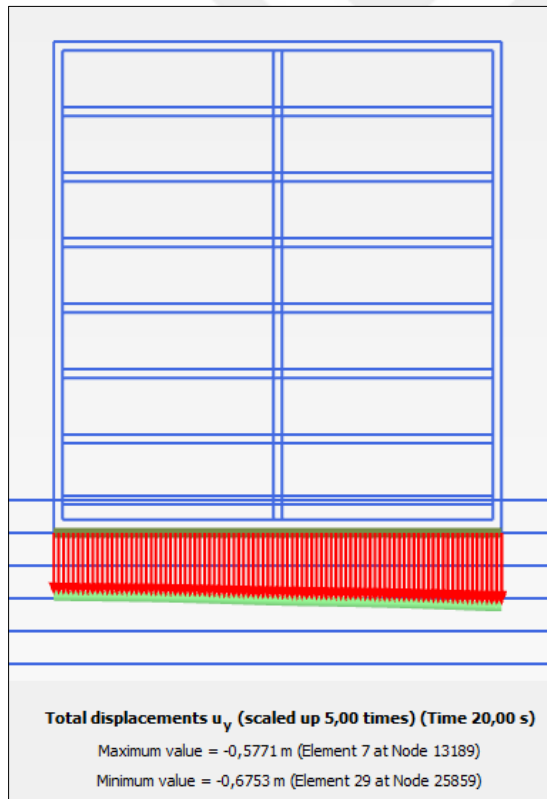
Bu bağlamda, öncelikle tekil yapı oturmalarına ilişkin sayısal modelleme sonuçları kullanılarak, temel genişliği ve temel altı gerilmelerini esas alan bir bağıntı oluşturulmuştur. Ardından, bu formülasyonun geçerliliği, II No'lu inceleme alanına 50 metre mesafede bulunan tekil bir yapının oturma ölçümleri kullanılarak değerlendirilmiştir. Böylelikle, tekil bir yapıya ait sayısal modelleme sonuçları saha bulguları ile karşılaştırmalı olarak incelenmiştir.

Sonraki aşamada, tekil yapı temellerine ilişkin araştırma sonuçları, çoklu (grup) temel yerleşimlerine yönelik saha bulguları ile kıyaslanmıştır. Benzer bir değerlendirme, saha

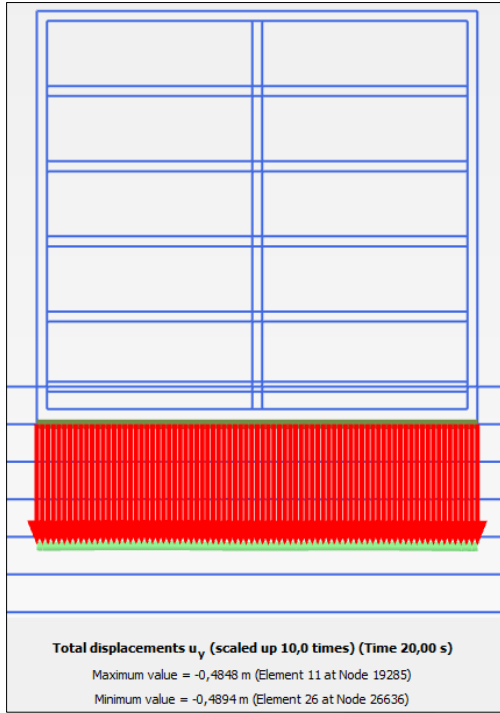
yerleşimini temsil edecek şekilde modellenmiş yapı gruplarının sayısal analiz sonuçları üzerinden de gerçekleştirilmiştir. Elde edilen veriler, birbirine yakın temellerin sıvılaşma koşullarında oturma etkileşimlerini değerlendiren literatür çalışmaları ile karşılaştırılmıştır. Tüm bu çalışmalar sonucunda, tekil ve çoklu sistemlerin sıvılaşma durumu altındaki oturma analiz yöntemlerinin etkinliği kapsamlı bir şekilde irdelenmiştir.

Sıvılaşma kaynaklı tekil yapı oturmalarına ait sonlu eleman analizi sonuçlarının saha bulguları ile kıyaslanması

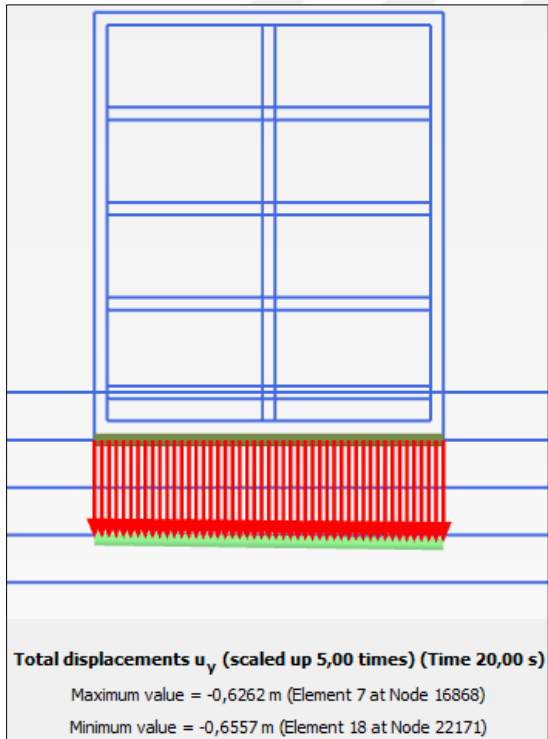
Plaxis 2D programı kullanılarak gerçekleştirilen tekil yapı modellemeleri sonucunda, dinamik koşullar altında belirlenen oturma değerleri, Şekil 7.87 ile Şekil 7.96 arasında detaylı bir şekilde sunulmuştur.



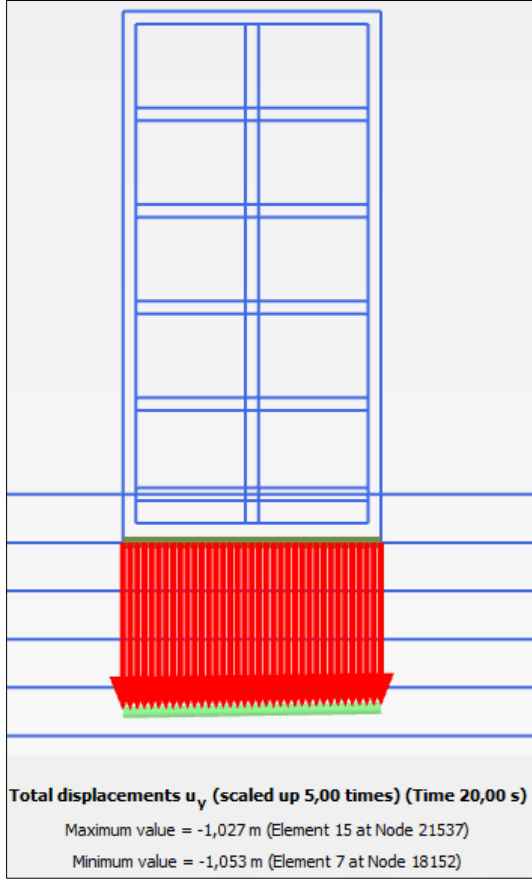
Şekil 7.87. Sayısal analizler neticesinde A Blok temel oturma görünümü



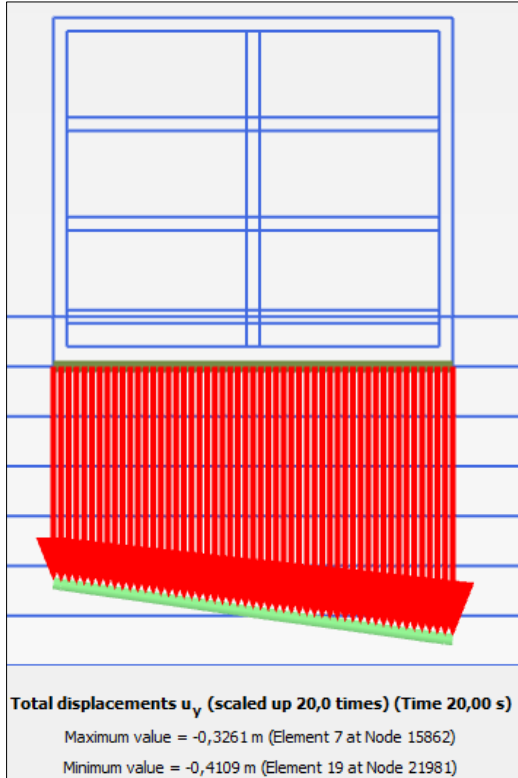
Şekil 7.88. Sayısal analizler neticesinde B Blok temel oturma görünümü



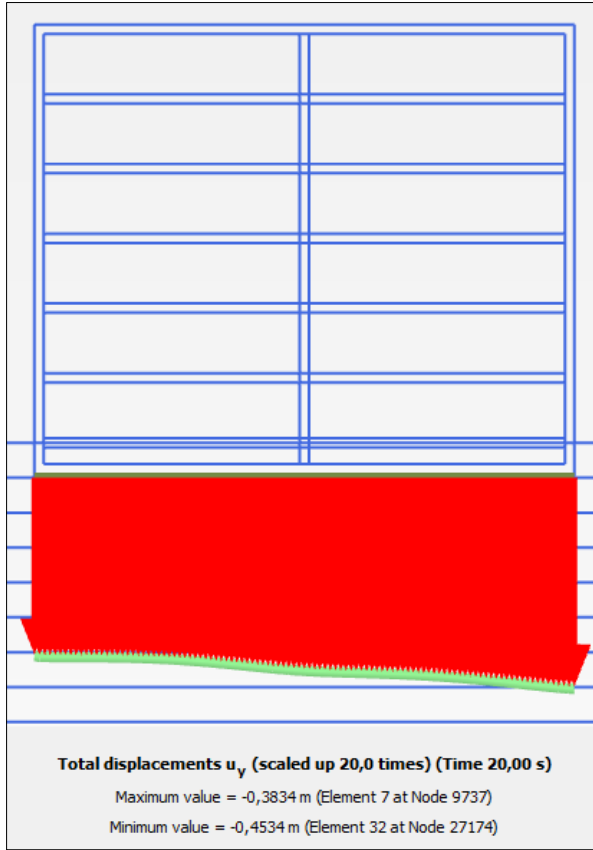
Şekil 8.89. Sayısal analizler neticesinde C Blok temel oturma görünümü



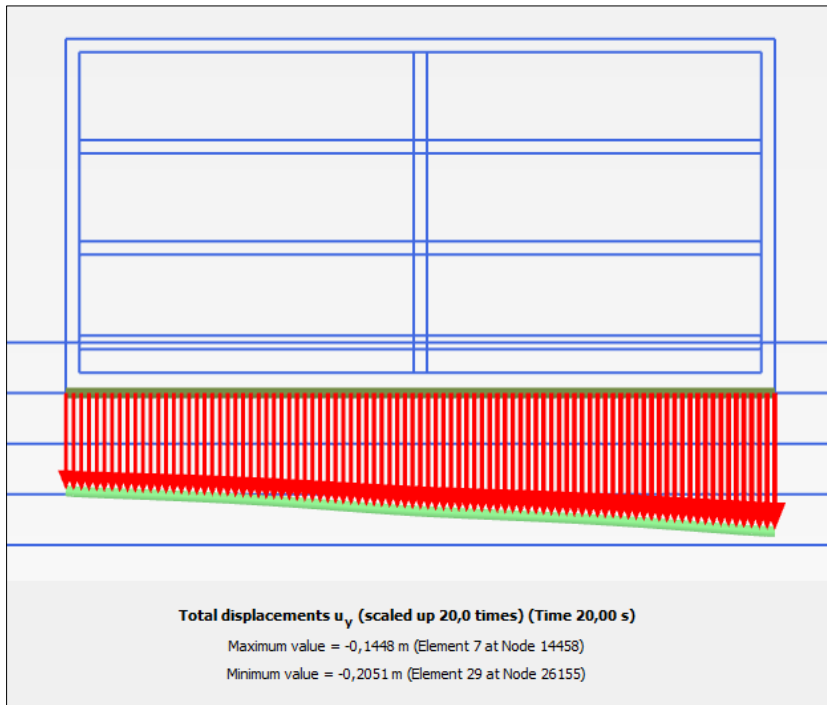
Şekil 7.90. Sayısal analizler neticesinde D Blok temel oturma görünümü



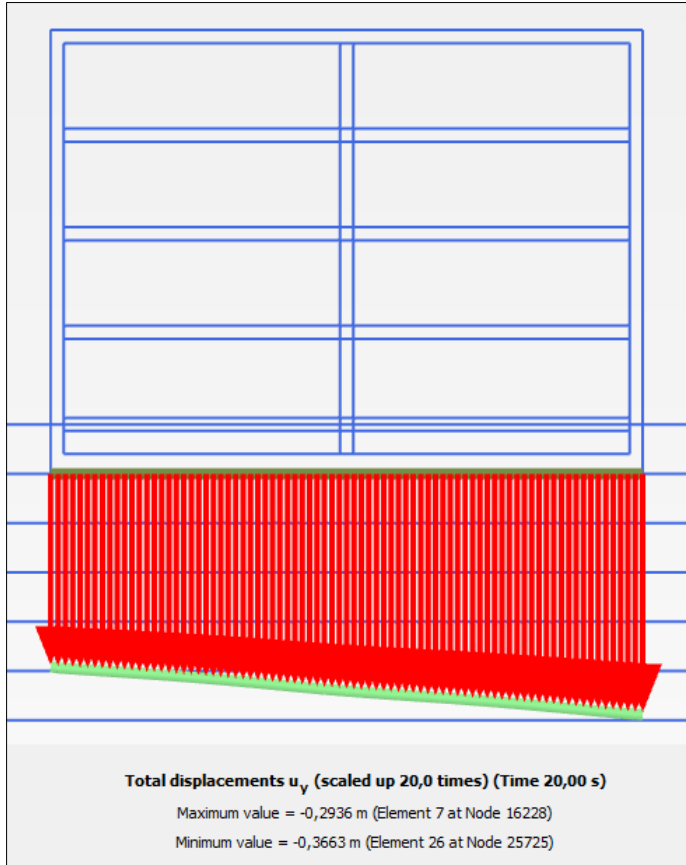
Şekil 7.91. Sayısal analizler neticesinde E Blok temel oturma görünümü



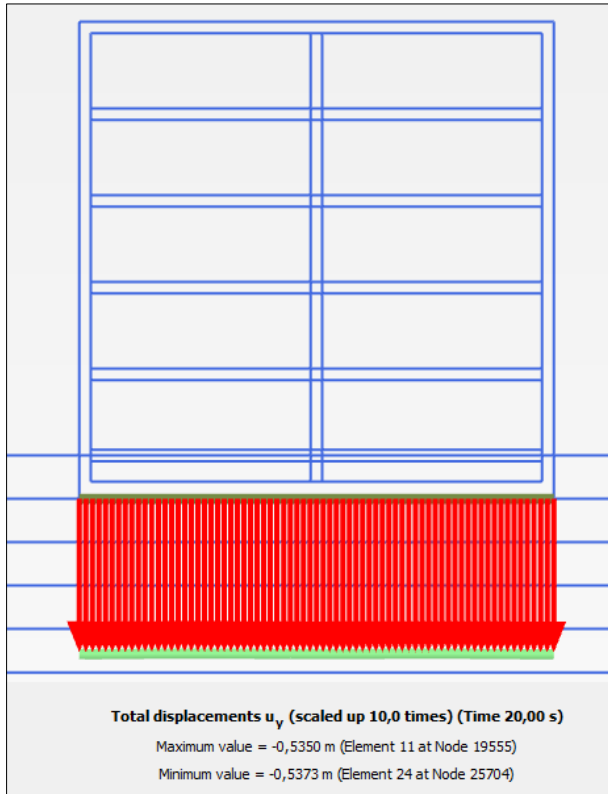
Şekil 7.92. Sayısal analizler neticesinde F Blok temel oturma görünümü



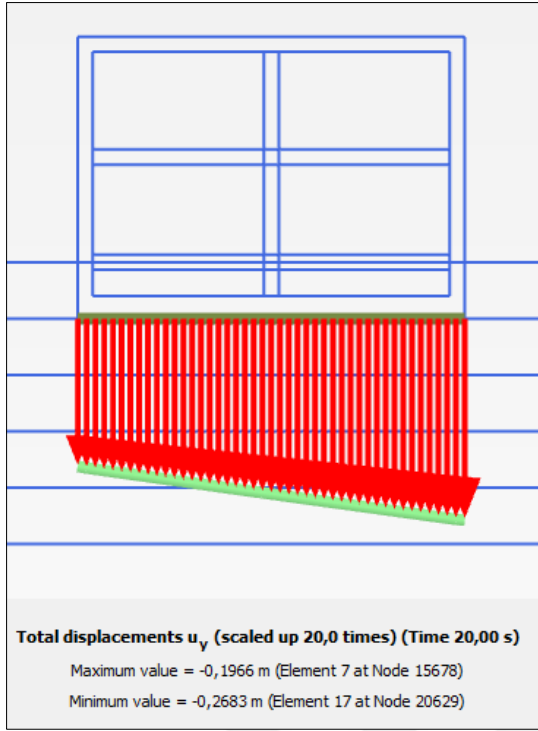
Şekil 7.93. Sayısal analizler neticesinde Cons. temel oturma görünümü



Şekil 7.94. Sayısal analizler neticesinde G Blok temel oturma görünümü



Şekil 7.95. Sayısal analizler neticesinde H Blok temel oturma görünümü



Şekil 7.96. Sayısal analizler neticesinde J Blok temel oturma görünümü

Dinamik etkiler dikkate alınarak tekil yerleşime sahip yapılar için gerçekleştirilen sayısal analiz sonuçlarının saha ölçümleriyle tutarlılığını değerlendirebilmek amacıyla II No'lu inceleme alanında bağımsız yerleşime sahip bir blok bulunmaması önemli bir kısıtlama oluşturmaktadır. Bu durumun ortadan kaldırılması amacıyla, farklı yapı tiplerine ait sayısal analizlerden elde edilen oturma verileri kullanılarak istatistiksel bir değerlendirme gerçekleştirilmiştir. Bu yöntemle, aynı zemin koşulları ve deprem parametreleri altında, farklı temel genişlikleri ve temel altı gerilme değerlerine sahip bağımsız yapılar için sayısal modelleme davranışının belirlenmesi hedeflenmiştir.

Bu bağlamda, oturma davranışını etkileyebilecek temel genişliği ve temel altı gerilme değerleri gibi en önemli bağımsız değişkenler tanımlanmış ve regresyon analizi yöntemiyle oturma davranışını ifade eden basit bir bağıntı geliştirilmiştir. Geliştirilen bağıntı, Çizelge 7.25'te sunulan parametreler kullanılarak türetilmiş ve Denklem (7.36) ile ifade edilmiştir.

Çizelge 7.29. Regresyon analizinde kullanılan yapı özellikleri ve oturma sonuçları

Blok	Kat	B (m)	Q (kPa)	Plaxis2D Sonucu s (cm)
A	7	20,5	90	67,53
B	5	17,6	70	48,94
C	4	11,0	60	65,57
D	5	8,0	70	105,3
E	3	12,0	50	41,09
F	6	23,2	80	45,34
G	4	18,0	60	36,63
H	5	16,4	70	53,73
J	2	10,3	40	26,83
CON	3	21,0	30	20,51

$$s(cm) = 0,903Q - 2,219B + 20,530 \quad (7.45)$$

Geliştirilen bağıntının uygulanabilirliği ve doğruluğunu değerlendirmek amacıyla, II No'lu inceleme alanına yaklaşık 50 metre mesafede bulunan X Blok'a ait saha ölçümleri ile kıyaslama yapılmıştır (Resim 7.7).



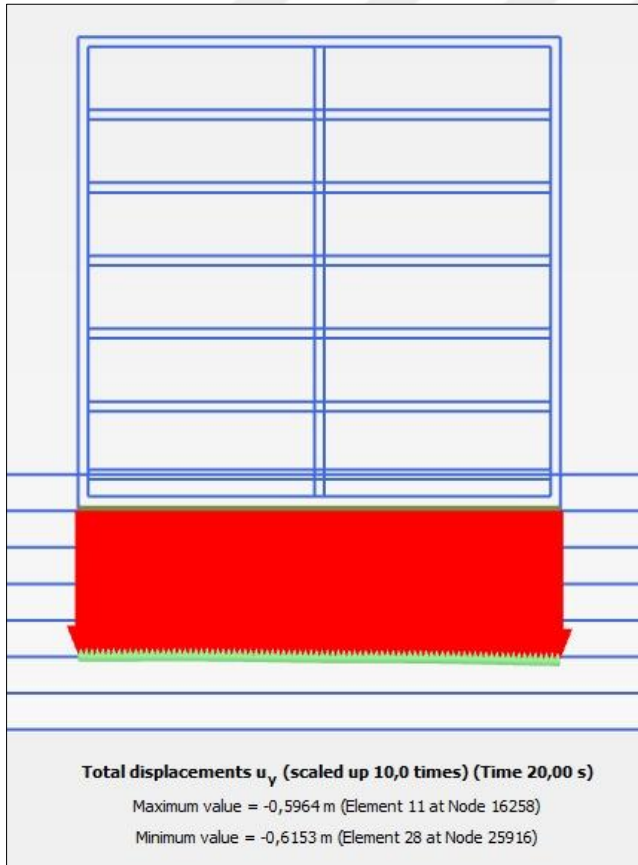
Resim 7.7. X blok ile II No'lu inceleme alanı yerleşimi

Tekil yerleşime sahip X Blok'ta gerçekleştirilen saha gözlemleri ve ölçümler, I No'lu inceleme alanındaki yapılardan farklı olarak, açısız dönme oluşumunun gözlenmediğini; bunun yerine daha homojen bir şekilde düşey deplasman meydana geldiğini ortaya koymuştur (Resim 7.8).



Resim 7.8. X blok deformasyonlarına ait bir görünüm

Bu bulgular dikkate alınarak, diğer blok hesaplamalarında dikkate alınan zemin ve deprem parametreleri kullanılarak X Blok için Plaxis 2D programı yardımıyla sayısal analizler gerçekleştirilmiştir. Analizler neticesinde elde edilen oturma grafiği Şekil 7.97'de görülmektedir.



Şekil 7.97. Sayısal analizler neticesinde X Blok temel oturma görünümü

X Blok'un yapısal özellikleri ve deplasman ölçüm sonuçları Çizelge 7.30'da sunulmuştur. Aynı çizelgede, X Blok için Denklem (7.36) kullanılarak hesaplanan tahmini oturma değeri ve sayısal analiz sonuçlarına da yer verilmiş olup, her iki sonucun saha ölçümleri ile uyum gösterdiği tespit edilmiştir.

Çizelge 7.30. X Blok için yapısal özellikler ile denklem ve saha ölçüm oturma değerleri

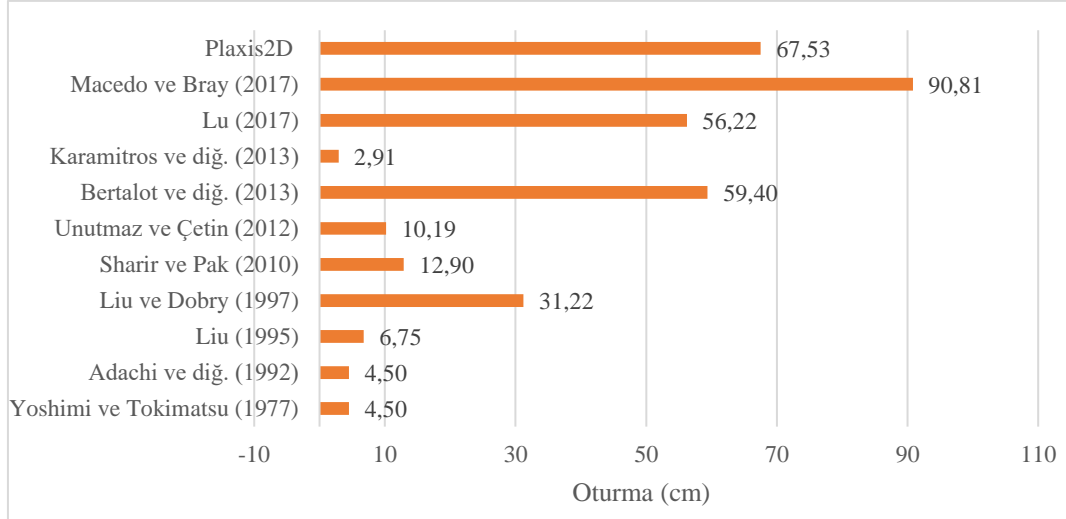
Blok No	Temel Genişliği B (m)	Temel Uzunluğu L (m)	Kat Sayısı	Temel Altı Gerilme Değeri Q (kPa)	Denklem (7.36) Oturma Değeri s (cm)	Plaxis2D Sonucu s (cm)	Saha Ölçümü Oturma Değeri s (cm)
X	19,8	30,0	6	80	48,83	61,53	58,0

Elde edilen sonuçların değerlendirilmesi sonucunda, arazi ve laboratuvar verileri ile dinamik deneylerden elde edilen zemin parametreleri ve ölçeklendirilmiş deprem kayıtları temel alınarak oluşturulan sayısal modellemelerin, saha gözlemleriyle uyumlu sıvılaşma kaynaklı oturma değerleri verdiği tespit edilmiştir. Bu bulgu, tekil yapı oturmalarına ilişkin sonuçlar için geçerli olmakla birlikte, II No'lu inceleme alanında yer alan bitişik nizam yapı yerleşimlerine yönelik elde edilen sonuçlar, ilerleyen bölümlerde ayrıntılı olarak ele alınmıştır.

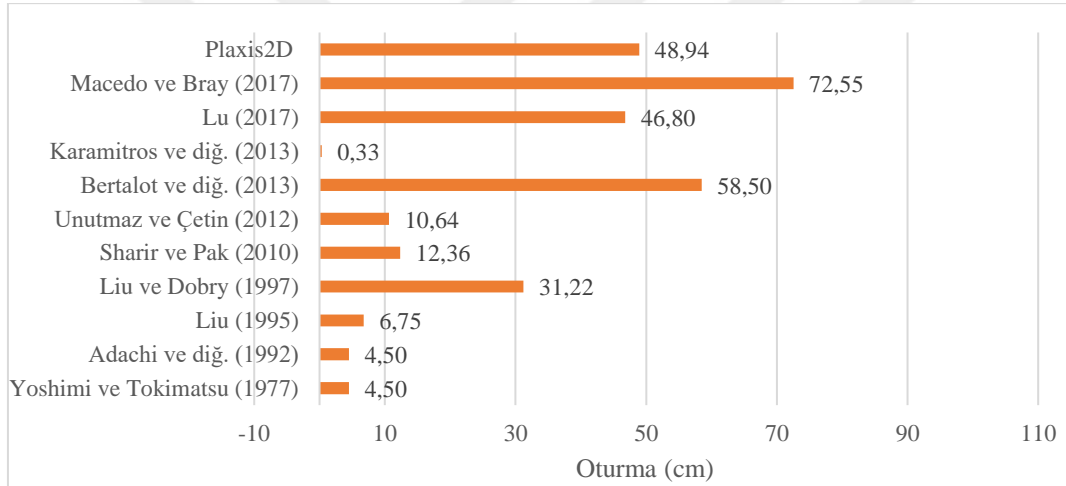
Tekil olarak modellenen X Blok için gerçekleştirilen sayısal analizin saha bulguları ile gösterdiği uyum temel alınarak, literatürde sunulan sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yaklaşımlarının kapsamlı bir değerlendirmesi yapılmıştır. Bu çerçevede, sonlu eleman analizlerinden elde edilen tekil yapı oturma değerleri ve farklı oturma tahmin yaklaşımlarına ait sonuçlar Çizelge 8.25'te toplu olarak sunulmuştur. Söz konusu veriler, blok bazında ayrıntılı bir şekilde incelenmiş ve ilgili analizlerin görsel karşılaştırmaları, Şekil 7.98 ile Şekil 7.107 arasında yer alan grafiklerde detaylı olarak gösterilmiştir.

Çizelge 7.31. Sayısal analiz sonuçları ve literatür verileri ile elde edilen sıvılaşma kaynaklı oturma değerleri toplu gösterimi

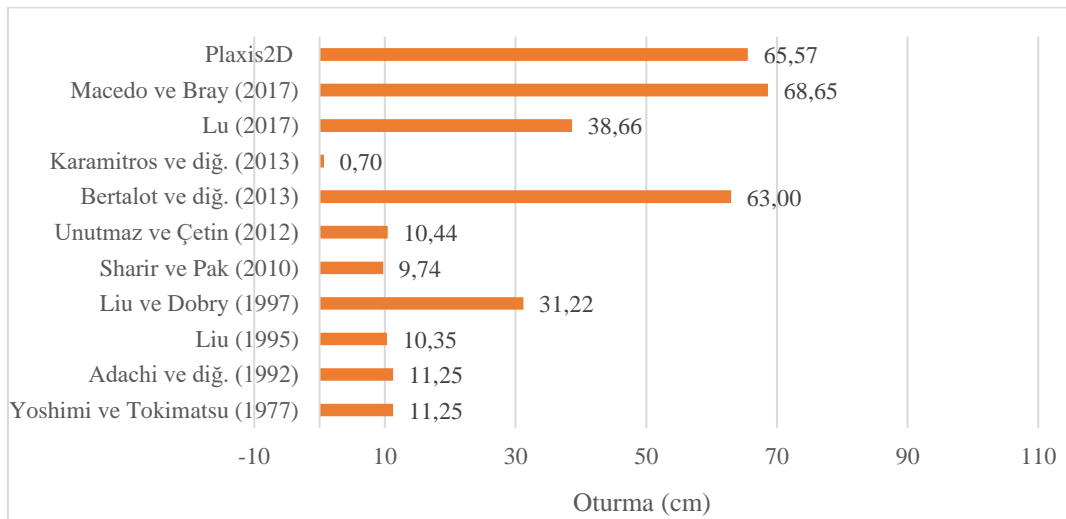
Blok	Kat	B (m)	L (m)	Q (kPa)	Yoshimi ve Tokimatsu (1977)	Adachi ve diğ. (1992)	Liu (1995)	Liu ve Dobry (1997)	Sharir ve Pak (2010)	Unutmaz ve Çetin (2012)	Bertalot ve diğ. (2013)	Karamitros ve diğ. (2013)	Lu (2017)	Macedo ve Bray (2017)	Plaxis2D Tekil Model (cm)
A	7	15,85	20,5	90	4,50	4,50	6,75	31,22	12,90	10,19	59,4	2,91	56,22	90,81	67,53
B	5	15,6	17,6	70	4,50	4,50	6,75	31,22	12,36	10,64	58,5	0,33	46,80	72,55	48,94
C	4	10,0	11,0	60	11,25	11,25	10,35	31,22	9,74	10,44	63,0	0,70	38,66	68,65	65,57
D	5	8,0	26,0	70	22,50	27,00	12,15	31,22	8,86	9,85	68,4	3,43	43,96	84,42	105,3
E	3	12,0	12,8	50	9,00	9,00	9,00	31,22	10,39	10,82	54,0	0,25	32,77	52,78	41,09
F	6	10,1	23,2	80	11,25	11,25	10,35	31,22	10,34	9,80	60,75	2,17	48,15	92,06	45,34
G	4	7,1	18,0	60	31,50	40,50	13,05	31,22	7,91	10,14	69,75	2,47	37,07	72,74	36,63
H	5	12,5	16,4	70	8,10	5,63	8,55	31,22	11,19	10,43	63,0	0,64	46,04	77,18	53,73
J	2	10,3	12,25	40	12,15	10,80	9,90	31,22	9,21	10,92	48,6	0,20	25,85	40,01	26,83
CONS.	3	21,0	34,2	30	0,00	4,50	4,50	31,22	13,49	11,25	29,25	0,05	20,40	20,36	20,51



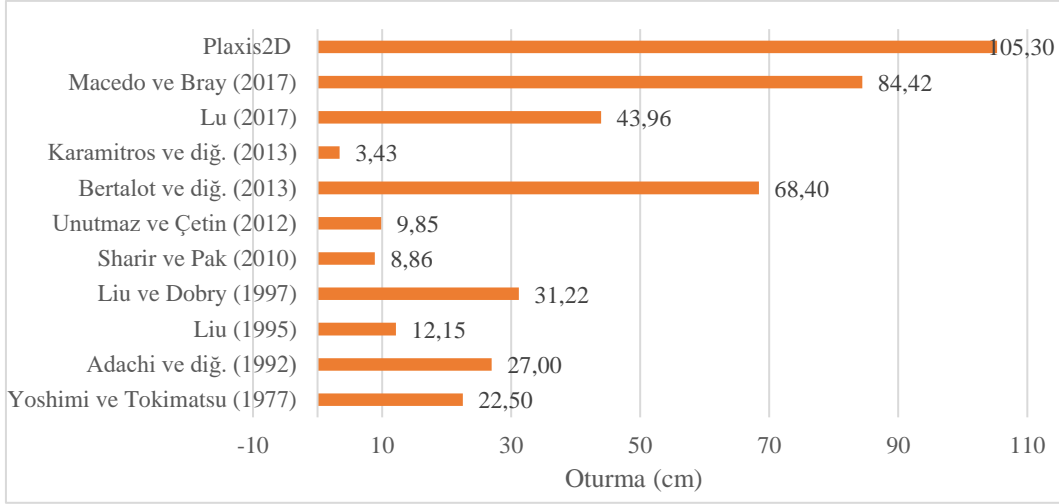
Şekil 7.98. A Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi



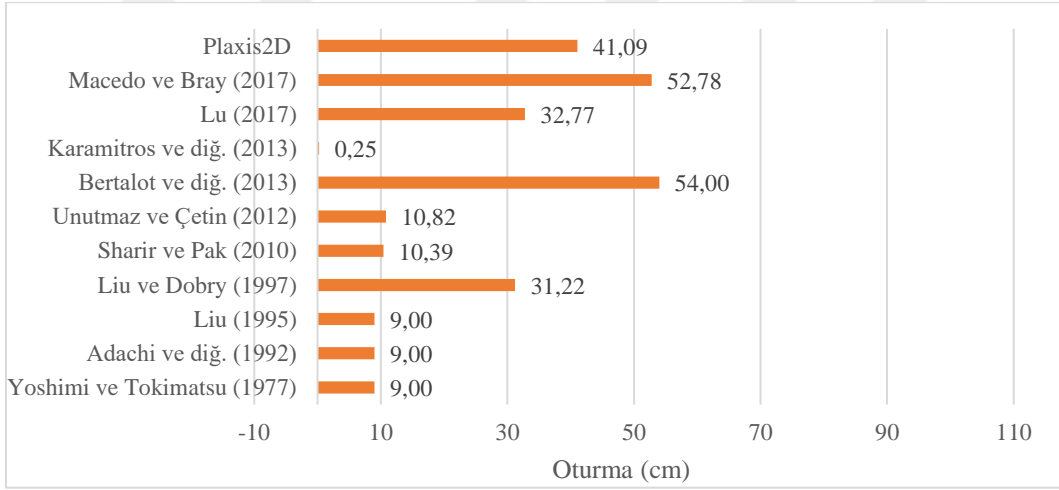
Şekil 7.99. B Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi



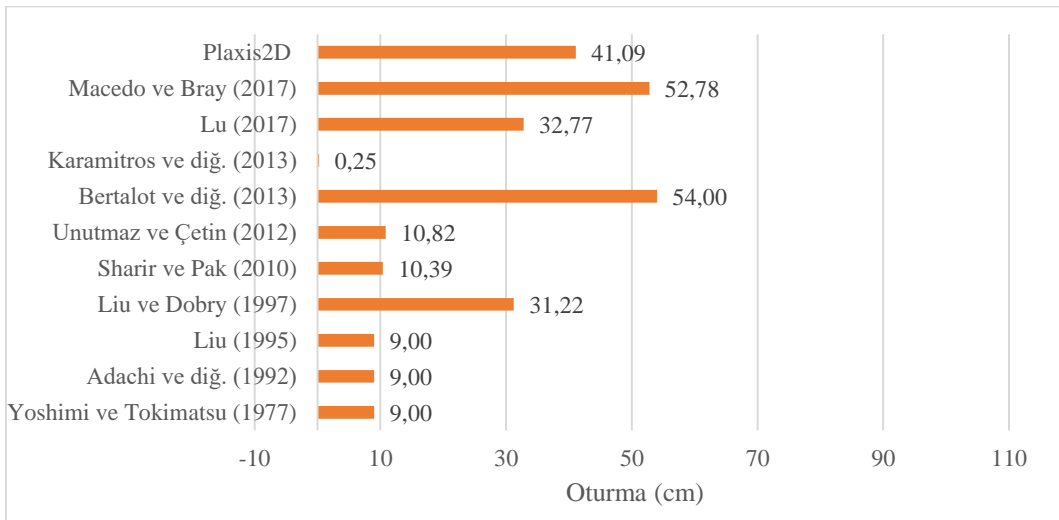
Şekil 7.100. C Blok tekil yapı yapı analiz sonuçları toplu gösterimi



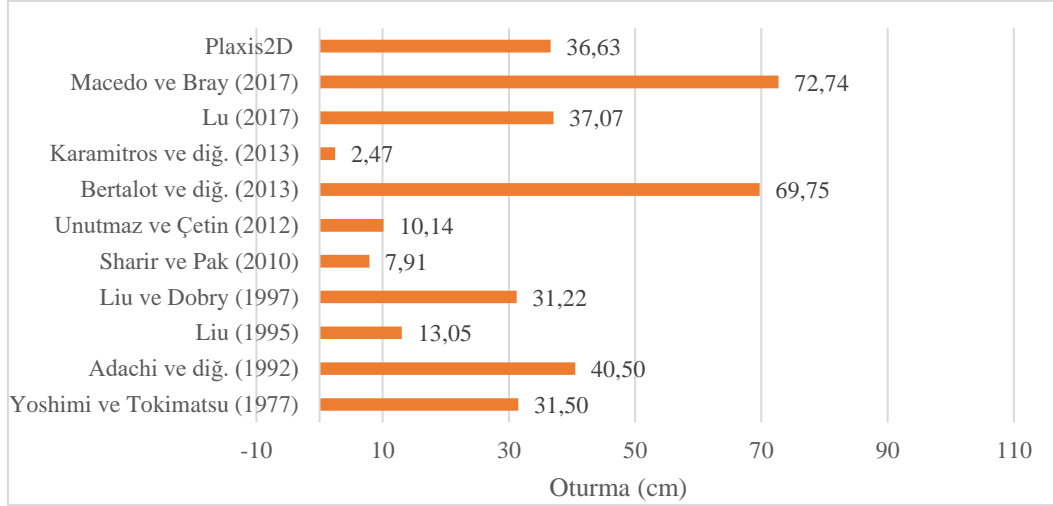
Şekil 7.101. D Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi



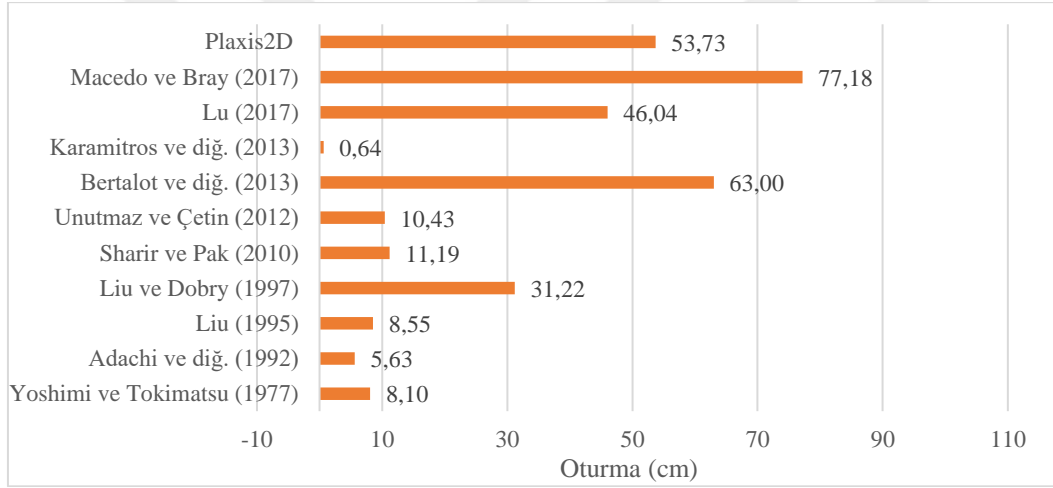
Şekil 7.102. E Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi



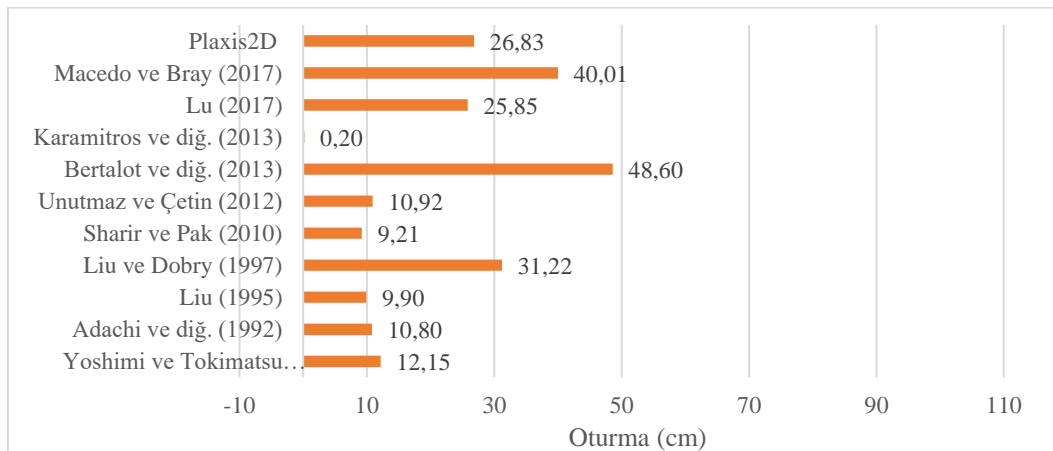
Şekil 7.103. F Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi



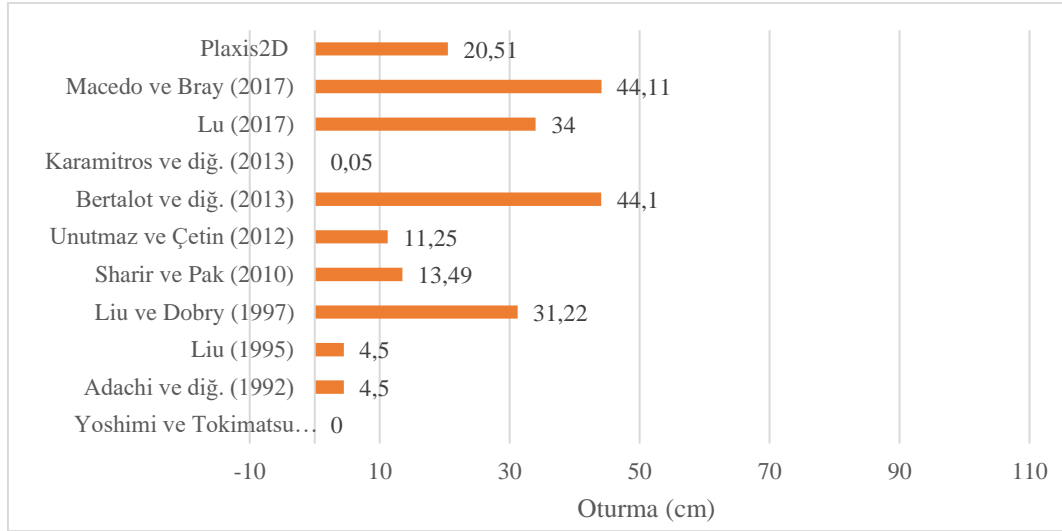
Şekil 7.104. G Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi



Şekil 7.105. H Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi



Şekil 7.106. J Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi



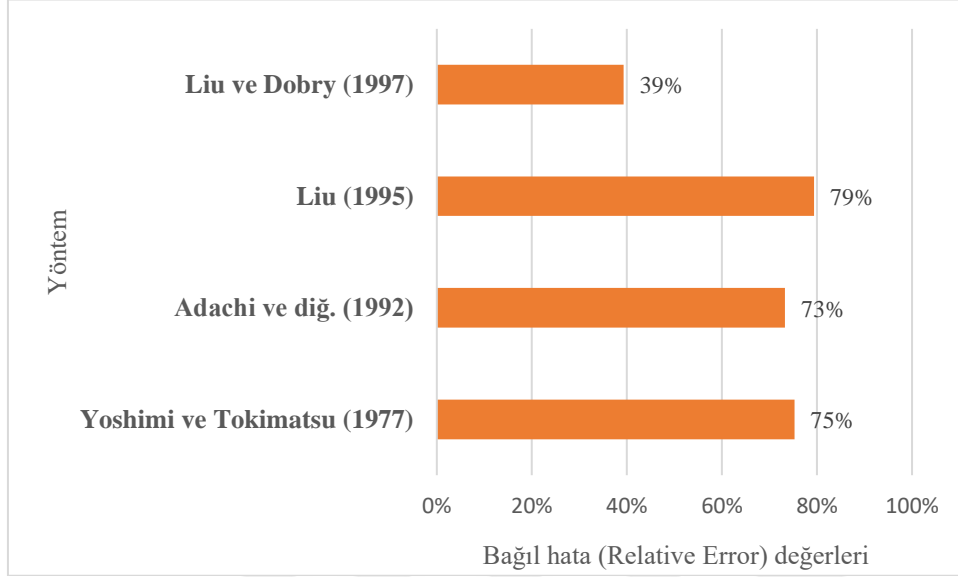
Şekil 7.107. Const. Blok tekil yapı oturma analiz sonuçları toplu gösterimi

Çalışmada, sıvılaşma kaynaklı oturma hesaplama yöntemlerinin etkinliği iki farklı grupta karşılaştırılmıştır. Birinci grup, yalnızca yapıların geometrik özelliklerini dikkate alan yöntemlerden oluşmaktadır (Yoshimi ve Tokimatsu, 1977; Adachi ve diğ., 1992; Liu, 1995; Liu ve Dobry, 1997). İkinci grup ise yapı özelliklerine ek olarak temel altı gerilmeleri, zemin mukavemet özellikleri, deprem parametreleri gibi etkenleri de değerlendiren yöntemleri içermektedir (Sharir ve Pak, 2010; Unutmaz ve Çetin, 2012; Bertalot ve diğ., 2013; Karamitros ve diğ., 2013; Lu, 2017; Macedo ve Bray, 2017).

Yöntemlerin etkinliğini değerlendirmek amacıyla bağıl hata (Relative Error) analiz yöntemi tercih edilmiştir. Burada, tahminin gerçek değere göre hatası orantısal bir sonuç olarak ortaya konulmaktadır. Tahmin hatalarının mutlak değerleri kullanılarak pozitif ve negatif farkların etkisi ortadan kaldırılmıştır. Gerçek değerler, sayısal analizlerle elde edilen oturma değerleri olarak tanımlanmış ve yöntemlerin tahmin performansı bu değerlere göre kıyaslanmıştır.

Elde edilen bağıl hata değerleri, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin güvenilirlik seviyesini ifade etmektedir. Daha düşük bağıl hata yüzdesi, yöntemin gerçek değerlere daha yakın tahminler ürettiğini ve dolayısıyla daha güvenilir olduğunu gösterirken, yüksek bağıl hata değerleri yöntemin tahmin performansının daha düşük olduğunu ortaya koymaktadır. Bu bağlamda, değerlendirmeler öncelikle yapı temellerinin boyutsal özelliklerini ve sıvılaşma yüksekliğini dikkate alan yöntemler için gerçekleştirilmiştir.

Sonuçlar, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin etkinliğini karşılaştırmak amacıyla Şekil 7.108’de görsel olarak sunulmuştur.

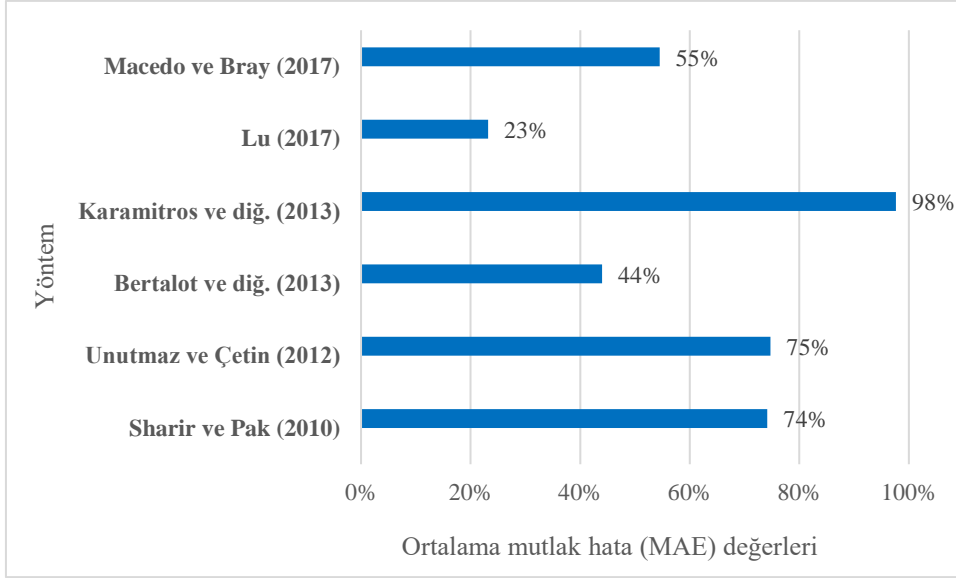


Şekil 7.108. Temel boyutsal özelliklerini dikkate alan sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin sayısal analiz sonuçlarına göre bağıl hata (Relative Error) değerleri

Elde edilen sonuçlara göre, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmininde deprem sonrası verileri dikkate alarak, temel genişliği (B) ile toplam sıvılaşma derinliği (Z_{liq}) oranı arasında grafiksel değerlendirmeler gerçekleştiren Yoshimi ve Tokimatsu (1977), Adachi ve diğ. (1992) ve Liu (1995) yöntemlerinin, sayısal analiz sonuçlarına kıyasla daha büyük sapmalar gösterdiği tespit edilmiştir. Buna karşın, Liu ve Dobry (1997) yöntemi, sayısal analiz verilerine göre en düşük ortalama hata oranı %39 ile en doğru tahmini gerçekleştiren yöntem olarak dikkat çekmektedir. Bu yöntemin diğerlerinden farklı olarak, oturma analizlerinde temel boyutsal özelliklerinin yanı sıra sıvılaşma durumunda serbest alan oturmasını da dikkate alması, doğruluğunu artıran önemli bir unsur olarak değerlendirilmektedir.

Diğer sıvılaşma kaynaklı oturma analiz yöntemlerinin (Sharir ve Pak, 2010; Unutmaz ve Çetin, 2012; Bertalot ve diğ., 2013; Karamitros ve diğ., 2013; Lu, 2017; Macedo ve Bray, 2017) etkinlikleri, bağıl hata (Relative Error) analiz yöntemi temel alınarak Şekil 7.109’da değerlendirilmiştir. Buna göre, her yöntemin ortalama bağıl hata oranları ve özellikleri şu şekilde belirlenmiştir:

- Sharir ve Pak (2010): Temel genişliği, sıvılaşma yüksekliği, temel etki derinliği ve temel gerilme verilerini kullanarak gerçekleştirilen analiz sonuçlarına göre ortalama bağıl hata oranı %74 olarak bulunmuştur.
- Unutmaz ve Çetin (2012): Deprem parametrelerini, zemin mukavemet özelliklerini ve dinamik yükler altındaki ilave kayma gerilmelerini dikkate alarak yapılan analizlerde, oturma tahmini sonuçlarının bağıl hata oranı ortalama %75 olarak belirlenmiştir.
- Barteleot ve diğ. (2013): Temel altı gerilme ve temel genişliği kullanılarak hazırlanan abaklar yardımıyla gerçekleştirilen oturma tahminlerinde, ortalama bağıl hata oranı %44 olarak hesaplanmıştır.
- Karamitros ve diğ. (2013): Sıvılaşma kaynaklı oturma tahmininde temel boyutlarını, deprem parametrelerini, sıvılaşma yüksekliği-temel genişliği oranını ve dinamik durumda belirlenen taşıma gücü güvenlik katsayısını dikkate alan bu yöntemin bağıl hata oranı ortalama %98 olarak bulunmuştur. Bu sonuç, diğer yöntemlere kıyasla daha büyük bir hata oranını ortaya koymaktadır.
- Lu (2017): Temel derinlik ile genişlik oranı, deprem ivme değeri, zemin rölatif sıklığı ve temel altı gerilmesi gibi faktörleri içeren bu yöntemin sıvılaşma kaynaklı oturma tahmini için bağıl hata oranı ortalama %23 olarak hesaplanmış ve tüm yöntemler arasında en düşük hata değeri olarak belirlenmiştir.
- Macedo ve Bray (2017): Temel altı gerilme, çeşitli deprem parametreleri, sıvılaşma yüksekliği ve temel genişliği gibi faktörlerin dikkate alındığı bu yöntemin bağıl hata oranı ortalama %55 olarak elde edilmiştir.



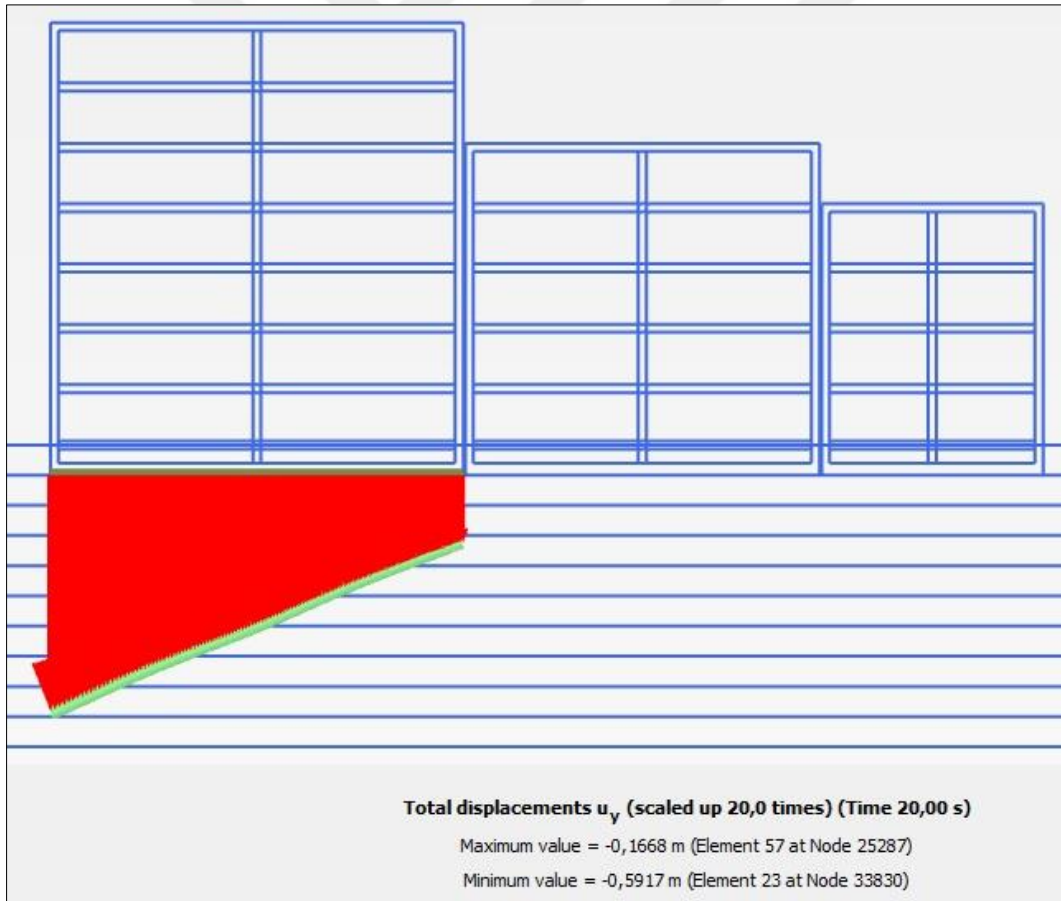
Şekil 7.109. Temel gerilmeleri, zemin mukavemet özelliklerini, deprem verilerini v.b. dikkate alan sınılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin sayısal analiz sonuçlarına göre ortalama bağıl hata (Relative Error) oranları

Yapılan değerlendirmeler neticesinde, sayısal analiz sonuçlarından elde edilen oturma verilerine en yakın tahminlerin, yalnızca temel boyut özelliklerini dikkate alan yöntemlerden ziyade temel altı gerilmeleri, zemin mukavemet özelliklerini, deprem verilerini ve benzeri faktörleri göz önünde bulunduran yöntemler tarafından sağlandığı belirlenmiştir. Bununla birlikte, bu duruma bir istisna olarak Liu ve Dobry (1997) yöntemi dikkat çekmektedir. Ortalama bağıl hata (Relative Error) oranı %39 olarak hesaplanan bu yöntem, sınılaşma kaynaklı oturma tahmininde önemli bir doğruluk göstermiştir. Ancak, yöntemin yalnızca %52 rölatif sıklık ve 0,20 g deprem ivmesi koşulları altında uygulanabilir olması, kullanım alanını oldukça sınırlamaktadır.

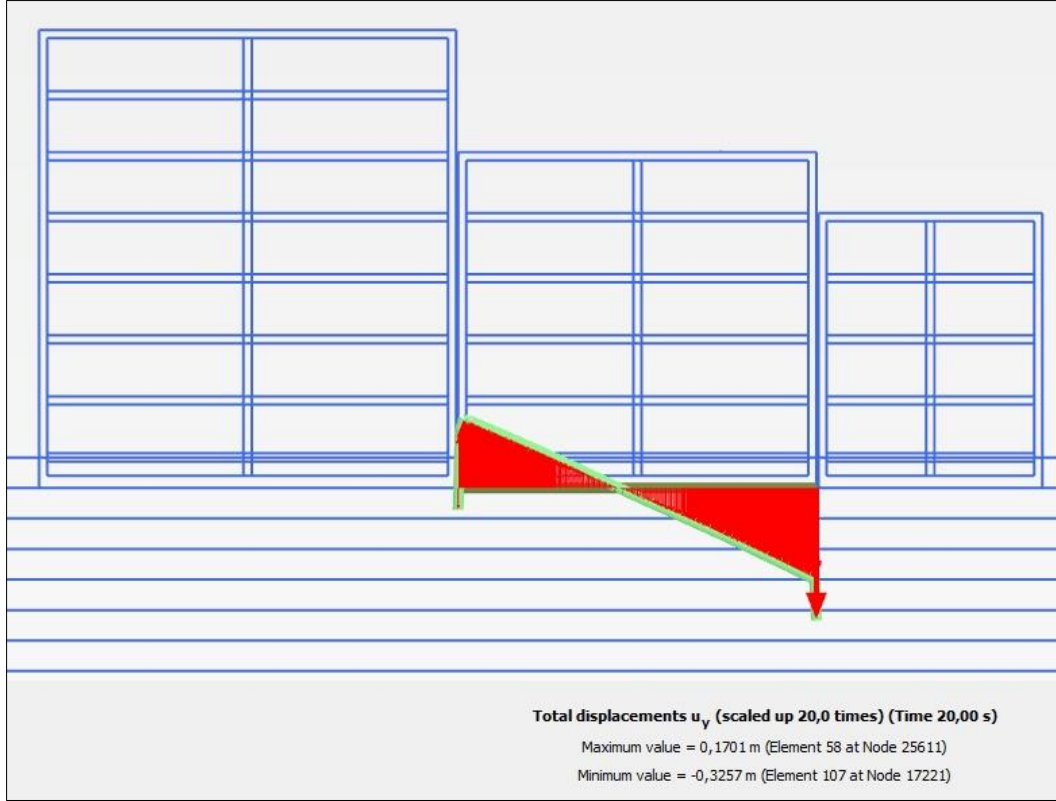
Sayısal analiz sonuçlarıyla en uyumlu tahminlerin ise, Lu (2017) yaklaşımı ile elde edildiği gözlemlenmiştir. Bu yöntemin ortalama bağıl hata oranı, sınılaşma kaynaklı oturma tahminleri içerisinde en düşük hata oranını vermektedir. Bununla birlikte, Bertalot ve diğ. (2013) ile Macedo ve Bray (2017) yöntemlerinin de sınılaşma kaynaklı oturma tahmininde etkin ve güvenilir sonuçlar verdiği anlaşılmıştır. Bu yöntemler, tekil blok yerleşimi için temel altı gerilmeleri ve diğer ilgili faktörleri dikkate alarak, sınılaşma sonrası oturma analizlerinde başarılı sonuçlar sunmaktadır.

Sıvılaşma durumunda grup yapı oturma analiz sonuçlarının saha bulguları ile kıyaslanması

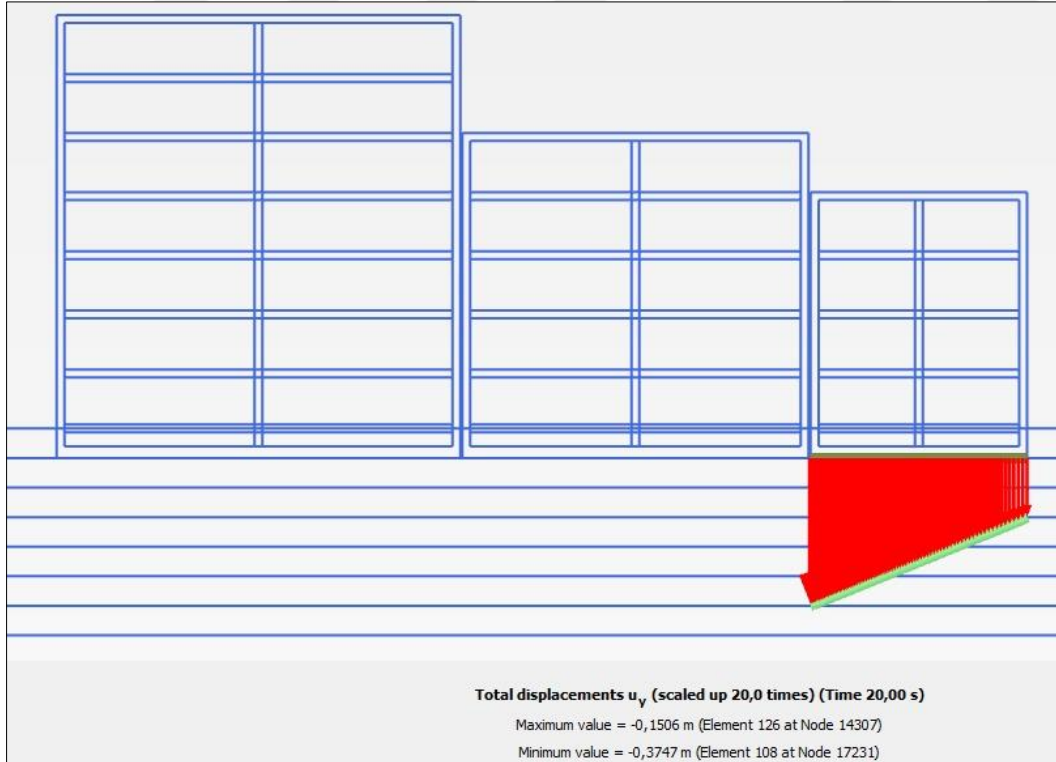
İnceleme sahasında gözlenen tekil yapı oturma bulgularının, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin bir kısmı ve sayısal analiz verileriyle uyum göstermesi, analizlerde dikkate alınan statik ve dinamik koşullar altındaki zemin parametreleri ile deprem verilerinin gerçekçi ve güvenilir olduğunu ortaya koymaktadır. Bu doğrultuda, benzer sistem verilerinin kullanılmasıyla, II No'lu inceleme alanında bulunan bitişik nizam yapılarda gözlemlenen sıvılaşma kaynaklı oturmalarının sayısal ortamda değerlendirilmesine yönelik kapsamlı analizler gerçekleştirilmiştir. Saha yerleşimine uygun şekilde grup olarak modellenen Model-1 (A-B-C Bloklar), Model-2 (D-E-F-Cons. Bloklar) ve Model-3 (G-H Bloklar) için sıvılaşma kaynaklı oturma analiz sonuçları, Şekil 7.110 ile Şekil 7.118 arasında sunulmuştur.



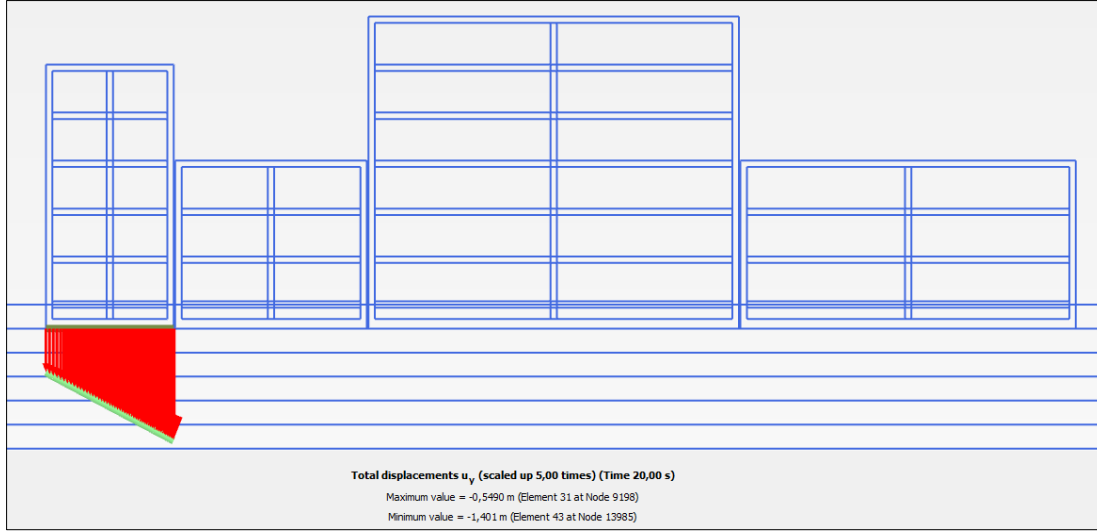
Şekil 7.110. Model-1 analiz sonucunda elde edilen A Blok oturma görünümü



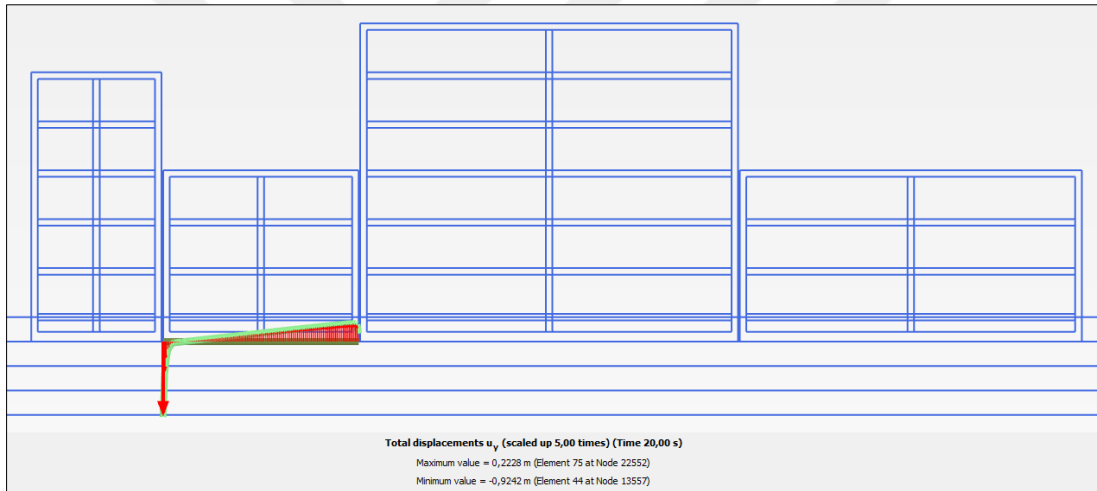
Şekil 7.111. Model-1 analiz sonucunda elde edilen B Blok oturma görünümü



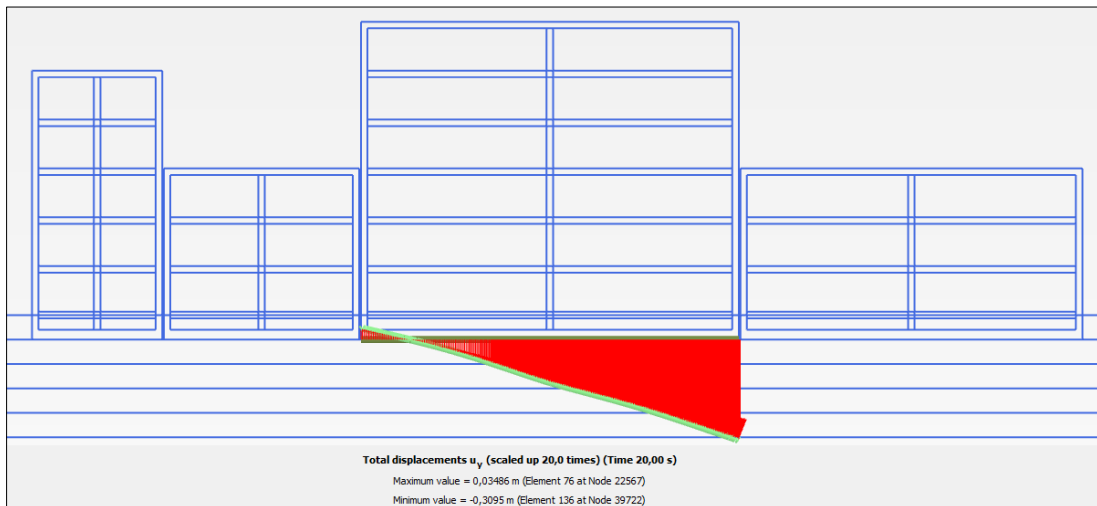
Şekil 7.112. Model-1 analiz sonucunda elde edilen C Blok oturma görünümü



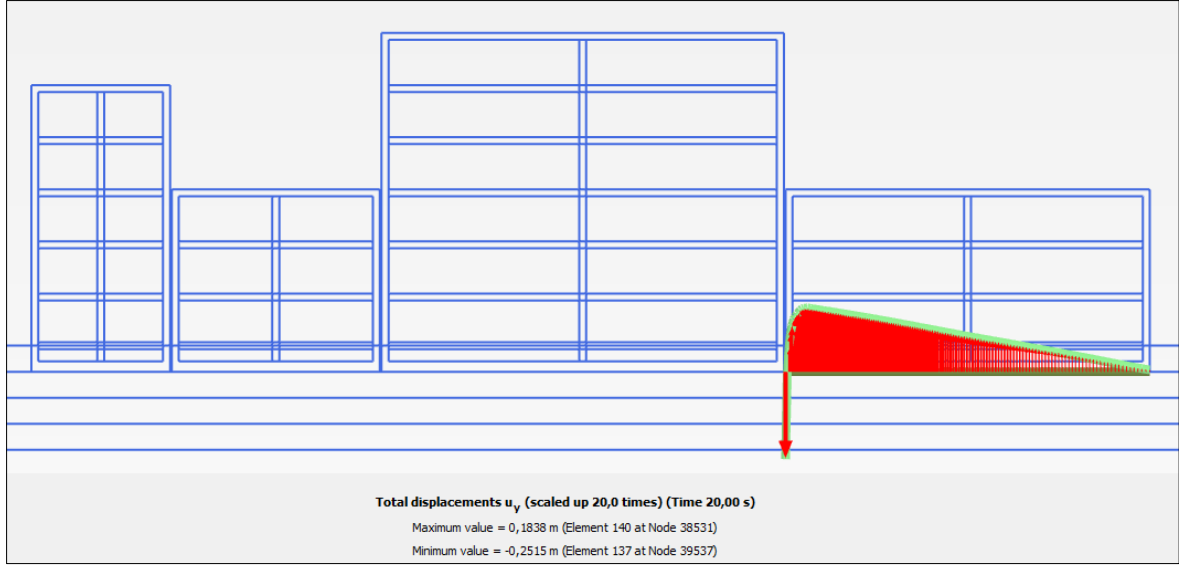
Şekil 7.113. Model-2 analiz sonucunda elde edilen D Blok oturma görünümü



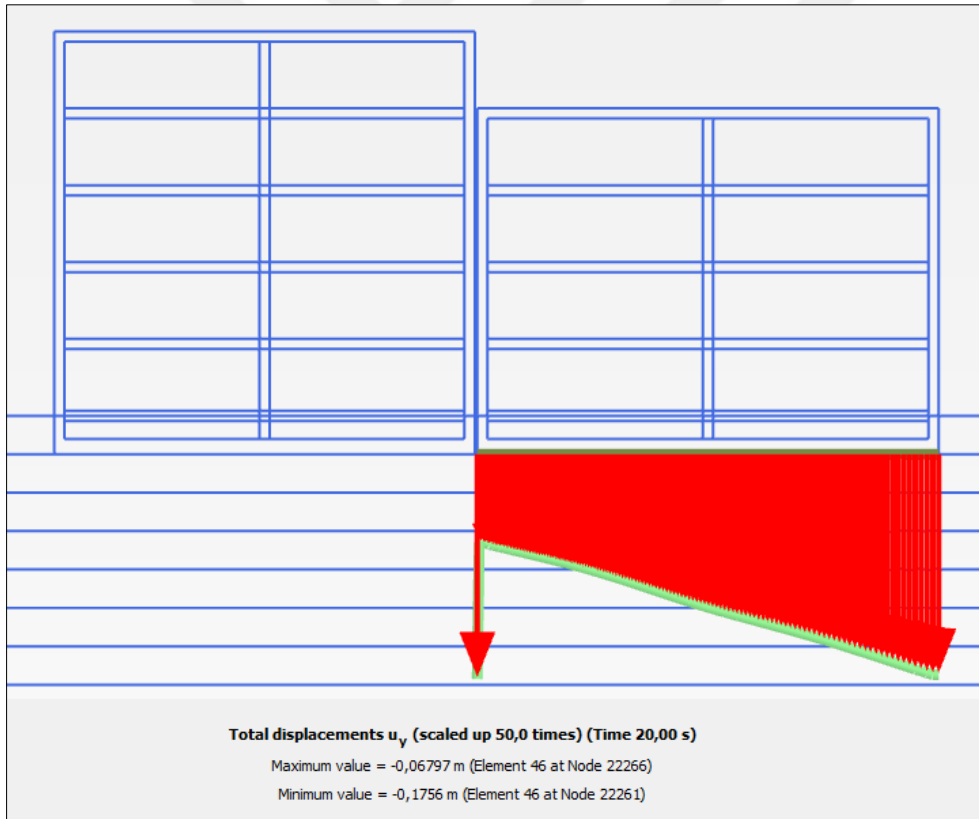
Şekil 7.114. Model-2 analiz sonucunda elde edilen E Blok oturma görünümü



Şekil 7.115. Model-2 analiz sonucunda elde edilen F Blok oturma görünümü



Şekil 7.116. Model-2 analiz sonucunda elde edilen Cons. Blok oturma görünümü



Şekil 7.117. Model-3 analiz sonucunda elde edilen G Blok oturma görünümü



Şekil 7.118. Model-3 analiz sonucunda elde edilen H Blok oturma görünümü

Grup yapı yerleşimine göre sayısal analizlerden elde edilen oturma değerleri, önceki bölümlerde ayrıntılı olarak sunulan tekil temel sayısal analiz sonuçları ve saha ölçümleri ile birlikte Çizelge 7.32'de sunulmuştur.

Çizelge 7.32. Tekil ve grup yapı oturma göre dinamik durum sayısal analiz oturma sonuçları ile saha bulgularının toplu olarak kıyaslanması

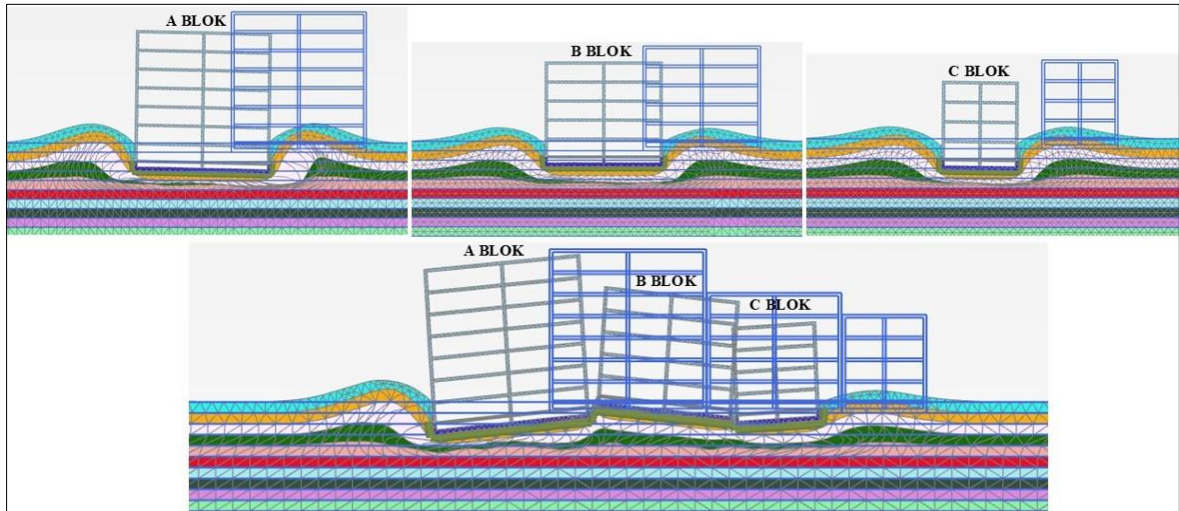
Analiz Tipi	Blok	Kat	B (m)	L (m)	Q (kPa)	Plaxis2D Tekil Model s_t (cm)	Plaxis2D Grup Model s_g (cm)	$s_t - s_g$ (cm)	Saha Ölçümleri (cm)
Model-1	A	7	15,85	20,5	90	67,53	59,17	8,36	140
	B	5	15,6	17,6	7	48,94	32,57	16,37	132
	C	4	10,0	11,0	60	65,57	37,47	28,1	-
Model-2	D	5	8,0	26,0	70	105,3	140,10	-34,8	215
	E	3	12,0	12,8	50	41,09	92,42	-51,33	-
	F	6	10,1	23,2	80	45,34	30,95	14,39	130
	CONS.	3	21,0	34,2	30	20,51	25,15	-4,64	16
Model-3	G	4	7,1	18,0	60	36,63	17,56	19,07	182
	H	5	12,5	16,4	70	53,73	32,72	21,01	180

Sonlu eleman analiz sonuçları incelendiğinde, A, B ve C blokları içeren Model-1 için oturma değerlerinin blok bazında tekil sistem sonuçlarına kıyasla %14 ile %75 arasında azaldığı

tespit edilmiştir. Benzer şekilde, Model-3 sistemine ait G ve H Bloklar'da da blok bazında oturma değerlerinde azalma eğilimi gözlenmiş ve bu azalmanın %64 ile %109 arasında değiştiği belirlenmiştir. Ancak, Model-2 sisteminde farklı bir durum gözlenmiş olup, sadece F Blok oturma değerlerinde tekil sistem analizlerine kıyasla %46 oranında bir azalma tespit edilirken, D ve E Blok'lar için oturma değerlerinin %18 ile %56 arasında arttığı belirlenmiştir.

Bu sonuçlara ilave olarak, gerek sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinde gerekse sonlu eleman analiz sonuçlarında tekil blok yerleşiminde temel genişliği ile ters orantılı davranış sergileyen oturmaların, saha ölçümlerinde elde edilen grup yapı yerleşimi oturma değerlerinde aynı etkiyi yaratmadığı tespit edilmiştir. Bu durumun sebebine, ilerleyen bölümlerde aktarılan taşıma gücü yenilme mekanizması değerlendirmelerinde değinilmiştir.

Bununla birlikte, grup temel yerleşimlerine yönelik gerçekleştirilen sayısal analizlerde hesaplanan oturma değerlerinin, sahada cihaz ölçümleri ile tespit edilen yapı oturmalarını yeterli doğrulukta yansıtmadığı anlaşılmaktadır. Özellikle, Const. Blok haricinde elde edilen sonuçların, gerçek oturma değerlerine kıyasla oldukça düşük olduğu tespit edilmiştir. Bu durumun nedeninin belirlenmesi amacıyla, yapısal analizler neticesinde elde edilen temel altı ve çevresi oturma-kabarma ilişkisi incelenmiştir. Deformasyonların daha net anlaşılabilmesi amacıyla, Model 1 sistemi için A, B ve C Bloklara ait tekil ve grup analizleri sonucu elde edilen oturma grafikleri, büyütülmüş ölçekte Şekil 7.119'da sunulmuştur.



Şekil 7.119. Model-1 tekil ve grup yapı yerleşimlerine göre analiz sonucunda elde edilen büyük ölçekli deformasyon görünümü

Buna göre, tekil yapı sistemlerinde görülen oturma-kabarma ilişkisi dikkate alındığında, sayısal analizlerde genel kayma yenilme tipine benzer deformasyon ve kabarmaların olduğu gözle çarpılmaktadır. Aynı mekanizmanın çoklu sistemlerde de geçerli olduğu, temellerin bütünleşik esnek radye davranışı sergilediği ve sistemdeki blok deplasmanlarının oturma-kabarma ilişkisine göre şekillendiği görülmektedir. Bu etki, daha önce sunulmuş grup modellerdeki yapı oturmalarını içeren, Model-1 B Blok (Şekil 7.87), Model-2 E (Şekil 8.90), F (Şekil 8.91) ve Cons. (Şekil 8.92) Blok grafiklerinde açıkça görülmektedir.

Benzer bir sonuca, sıvılaşma durumunda temel etkileşimlerinin yapı oturmaları üzerindeki etkisini inceleyen Kassas ve diğ. (2022) çalışmasında vurgu yapılmıştır. Bu çalışmada, sıvılaşabilir kum tabakası üzerinde yer alan sığ temellerin yapı-zemin etkileşimi Flac 2D programında PM4Sand bünye modelleri kullanarak incelemiş olup, sıvılaşma derinliği ve temel altı basıncı değişkenleri altında sayısal analizler yapılmıştır. Sıvılaşabilir tabaka kalınlıkları temel genişliklerinin bir ve iki katı olacak şekilde belirlenmiştir. Yapı yükleri ise, üç katlı binada 42,5 kPa ve beş katlı binada 72,5 kPa olarak seçilmiştir. İki komşu temel arasındaki mesafeler (s), temel genişliklerinin (B) 0,5, 2 ve 5 katı olacak şekilde modeller oluşturulmuştur. Analizler neticesinde, s/B=5 mertebesinde yapıların birbirlerinden etkilenmediği, s/B=2 durumunda yapı temellerinin etkileşime geçerek birbirlerine ters yönde eğildikleri ve s/B=0,5 modellemesinde temellerin tek bir esnek temel gibi davrandığı belirlenmiş olup, toplam oturma değerlerinin tekil model sonuçlarına göre %40 oranında azaldığı ortaya konulmuştur.

Her iki çalışmada sayısal analizler neticesinde elde edilen bulguların benzer olması dikkat çekicidir. Ancak, saha ölçümleri sonucunda yapı oturma miktarlarının hesaplanan değerlerden çok daha yüksek olması, grup temel yerleşimlerine ilişkin sayısal analizlerde saha verilerine daha yakın sonuçlar elde edebilmek için mevcut sayısal analiz yöntemlerinin gözden geçirilmesi gerektiğini ortaya koymaktadır. Bu bağlamda, sıvılaşma kaynaklı “grup yapı-zemin” etkileşiminin değerlendirilmesi için literatürde verilen farklı çalışma sonuçları değerlendirilmiştir.

Barrios ve diğ. (2017), yaptıkları deneysel çalışmalarda, sıvılaşma durumu altında serbest alan, tekil yapı temeli ve bitişik iki yapı temelini oturmalarını belirlemek amacıyla üç düzenek oluşturmuşlardır. Deneylerde, 1Hz harmonik dalgalar, 20 döngü oluşturacak şekilde maksimum yer ivmesi 0,20 g olarak sistemlere etkilmiştir. Düzeneklerde kullanılan

Toyouira kumuna ait özellikler Çizelge 7.33’de görülmektedir. Oturma verileri, sarsıntı anında ve sonrasında olacak şekilde belirlenmiştir. Bağımsız tekil yapı oturmaları, 70 kPa ve 115 kPa gerilmeler altında sırasıyla 225 mm ve 245 mm olarak tespit edilmiştir.

Bitişik yapılar için temeller arasındaki mesafe 0,46B olacak şekilde tekrarlanan deneylerde, sıvılaşma kaynaklı oturma değerleri, 70 kPa temel basıncı için 330 mm, 115 kPa temel basıncı için 365 mm olarak kayıt altına alınmıştır. Bu değerlerin, tekil temel oturmalarına göre sırasıyla %147 ve %149 oranlarda daha yüksek olduğu görülmektedir.

Çizelge 7.33. Deneyde kullanılan zemin özellikleri (Barrios ve diğ., 2017)

Test No	Temel Model	Katman	Sıklık Durumu	Yükseklik (m)	Boşluk oranı e	Rölatif Sıklık Oranı D_r (%)
1	Serbest Alan	Üst	Gevşek kum	8,5	0,826	40,5
		Orta	Sıkı kum	2,5	0,715	70,5
		Alt	Çakıl	1,5	0,175	-
2	Tekli Yerleşim	Üst	Gevşek kum	8,5	0,831	39,3
		Orta	Sıkı kum	2,5	0,707	72,5
		Alt	Çakıl	1,5	0,205	-
3	Birleşik Yerleşim	Üst	Gevşek kum	8,5	0,827	40,4
		Orta	Sıkı kum	2,5	0,720	69,1
		Alt	Çakıl	1,5	0,205	-

Q_i ve Knappet (2020) tarafından gerçekleştirilen bir diğer deneysel çalışmada, santrifüj deney düzeneği kullanılarak sıvılaşma durumunda tek bir radye temel ile birbirine 1,0 metre mesafede konumlandırılmış bitişik iki radye temelin oturma davranışları incelenmiştir. Bu amaçla, iki farklı deney düzeneği oluşturulmuş ve her bir düzenek, 8,0 metre yüksekliğinde, rölatif sıklığı %55 olan doymun Congleton silis kumu üzerine yerleştirilmiştir.

Araştırma kapsamında, ana ve artçı depremleri modellemek amacıyla sisteme beş farklı sismik kayıt uygulanmıştır. Dinamik yüklemeler altında oluşan düşey deformasyonlar, dönme hareketleri ve ilave boşluk basıncı değişimleri, zeminin çeşitli derinliklerinde hassas ölçüm cihazları ile kaydedilmiştir.

Elde edilen veriler, tekil radye temel ve bitişik iki radye temel oturmaları karşılaştırılarak Çizelge 7.34’de toplu bir şekilde sunulmuştur. Çalışmanın sonuçları, sıvılaşabilen zemin tabaka kalınlıklarının ve farklı deprem etkilerinin temellerin davranışı üzerindeki etkisini

göstermektedir. Özellikle grup temellerin, sıvılaşma koşullarında tekil temellere kıyasla daha yüksek oturmaya maruz kaldığı tespit edilmiştir.

Çizelge 7.34. Qi ve Knappet (2020) çalışmasına ait sonuçların toplu değerlendirilmesi

Deney Tipi	PGA	Sıvılaşabilir Tabaka Kalınlığı (m)	Oturma (mm)		
			Tekil Radye Oturumu δ_{TR}	İki Bitişik Radye Oturumu δ_{CR}	δ_{CR}/δ_{TR}
EQ1	0,41	8	45	95	%211
EQ2	0,32	8	30	35	%117
EQ3	0,15	4	10	20	%200
EQ4	0,18	3	10	25	%250
EQ5	0,35	8	115	170	%148

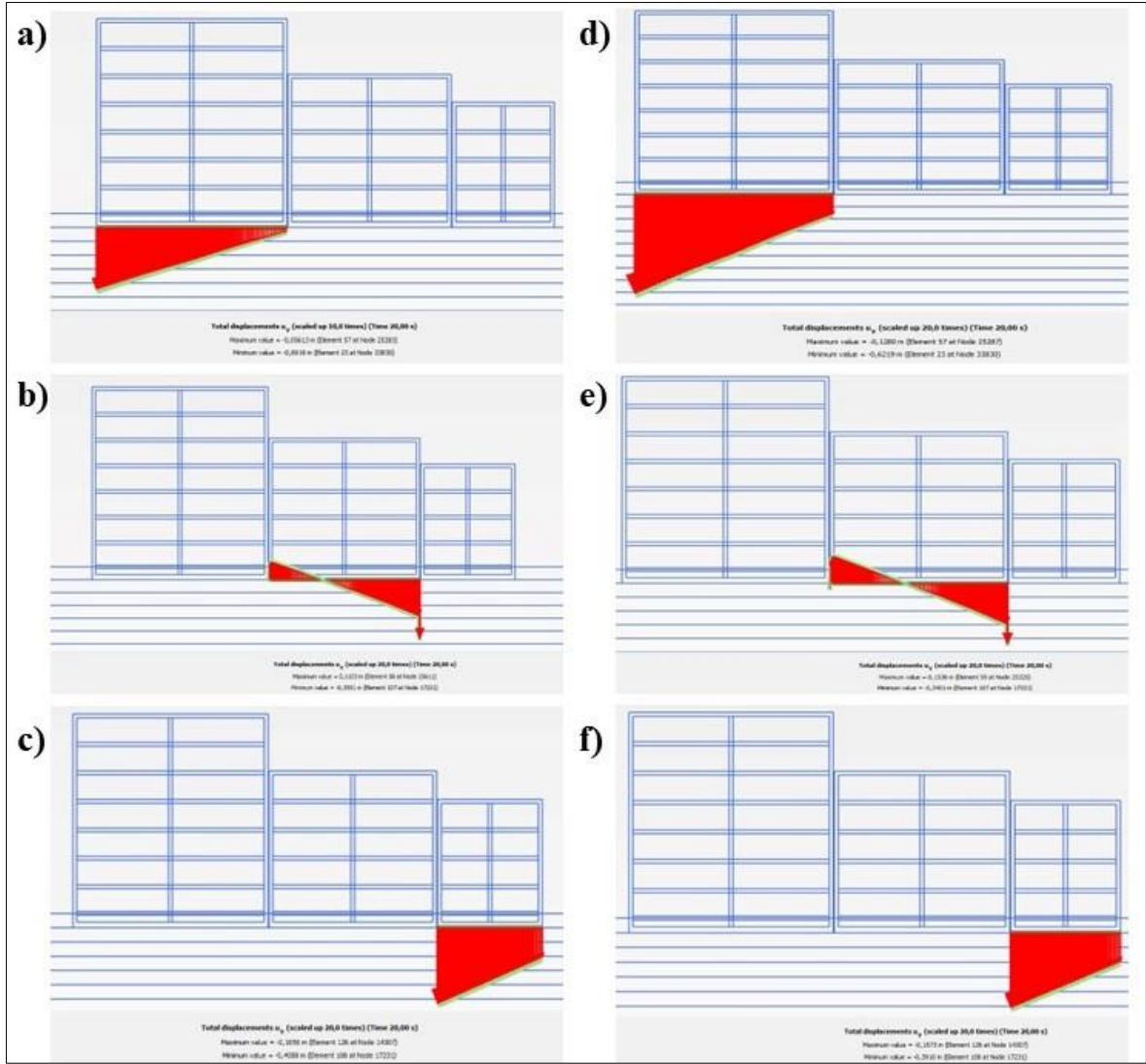
Literatürdeki deneysel çalışmalar, bitişik yapı yerleşiminin, tekil temel yerleşimine kıyasla oturma değerlerini artırıcı bir etkiye sahip olduğunu göstermektedir. Ancak, bu çalışmada elde edilen sayısal analiz sonuçlarının, söz konusu literatür bulguları ile çeliştiği gözlenmiştir.

Bu durumu daha ayrıntılı olarak incelemek ve sıvılaşma sonrası davranış modellemesinin etkisini değerlendirmek amacıyla, Plaxis 2D programında Model 1 için $f_{Epost}= 0,2$ ve $f_{Epost}= 0,6$ değerleriyle ek analizler gerçekleştirilmiştir (Şekil 7.120). Elde edilen analiz sonuçları, $f_{Epost}= 1,0$ için için daha önceki bölümlerde aktarılan sayısal analiz sonuçları ve saha ölçümleri ile birlikte Çizelge 7.35'te sunulmuştur.

Analiz sonuçları, UBC3D-PLM bünye modeli için sıvılaşma sonrası faktörün 1,0 olarak alınması durumuna kıyasla, $f_{Epost}= 0,2$ değerinin oturma değerlerinde ortalama %12'lik bir artışa, $f_{Epost}= 0,6$ değerinin ise %5'lik bir artışa neden olduğunu göstermiştir. Ancak, farklı sıvılaşma sonrası faktörlerine ilişkin elde edilen bu değerlerin, saha ölçümleriyle kıyaslandığında oturma değerlerini tahmin etmede yetersiz kaldığı görülmüştür.

Çizelge 7.35. Model-1 sayısal analizlerinde farklı f_{Epost} değerleri ile saha oturma ölçümlerinin kıyaslanması

Analiz Tipi	Blok	s_g (cm)			Saha Ölçümleri (cm)
		$f_{Epost}= 0,2$	$f_{Epost}= 0,6$	$f_{Epost}= 1,0$	
Model-1	A	69,2	62,2	59,2	140
	B	35,5	34,0	32,6	132
	C	40,9	39,1	37,5	-

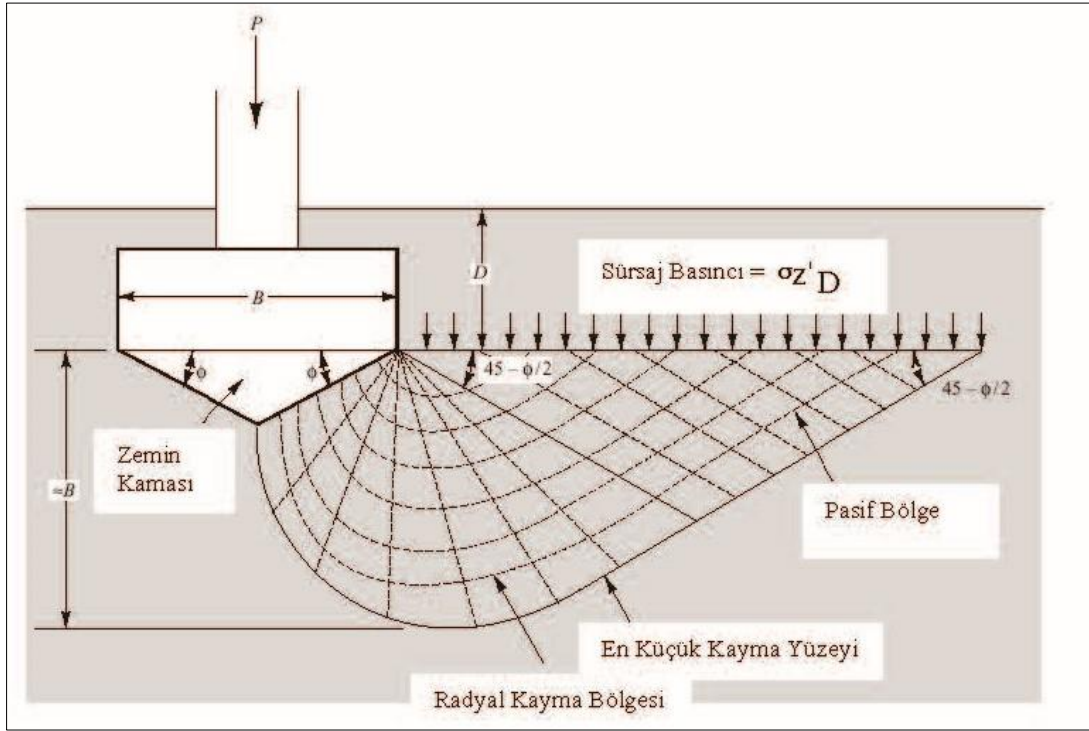


Şekil 7.120. Model-1 grup yerleşimi analizlerinde $f_{Epost}=0,2$ (sol taraf) ve $f_{Epost}=0,6$ (sağ taraf) sonuçları: a) ve d) A Blok; b) ve e) B Blok; c) ve f) C Blok

Grup yerleşimine göre gerçekleştirilen sayısal modeller ile saha gözlemlerinde tespit edilen oturma farklılıklarının olası sebepleri şu şekilde sıralanabilir:

- Sayısal analizlerde dikkate alınan genel taşıma gücü yenilme mekanizması yerine, sahada "zımbalama kayma yenilmesi" (punching shear failure) tipinin gerçekleşmesi,
- Zımbalama kayma yenilme mekanizmasının bir sonucu olarak, komşu temeller altında meydana gelen yüksek deformasyonların kayma rijitliğinde azalmaya yol açarak zımbalamaya karşı oluşacak çeper direncini azaltması,
- Modellerde üçüncü boyut etkisinin yetersiz temsil edilmesi,
- Farklı yapı periyot değerlerine sahip bitişik yapıların, dinamik etkiler altında tekil yerleşime göre daha yüksek temel altı kayma gerilmelerine neden olması,

Yukarıda belirtilen hususlara açıklık getirmek amacıyla iki boyutlu sayısal analiz sonuçları incelendiğinde, elde edilen deformasyonların, Terzaghi (1943) tarafından tanımlanan genel kayma taşıma gücü yenilmesi mekanizmasıyla benzerlik gösterdiği belirlenmiştir (Şekil 7.120). Terzaghi (1943) tarafından geliştirilen yaklaşım dikkate alındığında, bitişik yerleşime sahip yapıların ilave sürşarj etkisi oluşturarak taşıma gücü kamasını pozitif yönde desteklediği tespit edilmiştir.



Şekil 7.120. Terzaghi (1943) yaklaşımında tanımlanan göçme yüzeyi (Coduto, 2001)

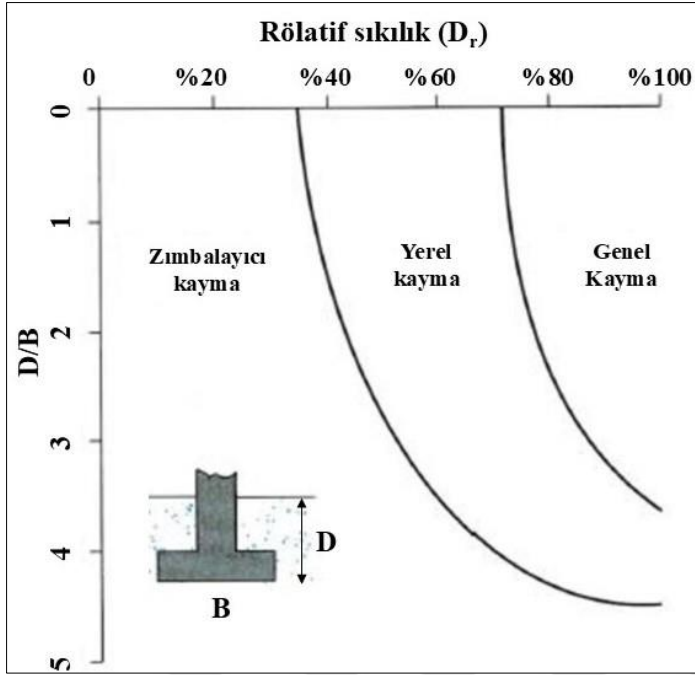
Saha gözlemleri sırasında A-B-C Blok (Model-1) ve D-E-F-Cons. Blok (Model-2) yerleşimlerinde tespit edilen yapı çevresi kabarmalar Resim 7.9'da sunulmuştur. Buna göre, gözlenen deformasyonların, Terzaghi (1943) tarafından tanımlanan genel kayma yenilme mekanizmasına benzemediği ve sayısal analiz sonuçlarıyla yeterli düzeyde uyum göstermediği tespit edilmiştir.



Resim 7.9. Sıvılaşma sonrası yapı etrafı kabarma görünümleri: a) A, B ve C blok yerleşimi; b) D-E-F-G blok yerleşimi

Bu durum, sahada gözlenen yenilme tipinin “zımbalama kayma yenilmesi” (punching shear failure) olarak tanımlanmasının daha uygun olacağını ortaya koymaktadır. Vesic (1973) tarafından hazırlanan ve kumların rölatif sıklık değeri (D_r) ile temel derinliğinin (D), genişliğine (B) oranına göre temellerde yenilme tiplerini gösteren grafik, Şekil 7.121’de sunulmuştur. Temellerin yüzeysel olduğu ($D/B \approx 0$) ve sıvılaşabilen tabakalara ait rölatif sıklık değerlerinin %35 ile %40 arasında değiştiği göz önüne alındığında, sıvılaşma koşulları altında bitişik yerleşim düzenindeki yapılarda zımbalama kayma yenilmesinin meydana geldiği sonucuna varılmaktadır.

Bununla birlikte, Coduto (2001) tarafından zımbalama kayma yenilmesinin genellikle çok gevşek kumlarda veya altında zayıf zemin tabakası bulunan ince sağlam zemin tabakalarında oluşabileceği, ayrıca bu tip yenilmenin zemin yüzeyinde çok az veya hiç kabarma oluşturmadan gerçekleşebileceği tanımlaması, saha gözlemleriyle uyum göstermektedir.

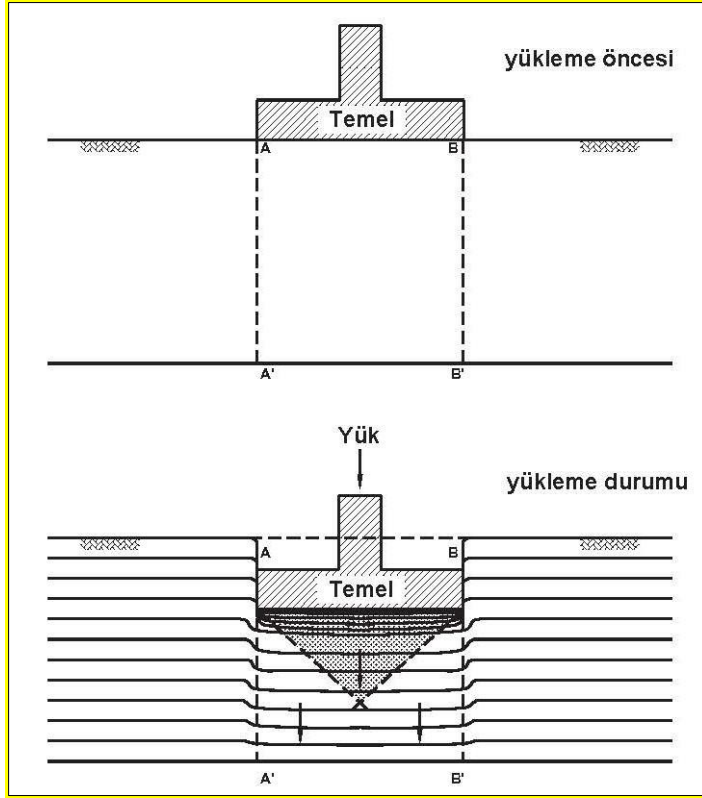


Şekil 7.121. Temellerde rölatif sıklık-temel derinlik ve genişlik oranı (D/B) arasındaki ilişki (Vesic, 1973)

Oh ve Vanepalli (2013), zımbalama kayma yenilme mekanizmasının, Şekil 7.122'de gösterilen şekilde, temelin altındaki bir zemin bloğunun sınırlandırılmış kayma direncine bağlı olarak oluşabileceğini belirtmiştir. Bu yaklaşıma göre, zımbalayıcı kayma yenilmesi dikkate alındığında sürşarj etkisinin ortadan kalktığı tespit edilmiştir. Bu durum, sayısal analizlerde grup temel oturumlarında yer alan bitişik nizam yapıların oluşturacağı ilave gerilmelerin, taşıma gücü mekanizması üzerindeki olumlu etkilerinin dikkate alınmaması gerektiğini göstermiştir.

Bununla birlikte, Finnie ve Randolph (1994), farklı çaplarda dairesel temel boyutlarının taşıma gücü üzerindeki etkisini incelemek amacıyla santrifüj deneyleri gerçekleştirmiştir. Elde edilen bulgular, yükleme altında yüksek oranda sıkışma davranışı sergileyen zeminlerde temel çapının taşıma gücü mekanizması üzerinde belirgin bir etkisinin olmadığını ortaya koymaktadır.

Zımbalayıcı kayma yenilme mekanizmasının özellikleri ile Finnie ve Randolph (1994) tarafından yapılan değerlendirmeler birlikte ele alındığında, saha ölçüm oturma değerlerinin, tekil ve grup temel yerleşimlerine yönelik sayısal analizlerden farklı olarak, temel boyutlarından bağımsız şekillenmesinin nedenlerini açıklamaktadır.



Şekil 7.122. Zımbalama yenilme mekanizması (Oh ve Vanepalli, 2013)

Saha gözlemleri ve sayısal analizlerin karşılaştırılması, grup temel yerleşimlerinin oturma davranışı üzerinde önemli bir etkiye sahip olduğunu göstermiştir. Bu çalışmada, bitişik nizam yapıların birbirlerinin oturma değerlerini anlamlı derecede artırdığı belirlenmiştir. Ancak, literatürde yer alan sıvılaşma kaynaklı yapı oturma tahmin yaklaşımları ile sayısal analiz yöntemleri kullanılarak elde edilen tekil ve grup yapı oturma değerlerinin, saha gözlemlerinde tespit edilen bitişik yapı yerleşimindeki blok oturmalarını tahmin etmede yetersiz kaldığı gözlenmiştir.

Özellikle, saha yükleme koşulları ve yerleşim düzenini gerçeğe en yakın şekilde modelleme imkânı sunan sonlu eleman analizlerinde, saha gözlemlerinin aksine, bitişik yapıların oturmaya sınırlayıcı etki göstermesi, gerçekçi bir yaklaşım geliştirilmesini engellemektedir. Literatür incelemeleri sonucunda, bu bulgulara benzer sonuçların farklı sayısal analiz programlarında da elde edildiği tespit edilmiştir.

Sayısal analizlerde sıvılaşma davranışını temsil etmek için genel kayma yenilme mekanizmasının dikkate alınması ve üçüncü boyut etkisinin modele entegre edilememesi, temel sınırlayıcı faktörler olarak tanımlanmıştır. Bununla birlikte, farklı kat adedi ve kat

yüksekliği gibi yapı periyodunu değiştirebilecek parametrelerin, bitişik konumlanma durumunda dinamik etkiler altında tekil yerleşime kıyasla daha yüksek temel altı kayma gerilmelerine sebebiyet verdiği belirlenmiştir. Ancak, sayısal modellemelerde bu durumun yeterince dikkate alınmadığı tespit edilmiştir.

Elde edilen bulgular, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin yanı sıra grup yerleşime sahip sayısal modellemelerin, bitişik temelli yapıların düşey deplasmanlarını yeterli doğrulukta tahmin edemediğini göstermektedir. Bu nedenle, aşağıda belirtilen önlemler ile grup yapı-zemin etkileşiminden kaynaklanan olumsuz etkilerin azaltılması tavsiye edilmektedir:

- Sıvılaşma potansiyeline sahip alanlarda, temellerin deprem etkileri altında birbirleriyle etkileşimlerini engelleyecek şekilde yapı mesafelerinin seçilmesi.
- Temellerin aralıklı yerleştirilmesinin mümkün olmadığı durumlarda, sıvılaşma oluşumunu engelleyici zemin iyileştirme tedbirlerinin alınması.
- Farklı periyotlara sahip binalar arasındaki mesafelerin, deprem sırasında oluşabilecek etkileri azaltacak şekilde belirlenmesi veya bu durumdan kaynaklanan temel altı kayma gerilme artışlarının doğru tahmin edilmesi.



8. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinin Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde farklı zemin türlerinde meydana getirdiği hasar mekanizmaları, detaylı saha ve laboratuvar çalışmaları, dinamik deneyler, literatür araştırmaları ve sayısal analiz bulguları kullanılarak kapsamlı şekilde incelenmiştir. Çalışmada, depremler sonrası farklı türde temel performans yetersizliklerinin ve buna bağlı yapı hasarlarının gözlemlendiği iki inceleme alanına odaklanılmıştır. Bu bağlamda, araştırma sahalarında sondaj çalışmaları yapılarak, saha deneyleri uygulanmış, laboratuvar deneyleri için örselenmiş ve örselenmemiş numuneler temin edilmiştir. Bununla birlikte, düşük deformasyon genliklerinde zemin tabakalarının statik ve dinamik özelliklerinin belirlenmesi amacıyla, inceleme alanında sismik kırılma yöntemi kullanılarak ölçümler yapılmıştır.

Laboratuvar deney sonuçlarına göre belirlenen zemin indeks özellikleri yardımıyla literatürde yer alan yöntemlere göre, zeminlerin sıvılaşma potansiyelleri değerlendirilmiştir. Bu bağlamda, Wang (1979), Jennings (1980), Seed ve Idriss (1982), Koester (1994), Polito ve Martin (2001), Seed ve diğ. (2003), Bray ve Sancio (2006), Bol ve diğ. (2010), Pathak ve Purandare (2016) gibi yöntemlere göre sahadaki sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmiş ve her iki inceleme alanında da sıvılaşma beklenmeyeceği belirlenmiştir. Ancak, teorik değerlendirme sonuçlarının sahada gözlenen aşırı yapı deplasmanları ve diğer bulgular ile çeliştiği görülmüştür. Bu durumun, kullanılan yöntemlerde zemin indeks özellikleri ile belirlenen sınır koşullarının, sahada yer alan zeminlerde sıvılaşma ve döngüsel yumuşama oluşumunu yeterli düzeyde temsil edememesinden kaynaklandığı düşünülmektedir.

Bununla birlikte, Andrews ve Martin (2000) yöntemine göre, ikinci inceleme alanında bazı derinliklerde sıvılaşma riskinin tespiti açısından ilave testlerin yapılması gerektiği belirlenmiştir. Bilge ve Çetin (2017) tarafından önerilen kriterlere göre, her iki alanda tüm derinlikler boyunca devirsel yumuşama riskinin deneysel olarak kontrol edilmesi gerektiği vurgulanmıştır. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği (2018), zemin sıvılaşmasını, yeraltı su seviyesinin altında yer alan ve yüzeyden 20 m derinliğe kadar olan kohezyonsuz ya da düşük kohezyonlu ($PI < 12$) zeminlerin deprem sarsıntısı altında, boşluk basıncındaki artışa paralel kayma mukavemeti ve rijitliğindeki önemli oranda azalma olarak tanımlamaktadır. Bununla birlikte, sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesi adına ayrıca bir dizi kriter de

tanımlamaktadır. Bu çalışmada, her iki inceleme alanından temin edilen numuneler üzerinde gerçekleştirilen laboratuvar deneyleri sonucunda plastisite indeksi (PI) değerlerinin %12'den büyük olduğu tespit edilmiştir. Bu bağlamda, 2018 Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği özelinde saha zeminlerinde sıvılaşma potansiyelinin bulunmadığı söylenebilir. Ancak, sıvılaşma potansiyelinin yönetmelikte tanımlanan diğer kriterler doğrultusunda da değerlendirilmesi uygun görülmüştür. Yapılan incelemelerde, II No'lu inceleme alanında bu kriterler kapsamında bazı seviyelerde sıvılaşabilir tabakaların olduğu belirlenmiştir. Son olarak, Önalp ve diğ. (2023) kriterlerine dayalı analizlerde her iki alanda da sıvılaşabilir tabakaların bulunduğu sonucuna varılmıştır.

Sıvılaşma potansiyelini değerlendiren kriterlerin büyük çoğunluğuna göre, deprem koşullarında sahada sıvılaşma oluşması beklenmemektedir. Elde edilen sonuçların sahada gözlemlenen aşırı yapı deplasmanları ile uyumlu olmadığı tespit edilmiştir. Bu bağlamda, inceleme sahasındaki zeminlerin sıvılaşma durumlarını daha ayrıntılı bir şekilde değerlendirebilmek amacıyla laboratuvar ortamında dinamik basit kesme deney düzeneği yardımıyla bir dizi deney gerçekleştirilmiştir. Deneyler, her iki inceleme alanındaki sıvılaşma ve döngüsel yumuşama potansiyellerini belirlemek ve zemin özelliklerinin tekrarlı dinamik yüklemeler altında daha kapsamlı şekilde incelemek amacıyla yapılmıştır.

I numaralı inceleme alanında, 3,0, 4,5, 6,0, 7,5 ve 10,0 metre derinliklerden alınan örselenmemiş düşük plastisiteli kil (CL) numuneleri üzerinde $\pm\%3$ kayma gerinimi ve 0,10 Hz'lik eşdeğer düzgün çevrimsel yükleme frekansı altında dinamik basit kesme deneyleri gerçekleştirilmiştir. Deney sonuçları, numunelerin sıvılaşmaya karşı dirençli olduğunu göstermiştir. Histerezis döngüleri üzerinden yapılan analizler, döngü sayısındaki artışa rağmen kayma gerilimi ile kayma deformasyonu arasındaki ilişkiyi gösteren eğrilerde sıvılaşma eğilimi tespit edilmediğini ortaya koymuştur. Bu durum, sıvılaşma sürecinin tipik göstergeleri olan aşırı rijitlik kaybı ve ilave boşluk basıncı birikiminin numunelerde oluşmaması ile de desteklenmiştir. Özellikle, numunelerde döngü sayısına bağlı olarak oluşan en yüksek ilave boşluk basıncı oranlarının (r_u) 0,32 seviyesinde sınırlı kalması, sıvılaşmanın gerçekleşmediğini açıkça ortaya koymaktadır.

Bununla birlikte, dinamik deney sonuçları kullanılan numunelerin döngüsel yumuşama eğilimi sergilediğini ortaya koymuştur. Deneylerden elde edilen döngüsel drenajsız kayma mukavemetlerinin ortalama (τ_{cyc}/s_u) %23 oranında mukavemet kaybına işaret ettiği

görülmüştür. Bu oran, Boulanger ve Idriss (2007) tarafından $\pm\%3$ kayma gerinimi ve 30 çevrim altında öngörülen yaklaşık $\%17$ 'lik mukavemet kaybı beklentisini bir miktar aşmış ve incelenen numunelerin yüksek düzeyde döngüsel yumuşama eğiliminde olduğunu göstermiştir.

II No'lu inceleme alanında zeminlerin ağırlıklı olarak SC birimlerden oluştuğu görülmüştür. Bu bağlamda, farklı rölatif sıklık seviyelerinde hazırlanan numuneler üzerinde dinamik deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu kapsamda, $\%40$, $\%55$, $\%70$, $\%85$ ve $\%100$ rölatif sıklık oranlarına sahip numuneler hazırlanmıştır. Ayrıca, saha koşullarının daha doğru şekilde modellenebilmesi amacıyla, gerilme geçmişi dikkate alınarak eksenel düşey gerilme ve gözenek basıncı uygulanmıştır.

Dinamik basit kesme deneylerinin sonuçları, beklendiği üzere, rölatif sıklık değerlerine bağlı olarak zeminlerin farklı davranışlar sergilediğini ortaya koymuştur. Deneyler sırasında, rölatif sıklığı $\%40$, $\%55$ ve $\%70$ arasında olan numunelerde drenajsız kayma dayanımında belirgin azalmalar tespit edilmiştir. Buna karşın, rölatif sıklığı $\%85$ ve $\%100$ olan numunelerde, drenajsız kayma dayanımlarındaki azalmalar daha sınırlı düzeyde kalmıştır. Ancak, tüm rölatif sıklık seviyelerinde belirli düzeyde mukavemet kayıpları gözlemlenmiş olup, rezidüel kayma dayanım oranlarının (τ_{rez}/τ_{mak}) $\%31$ ile $\%50$ arasında değiştiği tespit edilmiştir.

İlave boşluk basıncı oranlarının (r_u) incelenmesi sonucunda, özellikle daha düşük rölatif sıklık değerlerine sahip numunelerde, 10 döngüye kadar r_u değerinin maksimum seviyelere ulaştığı tespit edilmiştir. Literatürde sıvılaşma başlangıcı için tanımlanan kritik r_u değerleri 0,80-1,00 (Lee ve Albasia, 1974; Hazirbaba ve Omarow, 2018; Wu ve diğ., 2004) arasında değişmektedir.

Elde edilen sonuçlar, rölatif sıklık değeri (D_r) $\%40$ olan PN-2 numunesinde ilave boşluk basıncı oranının (r_u) 1,02, $\%55$ olan PN-10 numunesinde ise 0,92 olduğunu göstermiştir. Bu veriler, her iki numunenin de sıvılaşma eğilimi gösterdiğini ortaya koymuştur.

Buna karşın, yüzeyden 7,50 metre derinlikte yer alan ve $D_r = \%70$ olan PN-3 numunesinde r_u değeri 0,72, yüzeyden 13,5 metre derinlikte bulunan PN-7 numunesinde ise r_u değeri 0,71 olarak hesaplanmıştır. $D_r = \%85$ olan PN-4 numunesinde maksimum r_u değeri 0,46, $D_r =$

%100 olan PN-8 numunesinde ise maksimum r_u değeri 0,41 olarak saptanmıştır. Bu değerlerin literatürde sınıvlaşma için kritik eşik seviyelerinin altında olması nedeniyle, PN-3, PN-4, PN-7 ve PN-8 numunelerinde sınıvlaşma potansiyelinin bulunmadığı sonucuna ulaşılmıştır.

I No'lu inceleme alanında yapılan deneyler ve saha gözlemleri, düşük plastisiteli kil (CL) birimlerin dinamik koşullar altında sınıvlaşma eğilimi göstermediğini doğrulamıştır. Ancak, taşıma kapasitesinde meydana gelebilecek değişimlerin, özellikle döngüsel yumuşama etkisi ile ilişkilendirilmesi gerektiği belirlenmiştir. Bu bağlamda, Kayı Apartmanı özelinde yapılan modelleme ve analizler, yapının temel altındaki zemin birimlerinde mukavemet kaybının sınıvlaşmadan ziyade döngüsel yumuşama etkisinden kaynaklandığını ortaya koymuştur. Bu durum, özellikle dinamik yükleme koşullarında drenajsız kayma dayanımındaki azalmanın, temel taşıma kapasitesini önemli ölçüde etkilediğini ve güvenlik katsayılarını düşürdüğünü göstermiştir.

Ortaya çıkan taşıma gücü yenilmesinin değerlendirilmesi kapsamında, Chu ve diğ. (2006) tarafından önerilen yaklaşıma dayanılarak üç farklı koşul incelenmiştir. Bunlar sırasıyla, statik taşıma kapasitesinin değerlendirilmesi (Koşul 1), tekrarlı yüklemeler sonucunda oluşan ilave boşluk basınçlarının kayma mukavemeti üzerindeki etkileri dikkate alınarak depremin ardından statik taşıma kapasitesinin karşılaştırılması (Koşul 2) ve deprem sırasında temel altındaki gerilme değerlerinin artmasıyla taşıma kapasitesinin incelenmesi şeklinde tanımlanmıştır (Koşul 3).

Koşul 1 ve Koşul 2 için oluşan temel altı gerilme değerlerinin taşıma gücü güvenlik katsayıları açısından yeterli olduğu görülmüştür. Ancak, dinamik yüklemeler (Koşul 3) altında, güvenlik katsayılarının 0,90 seviyelerine kadar düştüğü ve özellikle 0,25g ve 0,30g ivme değerleri altında taşıma gücü yenilmesinin meydana geldiği tespit edilmiştir. Bu sonuçlar, döngüsel yumuşamanın temel taşıma kapasitesi üzerindeki etkisini açıkça ortaya koymaktadır.

Dinamik yükleme koşullarında gerçekleştirilen taşıma kapasitesi analizleri, özellikle drenajsız kayma dayanımındaki azalmaya bağlı olarak döngüsel yumuşamanın, taşıma gücü etkileyen kritik bir faktör olduğunu ortaya koymuştur. Vesic (1973) yaklaşımına dayalı analizler ile Plaxis 2D programı kullanılarak yapılan sayısal modelleme sonuçları arasındaki

uyum, elde edilen analizlerin doğruluğunu desteklemektedir. Bununla birlikte, taşıma gücü yenilmesinde döngüsel yumuşama etkileri açıkça ortaya konmuştur. Döngüsel yumuşamanın sıvılaşma potansiyeline kıyasla daha az çalışılmış bir konu olması, bu çalışmada elde edilen bulguların önemini artırmaktadır.

II No'lu inceleme alanında yapılan saha gözlemleri ve laboratuvar analizleri, sıvılaşma kaynaklı deformasyonların mekanizmalarını ve büyüklüklerini anlamaya yönelik kapsamlı bir değerlendirme sağlamıştır. Literatürdeki çeşitli sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemleri ile çalışma kapsamında elde edilen verilerin karşılaştırılması, saha gözlemleriyle birlikte sıvılaşmanın etkileri hakkında önemli çıkarımlar yapılmasına olanak tanımıştır.

Sıvılaşma ve oturma davranışlarının incelenmesi için sonlu eleman analizlerini içeren sayısal modelleme yöntemleri kullanılmıştır. Bu amaçla analizler, Plaxis 2D yazılımı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Sayısal modelleme sürecinde, zeminlerin hem statik hem de dinamik yükler altındaki davranışlarını doğru bir şekilde temsil edebilmek için Hardening Soil (HS), Hardening Soil Small Strain (HSss) ve UBC3D-PLM gibi gelişmiş zemin bünye modelleri kullanılmıştır.

Kahramanmaraş Elbistan depremi sırasında Gölbaşı ilçesinde bulunan istasyondan sürekli kayıt elde edilememiştir. Bu sebeple, deterministik yaklaşımlar yardımıyla Gölbaşı ilçesi için tahmin edilen en yüksek yatay yer ivmesi ile Adıyaman Tut deprem kayıt verileri kullanılarak, tek boyutlu saha tepki analiz programı DeepSoil Version 7.1 yardımıyla, Adıyaman Gölbaşı ilçesine ait deprem kaydı ölçeklendirilmiştir. Deprem verileri, sayısal analizler ve literatürdeki çeşitli sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinde kullanılmıştır.

Sıvılaşma potansiyeli ve zeminlerin yapı yüklemeleri altındaki dinamik davranışları, Plaxis 2D yazılımı ile gerçekleştirilen sayısal analizler ve saha ölçümleri doğrultusunda değerlendirilmiştir. Analizler sonucunda elde edilen ilave boşluk basıncı oranları (r_u), sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde önemli bir gösterge olarak değerlendirilmiştir. Sıkılık derecelerine bağlı olarak hesaplanan en yüksek boşluk basıncı oranlarının 0,09 ile 1,01 arasında değiştiği tespit edilmiştir.

Analizler, SC-2 (4,5 m), SC-3 (6,0 m) ve SC-9 (16,5 m) birimlerinin sıvılaşma eğilimi gösterdiğini ortaya koymuştur. Bu durum, LiqSvs (2024) programıyla gerçekleştirilen serbest alan analiz sonuçları ile paralellik göstermektedir.

Sayısal analiz ve dinamik deney bulgularına göre, 6,0-7,5 metre derinlik aralığında rölatif sıklık değeri yaklaşık %40 olan PN-2 (SC-3) numunesinde, sonuçların birbiri ile uyumlu olduğu ve her iki durumda da sıvılaşmanın gerçekleştiği tespit edilmiştir. Bununla birlikte, diğer derinliklerde, dinamik deneyler sonucunda elde edilen boşluk basıncı oranlarının, Plaxis 2D programı kullanılarak hesaplanan değerlerden daha yüksek olduğu belirlenmiştir.

Yapılan sayısal analizler, farklı zemin tabakalarında ilave boşluk basıncı oranlarının (r_{umax}) yapı yükleme koşullarına bağlı olarak değiştiğini göstermiştir. Örneğin, yüzeyden itibaren 4,5-6,0 metre arasında bulunan SC-2, 8,0-8,5 metre arasında bulunan SC-3 ve 16,5-18,0 metre arasında bulunan SC-9 tabakaları gibi sıvılaşma potansiyeli yüksek birimlerde, serbest alan ve bina altı r_{umax} değerlerinin birbirlerine oldukça yakın olduğu tespit edilmiştir. Bu bulgu, sıvılaşma potansiyeli yüksek zeminlerde temel altı gerilme değişimlerinin ilave boşluk basıncı üzerindeki etkisinin sınırlı olduğunu göstermektedir.

Buna karşın, daha düşük sıvılaşma potansiyeline sahip birimlerden SC-4 (yüzeyden itibaren 8,5-10,0 metre derinlikte zemin profili) tabakasında ise serbest alan için belirlenen $r_{umax}=0,25$ değerinin, temeller altında 0,41-0,59 arasında değiştiği tespit edilmiştir. Bu bulgu, üstteki SC-3 tabakasında oluşan ilave boşluk basıncının yapılardan kaynaklı oluşan gerilme artışları sebebiyle SC-4 tabakası boyunca sönmümlenemediğini göstermektedir.

SC-5 tabakasının orta noktasında ise (yüzeyden 9,75 metre derinlikte) yapı temelleri altında ortalama ilave boşluk basıncı oranı 0,25 olarak hesaplanmış ve bu değer serbest alanda belirlenen 0,21 oranına oldukça yakın olduğu tespit edilmiştir. Bu bulgu, SC-3 tabakasında meydana gelen sıvılaşma kaynaklı ilave boşluk basınç değerlerinin, temel altı gerilmelerden bağımsız bir şekilde SC-5 tabakasına kadar sönmümlenebildiğini göstermiştir.

Rölatif sıklık değeri (D_r) %100 olan SC-6 tabakasının orta noktasında (yüzeyden 11,25 metre derinlikte), serbest alan maksimum boşluk basıncı oranı (r_{umax}) 0,09 olarak hesaplanmıştır. Benzer şekilde, 2 ve 3 katlı E, Cons. ve J blok temelleri altında bu değerlerin 0,08 ile 0,12 arasında değiştiği belirlenmiştir. Bununla birlikte, daha yüksek katlı bloklar

altında r_{umax} değerlerinin 0,34 ile 0,47 gibi oldukça yüksek değerler aldığı gözlenmiştir. Bu durum, azalan temel gerilme değerlerinin 11,25 metre derinlikteki ilave boşluk basıncı üzerindeki etkisini de ortadan kaldırdığını ifade etmektedir. Bu sonuçlar, temel altı gerilmelerinin ve geçirimsiz tabaka mevcudiyetinin dinamik koşullardaki önemini ortaya koymaktadır.

Elde edilen bulgular, temel altı gerilmeleri ve temel genişliğine bağlı olarak değişen etki derinliklerinin, dinamik yükler altında artış eğilimi gösteren boşluk basıncı oranını azaltıcı bir etki yarattığını ortaya koymaktadır. Bununla birlikte, temel altı gerilmelerin, sıvılaşma gerçekleşen tabakalardaki ilave boşluk basınçlarının sönmelenmesini ise, önemli ölçüde sınırlandırabildiği ve bu etkinin yüksek katlı yapılarda, yani yüksek gerilme düzeylerinde, daha belirgin olduğu sonucuna varılmıştır.

Saha koşullarının daha gerçekçi bir şekilde yansıtılabilmesi amacıyla, bireysel bina analizlerine ek olarak, bitişik yerleşim düzenine sahip grup modellemeleri oluşturulmuştur.

Yapılan sayısal analizler sonucunda, sıvılaşma potansiyeli bulunan SC-2, SC-3 ve SC-9 tabakalarında, tekli ve grup sistem analizlerinden elde edilen ilave boşluk basıncı oranı (r_{umax}) değerlerinin %3 ile %7 arasında değişen oldukça düşük farklar gösterdiği tespit edilmiştir. Benzer şekilde, SC-5, SC-7 ve SC-9 birimlerinde ilave boşluk basıncı oranlarının uyumlu olduğu ve farkların %3 ile %9 arasında değiştiği belirlenmiştir. Bununla birlikte, rölatif sıkılık değeri (D_r) %100 olan SC-6, SC-8 ve SC-10 birimleri ile SC-4 tabakasında, r_{umax} değişim oranlarının %20 ile %47 arasında olduğu gözlemlenmiştir. Ancak, bu tabakalardaki boşluk basıncı oranlarının sayısal değerleri dikkate alındığında, söz konusu farkların oluşan deformasyonlar çerçevesinde anlamlı bir sonuç ortaya çıkarmadığı görülmüştür.

Elde edilen bulgular değerlendirildiğinde, tabakalar bazında tekil yapı yerleşimi ile grup yerleşimi altında belirlenen ilave boşluk basıncı oranlarının (r_{umax}) bir miktar değişiklik gösterdiği, ancak bu farklılıkların mühendislik açısından anlamlı bir etkisinin olmadığı tespit edilmiştir. Bu durum, modelleme sisteminin Plaxis 2D programında grup olarak yapılmasının, ilave boşluk basıncı oranları özelinde belirgin bir fark yaratmadığını göstermektedir. Ayrıca, sonuçlar, temellerin dinamik koşullar altındaki gerilme dağılımının grup modelleme yaklaşımı ile anlamlı bir şekilde değişmediğini ortaya koymaktadır.

Dinamik etkiler dikkate alınarak tekil yerleşime sahip yapılar için gerçekleştirilen sayısal analiz sonuçlarının saha ölçüleriyle tutarlılığını değerlendirebilmek amacıyla II numaralı inceleme alanında bağımsız yerleşime sahip bir blok bulunmaması önemli bir kısıtlama oluşturmaktadır. Bu durumun ortadan kaldırılması amacıyla, farklı yapı tiplerine ait sayısal analizlerden elde edilen oturma verileri kullanılarak istatistiksel bir analiz gerçekleştirilmiştir. Bu yöntemle, benzer zemin koşulları ve deprem parametreleri altında, farklı temel genişlikleri ve temel altı gerilme değerlerine sahip yapılar için sınılaşma kaynaklı deformasyon değerinin tahmini hedeflenmiştir.

Bu bağlamda, oturma davranışını etkileyebilecek temel genişliği ve temel altı gerilme değerleri gibi en önemli bağımsız bağımsız değişkenler tanımlanmış ve regresyon analizi yöntemiyle oturma davranışını ifade eden basit bir bağıntı geliştirilmiştir. Geliştirilen bağıntının modelleme sonuçlarına uygulanabilirliği ve doğruluğunu değerlendirmek amacıyla, II No'lu inceleme alanına yaklaşık 50 metre mesafede bulunan X Blok'a ait saha ölçümleri ile kıyaslama yapılmıştır. Ayrıca, diğer blok hesaplamalarında dikkate alınan zemin ve deprem parametreleri kullanılarak X Blok için Plaxis 2D programı yardımıyla sonlu elemanlar analizi gerçekleştirilmiştir. Buna göre, saha ölçümleri ile belirlenen oturma değerlerinin, geliştirilen bağıntı ve sayısal analiz sonuçlarıyla uyum gösterdiği tespit edilmiştir.

Çalışmada, tekil olarak modellenen sayısal analizlerin saha bulguları ile gösterdiği uyum temel alınarak, literatürde sunulan sınılaşma kaynaklı oturma tahmin yaklaşımlarının kapsamlı bir değerlendirmesi yapılmıştır.

Birçok araştırmacının çalışmaları, sınılaşma kaynaklı oturma mekanizmalarının temel genişliği, sınılaşabilir tabaka kalınlığı, temel altı gerilme değerleri ve yeraltı suyu seviyesi gibi parametrelere duyarlı olduğunu göstermektedir. Bu çalışmada, sınılaşma kaynaklı oturma hesaplama yöntemlerinin etkinliği iki farklı grupta karşılaştırılmıştır. Birinci grup, yalnızca yapıların geometrik özelliklerini dikkate alan yöntemlerden oluşmaktadır (Yoshimi ve Tokimatsu, 1977; Adachi ve diğ., 1992; Liu, 1995; Liu ve Dobry, 1997). İkinci grup ise yapı özelliklerine ek olarak temel altı gerilmeleri, zemin mukavemet özellikleri, deprem parametreleri gibi etkenleri de değerlendiren yöntemleri içermektedir (Sharir ve Pak, 2010; Unutmaz ve Çetin, 2012; Bertalot ve diğ., 2013; Karamitros ve diğ., 2013; Lu, 2017; Macedo ve Bray, 2017).

Yöntemlerin etkinliği oluşan bağıl hata (Relative Error) ile değerlendirilmiştir. Gerçek değerler, sonlu eleman analizleri ile elde edilen oturma değerleri olarak tanımlanmış ve yöntemlerin tahmin performansı bu değerlere göre kıyaslanmıştır.

Elde edilen sonuçlara göre, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmininde deprem sonrası veriler dikkate alarak, temel genişliği (B) ile toplam sıvılaşma derinliği (Z_{liq}) oranı arasında grafiksel değerlendirmeler gerçekleştiren Yoshimi ve Tokimatsu (1977), Adachi ve diğ. (1992) ve Liu (1995) yöntemlerinin, sayısal analiz sonuçlarına kıyasla daha büyük sapmalar gösterdiği tespit edilmiştir. Buna karşın, Liu ve Dobry (1997) yöntemi, sayısal analiz verilerine göre en düşük ortalama hata oranı (%39) ile en doğru tahmini gerçekleştiren yöntem olarak dikkat çekmektedir. Bu yöntemin diğerlerinden farklı olarak, oturma analizlerinde temel boyutsal özelliklerinin yanı sıra sıvılaşma durumunda serbest alan oturmasını da dikkate alması, doğruluğunu artıran önemli bir unsur olarak değerlendirilmektedir.

Diğer sıvılaşma kaynaklı oturma analiz yöntemlerinin etkinlikleri, benzer şekilde bağıl hata (Relative Error) analiz yöntemi temel alınarak değerlendirilmiştir. Sharir ve Pak (2010) tarafından geliştirilen yöntemde, temel genişliği, sıvılaşma yüksekliği, temel etki derinliği ve temel gerilme verilerini kullanarak gerçekleştirilen analizlerde ortalama bağıl hata oranı %74 olarak bulunmuştur. Unutmaz ve Çetin (2012) yöntemi kullanılarak, deprem parametrelerini, zemin mukavemet özelliklerini ve dinamik yükler altındaki ilave kayma gerilmelerini dikkate alınan analizlerde, oturma tahmininde bağıl hata oranı ortalama %75 olarak hesaplanmıştır. Bertalot ve diğ. (2013) tarafından geliştirilen yöntem vasıtası ile, temel altı gerilme ve temel genişliğe dayalı olarak hazırlanan abaklarla gerçekleştirilen analizlerde ortalama bağıl hata oranı %44 olarak ortaya çıkmıştır. Karamitros ve diğ. (2013) yöntemi, temel boyutlarını, deprem parametrelerini, sıvılaşma yüksekliği-temel genişliği oranını ve dinamik durumda belirlenen taşıma gücü güvenlik katsayısını dikkate almış, ancak bağıl hata oranı ortalama %98 olarak belirlenmiş ve diğer yöntemlere kıyasla daha büyük bir sapma göstermiştir. Lu (2017) yöntemi, temel derinliği ile genişliği oranı, deprem ivme değeri, zemin rölatif sıklığı ve temel altı gerilmesi gibi faktörleri içermekte olup, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmini için bağıl hata oranı ortalama %23 ile tüm yöntemler içinde en düşük hata oranını ortaya koymuştur. Macedo ve Bray (2017) yöntemi ile temel altı gerilme, çeşitli deprem parametreleri, sıvılaşma yüksekliği ve temel genişliği gibi

faktörler dikkate alarak yapılan analizlerde bağıl hata oranı ortalama %55 olarak hesaplanmıştır.

Yapılan değerlendirmeler sonucunda, sayısal analizlerden elde edilen oturma verilerine en yakın tahminlerin, yalnızca temel boyut özelliklerini dikkate alan yöntemlerden ziyade temel altı gerilmeleri, zemin mukavemet özelliklerini, deprem parametrelerini ve benzeri faktörleri göz önünde bulunduran yöntemler tarafından sağlandığı tespit edilmiştir. Bununla birlikte, bu genel eğilime bir istisna olarak Liu ve Dobry (1997) yöntemi öne çıkmaktadır. Ortalama bağıl hata (Relative Error) oranı %39 olarak hesaplanan bu yöntem, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmininde önemli bir doğruluk göstermiştir. Ancak, yöntemin yalnızca %52 rölatif sıklık ve 0,20 g deprem ivmesi gibi spesifik koşullar altında uygulanabilir olması, kullanımını önemli ölçüde kısıtlamaktadır.

Sayısal analiz sonuçlarıyla en uyumlu tahminlerin ise, Lu (2017) yaklaşımı ile elde edildiği gözlemlenmiştir. Bununla birlikte, Bertalot ve diğ. (2013) ile Macedo ve Bray (2017) yöntemlerinin de sıvılaşma kaynaklı oturma tahmininde etkin ve güvenilir sonuçlar verdiği anlaşılmıştır. Bu yöntemler, tekil blok yerleşimi için temel altı gerilmeleri ve diğer ilgili faktörleri dikkate alarak, sıvılaşma sonrası oturma analizlerinde başarılı sonuçlar ortaya koymaktadır.

İnceleme sahasında gözlenen tekil yapı oturma bulgularının, sıvılaşma kaynaklı oturma tahmin yöntemlerinin bir kısmı ve sayısal analiz verileriyle uyum göstermesi, analizlerde kullanılan statik ve dinamik koşullar altındaki zemin parametreleri ile deprem verilerinin gerçekçi ve güvenilir olduğunu ortaya koymaktadır. Bu kapsamda, benzer sistem verileri temel alınarak II numaralı inceleme alanında bulunan bitişik nizam yapılarıdaki sıvılaşma kaynaklı oturmaların sayısal ortamda değerlendirilmesine yönelik kapsamlı analizler gerçekleştirilmiştir. Saha yerleşimine uygun şekilde grup olarak modellenen Model-1 (A-B-C Bloklar), Model-2 (D-E-F-Cons. Bloklar) ve Model-3 (G-H Bloklar) için sıvılaşma kaynaklı oturma analiz sonuçları, saha gözlem verileri ile detaylı bir şekilde karşılaştırılarak değerlendirilmiştir.

Analiz sonuçları incelendiğinde, A, B ve C bloklarını içeren Model-1 için sıvılaşma kaynaklı oturma değerlerinin tekil sistem analiz sonuçlarına kıyasla %14 ile %75 arasında azaldığı tespit edilmiştir. Benzer bir azalma eğilimi, Model-3 sistemine ait G ve H bloklarında da

gözlenmiş olup, bu bloklardaki oturma değerlerinin tekil modellemeye kıyasla %64 ile %109 arasında azaldığı belirlenmiştir. Ancak, Model-2 sisteminde farklı bir durum gözlenmiş, yalnızca F blok oturma değerlerinde tekil sistem analizlerine kıyasla %46 oranında bir azalma görülürken, D ve E bloklar için ise oturma değerlerinde %18 ile %56 arasında bir artış olduğu belirlenmiştir.

Bununla birlikte, grup temel yerleşimlerine yönelik gerçekleştirilen sayısal analizlerde hesaplanan oturma değerlerinin, sahada ölçümler ile tespit edilen yapı oturmalarını yeterli doğrulukta yansıtmadığı belirlenmiştir. Özellikle Const. Blok dışındaki bloklar için elde edilen analiz sonuçlarının, gerçek oturma değerlerine kıyasla önemli ölçüde düşük olduğu tespit edilmiştir. Bu durumun olası nedenlerini belirlemek amacıyla, yapısal analizlerden elde edilen temel deformasyon etkileşim oturma-kabarma ilişkisi detaylı olarak incelenmiştir.

Tekil yapı sistemlerinde gözlemlenen oturma-kabarma ilişkisi incelendiğinde, sayısal analizlerin genel kayma yenilme mekanizmasını dikkate aldığı anlaşılmaktadır. Benzer bir mekanizmanın çoklu sistemler için de geçerli olduğu görülmüş olup, temellerin bütünlüklü bir esnek radye davranışı sergilediği ve sistemdeki blok deplasmanlarının deformasyon etkileşim ilişkisine göre şekillendiği tespit edilmiştir. Bu etki, grup modellerdeki yapı oturmalarında da gözlenmiştir. Benzer bir sonuca, sınırlama durumunda temel etkileşimlerinin yapı oturmaları üzerindeki etkisini inceleyen Kassas ve diğ. (2022) çalışmasında da vurgu yapılmıştır. Farklı bir sonlu elemanlar programı ile yapılan araştırma sonuçlarının bu çalışmadaki sayısal analizler neticesinde elde edilen bulgularla benzerlik göstermesi dikkat çekicidir.

Saha ölçümleri sonucunda, grup temel yerleşimlerinin hesaplanan değerlerden çok daha yüksek oturma miktarlarına sahip olduğu tespit edilmiştir. Bu durum, grup temel yerleşimlerine ilişkin sayısal analizlerde, saha verilerine daha yakın sonuçlar elde edebilmek için mevcut yöntemlerin yeniden gözden geçirilmesi gerektiğini ortaya koymaktadır. Özellikle sınırlama kaynaklı "grup yapı-zemin" etkileşiminin daha kapsamlı bir şekilde değerlendirilmesi gerekliliği dikkat çekmiştir. Bu bağlamda, literatürde sunulan farklı çalışma sonuçları detaylı olarak incelenmiştir.

Literatürdeki deneysel çalışmalar, sıvılaşma koşulları altında birbirine yakın yapı yerleşimlerinin, tekil temel yerleşimlerine kıyasla oturma değerlerini artırıcı bir etkiye sahip olduğunu göstermektedir. Ancak, bu çalışmada elde edilen sayısal analiz sonuçlarının, literatürde sunulan deneysel bulgularla uyum göstermediği tespit edilmiştir.

Bu durumu daha ayrıntılı olarak incelemek ve sıvılaşma sonrası davranış modellemesinin etkisini değerlendirmek amacıyla Plaxis 2D yazılımı kullanılarak ek analizler gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde, Model 1 için sıvılaşma sonrası davranışı temsil eden f_{Epost} parametresine 0,2 ve 0,6 değerleri atanmıştır. Ancak, bu parametrelerle elde edilen oturma değerlerinin de saha ölçüleriyle kıyaslandığında yeterli doğruluğa ulaşamadığı belirlenmiştir.

Grup yapı yerleşimlerine ilişkin saha gözlemleri ile sayısal analiz sonuçları arasında tespit edilen oturma farklılıklarının, kullanılan modelleme yaklaşımlarından kaynaklanabileceği değerlendirilmiştir. Bu farklılıkların olası sebepleri arasında, sayısal analizlerde genel taşıma gücü yenilme mekanizmasının dikkate alınmasına karşın, sahada zımbalama kayma yenilmesi (punching shear failure) tipinin gerçekleşmesi öne çıkmaktadır. Zımbalama kayma yenilme mekanizmasının, komşu temeller altında oluşan yüksek deformasyonlar nedeniyle kayma rijitliğinde azalmaya ve zımbalamaya karşı çeper direncinin düşmesine yol açtığı düşünülmektedir. Ayrıca, sayısal modellerde üçüncü boyut etkisinin yetersiz temsil edilmesi ve farklı yapı periyot değerlerine sahip bitişik yapıların dinamik etkiler altında, tekil yerleşimlere kıyasla daha yüksek temel altı kayma gerilmeleri oluşturması da oturma farklılıklarını artırıcı etkiler olarak belirlenmiştir.

Bu bağlamda, grup yapı-zemin etkileşimlerinden kaynaklanan olumsuz etkileri azaltmak için aşağıdakiler önerilmektedir:

- Sıvılaşma potansiyeline sahip alanlarda, temellerin deprem etkileri altında birbirleriyle etkileşimlerini engelleyecek şekilde yapı aralıklarının artırılması.
- Temellerin aralıklı yerleştirilmesinin mümkün olmadığı durumlarda, sıvılaşmayı önleyici zemin iyileştirme yöntemlerinin uygulanması.
- Farklı periyotlara sahip bitişik binalar arasındaki mesafelerin, deprem sırasında oluşabilecek temel altı kayma gerilme artışlarını minimize edecek şekilde belirlenmesi veya bu etkilerin daha doğru tahmin edilmesine yönelik modellemelerin geliştirilmesi.

Bununla birlikte, ileride yapılacak çalışmalar kapsamında, grup temellerin oturma davranışlarını daha doğru analiz edebilmek için üç boyutlu sayısal analiz yaklaşımlarına ve daha gelişmiş modelleme tekniklerine odaklanılması gerektiği ortaya konulmuştur. Bu sayede, saha koşullarını ve grup yapı-zemin etkileşimlerini daha gerçekçi bir şekilde temsil eden sonuçlar elde edilebilecektir.





KAYNAKLAR

- Adachi, T., Iwai, S., Yasui, M., Sato, Y. (1992). *Settlement and inclination of reinforced concrete buildings in Dagupan City due to liquefaction during the 1990 Philippine earthquake*. Earthquake Engineering, Tenth World Conference, 147–152.
- Agaiby, S., Ahmed, S. M. (2016, January). *Learning from failures: a geotechnical perspective*. In International conference on forensic civil engineering, Nagpur, India. 10.
- AFAD, 2023. 06 Şubat 2023 Pazarcık-Elbistan (Kahramanmaraş) Mw: 7.7 – Mw: 7.6 Depremleri Raporu. 140.
- Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği. Ankara.
- T.C. Cumhurbaşkanlığı SBB. (2024). Kahramanmaraş ve Hatay Depremleri Yeniden İmar ve Gelişme Raporu. Ankara. 135.
- Akıl, B., Akpınar, K., Üçkardeşler, C., Araz, H., Sağlam, M., Uran, Ş. B. (2008). Doğu Anadolu fay zonu üzerinde yer alan Gölbaşı (Adıyaman) Yerleşim alanındaki zeminlerin jeoteknik özellikleri ve değerlendirilmesi. *Türkiye Jeoloji Bülteni*, 51 (1), 43-57.
- Ansal, A. M., Erken, A. (1989). Undrained behavior of clay under cyclic shear stresses. *Journal of Geotechnical Engineering*, 115(7), 968-983.
- Armstrong, R.J., Malvick, E.J. (2014), *Comparison of liquefaction susceptibility criteria, 34th Annual U.S. Society on Dams Conference San Francisco, California, April 7-11, 29-37*.
- ASTM D 4254-00 (2014). *Standard test methods for minimum index density and unit weight of soils and calculation of relative density*. ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D 6913-04 (2009). *Standard test methods for particle-size distribution (gradation) of soils using sieve analysis*. Annual Book of ASTM Standards.
- ASTM D7928-16 (2016). *Standard Test Method for Particle-Size Distribution (Gradation) of Fine-Grained Soils Using the Sedimentation (Hydrometer) Analysis*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM D854-14 (2014). *Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer*, ASTM International, West Conshohocken, PA.
- ASTM-D4253 (2006). *Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table*, American Society for Testing Materials, West Conshohocken, USA.

- Ateş, A. (2022). *Deprem Etkisinde Zeminlerin Sıvılaşması ve Sıvılaşma Yöntemleri*, Iksad Publications, Ankara.
- Aytekin, M. (2016). Impact of adjacent footings on immediate settlement of shallow footings, *Challenge Journal Of Structural Mechanics* 2 (1), 1–6.
- Barrios, G., Larkin, T., Chouw, N. (2017). *Influence of Liquefaction and Adjacent Structures On Seismic Response*, 16th World Conference on Earthquake, Santiago Chile.
- Beaty, M. H., Byrne, P. (1998). An Effective stress model for predicting liquefaction behaviour of sand, geotechnical earthquake engineering and soil dynamics III. *ASCE Geotechnical Special Publication*, 1, 766–777.
- Bertalot, D., Brennan, A. J., Villalobos, F. (2013). Influence of bearing pressure on liquefaction-induced settlement of shallow foundations. *Geotechnique*, 63(5), 391–399.
- Beyaz, T., Kayabalı, K., Sönmezer, Y. B. (2021). Kumların sıvılaşmasında rölatif sıkılık ve kesme birim deformasyonu etkisinin incelenmesi. *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 27(3), 431-440.
- Bilge, H., Çetin, K. Ö. (2017). *Silt-kil karışımı zeminlerin sıvılaşma potansiyellerinin belirlenmesi*. 4. Uluslararası Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı, Eskişehir 11-13.
- Bol, E., Önalp, A., Arel, E., Sert, S., Özocak, A. (2010). Liquefaction of silts: The Adapazarı criteria. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 8(4), 859-873.
- Bolton, M. D. (1986). The strength and dilatancy of sands. *Geotechnique*, 36, 65–78.
- Boulanger, R. W., Idriss, I. M. (2007). Evaluation of cyclic softening in silts and clays. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 133(6), 641-652.
- Boulanger, R. W., Idriss, I. M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), 1413-1426.
- Bray, J.D., Dashti, S. (2014). Liquefaction-Induced Building Movements. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 12(3), 1129-1156.
- Bray, J. D., Macedo, J. (2017). 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction-induced building settlement. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 102, 215-231.
- Bray, J. D., Sancio, R. B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9), 1165-1177.

- Büyük, M. A., Unutmaz, B., İkizler, B. (2024). Yapı zemin etkileşiminin nümerik analiz ile incelenmesi (sıvılaşma vaka örneği). *Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 19. Ulusal Konferansı*, Hacettepe Üniversitesi, Ankara.
- Castro, G. (1969). *Liquefaction of sands*, Yayınlanmamış Doktora Tezi, Harvard University, Mass.
- Chu, D. B., Stewart, J. P., Boulanger, R. W., Lin, P. S. (2008). Cyclic softening of low-plasticity clay and its effect on seismic foundation performance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 134(11), 1595-1608.
- Chu, D. B., Stewart, J. P., Leslie Youd, T., Chu, B. L. (2006). Liquefaction-induced lateral spreading in near-fault regions during the 1999 Chi-Chi, Taiwan earthquake *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 132, 1549-1565.
- Coduto, D.P. (2001). *Foundation Design/Principles and Practices*. 2nd Edition, Prentice-Hall, Inc., New Jersey.
- Dashti, S., Bray, J. D., Pestana, J. M., Riemer, M. R., Wilson, D. (2010). Centrifuge testing to evaluate and mitigate liquefaction induced building settlement mechanisms. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 2010, 918–929.
- David, M. B., Joyner, W. B., Fumal, T. E. (1997). Equations for estimating horizontal response spectra and peak acceleration from western north american earthquakes: A summary of recent work. *Seismological Research Letters*, 68(1), 128-153.
- Day, R., W. (2002) *Earthquake Engineering Handbook*, McGraw- Hill, USA, 600 s.
- Demir, S., Özener P. (2019). Sıvılaşmanın UBC3D-PLM model ile tahmin edilmesi: Santrifüj deneyi örneği. *Teknik Dergisi*, 30, 1-21.
- Dobry, R., Stokoe, K. H., II, Ladd, R. S., Youd, T. L. (1981). Liquefaction susceptibility from S-wave velocity, In Situ Tests to Evaluate Liquefaction Susceptibility, Proceedings, ASCE National Convention, St. Louis, MO.
- Durmaz, S. G., Soyaslan İ. İ. (2023). Zemin Sıvılaşmasını Denetleyen Koşulların ve Sıvılaşma Nedenli Deformasyonların İncelenmesi *Mehmet Akif Ersoy Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi* 14(2): 401-411
- Figuroa, J., Saada, A., Liang, L., Dahisaria, N. (1994). Evaluation of soil liquefaction by energy principles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 120(9), 1554-1569.
- Finn, W. D., Ledbetter, R. H., Guoxi, W. (1994). Liquefaction in silty soils: Design and analysis. S. Prakash and P Dakoulas (Ed.), *Ground Failures Under Seismic Conditions*, New York: ASCE, 51-76.
- Finnie, I. M. S., Randolph, M. F. (1994). *Bearing response of shallow foundations in uncemented calcareous soil*. In International Conference Centrifuge, 94, 535-540.

- Green, R. A., Terri, G. A. (2005). Number of equivalent cycles concept for liquefaction evaluations—Revisited. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(4), 477-488.
- Hazirbaba, K., Omarow, M. (2018). Excess pore pressure generation and post-cyclic loading settlement of geofiber-reinforced sand. *Gradevinar*, 70(1), 11-18.
- Hight D. W., Burland J. B., Georgiannou V. N. (1990). The undrained behaviour of clayey sands in triaxial compression and extension, *Géotechnique*, 40(3), 431-449.
- Idriss, I. M., Dobry, R., Singh, R. D. (1978). Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 104(12), 1427-1447.
- Ishihara, K. (1996). *Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics*. Oxford: Clarendon Press.
- Iwasaki, T., Tokida, K. I., Tatsuoka, F., Watanabe, S., Yasuda, S., Sato, H. (1982). Microzonation for Soil Liquefaction Potential Using Simplified Methods, *Proceedings Third International Earthquake Microzonation Conference*, Seattle, 1319–1330.
- İnternet: 6 Şubat AKUT. 6 Şubat Kahramanmaraş Depremleri, URL: https://www.6subatakud.org.tr/Pages1_2/2127 Son Erişim Tarihi: 18.03.2024.
- İnternet: Afyon Kocatepe Üniversitesi Deprem Uygulama ve Araştırma Merkezi. Depremlerin Oluşumu ve Türleri, URL: <https://deprem.aku.edu.tr/depremlerin-olusumu-ve-turleri/>, Son Erişim Tarihi: 18.04.2024.
- İnternet: Andrews, D. C. A., and Martin, G. R. (2000). Criteria for liquefaction of silty soils. *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, URL: <https://www.iitk.ac.in/nicee/wcee/article/0312.pdf>, Son Erişim Tarihi: 15.03.2023.
- İnternet: Beaty, M. H., and Byrne, P. M. (2011). UBCSAND constitutive model version 904aR” Documentation Report, UBCSAND Constitutive Model on Itasca UDM URL: http://www.itascaudm.com/media/download/UBCSand/UBCSAND_UDM_Documentation.pdf, 2011 Son Erişim Tarihi: 12.02.2024.
- İnternet: Google. *Google Maps*. URL: <https://www.google.com/maps>, Son Erişim Tarihi: 12.02.2024.
- İnternet: EERI (2023). Türkiye Earthquakes: Report on Geoscience and Engineering Impacts. GEER Association Report 082. URL: https://learningfromearthquakes.org/images/2023_02_06_nurdagi_turkey/GEER_2023_Turkey_Earthquake_FullReport_ReducedSize.pdf, Son Erişim Tarihi: 25.07.2023.
- İnternet: MTA. Yerbilimleri Harita Görüntüleyici, URL: <https://www.yerbilimleri.mta.gov.tr>, Son Erişim Tarihi: 12.02.2024.
- İnternet: Petalas A., and Galavi V. (2013). Plaxis liquefaction model UBC3D-PLM. URL: <http://kb.plaxis.nl/search/site/UBC3D-PLM>, Son Erişim Tarihi: 10.02.2024.

İnternet: USGS. Earthquake Hazard Programs, URL: <https://earthquake.usgs.gov/earthquakes/eventpage>, Son Erişim Tarihi: 12.10.2023.

İyisan R., Haşal M. E. (2011). Zemin büyütmesi ve yerel koşulların spektral ivmeye etkisi. *İTÜ Dergisi/d*, 10(4), 47-56.

Jennings, P. C. (Ed.). (1980). *Earthquake Engineering and Hazards Reduction in China: A Trip Report of the American Earthquake Engineering and Hazards Reduction Delegation*. National Academy of Sciences.

Kahraman, G. (2021). *Tek Tip Kumda Artan İnce Tane Yüzdesinin Sıvılaştırma Enerjisine Etkisinin Araştırılması*. Yayınlanmamış Yüksek Lisans Tezi, Pamukkale Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Denizli.

Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., Chaloulos, Y. K. (2013). Seismic settlements of shallow foundations on liquefiable soil with a clay crust. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 46, 64-76.

Kassas, K., Adamidis, O., Anastasopoulos, I. (2022). Structure–soil–structure interaction (SSSI) of adjacent buildings with shallow foundations on liquefiable soil. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 51(10), 2315-2334.

Katayama, T. (1982). An engineering prediction model of acceleration response spectra and its application to seismic hazard mapping. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 10, 149-163.

Kıran, A. (2021). *Yüzeysel temelli yapılarda sıvılaşmaya bağlı oturmaların sayısal analizi*, Yayınlanmamış Doktora Tezi, İstanbul Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Koester, J. P. (1994). The influence of fines type and content on cyclic strength. S. Prakash and P. Dakoulas (Ed.), *Ground Failures Under Seismic Conditions*, New York: ASCE, 17-33.

LeBoeuf, D., Duguay-Blanchette, J., Lemelin, J. C., Péloquin, E., Burckhardt, G. (2016, June). *Cyclic softening and failure in sensitive clays and silts*. In Proceedings of the 1st International Conference on Natural Hazards and Infrastructure, Chania, Greece.

Lee, K. L. ve Albaisa, A. (1974). Earthquake induced settlements in saturated sands. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, 100(4), 387-406.

Liang, L. (1995). *Development of an energy method for evaluating the liquefaction potential of a soil deposit*, Yayınlanmamış Doktora Tezi, Department of Civil Engineering, Case Western Reserve University, Cleveland, Ohio.

Liu, A. H., Stewart, J. P., Abrahamson, N. A., Moriwaki, Y. (2001). Equivalent number of uniform stress cycles for soil liquefaction analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(12), 1017-1026.

- Liu, H. (1995) *An empirical formula for evaluation of buildings settlement due to earthquake liquefaction*. Proceedings of 3rd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, St. Louis: Missouri, 289–293.
- Liu, L., Dobry, R. (1997). Seismic response of shallow foundation on liquefiable sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 123(6), 557-567.
- Lu, C. W. (2017). A simplified calculation method for liquefaction-induced settlement of shallow foundation. *Journal of Earthquake Engineering*, 21(8), 1385-1405,
- Martínez, E., Patiño, H., Galindo, R. (2017). Evaluation of the risk of sudden failure of a cohesive soil subjected to cyclic loading. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 92, 419-432.
- Matasović, N., Vucetic, M. (1995). Generalized cyclic-degradation-pore-pressure generation model for clays. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(1), 33-42.
- Mayne, P. W., Mitchell, J. K., Smith C. J. (2001). Enhanced geotechnical site characterization for evaluating foundations and ground modification. *ASCE GeoInstitute*, 329.
- McGuire, R. K. (1974). Seismic structural response risk analysis, incorporating peak response regressions on earthquake magnitude and distance. *Report R74-51, Structures Publication*, (399).
- Mejia, L., Wu, J., Feldsher, T., Yiadom, A. (2009, April). *Re-evaluation of the seismic stability of Chabot Dam*. In Proceedings of Annual US Society on Dams Conference, USSD.
- Mogami, T., Kubo, K. (1953). The behavior of soil during vibration. *Proc. 3rd Inter. Conf. on Soil Mechanics and Foundations Engineering*, 1, 152-155.
- Mylonakis, G., Gazetas, G., Nikolaou, S., Chauncey, A. (2002). *Development of analysis and design procedures for spread footings*. Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research, New York.
- Oh, W. T., Vanapalli, S. K. (2013). Interpretation of the bearing capacity of unsaturated fine-grained soil using the modified effective and the modified total stress approaches. *International Journal of Geomechanics*, 13(6), 769-778.
- Okur, V., Altun, S., Ansal A. (2007). *İnce taneli zeminlerde çevrimsel şekil değiştirme*. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 16-20 Ekim 2007, İstanbul.
- Önalp, A., Bol, E., Özocak, A., Sert, S., Ural, N., Arel, E. (2023). Influence of index properties on the cyclic failure of fine-grained soils. *Engineering Geology*, 317, 107056.
- Özaydin, K. (2007). *Zeminlerde sıvılaşma*. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.

- Özsağır, M. (2023). *Sıvılaştırılabilir siltli zeminlerin koni penetrasyon deneyi ile tanısı*, Yayınlanmamış Doktora Tezi, Sakarya Üniversitesi, Sakarya.
- Pathak, S. R., Purandare, A. S. (2016). Liquefaction susceptibility criterion of fine grained soil. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10(5), Article 5.
- Pecker, A. (1996, June). Seismic bearing capacity of shallow foundations. In *State-of-the-art: 11th World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico*.
- Petalas, A., Galavi, V. (2013). Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM, Plaxis Report, The Netherlands, Plaxis, *Finite Element Code for Soil and Rock Analysis*.
- Polito, C. P., Martin, J. R. (2001). Effects of nonplastic fines on the liquefaction resistance of sands. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(5), Article 5.
- Poulos, H. G. (2006). Pile group settlement estimation – research to practice. R.L. Parsons et al. (Ed.), Keynote Paper, Foundation Analysis and Design, Innovative Methods. ASCE GSP 153, (1-22).
- Puebla, H., Byrne, P. M. Phillips, R. (1997) Analysis of CANLEX liquefaction embankments: Prototype and centrifuge models. *Canadian Geotechnical Journal*, 34, 641-657.
- Qi, S., Knappett, J. (2020). Influence of foundation type on seismic response of low-rise structures in liquefiable soil, *Soil Dynamics Earthquake Engineering*, 128, (2020), 105786.
- Seed, H. B., Idriss, I. M. (1971). Simplified Procedure for Evaluating Soil Liquefaction Potential. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, 97(9), 1249–1273.
- Seed, H. B., Idriss, I. M., Arango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(3), 458-482.
- Bolton Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L. F., & Chung, R. M. (1985). Influence of SPT procedures in soil liquefaction resistance evaluations. *Journal of geotechnical engineering*, 111(12), 1425-1445.
- Seed, R. B., Cetin, K. O., Moss, R. E., Kammerer, A. M., Wu, J., Pestana, J. M., Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. In *Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar: Long Beach, CA*.
- Shahir, H., A. Pak. (2010). Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach. *Computers and Geotechnics*, 37(3), 267–79.
- Souliotis, C., Gerolymos, N. (2016). Seismic effective stress analysis of quay wall in liquefiable soil: The case history of Kobe. *International Journal of Geomate*, 11(20), 1770-1775.

- Subaşı, O., İyisan, R. (2022). Sıvılaşma nedeniyle meydana gelen oturmaların PM4Sand bünye modeli ile incelenmesi. *Pamukkale Üniversitesi Mühendislik Bilimleri Dergisi*, 28(3), 378-388.
- Şahin, A. (2023). *The Assessment Of Seismic Liquefaction Triggering Of Gravelly Soils*. Yayınlanmamış Yüksek Lisans Tezi, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.
- Terzaghi, K., 1943. *Theoretical Soil Mechanics*. John Wiley and Sons, New York, NY (USA).
- Tsegaye, A. (2010). *Plaxis liquefaction model*. External Report, PLAXIS Knowledge Base.
- Tokimatsu, K., Hino, K., Suzuki, H., Ohno, K., Tamura, S., Suzuki, Y. (2019). Liquefaction-induced settlement and tilting of buildings with shallow foundations based on field and laboratory observation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 124, 268-279.
- Tonaroğlu, M. (2006). *Sıvılaşmanın nümerik yöntemlerle modellenmesi*, Yayınlanmamış Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Tsai, C. C., Mejia, L. H., Meymand, P. (2014). A strain-based procedure to estimate strength softening in saturated clays during earthquakes. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 66, 191-198.
- Tsai, C. C., Yang, Z. X., Chung, M. H., Hsu, S. Y. (2022). Case study of large-scale levee failures induced by cyclic softening of clay during the 2016 Meinong earthquake. *Engineering Geology*, 297, 106518.
- United States Geological Survey (USGS). (2023). *Ground Motion Estimates for the February 6, 2023, Kahramanmaraş Earthquakes*. U.S. Geological Survey. <https://earthquake.usgs.gov>
- Unutmaz, B., Cetin, K. O. (2012). Post-cyclic settlement and tilting potential of mat foundations. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 43, 271-286.
- Vardanega, P. J., Bolton, M. (2014). Stiffness of clays and silts: Modeling considerations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(6), Article 06014004.
- Vesić, A. S. (1973). Analysis of ultimate loads of shallow foundations. *Journal of The Soil Mechanics and Foundations Division*, 99(1), 45-73.
- Vucetic, M., Dobry, R. (1988). Degradation of marine clays under cyclic loading. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(2), 133-149.
- Wang, W. (1979). *Some findings in soil liquefaction*. Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute, Beijing, China.
- Wijewickreme, D., Soysa, A. (2016). Stress-strain pattern-based criterion to assess cyclic shear resistance of soil from laboratory element tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 53(9), 1460-1473.

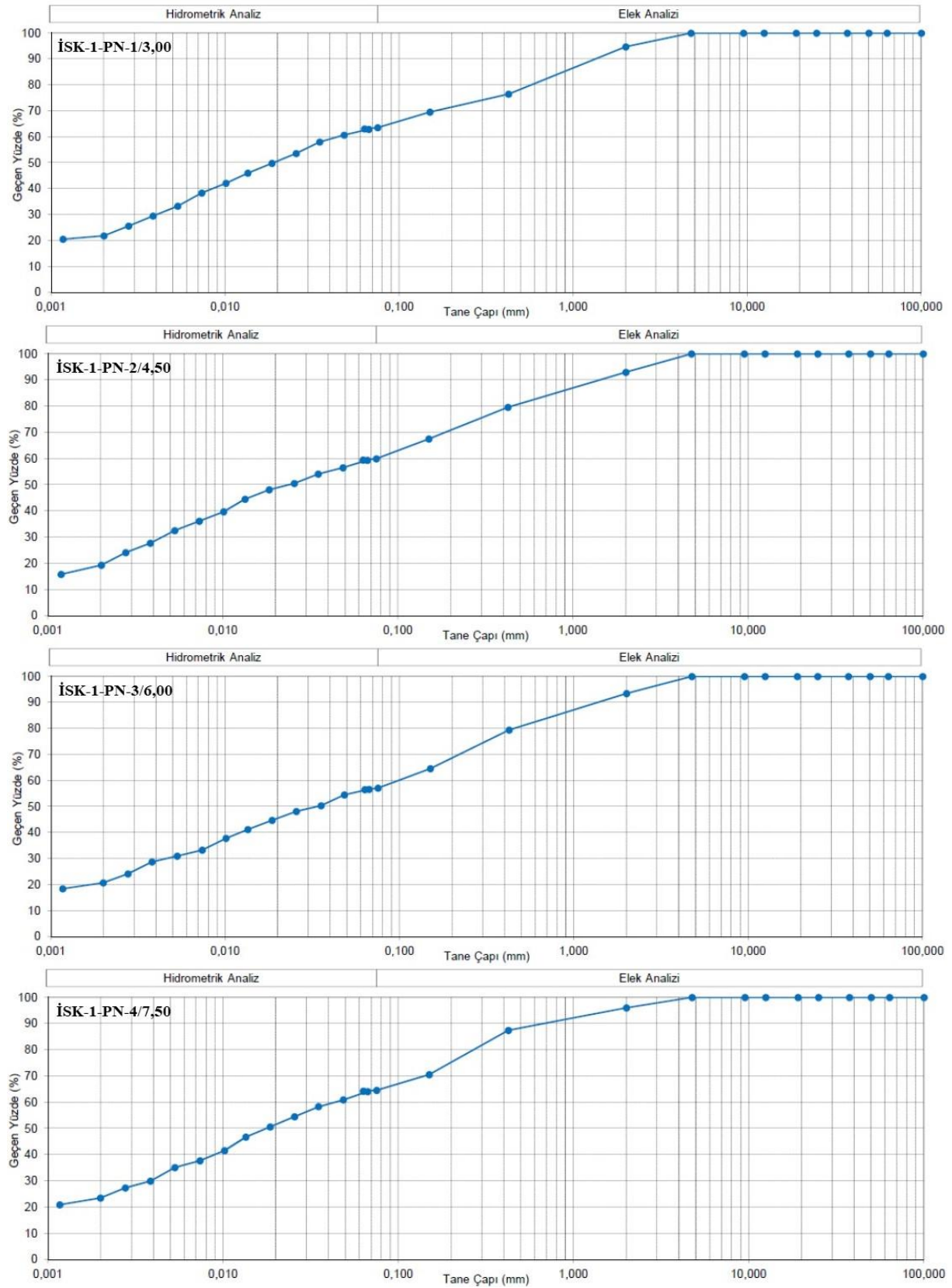
- Jiaer, W. U., Kammerer, A. M., Riemer, M. F., Seed, R. B., Pestana, J. M. (2004, August). Laboratory study of liquefaction triggering criteria. In *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada, Paper 2580*.
- Jiaer, W. U., Kammerer, A. M., Riemer, M. F., Seed, R. B., Pestana, J. M. (2004, August). Laboratory study of liquefaction triggering criteria. In *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, BC, Canada, Paper, 2580*.
- Yalçinkaya, E. (2010). Zemin neden bu kadar önemli? *Jeofizik Bülteni*, 63,77–80.
- Yoshimi, Y., Tokimatsu, K. (1977). Settlement of buildings on saturated sand during Earthquakes. *Soils and Foundations*, 17(1), 23-38.
- Yousefpour, V., Hamidi, A., Ghanbari, A. (2019). Shear strength-dilation characteristics of silty and clayey sands. *Journal of Engineering Geology*, 13(5), 177-205.
- Zhang, G., Robertson, P. K., Brachman, R. W. I. (2004). Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(8), 861-871.



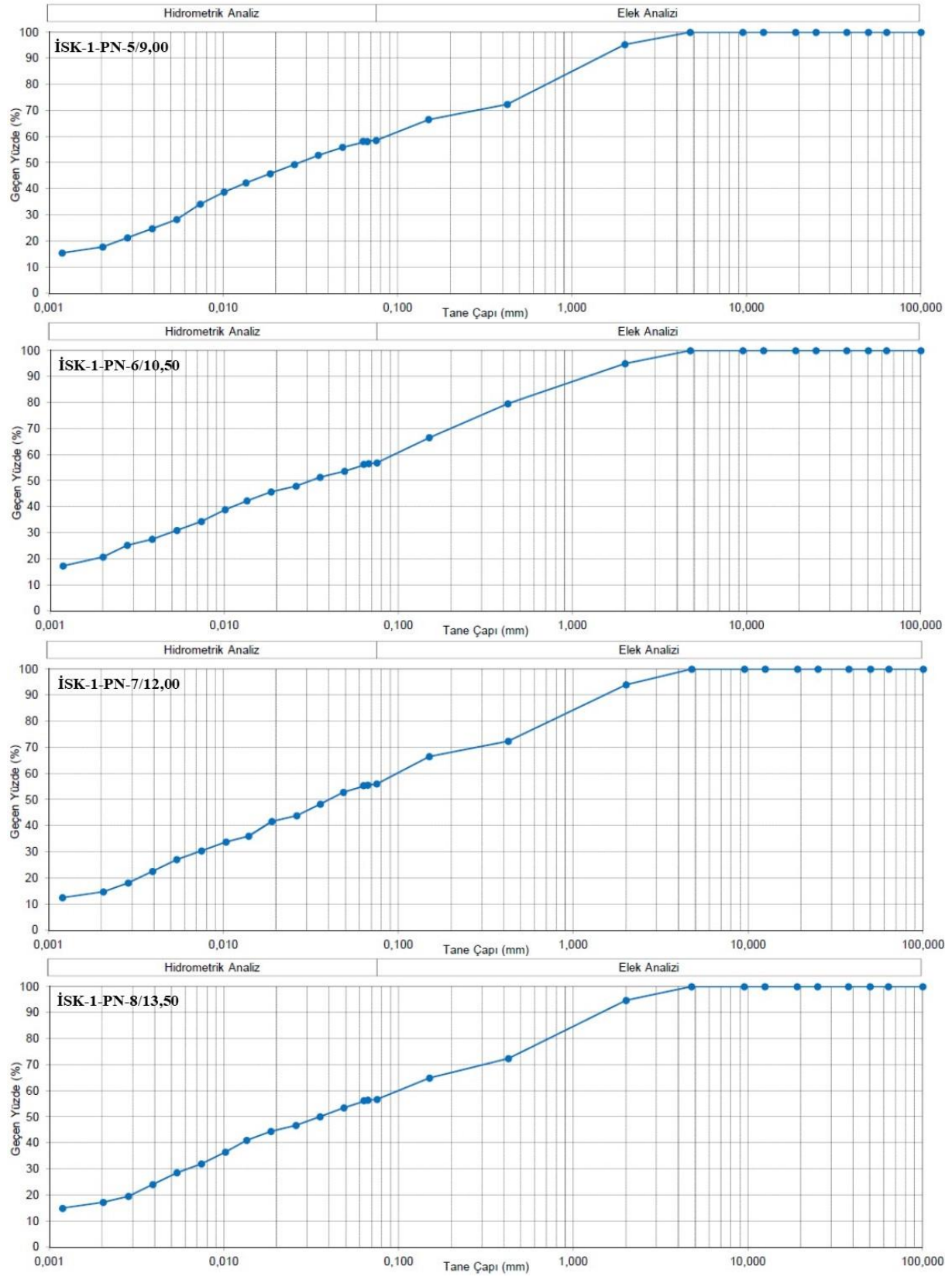


EKLER

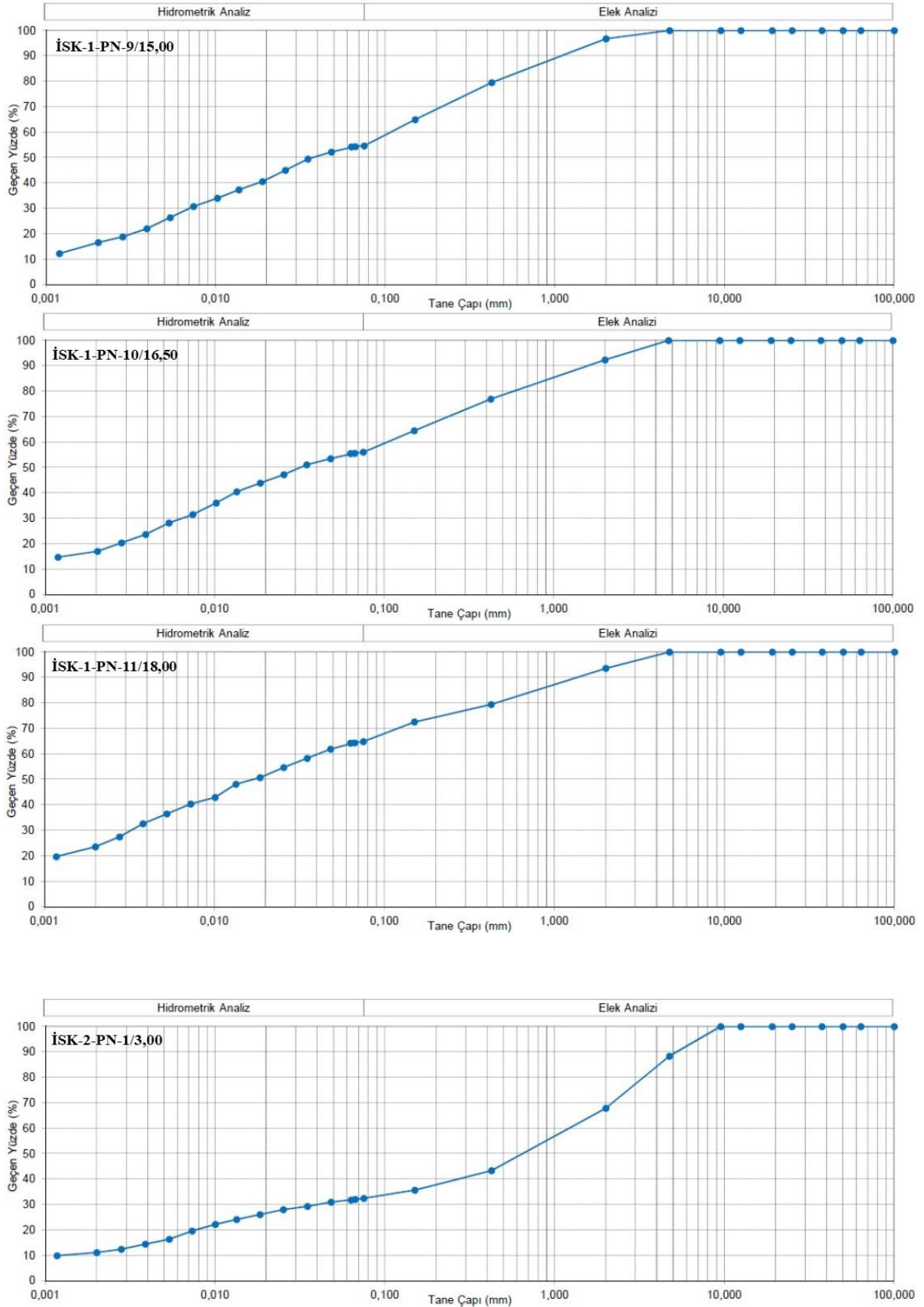
EK-1. Elek analizi ve hidrometre deney sonuçları



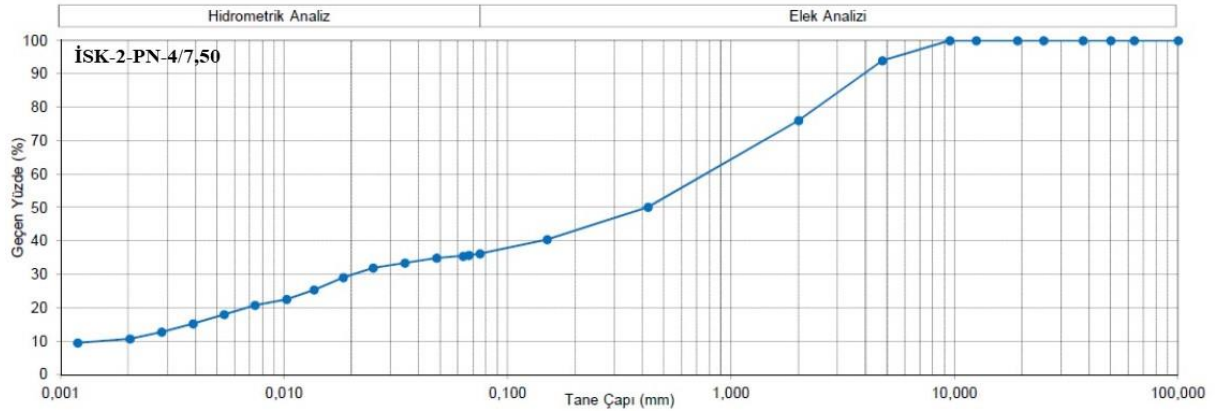
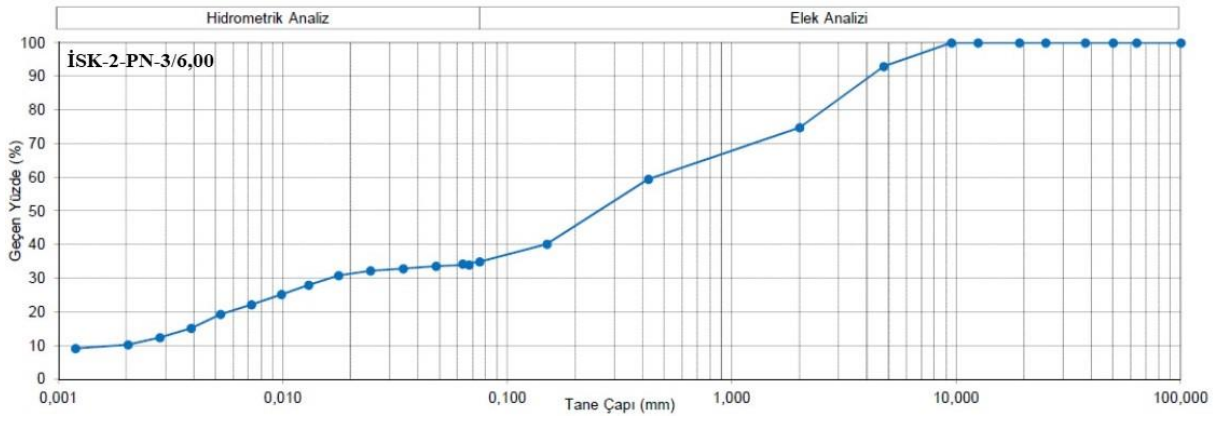
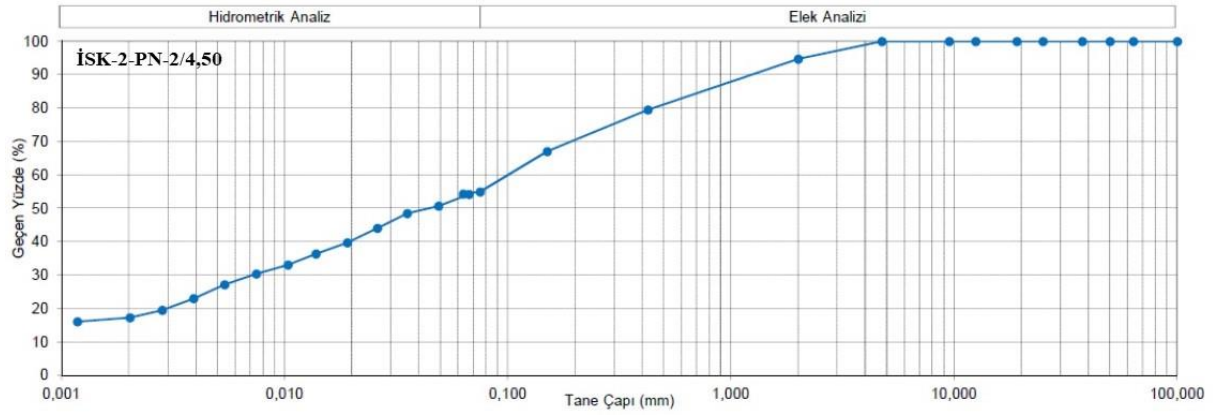
EK-1. (devam) Elek analizi ve hidrometre deney sonuçları



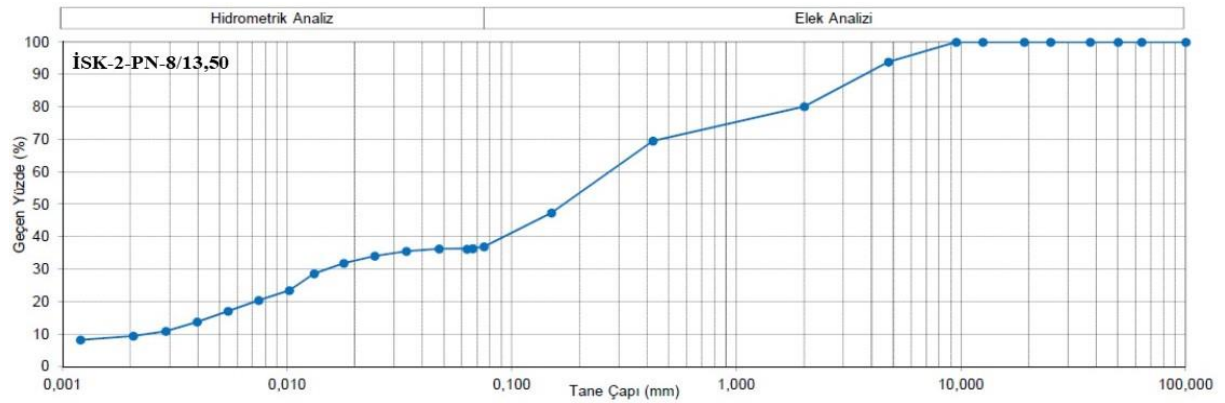
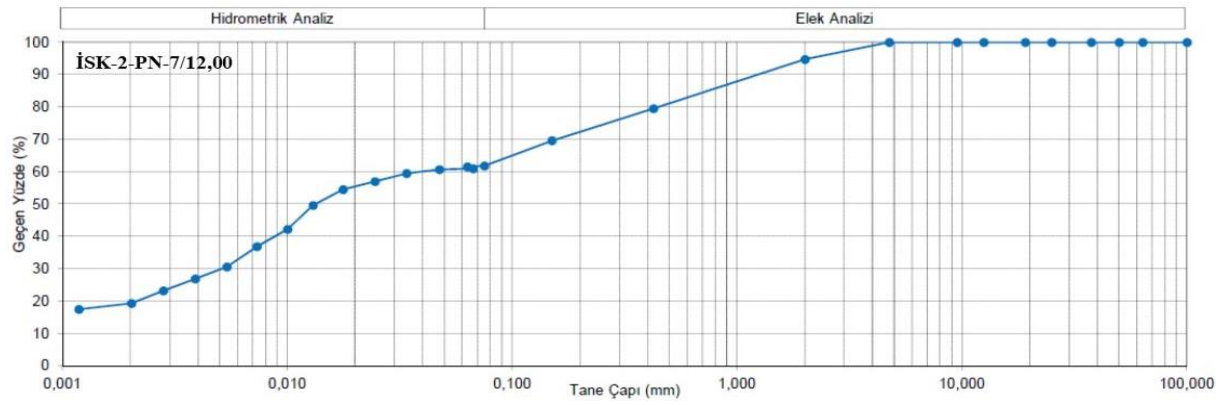
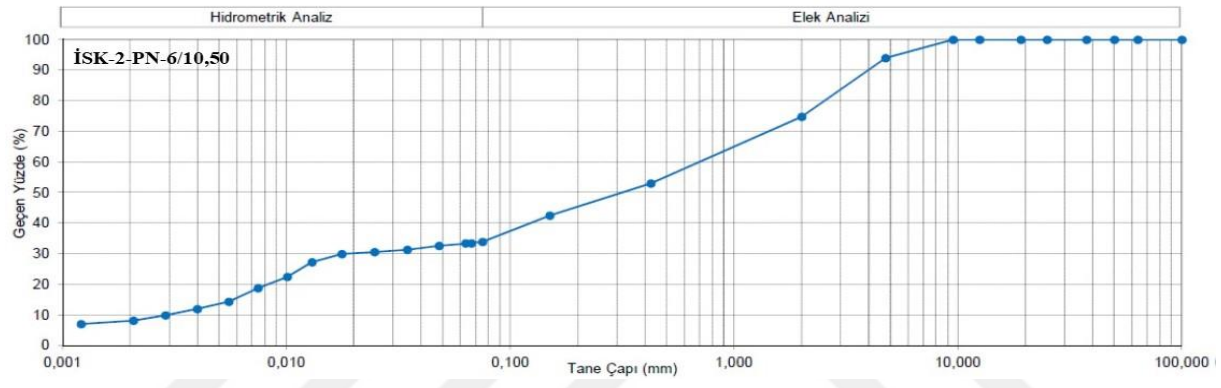
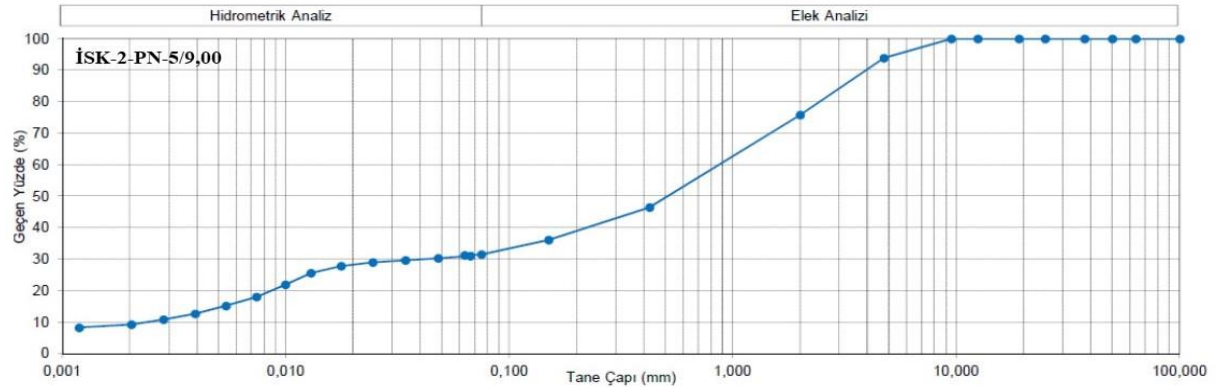
EK-1. (devam) Elek analizi ve hidrometre deney sonuçları



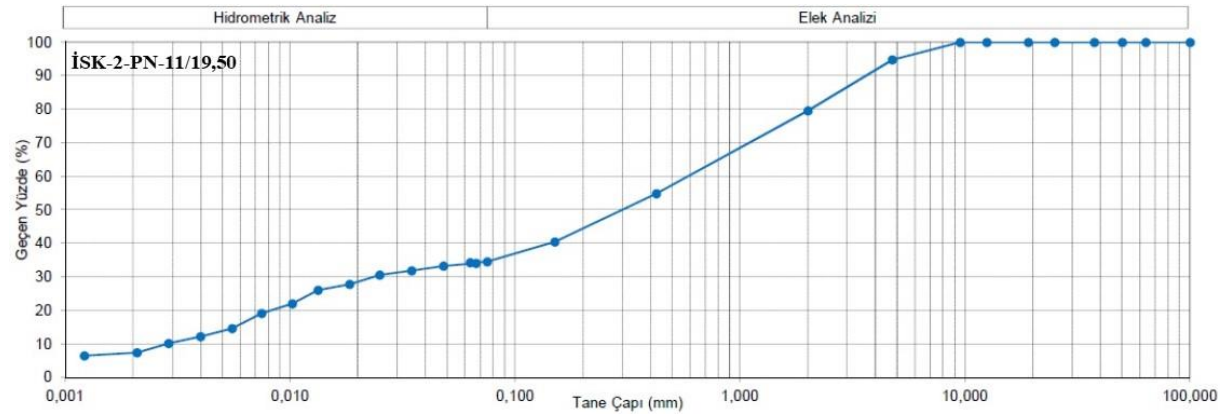
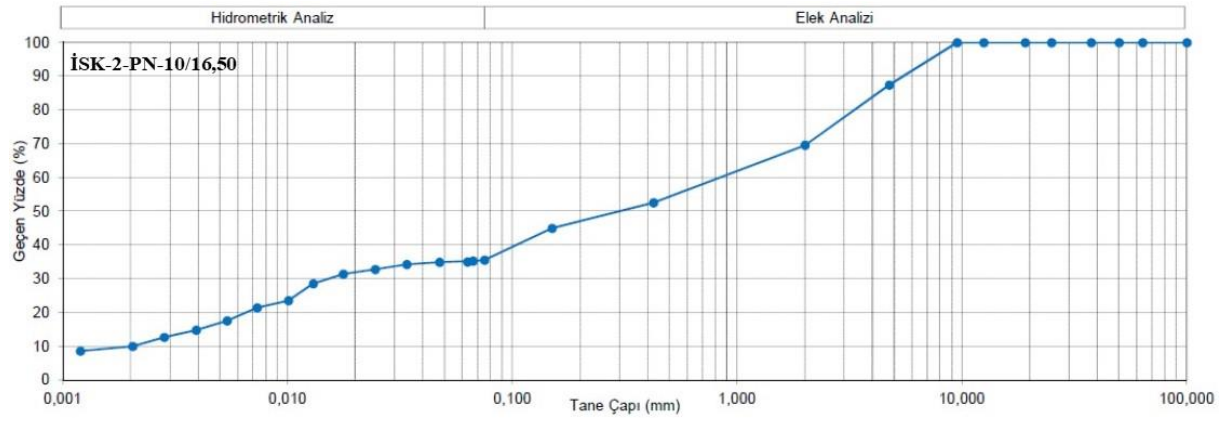
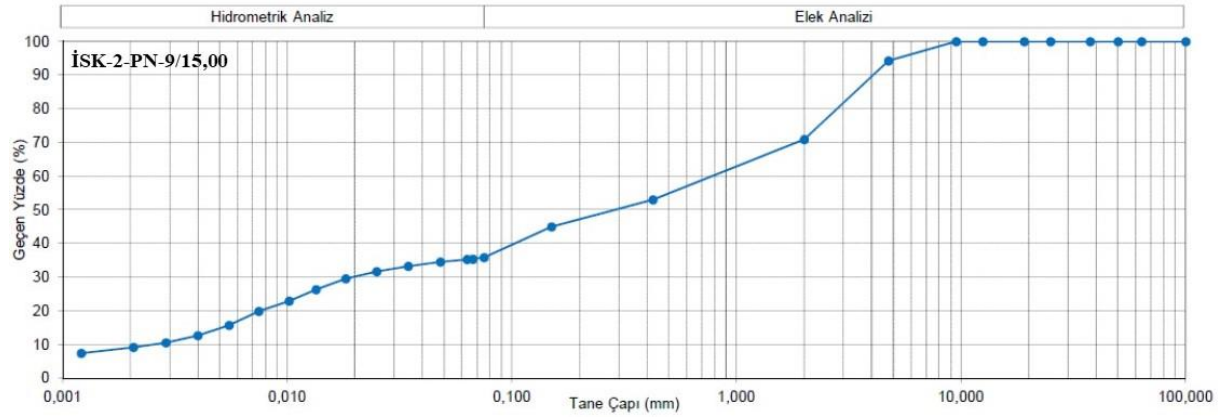
EK-1. (devam) Elek analizi ve hidrometre deney sonuçları



EK-1. (devam) Elek analizi ve hidrometre deney sonuçları

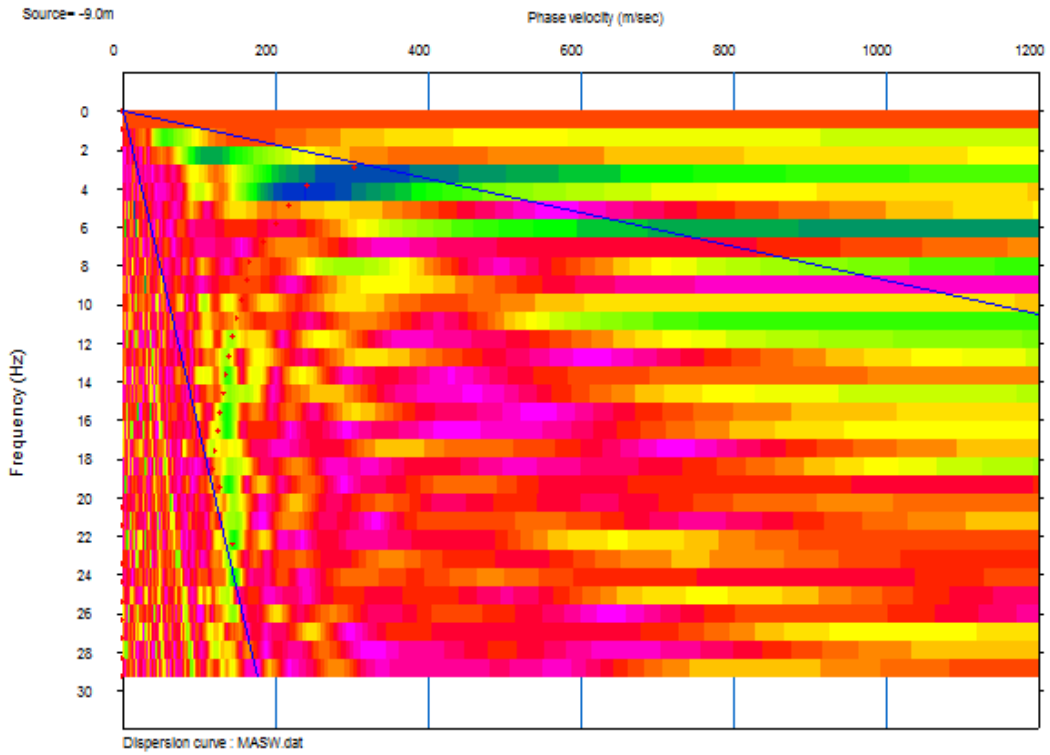
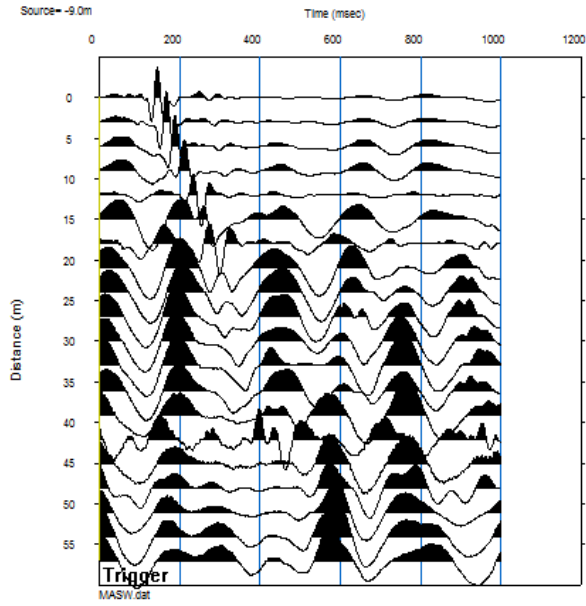


EK-1. (devam) Elek analizi ve hidrometre deney sonuçları

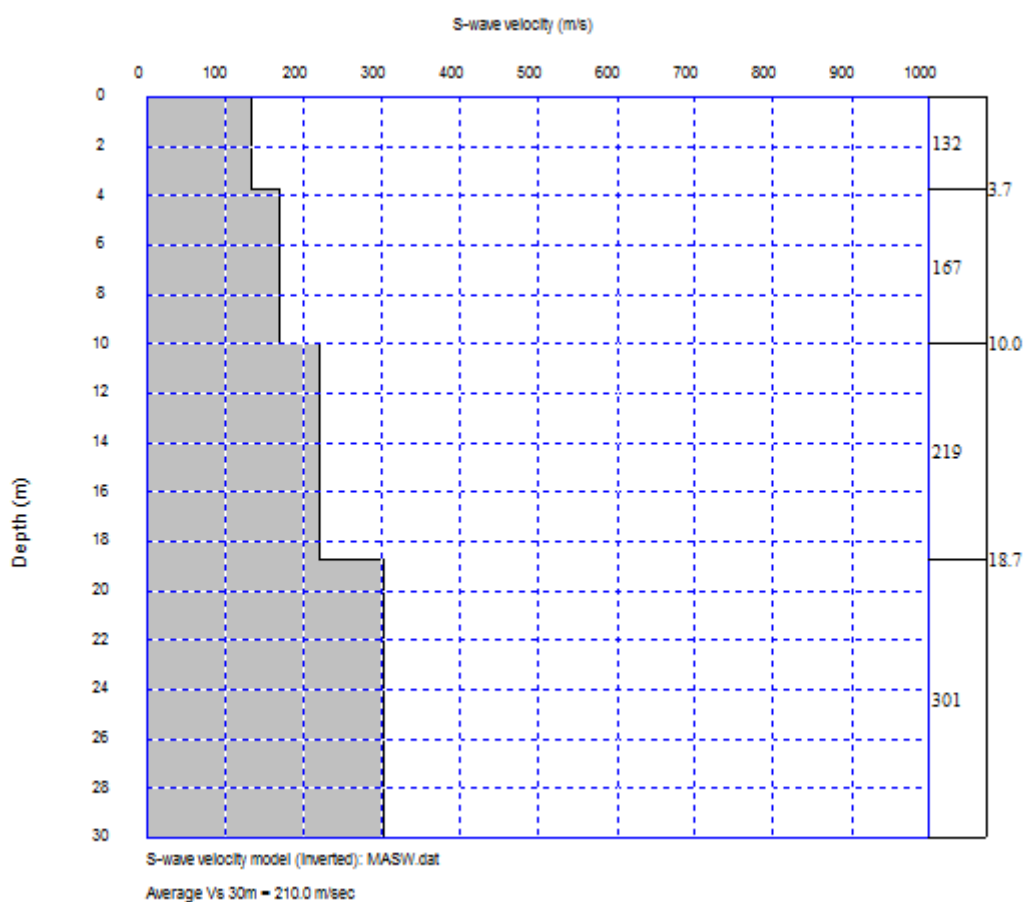
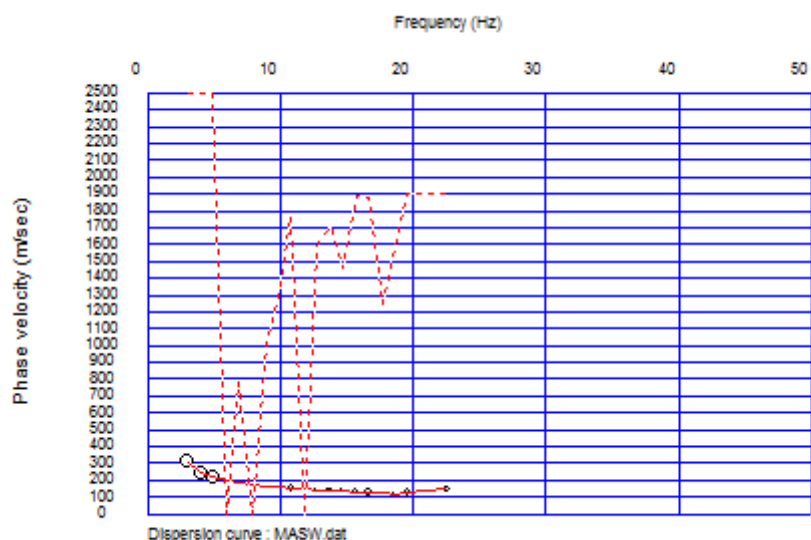


EK-2. Jeofizik deney sonuçları

MASW-16



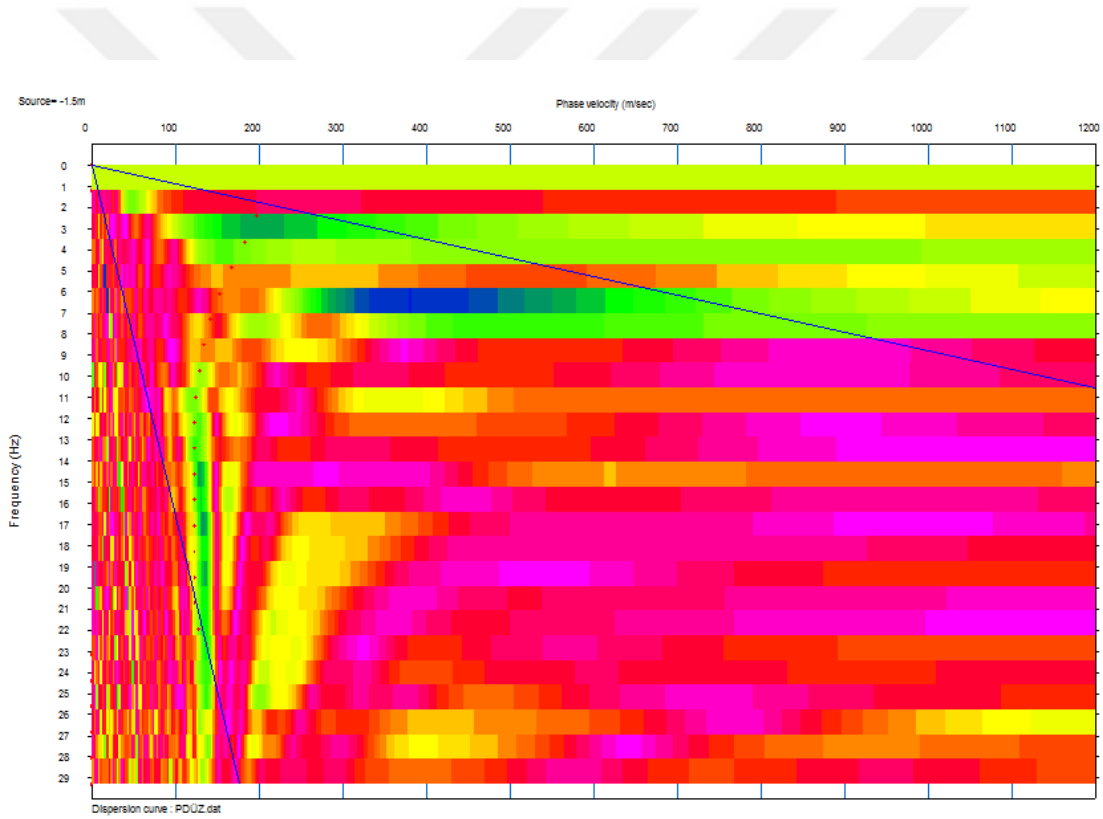
EK-2. (devam) Jeofizik deney sonuçları



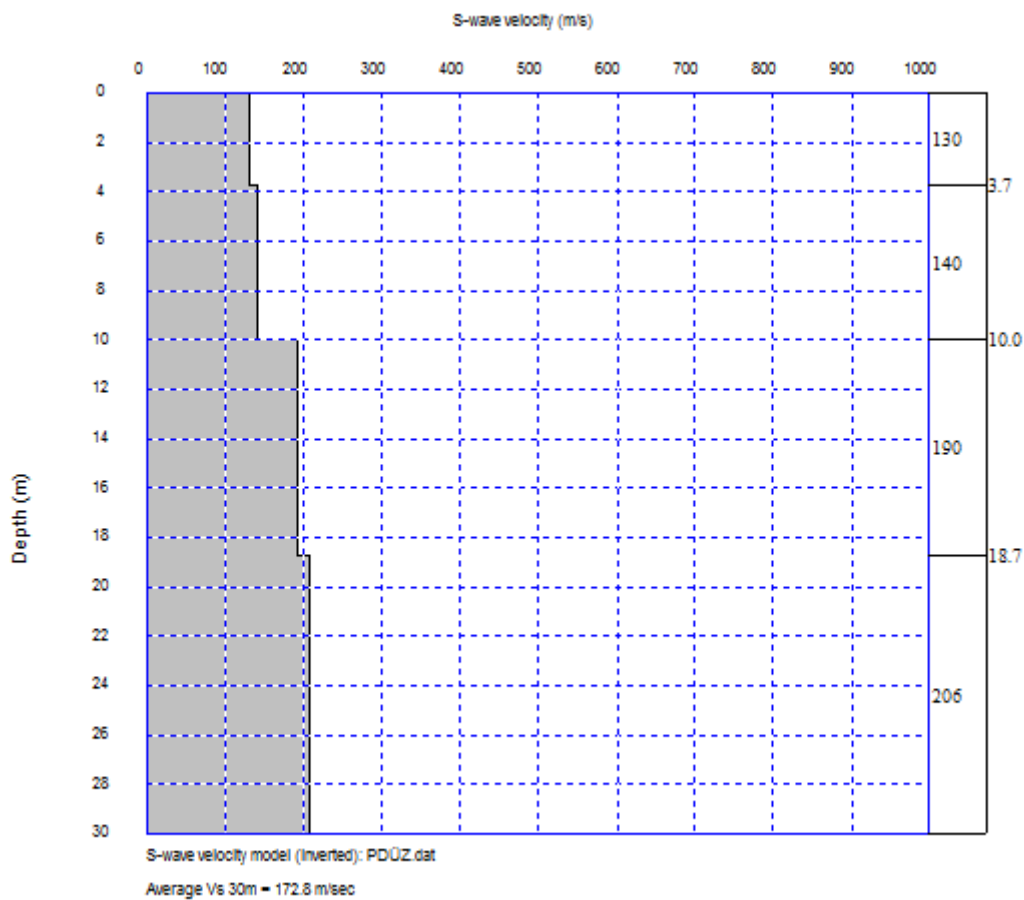
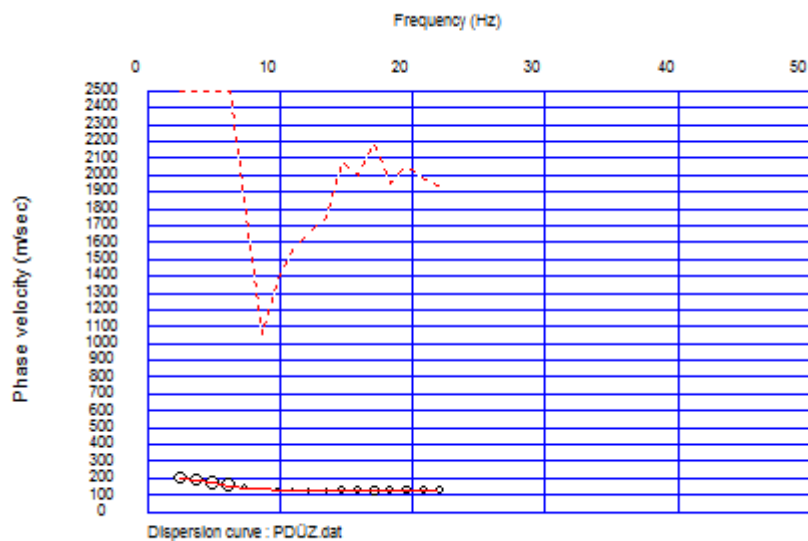
EK-2. (devam) Jeofizik deney sonuçları

of layers =

Layer	Vp(m/sec)	Vs(m/sec)	Density(g/cc)	Thickness(m)	Depth(m)
1	<input type="text" value="1438.04"/>	<input type="text" value="132.065"/>	<input type="text" value="1.77055"/>	<input type="text" value="3.75"/>	<input type="text" value="3.75"/>
2	<input type="text" value="1476.88"/>	<input type="text" value="167.618"/>	<input type="text" value="1.78229"/>	<input type="text" value="6.25"/>	<input type="text" value="10"/>
3	<input type="text" value="1535.24"/>	<input type="text" value="219.786"/>	<input type="text" value="1.80109"/>	<input type="text" value="8.75"/>	<input type="text" value="18.75"/>
4	<input type="text" value="1623.33"/>	<input type="text" value="301.13"/>	<input type="text" value="1.82545"/>	<input type="text" value="33.75"/>	<input type="text" value="52.5"/>
5	<input type="text" value="1646.65"/>	<input type="text" value="325.023"/>	<input type="text" value="1.82843"/>		
6					

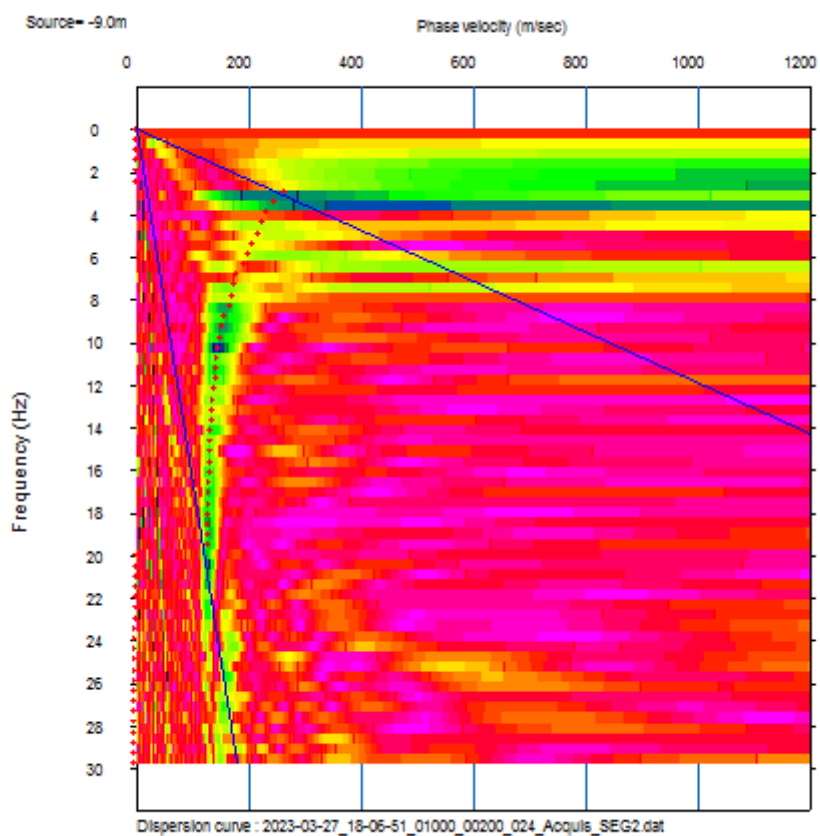
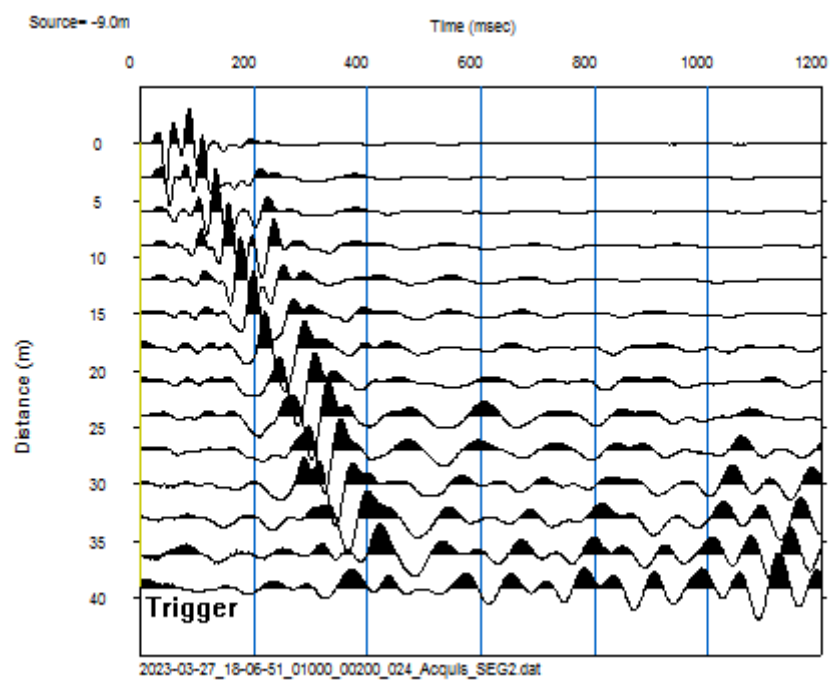


EK-2. (devam) Jeofizik deney sonuçları

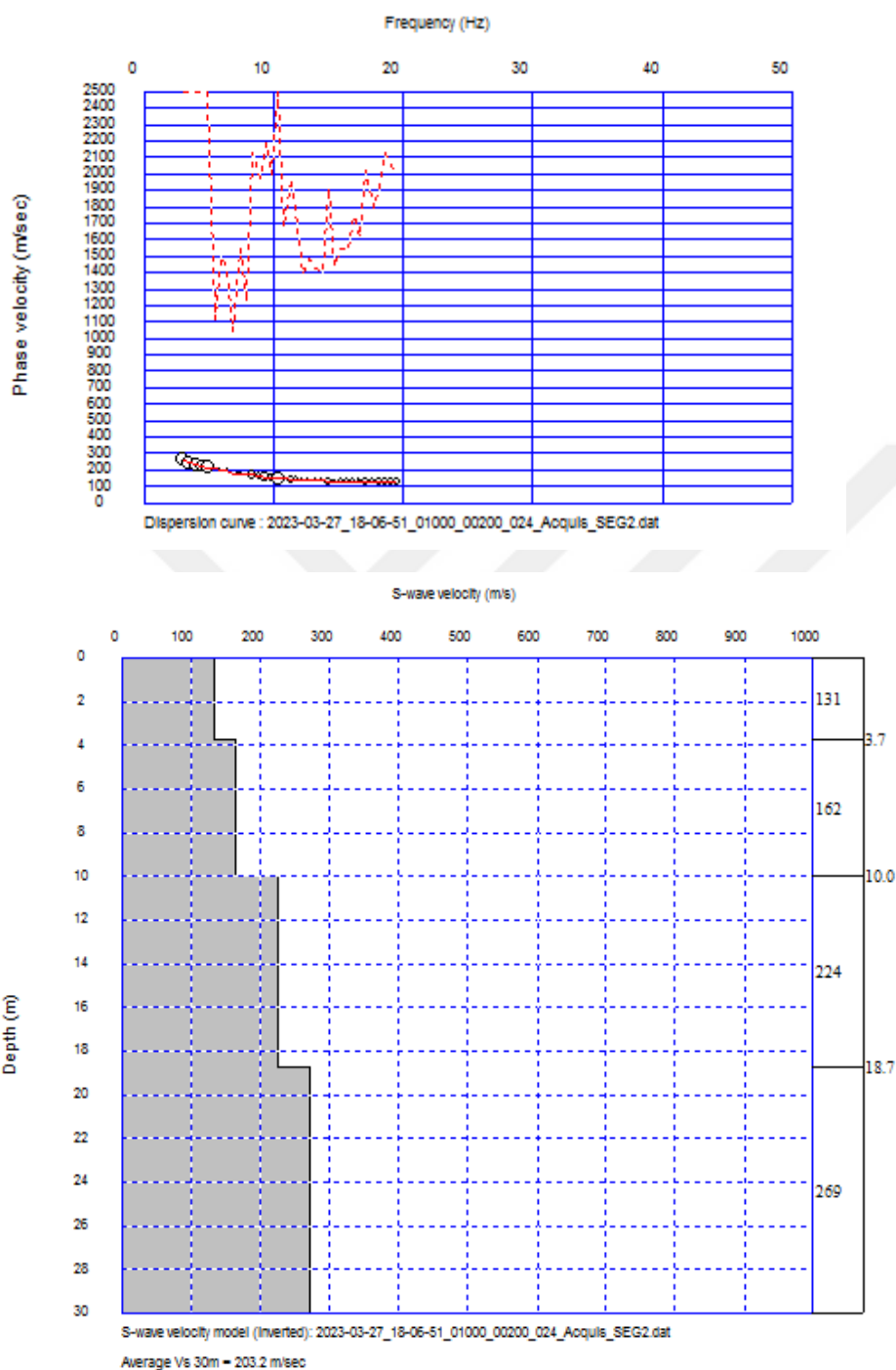


EK-2. (devam) Jeofizik deney sonuçları

MASW 17



EK-2. (devam) Jeofizik deney sonuçları



EK-2. (devam) Jeofizik deney sonuçları

Layer	Vp(m/sec)	Vs(m/sec)	Density(g/cc)	Thickness(m)
1	1437.57	131.642	1.77052	3.75
2	1470.74	162.218	1.77989	6.25
3	1539.37	224.758	1.8003	8.75
4	1588.3	269.796	1.81372	33.75
5	1594.36	276.543	1.81372	





Gazili olmak ayrıcalıktır