
GAZİ ÜNİVERSİTESİ
Gazi
1926

6 ŞUBAT KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİNDE GÖLBAŞI GÖLÜNDE (ADIYAMAN/GÖLBAŞI) SİSMİK OLARAK TETİKLENEN YANAL YAYILMA/HEYELANIN ARAŞTIRILMASI

Nazmi CENİK

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANA BİLİM DALI

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

TEMMUZ 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.

Nazmi CENİK

07 / 07 / 2025

6 ŞUBAT KAHRAMANMARAŞ DEPREMLERİNDE GÖLBAŞI GÖLÜNDE (ADIYAMAN/GÖLBAŞI) SİSMİK OLARAK TETİKLENEN YANAL YAYILMA/HEYELANIN ARAŞTIRILMASI

(Yüksek Lisans Tezi)

Nazmi CENİK

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Temmuz 2025

ÖZET

6 Şubat 2023 tarihinde, merkez üssü Kahramanmaraş'ın Pazarcık ve Elbistan (Ekinözü) bölgeleri olarak belirlenen, büyüklükleri 7.7 ve 7.6 (M_w) olan iki büyük deprem meydana gelmiştir. Depremlerin etkileri 11 ilde hissedilerek geniş bir coğrafyada yıkıcı etkilere yol açmıştır. Özellikle Hatay ve Adıyaman'ın Gölbaşı ilçesinde olmak üzere birçok noktada zemin sıvılaşmasından kaynaklı kum kaynaması, yanal yayılma, heyelan, taşıma gücü kaybı ve oturma gibi deformasyonlar gözlenmiştir. Bu çalışma kapsamında, Adıyaman Gölbaşı ilçesinde bulunan Gölbaşı Gölü kenarında meydana gelen heyelanın değerlendirilmesine yönelik çalışmalar sunulmaktadır. Deprem sonrası yapılan saha çalışmaları doğrultusunda, araştırma alanının jeolojik yapısı oluşturulmuş, zemin tabakalarına ait parametreler belirlenmiş ve sıvılaşma analizleri yapılmıştır. Araştırmanın birinci aşamasında, deprem öncesine ait durumu temsil eden limit denge analizi gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuçlar, deprem öncesi koşulların stabilite açısından yeterli olduğunu göstermiştir. İkinci aşamada ise sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerin kayma dayanımı parametreleri azaltılarak limit denge analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu aşamada Seed ve Harder (1990), Stark ve Mesri (1992) ve Idriss (1999) tarafından geliştirilen grafikler kullanılarak sıvılaşma potansiyeli bulunan zemin tabakaları için drenajsız rezidüel kayma dayanımı parametreleri seçilmiş ve her biri için ayrı ayrı limit denge analizleri gerçekleştirilmiştir. Yapılan analizler, sıvılaşma sonrası güvenlik sayısının kullanılan parametrelere bağlı olarak büyük değişkenlik gösterdiğini ortaya koymuştur. Özellikle alt ve orta sınır parametreleri, göl kenarında meydana gelen heyelanı ve eski Gölbaşı Meslek Yüksekokulu binasının su altında kalmasını açıklamada daha gerçekçi sonuçlar vermiştir. Ayrıca deprem sonrası durumu temsil eden analizlere göre Seed ve Harder (1990) ile Idriss (1999) yöntemlerinde akma sıvılaşması beklenmezken, Stark ve Mesri (1992) yöntemine göre deprem sonrası kaymanın devam edeceği öngörülmektedir.

Bilim Kodu	:	91105
Anahtar Kelimeler	:	Deprem, CPT, akma sıvılaşması, yanal yayılma, heyelan
Sayfa Adedi	:	88
Danışman	:	Prof. Dr. Seyhan FIRAT

INVESTIGATION OF SEISMICALLY INDUCED LATERAL SPREADING/LANDSLIDE IN GÖLBAŞI LAKE (ADIYAMAN/GÖLBAŞI) DURING THE FEBRUARY 6 KAHRAMANMARAŞ EARTHQUAKES

(M. Sc. Thesis)

Nazmi CENİK

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

July 2025

ABSTRACT

On February 6, 2023, two major earthquakes with magnitudes of 7.7 and 7.6 (M_w) occurred, with epicenters located in the Pazarcık and Elbistan (Ekinözü) regions of Kahramanmaraş. The effects of these earthquakes were felt across 11 provinces, causing widespread destructive impacts. Deformations due to soil liquefaction such as sand boils, lateral spreading, landslide, bearing capacity failure and settlement were observed in many locations, especially in Hatay and the Gölbaşı district of Adıyaman. This study presents investigations related to the landslide that occurred along the shore of Lake Gölbaşı, located in the Gölbaşı district of Adıyaman. Following field investigations conducted after the earthquake, the geological structure of the study area was established, parameters of the soil layers were determined, and liquefaction analyses were performed. In the first phase of the research, a limit equilibrium analysis representing pre-earthquake conditions was conducted. The results showed that, prior to the seismic event, the stability of the ground was sufficient. In the second phase, limit equilibrium analyses were performed by reducing the shear strength parameters of the soils with liquefaction potential. At this stage, residual undrained shear strength parameters for soil layers with liquefaction potential were selected from the charts developed by Seed and Harder (1990), Stark and Mesri (1992), and Idriss (1999), and separate limit equilibrium analyses were performed for each parameter set. The analyses demonstrated that, after liquefaction the factor of safety varies greatly depending on the parameters used. The lower bound and middle bound parameters provided more realistic results for explaining landslide along the lake shore and the submergence of the old Gölbaşı Vocational School building. In addition, according to analyses representing the post-earthquake condition, flow liquefaction is not expected using the methods of Seed and Harder (1990) and Idriss (1999), whereas the method of Stark and Mesri (1992) predicts that sliding will continue after the earthquake.

Science Code	:	91105
Key Words	:	Earthquake, CPT, flow liquefaction, lateral spread, landslide
Page Number	:	88
Supervisor	:	Prof. Dr. Seyhan FIRAT

TEŞEKKÜR

Bu çalışmanın ortaya çıkmasında bilgi birikimi ve akademik rehberliğiyle bana her daim yol gösteren çok kıymetli danışmanım sayın Prof. Dr. Seyhan FIRAT'a en içten teşekkürlerimi sunarım. Tez sürecim boyunca bilgi ve deneyimiyle bana yol gösteren ve kıymetli yönlendirmeleriyle çalışmama önemli katkılar sağlayan sayın Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK'a teşekkürü borç bilirim.

Yüksek lisans tezimi gerçekleştirmeme olanak sağlayan ve gerekli izin ile destekleri sunan KOBA Proje ve Danışmanlık A.Ş.'ye, saha çalışmalarında gerekli olan CPT ve SPT deneylerinin uygulanmasını sağlayan T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı'na, deneyleri gerçekleştiren GeoDestek Zemar Zemin Araştırma Proje Müş. Yaz. Lab. Bilg. Sis. Enr. İnş. Tur. İth. İhr. Tic. ve San. Ltd. Şti.'ye, tez hazırlama sürecinde değerli tecrübeleriyle katkı sağlayan H. Serkan TEZER'e, Kaan GÜRBÜZ'e ve KOBA'daki değerli çalışma arkadaşlarıma teşekkür ederim.

Son olarak, bu uzun ve yorucu süreçte maddi ve manevi her türlü desteğiyle daima yanımda olan; sevgisi ve anlayışıyla bana güç veren İlayda AKINLI'ya ve kıymetli aileme en derin şükranlarımı sunarım.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET iv

ABSTRACT v

TEŞEKKÜR vi

İÇİNDEKİLER vii

ÇİZELGELERİN LİSTESİ ix

ŞEKİLLERİN LİSTESİ x

SİMGELER VE KISALTMALAR xiv

1. GİRİŞ 1

2. LİTERATÜR TARAMASI 5

2.1. Sıvılaşma ile ilgili çalışmalar 5

3. MATERYAL ve YÖNTEM 13

3.1. İnceleme alanının tanıtılması 13

3.2. Genel Jeoloji 14

3.2.1. Zabuk formasyonu (Gz) 16

3.2.2. Çaltepe formasyonu (Gç) 16

3.2.3. Karaboğaz formasyonu (Kak) 16

3.2.4. Sayındere formasyonu (Kas) 17

3.2.5. Koçali karmaşığı (JKk) 17

3.2.6. Karadut karmaşığı (Kkad) 17

3.2.7. Germav formasyonu (KTg) 18

3.2.8. Hoya formasyonu (Teh) 18

3.2.9. Kastel formasyonu (Kk) 19

Sayfa

3.2.10. Gaziantep formasyonu (Teog) 19
3.2.11. Şelmo formasyonu (Tms) 20
3.2.12. Yamaç molozları ve birikinti konileri (Qym) 20
3.2.13. Bataklık çökelleri (Qb) 20
3.2.14. Alüvyonlar (Qal) 20
3.3. Depremsellik 21
3.4. Zemin Sıvılaşması 23
3.4.1. Sıvılaşma türleri 23
3.4.2. Sıvılaşmadan dolayı oluşan hasarlar 23
3.4.3. Sıvılaşma direncine etki eden faktörler 26
3.4.4. Basitleştirilmiş sıvılaşma analizi 29
3.4.5. CPT ile ilgili çalışmalar 37
3.4.6. Sıvılaşan zeminin rezidüel dayanımı 43
3.4.7. Yanal yayılma 46
3.5. Saha çalışmaları 50
3.6. Sıvılaşma analizi 53
3.7. Limit denge analizleri 54
3.8. Yanal yayılma analizleri 73
4. SONUÇ VE ÖNERİLER 77
KAYNAKLAR 79
ÖZGEÇMİŞ 88

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 1.1. ÇŞİDB tarafından hasar tespiti yapılan bina ve bağımsız bölümsüz sayıları (T.C. Cumhurbaşkanlığı Strateji ve Bütçe Başkanlığı, 2023). 2

Çizelge 2.1. Modifiye edilmiş Çin kriterleri (Seed ve Idriss, 1982). 8

Çizelge 3.1. Relatif sıkılık ve pik yer ivmesinin sıvılaşmaya etkisi (Seed ve Idriss, 1971) 27

Çizelge 3.2. SK-22 sondajına ait SPT vuruş sayıları ve laboratuvar deney sonuçları. ... 52

Çizelge 3.3. $\Delta(N_1)_{60}$ – İnce tane oranı arasındaki ilişki (Seed, 1987). 59

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil **Sayfa**

Şekil 1.1. Eski ADYÜ Gölbaşı Meslek Yüksek Okulu bölgesinde gözlenen zemin deformasyonları (Web). 3

Şekil 1.2. Eski ADYÜ Gölbaşı Meslek Yüksek Okulu bölgesinde gözlenen zemin deformasyonları (Web). 3

Şekil 2.1. Niigata (1964) depreminde sıvılaşma nedeniyle yan yatmış binalar (Day, 2002). 6

Şekil 2.2. Kocaeli (1999) depreminde sıvılaşma nedeniyle yan yatmış bina (Sancio, Bray, Durgunoglu ve Onalp, 2004)..... 6

Şekil 2.3. Kahramanmaraş (2023) depreminde Adıyaman Gölbaşı'nda sıvılaşma nedeniyle yan yatmış bina (ODTÜ, 2023). 7

Şekil 2.4. Siltli zeminlerin sıvılaşma hassasiyeti (Andrews ve Martin, 2000). 8

Şekil 2.5. Potansiyel sıvılaşabilir zeminler (Bray ve diğerleri, 2001). 9

Şekil 2.6. İnce taneli zeminlerin sıvılaşma değerlendirmesi (Seed ve diğerleri, 2003). 9

Şekil 3.1. Yer bulduru haritası (Yerbilimleri portalı, MTA). 13

Şekil 3.2. Çalışma alanı genel jeoloji haritası (Çoban ve Dalkılıç, 2018). 14

Şekil 3.3. Çalışma alanına ait genelleştirilmiş stratigrafik kesit (Çoban ve Dalkılıç, 2018). 15

Şekil 3.4. Doğu Anadolu Fayına ait fay parçalarını gösterir harita, Diri faylar Emre ve diğerlerinden (2013) sayısallaştırılmıştır (AFAD, 2023)..... 21

Şekil 3.5. 06.02.2023 Pazarcık (Kahramanmaraş) Mw: 7.7, Elbistan (Kahramanmaraş) Mw: 7.6 ve Yayladağı (Hatay) Mw: 6.4 depremleri ve artçı şok aktivitesi (6 Şubat – 6 Mayıs arası) (AFAD, 2023). 22

Şekil 3.6. Kahramanmaraş depremleri sonrası sıvılaşma nedeniyle hasar almış Müftülük binası, Adıyaman Gölbaşı (Gökdoğan, Işık ve Fırat, 2024). 24

Şekil 3.7. Kahramanmaraş depremleri sonrası gözlenen kum kaynaması, Adıyaman Gölbaşı (Cetin ve diğerleri, 2025). 24

Şekil 3.8. Kahramanmaraş depremleri sonrası gözlenen yanal yayılma, Adıyaman Gölbaşı (Cetin ve diğerleri, 2025). 25

Şekil 3.9. Akma türü kayma (Ulusay, 2000). 25

Şekil **Sayfa**

Şekil 3.10. Plastisite indisinin sıvılaşmaya etkisi (Erken, Alhas ve Ansal, 1994)..... 28

Şekil 3.11. Sıvılaşmaya duyarlı tane boyutu aralığı (Iwasaki, 1986). 29

Şekil 3.12. Çevrim Sayısı ile CSR arasındaki temsili ilişki (Seed ve Idriss, 1982)..... 30

Şekil 3.13. Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen büyüklük ölçeklendirme faktörleri (NCEER, 1997). 32

Şekil 3.14. K_σ değeri (Seed, 1983)..... 32

Şekil 3.15. K_σ değeri (Çetin ve diğerleri, 2004). 33

Şekil 3.16. Seed ve Harder (1990) tarafından sunulan K_σ laboratuvar sonuçlarının orijinal veri tabanının mevcut ilişkilerle karşılaştırılması (Montgomery, Boulanger ve Harder, 2012). 34

Şekil 3.17. Farklı OCR değerleri için α - K_a ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2004). 35

Şekil 3.18. r_d değeri (Seed ve Idriss, 1971)..... 36

Şekil 3.19. Temiz kum ve siltli kumlar için Q_t – CSR arasındaki ilişki (Robertson ve Campanella, 1985). 38

Şekil 3.20. M=7.5 büyüklüğündeki depremler için CRR ile q_{c1N} değeri arasındaki ilişki (Stark ve Olson, 1995). 38

Şekil 3.21. Düz zemin koşulları altında, CPT'ye dayalı temiz kumlar için önerilen CRR değeri (Robertson ve Wride, 1998)..... 39

Şekil 3.22. Normalize edilmiş CPT ve CPTU verilerine dayalı olarak önerilen zemin davranış türü sınıflandırma grafiği (Robertson, 1990). 40

Şekil 3.23 PI ve ince tane içeriği ile I_c arasındaki ilişki (Robertson ve Wride , 1998)... 41

Şekil 3.24. K_c ve I_c arasındaki ilişki (Robertson ve Wride, 1998)..... 42

Şekil 3.25. $(q_t/p_a)/N_{60}$ ve CPT tabanlı SBT indeksi I_C cinsinden SPT – CPT korelasyonları (Robertson, 2012)..... 43

Şekil 3.26. Sr ve $(N_1)_{60\text{-}CS}$ arasındaki ilişki (Seed ve Harder, 1990)..... 44

Şekil 3.27. Sr / σ'_v ve $(N_1)_{60\text{-}CS}$ arasındaki ilişki (Stark ve Mesri, 1992). 44

Şekil 3.28. Sr ile $(N_1)_{60}$ arasındaki ilişki (Idriss, 1999). 45

Şekil 3.29. Normalize edilmiş rezidüel dayanım oranının $(N_1)_{60}$ ile ilişkisi (Olson ve Stark, 2002)..... 45

Şekil **Sayfa**

Şekil 3.30. Normalize edilmiş rezidüel dayanım oranının $(N_1)_{60\text{-}CS}$ ile ilişkisi (Idriss ve Boulanger, 2008). 46

Şekil 3.31. Temiz kumlar için farklı göreli yoğunluklarda maksimum döngüsel makaslama birim deformasyonu ile güvenlik sayısı arasındaki ilişki (Ishihara ve Yoshimine, 1992 ve Seed, 1979) 49

Şekil 3.32. Yapılan sondajların konumları (Google Earth). 50

Şekil 3.33. CPT-108 sondajına ait ölçüm sonuçları. 50

Şekil 3.34. CPT-108'e ait zemin sınıfı abağı (Robertson, 1990). 51

Şekil 3.35. CPT-108'e ait derinlik boyunca zemin sınıfları. 51

Şekil 3.36. Normalize edilmiş değerler ve zemin davranış tipi indeksi. 53

Şekil 3.37. CPT-108'e ait sıvılaşma analiz sonucu grafiği 53

Şekil 3.38. Heyelan kesimine ait deprem öncesi ve sonrası görüntüler (Google Earth). 55

Şekil 3.39. Tabakalar için efektif içsel sürtünme açısı. 56

Şekil 3.40. Çalışma alanına ait harita. 57

Şekil 3.41. A – A enkesiti. 57

Şekil 3.42. Deprem öncesi durumu temsil eden stabilite analizi sonucu. 58

Şekil 3.43. Derinlik boyunca $(N_1)_{60}$ değerleri 59

Şekil 3.44. Adıyaman Gölbaşı için tahmin edilen PGA değeri (Cetin, Elsaid ve Özacar, 2024). 60

Şekil 3.45. Üst sınır, iki sınırın ortası ve alt sınır için S_r değerleri; (a) üst sınıra (b) iki sınırın ortasına ve (c) alt sınıra göre belirlenmiştir (Seed ve Harder, 1990) 61

Şekil 3.46. Alt sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı) 62

Şekil 3.47. Alt sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası) 62

Şekil 3.48. Orta sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı) 63

Şekil 3.49. Orta sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası) 63

Şekil 3.50. Üst sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı) 64

Şekil **Sayfa**

Şekil 3.51. Üst sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası)..... 64

Şekil 3.52. Üst, orta ve alt sınır için S_r değerleri; (a) üst sınıra (b) orta sınıra ve (c) alt sınıra göre belirlenmiştir (Stark ve Mesri, 1992)..... 66

Şekil 3.53. Alt sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı)..... 67

Şekil 3.54. Alt sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası) 67

Şekil 3.55. Orta sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı)..... 68

Şekil 3.56. Orta sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası) 68

Şekil 3.57. Üst sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı) 69

Şekil 3.58. Üst sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası)..... 69

Şekil 3.59. Idriss (1999)'e göre Sr değerleri..... 70

Şekil 3.60. Idriss (1999) tarafından önerilen grafiğe göre belirlenen parametrelerin kullanıldığı analiz sonucu (Deprem anı)..... 71

Şekil 3.61. Idriss (1999) tarafından önerilen grafiğe göre belirlenen parametrelerin kullanıldığı analiz sonucu (Deprem sonrası). 71

Şekil 3.62. Farklı eğimlere göre deplasmanlar (Zhang, Robertson ve Brachman, 2004). 74

Şekil 3.63. İnceleme alanına ait deprem öncesi görüntü (Google Earth). 75

Şekil 3.64. İnceleme alanına ait deprem sonrası görüntü (Google Earth). 75

SİMGELER VE KISALTMALAR

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

Simgeler	Açıklamalar
Atm	Atmosferik basınç
a_{max}	Zemindeki maksimum yatay ivme
c	Kohezyon
cm	Santimetre
C_N	Örtü yükü düzeltmesi
D_r	Relatif Sıkılık
F_R	Normalize edilmiş CPT sürtünme oranı
F_S	Güvenlik sayısı
f_S	CPT sürtünme direnci
g	Yer çekimi ivmesi
I_C	Zemin davranış tipi indeksi
kPa	Kilopascal
K_a	Eğimli yüzey düzeltme faktörü
K_C	Zeminin tane özelliklerine göre düzeltme faktörü
K_σ	Derinlik düzeltme faktörü
m	Metre
mm	Milimetre
MPa	Megapascal
M_w	Moment büyüklüğü
Nc	Çevrim sayısı
p_a	Atmosferik basınç
r_d	Derinliğe bağlı gerilme azaltma katsayısı
R_F	CPT sürtünme oranı
S_r	Drenajsız rezidüel kayma dayanımı
u	Boşluk suyu basıncı
V_s	Kayma dalgası hızı

Simgeler	Açıklamalar
q_c	CPT uç direnci
q_{c1N}	Örtü yüküne göre düzeltilmiş CPT uç direnci
q_t	Boşluk suyu basıncına göre düzeltilmiş CPT uç direnci
Q_t	Normalize edilmiş CPT uç direnci
w_C	Su muhtevası
τ_{av}	Ortalama çevrimsel makaslama gerilmesi
N_{60}	%60 enerji oranına göre düzeltilmiş SPT ham değeri
$(N_1)_{60}$	Örtü yüküne göre düzeltilmiş N_{60} değeri
$(N_1)_{60\text{-}CS}$	Eşdeğer temiz kum SPT darbe sayısı
$(q_{1cN})_{CS}$	Temiz kumlar için normalize edilmiş CPT uç direnci
σ_{v0}	Toplam düşey gerilme
σ'_{v0}	Efektif düşey gerilme
Φ	İçsel sürtünme açısı
$(q_{1cN})_{CS}$	Temiz kumlar için normalize edilmiş CPT uç direnci
σ_{v0}	Toplam düşey gerilme
σ'_{v0}	Efektif düşey gerilme
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
γ_n	Zeminin doğal birim hacim ağırlığı
γ_w	Suyun birim hacim ağırlığı
μ	Mikron
^{o}	Derece

Kısaltmalar	Açıklamalar
AFAD	T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı
CH	Yüksek plastisiteli kil
CL	Düşük plastisiteli kil
CPT	Koni penetrasyon testi
CRR	Çevrimsel direnç oranı
CSR	Çevrimsel gerilim oranı

Kısaltmalar	Açıklamalar
ÇŞİDB	T.C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı
DAF	Doğu Anadolu Fayı
DAFZ	Doğu Anadolu Fay Zonu
GS	Güvenlik sayısı
İDO (FC)	İnce dane oranı
KAF	Kuzey Anadolu Fayı
LD	Gerçek yanal yer değiştirme
LDI	Yanal yer değiştirme indeksi
LL	Likit limit
LPI	Sıvılaşma potansiyeli indeksi
ML	Düşük plastisiteli silt
MSF	Büyüklük ölçeklendirme faktörü
MTA	Maden Tetkik ve Arama
NCEER	National Center for Earthquake Engineering Research
OCR	Aşırı konsolidasyon oranı
PGA	Maksimum yer ivmesi
PI	Plastisite indisi
SPT	Standart Penetrasyon Testi

1. GİRİŞ

6 Şubat 2023 tarihinde, Türkiye'nin Kahramanmaraş ilinde meydana gelen depremler, ülkemizin tarihindeki en yıkıcı doğal afetlerden biri olarak kayıtlara geçmiştir. Doğu Anadolu Fay Zonu (DAFZ) üzerinde gerçekleşen bu depremler, geniş bir coğrafyada yıkıma yol açarak 53537 insanın hayatını kaybetmesine, 115353 kişinin yaralanmasına ve büyük çaplı altyapı ve üstyapı hasarlarının meydana gelmesine neden olmuştur.

İlk deprem, 6 Şubat 2023 tarihinde saat 04.17'de Kahramanmaraş'ın Pazarcık ilçesinde meydana gelmiş olup, T.C. İçişleri Bakanlığı Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı (AFAD) verilerine göre moment büyüklüğü (Mw) 7.7 olarak ölçülmüştür. Depremin odak noktası 8.6 km derinlikte olup, 37,236 K - 37,057 D koordinatlarında yer almaktadır. Bu deprem, Doğu Anadolu Fayı'nın (DAF) Narlı segmentinde başlamış, ardından Pazarcık ve Erkenek segmentlerini kuzeydoğu yönünde ve Amanos segmentini güneybatı yönünde kırarak büyük bir fay hareketine sebep olmuştur.

Bu büyük depremin ardından, saat 13.24'te Kahramanmaraş'ın Ekinözü-Elbistan bölgesinde ikinci büyük bir deprem meydana gelmiştir. AFAD verilerine göre bu depremin moment büyüklüğü (Mw) 7.6, odak derinliği ise 7.0 km olarak ölçülmüştür. Merkez üssü 37,239 K - 38,089 D koordinatlarında olan bu deprem, özellikle Elbistan ve çevresindeki bölgelerde büyük yıkıma yol açmıştır.

Kahramanmaraş merkezli bu depremler, toplamda 11 ilde ağır hasarlara neden olmuştur. Bu iller; Kahramanmaraş, Adıyaman, Hatay, Adana, Diyarbakır, Elazığ, Gaziantep, Kilis, Malatya, Osmaniye ve Şanlıurfa'dır. Depremlerden sonra T. C. Çevre, Şehircilik ve İklim Değişikliği Bakanlığı tarafından yürütülen hasar tespit çalışmaları sonucunda hasarlı/hasarsız bina ve bağımsız bölüm sayıları belirlenmiştir (Çizelge 1.1).

Çizelge 1.1. ÇŞİDB tarafından hasar tespiti yapılan bina ve bağımsız bölümsüz sayıları (T.C. Cumhurbaşkanlığı Strateji ve Bütçe Başkanlığı, 2023).

İcmal	Bina Sayısı	Bağımsız Bölüm
Hasarsız	860006	2387163
Az hasarlı	431421	1615817
Orta hasarlı	40228	166132
Ağır hasarlı	179786	494588
Yıkık	35355	96100
Acil yıkılacak	17491	60728
Tespit yapılamadı	147895	296508
Toplam	1712182	5117036

Kahramanmaraş depremleri sırasında, özellikle suya doygun ve gevşek olan zeminlerde sıvılaşma etkileri gözlemlenmiş; bu durum başta Hatay ve Gölbaşı (Adıyaman) olmak üzere birçok ilde zemin deformasyonlarına ve yapısal hasarlara neden olmuştur.

Bu tezin çalışma alanı olan Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde zemin sıvılaşması etkileri belirgin bir şekilde gözlemlenmiştir. Gevşek ve suya doygun zeminlerin üzerinde bulunan yerleşim alanlarında, depremler sırasında zemin sıvılaşması nedeniyle bazı binalarda oturmalar ve yapısal hasarlar meydana gelmiştir. Ayrıca, Gölbaşı gölü çevresinde de zemin sıvılaşmasından kaynaklı olarak göle doğru hareketler gözlemlenmiştir. Bu durum, Gölbaşı (Adıyaman) ilçesinin zemin yapısının sıvılaşma potansiyeli olduğunu ve depremler sırasında zemin sıvılaşmasının ciddi boyutlara ulaşabileceğini göstermektedir.

Gölbaşı gölü kenarında, göle doğru meydana gelen hareketlerin yaşandığı kesime yakın bölgede 1 adet Koni Penetrasyon Testi (CPT) ve 1 adet Standart Penetrasyon Testi (SPT) yapılmıştır. Elde edilen veriler doğrultusunda heyelanın gözlendiği bölgenin jeolojik kesiti oluşturulmuş, stabilite analizlerinde kullanılmak üzere zemin parametreleri belirlenmiş ve sıvılaşma değerlendirmeleri yapılmıştır. Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar doğrultusunda limit denge analizleri yapılmıştır. Son olarak, gözlemlenen şev kayması mekanizması ile analiz sonuçları kıyaslanmaktadır.



Şekil 1.1. Eski ADYÜ Gölbaşı Meslek Yüksek Okulu bölgesinde gözlenen zemin deformasyonları (TRT Haber, 2023).



Şekil 1.2. Eski ADYÜ Gölbaşı Meslek Yüksek Okulu bölgesinde gözlenen zemin deformasyonları (TRT Haber, 2023).

2. LİTERATÜR TARAMASI

Bu bölümde sıvılaşma, geçmiş depremler ile Kahramanmaraş depremleri ve Gölbaşı (Adıyaman) bölgesinde gerçekleştirilen önceki çalışmalar hakkında bilgiler verilmiştir.

2.1. Sıvılaşma ile ilgili çalışmalar

Modern Zemin Mekaniği kurucusu sayılan Terzaghi'ye (1925) göre, doygun ve kohezyonsuz zeminlerde sıvılaşma, zemini oluşturan katı parçacıkların ağırlığının çevredeki suya aktarılmasıyla meydana gelir. Bu aktarım sonucunda hidrostatik su basıncı yükselerek suya batan zeminin efektif gerilmesine yaklaşır (Castro, 1969).

Terzaghi ve Peck (1948) ise daha sonra, gevşek kumlu zeminlerde hafif bir örselenme sonucu meydana gelen dayanım kayıpları ve akış göçmelerini tanımlamak için "kendinden sıvılaşma (Spontaneous liquefaction)" terimini kullanmıştır.

Mogami ve Kubo (1953) sıvılaşma terimini, titreşim altındaki doygun ve kohezyonsuz zeminlerde oluşan zemin deformasyonları ve kesme dayanımı kayıplarını tanımlamak için kullanmışlardır.

NCEER'e (1997) göre sıvılaşma, sismik etkiler sonucu aşırı boşluk suyu basıncı artışı ve efektif gerilmedeki düşüş nedeniyle granüler zeminlerin katı halden sıvı hale geçmesi şeklinde ifade edilir. Bu süreç düşük geçirimliliğe sahip gevşek kumlu zeminlerde gerçekleşir ve büyük kayma deformasyonlarına yol açar.

Sıvılaşmanın önemi 1964 Niigata (Japonya) depremine kadar tam olarak anlaşılmamıştır. Deprem sırasında, doygun kumlu zeminler üzerine inşa edilen binalarda eğilme ve batma hareketleri gözlenmiş. Bu durum, önemli yapısal hasarların başlıca nedeni olarak bildirilmiştir (Unutmaz, 2008). Niigata ve Büyük Alaska (A.B.D.) depremleri sonrası sıvılaşma mekanizması ve doğurduğu sonuçların anlaşılması hızlanmıştır (Çetin ve Unutmaz, 2004).



Şekil 2.1. Niigata (1964) depreminde sıvılaşma nedeniyle yan yatmış binalar (Day, 2002).

Ülkemizde ise sıvılaşma olayının öneminin fark edilmesi ilk olarak 1992 Erzincan depremiyle birlikte olmuştur. Daha sonra meydana gelen 1999 Kocaeli ve Düzce, 2003 Bingöl, 2011 Van, 2020 Elazığ ve 2023 Kahramanmaraş depremleri sonrasında sıvılaşma kaynaklı birçok hasar gözlenmiştir.



Şekil 2.2. Kocaeli (1999) depreminde sıvılaşma nedeniyle yan yatmış bina (Sancio, Bray, Durgunoglu ve Onalp, 2004).



Şekil 2.3. Kahramanmaraş (2023) depreminde Adıyaman Gölbaşı'nda sıvılaşma nedeniyle yan yatmış bina (ODTÜ, 2023).

1976 Haicheng ve Tangshan depremlerine kadar sıvılaşmanın sadece doygun ve kohezyonsuz zeminlerle sınırlı olduğu düşünülüyordu. Ancak bu depremler sonucunda sıvılaşan zeminlerin içeriğinde siltlerin de bulunduğu gözlemlenmiş ve ince daneli zeminler üzerinde de sıvılaşma ile ilgili çalışmalar yapılmaya başlanmıştır. Ülkemizde meydana gelen 1999 Kocaeli depreminde de sıvılaşan zeminlerin içeriğinde siltler gözlemlenmiştir (Önalp, Bol ve Ural, 2006, Bray ve Sancio, 2006).

Ishihara (1984, 1985) tarafından yapılan saha ve laboratuvar çalışmalarında, plastik özelliği bulunmayan siltlerin sıvılaşmaya karşı hassas olduğu gözlenmiştir. Ayrıca ince taneli zeminlerin sıvılaşmaya karşı duyarlılığında plastisitenin tane boyundan çok daha etkili ve önemli olduğu ortaya çıkmıştır. Dolayısıyla plastik olmayan ve kohezyonsuz yapıya sahip siltler sıvılaşmaya karşı duyarlıdır (Ishihara, 1993). Kil ise, sıvılaşan zeminlerde gözlenen birim şekil değiştirme yumuşamasını gösterse de sıvılaşma potansiyeli bulunmamaktadır.

Çin'de meydana gelen depremler sonrasında sıvılaşma görülen ve görülmeyen bölgelerden elde edilen bilgilerle, Wang (1979) ağırlıkça %15'ten daha az, 0.005mm'den (5μ) küçük zemin taneleri içeren ve likit limit (LL) değerinin %90'ının su muhtevasından (w_C) düşük

olan her türlü zeminlerin sıvılaşmaya karşı duyarlı olduğunu belirlemiştir. Bu verilere dayanarak, Seed ve Idriss (1982) Çin kriterlerini modifiye etmişlerdir.

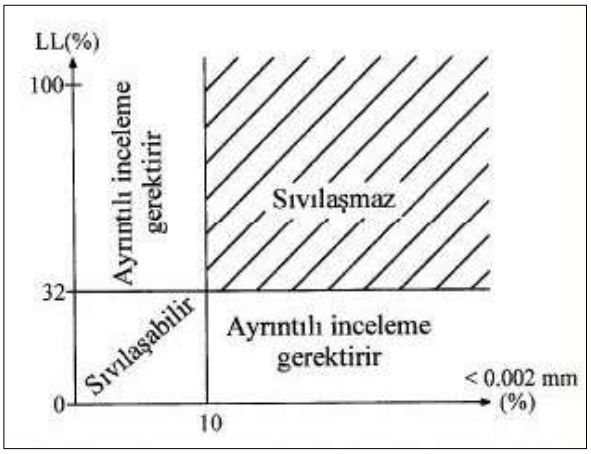
Çizelge 2.1. Modifiye edilmiş Çin kriterleri (Seed ve Idriss, 1982).

Potansiyel Sıvılaşabilir Zemin	
İnce Tane Oranı (<0.005 mm)	≤ 15%
Likit Limit, LL	≤ 35%
Su muhtevası, w_C	≥ (0.9xLL)%

Andrews ve Martin (2000), sıvılaşma potansiyeli olan ve olmayan siltli zeminleri ayırmak için çalışmalar yapmıştır. Araştırmada, siltli zeminlerin sıvılaşma hassasiyetinin belirlenmesinde likit limit (LL) ve kil içeriği parametreleri esas alınmıştır.

* Likit limit < 32 ise
- Kil içeriği (0.002mm'den küçük tane) yüzdesi < %10, Sıvılaşabilir.
- Kil içeriği (0.002mm'den küçük tane) yüzdesi ≥ %10, Detaylı çalışma gerekir.

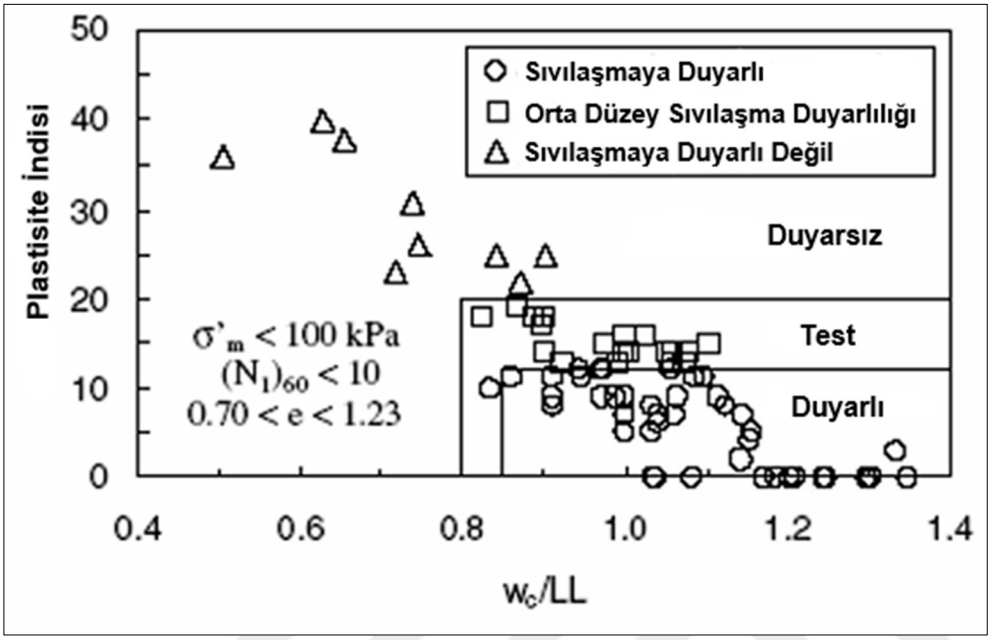
* Likit limit ≥ 32 ise,
- Kil içeriği (0.002mm'den küçük tane) yüzdesi < %10, Detaylı çalışma gerekir.
- Kil içeriği (0.002mm'den küçük tane) yüzdesi ≥ %10, Sıvılaşmaz.



Şekil 2.4. Siltli zeminlerin sıvılaşma hassasiyeti (Andrews ve Martin, 2000).

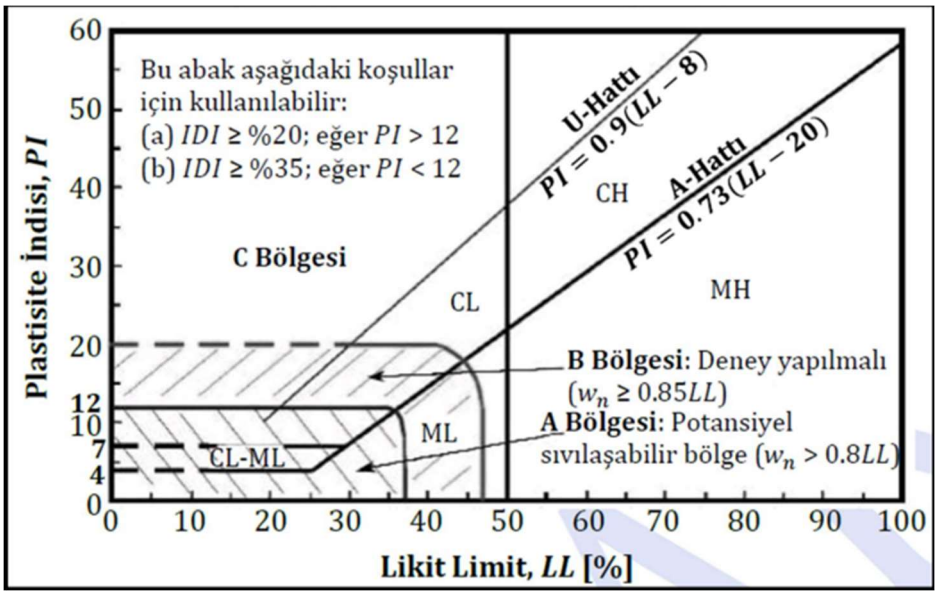
Bray ve diğerleri (2001), Çin kriterlerinde esas alınan "kil boyutundaki tane yüzdesi" yaklaşımının yanıltıcı olabileceğini belirtmiş ve sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde kil minerallerinin cinsi ve aktifliğinin daha önemli olduğunu vurgulamıştır. Bu durumda, Çin

kriterlerinin yetersiz kalabileceği ifade edilmiş olup Bray ve diğerleri (2001) tarafından sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için sunulan öneriler Şekil 2.5.'te verilmiştir (Unutmaz, 2008).



Şekil 2.5. Potansiyel sıvılaşabilir zeminler (Bray ve diğerleri, 2001).

Seed ve diğerleri (2003), zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesinde ince tane oranı veya kil oranı yerine, plastisite indisi (PI) ve likit limit (LL) değerlerine dayalı yeni ilişkiler tanımlamışlardır (Şekil 2.6.) (İnce tane oranı, 200 nolu (0.074mm) elekten geçen malzeme oranıdır).



Şekil 2.6. İnce taneli zeminlerin sıvılaşma değerlendirmesi (Seed ve diğerleri, 2003).

Kocaeli (1999) depremi sonrasında yapılan detaylı çalışmalar sonucunda, Bray ve diğerleri (2004) ince taneli zeminlerin sıvılaşma hassasiyetini en doğru şekilde tanımlayan özelliğin plastisite indisi olduğunu ve ince tane oranının öneminin olmadığını göstermiştir. Yapılan çalışmalar sonucunda önerilen kriterlere göre, PI < 12 ve w_c/LL > 0.85 olması durumunda zeminin sıvılaşabilir olduğunu, PI > 20 ve w_c/LL < 0.80 olması durumunda zeminin sıvılaşmayacağını ve 12 < PI < 20 ve w_c/LL > 0.80 olması durumunda zeminin orta derecede sıvılaşma potansiyeline sahip olduğu kabul edilir ve döngüsel yükleme altında sıvılaşma potansiyelini belirlemek için laboratuvar testlerinin yapılması önerilmektedir.

1999 Kocaeli depremi sonrasında özellikle İzmit Körfezi'nin güney kıyıları, Sapanca Gölü ve Adapazarı kentinde sıvılaşma ve buna bağlı zemin deformasyonları gözlenmiştir (Sonmez ve Ulusay, 2008). Cetin, Isik ve Unutmaz (2003) Kocaeli depremi sırasında Değirmendere Burnu'nda meydana gelen heyelanı tetikleyen faktörlerin yalnızca sismik kuvvet olmadığını aynı zamanda zemin sıvılaşmasının da rol oynadığını belirtmiştir.

Ulusay ve Aydan'a (2005) göre, 2003 Bingöl depreminde sıvılaşma sonrası zemin deformasyonları kırsal alanlarda sınırlı sayıda meydana gelmiş ve bu nedenle herhangi bir yapısal hasara yol açmamıştır.

2011 Van depremi sonrasında Cetin, Turkoglu, Oral ve Nacar (2011) tarafından gerçekleştirilen saha incelemelerinde, sıvılaşmaya bağlı olarak yanal yayılma, oturma ve kum kaynaması gibi zemin deformasyonları gözlenmiştir. Ayrıca, eski ve yeni Örene köprülerinin ayaklarında eğilmeler tespit edilmiştir. Köprü çevresinden alınan kum kaynaması örnekleri üzerinde yapılan analizler, bölgenin yüksek sıvılaşma potansiyeline sahip olduğunu göstermiştir.

2020 Elazığ depreminden sonra, depremden etkilenen bölgelerde yer yer kum kaynaması, Hazar Gölü kıyısında ve Sivrice İskelesi'nde ise sıvılaşma kaynaklı yanal yayılma ve hacimsel oturmalar gözlemlenmiştir (Çetin, Ilgaç, Can, Çakır ve Söylemez, 2020).

Ecemis, Karaman, Valizadeh, Dönmez ve Dalgıç (2023), Kahramanmaraş depremleri sonrasında, Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinde yaptıkları çalışmalar sonucunda yüksek plastisite indisine sahip zeminlerinde sıvılaşabileceğinden bahsetmişlerdir.

2023 Kahramanmaraş depremleri sonrasında Cetin, Soylemez, Guzel ve Cakir (2025), Gölbaşı-Adıyaman ve Hatay'dan alınmış olan sıvılaşmış numuneler üzerinde laboratuvar deneyleri yapmışlardır. Laboratuvarda elde edilen sonuçlara göre Gölbaşı-Adıyaman'dan alınan numunelerin plastisite indislerinin 16 – 23 arasında olduğu, Hatay'dan alınan numunelerin ise plastisite indislerinin 30'dan yüksek olduğu ve bir numunenin yüksek plastisiteli kil (CH) olarak sınıflandırıldığı belirtilmiştir. Laboratuvarda elde edilen bazı test sonuçlarına göre, Seed ve diğerleri (2003) tarafından yayınlanan sıvılaşma hassasiyeti grafiğinde duyarlılık bölgesinin dışına düşen zeminler tespit edilmiştir. Bunlarda açık bir şekilde güçlü döngüsel yüklemeler sırasında killi zeminlerin de sıvılaşabilir olduğunu göstermektedir.

Ulusay, Aydan ve Kumsar (2024), çalışmalarında Kahramanmaraş depremleri sonrası zemin sıvılaşmasının özellikle yapılaşmış çevre üzerindeki etkisini incelemişlerdir. Elde ettikleri bulgulara göre; sıvılaşmanın çoğunlukla tarımsal, kentsel olmayan arazilerde görüldüğünü belirtmişlerdir. Bazı bölgelerde oluşan oturmalar 2.0 m'ye kadar ulaşırken, yüksek katlı binalarda ise 7-8° eğilmelerle yaklaşık 20°'ye kadar varan sapmalar tespit edilmiştir. Ayrıca sıvılaşmaya hassas olan ve deprem riskinin yüksek olduğu bölgelerde; belirli derinliğe kadar bodrum katı bulunan, tek ve iki katlı yapıların, radye temel sistemi kullanılması halinde zemin sıvılaşmasına karşı herhangi bir önlem alınmaksızın uygun olabileceğini gözlemlemişlerdir.

Cetin ve diğerleri (2025), Kahramanmaraş depremleri sonrasında Adıyaman Gölbaşı'nda zemin hasarları ve temel performanslarını incelemişlerdir. Yapılan saha gözlemleri sonucunda, Gölbaşı ilçesinin çeşitli bölgelerinde kum kaynaması, Gölbaşı gölü kıyı şeridi boyunca ve bazı lokasyonlarda yanal yayılma, binalarda oturma, taşıma kapasitesi yenilmeleri, yapısal eğilme ve devrilmeler gibi zemin kaynaklı hasarlar tespit edilmiştir.

Doğan ve diğerleri (2024), Kahramanmaraş (2023) depremleri sonrasında Kahramanmaraş Türkoğlu ilçesindeki zeminin sıvılaşma potansiyelini, saha gözlemleri ile analiz sonuçlarını karşılaştırarak incelemiş, bu verilerin birbiriyle uyumlu olduğunu ortaya koymuşlardır.

Gökdoğan, Işık ve Fırat (2024), Kahramanmaraş (2023) depremlerinde Adıyaman Gölbaşı ilçesinde bulunan Müftülük binasında meydana gelen hasarın sıvılaşma ile olan bağlantısını araştırmışlardır. Müftülük binası temeli kazıklıdır. Çalışma kapsamında yapılan analizler

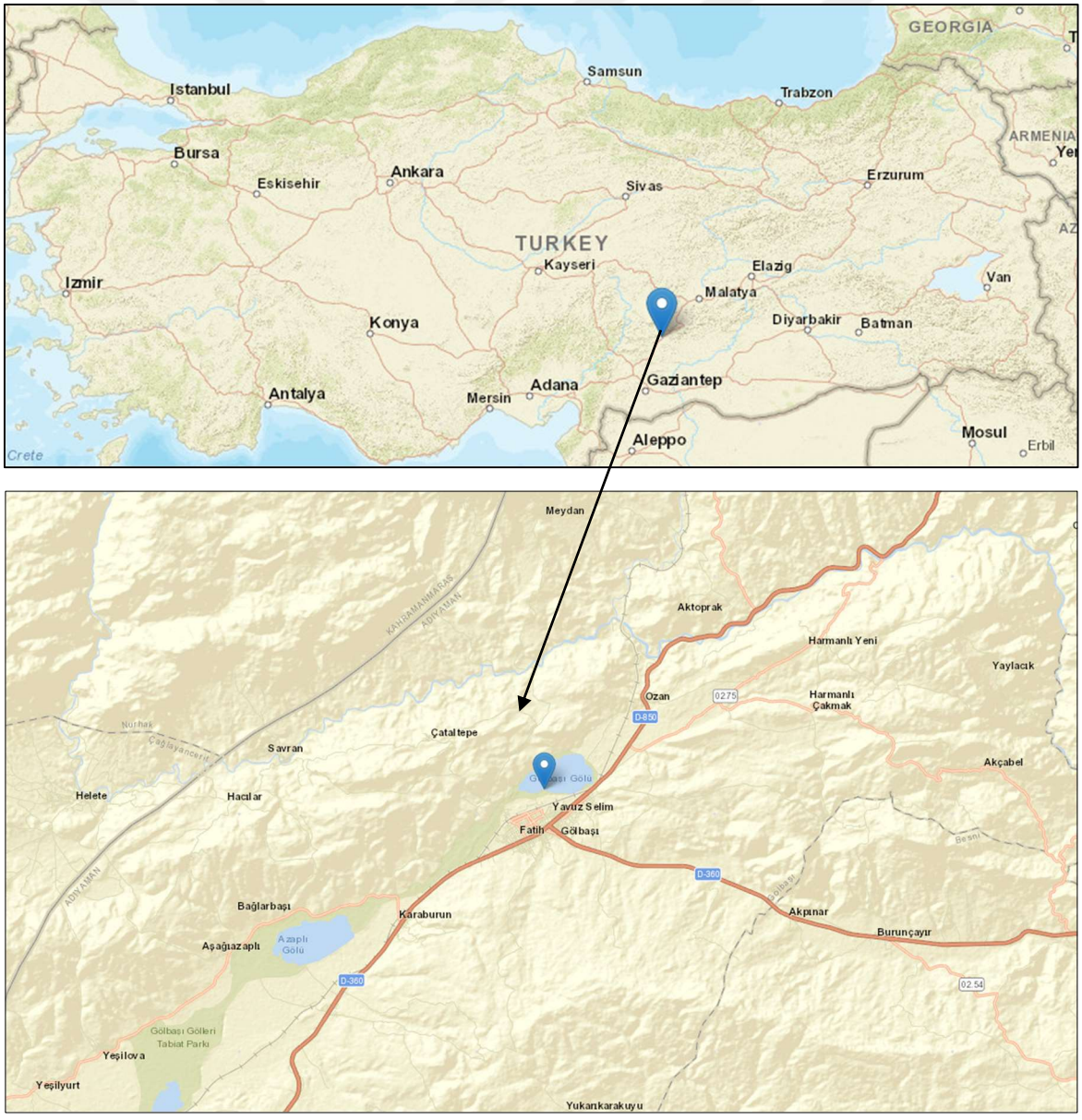
sonucunda, binanın hasarının kazıkların sıvılaşan bölge içerisinde kalması ile ilişkili olduğu belirtilmiştir.

Tezer ve diğerleri (2024), Adıyaman'ın Gölbaşı ilçesindeki zeminlerin sıvılaşma potansiyelini, CPT ve SPT verilerini kullanarak değerlendirmişlerdir. Sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI) ve sıvılaşmadan kaynaklı oturma değerlerinin, merkezden Gölbaşı Gölü'ne doğru arttığı belirtilmiştir.

3. MATERYAL ve YÖNTEM

3.1. İnceleme alanının tanıtılması

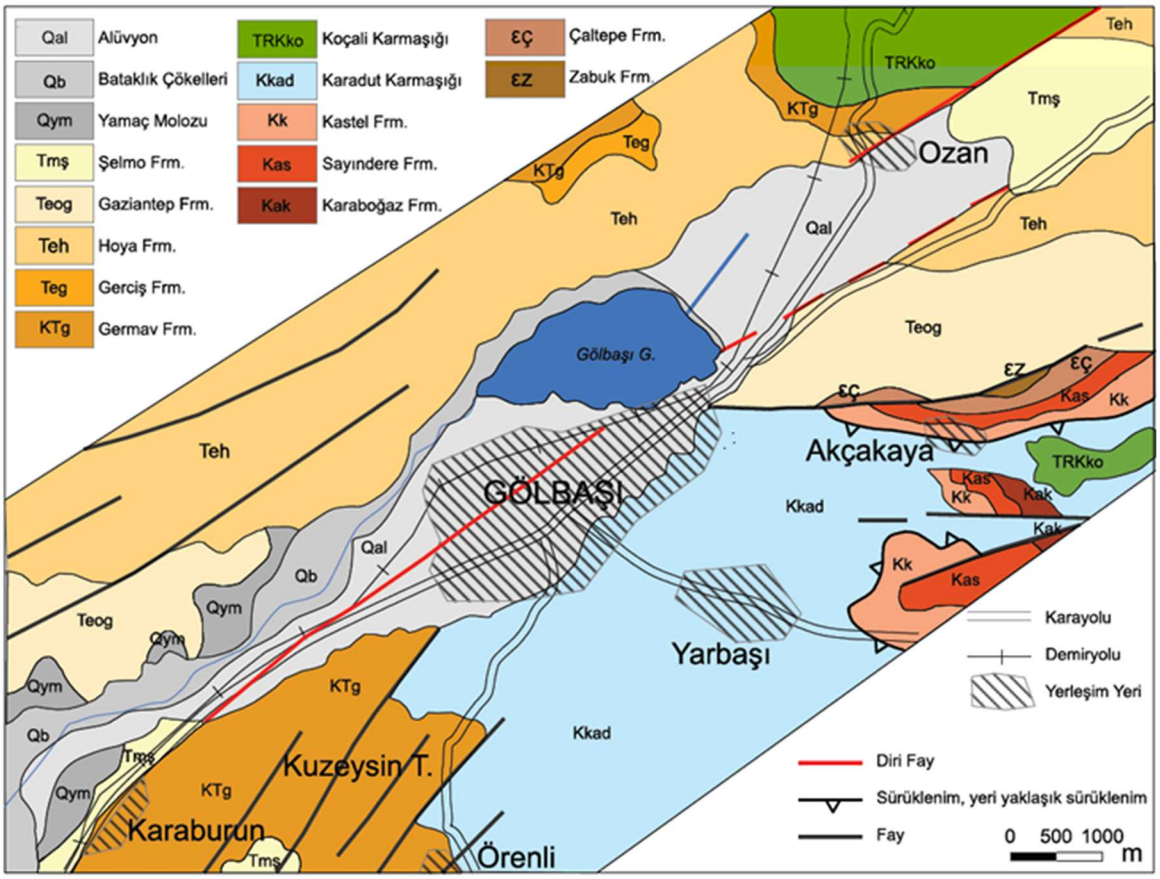
Gölbaşı gölü, Türkiye'nin güneydoğusunda, Adıyaman ili Gölbaşı ilçesinin kuzeydoğusunda yer alır (37°47'39.93"K, 37°38'57.59"D). Yaklaşık 2250 km^2'lik bir yüzey alanına sahip olan gölün en derin noktası yüzeyden 22.0 metre aşağıda ölçülmüştür (Yildirim, Cetin ve Sen, 2002, Ekingen, Şahin ve Özdemir, 2022). Kıyıdan gölün ortasına kadar olan yatay mesafe 600 - 650 metre arasındadır. Bu mesafe boyunca, göl tabanının ortalama eğimi yaklaşık 2° olarak belirlenmiştir.



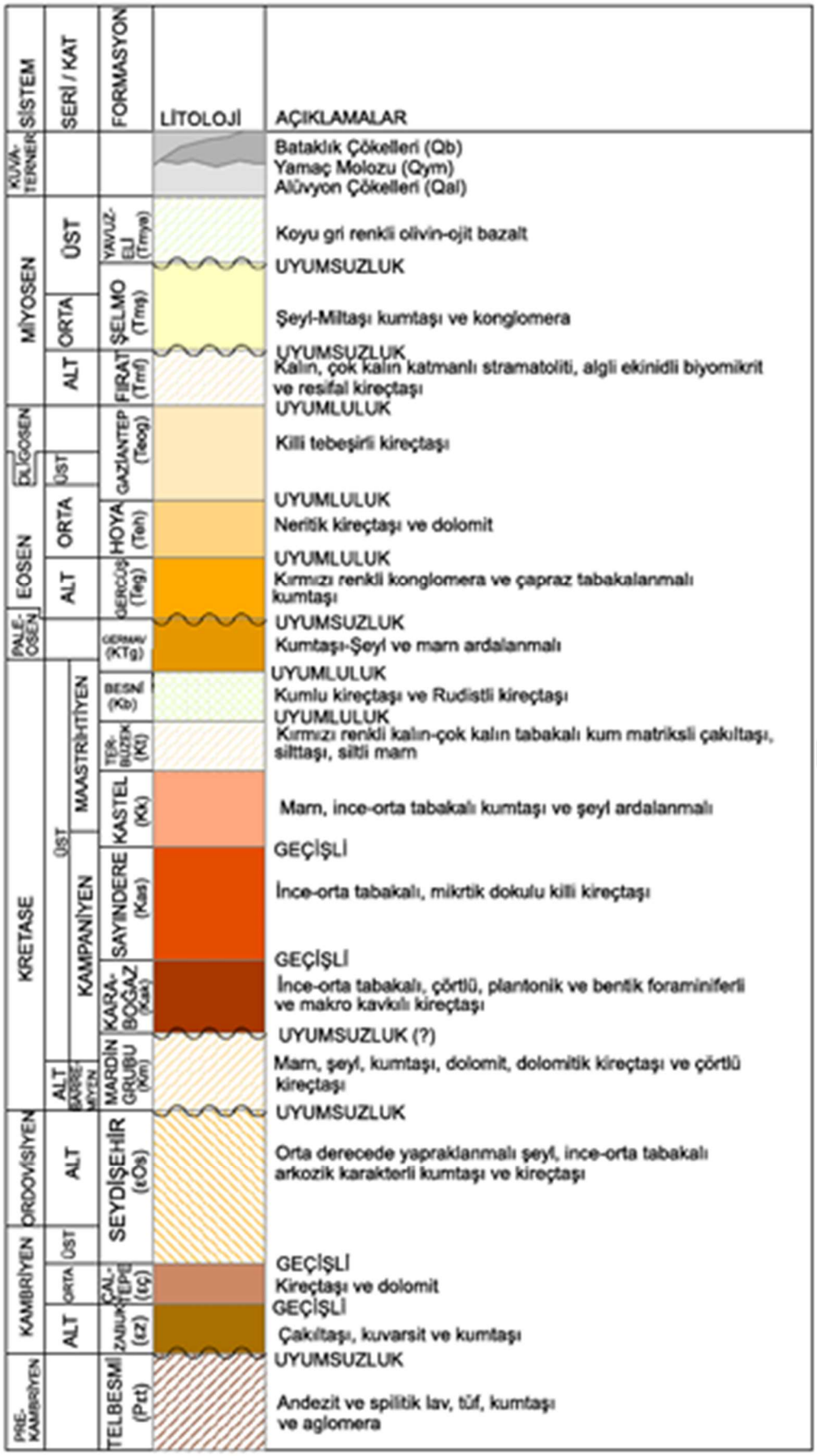
Şekil 3.1. Yer bulduru haritası (Yerbilimleri portalı, MTA).

3.2. Genel jeoloji

Adıyaman Gölbaşı ilçesi jeolojisi hazırlanırken Maden Tetkik ve Arama (MTA) Genel Müdürlüğü tarafından yayınlanan 1/100.000 ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları Serisi'nin Şanlıurfa M 39 Paftasından yararlanılmıştır.



Şekil 3.2. Çalışma alanı genel jeoloji haritası (Çoban ve Dalkılıç, 2018).



Şekil 3.3. Çalışma alanına ait genelleştirilmiş stratigrafik kesit (Çoban ve Dalkılıç, 2018).

3.2.1. Zabuk formasyonu (Gz)

Tuna (1973) tarafından adlandırılan formasyon, genellikle kuvarsit ara seviyeli kumtaşlarından oluşur. Formasyon, Meryemuşağı ve Akçakaya köyleri hattı boyunca yüzeylenir. Tabanda kuvarsit ve çakıltaşı (26m), üstünde ise kum ara katkılı kireçtaşı (24m) devam eder. Üst seviyelerde ise ince-orta-kalın tabakalı miltaşı, şeyl ve çapraz tabakalı kumtaşları bulunur.

Formasyon, alttan Telbesmi formasyonu ile uyumsuz, üstten ise Çaltepe formasyonu ile tedrici geçişlidir. Çalışma alanında 78-185 m arasında kalınlık gösterir (Yılmaz ve Duran, 1997). Formasyonun konumu ve stratigrafik korelasyonlar doğrultusunda, formasyon yaşının Erken Kambriyen olduğu kabul edilmiştir. Formasyon, sığ şelf ve plaj ortamlarında çökelmiştir.

3.2.2. Çaltepe formasyonu (Gç)

Dean ve Monod (1970) tarafından adlandırılan formasyon, kireçtaşı ve dolomitlerden oluşur. Formasyon, Meryemuşağı köyü ile Gölbaşı ilçesi hattı boyunca yüzeylenir. Alt seviyelerde, zayıf poroziteli dolomitlerle başlayan formasyonun, devamında orta-kalın tabakalı dolomitler görülür. Bu dolomitler ince-orta taneli olup üst kısımlarda, orta-kalın tabakalı kireçtaşlarına geçiş gözlenmiştir. En üst seviyelerde ise alacalı renkli, yer yer trilobit kavkı ve kırıntılı, ince-orta tabakalı, yumrulu killi kireçtaşı ve kireçtaşları ile sonlanır.

Formasyon, Çaltepe formasyonu altındaki Zabuk formasyonu ve üstündeki Seydişehir formasyonu ile geçişli bir ilişki sunar. Çalışma alanında 120 m kalınlık gösteren formasyon, bölgesel olarak 368 m'ye kadar ulaşmaktadır.

3.2.3. Karaboğaz formasyonu (Kak)

Pelajik kireçtaşlarından oluşan formasyon, Karababa antiklinalinde Turner (1958) tarafından adlandırılmıştır. Formasyon, planktik ve bentik foraminiferli kireçtaşlarından oluşur.

Formasyon, Gölbaşı ilçesinin güneydoğusunda gözlenir ve Mardin grubuna ait Derdere formasyonu üzerine uyumsuz olarak gelir. Karababa formasyonu ile ilişkisi tartışmalıdır. Üstten ise Sayındere formasyonu tarafından geçişli olarak üzerlenir. Formasyon, 20-48 m arasında kalınlık gösterir.

Formasyonun yaşı, geç erken Kampaniyen-erken geç Kampaniyen olarak tespit edilmiştir. Orta Kampaniyen yaşı da yaygın olarak kullanılmaktadır.

Formasyon, Karaboğaz formasyonu ile deneştirilebilir ve başlangıçta anoksik koşulların egemen olduğu derin şelf veya şelf içi basende çökelmiştir.

3.2.4. Sayındere formasyonu (Kas)

Killi kireçtaşlarından oluşan formasyon, Gossage (1959) tarafından adlandırılmıştır. Killi kireçtaşları ve kavkılı kireçtaşlarından oluşan formasyon üst kesimlerde türbiditik kalk-siltler ve ince tabakalı kireçtaşları olarak gözlemlenir. Altında Karaboğaz formasyonu ve üstünde Kastel formasyonu ile uyumludur. Kalınlıklar 28-365 m arasında değişir. Geç Kampaniyen yaşında olduğu belirlenmiştir. Formasyon derin deniz ortamında çökelmiştir.

3.2.5. Koçali karmaşığı (JKk)

Koçali Karmaşığı, ultrabazik kayaçlar, volkanitler, kireçtaşları ve çörtlerden oluşan bir istiftir. Suvarlı ilçesi batısı, Besni ilçesi kuzeyi ve Akdağ-Meydan Dağı arasında geniş bir alanda gözlenir. Birim; aglomera-serpantin, bazalt, diyabaz, spilitik lavlar, mikritik kireçtaşları, çört ve radyolaritler gibi kayaçlardan oluşur. Üst seviyelerde serpantinit, diyabaz, gabro, peridotit ve lerzolit bulunur.

Koçali Karmaşığı genellikle Karadut Karmaşığı'nı üzerler, bazı bölgelerde ise Kastel ve Sayındere formasyonları üzerinde yer alır. Üstten Besni, Terbüzek, Germav ve Gercüş formasyonları tarafından uyumsuz olarak örtülür. Kalınlığı tip kesitte 3800 m olup, inceleme alanında 50-120 m arasında değişmektedir.

Yaşı konusunda farklı araştırmalar yapılmış olup, Geç Jura-Erken Kretase (Tuna, 1973), Orta Triyas-Geç Kretase (Usta ve diğerleri, 2017) ve Orta Karniyen-Senomaniyen (Orta Triyas-Geç Kretase) (Uzunçimen ve diğerleri, 2011, Tekin ve diğerleri, 2011) olarak belirlenmiştir.

3.2.6. Karadut karmaşığı (Kkad)

Karadut Karmaşığı, genelde şeyl, kireçtaşı ve çört ardalanmasından oluşan bir istiftir. Belören ilçesi güneyi, Suvarlı ilçesi batısı ve Gölbaşı-Tut ilçeleri çevresinde

yüzeylenmektedir. Birim; silisli ve kalkerli şeyl, çört, silisifiye kireçtaşı, çört aratabakalı mikritik kireçtaşı, kalkarenit, kalsirudit, marn ve kumtaşı ardalanmasından oluşan filiş benzeri bir istif olarak gözlenmiştir.

Sayındere ve Kastel formasyonlarını tektonik olarak üzerleyen Karadut Karmaşığı, bazı yerlerde Koçali Karmaşığı'nın altında veya tektonik dokanaklı olarak görülmektedir. Üstten ise Koçali Karmaşığı tarafından tektonik olarak örtülmekte ve Germav, Gercüş ve Hoya formasyonları tarafından uyumsuz olarak üzerlenmektedir.

Birim, Robertson, Parlak, Yıldırım, Dumitrica ve Taşlı (2016) tarafından yapılan çalışmalarda bulunan radyolarya faunasına göre Erken Jura-Geç Kretase yaşında olarak belirlenmiştir. İnceleme alanında birimin kalınlığı yaklaşık 500 m olarak ölçülmüştür.

3.2.7. Germav formasyonu (KTg)

Germav Formasyonu, kumtaşı, şeyl ve marn ardalanmasından oluşan bir istiftir. Belören ve Besni ilçeleri, Çetirge Dağları etekleri, Örenli ve Karaburun köyleri çevresinde yüzeylenmektedir. Birim; kireç çimentolu kumtaşı, yapraklanmalı şeyl ve ince-orta-kalın tabakalı marn ardalanmasından oluşur. Ayrıca, istif içinde killi kireçtaşı, gastropod ve rudist parçalı kumlu kireçtaşı ile kireçtaşı çakılları içeren ara seviyeler bulunur.

Germav Formasyonu, alttaki Besni Formasyonu ile uyumlu, üstteki Gercüş Formasyonu ile uyumsuz olarak geçişlidir. İnceleme alanında kalınlığı 600 m olup, Güneydoğu Anadolu'da 50-1745 m arasında değişmektedir. Alt kesiminden elde edilen planktonik ve bentik foraminiferlere göre Orta-Geç Maastrihtiyen, üst kesimindeki fosil topluluklarına göre ise Geç Paleosen yaşlıdır.

3.2.8. Hoya formasyonu (Teh)

Hoya Formasyonu, neritik kireçtaşı ve dolomitten oluşan bir birim olup, Heyik Dağı, Göl Dağı, Suvarlı, Hacımuhammet Dağı, Gilisi Dağı, Harmanlı, Çaltepe ve Hacılar köyleri çevresinde yüzeylenmektedir. Formasyon; alt seviyelerde kırmızı algli dolomitize kireçtaşı, dolomit ara katkılı kireçtaşı ve karstik görünümlü dolomitlerden, üst seviyelerde ise ince-orta tabakalı, killi, çört ara seviyeli ve çört nodüllü kireçtaşlarından oluşmaktadır. İnceleme alanında daha çok dolomit ve neritik kireçtaşıyla temsil edilmekte olup, alttaki Gercüş

Formasyonu ve üstteki Gaziantep Formasyonu ile uyumlu bir ilişkiye sahiptir. Tip kesitinde 603 m, inceleme alanında ise 250 m kalınlık sunar.

Formasyondan elde edilen bentik ve planktik foraminifer topluluklarına göre birimin yaşı bölgeye göre değişmekle birlikte, inceleme alanında Orta Eosen olarak kabul edilmiştir. "Eosen Kireçtaşı" (Taşman, 1933), "Midyat Formasyonu" (Tolun, 1954), "Kızıldağ Kireçtaşı" (Imandt, 1962) gibi farklı isimlerle de tanımlanan birim, sığ deniz-şelf kenarı ve önü ortamlarda çökelmiştir.

3.2.9. Kastel formasyonu (Kk)

Kastel Formasyonu, blok içeren kumtaşı ve şeyl ardalanmasından oluşan bir birim olup, Taşlıyazı, Harmanardı, Akpınar köyleri çevresi ile Tut ilçesi kuzeyinde yüzeylenmektedir. Formasyon, tabanda marnlarla başlamakta, üste doğru ise ince-orta tabakalı kumtaşı, piritli marn, gevrek dokulu şeyl ve kiltaşı ardalanmasından oluşmaktadır. İçerisinde ofiyolit ve kireçtaşı kökenli çakıllar ile olistostromal çakıltaşı düzeyleri ve tekçe bloklar görülmektedir. Altındaki Sayındere Formasyonu ile uyumlu, üstte ise Koçali ve Karadut karmaşıkları tarafından tektonik olarak örtülmektedir. İnceleme alanında 500 m, bölgede ise 0-1100 m arasında değişen kalınlığa sahiptir.

Formasyondan elde edilen planktik ve bentik foraminifer topluluklarına göre birimin yaşı Geç Kampaniyen-Erken Maastrihtiyen olarak belirlenmiştir. "Kastel Şeyli", "Kastel Flişi" (Ricou, 1971), "Penbeğli Formasyonu" (Ketin, 1964) gibi farklı isimlerle tanımlanan bu birim, yamaç/havza ortamlarında çökelmiştir.

3.2.10. Gaziantep formasyonu (Teog)

Gaziantep Formasyonu, kireçtaşı ve marnlardan oluşan bir birim olup, Akkuyu, Alıçlı, Köşeceli, Üçköy, Yılbastı köyleri, Çetirge Dağları, Gölbaşı ilçesi ve Bağlarbaşı köyü kuzeyinde yüzeylenmektedir. Formasyon, alt seviyelerde ince-orta tabakalı, killi, çört nodüllü, planktik foraminiferli kireçtaşı ve marnlardan, üst seviyelerde ise orta-kalın tabakalı, bentik foraminiferli kireçtaşlarından oluşmaktadır. Altındaki Hoya Formasyonu ile, üstten ise Fırat Formasyonu ile uyumlu olan Gaziantep Formasyonu birimleri, Şelmo Formasyonu, Yavuzeli Bazaltı ve Pliyo-Kuvaterner çökelleri tarafından da uyumsuz olarak üzerlenmektedir. İnceleme alanında kalınlığı 145-457 m arasında değişmektedir.

Formasyondan elde edilen planktik ve bentik foraminifer topluluklarına göre birimin yaşı Orta Eosen-Oligosen olarak belirlenmiştir. Bu birim, şelf kenarı-resifal ortamları yansıtır.

3.2.11. Şelmo formasyonu (Tms)

Şelmo formasyonu, Orta-Geç Miyosen yaşlı bir birim olup, miltaşı, kumtaşı ve konglomeralardan oluşan istiflerden meydana gelir. Alt seviyelerde, jips, miltaşı ve kumtaşı ara seviyeli şeyller bulunurken, orta seviyelerde şeyl ara bantlı ince-orta-kalın tabakalı kumtaşı ve miltaşı ardalanması gözlemlenir. Üst seviyelerde ise konglomeratik kumtaşı ara seviyeleri içeren köşeli çakıllı, polijenik elemanlı çakıltaşları yer alır. Formasyonun altındaki birimlerle uyumsuz geçişli olup, üstünde yer alan Geç Miyosen yaşlı Yavuzeli bazaltı ile tektonik olarak uyumsuzluk gösterir.

Şelmo formasyonunun yaşı, paleontolojik ve sedimantolojik çalışmalara dayanarak, Pannoniyen-Ponsiyen (Geç Miyosen) olarak belirlenmiştir.

3.2.12. Yamaç molozları ve birikinti konileri (Qym)

Yamaçlardaki formasyonlardan çeşitli nedenle kopan malzemenin yamaç aşağı akması ve birikmesi ile, genelde tutturulmamış blok, çakıl ve az miktardaki kum ve kilden oluşan birimlerdir.

3.2.13. Bataklık çökelleri (Qb)

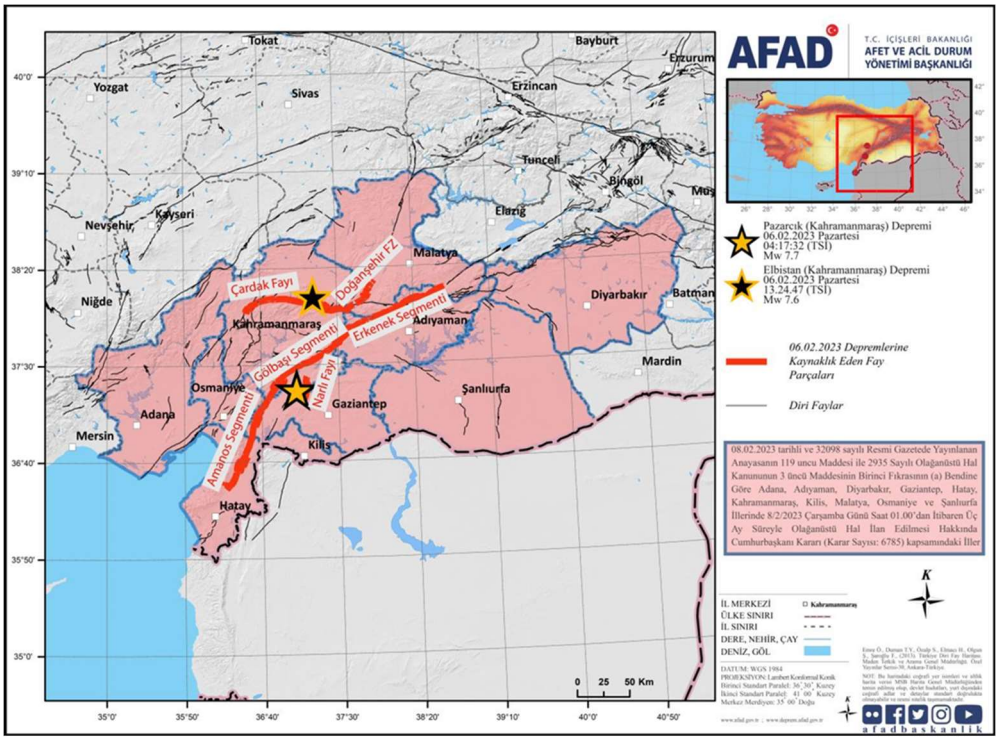
Gölbaşı gölü kenarındaki su basmasına uğrayan alandaki daha çok kil, çamur ve az miktardaki kumdan oluşan birikintilerdir.

3.2.14. Alüvyonlar (Qal)

Nehir yataklarında, düzlüklerde ve göl kenarlarındaki çakıl, kum, kil gibi akarsu işlevi ile oluşmuş birikintilerdir.

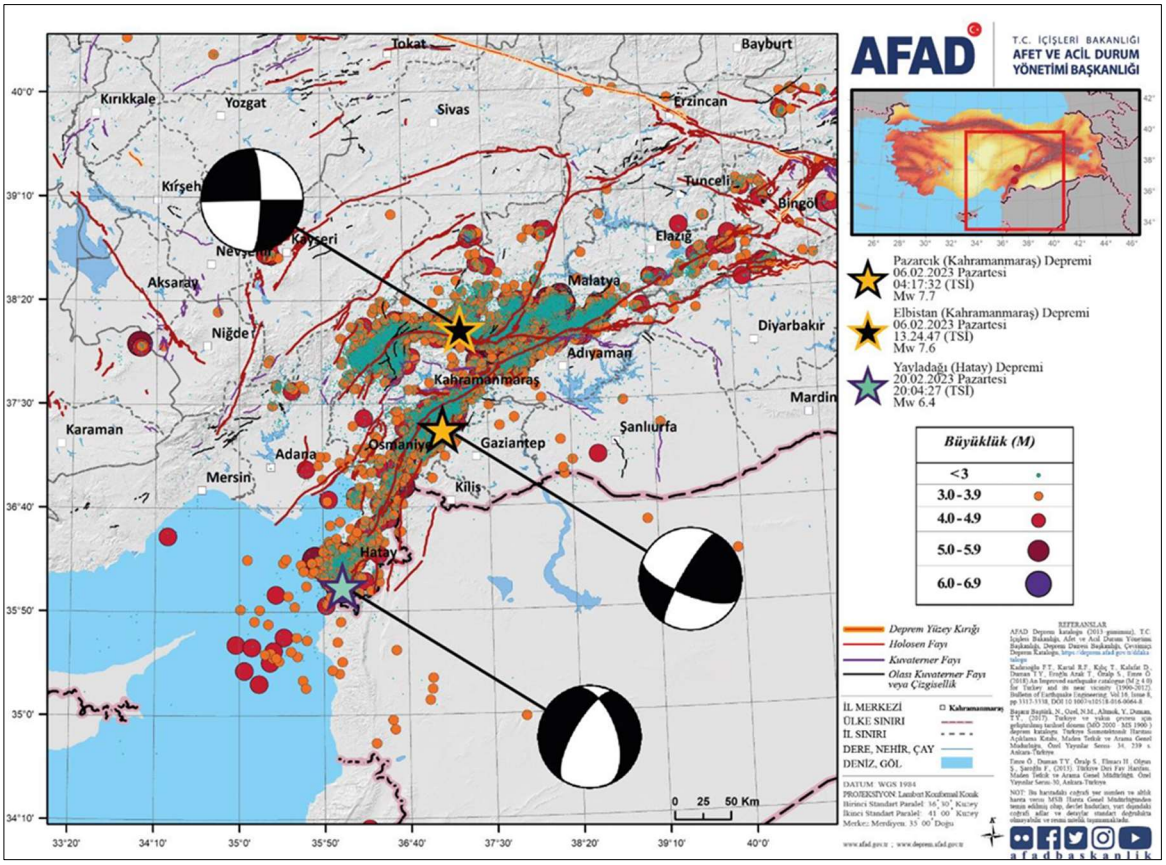
3.3. Depremsellik

Doğu Anadolu Fayı (DAF), Türkiye'nin en aktif diri fay hatlarından biri olup Anadolu ile Arap plakaları arasındaki sınırı oluşturur. DAF, aynı zamanda Kuzey Anadolu Fay (KAF) hattı ile Anadolu bloğunun batıya doğru hareketini karşılar. Yapılan güncel GPS ölçümleri, DAF üzerindeki kayma hızının 11±2 mm/yıl civarında olduğunu göstermektedir. DAF, kuzeydoğuda Karlıova'daki (Kargapazarı) birleşme noktasından başlayarak, Çelikhan'ın batısına kadar kesintisiz bir doğrultuda ilerler. Burada iki kola ayrılan fay kollarından biri, Gölbaşı Havzası ile Pazarcık'ın kuzeyi arasında Türkoğlu kavşağına kadar devam eden güney koludur. Güney kolu, Türkoğlu güneyinden yönünü sağa doğru kırarak, Sağlık, Kocagöl ve Amik ovalarını batıdan sınırlayarak devam eder ve en sonunda Kırıkhan'ın güneyinde saçılarak sonlanır. Bölgede yer alan Sağlık ve Narlı ovalarını içine alan çöküntü havzası ise doğudan Ölü Deniz Fay Zonunun Sakçagöz ve Narlı parçalarıyla sınırlandırılmıştır. Narlı parçası, yaklaşık 30 – 40 km boyunca Pazarcık'ın kuzeyinden DAF'a doğru kuzey-kuzeydoğu yönünde uzanır. Çelikhan'ın batısında ayrılan diğer kol, Güneydoğu Toros Dağları'nın yüzey şekillerine paralel bir şekilde kuzeye dışbükey bir kavis yapar. Bu kuzey kol, Sürgü Fayı ve Çardak Fayı'nı içererek Göksun'dan güneye doğru yönelir. Savrun, Çokak ile Toprakkale faylarından oluşmaktadır (AFAD, 2023).



Şekil 3.4. Doğu Anadolu Fayına ait fay parçalarını gösterir harita, Diri faylar Emre ve diğerlerinden (2013) sayısallaştırılmıştır (AFAD, 2023).

6 Şubat 2023 tarihinde, saat 04:17'de ve 13:24'te sırasıyla Kahramanmaraş'ın Pazarcık ilçesinde ve Kahramanmaraş'ın Ekinözü – Elbistan bölgesinde, moment büyüklüğü (M_w) 7.7 ve 7.6 olan iki büyük deprem meydana gelmiştir. İlk depremin odak derinliği 8.6 km, ikinci depremin odak derinliği ise 7.0 km olarak hesaplanmıştır. 20 Şubat 2023 tarihinde ise Hatay Yayladağı'nda moment büyüklüğü (M_w) 6.4 olan "artçı" bir deprem daha meydana gelmiştir. Bu depremler, merkez üssü Kahramanmaraş olmak üzere, Adıyaman, Hatay, Adana, Diyarbakır, Elazığ, Gaziantep, Kilis, Malatya, Osmaniye ve Şanlıurfa'da çok şiddetli hissedilmiş birçok can kaybı ve ağır hasara neden olmuştur (AFAD, 2023).



Şekil 3.5. 06.02.2023 Pazarcık (Kahramanmaraş) Mw: 7.7, Elbistan (Kahramanmaraş) Mw: 7.6 ve Yayladağı (Hatay) Mw: 6.4 depremleri ve artçı şok aktivitesi (6 Şubat – 6 Mayıs arası) (AFAD, 2023).

İlk değerlendirmelere göre, Doğu Anadolu Fayı (DAF) üzerindeki depremlerin dağılımına bakıldığında, Pazarcık merkezli sarsıntının kuzeydoğuda Çelikhan–Pütürge hattından başlayıp DAF'ın Erkenek, Gölbaşı ve Amanos segmentlerini ve Ölüdeniz Fay sistemi kuzeyindeki Narlı parçasını kırdığı anlaşılmaktadır. Ayrıca Elbistan dış merkezli diğer depremin ise Çardak Fayı ile Doğanşehir Fay Zonuna bağlı olduğu düşünülmektedir.

3.4. Zemin sıvılaşması

3.4.1. Sıvılaşma türleri

Akma türü sıvılaşma

Akma sıvılaşması, sıvılaşmış zeminin kayma dayanımının, zeminin statik durumda kalmasını sağlayacak minimum kayma direncinden düşük olması durumunda meydana gelir. Bu tür sıvılaşma sonucunda ortaya çıkan büyük deformasyonların en önemli nedenlerinden biri, zemin içinde mevcut olan statik kayma gerilmeleridir. Akma sıvılaşması, ani ve hızlı bir şekilde gelişir ve kısa sürede ilerleyerek sıvılaşmış zeminde oldukça büyük yer değiştirmelere yol açar (Kramer, 1996, Özaydın, 2007).

Devirsel hareketlilik

Devirsel hareketlilik akma sıvılaşmasından farklı olarak, sıvılaşmış zeminin kayma dayanımının, zeminin statik durumda kararlılığını sürdürebilmesi için gereken dirençten yüksek olduğu koşullarda meydana gelir. Bu durumda ortaya çıkan zemin deformasyonları statik kayma gerilmeleri ve tekrar eden devirsel gerilmelerle meydana gelir. Bu tür deformasyonların, genellikle hafif eğimli arazilerde veya düz alanlarda geliştiği bilinmekte olup, bu durumlar literatürde yanal yayılma olarak tanımlanır (Kramer, 1996, Özaydın, 2007).

3.4.2. Sıvılaşmadan dolayı oluşan hasarlar

Oturma ve taşıma gücü yenilmesi

Zemin sıvılaştığında kayma mukavemeti dayanımı oldukça azalır. Kayma mukavemeti azalan sıvılaşmış zeminler, yapı temellerini taşıyamaz hale gelir; bu da taşıma gücü yenilmesine yol açar ve yapıların oturmasına veya devrilmesine neden olur. Sıvılaşmadan kaynaklı oturma ve taşıma gücü yenilmesinin yaşandığı en çarpıcı olay ise 1964 Niigata depremlerinde yaşanmıştır (Şekil 2.1.).



Şekil 3.6. Kahramanmaraş depremleri sonrası sıvılaşma nedeniyle hasar almış Müftülük binası, Adıyaman Gölbaşı (Gökdoğan, Işık ve Fırat, 2024).

Kum kaynaması

Deprem esnasında yer altı suyu drene olamadığı için boşluk suyu basıncı ani bir şekilde artar. Artan basınç ile zemin tanelerini yukarı yönde iten kuvvetler oluşur. Bu kuvvetler ile zemin taneleri yüzeye doğru hareket eder ve kum konileri oluşur (Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2021).



Şekil 3.7. Kahramanmaraş depremleri sonrası gözlenen kum kaynaması, Adıyaman Gölbaşı (Cetin ve diğerleri, 2025).

Yanal yayılma

Yanal yayılma, sıvılaşan zemin tabakası üzerinde yer alan zemin kütlesinin yanal doğrultuda hareket etmesidir. Bu hareket, depremin etkisiyle ortaya çıkan yerçekimi kaynaklı kuvvetler ile içsel kuvvetlerin birlikte etkimesiyle gerçekleşir. Yanal yayılma genellikle eğimi oldukça

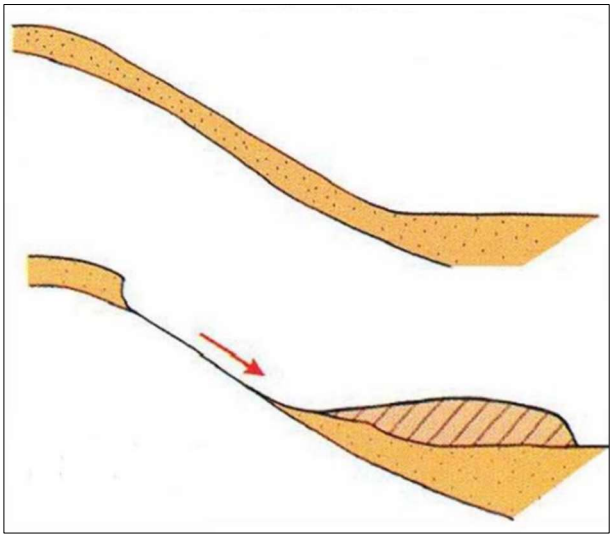
düşük olan yamaçlar boyunca serbest yüzeylere doğru gelişir. Yatay yer değiştirme miktarı birkaç metreden onlarca metreye kadar çıkabilir. Yanal yayılma sonucunda yüzeyde çatlak, çökme ve kabarma gibi zemin deformasyonları gözlenir (Ulusay, 2000).



Şekil 3.8. Kahramanmaraş depremleri sonrası gözlenen yanal yayılma, Adıyaman Gölbaşı (Cetin ve diğerleri, 2025).

Akma türü kayma

Bu tür zemin hareketleri, sıvılaşma sonucu gelişen en tehlikeli davranışlardan biridir. Akma sıvılaşması, büyük zemin kütlelerinin kısa sürede hızlı bir şekilde hareket etmesidir. Akma, tamamen sıvılaşmış kütlelerde meydana gelebileceği gibi, sıvılaşmış tabakanın üzerinde bulunan kütlelerde de meydana gelebilir. Yanal yayılmaya kıyasla yüzey eğiminin fazla olduğu yamaçlarda görülür (Ulusay, 2000).



Şekil 3.9. Akma türü kayma (Ulusay, 2000).

3.4.3. Sıvılaşma direncine etki eden faktörler

Deprem büyüklüğü ve süresi

Zemin sıvılaşması için bir yer hareketinin meydana gelmesi gerekmektedir. Yer hareketinin ivmesi ve süresi zemin taneciklerinin sıkışmasına ve boşluk suyu basıncının artmasına neden olan kayma şekil değiştirmelerini belirler. Depremin büyüklüğü ve süresi arttıkça sıvılaşma potansiyeli de artar. Yüksek büyüklüğe sahip depremlerin ivmeleri ve sarsıntı süreleri fazladır (Day, 2002).

Sınırlı veriler olmasına rağmen sıvılaşmayı oluşturmak için gerekli olan bir sarsıntı eşiği olduğu görülmektedir. Bu eşik değerler, yaklaşık olarak 0.1g'lik bir maksimum yer ivmesi (a_{max}) ve moment büyüklüğü yaklaşık 5 olarak verilmiştir (National Research Council, 1985, Ishihara, 1985).

Yeraltı su seviyesinin derinliği

Yeraltı su seviyesi yüzeye ne kadar yakınsa zeminin sıvılaşma olasılığı da o kadar fazladır. Zeminin sıvılaşması için doygun olması gerekmektedir. Mevsimsel geçişlerle birlikte yeraltı su seviyesinde de değişiklikler olabilir. Bu nedenle, sıvılaşma değerlendirmelerinde saha çalışmaları sırasında ölçülen en yüksek yeraltı su seviyesi referans alınmalıdır (Kumar, 2008).

Zemin türü

Deprem sırasında zemin sıvılaşmasının, düşük plastisiteli ince taneler içeren kum zeminlerde meydana geldiği bilinmektedir. Ancak çakıllı zeminlerin sıvılaştığı vakalar da bildirilmiştir (Ishihara, 1985).

Seed, Idriss ve Arango (1983) laboratuvar ve saha çalışmalarına dayanarak, kil içeren zeminlerin büyük çoğunluğunun deprem sırasında sıvılaşmayacağını belirtmişlerdir.

Yaygın olarak kabul edilen görüşe göre killi zeminlerin sıvılaşmadığı düşünülüyordu. Ancak Cetin ve diğerleri (2025), Kahramanmaraş depremleri sonrasında yüksek plastisite indisine sahip killi zeminlerin sıvılaştığını belirtmişlerdir.

Relatif sıkılık

Seed ve Idriss (1971) yapmış oldukları çalışmalarda, zeminin relatif sıkılığı ile sıvılaşma olasılığı arasında pik yer ivmesinin değerine bağlı olarak bir ilişki ortaya koymuşlardır (Çizelge 3.1.). Buna göre, pik yer ivmesinin artmasıyla sıvılaşma potansiyeli artarken relatif sıkılığın artmasıyla sıvılaşma potansiyeli azalmaktadır.

Çizelge 3.1. Relatif sıkılık ve pik yer ivmesinin sıvılaşmaya etkisi (Seed ve Idriss, 1971).

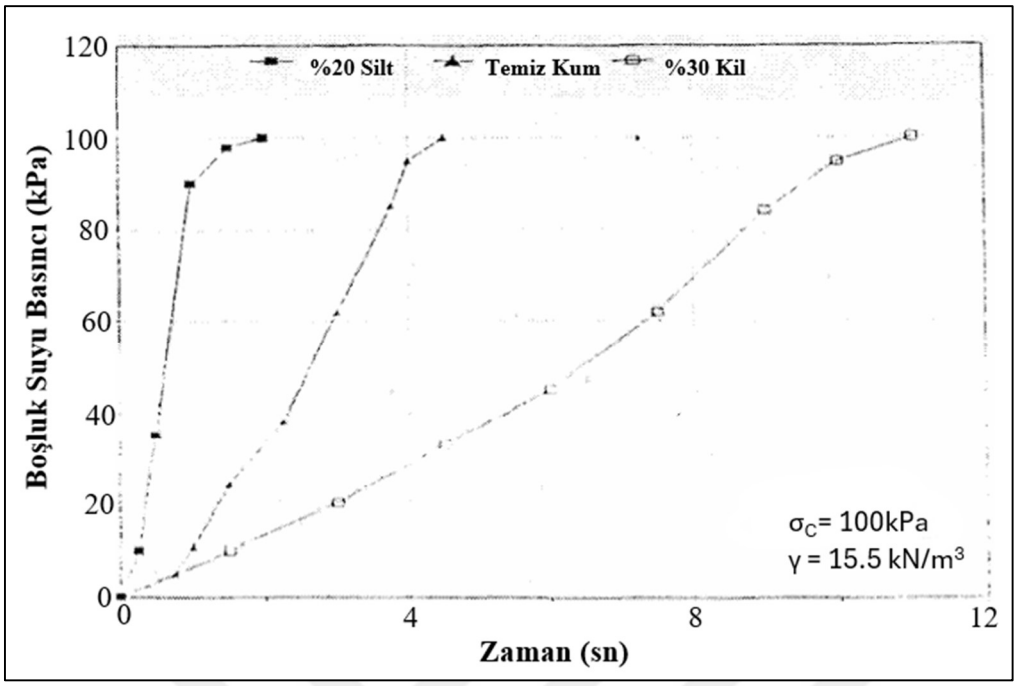
Pik yer ivmesi	Sıvılaşma potansiyeli			
	Az	Orta	Yüksek	Çok yüksek
0.10 g	Dr > %54	%33 < Dr < %54	%17 < Dr < %33	Dr < %17
0.15 g	Dr > %73	%48 < Dr < %73	%22 < Dr < %48	Dr < %22
0.20 g	Dr > %85	%60 < Dr < %85	%28 < Dr < %60	Dr < %28
0.25 g	Dr > %92	%70 < Dr < %92	%37 < Dr < %70	Dr < %37

İnce tane oranı

Erken, Alhas ve Ansal (1994), farklı ince tane oranına sahip siltli kum numuneleri üzerinde dinamik üç eksenli deneyler yapmışlardır. Silt oranının artması ile sıvılaşmaya karşı mukavemetin azaldığı gözlemlemiştir.

Plastisite

Erken, Alhas ve Ansal (1994), plastisitenin sıvılaşmaya olan etkisini incelemek için hazırladığı yüksek plastisiteli kil, düşük plastisiteli silt ve temiz kum numunelerini aynı gerilme altındaki dinamik davranışını karşılaştırmışlardır. Siltli kum çevrim sayısı Nc=2'de; temiz kum çevrim sayısı Nc=5'te ve killi kum çevrim sayısı Nc=11'de sıvılaşmıştır.



Şekil 3.10. Plastisite indisinin sıvılaşmaya etkisi (Erken, Alhas ve Ansal, 1994).

Drenaj koşulları

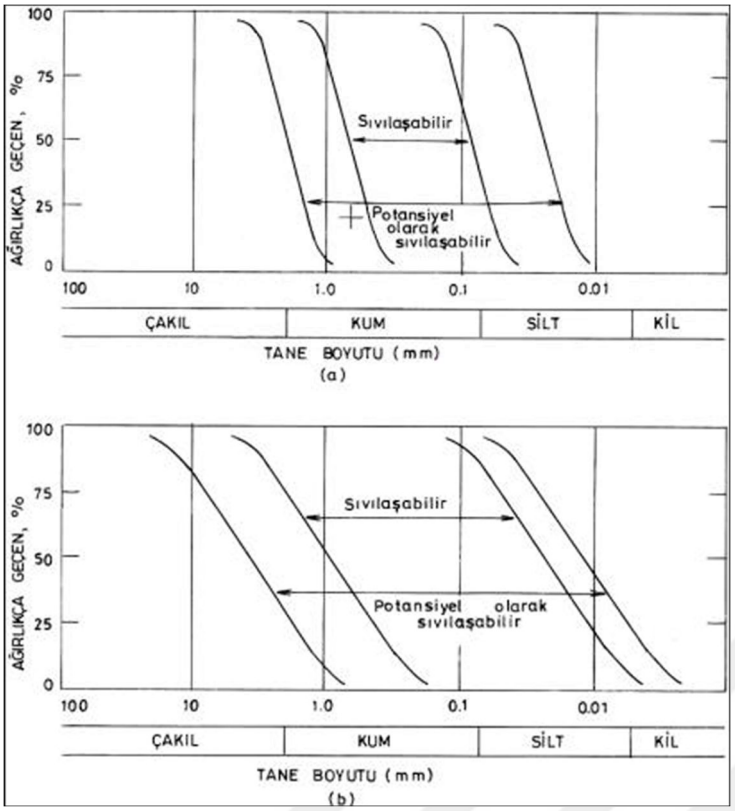
Aşırı boşluk suyu basıncı hızlı bir şekilde drene oluyorsa, zemin sıvılaşmayabilir. Bu nedenle, geçirgenliği yüksek çakıl vb. tabakalar altında veya üstünde bulunan sıvılaşmaya yatkın zeminlerin sıvılaşma potansiyelini azaltabilir.

Tane şekli

Köşeli taneler içeren zeminler, aşınmış yuvarlak (köşesiz) taneler içeren zeminlere kıyasla daha zor sıkışır. Bu durum, yuvarlak taneli zeminlerin sıvılaşma açısından daha hassas olmasına yol açar. Dolayısıyla köşeli tane yapısına sahip zeminlere göre, yuvarlak taneli zeminlerin sıvılaşmaya karşı daha duyarlı olduğu ifade edilmektedir. (Mollamahmutoğlu ve Babuççu, 2021).

Tane dağılımı

Uniform tane dağılımına sahip zeminler, iyi derecelenmiş zeminlere göre sıvılaşmaya karşı daha duyarlıdır. İyi derecelenmiş zeminlerde, iri taneli zeminlerin arasında ince taneli zeminler bulunur. Bu durum, zeminin büzülme ihtimalini azaltarak sismik aktivite esnasında aşırı boşluk suyu basıncını azaltır. Kramer (1996), depremler sonrasında sıvılaşmış zeminlerin çoğunun uniform tane dağılımına sahip olduğunu belirtmektedir (Day, 2002).



Şekil 3.11. Sıvılaşmaya duyarlı tane boyutu aralığı (Iwasaki, 1986).

3.4.4. Basitleştirilmiş sıvılaşma analizi

Seed ve Idriss (1971), çevrimsel gerilme oranı (CSR) kavramını tanımlamıştır. Bu kavram basitleştirilmiş yöntem olarak bilinmekte olup, deprem sırasında zeminde oluşan ortalama çevrimsel makaslama gerilmesinin (τ_{av}), zeminin efektif gerilmesine (σ'_{v0}) oranlanması esasına dayanmaktadır (Unutmaz, 2008).

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{v0}} = 0.65 \left(\frac{a_{max}}{g}\right)\left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) r_d \quad (3.1)$$

CSR : Çevrimsel gerilme oranı, τ_{av} : Ortalama çevrimsel makaslama gerilmesi,

a_{max} : Zemindeki maksimum yatay ivme, g : Yerçekimi ivmesi,

σ'_{v0} : Efektif düşey gerilme, σ_{v0} : Toplam düşey gerilme,

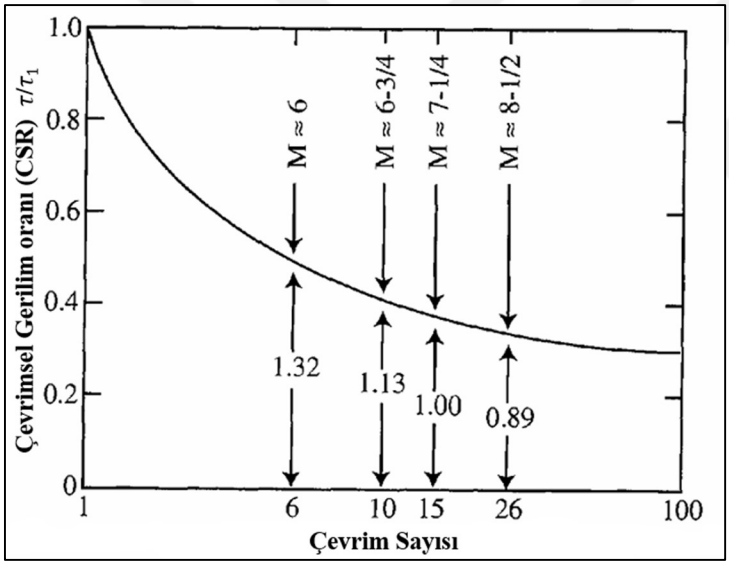
r_d : Derinliğe bağlı gerilme azaltma katsayısı.

Zeminin sıvılaşma potansiyelini belirlemek için çevrimsel gerilme oranı ile zeminin çevrimsel direnç (CRR) oranı karşılaştırılır ve CSR > CRR ise zemin sıvılaşmaya yatkın kabul edilir.

$$F_S = \frac{CRR_{7.5}}{CSR} \quad (3.2)$$

Bu değerlendirmeler, serbest saha koşulları için, başlangıçta kayma gerilmelerinin bulunmadığı, efektif düşey gerilmenin σ'_v = 100kPa olduğu durumlarda ve Mw = 7.5 büyüklüğündeki bir deprem için uygulanır. Farklı moment büyüklüğündeki depremler için büyüklük ölçeklendirme (MSF), farklı gerilme değerleri için "Kσ" ve arazi yüzeyinin eğimli olduğu durumlar için "K_a" düzeltme faktörleri uygulanmalıdır (Unutmaz, 2008).

Seed ve Idriss (1982), moment büyüklüğü 7.5'ten farklı büyüklükler için ölçekleme faktörlerini temsilci yükleme çevrimleri ve laboratuvar deney sonuçlarına dayandırmıştır. Temsili yükleme çevrim sayıları ile deprem büyüklüğü arasında ilişki kurulmuştur. Ayrıca sıvılaşma ve %5 deformasyonu oluşturmak için gereken yükleme çevrim sayısını belirlemek amacıyla laboratuvar deneyleri yapmışlardır (NCEER, 1997).



Şekil 3.12. Çevrim Sayısı ile CSR arasındaki temsili ilişki (Seed ve Idriss, 1982).

Andrus (1994) ile Stokoe, Roesset, Bierschwale ve Aouad (1988), kayma dalgası hızı (Vs) esas alınarak sıvılaşma direncini değerlendirdikleri çalışmalar kapsamında, moment büyüklüğü 7.5 olan depremler için Vs'ye bağlı olarak CRR hesaplamaya yönelik bir eşitlik geliştirmişlerdir. Bu eşitliği kullanarak, yüzeyde sıvılaşmanın gözlendiği veya gözlenmediği sahalardan elde edilen Vs değerlerine karşılık gelen CSR değerlerini grafiklere çizmiştir. Daha sonra, farklı deprem büyüklükleri için elde edilen CRR'nin, büyüklüğü 7.5 olan deprem için elde edilen CRR'ye oranı alınarak büyüklük ölçekleme faktörü (Eşitlik 3.3) geliştirilmiştir (NCEER, 1997).

$$MS = (\mathrm{M}_w/7.5)^{-3.3} \tag{3.3}$$

Youd ve Noble (1997), geçmiş depremler sonrasında sıvılaşmanın gözlemlendiği ya da gözlemlenmediği alanlara ait saha verilerini incelemiştir. Bu veriler üzerinden, sıvılaşmanın oluşma veya oluşmama olasılıklarını dikkate alarak, büyüklük ölçekleme faktörlerini tanımlayan eşitlikler (Eşitlik 3.4, 3.5 3.6)) ortaya koymuştur (NCEER, 1997).

$$Olasılık, \mathrm{P}_L < 20\% \qquad MSF = 10^{3.81} / M^{4.53} \qquad M < 7.00 \tag{3.4}$$

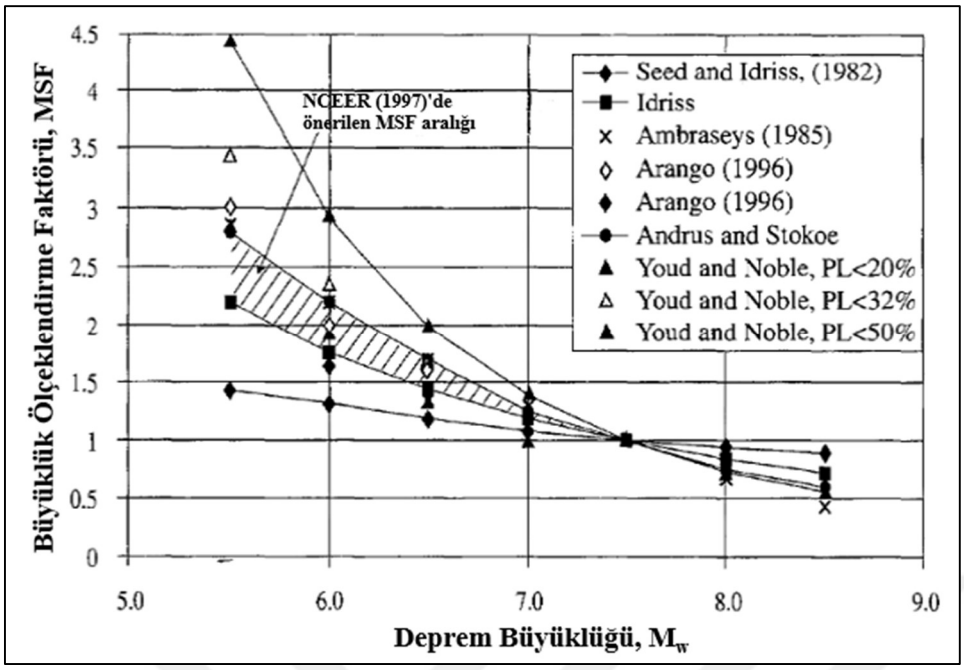
$$Olasılık, \mathrm{P}_L < 32\% \qquad MSF = 10^{3.81} / M^{4.42} \qquad M < 7.00 \tag{3.5}$$

$$Olasılık, \mathrm{P}_L < 50\% \qquad MSF = 10^{4.21} / M^{4.81} \qquad M < 7.75 \tag{3.6}$$

Idriss (1999), Seed ve Idriss (1982) tarafından büyüklük ölçekleme faktörlerini oluşturmak için kullandıkları verileri yeniden değerlendirmiştir. Yapılan değerlendirmeler sonucunda verileri grafiğe yeniden çizmiş, verilerin doğrusal bir çizgi oluşturduğunu gözlemlemiş ve mühendislik uygulamalarında revize edilmiş olan ölçekleme faktörlerinin (Eşitlik 3.7) kullanılmasını önermiştir. Revize edilmiş ölçekleme faktörleri ile orijinal ölçekleme faktörleri kıyaslandığında, revize edilmiş faktörler 7.5'ten büyük büyüklükler için sıvılaşma tehlikesini arttırmakta, 7.5'ten küçük büyüklükler için ise azaltmaktadır.

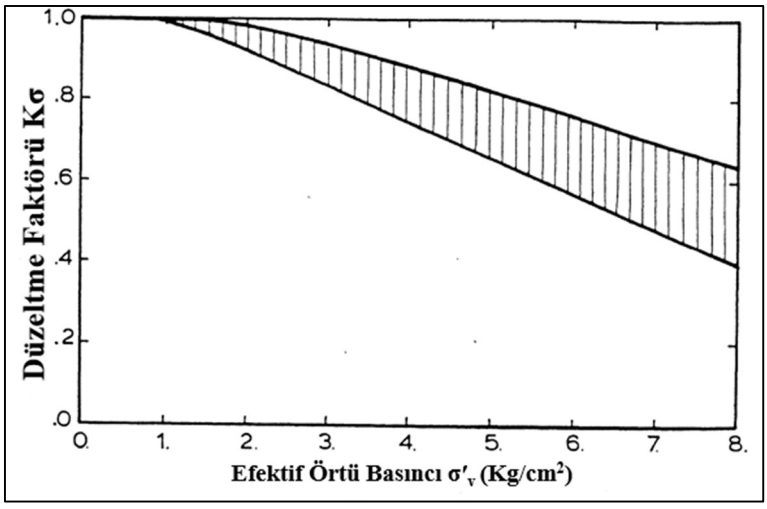
$$MSF = \frac{173}{M^{2.56}} \tag{3.7}$$

NCEER (1997)'de, Seed ve Idriss (1982), Idriss, Ambraseys (1988), Arango (1996), Andrus ve Stokoe, Youd ve Noble tarafından MSF üzerine gerçekleştirilmiş çeşitli çalışmalar bir araya getirilmiş ve bu çalışmalar tek bir grafik üzerinde karşılaştırmalı olarak sunulmuştur. Ayrıca MSF değerleri için önerilen bir aralık belirtilmiştir (Şekil 3.13.).



Şekil 3.13. Çeşitli araştırmacılar tarafından önerilen büyüklük ölçeklendirme faktörleri (NCEER, 1997).

Seed (1983) tarafından yapılan çevrimsel üç eksenli deneyler sonucunda belirlenen K_σ değerleri Şekil 3.14.'te sunulmuştur. K_σ değerleri 1'den küçük olmakta ve çevre gerilmesinin artmasıyla azalmaktadır. Yaklaşık 8 kg/cm^2 çevre gerilmesinde karşılık gelen CRR, 1 kg/cm^2'deki CRR'nin %40 ila %60'ı seviyesine kadar düşmektedir (Söylemez, 2024).



Şekil 3.14. K_σ değeri (Seed, 1983).

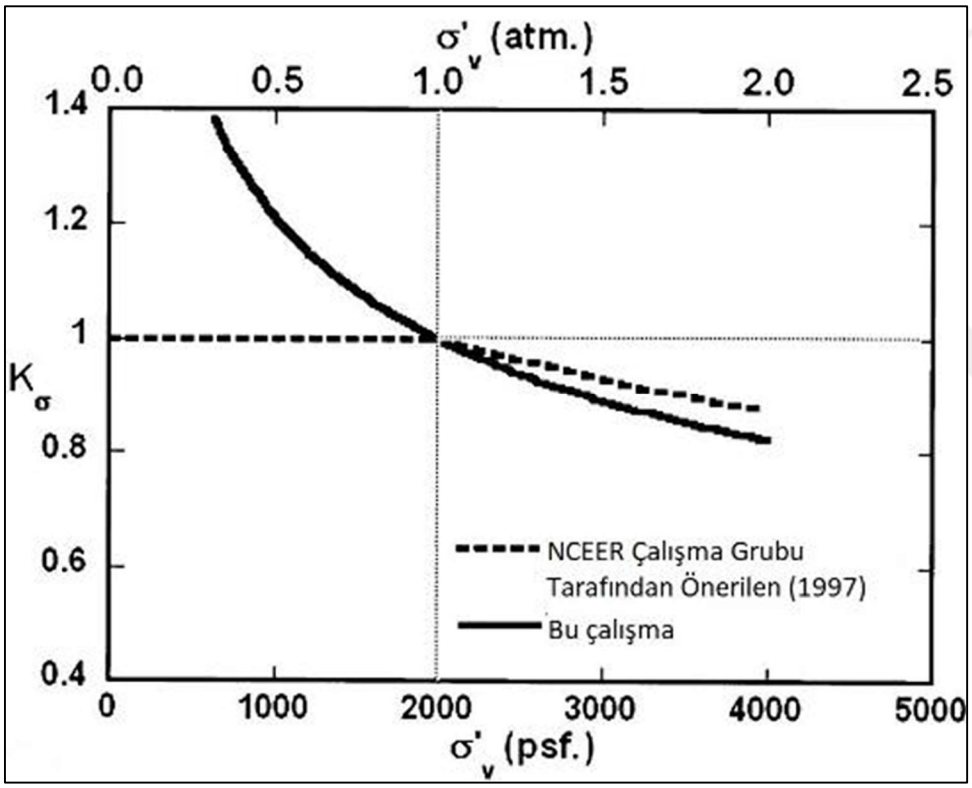
Hynes ve Olsen (1999) ise K_σ değerinin belirlenmesi için bir Eşitlik 3.8'i önermiştir.

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_{v0}}{P_a}\right)^{-(1-f)} \leq 1.0 \qquad (3.8)$$

Youd ve diğerleri (2001), %40, %60 ve %80 relatif sıkılık (D_R) için f değerlerini sırasıyla 0.8, 0.7 ve 0.6 olarak önermiş, f değerinin 0.6'dan küçük ve 0.8'den büyük olmaması gerektiğini belirtmiştir. Bu değerler, doğrusal bir ilişkiyle yaklaşık olarak ifade edilebilir.

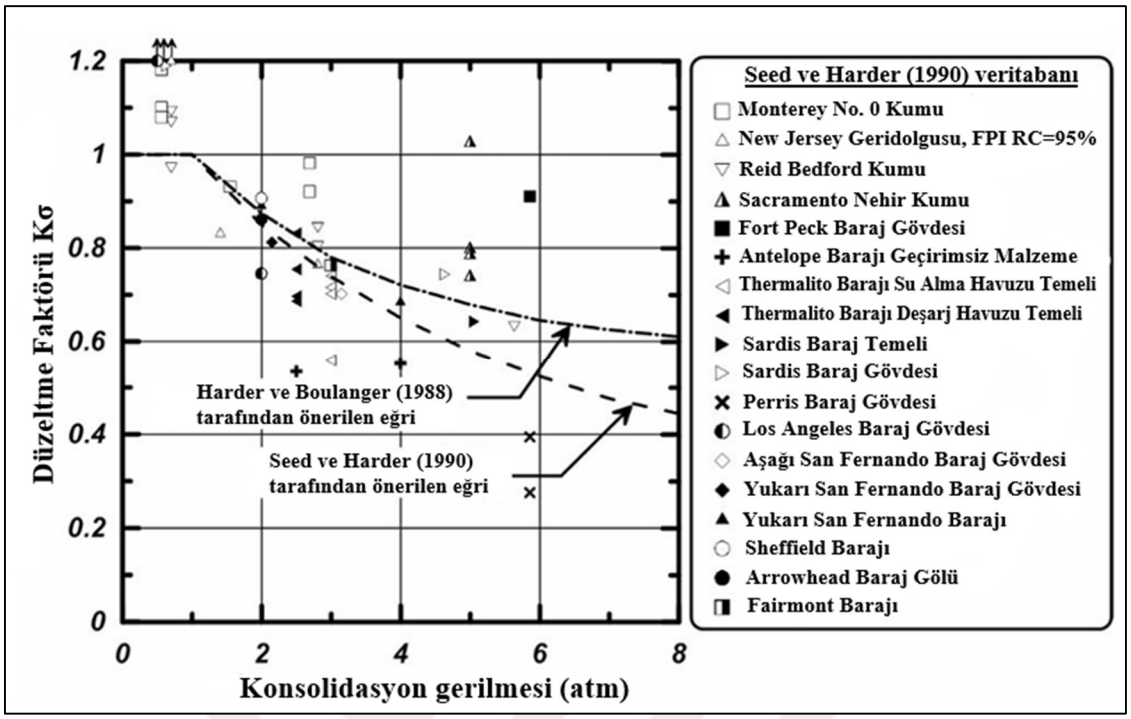
$$f = 1 - \frac{D_R}{2}, 0.6 \leq f \leq 0.8 \quad (3.9)$$

Çetin ve diğerleri (2004), K_σ düzeltmelerinin 1 atm'den daha düşük örtü basınçları için de uygulanmasının gerektiğini vurgulamış ve bunu NCEER (1997) çalışma grubunun kabul ettiği $K\sigma$ eğrisi ile karşılaştırmalı bir grafik üzerinde (Şekil 3.15.) göstermişlerdir (Tezer, 2024).



Şekil 3.15. K_σ değeri (Çetin ve diğerleri, 2004).

Daha önce yapılmış olan birçok araştırma, Harder (1988) tarafından ilk kez derlenen ve Seed ve Harder (1990) tarafından sunulan çevrimsel üç eksenli test sonuçları veri tabanı üzerinde karşılaştırılmıştır (Şekil 3.16.).



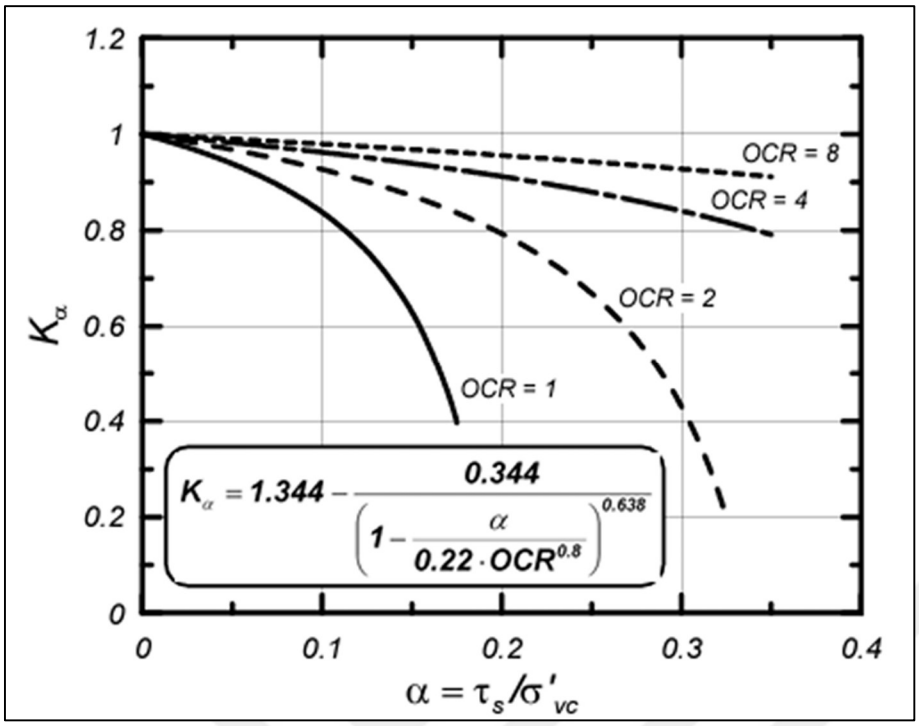
Şekil 3.16. Seed ve Harder (1990) tarafından sunulan Kσ laboratuvar sonuçlarının orijinal veri tabanının mevcut ilişkilerle karşılaştırılması (Montgomery, Boulanger ve Harder, 2012).

Saha koşullarının değerlendirilmesinde genel olarak yatay düzlem referans alınmıştır. Bu nedenle eğimli zemin koşullarının bulunduğu durumların sıvılaşma analizlerine olan etkisini hesaba katmak amacıyla bir düzeltme katsayısına ihtiyaç duyulmaktadır.

Seed (1983) tarafından, deprem öncesi kayma gerilmelerinin mevcut olduğu eğimli zemin koşulları için K_a düzeltme katsayısı önerilmiştir.

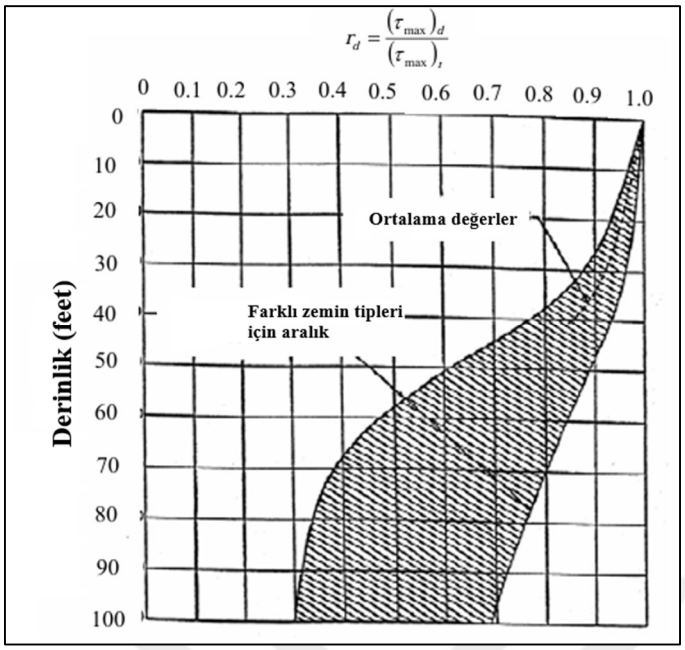
Yoshimi ve Oh-Oka (1975), Vaid ve Finn (1979), Tatsuoka, Muramatsu ve Sasaki (1982), Vaid ve Chern (1983, 1985) Szerdy (1985) ve Jong ve Seed (1988) tarafından yürütülen araştırma çalışmaları oldukça benzer sonuçlar ortaya koymuştur. Bu çalışmalar, yaklaşık 3 tsf'den düşük çevre gerilmeleri için, statik kayma gerilmelerinin varlığının orta sıkılıkta veya sıkı kumlu zeminlerde çevrimsel direnci arttırdığı ($K_a > 1$), gevşek kumlu zeminlerde ise çevrimsel direnç oranını azalttığını ($K_a < 1$) göstermiştir (Unutmaz, 2008).

Boulanger ve Idriss (2004), suya doygun kil gibi kohezyonlu zeminlerin sıvılaşmaya karşı gösterdiği direncin, mevcut başlangıç statik kayma gerilmelerinden etkilenebileceğini belirtmiş ve bu etkiyi değerlendirebilmek adına aşırı konsolidasyon oranı (OCR) kavramına başvurmuştur (Tezer, 2024).



Şekil 3.17. Farklı OCR değerleri için α - K_a ilişkisi (Boulanger ve Idriss, 2004).

Gerilme azaltma faktörü (r_d), ilk olarak Seed ve Idriss (1971) tarafından, esnek bir zemin kolonundaki çevrimsel gerilmelerin sert bir zemin kolonundaki çevrimsel gerilmelere oranını tanımlayan bir parametre olarak tanıtılmıştır. r_d değeri 1.0 olduğunda, bu sert zemin kolonunun tepkisi ya da yüzeydeki değer anlamına gelir ve derinlikle birlikte azalır. Çalışmada, farklı deprem yer hareketleri ve zemin profillerini kapsayan saha tepkisi analizlerine dayanarak bir r_d aralığı belirlenmiştir. Ayrıca, tüm deprem büyüklükleri ve zemin tipleri için, üst 12 metre (40 feet) derinlikte geçerli olan ortalama bir eğri önerilmiş olup bu eğri Şekil 3.18.'de gösterilmektedir (Unutmaz, 2008).



Şekil 3.18. r_d değeri (Seed ve Idriss, 1971).

$$r_d = 1.0 - 0.00765\,z \qquad z \leq 9.15m \tag{3.10}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267\,z \qquad 9.15m < z \leq 9.15m \tag{3.11}$$

$$r_d = 0.744 - 0.008\,z \qquad 23.0m < z \leq 30.0m \tag{3.12}$$

$$r_d = 0.5 \qquad z > 30.0m \tag{3.13}$$

Burada z, yer yüzeyinin altındaki derinliği metre cinsinden ifade eder. Eşitlik 3.10 ve 3.11 Liao ve Whitman (1986) tarafından önerilmiştir, Eşitlik 3.12 Robertson ve Wride tarafından eklenmiş ve Eşitlik 3.13 ise William F. Marcuson (US Army Engineers) tarafından önerilmiştir (NCEER, 1997).

Yukarıda belirtilen denklemlere alternatif olarak, Thomas F. Blake tarafından Eşitlik 3.14 önerilmiştir (NCEER, 1997).

$$r_d = \frac{(1.000 - 0.4113z^{0.5} + 0.04052z + 0.001753z^{1.5})}{(1.000 - 0.4177^{\,0.5} + 0.05729z - 0.00620^{\,1.5} + 0.001210z^2)} \tag{3.14}$$

Zeminlerin sıvılaşma direncini (CRR) değerlendirmek için sahadan bozulmamış zemin numuneleri almak ve laboratuvarda çevrimsel testlere tabi tutmak gerekir. Ancak, granüler zeminler numune alma esnasında genellikle bozulur ve laboratuvarda anlamlı sonuç vermeleri mümkün olmaz. Dolayısıyla sıvılaşma direncini belirlemek için koni penetrasyon

testi (CPT), standart penetrasyon testi (SPT), kayma dalgası hızı ölçümleri vb., çeşitli saha deneyleri tercih edilmektedir.

Youd ve diğerleri (2001), Seed, Tokimatsu, Harder ve Chung (1985) tarafından önerilen CRR eğrisinde küçük bir değişiklik yapmıştır. Bu değişiklik, temiz kum için CRR eğrisini N değerleri 5'in altında sınırlandırır. Düzeltilmiş eğriyi yaklaşık olarak tanımlamak için kullanılan formülasyon Eşitlik 3-15'te sunulmuştur.

$$CRR_{7.5,1\,atm} = \frac{1}{34-(N1)_{60-CS}} + \frac{(N1)_{60-CS}}{135} + \frac{50}{[10*(N1)_{60-CS}+4\ ]^2} - \frac{1}{200} \quad (3.15)$$

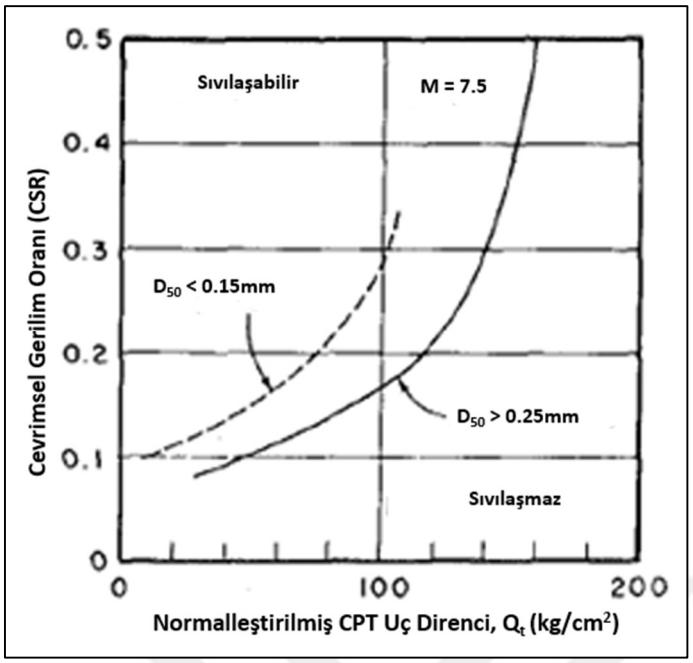
Bu eşitlikte $CRR_{7.5,1\,atm}$, 7.5 (M_w) büyüklüğündeki bir deprem için zemin direncinin 1 atm etkili örtü basıncına göre ayarlanmış çevrimsel direnç oranını, $(N_1)_{60\text{-}CS}$ ise temiz kum eşdeğerine göre örtü ve enerji düzeltmeleri yapılmış darbe sayısını ifade eder. Youd ve diğerlerinin (2001) belirttiği gibi $(N_1)_{60\text{-}CS} \geq 30$ için, temiz granüler zeminler sıvılaşmaz sınıfına girer. Bu nedenle bu denklem $(N_1)_{60\text{-}CS}$ düzeltmeli darbe sayıları 30'un üzerinde uygulanmamalıdır (Cox ve Griffiths, 2011).

3.4.5. CPT ile ilgili çalışmalar

İlk olarak Seed ve diğerleri (1985), Robertson ve Campanella (1985) ve Seed ve De Alba (1986), mevcut sıvılaşma vaka analizlerinde kullanılan SPT darbe sayıları ile CPT uç direnci arasında eşdeğer ilişkiler kurarak CPT merkezli ampirik metotlar geliştirmişlerdir. Bununla birlikte, bu yaklaşımlar ölçülen CPT uç direncini depremler sırasında sıvılaşma göstermiş zeminlerin gerçek arazi performansıyla ilişkilendirecek yeterli veri eksikliğinden dolayı sınırlı kalmıştır. Bu eksikliği gidermek için Stark ve Olson (1995), çok geniş kapsamlı bir veri tabanına dayanarak CPT uç direncine dayanan kapsamlı bir ampirik yöntem geliştirmiştir.

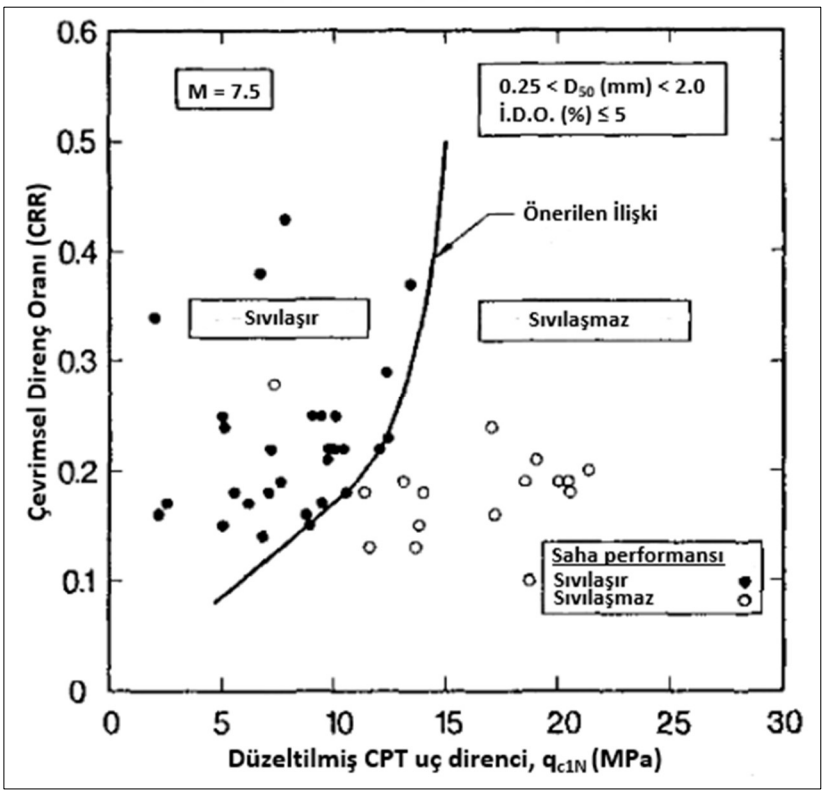
CPT, zemin profili boyunca sürekli veri topladığı için ince tabakaların belirlenmesine ve hassas ölçümlerin yapılmasına olanak sağlamaktadır ve bu durum CPT'yi diğer arazi deneylerinden avantajlı duruma getirir.

Robertson ve Campanella (1985), düz zemin koşullarında ve Mw = 7,5 büyüklüğündeki depremler için temiz kum ve siltli kum birimlerinde CSR ile Qt arasındaki korelasyonu gösteren bir grafik (Şekil 3.19.) ortaya koymuştur (Tezer, 2024).



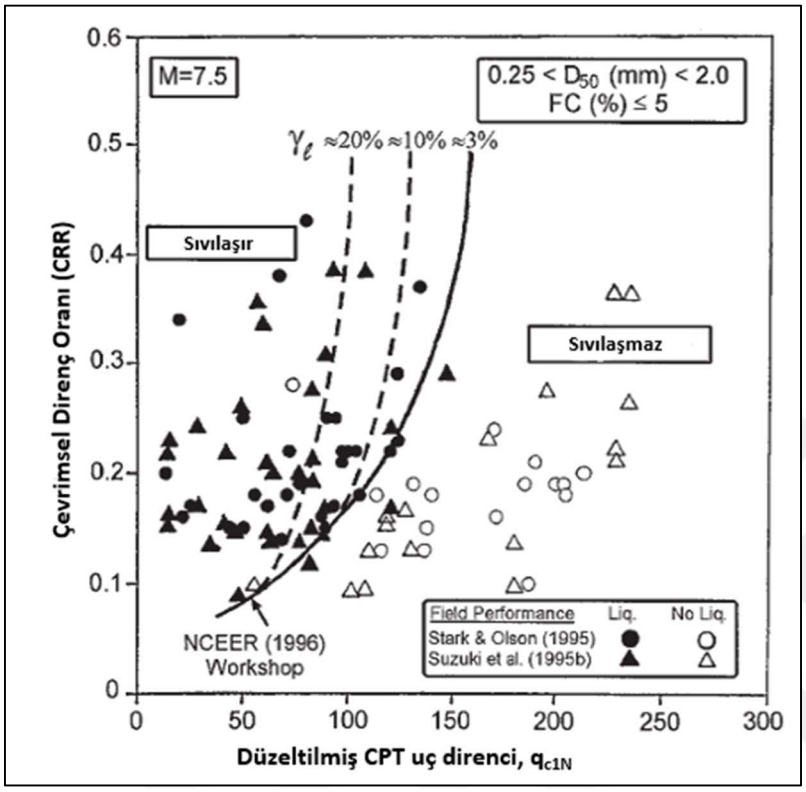
Şekil 3.19. Temiz kum ve siltli kumlar için Q_t – CSR arasındaki ilişki (Robertson ve Campanella, 1985).

Stark ve Olson (1985), sıvılaşma olan ve olmayan vaka örneğine dayalı olarak temiz ve siltli kumlar için CPT uç direncine dayalı bir CRR hesaplama yöntemi önermiştir.



Şekil 3.20. M=7.5 büyüklüğündeki depremler için CRR ile q_{c1N} değeri arasındaki ilişki (Stark ve Olson, 1995).

Düz zemin koşulları altında temiz kumlar için (İDO ≤ %5) CPT değeri ile CRR'nin belirlenmesi için Robertson ve Wride (1998) Şekil 3.21.'i önermiştir.



Şekil 3.21. Düz zemin koşulları altında, CPT'ye dayalı temiz kumlar için önerilen CRR değeri (Robertson ve Wride, 1998).

Şekil 3.21.'de temiz kum için hazırlanmış grafik yaklaşık olarak Eşitlik 3.16 ve 3.17 yardımıyla elde edilebilir (Robertson ve Wride, 1998).

$(q_{1cN})_{cs} < 50$ ise $\quad \mathrm{CRR}_{7.5} = 0.833\left[\frac{(q_{1cN})_{cs}}{1.000}\right] + 0.05$ (3.16)

$50 \leq (q_{1cN})_{cs} < 160$ ise $\quad \mathrm{CRR}_{7.5} = 93\left[\frac{(q_{1cN})_{cs}}{1.000}\right]^3 + 0.08$ (3.17)

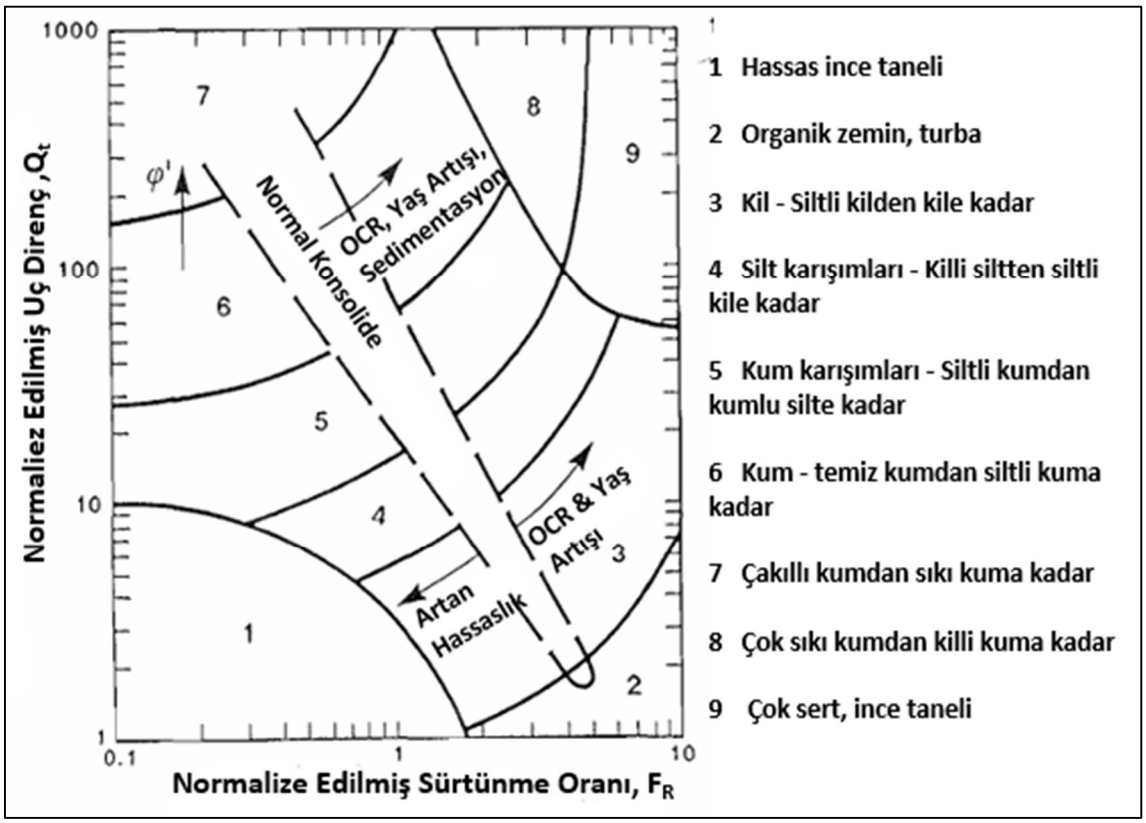
$(q_{1cN})_{cs}$: 100 kPa (1atm) ile normalleştirilmiş CPT uç direncidir.

Normalize edilmiş CPT uç direnci $(q_{1cN})_{cs}$ hem ölçülen uç dirence (q_{1cN}) hem de zeminin tane özelliklerine bağlıdır ve Eşitlik 3.18'de ifade edildiği gibidir (Robertson ve Wride, 1998).

$$(q_{1cN})_{cs} = \mathrm{K}_C \times q_{1cN} \quad (3.18)$$

Burada K_C, zeminin tane özelliklerinin bir fonksiyonu olan düzeltme faktörüdür.

Robertson (1990) tarafından, normalize edilmiş parametreler ve yayımlanmış ya da yayımlanmamış kaynaklarda bulunan kapsamlı CPTU veri tabanı kullanılarak, değiştirilmiş zemin davranış türü sınıflandırma grafikleri geliştirilmiştir ve Şekil 3.22.'de gösterilmiştir.



Şekil 3.22. Normalize edilmiş CPT ve CPTU verilerine dayalı olarak önerilen zemin davranış türü sınıflandırma grafiği (Robertson, 1990).

Robertson (1990) tarafından, sürtünme oranı (R_F), boşluk suyu basıncı düzeltmesi uygulanmış uç direnci (q_t), normalize edilmiş uç direnci (Q_t) ve normalize edilmiş sürtünme oranını (F_R) belirlemek için sırasıyla Eşitlik 3.19, 3.20, 3.21 ve 3.22 önerilmiştir.

$$R_F = \frac{f_s}{q_c} \text{x } 100\% \tag{3.19}$$

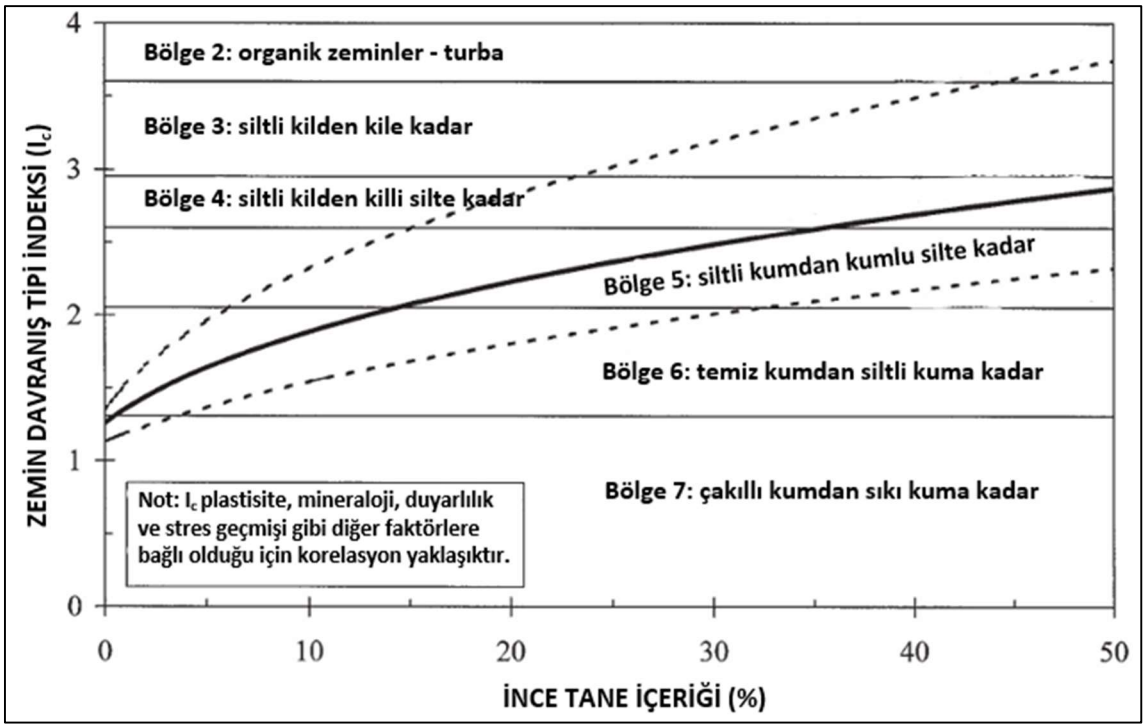
$$q_t = q_c + (1 - a)u \tag{3.20}$$

$$Q_t = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{\sigma'_{v0}} \tag{3.21}$$

$$F_R = \frac{f_s}{q_t - \sigma_{v0}} \text{ x } 100\& \tag{3.22}$$

Burada, f_s sürtünme direnci, q_c ölçülen uç direnç, a koni ucu içi alan oranı, u ölçülen boşluk suyu basıncıdır.

Zemin davranış türü indeksini (I_c) belirlemek için plastisite indisine (PI) ve ince taneli zemin içeriğine (İDO) bağlı bir korelasyon önermiştir (Şekil 3.23.). Zemin davranış türü indeksini mineralojik yapı, duyarlılık ve gerilme geçmişi gibi birçok faktör de etkiler. Ancak, küçük ölçekli projeler için bu korelasyon faydalı bir rehber sunmaktadır (Robertson ve Wride, 1998).



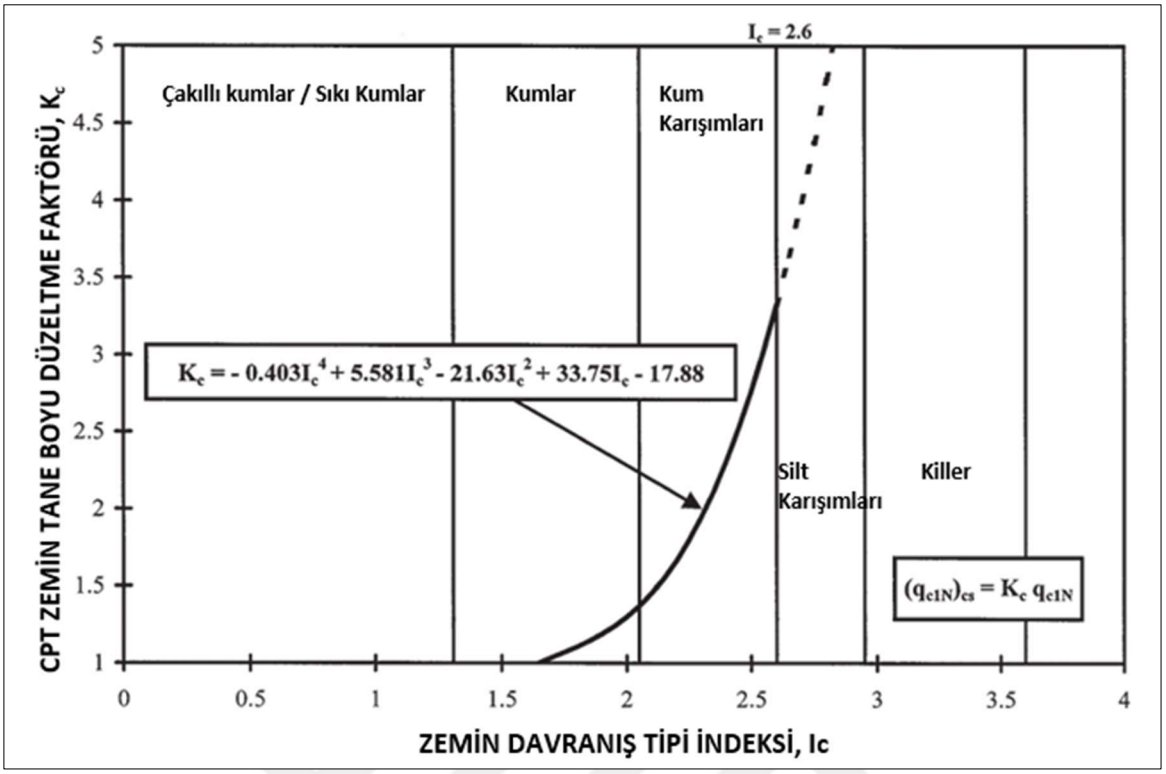
Şekil 3.23. PI ve ince tane içeriği ile Ic arasındaki ilişki (Robertson ve Wride , 1998).

$$I_C = [(3.47 - \log Q_t)^2 + (\log F_R + 1.22)^2]^{0.5} \quad (3.23)$$

Yukarda belirtilen ve zemin davranış indeksi (I_c) kullanılarak CPT verilerinden doğrudan tane özelliklerinin tahminine dayanan yönteme göre, I_c ile düzeltme katsayısı K_c arasındaki önerilen ilişki Şekil 3.24.'te gösterilmiş ve Eşitlik 3.24 ve 3.25'te verilmiştir (Robertson ve Wride, 1998).

$$K_C = 1, \qquad I_c \leq 1.64 \quad (3.24)$$

$$K_C = -0.403\, I_c^{\,4} + 5.581\, I_c^{\,3} - 21.63\, I_c^{\,2} + 33.75\, I_c - 17.88, \qquad I_c > 1.64 \quad (3.25)$$



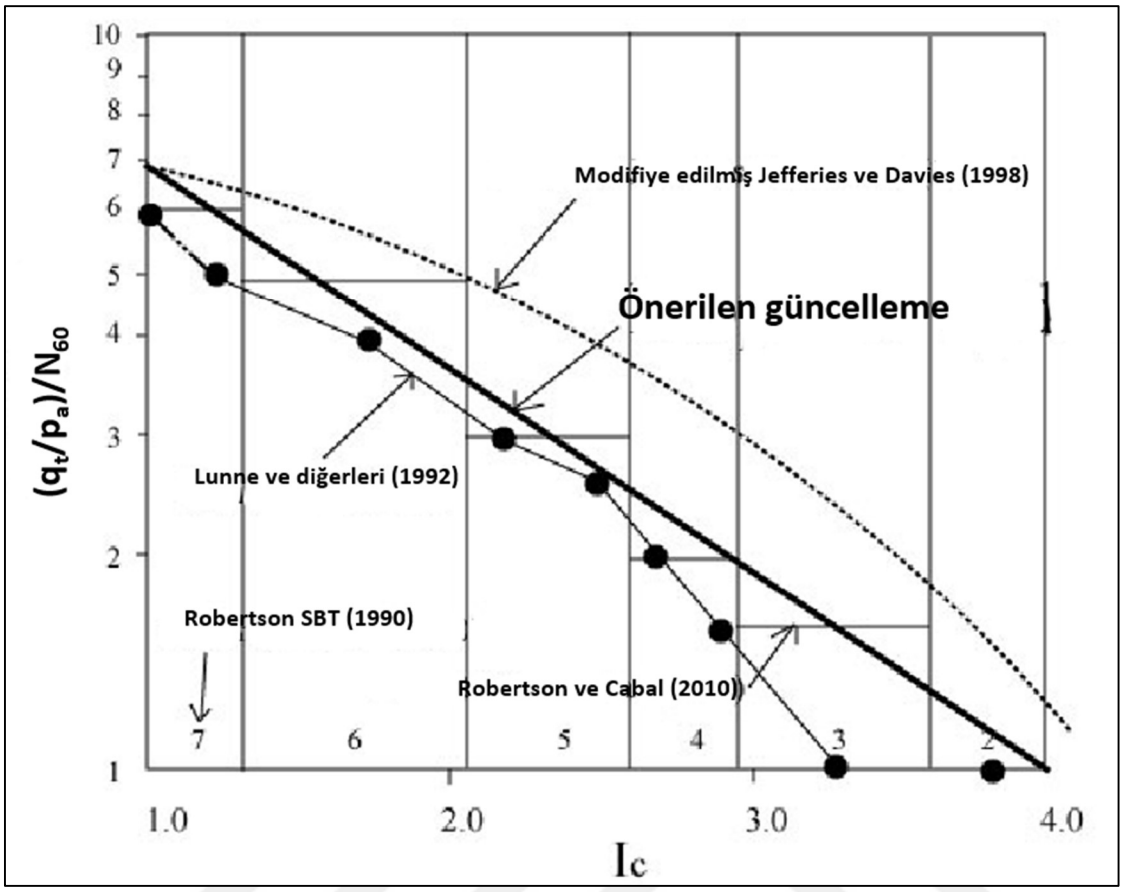
Şekil 3.24. K_c ve I_c arasındaki ilişki (Robertson ve Wride, 1998).

Jefferies ve Davies (1993), SPT N değerlerini elde etmenin en güvenilir yolunun bir CPT yapmak ve CPT sonuçlarını eşdeğer bir SPT değerine dönüştürmek olduğunu doğru bir şekilde öne sürmüştür. Jefferies ve Davies (1993), CPT uç direncini (q_t), zemin davranış indeksi (I_c) kullanarak %60 enerjiye karşılık gelen eşdeğer bir SPT N değeri olan N_{60}'a dönüştürmek için bir yöntem önermiştir. Bu yöntem, Robertson ve Wride (1998) tarafından tanımlanan daha basit zemin davranış indeksi esas alınarak Lunne, Robertson ve Powell (1997) tarafından aşağıdaki şekilde değiştirilmiştir (Robertson, 2012).

$$(q_t/p_a)/N_{60} = 8.5\,[1 - \left(\frac{I_C}{4.6}\right)] \tag{3.26}$$

Eşitlik 3.26'da belirtilen yöntemin, çok çeşitli zemin tiplerinde etkin bir şekilde çalıştığı gösterilmiştir. Ancak Kuzey Amerika'da elde edilen son deneyimler, bazı killerde N_{60} değerlerini düşük tahmin etme eğiliminde olduğunu ortaya koymuştur. Robertson (2012), $(q_t/p_a)/N_{60}$ ile I_c arasındaki çeşitli ilişkileri karşılaştırmakta (Şekil 3.25.) ve Eşitlik 3.27 ile tanımlanabilecek güncellenmiş bir ilişki önermektedir.

$$(q_t/p_a)/N_{60} = 10^{(1.1268\,-\,0.2817\mathrm{Ic})} \tag{3.27}$$



Şekil 3.25. $(q_t/p_a)/N_{60}$ ve CPT tabanlı SBT indeksi I_C cinsinden SPT – CPT korelasyonları (Robertson, 2012)

Robertson (2010) birim hacim ağırlığı tahmini için alternatif bir korelasyon önermiştir. Bu korelasyona göre, her bir zemin tabakasının birim hacim ağırlığı (γ), kaydedilen q_t ve f_s değerlerine bağlı olarak tahmin edilmektedir.

$$\frac{\gamma}{\gamma_W} = 0.27 * \left[logR_f\right] + 0.36 * [log(q_t/p_a] + 1.236 \quad (3.28)$$

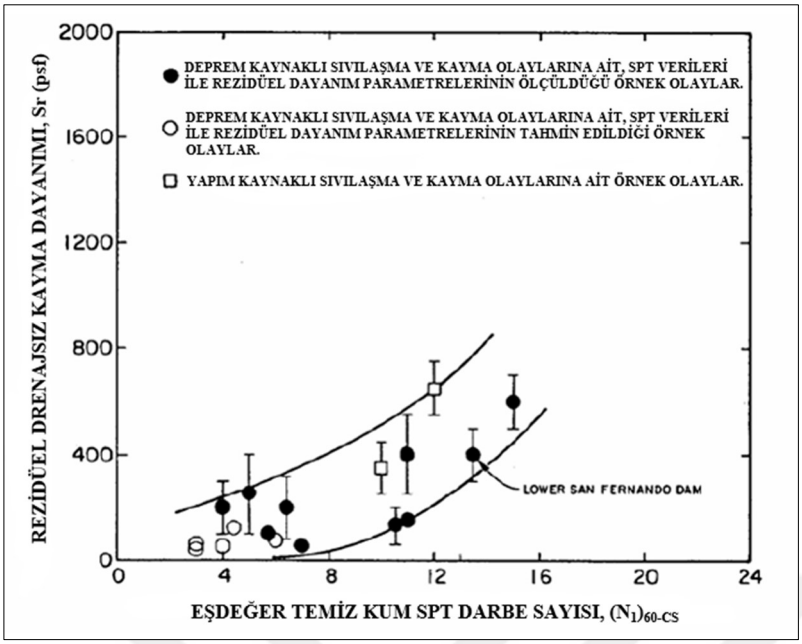
$R_f = Sürtünme\ oranı,$ $\gamma_w = Suyun\ birim\ hacim\ ağırlığı,\ kN/m^3 (9.81\ kN/m^3),$

$p_a = Atmosferik\ basınç, 1\ atm\ \ (101\ kPa).$

3.4.6. Sıvılaşan zeminin rezidüel dayanımı

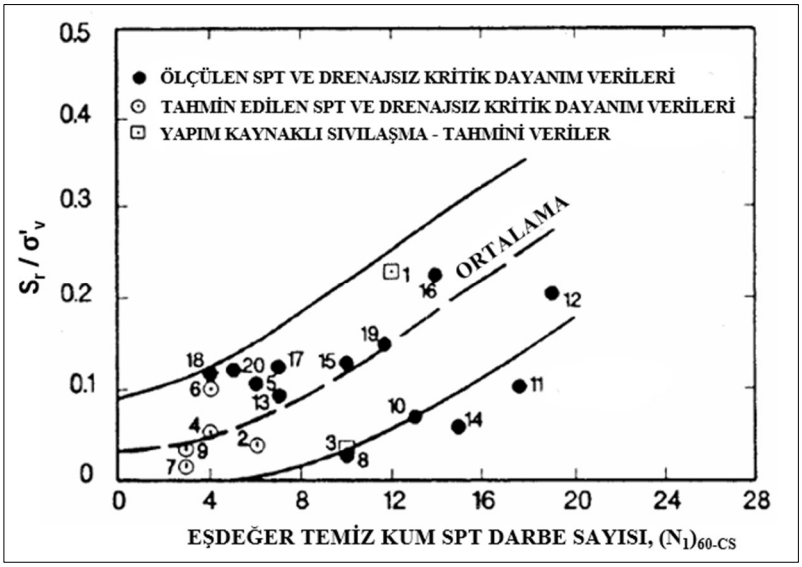
Poulos, Castro ve France (1985), sıvılaşma sonrası dayanımın mühendislik açısından değerlendirilmesine yönelik laboratuvar tabanlı bir yöntem önermiştir.

Seed ve Harder (1990), drenajsız rezidüel kayma dayanımı ile SPT değeri arasındaki ilişkiyi tanımlayan ampirik bir korelasyon önermiştir. Bu korelasyon yardımı ile sıvılaşan tabakalar için drenajsız rezidüel kayma dayanımı parametreleri belirlenmiştir.



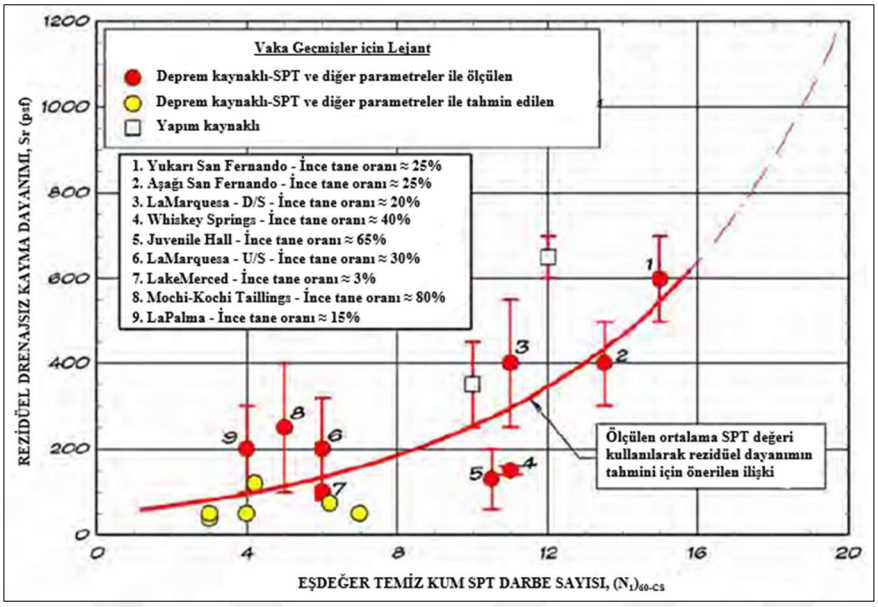
Şekil 3.26. Sr ve $(N_1)_{60\text{-}CS}$ arasındaki ilişki (Seed ve Harder, 1990).

Stark ve Mesri (1992), sıvılaşma sonrası dayanım olan Sr değerinin, başlangıçtaki düşey efektif gerilme (σ'_v) değeri ile doğrusal bir ilişki içerisinde olabileceğini belirtmiştir. Bu çalışma ile, sıvılaşma sonrası dayanım ilk kez Sr / P cinsinden ifade edilmiştir.



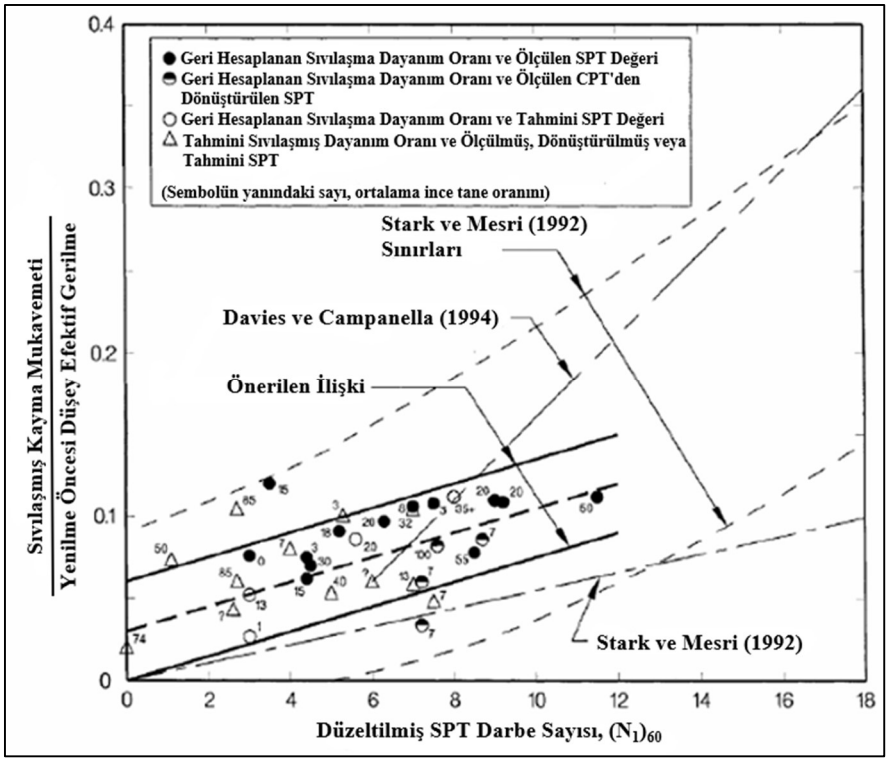
Şekil 3.27. Sr / σ'_v ve $(N_1)_{60\text{-}CS}$ arasındaki ilişki (Stark ve Mesri, 1992).

Idriss (1999), ek bir ilişki önermek amacıyla 17 tane zemin sıvılaşması vakası incelemiştir. Seed ve Harder'ın (1990) vaka geçmişi veri tabanını "yeniden yorumladığını" belirtmiş olsa da 17 vakanın tamamı için Seed ve Harder (1990) tarafından önerilen aynı Sr değerlerini kullanmıştır.



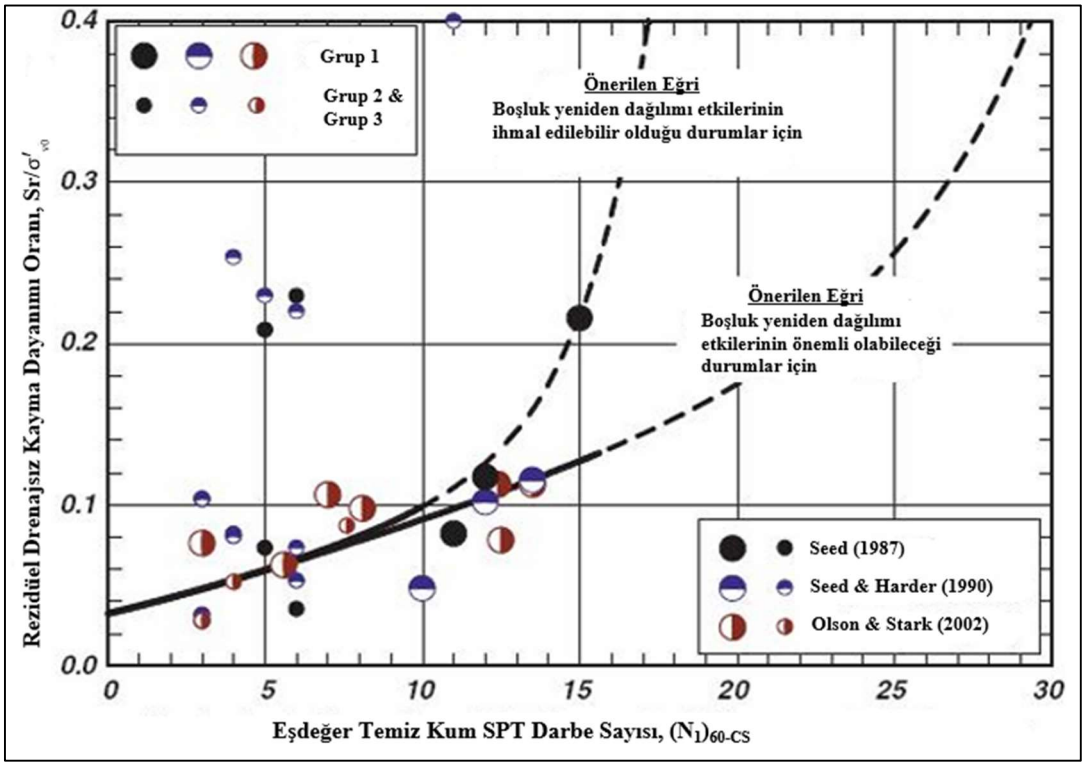
Şekil 3.28. Sr ile $(N_1)_{60}$ arasındaki ilişki (Idriss, 1999).

Olson ve Stark (2002), 33 adet vakadan oluşan bir grup için sıvılaşma sonrası dayanım değerlendirmelerini geliştirmek üzere çalışmalar yapmıştır. Şekil 3.29'da önerilen, sıvılaşma sonrası dayanım oranının $(N_1)_{60}$'a bağlı olarak tahmini için genel ilişki ve geriye dönük analizi yapılan 33 vakanın verileri sunulmaktadır.



Şekil 3.29. Normalize edilmiş rezidüel dayanım oranının $(N_1)_{60}$ ile ilişkisi (Olson ve Stark, 2002).

Idriss ve Boulanger (2008), yapmış olduğu çalışmada daha önce yapılan geriye dönük analizlerden elde edilen değerleri benimsemiştir: (1) Seed (1987), (2) Seed ve Harder (1990) ve (3) Olson ve Stark (2002). Geriye dönük hesaplanan Sr değerleri, sıvılaşma sonrası dayanım oranlarını geliştirmek için etkili düşey gerilmenin tahmini temsili değerlerine bölünerek normalize edilmiştir. Elde edilen dayanım oranı değerleri, önceki üç araştırma ekibi tarafından geliştirilen $(N_1)_{60\text{-}CS}$ değerlerine karşı çizilmiştir (Şekil 3.30.).



Şekil 3.30. Normalize edilmiş rezidüel dayanım oranının $(N_1)_{60\text{-}CS}$ ile ilişkisi (Idriss ve Boulanger, 2008).

3.4.7. Yanal yayılma

Deprem sırasında meydana gelen sıvılaşma kaynaklı zemin deformasyonları dikkate alındığında, yanal yayılma sıvılaşan zemin tabakasının üstünde yer alan ve yüzeye yakın büyük zemin kütlelerinin yatay yönde hareket etmesi şeklinde tanımlanır (Committe on Earthquake Engineering, 1985). Bu olay genellikle eğimi %0.1 ile %6.0 arasında değişen gevşek kumlu zeminlerde ve sığ yer altı su seviyesinin bulunduğu yamaçlarda gerçekleşir (Bardet, Mace, Tobita ve Hu, 1999).

Yanal yayılma sırasında meydana gelen yatay yer değiştirmeler çoğunlukla birkaç metre ile sınırlı olsa da topografik eğimin yüksek ve sismik sarsıntının uzun süreli olduğu durumlarda bu değer 5 ila 10 metreye kadar çıkabilmektedir (Youd, 1984).

Bartlett ve Youd (1992a, 1992b, 1995), sıvılaşabilir zeminlerde yanal yayılma yer değiştirmesini tahmin etmek için ampirik bir denklem ortaya koymuşlardır. Bu denklem mühendislik uygulamalarında yaygın olarak kullanılmaya başlanmıştır. Denklem, araştırmacılar tarafından derlenen geniş bir vaka geçmişi veri tabanı üzerinde yapılan çoklu doğrusal regresyon yöntemiyle geliştirilmiştir.

Hafif eğimli zemin koşulları:

$$LogD_H = -15.787 + 1.178M_W - 0.927logR - 0.013R + 0.429logS + 0.348logT_{15} + 4.527\log(100 - F_{15}) - 0.922logD50_{15} \quad (3.29)$$

Serbest yüzeyli zemin koşulları:

$$LogD_H = -16.366 + 1.178M_W - 0.927logR - 0.013R + 0.657logW + 0.348logT_{15} + 4.527\log(100 - FC_{15}) - 0.922logD50_{15} \quad (3.30)$$

M_w : Moment büyüklüğü R : Fay kırığı yüzeyine olan düşey uzaklık (km)

S : Topografik eğim (%) T_{15} : $(N_1)_{60}$ < 15 olan zemin tabakası kalınlığı (m)

W : Serbest yüzey oranı (%) FC_{15} : T_{15} içindeki ortalama ince tane (<0.075mm) yüzdesi (%)

$D50_{15}$: T_{15} içindeki zeminlerin ortalama tane çapı (mm).

Yıllar içinde, bu denklemlere ilişkin bazı düzeltme ve iyileştirmelerin gerekli olduğu anlaşılmıştır. Youd, Hansen ve Bartlett (2002) tarafından denklemler düzenlenmiş ve geliştirilmiştir (Eşitlik 3.31 ve Eşitlik 3.32).

Hafif eğimli zemin koşulları:

$$Log\Delta = -16.213 + 1.532M_W - 1.406logR^* - 0.012R + 0.338logS + 0.540logT_{15} + 3.413\log(100 - FC_{T15}) - 0.795\log(D50_{T15} + 0.1\ mm) \quad (3.31)$$

Serbest yüzeyli zemin koşulları:

$$Log\Delta = -16.713 + 1.532M_W - 1.406logR^* - 0.012R + 0.592logW + 0.540logT_{15} + 3.413\log(100 - FC_{T15}) - 0.795\log(D50_{T15} + 0.1\ mm) \quad (3.32)$$

$$R^* = R + 10^{(0.089M_W - 5.64)} \quad (3.33)$$

(R < 0.5 km olduğu durumlarda, R = 0.5 -+km olarak kabul edilir.)

Zhang, Robertson ve Brachman (2004) SPT veya CPT verilerini kullanarak sıvılaşma kaynaklı yanal yer değiştirmeleri tahmin etmek amacıyla bir yaklaşım geliştirmişlerdir. Bu yaklaşım, temiz kumların sıvılaşma potansiyelini değerlendirir ve sismik yükleme altında doygun kumlu zeminlerde ortaya çıkabilecek maksimum döngüsel kayma şekil değiştirmelerini tahmin eder. Ardından, derinlikle maksimum döngüsel kayma şekil değiştirmelerinin entegrasyonuyla elde edilen bir yanal yer değiştirme indeksi tanımlar.

$$\mathrm{LD} = (\mathrm{S} + 0.2) * \mathrm{LDI} \qquad (0.2\% < \mathrm{S} < 3.5\%) \quad (3.34)$$

$$\mathrm{LD} = 6 * \left(\frac{\mathrm{L}}{\mathrm{H}}\right)^{-0.8} * \mathrm{LDI} \qquad \left(4 < \frac{\mathrm{L}}{\mathrm{H}} < 40\right) \quad (3.35)$$

LD : Gerçek yanal yer değiştirme (cm) S : Topografik eğim (%)

LDI : Yanal yer değiştirme indeksi H : Serbest yüzey yüksekliği

L : Kayma bölgesinin topuğundan kaymanın başlangıcına kadar olan uzaklığı.

LDI değeri Eşitlik 3.36 kullanılarak elde edilmektedir.

$$LDI = \int_0^{z_{max}} \gamma_{max}\, dz \quad (3.36)$$

$$D_R = 14(N_1)_{60}{}^{0.5} \qquad ((N_1)_{60} \leq 42) \quad (3.37)$$

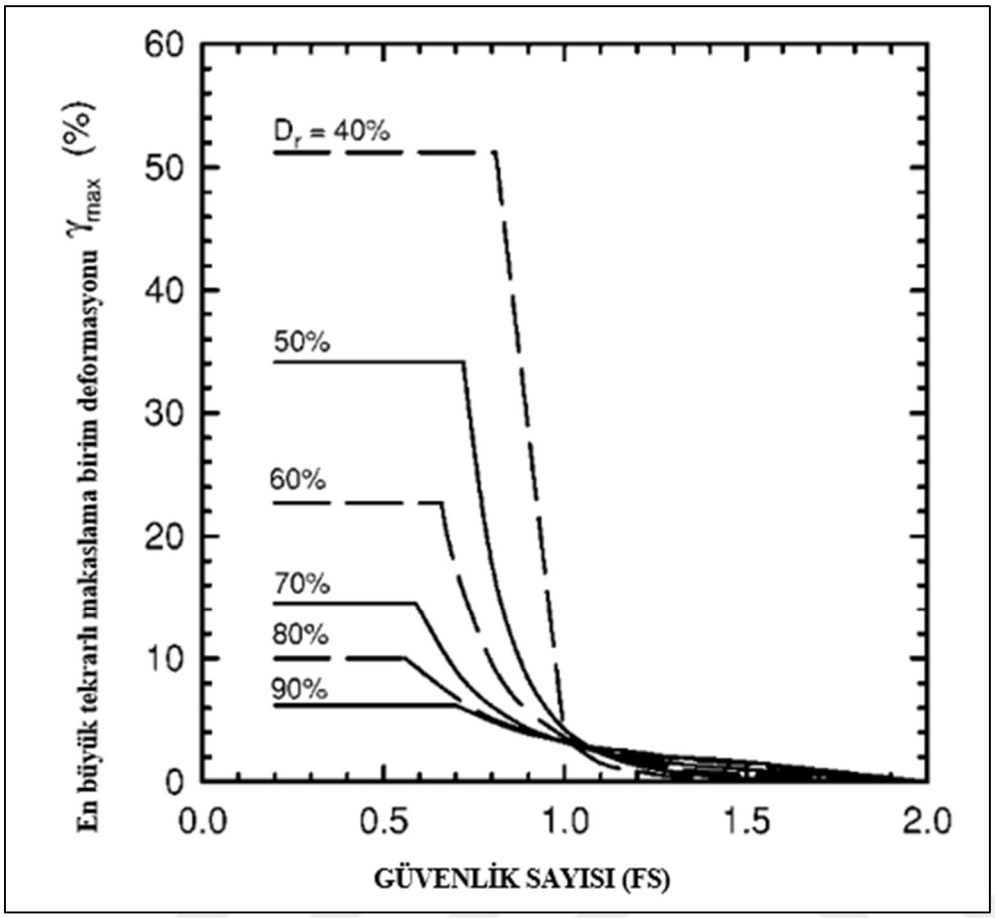
$$D_R = -85 + 76\log(q_{c1N}) \qquad ((q_{c1N} \leq 200) \quad (3.38)$$

γ_{max} : En büyük tekrarlı makaslama birim deformasyonu (%)

q_{c1N} : Normalize edilmiş CPT penetrasyon direnci.

D_R : Relatif sıkılık

$(N_1)_{60}$: Düzeltilmiş SPT-N değeri



Şekil 3.31. Temiz kumlar için farklı göreli yoğunluklarda maksimum döngüsel makaslama birim deformasyonu ile güvenlik sayısı arasındaki ilişki (Ishihara ve Yoshimine, 1992 ve Seed, 1979)

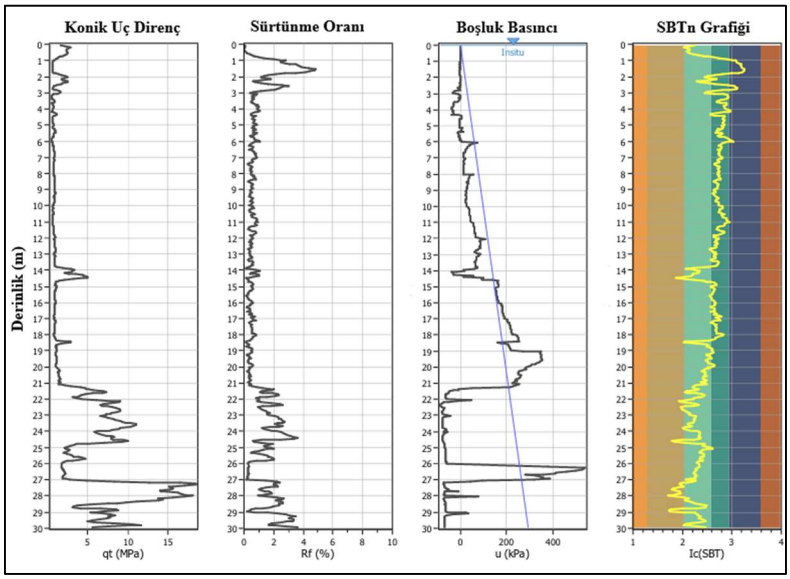
3.5. Saha çalışmaları

Adıyaman Gölbaşı Gölü kenarında, heyelanın meydana geldiği alana yakın konumda, 1 adet Koni Penetrasyon Testi (CPT-108) ve 1 adet Standart Penetrasyon Testi (SK-22) yapılmıştır. Sondajların konumları Şekil 3.32.'de verilmiştir.



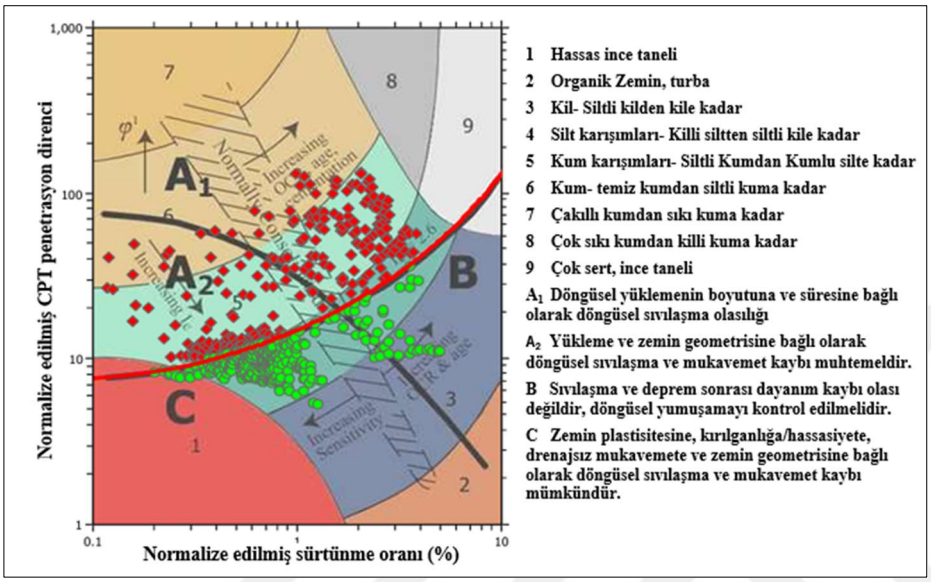
Şekil 3.32. Yapılan sondajların konumları (Google Earth).

Koni penetrasyon testinde, sondaj işlemi yapılmadan konik uçlu bir prob, hidrolik bir sistemle sabit hızda zemine itilir ve bu sırada uygulanan itme kuvveti kesintisiz olarak kaydedilir. Bu yöntemle numune alınamamaktadır, ancak Standart penetrasyon testine kıyasla her 5 cm'de bir olacak şekilde daha sık ölçüm yapıldığı için ince tabakaların tespit edilebilmesine olanak sağlamakta ve hassas ölçümler gerçekleştirebilmektedir. CPT-108 sondajına ait ölçüm sonuçları Şekil 3.33.'te sunulmuştur.

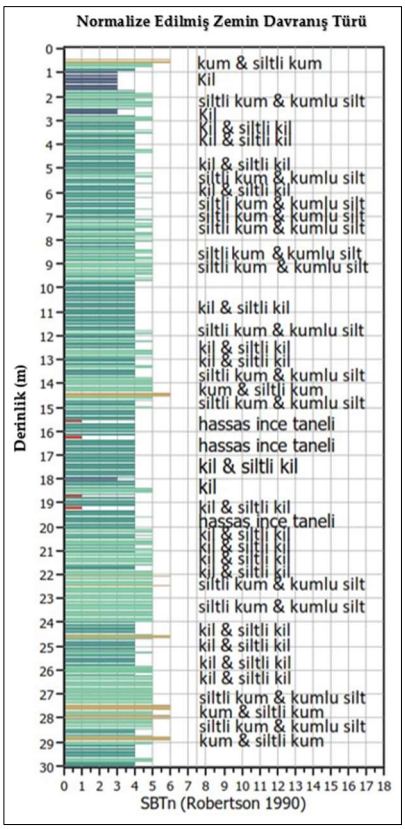


Şekil 3.33. CPT 108 sondajına ait ölçüm sonuçları.

CPT deneyi sırasında zemin numunesi alınamadığından dolayı zemin türünün belirlenmesi için CPT verilerine dayalı ampirik korelasyonlar kullanılmaktadır. Bu çalışmada zemin türlerinin belirlenmesi için Robertson (1990) tarafından önerilen zemin davranış tipi katsayısına göre zemin sınıfları belirlenmiştir.



Şekil 3.34. CPT-108'e ait zemin sınıfı abağı (Robertson, 1990).



Şekil 3.35. CPT-108'e ait derinlik boyunca zemin sınıfları.

Şekil 3.34. incelendiğinde, zemin sınıfı olarak 4. (Silt karışımları- Killi siltten siltli kile kadar) ve 5. (Kum karışımları- Siltli Kumdan Kumlu silte kadar) bölgede yoğunlaşma olduğu görülmektedir. Bu durum, inceleme alanının genellikle siltli kum ve killi silt'ten oluşan bir yapıya sahip olduğunu göstermektedir. Bu tür zeminler gevşek ise yeraltı su seviyesi altında bulunması durumunda, sıvılaşma potansiyeli bulunmaktadır. Şekil 3.35. incelendiğinde, yüzeyden itibaren ilk 10.0 metre boyunca siltli kum - kumlu silt birimlerinin baskın olduğu görülmektedir.

Standart Penetrasyon Testi, 63.5 kg ağırlığındaki bir şahmerdanın, 76.2 cm yükseklikten serbest düşme prensibiyle standart boyutlardaki örnekleme tüpünü zemine çakması esasına dayanır. Zemin içerisinde üç aşamada, her biri 15 cm olacak şekilde ilerlenir. Her 15 cm'lik ilerleme için vurulan darbe sayısı kaydedilir, ancak ilk 15 cm'ye ait darbe sayısı dikkate alınmaz. İkinci ve üçüncü 15 cm'lik kısımlarda kaydedilen darbe sayılarının toplamı, SPT-N değeri olarak adlandırılır. SPT deneyi esnasında fiziksel numune alınabilmekte ve laboratuvar deneyleri yapılabilmektedir. Ayrıca yapılan ölçüm sonuçlarına göre sondajın enerji oranı %70 olarak belirlenmiştir. Birim hacim ağırlıkları, laboratuvarda elde edilen sonuçların ortalaması alınarak belirlenmiştir.

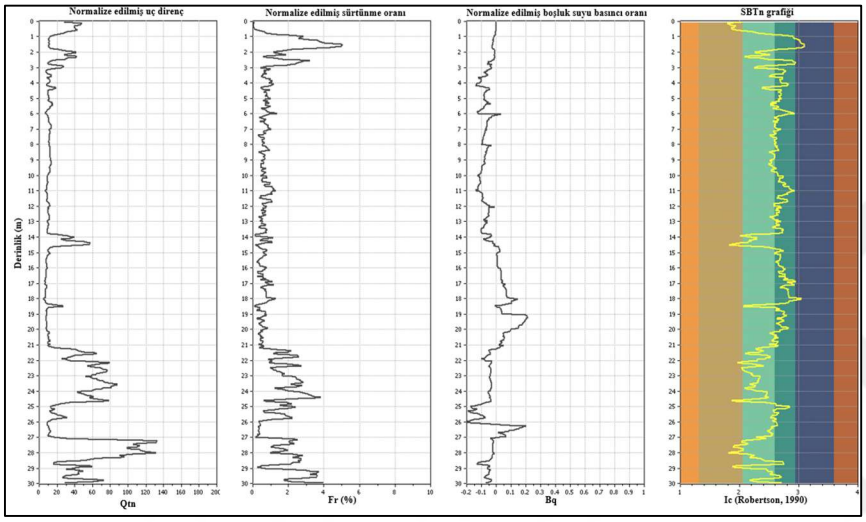
Çizelge 3.2. SK-22 sondajına ait SPT vuruş sayıları ve laboratuvar deney sonuçları.

Sondaj No =	SK-22								Tane Büyüklüğü Dağılımı		Likit Limit -Plastik Limit			Su İçeriği
YASS =	0.00 m													
No	Derinlik (m)	Zemin Tipi (TS EN İSO 14688-2)	Zemin Tipi (USCS)	ɣ (kN/m^3)	Birim	σ_v (kPa)	$\sigma_{v'}$ (kPa)	SPT-N	2 mm Kalan (%)	0.063 mm Geçen (%)	LL (%)	PL (%)	PI (%)	Wc (%)
SPT-1	1.50	ClH	CH	18.0	Çakıllı, Siltli KİL (Alüvyon)	27	12	6	6.3	88.4	55.3	27.1	28.2	34.1
UD-1	2.50	saClM	CL	18.0		45	20	-	4.5	61.1	37.4	22.7	14.7	25.6
SPT-2	3.00			18.0		54	25	6						
SPT-3	4.50	ClH	CH	18.0		81	37	5	1.4	92.4	52.5	28.0	24.5	38.5
UD-2	5.50	ClH	CH	18.0		99	45	-	0.0	89.8	58.3	28.6	29.7	36.0
SPT-4	6.00			18.0		108	49	6						
SPT-5	7.50			18.0		135	61	5						
UD-3	8.50	SiM	ML	18.0	SİLT (Alüvyon)	153	70	-	0.0	96.8	45.2	31.8	13.4	51.1
SPT-6	9.00			18.0		162	74	2						
SPT-7	10.50	SiM	ML	18.0		189	86	2	2.4	90.8	47.1	29.8	17.3	50.2
SPT-8	12.00	SiH	MH	18.0	Killi KUM (Alüvyon)	216	98	10	0.0	94.9	65.9	35.3	30.6	63.3
SPT-9	13.50	clSa	SC	18.0		243	111	17	13.8	34.1	39.8	22.2	17.6	26.6
SPT-10	15.00			18.0	Kumlu SİLT (Alüvyon)	270	123	7						
SPT-11	16.50			18.0		297	135	7						
SPT-12	18.00			18.0		324	147	5						
SPT-13	19.50	grclSa	SC	18.0	Çakıllı, Siltli, Killi KUM (Alüvyon)	351	160	22	17.0	31.4	37.7	21.6	16.1	21.0
SPT-14	21.00			18.0		378	172	37						
SPT-15	22.50			18.0		405	184	26						
SPT-16	24.00	grclSa	SC	18.0		432	197	14	18.4	35.8	36.6	21.0	15.6	27.7
SPT-17	25.50			18.0		459	209	37						
SPT-18	27.00			18.0		486	221	41						
SPT-19	28.50	grclSa	SC	18.0		513	233	56	16.3	34.4	37.1	21.5	15.6	14.8
SPT-20	30.00			18.0		540	246	30						

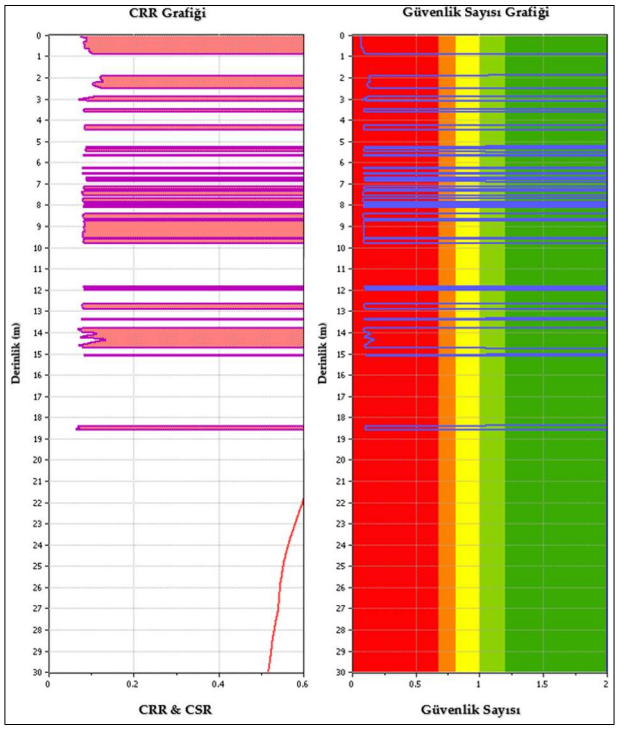
SPT deneyine kıyasla CPT'de ölçümler 5 cm aralıklarla daha sık yapıldığından, ince tabakaların tespiti ve hassas ölçümler gerçekleştirilmesi mümkün olmaktadır. Bu nedenle analizlerde öncelikli olarak CPT verileri kullanılmıştır.

3.6. Sıvılaşma analizi

Sıvılaşma potansiyelinin değerlendirilmesinde, CPT verilerine dayalı olarak geliştirilmiş olan ve yaygın şekilde kabul gören Robertson ve Wride (1998) yöntemi esas alınmıştır. Bu yöntemde, CPT ile elde edilen uç direnci (q_c), sürtünme oranı (f_s) ve boşluk suyu basıncı (u) gibi parametreler kullanılarak normalize edilmiş değerler ve zemin davranış tipi indeksi (I_c) hesaplanmaktadır (Şekil 3.36.). Sıvılaşma analiz sonuçları ise Şekil 3.37.'de sunulmuştur.



Şekil 3.36. Normalize edilmiş değerler ve zemin davranış tipi indeksi.



Şekil 3.37. CPT-108'e ait sıvılaşma analiz sonucu grafiği

CPT-108 sondajının sıvılaşmaya karşı duyarlılığının yüksek olduğu görülmektedir. Özellikle yüzeyden itibaren ilk 10.0 metre boyunca sıvılaşma potansiyeli olan zemin tabakalarının hakim olduğu belirlenmiştir.

3.7. Limit denge analizleri

Limit denge analizleri Slide 6.0 yazılımı kullanılarak Spencer yöntemi ile gerçekleştirilmiştir. Slide 6.0 yazılımı, Rocscience firması tarafından geliştirilmiş dilim temelli iki boyutlu şev stabilite analizlerinde kullanılan ve limit denge esasına dayanan bir yazılımdır. Program, zemin ve kayadan oluşan her türlü şev geometrisinde dairesel ve dairesel olmayan kayma yüzeylerini inceleyerek güvenlik katsayılarını hesaplar. Farklı zemin tabakalarının bir arada bulunduğu modeller oluşturulabilir (Rocscience, 2023).

Statik analizlerin yanı sıra, deprem ve diğer dinamik yüklemeler de pseudostatik ivme katsayılarıyla modele dahil edilebilir. Böylece, gerçek deprem koşullarına yakın sonuçlar elde etmek mümkün olur. Ayrıca zemin çivisi, bulon, ankraj, fore kazık ve geotekstil gibi destekleme sistemleri analizlere kolayca entegre edilebilir.

Slide programının bünyesinde çeşitli limit denge metotları yer almaktadır. Bishop simplified (basitleştirilmiş) , Corps of Engineers #1/#2, GLE/Morgenstern-Price, Janbu simplified (basitleştirilmiş) / corrected (düzeltilmiş), Lowe-Karafiath, Ordinary/Fellenius ve Spencer gibi metotlar ile proje ihtiyaçlarına uygun olan seçilerek stabilite analizi gerçekleştirilebilir (Rocscience, 2023).

Slide programı ile analiz yapmak için ilk olarak şev profilinin geometrisi oluşturulur. Arayüzde bulunan komutlar ile bu işlem gerçekleştirilebilir, ayrıca CAD tabanlı veri içe aktarma yoluyla da geometri yüklenebilir. Daha sonra tabakalar için İçsel sürtünme açısı (Φ), kohezyon (c) ve doğal birim hacim ağırlığı (γ_n) gibi zemin parametreleri girilir. Varsa yeraltı su seviyesi modellenir. Destekleme sistemi kullanılıyorsa, destekleme sistemi için gerekli parametreler girilir ve ardından modele entegre edilir. Slide programı hem dairesel hem de dairesel olmayan kayma yüzeylerinin analizine olanak tanımaktadır. Dolayısıyla uygun kayma yüzeyi tipi seçilir. Ardından, dokuz yöntemden biri veya birkaçı seçilir. İncelenecek şeve yakın konumda bulunan dış etkiler (bina yükü, araç yükü vb.,) için gerekli

yüklemeler modele eklenir. Dinamik analiz yapılacaksa, pseudostatik ivme katsayısı modele yüklenir ve analiz başlatılır. Analiz sonucunda en düşük güvenlik katsayısı elde edilir.

Gölbaşı gölünün en derin noktası yüzeyden 22.0 metre aşağıda ölçülmüştür (Yildirim, Cetin ve Sen, 2002, Ekingen, Şahin ve Özdemir, 2022). Kıyıdan gölün ortasına kadar olan yatay mesafe 600 - 650 metre arasındadır. Bu mesafe boyunca, göl tabanının ortalama eğimi yaklaşık 2° olarak belirlenmiştir. Gölün kıyısında yer alan eski Gölbaşı Meslek Yüksekokulu binası, 2023 Kahramanmaraş depremleri sonrasında meydana gelen heyelan nedeniyle su altında kalmıştır. Deprem sonrası yapılan incelemeler, sahada gözlemlenen olayın sismik olarak tetiklenmiş bir şev duraysızlığı ve zemin sıvılaşmasına atfedilmiştir. Şekil 3.38.'de ilgili alanın deprem öncesi ve sonrasına ait durum gösterilmektedir.



Şekil 3.38. Heyelan kesimine ait deprem öncesi ve sonrası görüntüler (Google Earth).

Sahanın yüzey altı zemin yapısı Şekil 3.40. ve Şekil 3.41.'de detaylı olarak sunulmuştur. Buna göre zemin profili yüzeyden başlayarak önce kumlu killi silt tabakası, onu sırasıyla siltli kil, kumlu killi silt ve en altta kumlu silt – siltli kum birimlerinden oluşmaktadır. Stabilite analizlerinde Şekil 3.41.'de yer alan temsili zemin kesiti kullanılmıştır.

Tabakalar için birim hacim ağırlıkları Robertson (2010) tarafından önerilen yönteme göre belirlenmiştir.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27 * \left[logR_f\right] + 0.36 * [log(q_t/p_a] + 1.236 \quad (3.39)$$

Kumlu killi silt-1, kumlu killi silt-2 ve kumlu killi silt-3 tabakaları için ortalama R_f = 1.5 ve q_t = 1.4 MPa olarak belirlenmiştir.

$$\frac{\gamma}{9.81} = 0.27 * [log1.5] + 0.36 * \left[\log\left(\frac{1.4}{0.1}\right)\right] + 1.236 \approx 16.5\ kN/m^3$$

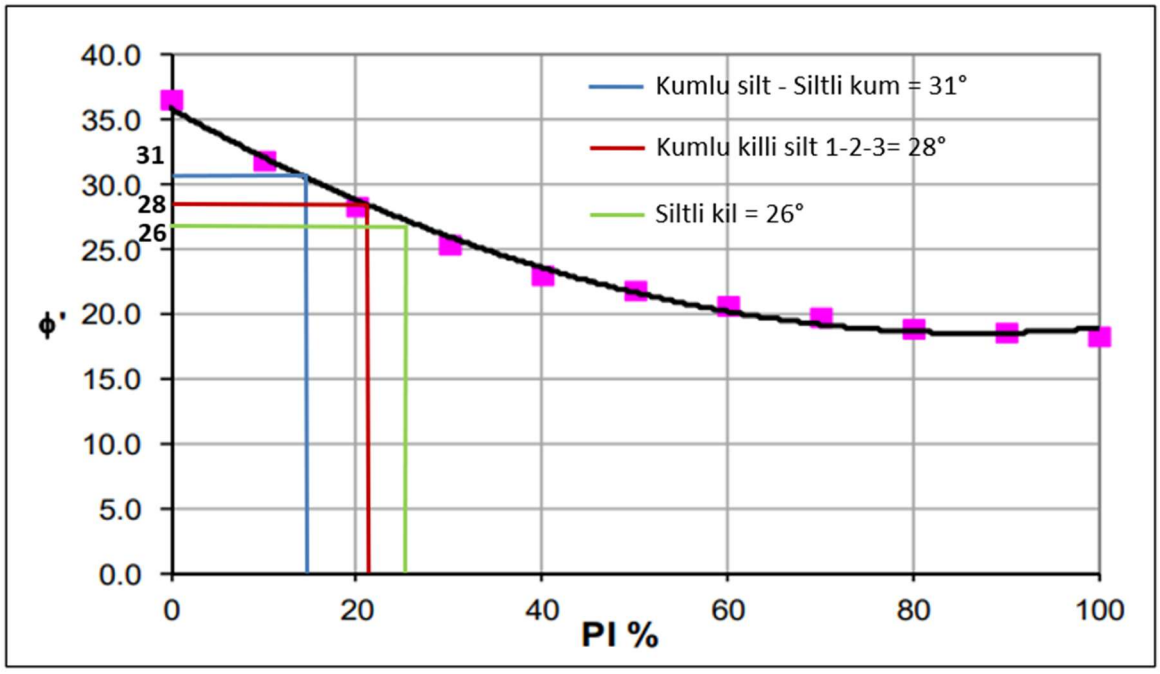
Siltli kil tabakası için ortalama R_f = 1.2 ve q_t = 0.9 MPa olarak belirlenmiştir.

$$\frac{\gamma}{9.81} = 0.27 * [log 1.2] + 0.36 * \left[\log\left(\frac{0.9}{0.1}\right)\right] + 1.236 \approx 16.0\ kN/m^3$$

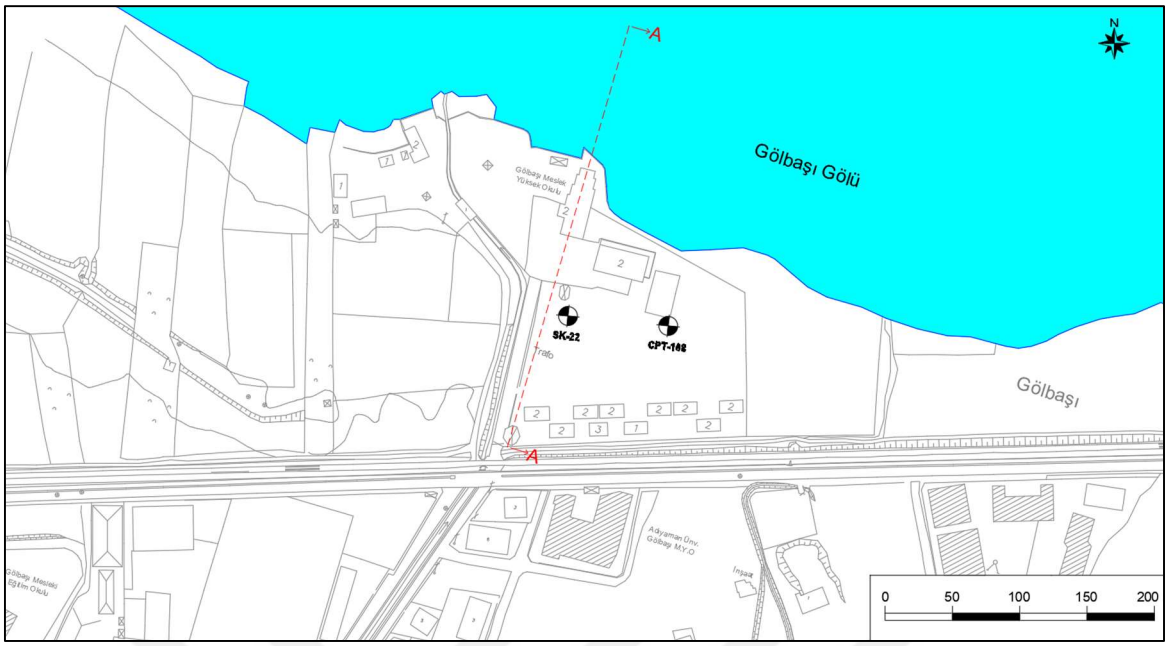
Kumlu Silt – Siltli kum tabakası için ortalama R_f = 1.34 ve q_t = 5.5 MPa olarak belirlenmiştir.

$$\frac{\gamma}{9.81} = 0.27 * [log 1.34] + 0.36 * \left[\log\left(\frac{5.5}{0.1}\right)\right] + 1.236 \approx 18.5\ kN/m^3$$

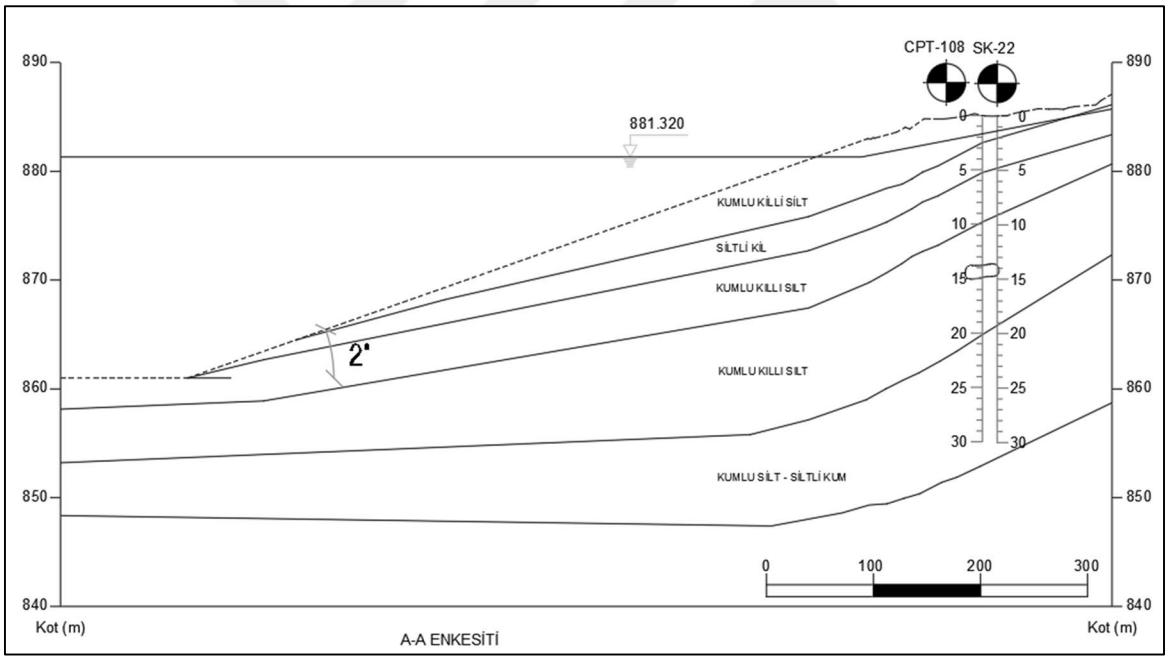
Tabakalar için efektif içsel sürtünme açısı Gibson (1953) tarafından önerilen yönteme göre belirlenmiştir. Kumlu silt – siltli kum tabakası için ortalama PI=15.8, kumlu killi silt 1-2-3 tabakaları için ortalama PI=20.4 ve Siltli kil tabakası için ortalama PI=24.3 olarak belirlenmiştir.



Şekil 3.39. Tabakalar için efektif içsel sürtünme açısı.

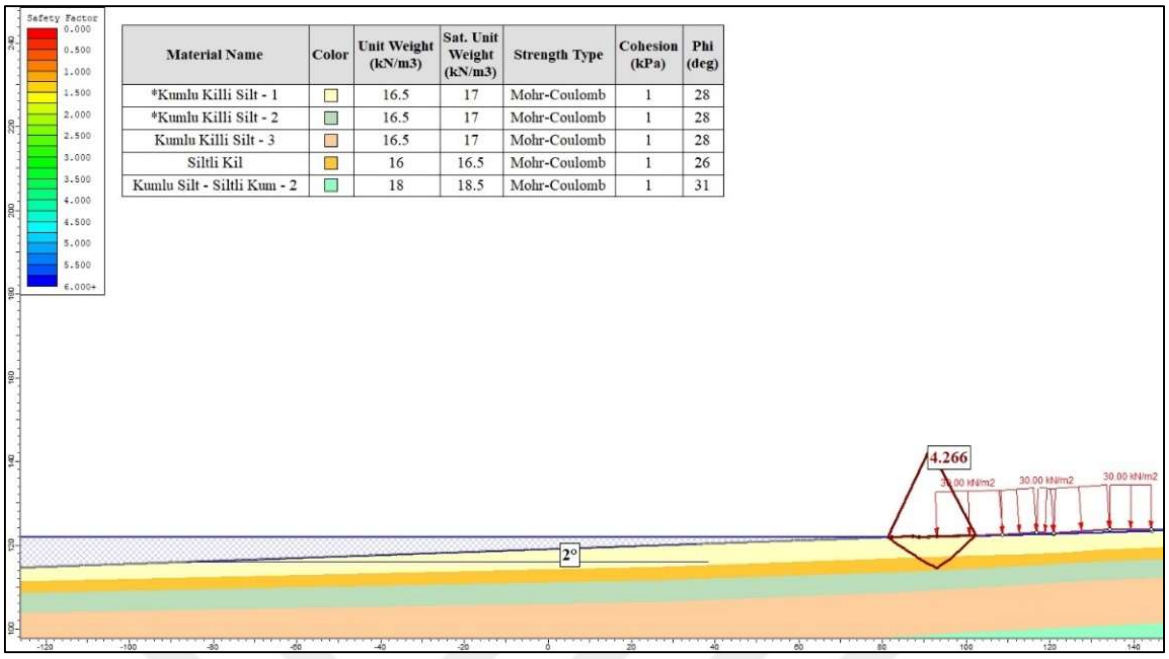


Şekil 3.40. Çalışma alanına ait harita.



Şekil 3.41. A – A enkesiti.

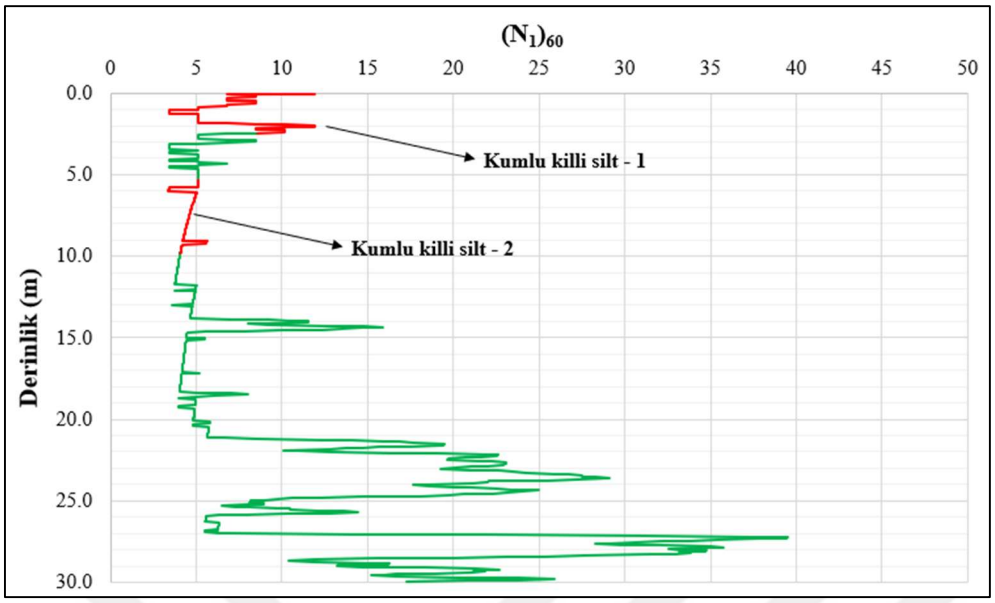
İlk olarak göl kenarının deprem öncesi durumunu değerlendirmek amacıyla temsili zemin kesiti üzerinden limit denge analizi gerçekleştirilmiştir. Analizde kullanılan uzun dönem drenajlı kayma dayanımı parametreleri Şekil 3.42.'de sunulmuştur. Ayrıca analizde bulunan yayılı yük Şekil 3.40.'ta görülen iki katlı eski Gölbaşı Meslek Yüksek okulu binasının yükünü temsil etmektedir. Yapılan analizler sonucunda en düşük güvenlik sayısı GS = 4.266 olarak belirlenmiştir. Bu değer, deprem öncesi dönemde herhangi bir stabilite sorunu gözlenmemesiyle örtüşmektedir.



Şekil 3.42. Deprem öncesi durumu temsil eden stabilite analizi sonucu.

Daha sonra deprem anını temsil eden ve deprem sonrasında kaymanın devam etmiş olup olmadığını kontrol etmek amacıyla ivmenin kaldırıldığı durum olmak üzere iki farklı senaryoya göre limit denge analizleri gerçekleştirilmiştir. Bu analizlerde, sıvılaşma potansiyeli bulunan zeminlerin deprem esnasında sıvılaştıkları dikkate alınmıştır. Deprem sırasında zeminler hızlı ve tekrarlı dinamik yüklere maruz kalır. Bu durum, yer altındaki suyun drenajı için yeterli zaman bırakmaz. Dolayısıyla, deprem etkisiyle gözenek suyu basıncının artması sonucunda zeminler drenajsız koşullarda davranış gösterir ve kayma dayanımları önemli ölçüde düşer. Seed ve Harder (1990), Stark ve Mesri (1992) ve Idriss (1999) tarafından sıvılaşma koşullarında zeminlerin rezidüel (artık) drenajsız kayma dayanımı parametresini tahmin edebilmek için SPT değerleri ile ampirik korelasyonlar önerilmiştir. Bu üç çalışmadan rezidüel drenajsız kayma dayanımı parametresi belirlenmiş ve limit denge analizleri gerçekleştirilmiştir.

Sıvılaşma analizleri sonucunda kumlu killi silt-1 ve kumlu killi silt-2 tabakalarının sıvılaşma potansiyeli olduğu belirlenmiş olup bu iki tabaka için drenajsız rezidüel dayanım parametresi belirlenmiştir. Kumlu killi silt-1 tabakası için ortalama $(N_1)_{60}$ değeri 7, kumlu killi silt-2 tabakası için ortalama $(N_1)_{60}$ değeri 5 olarak hesaplanmıştır. $(N_1)_{60}$ değerleri, Robertson (2012) tarafından önerilen CPT verilerinden N_{60} değerleri hesaplanarak ve ardından örtü yükü düzeltmesi (C_N) yapılarak elde edilmiştir (Şekil 3.43.).



Şekil 3.43. Derinlik boyunca $(N_1)_{60}$ değerleri

Laboratuvar sonuçları incelendiğinde ise ortalama ince tane oranı %83 olup $\Delta(N_1)_{60}$ değeri 5 olarak belirlenmiştir (Çizelge 3.3.). Eşitlik 3.40 kullanıldığında, kumlu killi silt-1 tabakası için $(N_1)_{60\text{-}CS}$ değeri 12 kumlu killi silt-2 tabakası için ise 10 olarak belirlenmiştir.

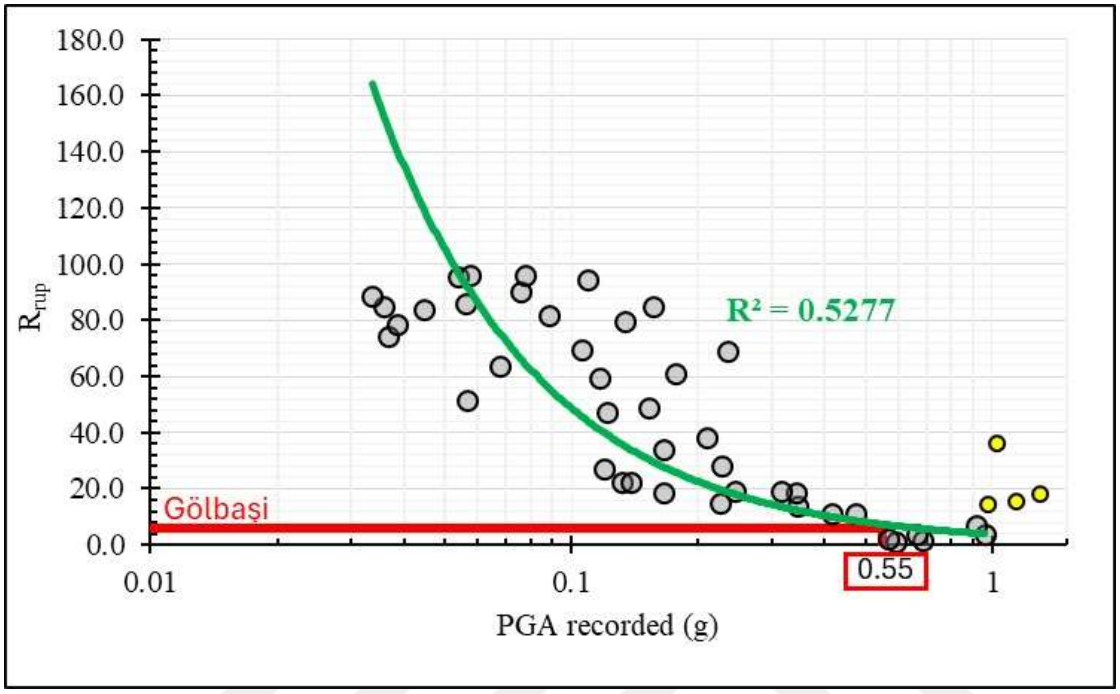
Çizelge 3.3. $\Delta(N_1)_{60}$ – İnce tane oranı arasındaki ilişki (Seed, 1987)

İnce Tane İçeriği (%)	SPT Düzeltmesi, $\Delta(N_1)_{60}$ (darbe sayısı / ft)
0	0
10	1
25	2
50	4
75	5

$$(N_1)_{60-CS} = (N_1)_{60} + \Delta(N_1)_{60} \tag{3.40}$$

Şekil 3.44., 6 Şubat 2023 Pazarcık depremi sırasında veri kaydı yapan güçlü yer hareketi istasyonları (SGMS) için kopma mesafesi (Rrup) ile Maksimum yer ivmesi (PGA) arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Dikkat çekici olarak, Gölbaşı SGMS ile donatılmış olmasına rağmen şehirdeki hiçbir istasyon deprem sırasında veri kaydetmemiştir; bu nedenle Gölbaşı için PGA değeri tahmin edilmiştir. Gölbaşı'nın kopma mesafesi dikkate alınarak, şekilde yaklaşık 0,55 g değerinde bir PGA tahmini elde edilmiştir. Bu tahminin yapılmasında, Hatay'da bulunan ve aykırı olarak tanımlanan 3135, 3129, 3126 ve 3125 numaralı istasyonlar (şekilde sarı noktalarla gösterilmiştir) dışlanmıştır. Bu istasyonlar,

diğer SGMS'lere kıyasla belirgin şekilde yüksek artık değerler göstermiştir. Bu istasyonların dışlanması ve Gölbaşı için yapılan PGA tahmini, yaklaşık 0,55 g değerinde daha gerçekçi bir değerlendirme sunmaktadır (Cetin, Elsaid ve Özacar, 2024).

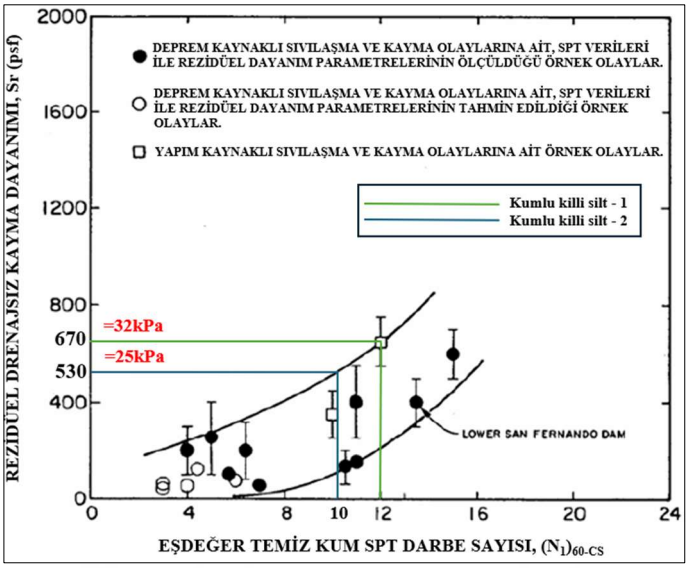


Şekil 3.44. Adıyaman Gölbaşı için tahmin edilen PGA değeri (Cetin, Elsaid ve Özacar, 2024).

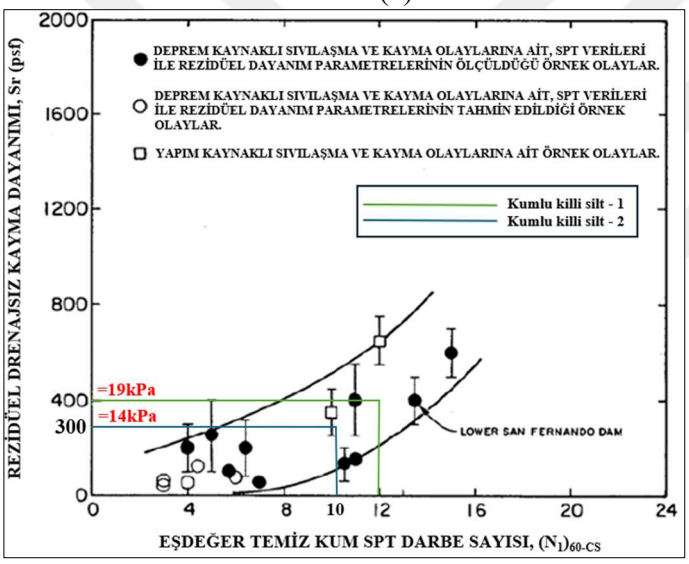
Deprem anı için yapılan pseudostatik analizlerde maximum ivme değerinin yarısı kullanılır (0.550g / 2 = 0.275g). Ancak sıvılaşma başladıktan sonra zemine etki eden ivmeler düşer. Sıvılaşan zemin deprem dalgalarını süzmeye başlar (Xu ve diğerleri, 2020). Dolayısıyla 0.275g yerine analizlerde 0.1g ivme değeri kullanılmıştır.

Seed ve Harder (1990)'a göre

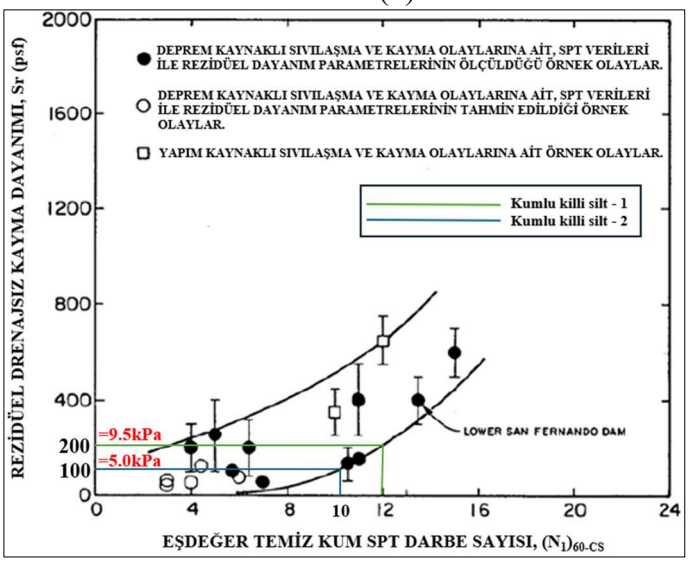
Hesaplanan $(N_1)_{60\text{-}CS}$ değerleri kullanılarak, Seed ve Harder (1990) tarafından önerilen grafikteki alt ve üst sınırlar ile iki sınırın ortasına karşılık gelen her bir drenajsız rezidüel kayma dayanımı (S_r) parametreleri belirlenmiştir (Şekil 3.45.). Alt sınır eğrisi ile en düşük parametreler, üst sınır eğrisi ile en yüksek parametreler elde edilir. İki sınırın ortasıyla ise alt ve üst sınırdan elde edilen parametrelerin yaklaşık ortalaması elde edilir. Her üç durum için de şev stabilitesi analizleri gerçekleştirilmiş ve sonuçları değerlendirilmiştir.



(a)



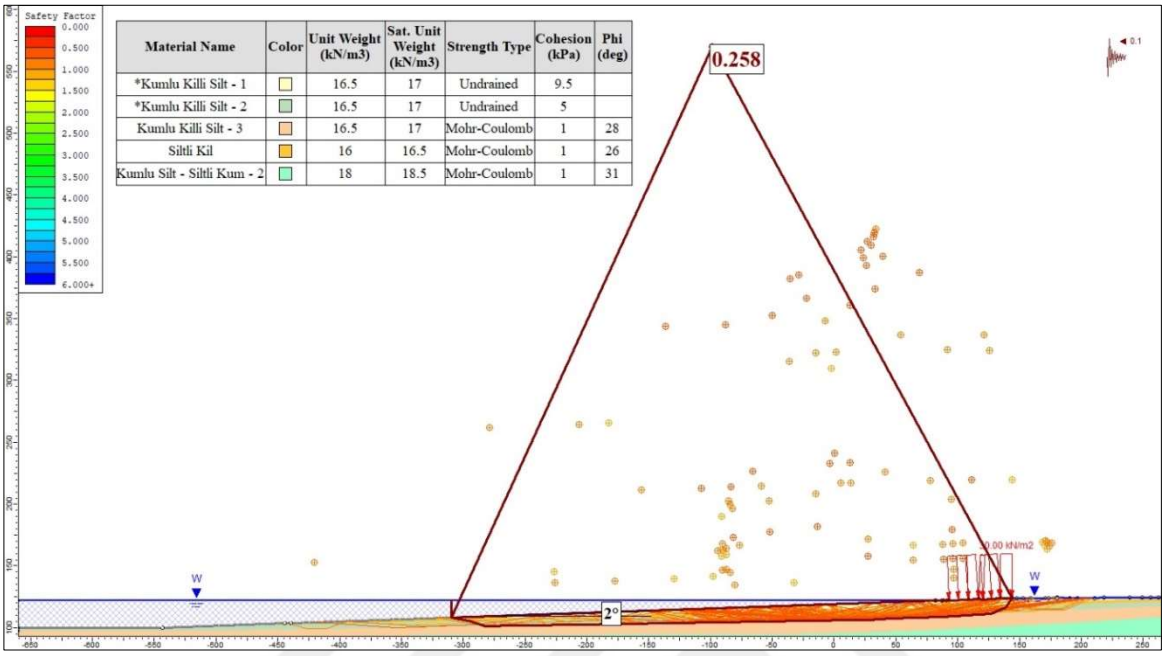
(b)



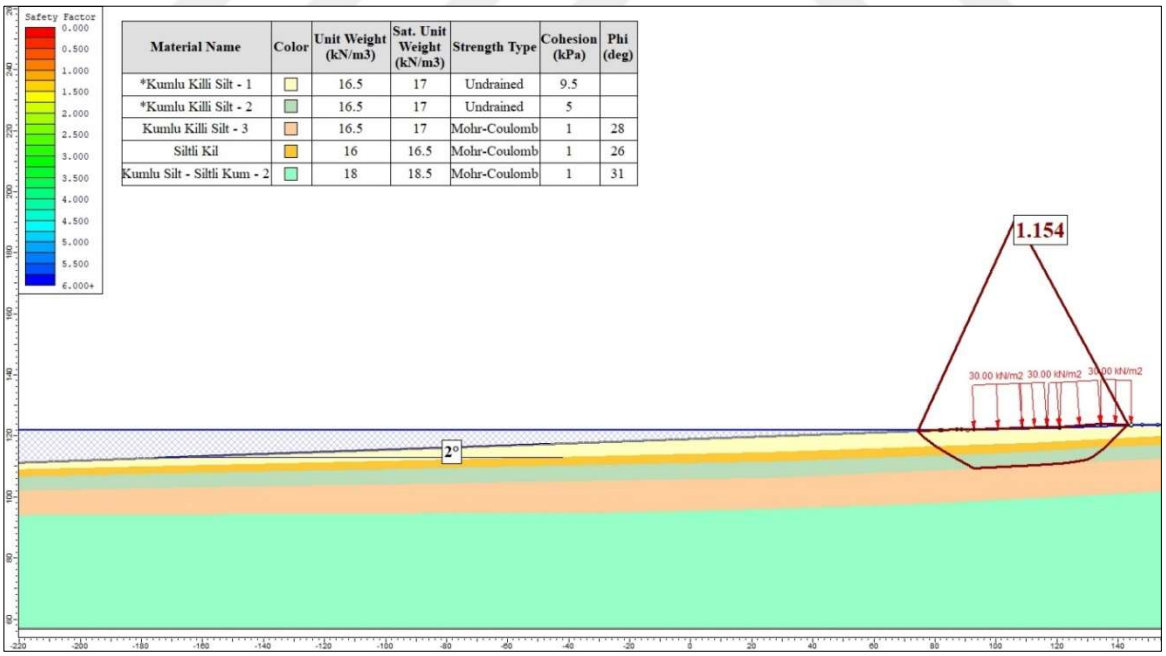
(c)

Şekil 3.45. Üst sınır, iki sınırın ortası ve alt sınır için S_r değerleri; (a) üst sınıra (b) iki sınırın ortasına ve (c) alt sınıra göre belirlenmiştir (Seed ve Harder, 1990).

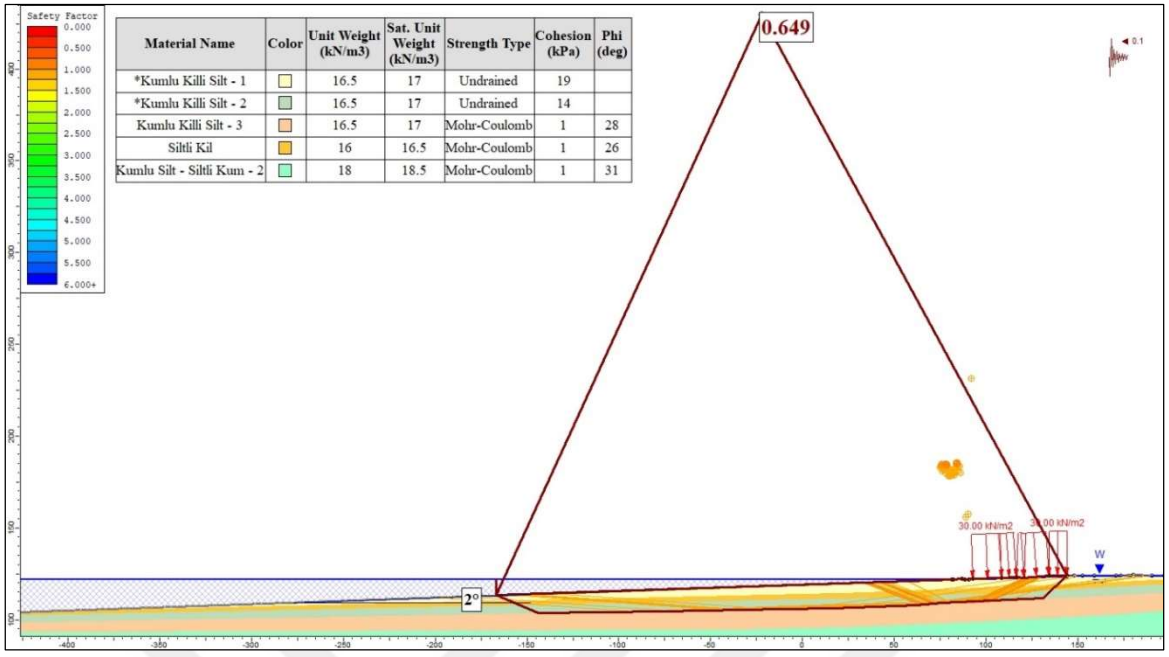
Şekil 3.45.'te belirtilen üç farklı parametre grubu için stabilite analizleri gerçekleştirilmiş ve sonuçları aşağıda sunulmuştur.



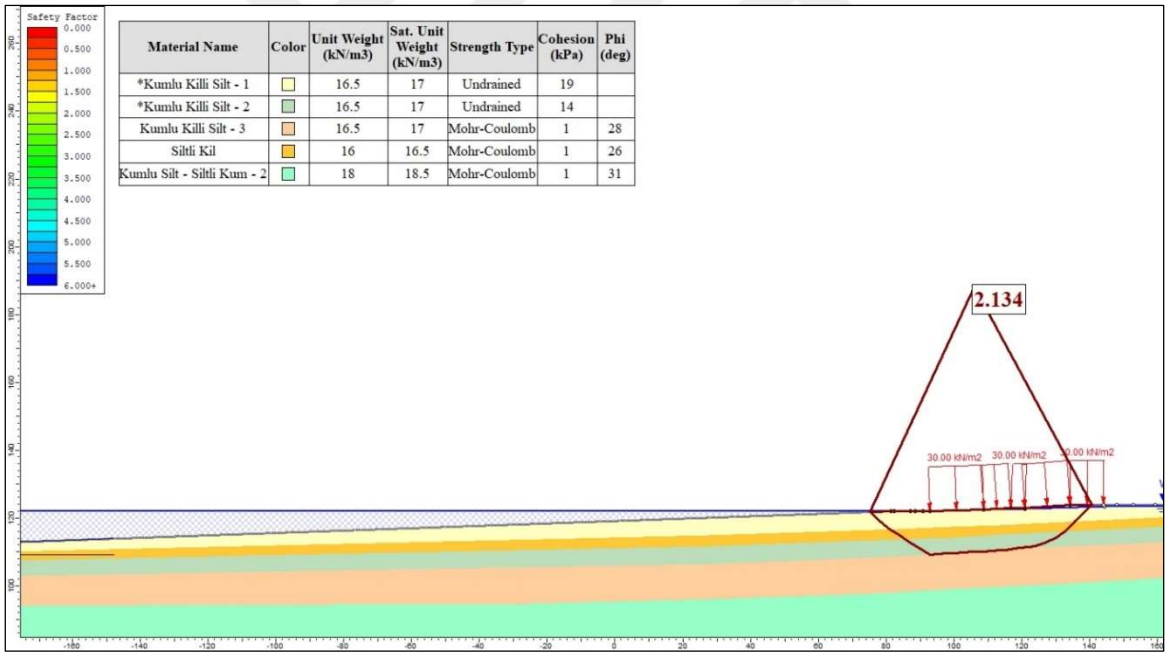
Şekil 3.46. Alt sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı)



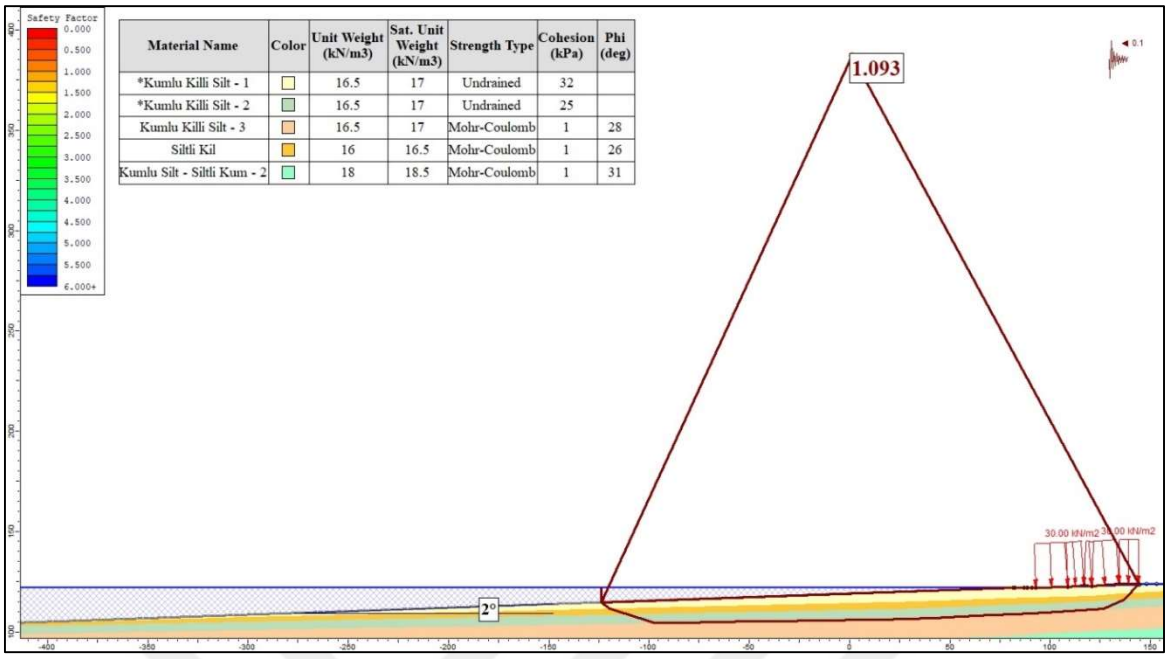
Şekil 3.47. Alt sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası)



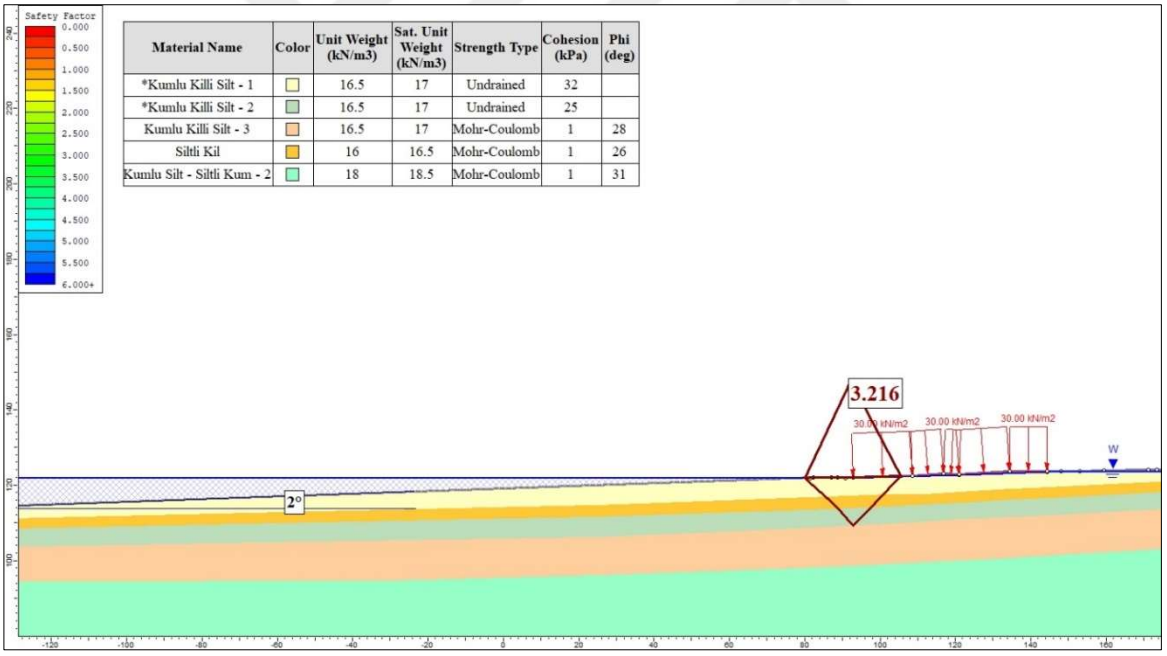
Şekil 3.48. Orta sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı)



Şekil 3.49. Orta sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası)



Şekil 3.50. Üst sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı)



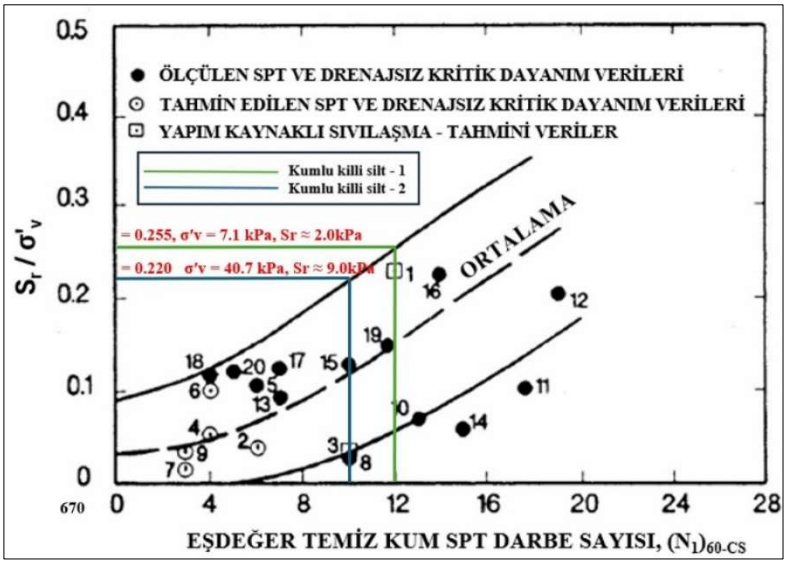
Şekil 3.51. Üst sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası)

Deprem anı için yapılan analiz sonuçlarına göre; üst sınır parametreleri kullanıldığında en düşük güvenlik sayısı 1.093 olarak hesaplanmış ve bu durum, deprem sonrasında herhangi bir heyelanın meydana gelmemesi gerektiğini göstermektedir. Buna karşın, alt sınır parametreleriyle yapılan analizde güvenlik sayısı 0.258, iki sınırın ortasına göre yapılan analizde ise güvenlik sayısı 0.649 olarak hesaplanmıştır. Bu düşük değerler, göl tabanında meydana gelen heyelanın muhtemelen sismik etkilerle tetiklendiğini ve bu durumun eski Gölbaşı Meslek Yüksekokulu binasının göl suları altında kalmasına neden olduğunu ortaya koymaktadır. Dolayısıyla, yalnızca üst sınır parametrelerini esas alan bir değerlendirme, sahadaki gerçek durumu yansıtmakta yetersiz kalmakta, alt ve orta seviye parametrelerin dikkate alınmasının daha gerçekçi sonuçlar verdiği anlaşılmaktadır.

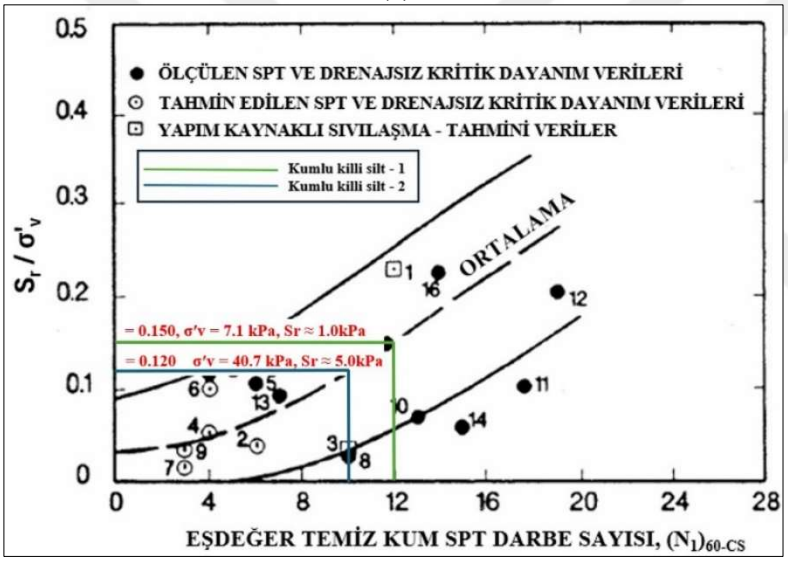
Deprem sonrası durum için gerçekleştirilen analizler sonucunda ise güvenlik sayıları 1'in üzerinde hesaplanmıştır. Bu nedenle, Seed ve Harder (1990) tarafından önerilen parametreler kullanıldığında, göl kıyısında deprem sonrasında akma sıvılaşmasının meydana gelmesi beklenmemektedir.

Stark ve Mesri (1992)'ye göre

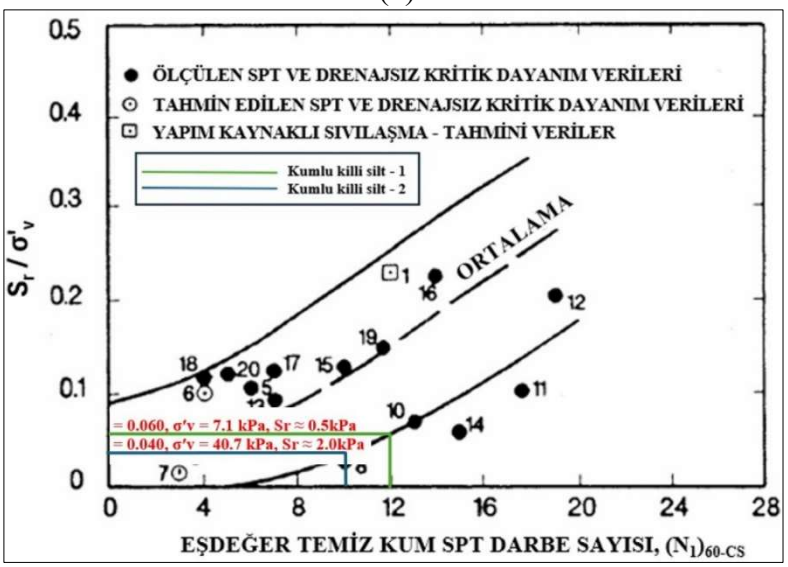
Hesaplanan $(N_1)_{60\text{-}CS}$ değerleri kullanılarak, Stark ve Mesri (1992) tarafından önerilen grafikteki alt, orta ve üst sınırlara karşılık gelen her bir drenajsız rezidüel kayma dayanımı (S_r) parametreleri belirlenmiştir (Şekil 3.52.). Alt sınır ile en düşük parametreler, üst sınır ile en yüksek parametreler elde edilirken orta sınırla ise alt ve üst sınırdan elde edilen parametrelerin yaklaşık ortalaması elde edilmiştir. Her üç durum için de şev stabilite analizleri gerçekleştirilmiş ve sonuçları değerlendirilmiştir.



(a)



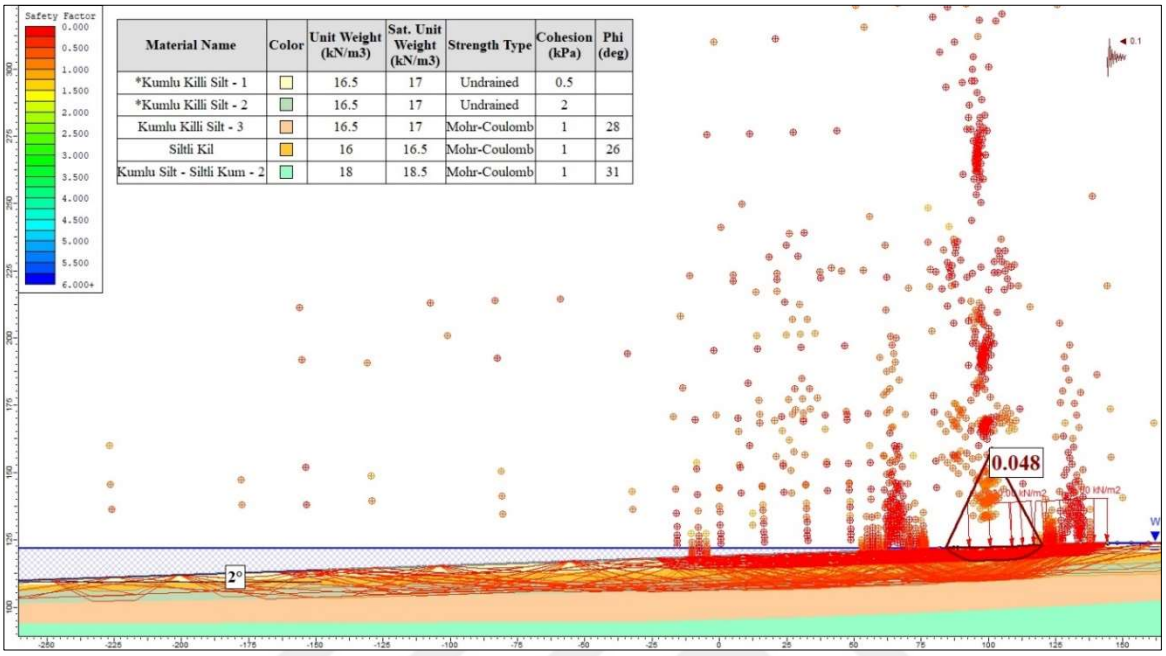
(b)



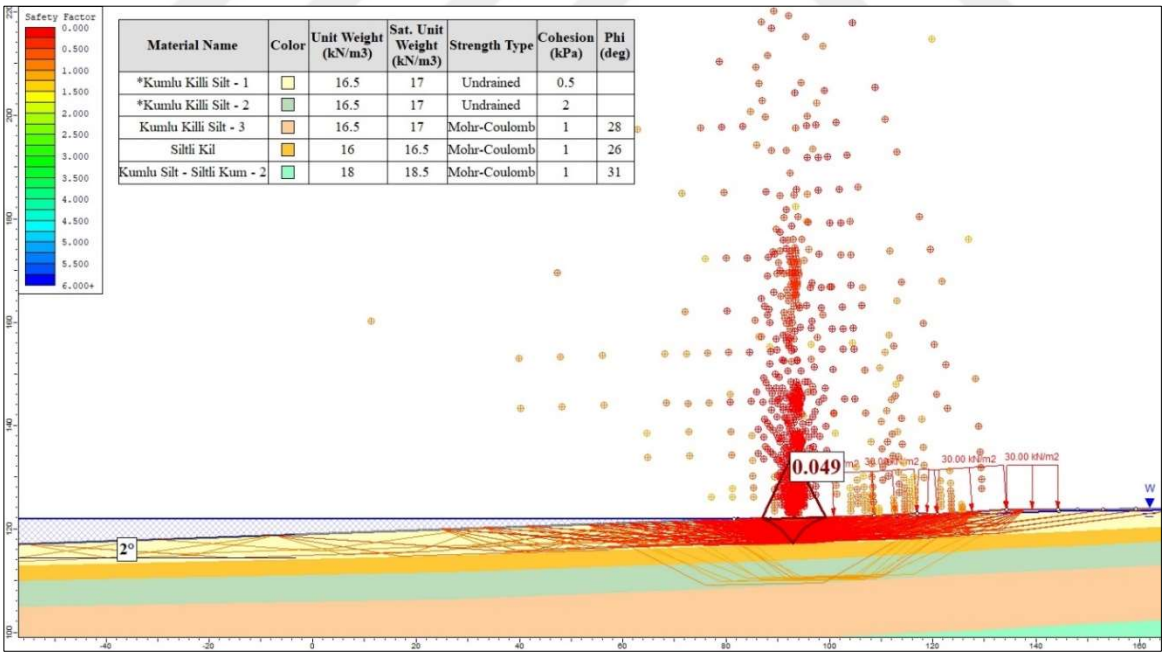
(c)

Şekil 3.52. Üst, orta ve alt sınır için S_r değerleri; (a) üst sınıra (b) orta sınıra ve (c) alt sınıra göre belirlenmiştir (Stark ve Mesri, 1992).

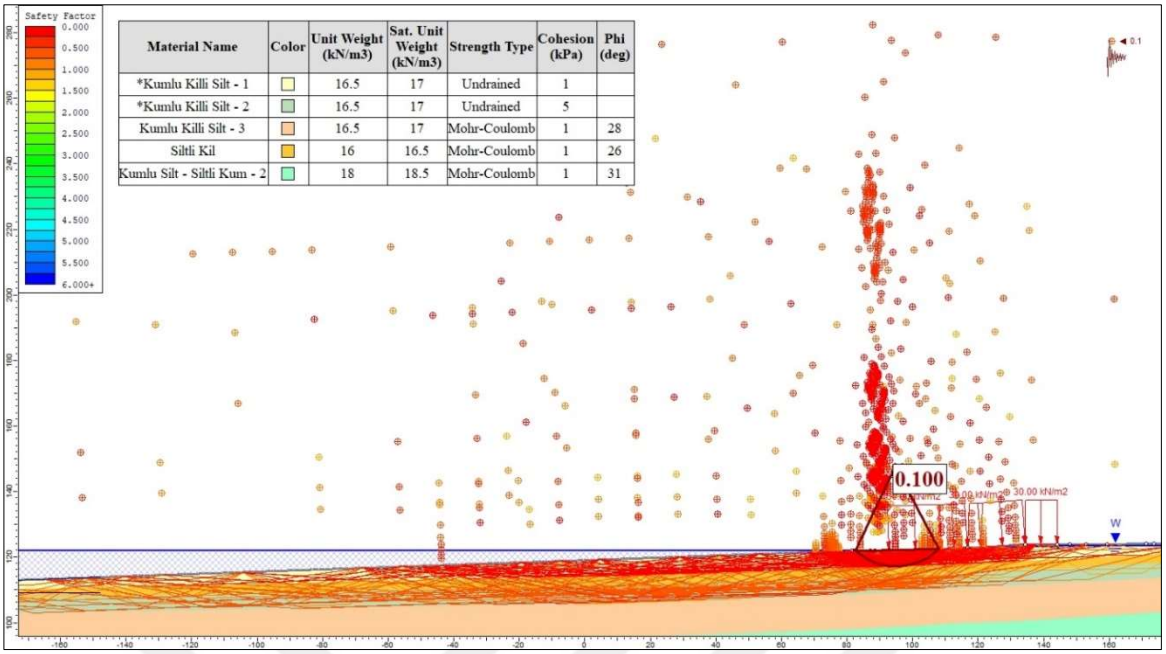
Şekil 3.52.'de belirtilen üç farklı parametre grubu için stabilite analizleri gerçekleştirilmiş ve sonuçları aşağıda sunulmuştur.



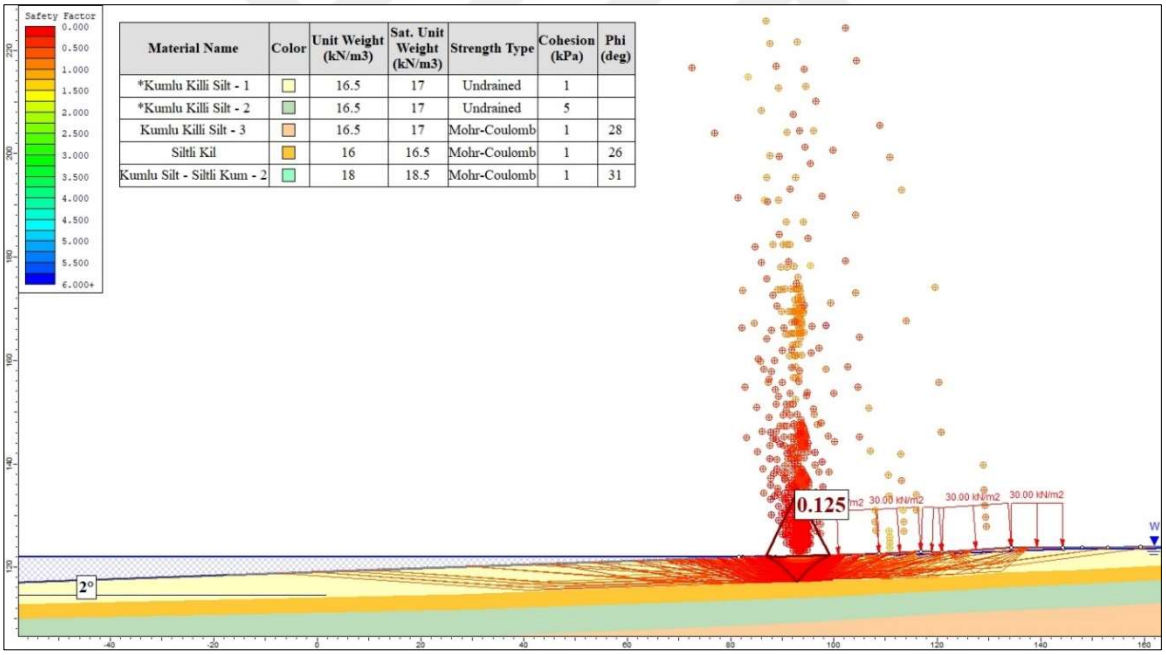
Şekil 3.53. Alt sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı)



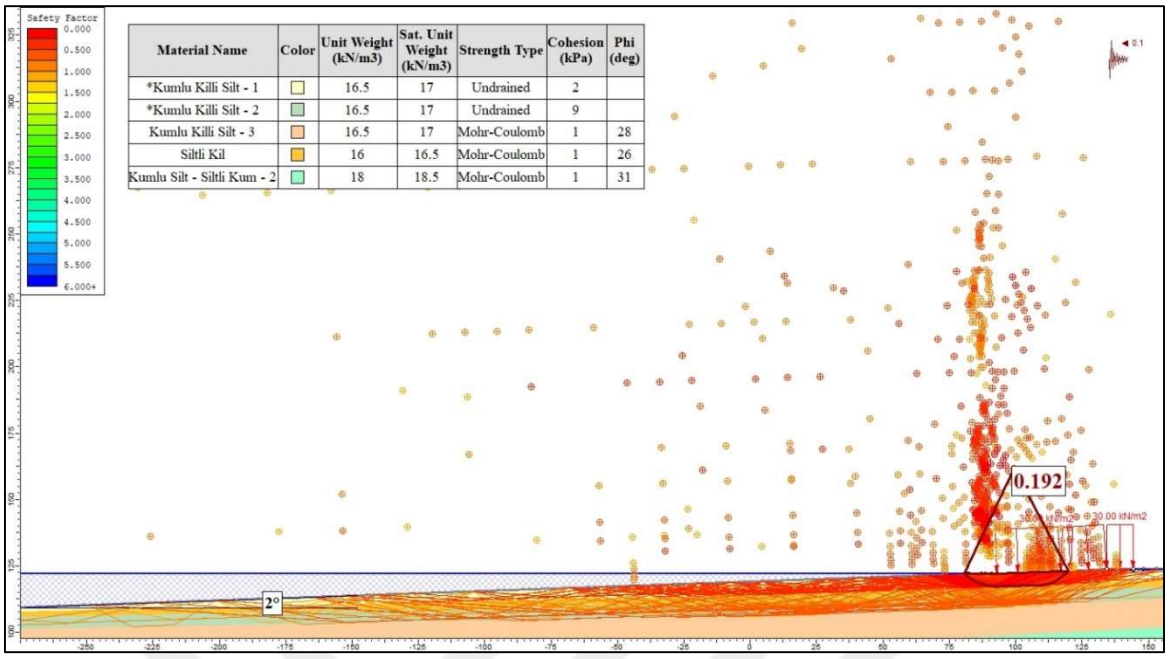
Şekil 3.54. Alt sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası)



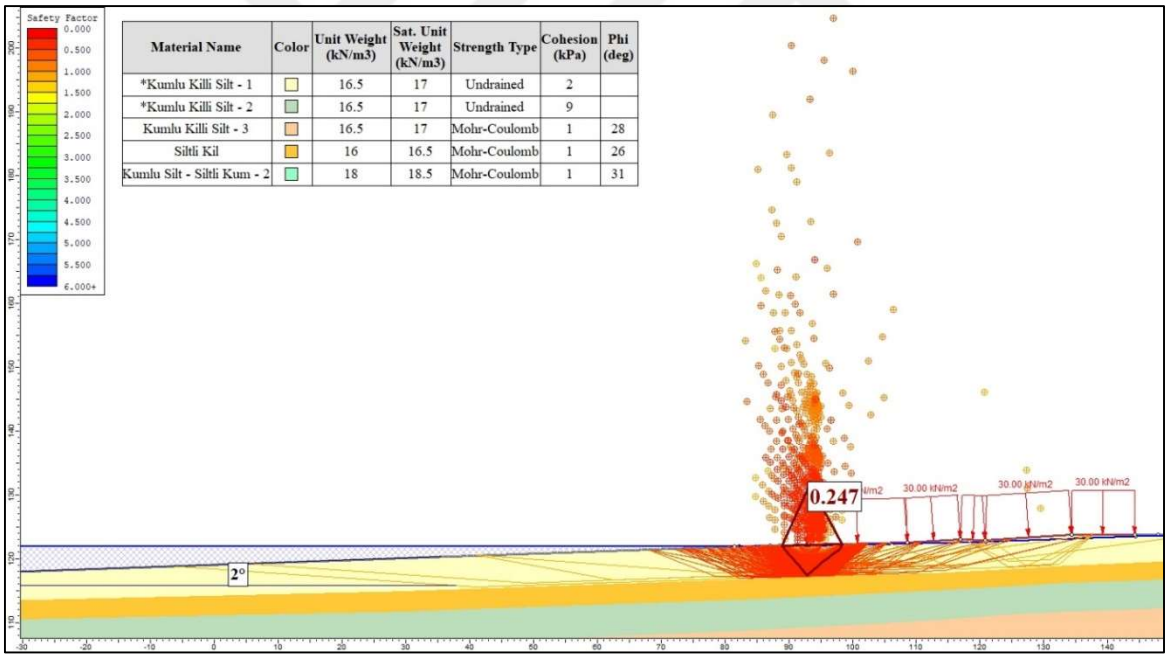
Şekil 3.55. Orta sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı)



Şekil 3.56. Orta sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası)



Şekil 3.57. Üst sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem anı)



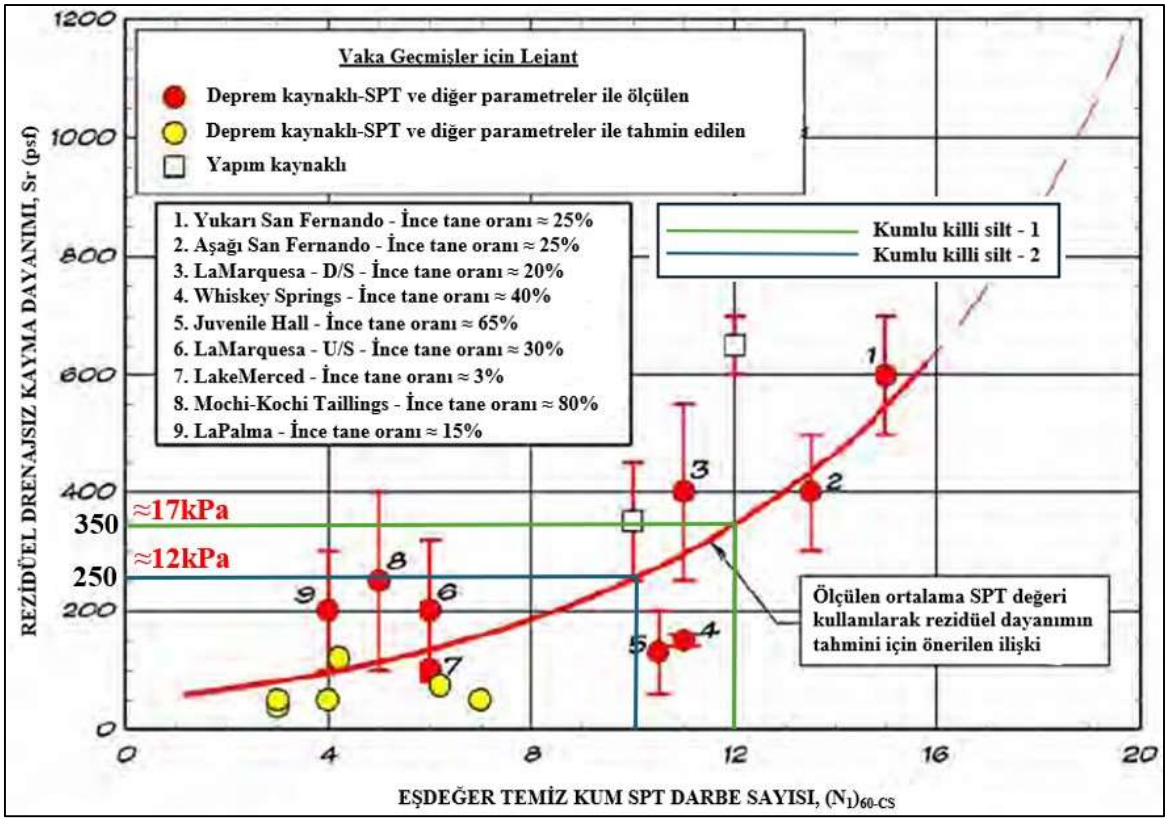
Şekil 3.58. Üst sınır parametrelerine göre analiz sonucu (Deprem sonrası)

Deprem anı analiz sonuçlarına göre en düşük güvenlik sayısı üst sınır parametreleriyle 0.192, orta sınır parametreleriyle 0.100 ve alt sınır parametreleriyle 0.048 olarak hesaplanmıştır. Bu üç güvenlik sayısının 1'in oldukça altında kalması, göl tabanında meydana gelen heyelanın muhtemelen sismik etkilerle tetiklendiğini ve bu durumun eski Gölbaşı Meslek Yüksekokulu binasının göl suları altında kalmasına neden olduğunu ortaya koymaktadır.

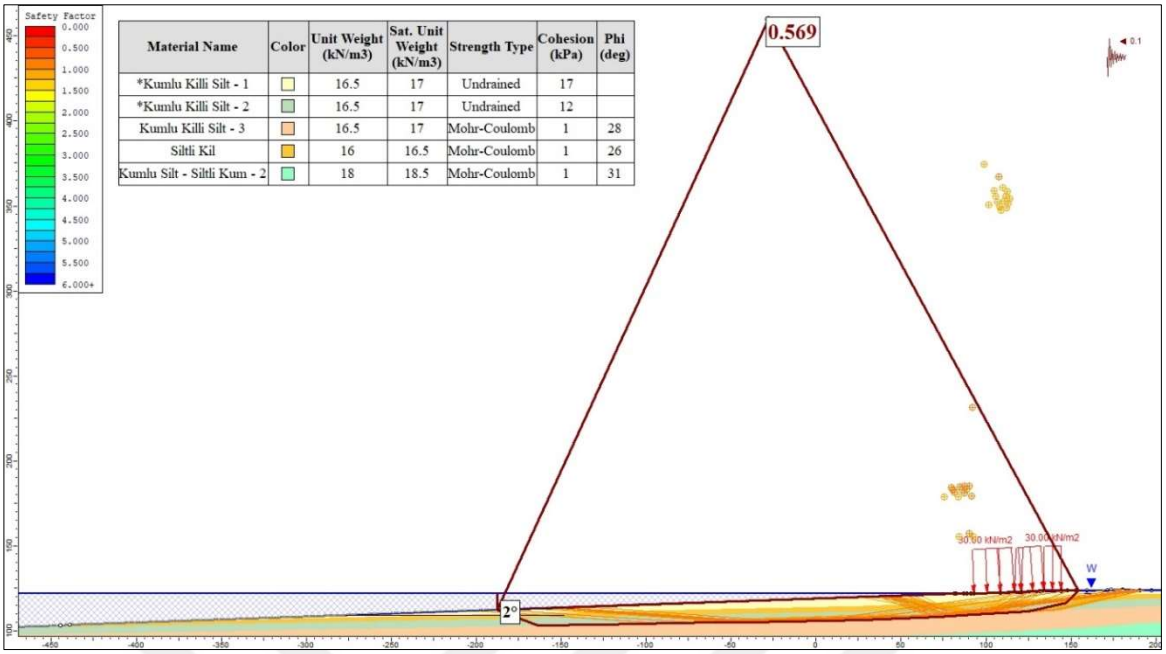
Deprem sonrası durum için gerçekleştirilen analizler sonucunda ise güvenlik sayıları 1'in oldukça altında hesaplanmıştır. Bu nedenle, Stark ve Mesri (1992) tarafından önerilen parametreler kullanıldığında, göl kıyısında deprem sonrasında akma sıvılaşmasının meydana gelmesi beklenmektedir.

Idriss (1990)'e göre

Hesaplanan $(N_1)_{60\text{-}CS}$ değerleri kullanılarak Idriss (1999) tarafından önerilen grafikteki eğriye göre drenajsız rezidüel kayma dayanımı (S_r) parametresi belirlenmiştir (Şekil 3.59.). Elde edilen S_r değerleriyle şev stabilite analizi gerçekleştirilmiş ve sonuçları değerlendirilmiştir.

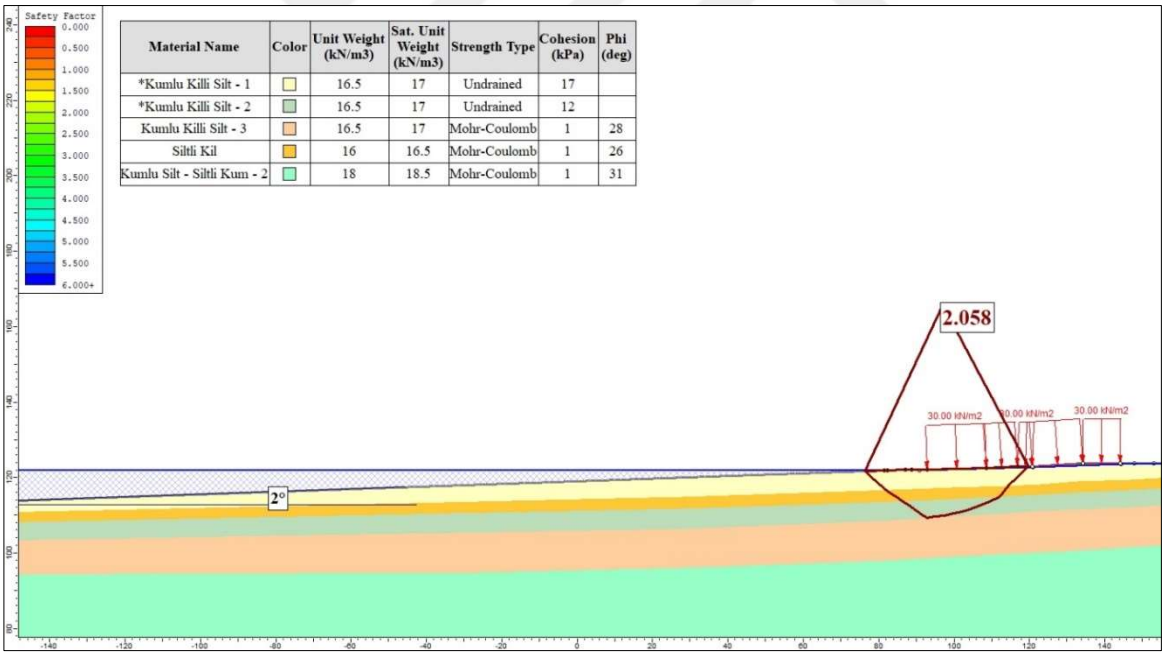


Şekil 3.59. Idriss (1999)'e göre S_r değerleri.



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Sat. Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
*Kumlu Killi Silt - 1		16.5	17	Undrained	17	
*Kumlu Killi Silt - 2		16.5	17	Undrained	12	
Kumlu Killi Silt - 3		16.5	17	Mohr-Coulomb	1	28
Siltli Kil		16	16.5	Mohr-Coulomb	1	26
Kumlu Silt - Siltli Kum - 2		18	18.5	Mohr-Coulomb	1	31

Şekil 3.60. Idriss (1999) tarafından önerilen grafiğe göre belirlenen parametrelerin kullanıldığı analiz sonucu (Deprem anı).



Material Name	Color	Unit Weight (kN/m3)	Sat. Unit Weight (kN/m3)	Strength Type	Cohesion (kPa)	Phi (deg)
*Kumlu Killi Silt - 1		16.5	17	Undrained	17	
*Kumlu Killi Silt - 2		16.5	17	Undrained	12	
Kumlu Killi Silt - 3		16.5	17	Mohr-Coulomb	1	28
Siltli Kil		16	16.5	Mohr-Coulomb	1	26
Kumlu Silt - Siltli Kum - 2		18	18.5	Mohr-Coulomb	1	31

Şekil 3.61. Idriss (1999) tarafından önerilen grafiğe göre belirlenen parametrelerin kullanıldığı analiz sonucu (Deprem sonrası).

Deprem anı analiz sonucuna göre en düşük güvenlik sayısı 0.569 olarak hesaplanmıştır. Güvenlik sayısının 1'in altında kalması, göl tabanında meydana gelen heyelanın muhtemelen

sismik etkilerle tetiklendiğini ve bu durumun eski Gölbaşı Meslek Yüksekokulu binasının göl suları altında kalmasına neden olduğunu ortaya koymaktadır.

Deprem sonrası durum için gerçekleştirilen analiz sonucunda ise güvenlik sayısı 1'in üzerinde hesaplanmıştır. Bu nedenle, Idriss (1999) tarafından önerilen parametreler kullanıldığında, göl kıyısında deprem sonrasında akma sıvılaşmasının meydana gelmesi beklenmemektedir.

Seed ve Harder (1990) grafiğinin üst sınır eğrisine göre belirlenmiş parametreler kullanıldığında, en düşük güvenlik sayısı 1.093 olarak hesaplanmış ve bu durum, deprem sonrasında herhangi bir heyelanın meydana gelmemesi gerektiğini göstermektedir. Buna karşın, üç yaklaşım da özellikle alt ve orta sınırdan elde edilen parametreler kullanıldığında, göl tabanı zemininde güvenlik sayısının 1'in çok altında kalacağını ve dolayısıyla heyelanın kaçınılmaz olduğunu göstermektedir. Bu düşük değerler, göl tabanında meydana gelen heyelanın muhtemelen sismik etkilerle tetiklendiğini ve bu durumun eski Gölbaşı Meslek Yüksekokulu binasının göl suları altında kalmasına neden olduğunu ortaya koymaktadır. Dolayısıyla, yalnızca üst sınır parametrelerine dayalı bir değerlendirme, özellikle Seed ve Harder (1990) yaklaşımında güvenlik sayısının 1'in üzerinde çıkmasına rağmen, sahadaki gerçekçi durumu yansıtmakta yetersiz kalmaktadır. Stark ve Mesri'nin (1992) ile Idriss'in (1990) çalışmalarında ve Seed ve Harder'ın (1990) orta ve alt sınır parametrelerinde güvenlik sayıları 1'in oldukça altında hesaplanmıştır. Bu durum, alt ve orta seviye parametrelerin dikkate alınmasının, şev stabilitesine ilişkin daha gerçekçi ve güvenilir sonuçlar sunduğunu ortaya koymaktadır.

Deprem sonrası yapılan analizlere göre Seed ve Harder (1990) ile Idriss (1999) yöntemlerinde akma sıvılaşması beklenmezken, Stark ve Mesri (1992) yöntemine göre deprem sonrası kaymanın devam edeceği öngörülmektedir. Bu nedenle, akma sıvılaşmasının gerçekleşip gerçekleşmeyeceği konusunda kesin bir karar vermek mümkün değildir.

3.8. Yanal yayılma analizleri

Youd ve diğerleri (2002)

Youd ve diğerleri (2002) tarafından önerilen yöntem kullanılarak yanal yayılma yer değiştirmeleri %1.0, %2.0, %2.5 ve %3.0 eğimlere göre hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlara göre deplasman değerleri 14.5 – 21.0m arasında değişmektedir.

$$Log\Delta = -16.213 + 1.532M_W - 1.406logR^* - 0.012R + 0.338logS + 0.540logT_{15} + 3.413\log(100 - FC_{T1}) - 0.795\log(D50_{T15} + 0.1\ mm) \quad (3.41)$$

$$R^* = R + 10^{(0.089M_W - 5.64)} \quad (3.42)$$

Moment büyüklüğü (M_w) = 7.7 Topografik eğim, % (S) = 1.0, 2.0, 2.5 ve 3.0

Fay kırığı yüzeyine olan düşey uzaklık, km (R) = 1.0

$(N_1)_{60}$ < 15 olan zemin tabakası kalınlığı, m (T_{15}) = 20

T_{15} içindeki ortalama ince tane (<0.075mm) yüzdesi, % (FC_{15}) = 76

T_{15} içindeki zeminlerin ortalama tane çapı, mm ($D50_{15}$) = 0.5

$$R^* = 1.0 + 10^{(0.089*7.7 - 5.64)} \approx 1.0$$

* S=%1.0 için

$$Log\Delta = -16.213 + 1.532 * 7.7 - 1.406\log(1.0) - 0.012 * 1.0 + 0.338\log(1.0) + 0.540\log(20) + 3.413\log(100 - 76) - 0.795\log(0.5 + 0.1)) = 1.161$$

$$Log\Delta = 1.161, \quad \Delta = 14.50m$$

* S=%2.0 için

$$Log\Delta = -16.213 + 1.532 * 7.7 - 1.406\log(1.0) - 0.012 * 1.0 + 0.338\log(2.0) + 0.540\log(20) + 3.413\log(100 - 76) - 0.795\log(0.5 + 0.1)) = 1.263$$

$Log\Delta = 1.263, \quad \Delta = 18.32m$

* S=%2.5 için

$$Log\Delta = -16.213 + 1.532 * 7.7 - 1.406\log(1.0) - 0.012 * 1.0 + 0.338\log(2.5) + 0.540\log(20) + 3.413\log(100 - 76) - 0.795\log(0.5 + 0.1)) = 1.295$$

$Log\Delta = 1.295, \quad \Delta = 19.75m$

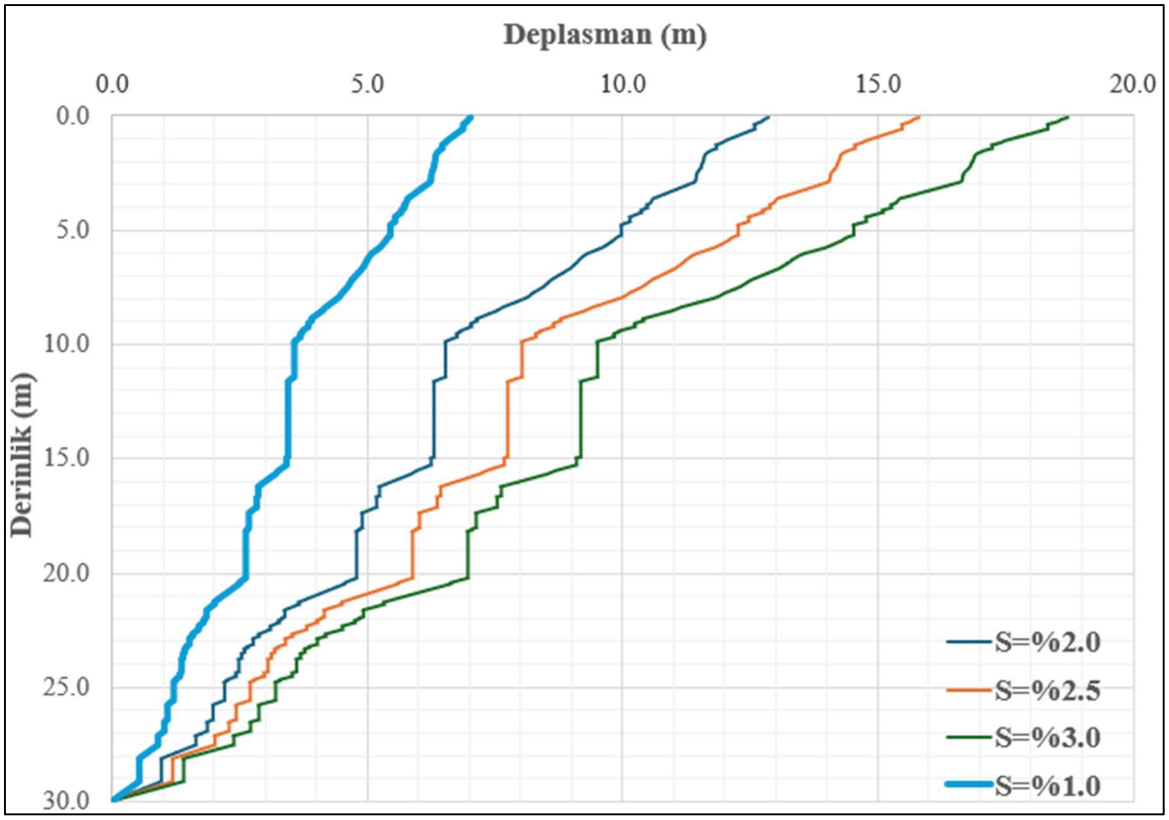
* S=%3.0 için

$$Log\Delta = -16.213 + 1.532 * 7.7 - 1.406\log(1.0) - 0.012 * 1.0 + 0.338\log(3.0) + 0.540\log(20) + 3.413\log(100 - 76) - 0.795\log(0.5 + 0.1)) = 1.322$$

$Log\Delta$=1.322, Δ=21.04m

Zhang, Robertson ve Brachman (2004)

Eğimin %1.0, %2.0, %2.5 ve %3.0 olduğu durumlara göre yanal yayılmalar hesaplanmıştır. Elde edilen sonuçlara göre deplasman değerleri 7.0 – 19.0m arasında değişmektedir.



Şekil 3.62. Farklı eğimlere göre deplasmanlar (Zhang, Robertson ve Brachman, 2004).

Google Earth kullanılarak, eski Gölbaşı Meslek Yüksekokulu binasına ait dış duvarın deprem öncesi ve sonrası konumları belirlenmiş ve bu iki konum arasındaki yatay yer değiştirme mesafesi yaklaşık 6.5m olarak hesaplanmıştır.



Şekil 3.63. İnceleme alanına ait deprem öncesi görüntü (Google Earth).



Şekil 3.64. İnceleme alanına ait deprem sonrası görüntü (Google Earth).

Yanal yayılma deplasmanlarını hesaplamak için farklı eğimlerde ampirik analizler yapılmıştır. Youd ve diğerleri (2002) yöntemine göre deplasmanlar 14.5 – 21.0m, Zhang, Robertson ve Brachman (2004) yöntemine göre 7.0 – 19.0m arasında değişmektedir. Ancak sahada gözlenen deplasmanlar 6.0 – 6.5m arasındadır. Ampirik yöntemlerin hassasiyeti sınırlı olduğu için hesaplanan değerler, saha gözlemlerine kıyasla daha yüksek ve farklı sonuçlar vermiştir.

4. SONUÇ ve ÖNERİLER

Depremlerden sonra en sık karşılaşılan problemlerden birisi de zemin sıvılaşmasıdır. 6 Şubat 2023 Kahramanmaraş depremlerinden sonra yapılan saha incelemeleri sonucunda birçok noktada kum kaynaması, yanal yayılma, heyelan, taşıma gücü kaybı ve oturma gibi sıvılaşma kaynaklı zemin deformasyonları gözlenmiştir. Bu tezde, Adıyaman Gölbaşı ilçesinde bulunan Gölbaşı gölü kenarında deprem etkisiyle kumlu-siltli zeminlerde gelişen sıvılaşma ve göle doğru gerçekleşen hareket incelenmiştir.

İnceleme sahasında 1 adet CPT ve 1 adet SPT yapılmıştır. CPT deneyinde numune alınamamaktadır, ancak SPT'ye kıyasla her 5 cm'de bir olacak şekilde daha sık ölçüm yapıldığı için daha detaylı ve hassas veriler elde edilmektedir. Bu sayede ince tabakaların tespiti daha kolaydır. Zemin sınıflarının belirlenmesinde Robertson (1990) tarafından geliştirilen grafik kullanılmış olup inceleme alanının genellikle siltli kum ve killi silt 'ten oluşan bir yapıya sahip olduğu görülmektedir. Sıvılaşma analizlerinde ise CPT verilerine dayalı olarak geliştirilmiş olan ve yaygın şekilde kabul gören Robertson ve Wride (1998) yöntemi esas alınmış olup analiz sonuçları incelendiğinde yüzeyden itibaren ilk 10.0 metre boyunca sıvılaşma potansiyeli olan zemin tabakalarının hakim olduğu belirlenmiştir. Bu durum, inceleme alanındaki zeminlerin sıvılaşmaya karşı oldukça duyarlı olduğunu göstermektedir. Özellikle yeraltı su seviyesinin yüzeye oldukça yakın olması, zeminin doygunluğunu arttırmakta ve sıvılaşma riskini ciddi ölçüde yükseltmektedir.

İlk aşamada, deprem öncesi durumu temsil eden limit denge analizi gerçekleştirilmiş ve elde edilen sonuç deprem öncesi koşulların stabilite açısından yeterli olduğunu göstermiştir. İkinci aşamada ise sıvılaşma potansiyeli olan zemin tabakalarının sıvılaştığı dikkate alınarak kayma dayanımı parametreleri azaltılmıştır. Bu süreçte Seed ve Harder (1990), Stark ve Mesri (1992) ve Idriss (1999) tarafından geliştirilen grafikler kullanılarak rezidüel drenajsız kayma dayanımı parametreleri belirlenmiş stabilite analizleri gerçekleştirilmiştir.

Deprem anını temsil eden stabilite analiz sonuçları, kullanılan dayanım parametrelerine bağlı olarak güvenlik katsayısının önemli ölçüde değiştiğini göstermiştir. Özellikle Stark ve Mesri (1992) grafiğinden elde edilen üç parametre, Idriss (1990) grafiğinden elde edilen tek parametre ile Seed ve Harder (1990) grafiğinin alt ve orta sınır parametreleri kullanıldığında hesaplanan en düşük güvenlik sayıları, sahada gözlemlenen şev kaymasıyla daha uyumlu

bulunmuştur. Bu durum, yalnızca grafiklerde yer alan üst sınır parametrelerine dayanan analizlerin gerçek koşulları yansıtmayabileceğini ortaya koymaktadır. Dolayısıyla sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerin drenajsız rezidüel kayma dayanımı parametrelerinin doğru ve amaca uygun ampirik korelasyonlarla belirlenmesi, şev stabilitesi ve güvenli tasarım açısından kritik öneme sahiptir.

Deprem sonrası yapılan analizlere göre Seed ve Harder (1990) ile Idriss (1999) yöntemlerinde akma sıvılaşması beklenmezken, Stark ve Mesri (1992) yöntemine göre deprem sonrası kaymanın devam edeceği öngörülmektedir. Bu nedenle, akma sıvılaşmasının gerçekleşip gerçekleşmeyeceği konusunda kesin bir karar vermek mümkün değildir. Bununla birlikte, ilgili alandan örselenmemiş numuneler alınarak drenajsız rezidüel kayma dayanımı laboratuvar deneyleriyle belirlenmeli ve stabilite analizleri bu sonuçlar doğrultusunda yapılmalıdır, böylece daha sağlıklı sonuçlar elde edilir.

Son olarak yanal yayılma deplasmanlarını hesaplamak için farklı eğimlerde ampirik analizler yapılmıştır. Ampirik yöntemlerin hassasiyeti sınırlı olduğu için hesaplanan değerler, saha gözlemlerine kıyasla daha yüksek ve farklı sonuçlar vermiştir.

Göl kıyısı gibi alanlarda suya doygun ve gevşek zemin koşullarına rastlanma olasılığı oldukça yüksektir. Bu nedenle, bu tür bölgelerde yapılaşma planlanmadan önce ayrıntılı saha ve laboratuvar çalışmaları yapılması büyük önem taşımaktadır. Yapılan zemin araştırmaları doğrultusunda, sıvılaşma potansiyeli, oturma ve şev stabilitesi gibi temel mühendislik analizlerinin gerçekleştirilmesi ve elde edilen sonuçlara göre gerekli görüldüğünde zemin iyileştirme yöntemlerinin ilgili standartlarına uygun bir şekilde yapılması gerekmektedir. Eğer uygun iyileştirme yöntemi bulunamadıysa bu tür riskli alanlarda yapılaşmadan kaçınılması uygun olacaktır.

KAYNAKLAR

AFAD. (2023). *06 Şubat 2023 Pazarcık-Elbistan Kahramanmaraş (Mw:7.7-Mw:7.6) Depremleri Raporu.* Deprem ve Risk Azaltma Genel Müdürlüğü Deprem Dairesi Başkanlığı.

Ambraseys, N. N. (1988). Engineering Seismology. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 17, 1-105.

Andrews, D. C. ve Martin, G. R. (2000). *Criteria for liquefaction of silty soils.* Proceedings 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, 1-8.

Andrus, R. D. (1994). *In situ characterization of gravelly soils that liquefied in the 1983 Borah Peak earthquake.* The University of Texas at Austin ProQuest Dissertations & Theses, Austin.

Arango, I. (1996). Magnitude scaling factors for soil liquefaction evaluations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 122(11), 929-936.

Bardet, J. P., Mace, N., Tobita, T. ve Hu, J. (1999). Large-scale modeling of liquefaction-induced ground deformation; Part I, A four-parameter MLR model. *Technical Report-Multidisciplinary Center for Earthquake Engineering Research (MCEER)*, 155-173.

Bartlett, S. F. ve Youd, T. L. (1992a). Empirical prediction of lateral spread displacement. In *Proceedings from the Fourth Japan-US Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures for Soil Liquefaction*, 351-365.

Bartlett, S. F. ve Youd, T. L. (1992b). Empirical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads, Technical Report, NCEER 92-0021, *National Center for Earthquake Engineering Research*, Buffalo, New York: University Microfilms International, 116.

Bartlett, S. F. Ve Youd, T. L. (1995). Empirical prediction of liquefaction induced lateral spread. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121 (4), 316-329.

Boulanger, R. W. ve Idriss, I. M. (2004). Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays. *Report No. UCD/CGM-04/01,* Davis, 8-49.

Bray, J. D. ve Sancio, R. B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(9), 1165-1177.

Bray, J. D., Sancio, R. B., Durgunoglu, H. T., Onalp, A., Seed, R. B., Stewart, J. P., Youd, T. L., Baturay, M. L., Cetin, K. O., Christensen, C., Karadayilar, T. ve Emrem, C. (2001). *Ground failure in Adapazari.* XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering, İstanbul, Türkiye.

Bray, J. D., Sancio, R. B., Durgunoglu, H. T., Onalp, A., Youd, T. L., Stewart, J. P., Seed, R. B., Cetin, K. O., Bol, E., Baturay, M. B., Christensen, C. ve Karadayilar, T. (2004). Subsurface Characterization at Ground Failure Sites in Adapazari, Turkey. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(7), 673-685.

Castro, G. (1969). Liquefaction of sands. *Ph. D. Thesis*, Harvard University, Massachusetts.

Cetin, K. O., Moug, D., Soylemez, B., Ayhan, B. U., Zarzour, M., Suhaily, A. A., Akil, B., Unutmaz, B., Firat, S., Tekin, E., Cakir, E., Frost, D., Macedo, J., Bray, J., Moss, R., Bassal, P., Gurbuz, A., Işık, N. S., Akin, M., Sahin, A. ve Duman, E. (2025). Ground failures and foundation performances in Adıyaman–Gölbaşı following the 6 February 2023 Kahramanmaraş–Türkiye Earthquake Sequence. *Earthquake Spectra*, *41*(1), 249-289.

Cetin, K. O., Isik, N. ve Unutmaz, B. (2004). Seismically induced landslide at Degirmendere Nose, Izmit Bay during Kocaeli (Izmit)-Turkey earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *24*(3), 189-197.

Cetin, K. O., Soylemez, B., Guzel, H. ve Cakir, E. (2025). Soil liquefaction sites following the February 6, 2023, Kahramanmaraş-Türkiye earthquake sequence. *Bulletin of Earthquake Engineering*, *23*(3), 921-944.

Cetin, K. O., Turkoglu, M., Oral, S. Ü. ve Nacar, U. (2011). *Van-Tabanlı Earthquake (Mw= 7.1) October 23 rd, 2011 Preliminary Reconnaissance Report,* Ankara, 1-21.

Committee on Earthquake Engineering, 1985, Liquefaction of soils during earthquakes, *National Academy Press*, Washington, 240.

Cox, B. R. ve Griffiths, S. C. (2011). Practical recommendations for evaluation and mitigation of soil liquefaction in Arkansas. *Project Number: MBTC 3017*, Arkansas, 5-36.

Çetin, K. Ö., Elsaid, A., ve Ozacar, A. (2024). Intensity Characteristics of Seismograms Recorded During the February 6, 2023, M7. 8 Türkiye Kahramanmaraş Pazarcik Earthquake. *Turkish Journal of Civil Engineering*, 36(2), 29-51.

Çetin, K. Ö., Ilgaç, M., Can, G., Çakır, E. ve Söylemez, B. (2020). *Preliminary Report on Engineering and Geological Effects of the January 24, 2020 Magnitude 6.7 Earthquake in Elaziğ, Turkey*. Ankara, 37-145.

Çetin, K. O., Seed, R. B., Der Kiureghian, A., Tokimatsu, K., Harder Jr, L. F., Kayen, R. E. ve Moss, R. E. (2004). Standard penetration test-based probabilistic and deterministic assessment of seismic soil liquefaction potential. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(12), 1314-1340.

Çetin, K. Ö. ve Unutmaz, B. (2004). Zemin Sıvılaşması ve Sismik Zemin Davranışı. *Türkiye Mühendislik Haberleri*, 430(2), 32-37.

Çoban, M. ve Dalkılıç, H. (2018). *1/100.000 ölçekli Türkiye Jeoloji Haritaları.* MTA.

Day, R. W. (2002). *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook.* Mc Graw-Hill Companies, New York, McGraw-Hill, 700.

Dean, W. T. ve Monod, O. (1970). The lower Paleozoic stratigraphy and faunas of the Taurus Mountains near Beyşehir, Turkey. I. Stratigraphy: Bull. Brit. Mus. *Nat. Hist.) Geol*, *19*, 411-426.

Doğan, A. C., Çiftci, B., Gören, N. G., Yıldırım, N. S., Şahin, G. ve Koçkar, M. K. (2024). Kahramanmaraş Türkoğlu İlçesinde Sıvılaşma Potansiyeli Değerlendirmeleri. *3. Genç Geoteknik Mühendisliği Sempozyumu*, Hacettepe Üniversitesi, Ankara.

Ecemis, N., Karaman, M., Valizadeh, H., Dönmez, C. ve Dalgıç, K. D. (2023). *Soil Liquefaction and Effects on Structures; Case Study in Adıyaman-Gölbaşı After the 06 FEB 2023.* Antalya, 2.

Emre Ö., Duman T. Y., Özalp S., Elmacı H., Olgun Ş. ve Şaroğlu F. (2013). Türkiye Diri Fay Haritası. *Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü*. Özel Yayınlar Serisi-30, Ankara.

Erken, A., Alhas, E. ve Ansal, A. M. (1994). Suya Doygun Siltli Kumların Depremler Sırasındaki Davranışı. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Beşinci Ulusal Kongresi*, Orta Doğu Teknik Üniversitesi, Ankara.

Ekingen, G., Şahin, Y. ve Özdemir, Y. (2022). *Gölbaşı (Adıyaman) gölünün limnolojik etüdü (Proje No: VHAG-348).* Fırat Üniversitesi, Veteriner Fakültesi, Elazığ.

Gibson, R. E. (1953). Experimental determination of the true cohesion and true angle of internal friction in clays. *In Proceedings of the 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 126-130.

Girdler, R.W. (1990). The Dead Sea transform fault system. *Tectonophysics*, 180(1), 1-13.

Gossage, D. W. (1959). Stratigraphic observation in the Tut area of District VI, Southeast Turkey. *Nederlandse Vereniging Turkse Shell*, 18, 48.

Gökdoğan, A. N. T., Işık, N. S. ve Fırat, S. (2024). 6 Şubat Kahramanmaraş Depremlerinde Zemin Davranışları: Vaka Analizi. *Türk Mühendislik Araştırma ve Eğitimi Dergisi*, 3(1), 48-57.

Hynes, M. E. ve Olsen, R. S. (1999). Influence of confining stress on liquefaction resistance. *In Physics and Mechanics of Soil Liquefaction*, Rotterdam: Balkema, 145-151.

Idriss, I. (1999). An update to the Seed-Idriss simplified procedure for evaluating liquefaction potential. *Proceedings, TRB Workshop on New Approaches to Liquefaction*, Federal Highway Administation, Washington.

Imandt, J. (1962). Short paleontological note on some wells drilled in District VI (SE Turkey). *Petroleum Administration Publications*, 7, 29-36.

Idriss, I. M. ve Boulanger, R. W. (2008). *Soil liquefaction during earthquakes.* Earthquake Engineering Research Institute.

Ishihara, K. (1984). Post-earthquake failure of a tailings dam due to liquefaction of the pond deposit. *Proceedings of International Conference of Case Histories in Geotechnical Engineering*, 3, 129-1143,

Ishihara, K. (1985). Stability of natural deposits during earthquakes. *Proceedings of 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 321-376.

Ishihara, K. (1993). Liquefaction and flow failure during earthquakes. *Geotechnique*, 43(3), 351-451.

Ishihara, K. ve Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils Found*, 32(1), 173-188.

Iwasaki, T. (1986). Soil Liquefaction Studies in Japan, State-of-Art. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 5(1), 2-68.

Jefferies, M. G. ve Davies, M. P. (1993). Use of CPTU to estimate equivalent SPT N60. *Geotechnical Testing Jorunal*, 16(4), 458-468.

Jong, H. L. ve Seed, R.B. (1988). A Critical Investigation of Factors Affecting Seismic Pore Presure Generation and Post-Liquefaction Flow Behavior of Saturated Soils. *Geotechnical Research Report No. SU/GT/88-01*, Stanford University.

Ketin, İ. (1964). Güneydoğu Anadolu Paleozoyik teşekküllerinin jeolojik etüdü hakkında rapor (I. Kısım: Derik-Bedinan, Penbeğli-Tut ve Hazro bölgesi*). Türkiye Petrolleri Anonim Ortaklığı Arama Grubu*, *287,* 36.

Kramer, S. L. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering.* Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey.

Kumar, K. (2008). *Basic geotechnical earthquake engineering*. New Age International (P) Limited Publishers: New Delhi, 142.

Liao, S. S. ve Whitman, R. V. (1986). A catalog of liquefaction and non-liquefaction occurrences during earthquakes. *Department of Civil Engineering,* MIT.

Lunne, T., Robertson, P. K. ve Powell. J. J. M. (1997). *Cone penetration testing in geotechnical practice*. Blackie Academic: New York, 312.

McKenzie, D. (1976). The East Anatolian Fault: a major structure in eastern Turkey. *Earth and Planetary Science Letters*, 29(1), 189-193.

Mogami, T. ve Kubo, K. (1953). *The behavior of soil during vibration.* 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Zurich.

Mollamahmutoğlu, M. ve Babuçcu, F. (2021). *Zeminlerde sıvılaşma analiz ve iyileştirme yöntemleri*. Akademisyen Kitabevi: Ankara, 300.

Montgomery, J., Boulanger, R. W. ve Harder Jr, L. F. (2012). Examination of the Kσ overburden correction factor on liquefaction resistance. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(12), 04014066.

MTA. (2025). Yerbilimleri Harita Görüntüleyici. Maden Teknik Arama. http://yerbilimleri.mta.gov.tr/anasayfa.aspx.

National Research Council. (1985). *Liquefaction of Soils During Earthquakes*. National Academy Press: Washington, 193-214.

NCEER. (1997). *Proceeding of the NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils (Technical report NCEER 97-0022).* T. L. Edited by Youd, Idriss, I. M.

ODTÜ. (2023). *6 Şubat 2023, Kahramanmaraş-Pazarcık (Mw=7.7) ve Elbistan (Mw=7.6) Depremleri Ön Değerlendirme Raporu (METU/EERC 2023-01).* Deprem Mühendisliği Araştırma Merkezi, ODTÜ, Ankara.

Olson, S. M. ve Stark, T. D. (2002). Liquefied strength ratio from liquefaction case histories. *Canadian Geotechnical Journal*, 39(3), 629 – 647.

Önalp, A., Bol, E. ve Ural, N. (2006). Siltlerin sıvılaşabilirliği: Adapazarı kriterinin geliştirilmesi. *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Onbirinci Ulusal Kongresi*, Karadeniz Teknik Üniversitesi, Trabzon.

Özaydın, K. (2007). Zeminlerde Sıvılaşma, *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*, İstanbul, 231-255.

Poulos S. J., Castro G. ve France J. W. (1985). Liquefaction evaluation procedure. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(6), 772–792.

Ricou, L. E. (1971). Le croissant ophiolitique peri-Arabe. Une ceinture de nappes mises en place au Cretace superieur. *Revue de Geographie Physique ef de Geoloqie Dynsmique,* 13, 327-350.

Robertson, P. K. (1990). Soil classification using the cone penetration test. *Canadian geotechnical journal*, 27(1), 151-158.

Robertson, P. K. (2012). The James K. Mitchell Lecture: Interpretation of in-situ tests–some insights. *In Proc. 4th Int. Conf. on Geotechnical and Geophysical Site Characterization–ISC*, 4, 3-24.

Robertson, P. K., ve Cabal, K. L. (2010). Estimating soil unit weight from CPT. *In 2nd International symposium on cone penetration testing*, California, 2-40.

Robertson, P. K. ve Campanella, R. G. (1985). Liquefaction potential of sands using the CPT. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(3), 384-403.

Robertson, A. H. F., Parlak, O., Yıldırım, N., Dumitrica, P. ve Taşlı, K. (2016). Late Triassic rifting and Jurassic-Cretaceous passive margin development the Southern Neotethys: evidence from the Adıyaman area, SE Turkey. *International Journal of Earth Sciences*, 105, 167-201.

Robertson, P. K. ve Wride, C. (1998). Evaluating cyclic liquefaction potential using the cone penetration test. *Canadian Geotechnical Journal*, 35(3), 442-459.

Rocscience Inc. (2023). *Getting started with Slide tutorial*.

Sancio, R., Bray, J. D., Durgunoglu, T. ve Onalp, A. (2004). Performance of buildings over liquefiable ground in Adapazari, Turkey. *In Proc., 13th World Conf. on Earthquake Engineering*. Vancouver.

Seed, H. B. (1979). Soil liquefaction and cyclic mobility evaluation for level ground during earthquakes. *Journal of Geotechnical Engineering Division, American Society of Civil Engineers*, 105(2), 201-255.

Seed, H. B. (1983). *Earthquake-resistant design of earth dams.* 1st International Conference on Recent Advances in Geotechnical Dynamics, Saintşeh Louis.

Seed, H. B. (1987). Design problems in soil liquefaction. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(8), 827 – 845.

Seed, H. B. ve De Alba, P. (1986). *Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of sands*. Use of in situ tests in geotechnical engineering, Processus In Situ, ASCE, 281-302.

Seed, H. B. ve Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 97(9), 1249 – 1273.

Seed, H. B. ve Idriss, I. M. (1982). *Ground motions and soil liquefaction during earthquakes.* Earthquake Engineering Research Insititue, 5, 134.

Seed, H. B., Idriss, I. M. ve Arango, I. (1983). Evaluation of liquefaction potential using field performance data. *Journal of Geotechnical Engineering,* 109(3), 458-482.

Seed, H. B., Tokimatsu, K., Harder, L. F. ve 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., Riemer, M. F., Sancio, R. B., Bray, J. D. ve Kayen, R. E. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework.* Proceedings of the 26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar: Long Beach.

Seed, R. ve Harder, L. (1990). *SPT-based Analysis of Cyclic Pore Pressure Generation and Undrained Residual Strength.* Proceedings HB Seed Memorial Symposium, In: BiTech Publishing, Vancouver.

Sonmez, B. ve Ulusay, R. (2008). Liquefaction potential at Izmit Bay: comparison of predicted and observed soil liquefaction during the Kocaeli earthquake. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 67, 1-9.

Söylemez, B. (2024). *The effects of initial static shear stress on the liquefaction resistance of Çine sand* (Doctor of Philosophy - Doctoral Program). Middle East Technical University, Ankara.

Stark, T. D. ve Mesri G. (1992). Undrained Shear Strength of Liquefied Sands for Stability Analysis. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 118(11), 1727-1747.

Stark, T. D. ve Olson, S. M. (1995). Liquefaction resistance using CPT and field case histories. *Journal of Geotechnical Engineering*, 121(12), 856-869.

Stokoe, K. H., Roesset, J., Bierschwale, J. G. ve Aouad, M. (1988). *Liquefaction potential of sands from shear wave velocity.* Proceedings, 9nd World Conference on Earthquake, Japonya.

Szerdy, F. S. (1985). *Flow slide failure associated with low level vibrations (Liquefaction, Laboratory Testing, Case Histories, Loose Sands, Analysis, California).* University of California, Berkeley.

Taşman, C. E. (1933). Dicle ile Mardin ve Suriye hudutları arasındaki mıntıkanın petrol ihtimalatı hakkında rapor. *Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü*, 216, 7.

Tatsuoka, F., Muramatsu, M. ve Sasaki,T. (1982). Cyclic undrained stress-strain behavior of dense sands by torsional simple shear test. *Soils and Foundations*, 22(2), 55-70.

Tekin, U. K., Bedi, Y., Perinçek, D., Beyazpirinç, M., Varol, E. ve Uzunçimen, S. (2011). Koçali karmaşığının (Güneydoğu Anadolu) Radyolarya faunası ile yaşlandırılması ve volkaniklerin jeokimyasal ve petrografik özellikleri. TÜBİTAK Proje No: CAYDAĞ 108Y001,295 s. *(Maden Tetkik ve Arama Genel Müdürlüğü Derleme Rapor No: 11425).*

Terzaghi, K. (1925). *Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage*. F. Deuticke: Wien.

Terzaghi, K. ve Peck, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice.* John Wiley & Sons: New York.

Tezer, H. S. (2024). *Gölbaşı (Adıyaman) zeminlerinin CPT sonuçları ile sıvılaşma analizlerinin incelenmesi* (Yüksek lisans tezi). Gazi Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

Tezer, H. S., Fırat, S., Işık, N. S., Unutmaz, B., Gürbüz, A., Çetin, K. Ö., Tekin, E., Kaymakcı, N., Büyüksaraç, A., Uzel, B., Yunatçı, A., Bilge, H. T. ve Altıncı, H. (2024). *Gölbaşı (ADIYAMAN) Zeminlerinin CPT ve SPT Tabanlı Sıvılaşma Analizlerinin Değerlendirilmesi.* 2023 Kahramanmaraş Türkiye Depremleri Uluslararası Anma Konferansı, Adıyaman.

Tolun, N. (1954). Güneydoğu Anadolu'nun stratigrafisi ve tektoniği. MTA Derleme No: 2147, 95.

Tuna, D. (1973). VI. Bölge litostratigrafi birimleri adlamasının açıklayıcı raporu. *Türkiye Petrolleri Anonim Ortaklığı Arama Grubu*, 813, 131.

Turner, F. (1958). Ernişdere section (Esso Standart(Turkey) İne.): *Türkiye Petrolleri Anonim Ortaklığı Arama Grubu*, Arşiv No. 972.

T.C. Cumhurbaşkanlığı Strateji ve Bütçe Başkanlığı. (2023). *Kahramanmaraş ve Hatay Depremleri Raporu: Deprem sonrası değerlendirme raporu*.

Ulusay, R. (2000). Zemin Sıvılaşması, Mavi Gezegen Popüler Bilim Dergisi, *TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayını*, 1, 34-45.

Ulusay, R. ve Aydan, Ö. (2005). Characteristics and geo-engineering aspects of the 2003 Bingöl (Turkey) earthquake. *Journal of Geodynamics*, *40*(2-3), 334-346.

Ulusay, R., Aydan, Ö. ve Kumsar, H. (2024). Ground liquefaction caused by 6 February 2023 Kahramanmaraş earthquakes of Türkiye and some assessments on its extent and impacts on built environment. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, *83*(11), 447.

Unutmaz, B. (2008). *Assessment of Soil Structure Earthquake Interaction Induced Soil Liquefaction Triggering* (Doctor of Philosophy – Doctoral Program). Middle East Technical University.

Usta, D., Ateş, Ş., Kanar, F., Beyazpirinç, M., Uçar, L., Yıldız, H., Tufan, E., Akça, İ. ve Örtlek, A.T. (2017). Doğu Toroslar'ın (Amanos Dağları) jeolojisi ve jeodinamik evrimi (K. Maraş, Osmaniye, Gaziantep, Adana, Hatay). *Maden Tetkik ve Arama Müdürlüğü, Rapor*, (13568).

Uzunçimen, S., Tekin, U. K., Bedi, Y., Perinçek, D., Varol, E. ve Soycan, H. (2011). Discovery of the late Triassic (Middle Carnian-Rhaetion) radiolarians in the volcano-sedimantary sequences ofthe Koçali complex, SE Turkey: Correl with the other Tauride units. *Journal of Asian Earth Sciences*, 40(1), 180-200.

Vaid, Y. P. ve Chern, J. C. (1983). Effect of static shear on resistance to liquefaction. *Soils and Foundations,* 23(1), 47–60.

Vaid, Y. P., Chern, J. C. (1985). *Cyclic and monotonic undrained response of sands.* Proceedings of the ASCE Convention: Advances in the Art of Testing Soils Under Cyclic Loading Conditions, Detroit, Mich. Edited by V. Khosla, 171–176.

Vaid, Y. P. ve Finn, W. L. (1979). Static shear and liquefaction potential. *Journal of the Geotechnical Engineering Division,* 105(10), 1233-1246.

Wang, W. (1979). *Some findings in soil liquefaction. Earthquake Engineering Department*, Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Resezach Institute, Chinia.

İnternet: TRTHaber. (2023). TRT Hader. URL: https://www.trthaber.com/haber/turkiye/depremle-zemini-yaklasik-15-metre coken-tesisler-golun-icinde-kaldi-753866.html, Son Erişim Tarihi: 17.02.2023

Xu, C., Dou, P., Du, X., El Naggar, M. H., Miyajima, M., ve Chen, S. (2020). Large shaking table tests of pile-supported structures in different ground conditions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, *139*, 106307.

Yalçın, C. ve Kop, A. (2022). Kaleköy-Hombur (Çağlayancerit-Kahramanmaraş) civarının tektono-stratigrafik özellikleri. *Geosound,* 55(1), 37-60.

Yildirim, V., Cetin, A. K. ve Sen, B. (2002). Seasonal Variations of Epipelic Diatoms in Gölbası Lake With Relation to Physical-Chemical Variables. *Fresenius Environmental Bulletin*, 11(6), 306-311.

Yılmaz, E. ve Duran, O. (1997). Güneydoğu Anadolu bölgesi otokton ve allokton birimler stratigrafi adlama sözlüğü "Lexicon". *Türkiye Petrolleri Anonim Ortaklığı Eğitim Yayınları*, 31, 460.

Yılmaz, Y. (1993). New evidence and model on the evolution of the southeast Anatolian orogen. *Geological Society of America Bulletin*, 105(2), 251-271.

Yoshimi Y. ve Oh-Oka H. (1975). Influence of degree of shear stress reversal on the liquefaction potential of saturated sands. *Soils and Foundations,* 26(1), 25–35.

Youd, T. L. (1984). Geological effects-liquefaction and associated ground failure. *Geological and Hydrogeological Hazards Training Program*, United States Geological Survey Open-File Report 87-76, 210-232.

Youd, T. L., Hansen, C. M. ve Bartlett, S. F. (2002). Revised multilinear regression equations for prediction of lateral spread displacement. *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering*, 128 (12), 1007-1017.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Castro, G., Christian, J. T., Dobry, R., Finn, L. W. D., Harder, L. F., Hynes, M. E., Ishihara, K., Koester, J. P., Liao, S. S., Marcuson, W. F., Martin, G. R., Mitchell, J. K., Moriwaki, Y., Power, M. S., Robertson, P., Seed, B. S. ve Stokee, K. H. (2001). Liquefaction resistance of soils: summary report from the 1996 NCEER and 1998 NCEER/NSF workshops on evaluation of liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 127(4), 297-313.

Youd, T. L. ve Noble, S. K. (1997). Magnitude scaling factors. In Proceedings, NCEER Workshop on Evaluation of Liquefaction Resistance of Soils. *National Center for Earthquake Engineering, Research*, Buffalo, 149-165.

Zhang, G., Robertson, P. K. ve Brachman, R. W. I. (2004). Estimating liquefaction-induced lateral displacements using the standard penetration test or cone penetration test. *Journal of Geotechnical and Geoenviromental Engineering*, 130 (8), 861-871.



Gazili olmak ayrıcalıktır