T.C.
İSTANBUL ÜNİVERSİTESİ-CERRAHPAŞA
LİSANSÜSTÜ EĞİTİM ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

# PM4SAND ZEMİN BÜNYE MODELİNE AİT PARAMETRELERİN YÜZEYSEL TEMELLERDE SIVILAŞMA KAYNAKLI DEFORMASYONLARA ETKİSİ

**Samet ÖZENÇ**

**DANIŞMAN**
**Doç. Dr. M. Kubilay KELEŞOĞLU**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**İnşaat Mühendisliği Programı**

**İSTANBUL-2019**

Bu çalışma, 6.11.2019 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, İnşaat Mühendisliği Programında Yüksek Lisans tezi olarak kabul edilmiştir.

**Tez Jürisi**

Doç. Dr. Mustafa Kubilay KELEŞOĞLU
İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa
Fakülte

Doç. Dr. Sadık ÖZTOPRAK
İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa
Fakülte

Dr.Öğr.Üyesi Esra Ece BAYAT
İstanbul Teknik Üniversitesi
Fakülte

20.04.2016 tarihli Resmi Gazete'de yayımlanan Lisansüstü Eğitim ve Öğretim Yönetmeliğinin 9/2 ve 22/2 maddeleri gereğince; Bu Lisansüstü teze, İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa'nın abonesi olduğu intihal yazılım programı kullanılarak Lisansüstü Eğitim Enstitüsü'nün belirlemiş olduğu ölçütlere uygun rapor alınmıştır.

# ÖNSÖZ

Yüksek lisans tez çalışmam boyunca bilgi ve tecrübeleri ile beni yönlendiren, her konuda beni cesaretlendiren ve motivasyonumu her daim yüksek tutan, her yönü ile kendisini örnek aldığım çok kıymetli hocam Sayın Doç. Dr. M. Kubilay KELEŞOĞLU'na sonsuz yardım ve desteği için teşekkür ederim.

Bütün zorlukları aşarken hep yanımda olan, beni bu günlere getiren ve her türlü manevi desteği sağlayan, hiçbir zaman haklarını ödeyemeyeceğim aileme teşekkürlerimi borç bilirim.

Deneyimleri ile yoluma ışık tutan, değerli zamanlarını benden esirgemeyen ve tüm sorularımı sabırla dinleyip her konuda bana destek olan Sayın Dr. Sinan SARGIN ve Dr. Cihan ÖSER hocalarıma teşekkürlerimi sunarım.

Hiçbir zaman fikirlerini sakınmayıp çalışmalarım sırasında karşılaştığım sorunları çözmemde yardımcı olan ve bana her daim güç ve destek sunan arkadaşlarıma teşekkür ederim.

Kasım 2019 Samet ÖZENÇ

# İÇİNDEKİLER

**Sayfa No**

**ÖNSÖZ** ..... **iv**
**İÇİNDEKİLER** ..... **v**
**ŞEKİL LİSTESİ** ..... **vii**
**TABLO LİSTESİ** ..... **x**
**SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ** ..... **xi**
**ÖZET** ..... **xiv**
**SUMMARY** ..... **xvi**
**1. GİRİŞ** ..... **1**
**2. GENEL KISIMLAR** ..... **4**
2.1 SIVILAŞMANIN TANIMI ..... 4
2.2 SIVILAŞMANIN MEKANİZMASI ..... 6
2.3 SIVILAŞMA TÜRLERİ ..... 9
2.3.1 Akma Türü Sıvılaşma ..... 9
2.3.2 Devirsel Haraketlilik ..... 10
2.4 SIVILAŞMAYA ETKİ EDEN FAKTÖRLER ..... 11
2.4.1 Zemin Tipi ..... 12
2.4.2 Rölatif Sıkılık (Dr) ..... 12
2.4.3 Dane Boyu Dağılımı ..... 13
2.4.4 Dane Şekli ..... 14
2.4.5 Drenaj Şartları ..... 14
2.4.6 Çevre Basınçları ..... 14
2.5 SIVILAŞMA ANALİZ YÖNTEMLERİ ..... 15
2.5.1 Çevrimsel Kayma Gerilmesi Oranı (CSR) Hesaplanması ..... 15
2.5.2 Çevrimsel Kayma Mukavemeti Oranı (CRR) Hesaplanması ..... 16
*2.5.2.1 Standart Penetrasyon Testi (SPT) ile Sıvılaşma Analizi ..... 16*
*2.5.2.2 Koni Penetrasyon Testi (CPT) ile Sıvılaşma Analizi ..... 19*
*2.5.2.3 Deprem Düzeltme Katsayısı (MSF) ve Güvenlik Katsayısının (FS) Hesaplanması ..... 22*
2.6 SIVILAŞMA İNDEKSLERİ ..... 23
2.6.1 Sıvılaşma Potanseyeli İndeksi (LPI) ..... 23

2.6.2 Sıvılaşma Şiddeti Katsayısı (LSN) ..... 25
2.6.3 Sıvılaşma Şiddeti İndeksi (LSI) ..... 28
2.7 SIVILAŞMA POTANSİYELİNİ BELİRLEMEDE KULLANILAN SAYISAL MODELLER ..... 29
2.7.1 UBCSAND Sayısal Modeli ..... 30
2.7.2 PM4SAND Sayısal Modeli ..... 32
2.8 SIVILAŞMANIN ETKİLERİ ..... 34
2.8.1 Sıvılaşma Kaynaklı Oturma ..... 35
2.8.2 Sıvılaşma Kaynaklı Dönme ..... 37
**3. MALZEME VE YÖNTEM ..... 40**
3.1 ZEMİN TESTİ (SOİL TEST) ..... 40
3.2 ANALİZ MODELİ GEOMETRİSİNİN OLUŞTURULMASI ..... 46
3.2.1 Zemin Parametlerinin Oluşturulması ..... 47
3.2.2 Yapı Parametlerinin Oluşturulması ..... 49
3.2.3 Mesh Oluşturulması ..... 49
3.2.4 Deprem Kaydının Girilmesi ..... 51
3.2.5 Analiz Aşamalarının Hazırlanması ..... 51
**4. BULGULAR ..... 53**
4.1 LİTERATÜRDE YAPILAN ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR ..... 53
4.1.1 Canterbury Deprem Serisi Sırasında Sıvılaşabilir Zeminlerde Bulunan İki Yapının Dinamik Analizi ..... 53
4.1.2 Ottawa F-65 Kum Karakterizasyonu ..... 55
4.2 ADAPAZARI SİLTLİ-KUM PM4SAND KALİBRASYONU ..... 58
4.3 CHRISTCHURCH KUM PM4SAND KALİBRASYONU ..... 61
4.4 HASSASİYET ANALİZLERİ ..... 64
4.4.1 Adapazarı Zemin Profilinin Hassasiyet Analizi ..... 64
4.4.2 Christchurch Zemin Profilinin Hassasiyet Analizi ..... 71
**5. TARTIŞMA VE SONUÇ ..... 79**
**Kaynakça ..... 82**
**ÖZGEÇMİŞ ..... 85**

# ŞEKİL LİSTESİ

**Sayfa No**

**Şekil 2.1:** (a) Statik durumda zemin danelerinin durumu (b) Boşluk suyu basıncı ve efektif gerilmenin ilişkisi.....5

**Şekil 2.2:** Sıvılaşan zeminlerin idealize şeması .....6

**Şekil 2.3:** Tekrarlı Üç Eksenli Yükleme Kademeleri İçin Gerilme Durumları (Ishihara K. , 1996).....7

**Şekil 2.4:** Tekrarlı Üç Eksenli Basınç Deneyinde Eksenel Gerilme ve Boşluk Suyu Basıncı Artışı (Ishihara K. , 1996).....8

**Şekil 2.5:** Deprem esnasındaki akma sıvılaşmasının şematik gösterimi (Mital ve diğ., 2017).....9

**Şekil 2.6:** Deprem esnasındaki devirsel haraketlilik sıvılaşma türünün şematik gösterimi (Mital ve diğ., 2017).....10

**Şekil 2.7:** Sıvılaşma değerlendirme grafiği (Mital ve diğ., 2017).....11

**Şekil 2.8:** Zeminlerde sıvılaşabilir granülometri aralığı (Port and Harbour Research Institute, 1997).....14

**Şekil 2.9:** Standart penetrasyon testi (SPT) (NASEM, 2016).....17

**Şekil 2.10:** Koni Penetrasyon Testi (CPT).....20

**Şekil 2.11:** Örnek bir sahaya ait zemin profili (Özaydın, 2016).....26

**Şekil 2.12:** Temiz kumlar için hacimsel şekil değiştirme (Ishihara ve Yoshimine, 1992).....27

**Şekil 3.1:** Zemin testi ana ekranı.....41

**Şekil 3.2:** Plaxis deney arayüzü çevrimsel direkt basit kesme deneyi. .....42

**Şekil 3.3:** Adapazarı'ndan alınan numunelerin çevrimsel direkt kesme kutusu sonuçları (Sancio, 2003).....44

**Şekil 3.4:** Christchurch'den alınan numunelerin çevrimsel direkt kesme kutusu sonuçları (Cappelaro, 2017). .....45

**Şekil 3.5:** Adapazarı zemini için deney arayüzünde kullanılan girdiler. .....45

**Şekil 3.6:** Christchurch zemini için deney arayüzünde kullanılan girdiler. .....46

**Şekil 3.7:** Zemin Geometrisi. .....47

**Şekil 3.8:** Ortalama mesh uzunlukları. .....50

**Şekil 3.9:** Adapazarı deprem kaydı. .....51

**Şekil 4.1:** FTG-7 sahasındaki zemin profili (Luquel ve Bray, 2017).....53

**Şekil 4.2:** FTG-7 sahasındaki sıvılaşabilir zeminin kalibrasyonu (Luquel ve Bray, 2017). .....54

**Şekil 4.3:** 24 numaralı numunenin kalibrasyonu (Bastidas, 2016). .....55

**Şekil 4.4:** 44 numaralı numunenin kalibrasyonu (Bastidas, 2016). .....56

**Şekil 4.5:** 4 numaralı numunenin kalibrasyonu (Bastidas, 2016). .....57

**Şekil 4.6:** 28 numaralı numunenin kalibrasyonu (Bastidas, 2016). .....57

**Şekil 4.7:** Adapazarı siltli-kum kalibrasyonu. .....58

**Şekil 4.8:** Adapazarı siltli kum kalibrasyonunun sonuçları. .....60

**Şekil 4.9:** Christchurch kum kalibrasyonu. .....61

**Şekil 4.10:** Christchurch siltli kum kalibrasyonunun sonuçları. .....63

**Şekil 4.11:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $G_0$ arttırılmış model karşılaştırılması.....67

**Şekil 4.12:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $G_0$ azaltılmış model karşılaştırılması.....67

**Şekil 4.13:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $h_{p0}$ arttırılmış model karşılaştırılması. .....68

**Şekil 4.14:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $h_{p0}$ azaltılmış model karşılaştırılması.....68

**Şekil 4.15:** Referans modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar. .....69

**Şekil 4.16:** $G_0$ arttırılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar. .....69

**Şekil 4.17:** $G_0$ Azaltılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.....70

**Şekil 4.18:** $h_{p0}$ Arttırılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.....70

**Şekil 4.19:** $h_{p0}$ azaltılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar ..... 71

**Şekil 4.20:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $G_0$ arttırılmış model karşılaştırılması ..... 74

**Şekil 4.21:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $G_0$ azaltılmış model karşılaştırılması ..... 74

**Şekil 4.22:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $h_{p0}$ arttırılmış model karşılaştırılması. ..... 75

**Şekil 4.23:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $h_{p0}$ arttırılmış model karşılaştırılması. ..... 75

**Şekil 4.24:** Referans modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar. ..... 76

**Şekil 4.25:** $G_0$ arttırılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar. ..... 76

**Şekil 4.26:** $G_0$ azaltılmış modelde modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar. ..... 77

**Şekil 4.27:** $h_{p0}$ Arttırılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar ..... 77

**Şekil 4.28:** $h_{p0}$ azaltılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar. ..... 78

# TABLO LİSTESİ

**Sayfa No**

**Tablo 2.1:** Farklı ivme değerlerinde sıvılaşma riski taşıyan bölgelerdeki rölatif sıkılık değerleri (Seed ve Idriss, 1971). ..... 13

**Tablo 2.2:** SPT-N Düzeltme Katsayıları (Youd vd, 2001). ..... 18

**Tablo 2.3:** Temiz kum düzeltme katsayıları. ..... 19

**Tablo 2.4:** Sıvılaşma potansiyeli indeksinin değerlendirilmesi. ..... 24

**Tablo 2.5:** Sıvılaşma şiddeti katsayısının değerlendirilmesi. ..... 26

**Tablo 2.6:** Sıvılaşma şiddeti indeksinin değerlendirilmesi. ..... 28

**Tablo 2.7:** UBCSAND parametlerinin SPT-N ile korelasyonu. ..... 31

**Tablo 2.8:** Temelin dönme davranışının sağlık problemleri ve hasar dereceleri ile bağlantısı ..... 37

**Tablo 3.1:** Analiz modelinde kullanılan zemin tabakalarının özellikleri (Al-Masraf, 2018). ..... 46

**Tablo 3.2:** Analiz modelinde kullanılan yapı parametrelerinin özellikleri. ..... 47

**Tablo 4.1:** FTG-7 sahasındaki sıvılaşabilir zemin parametreleri (Luquel ve Bray, 2017). ..... 52

**Tablo 4.2:** Adapazarı için PM4Sand model parametreleri. ..... 56

**Tablo 4.3:** Christchurch için PM4Sand model parametreleri. ..... 59

**Tablo 4.4:** Parametlerdeki değişimlerin analiz modeli üzerindeki etkileri. ..... 63

**Tablo 4.5:** Parametlerdeki değişimlerin analiz modeli üzerindeki etkileri. ..... 70

# SİMGE VE KISALTMA LİSTESİ

| Simgeler | Açıklama |
|---|---|
| $(N_1)_{60}$ | : SPT vuruş sayısının %60 enerji seviyesi düzeltmesi |
| $(N_1)_{60cs}$ | : Temiz kumlar için $(N_1)_{60}$ düzeltmesi |
| $(q_{c1N})_{cs}$ | : Temiz kum için koni uç direnci |
| $(q_{c1})_{tk}$ | : Temiz kumlar için düzeltilmiş konik penetrasyon direnci |
| $C_B$ | **:** Sondaj çapı |
| $C_E$ | **:** Enerji oranı |
| $C_N$ | **:** Düşey basınç |
| $C_Q$ | : Koni uç direnci normalizasyon katsayısı |
| $C_R$ | **:** Tij uzunluğu |
| $C_S$ | **:** Numune alma metodu |
| $K_B^e$ | : Referans gerilme elasik bulk modülü |
| $K_G^P$ | : Referans gerilme plastik kayma modülü |
| $K_G^e$ | : Referans gerilme elastik kayma modülü |
| $K_c$ | : Zeminin granüler yapısını ifade eden düzeltme katsayısı |
| $K_{oed}^{ref}$ | : Tanjant elastisite modülü |
| $K_{ur}^{ref}$ | : Boşaltma-tekrar yükleme modülü |
| $K_{50}^{ref}$ | : Sekant elastisite modülü |
| $P_a$ | : Atmosferik basınç |
| $e_{maks}$ | : Maksimum boşluk oranı |
| $e_{min}$ | : Minumum boşluk oranı |
| $q_c$ | : Ölçülen uç direnci |
| $q_{c1N}$ | : Düzeltilmiş uç direnci |
| $EA_1$ | : Normal Rijitlik |
| $V_{ur}$ | : Poisson’s oranı |
| $Y_{sat}$ | : Doygun birim hacim ağırlık |
| $Y_{unsat}$ | : Doğal birim bacim ağırlık |
| $Y_{0.7}$ | : Secant kayma modülünü %70 oranına düşerek kayma deformasyonu |
| $\varepsilon_v$ | : Hacimsel şekil değiştirme yüzdesi |
| $\tau_{max}$ | : Maksimum kayma gerilmesi |

$\alpha_{max}$ : En büyük yatay ivme

$\varphi_{cv}$ : Kritik durum sürtünme açısı

**c** : Kohezyon

**Dr** : Rölatif sıkılık

**F** : Normalize edilmiş sürtünme oranı

**g** : Yer çekimi ivmesi

**G** : Elastik kayma modülü

**$G_0$** : Kayma modülü katsayısı

**$h_{p0}$** : Büzülme oranı

**$I_z$** : Zemin indeksi

**K** : Elastik bulk modülü

**me** : Elastik bulk modül indeksi

**$M_w$** : Deprem moment büyüklüğü

**n** : Zemin katsatısı

**nb** : Sınır yüzey parametresi

**nd** : Dilatasyon yüzey parametresi

**ne** : Elastik kayma modül indeksi

**np** : Plastik kayma modül indeksi

**Pa** : Atmosferik basınç değeri

**Pf** : Zeminin göçme oranı

**PGA** : Deprem kaydındaki pik zemin ivmesi

**Q** : Normalize edilmiş uç direnci

**$r_u$** : Aşırı boşluk suyu basınç oranı

**Vs** : Kayma dalgası hızı

**$\sigma_0'$** : Efektif gerilme

**$\sigma_d$** : Eksenel gerilme

**$\sigma_v$** : Toplam düşey gerilme

**$\sigma_v'$** : Efektif düşey gerilme

**$fac_{post}$** : Sıvılaşma sonrası davranışı ayarlama parametresi

**$fac_{hard}$** : Zeminin yoğunlaşma faktörü

**fs** : Çevre sürtünmesi

**rd** **:** Gerilme azaltma katsayısı

**EI** : Eğilme Rijitlik

| | |
|---|---|
| $\boldsymbol{Y}$ | : Birim bacim ağırlık |
| **m** | : Güç |
| **z** | **:** Derinlik |
| $\boldsymbol{\varphi}$ | : İçsel sürtünme açısı |
| $\boldsymbol{\psi}$ | : Dilatasyon açısı |

| **Kısaltmalar** | **Açıklama** |
|---|---|
| **CPT** | : Koni penerasyon testi |
| **CRR** | : Çevrimsel kayma mukavemeti oranı |
| **CSR** | : Çevrimsel Kayma Gerilmesi Oranı |
| **FS** | : Güvenlik katsayısı |
| **İDO** | : İnce dane oranı |
| **LPI** | : Sıvılaşma potanstiyeli indeksi |
| **LSI** | : Sıvılaşma şiddeti indeksi |
| **LSN** | : Sıvılaşma şiddeti katsayısı |
| **MSF** | : Deprem düzetlme katsayısı |
| **PL** | : Sıvılaşma olasılığı |
| **SPT** | : Standart penetrasyon testi |
| **TH** | : Potansiyel sıvılaşabilir tabaka kalınlığı |
| **WF** | : Sıvılaşabilir tabakaya olan derinlik |

# ÖZET

## YÜKSEK LİSANS TEZİ

### PM4SAND ZEMİN BÜNYE MODELİNE AİT PARAMETRELERİN YÜZEYSEL TEMELLERDE SIVILAŞMA KAYNAKLI DEFORMASYONLARA ETKİSİ

**Samet ÖZENÇ**

**İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa**

**Lisansüstü Eğitim Enstitüsü**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Danışman : Doç. Dr. M. Kubilay KELEŞOĞLU**

Depremler geçmişten günümüze büyük hasarlara neden olan ve günlük hayatta endişe uyandıran büyük doğal afetlerden bir tanesidir. Gerekli mühendislik tedbirleri alınmadığında depremler çok büyük yıkımlara ve çok sayıda insanın ölümüne neden olmaktadır. Deprem esnasında yapılarda meydana gelen hasarların ana nedenlerinden bir olan sıvılaşma ilk kez 1948 yılında Terzaghi ve Peck tarafından tanımlanmıştır. 1964'te meydana gelen Niigata ve Alaska depremlerinden sonra araştırmacıların ilgisini çekmiş ve 1999 Kocaeli depreminden sonra ülkemizde ve dünyada sıvılaşma çalışmaları daha yoğunlaşmıştır.

Bu çalışmada, sıvılaşma etkisiyle yapılarda meydana gelen oturma ve dönme davranışı farklı zemin malzeme parametreleri için incelenmiştir. Analizlerde sonlu elemanlar prensibiyle çalışan Plaxis 2D 2019 programı kullanılmıştır. Christchurch kumu ve Adapazarı siltinde yapılan çevrimsel direkt kesme kutusu deney verileri ile kalibre edilen PM4Sand bünye modeli parametreleri kullanılarak sıvılaşma hesaplamaları yapılmış ve parametrelerin sonuçlar etkisi irdelenmiştir. Elde edilen sonuçlar literatürde daha önce yapılan çalışmalar ile karşılaştırılmıştır.

Yapılan analizler neticesinde PM4Sand bünye modelinde parametre tayini için yapılan kalibrasyon işleminin çok hassas bir işlem olduğu ve ana parametrelerde yapılabilecek hataların etkisinin yapının deprem esnasındaki davranışını ciddi bir şekilde değiştirdiği görülmüştür.

Kasım 2019, 102 sayfa.

**Anahtar kelimeler:** Sıvılaşma, Plaxis, PM4Sand, Çevrimsel direkt kesme kutusu

# SUMMARY

## M.Sc. THESIS

### EFFECT OF PM4SAND CONSTITUTIVE MODEL PARAMETERS ON LIQUEFACTION INDUCED DEFORMATIONS OF SHALLOW FOUNDATIONS

**Samet ÖZENÇ**

**Istanbul University-Cerrahpasa**

**Institute of Graduate Studies**

**Department of Civil Engineering**

**Supervisor : Assoc. Prof. Dr. M. Kubilay KELEŞOĞLU**

From the very beginning of time and human socialization, earthquakes have been one of the most devastating natural disasters. Among many types of damages caused by the earthquake (i.e. ground shaking or tsunami) liquefaction is considered as one of the most damaging consequences of a seismic event. The term liquefaction has been identified at 1948 by Terzaghi and Peck. After 1964 Niigata and Alaska earthquakes this phenomenon was considered as an important topic for geotechnical earthquake engineers and after 1999 Adapazarı earthquake researches on liquefaction had a gained popularity.

This dissertation aims to analyze the liquefaction-induced settlement and tilting behavior of shallow foundations by using PM4Sand constitutive model developed for numerical analysis of liquefaction behavior of sands. Finite element software named Plaxis 2D 2019 was used for the numerical analyses. The cyclic direct simple shear tests data for Christchurch Sand and Adapazarı Silt were used to calibrate this constitutive model. Moreover, the possible errors of parameter choices were researched. Results of this research have been compared to other works in this field.

As a result of these analyses, the calibration process for parameter determination in PM4Sand constitutive model has been considered as a sensitive procedure. Furthermore, as an addition to these analyses, it was seen that small variation on the values of the primary parameters significantly change the earthquake induced settlement and tilting behavior of the structure.

November 2019, 102 pages.

**Keywords:** Liquefaction, Plaxis, PM4Sand, Cyclic Direct Simple Shear Test

# 1. GİRİŞ

Sıvılaşmanın mekanizması ve yapılar üzerindeki etkisi, 1964' te meydana gelen Niigata ve Alaska depremlerinden beri geoteknik mühendisliğinin en önemli, karmaşık ve dikkat çekici konularından bir tanesi olmuştur. Bu depremlerde binaların temellerinde meydana gelen oturmalar ve dönmeler birçok ev, okul, hastane ve köprü gibi yapıların büyük hasarlar almasına ve bazı yapıların yıkılmasına neden olmuştur. Ayrıca şev göçmeleri ve zeminlerde kalıcı deformasyonlar da gözlemlenmiştir. Deprem esnasında oluşan sıvılaşmanın neden olduğu bu tür hasarlar sonucunda geoteknik mühendislerinin bu konu üzerinde ilgisi artmış ve araştırmacılar bu konu üzerinde çalışmaya başlamışlardır.

1967 yılında Seed ve Idriss, Niigata depremi sırasında birçok yapıda meydana gelen oturma ve dönmelerin sıvılaşmadan dolayı olduğunu belirtmişlerdir. 1979 senesinde ise Seed ve ldriss Basitleştirilmiş Yöntem'i geliştirmişlerdir. Bu yöntem yıllar içinde birçok değişikliğe uğrayarak günümüze kadar gelmiştir. Zeminlerin sıvılaşma direncini hesaplama çalışmaları yalızca Seed ve ldriss'in çalışmalarıyla sınırlı kalmamıştır. Farklı araştırmacılar tarafından birçok farklı metot geliştirilmiştir. Bu metotlar arasında Japon Yol Kurumunun 1996 yılında yayınladığı metot ile Çin Kriteri sık kullanılanlar arasındadır. Zemin sıvılaşması son derece karışık ve birçok parametreden oluşan bir kavram olduğundan her bir yöntem belli bölgeler ve belli şartlar altında en güvenilir sonuçları vermektedir. Her bir yöntem değişen zemin koşullarına göre farklılık gösterebilir.

Ülkemizde 17 Ağustos 1999 tarihinde Kocaeli'nde 7.4 büyüklüğünde bir deprem meydana gelmiştir. Bu depremde en çok etkilenen yerlerden biri Sakarya ilinin Adapazarı ilçesi olmuştur. Alüvyonlu zemin tabakaları üzerinde yer alan Adapazarı'nda deprem esnasında silt ve kumlarda sıvılaşma ve taşıma gücü kaybı meydana gelmiştir. Bunun sonucunda yapıların temellerinde dönme davranışı, oturma ve yanal deplasmanlar gözlenmiştir. Deprem sonucunda çok sayıda insan hayatını kaybetmiş ve ekonomik kayıplar meydana gelmiştir.

İnsanların hayatlarını kaybetmesini önlemek ve ekonomik kayıpları engellemek için depremin etkilediği zeminlerin tekrarlı yükler altında nasıl bir davranış göstereceğinin bilinmesi gerekir. Buna ek olarak zeminin nasıl ve ne kadar deformasyona uğrayacağı, ayrıca meydana gelen

deplasman veya deformasyonların izin verilebilir sınırlar içerisinde olup olmadığının hesaplanması son derece önemlidir.

Zeminlerin sıvılaşmaya karşı dirençlerinin hesaplanabilmesi için kayma dalgası hızı, en büyük yer ivmesi ve zeminlerin endeks parametrelerinin belirlenmesi gereklidir. Ancak bu parametreler zeminin sıvılaşma potansiyeli hakkında tam bir sonuç elde edilmesi konusunda yeterli olmayabilir. Bu sebeple bu tür zeminlerin sıvılaşmaya karşı direncini hesaplarken çeşitli arazi ve laboratuvar deneylerinden yararlanmak büyük önem arz etmektedir.

Sıvılaşmaya karşı hesap yapılırken kullanılan arazi deneyleri başlıca standart penetrasyon testi (SPT), koni penetrasyon testi (CPT) ve kayma dalgası hızı (Vs) deneyidir. Bu deney sonuçları ışığında farklı araştırmacıların önerdiği yöntemler kullanılarak zeminlerde sıvılaşmanın meydana gelip gelmeyeceği hesaplanabilir. Fakat bu yöntemler sıvılaşma potansiyelini belirlemede ve sıvılaşan tabakanın üzerindeki yapıların yapacağı deformasyonları hesaplamada yeterli değildir.

Sıvılaşma potansiyelini belirlemek amacıyla çeşitli araştırmacılar tarafından farklı yöntemler önerilmiştir. Bu yöntemler sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI), sıvılaşma şiddeti katsayısı (LSN) ve sıvılaşma şiddeti indeksi (LSI)'dır. Bu yöntemler sayesinde sıvılaşan zeminin sıvılaşma potansiyelleri belirlenebilir.

Birçok parametrenin etkilediği sıvılaşma karışık bir mekanizmaya sahip olsa da matematiksel açıdan modellenemez değillerdir. Son yıllarla sıkça kullanılan sonlu elemanlar metodu (FEM) ve sonlu farklar metodu (FDM) sıvılaşan tabakaların modellenmesinde ve bu tabakaların deprem esnasında sıvılaşma kaynaklı yapacağı deformasyonları belirlemede son derece etkilidir.

Bu sayısal modeller ile sıvılaşma hesaplaması yapmak için birçok araştırmacı değişik bünye modelleri önermiştir. Bu yeni nesil bünye modelleri arasında UBCSand ve PM4Sand en popüler olanlarıdır. UBCSand bünye modelinin birçok parametresi SPT arazi deney sonuçları ile elde edilmektedir. Bu nedenle UBCSand bünye modelinin parametrelerini elde etmek görece daha kolaydır. PM4Sand bünye modelinin parametlerinin elde edilebilmesi için ise hem laboratuvar hem arazi deneyleri gerekmektedir. Bazı parametreleri elde edebilmek için laboratuvar deneyleri ile kalibrasyon işlemi yapılması gerekirken bazı parametreleri elde edebilmek için çeşitli arazi deneylerinden yararlanılması gerekmektedir. PM4Sand bünye modelinin parametre

sayısının fazla olması ve bu parametrelerin elde edilmesi için birden fazla deneye ihtiyaç duyulması nedeniyle bu parametrelerin elde edilmesi son derece hassas, karmaşık ve zordur. Bu sebeple bu parametrelerin tayini sırasında yanlış değerler elde edilmesi oldukça olasıdır.

Bu çalışmanın en önemli amacı PM4Sand bünye modelinin parametre tayini sırasında yapılabilecek hataların ve elde edilecek yanlış değerlerin etkilerini araştırmaktır. Bu amaçla farklı zeminler üzerinde kalibrasyon işlemi uygulanarak PM4Sand bünye modelinin parametreleri elde edilmiş ve bu parametreler üzerinde değişiklikler yapılarak parametre değerlerindeki olası sapmaların etkileri ortaya çıkarılmıştır.

Bu çalışmanın ikinci bölümünde sıvılaşmanın tanımı yapılmış, sıvılaşma analiz yöntemlerinden, sıvılaşma indekslerinden ve yeni nesil sayısal modellerden bahsedilmiş ve daha önce literatürde yapılan çalışmalar anlatılmıştır. Malzeme ve Yöntem başlıklı üçüncü bölümde ise PM4Sand bünye modelinin parametre tayini için yapılan kalibrasyondan bahsedilmiş, kullanılacak zemin tabakalarına ve yapıya ait özellikler tanıtılmış, analiz yöntemlerinin temel mantığına dair bilgileri verilmiştir. Ayrıca bu bölümde sonlu eleman yöntemine göre analiz yapan Plaxis programında zeminin modellenmesi için gereken aşamalar üzerinde durulmuştur. Bulgular başlıklı dördüncü bölümde ise Adapazarı siltli kumunun ve Christchurch kumunun PM4Sand kalibrasyon sonuçları paylaşılmıştır. Kalibre edilen bu iki zemin profili Adapazarı'ndan alınan örnek bir zemin kesiti ile birlikte kullanılarak sıvılaşma analizleri yapılmıştır. Bu analizlerde 6 katlı bir binayı temsil eden bir yapı kullanılmıştır. Bu analizler ile birlikte PM4Sand bünye modelinin parametre değerlerindeki olası sapmaların etkileri ortaya çıkarılmıştır. Ayrıca bu bölümde daha önce literatürde yapılan PM4Sand kalibrasyon çalışmaları incelenmiştir.

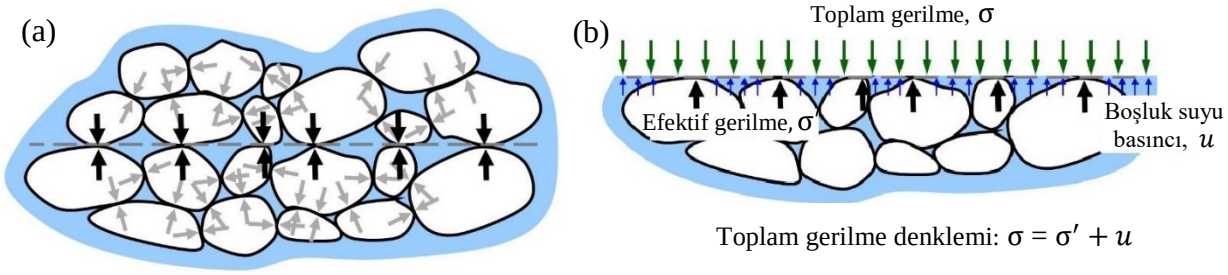
# 2. GENEL KISIMLAR

## 2.1 SIVILAŞMANIN TANIMI

Sıvılaşma araştırmaları ilk defa 1936 yılında, Casagrande tarafından ortaya çıkarılan kritik boşluk oranı ile başlamıştır. Başlangıç durumunda eşit çevre basıncına sahip olan gevşek ve sıkı iki kum numunesi üzerinde deformasyon kontrollü ve drenajlı üç eksenli deneyler yapılmıştır. Casagrande (1936) bu iki numunenin deney sonunda aynı boşluk oranına ulaşıp, sabit hacimde kayma deformasyonuna maruz kaldıklarını gözlemlemiş ve bu duruma karşılık gelen boşluk oranı değerini kritik boşluk oranı olarak tanımlamıştır.

Sıvılaşma terimi ise tarihte ilk kez 1948 yılında Terzaghi ve Peck tarafından gevşek kumlarda ani örselenme sonucunda oluşan akma göçmesinin neden olduğunu mukavemet kaybı olarak kullanılmıştır. Sıvılaşma benzer şekilde 1953 yılında Mogami ve Kubo tarafından tekrarlı çevrimsel yüklemeler sonucu oluşan kayma mukavemet kaybı olarak tarif edilmiştir (Kramer, 1996).

Suya doygun ve kohezyonsuz bir zeminin statik zemin şartlarında, zemin daneleri arasındaki temas sebebiyle belirli bir mukavemeti ve direnci vardır. Zemin daneleri arasındaki bu temas kuvveti daneler arasında bir gerilme meydana getirir. Bu gerilme zemin mekaniğinde efektif gerilme olarak adlandırılır. Şekil 2.1a statik koşullarda zemin danelerinin durumunu ve zemin daneleri arasındaki temas kuvvetlerini göstermektedir. Zemin daneleri arasındaki boşluklarda yer alan su, zemin daneleri üzerinde bir basınç oluşturur. Bu basınç, boşluk suyu basıncı olarak bilinmektedir ve efektif gerilmeleri direkt olarak etkilemektedir. Deprem sırasında suya doygun ve kohezyonsuz zemin elemanı o kadar hızlı bir şekilde yüklenir ki, boşluklarda yer alan su başka bir yere doğru hareket edemez ve boşluk suyu basıncı artar. Bu boşluk suyu basıncı artmaya devam ederse öyle bir seviyeye ulaşır ki daneden daneye aktarılan temas kuvveti (efektif gerilme) kaybolur. Bu durumda daneli zemin katıdan çok bir sıvı gibi davranır. Bu etapta sıvılaşma denilen olay ortaya çıkar.




**Şekil 2.1:** (a) Statik durumda zemin danelerinin durumu (b) Boşluk suyu basıncı ve efektif gerilmenin ilişkisi

Sıvılaşmayı matematiksel olarak gösterecek olursak;

Statik koşullarda efektif gerilme, $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - u_s$

Dinamik koşullarda efektif gerilme, $\sigma'_{v0} = \sigma_{v0} - (u_s + u_d)$

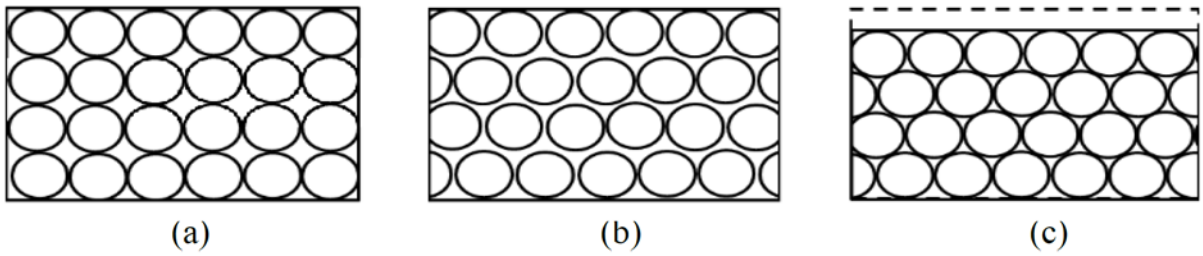
Eğer $(u_s + u_d) = \sigma_{v0}$ olursa, $\sigma'_{v0} = 0$ olur.

Burada, $\sigma_{v0}$ toplam gerilme, $\sigma'_{v0}$ efektif gerilme, $u_s$ statik durumdaki boşluk suyu basıncı, $u_d$ dinamik durumda ortaya çıkan boşluk suyu basıncıdır.

Zemin sıvılaştıktan sonra aşırı boşluk suyu basıncı sönümlenmeye başlayacaktır. Zeminin sıvılaşmış durumda kalması iki etkene bağlıdır. Bunlar;

- Depremin süresi
- Zemin tabakasının drenaj şartlarıdır

Ulusal Bilim, Mühendislik ve Tıp Akademileri (NASEM) tarafında 2016 yılında yayınlanan raporda belirtildiği gibi sıvılaşan zeminin üç idealize şeması vardır (Şekil 2.2). Sıvılaşma öncesi suya doygun zeminde birbirine temas eden danelerin yük aktarımı sayesinde zemin bir mukavemete ve rijitliğe sahiptir (Şekil 2.2a). Deprem sırasında ve sıvılaşmanın başlangıcında deprem dalgalarının yarattığı kuvvet zemin daneleri arasındaki boşlukları dolduran suya iletilir ve böylece boşluk suyu basıncı artarak birbirlerine temas eden zemin danelerini ayırır (Şekil 2.2b). Bu durum zeminin deformasyona yatkın hale gelmesine neden olur ve zemin danelerinin birbirine uyguladığı temas ve gerginlik kaybolur (Şekil 2.2c). Bununla birlikte boşluk suyu basıncı yukarı doğru ilerler ve zemin başlangıç halinden daha gevşek bir duruma döner.



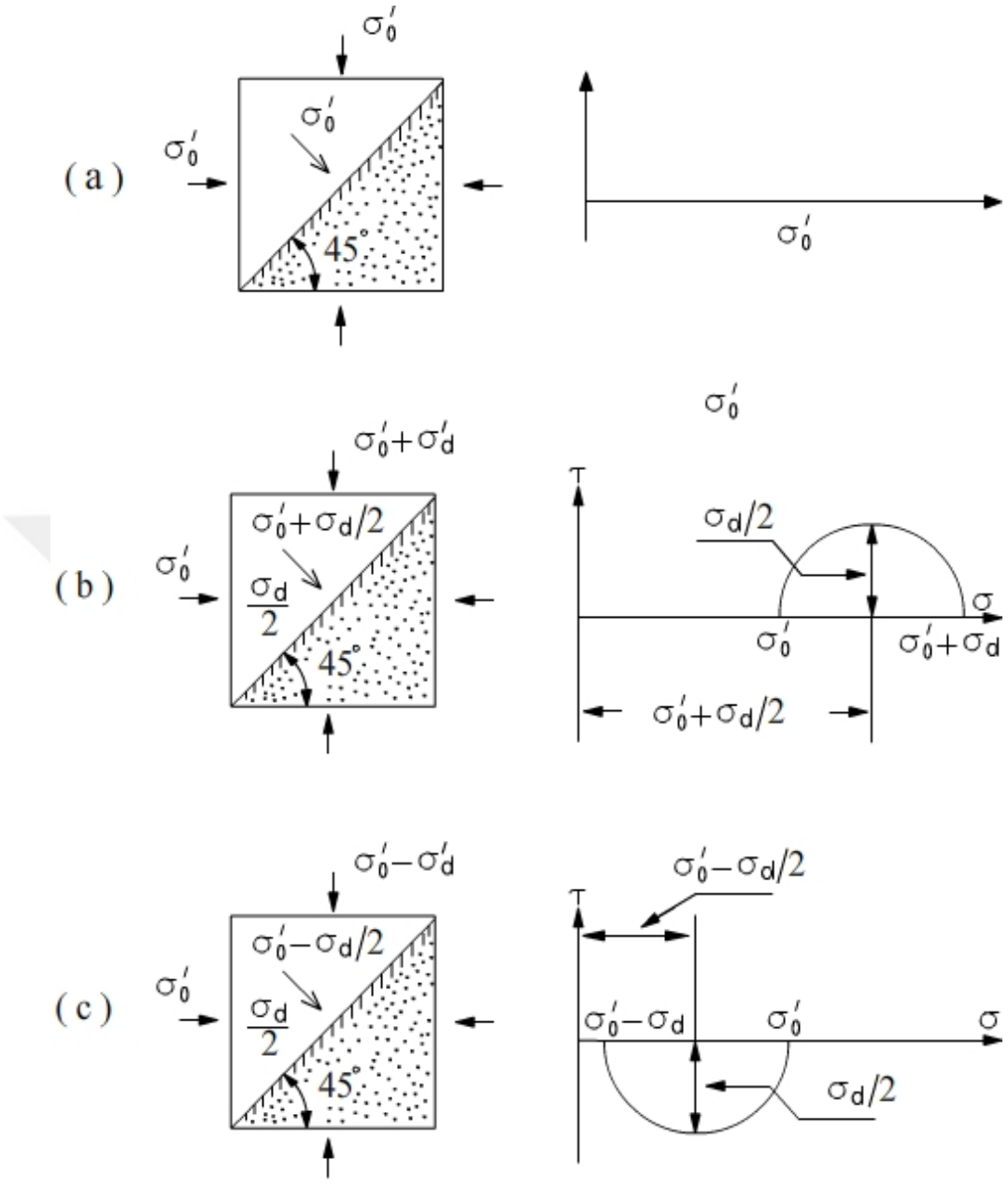

**Şekil 2.2:** Sıvılaşan zeminlerin idealize şeması

## 2.2 SIVILAŞMANIN MEKANİZMASI

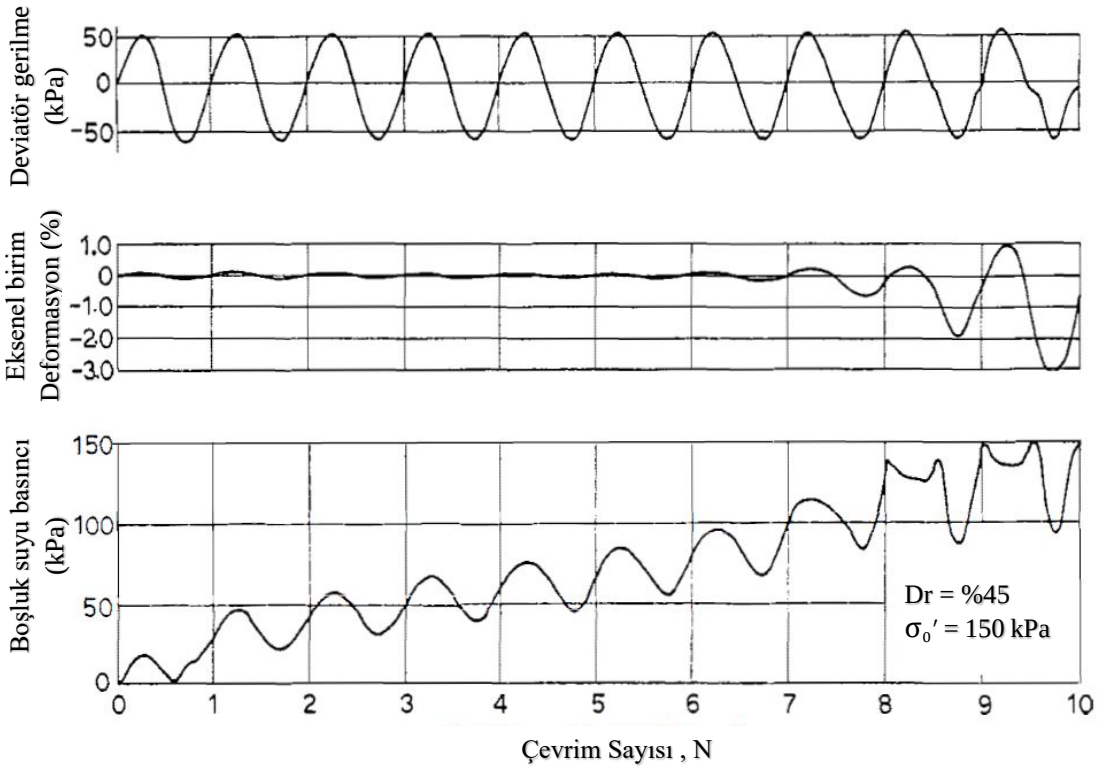
Sıvılaşma olayının temel mekanizması, laboratuvarda üç eksenli basınç deney aleti ile tekrarlı gerilmeler uygulanan kum numunelerin davranışlarının incelenmesiyle açıklığa kavuşturulmuştur. Seed ve Lee (1966) tarafından yapılan ilk denemelerde suya doygun kum numuneleri çevre basıncı altında konsolide edilmiş ve drenajsız koşullarda deformasyona neden olacak eksenel gerilmeye ulaşana kadar tekrarlı eksenel gerilmeler uygulanmıştır. Bu yükleme işlemi numuneler üzerinde yatayla 45 derecelik kayma düzlemi oluşturur ve bu durum deprem esnasında yatay düzlemde oluşan davranış ile aynıdır. Üç eksenli basınç deneyindeki her kademede için meydana gelen gerilme durumları Şekil 2.3'de gösterilmiştir (Ishihara K. , 1996).

Drenajsız durumda eksenel gerilme $\sigma_d$ uygulandığında, 45°'lik kayma düzleminde oluşan gerilme $\sigma_d/2$ olur. Ek olarak bu düzlemde $\sigma_d/2$ normal gerilme de oluşur fakat bu gerilme mevcut efektif çevre gerilmesini ($\sigma_0'$) değiştirmeden boşluk suyuna aktarılan $\sigma_d/2$'nin basınç bileşenidir. Bu yüzden 45 derecelik düzleme uygulanan bu normal gerilme göz ardı edilebilir.

Tekrarlı üç eksenli basınç deneyinin tipik bir sonucu Şekil 2.4'de gösterilmiştir.




**Şekil 2.3:** Tekrarlı Üç Eksenli Yükleme Kademeleri İçin Gerilme Durumları (Ishihara K. , 1996).




**Şekil 2.4:** Tekrarlı Üç Eksenli Basınç Deneyinde Eksenel Gerilme ve Boşluk Suyu Basıncı Artışı (Ishihara K. , 1996)

Şekil 2.4'de görüldüğü üzere tekrarlı eksenel gerilme uygulandıkça boşluk suyu basıncı sürekli artar ve bir noktadan sonra başlangıçta uygulanan çevre basıncı ile aynı değere ulaşır. Böylece çift genlikte yaklaşık %5'lik bir eksenel gerilme meydana gelir. Bu duruma ön sıvılaşma veya kısaca sıvılaşma adı verilir. Gevşek kumlarda ön sıvılaşma bir yumuşama durumu olarak isimlendirilebilir çünkü boşluk suyu basıncı %100'e ulaştığında mukavemet tamamıyla yok olur ve çok büyük deformasyonlar meydana gelir. Orta sıkı ve sıkı kumlar için yine %5 çift genlikli eksenel gerilme ile birlikte %100 boşluk suyu basıncı bir yumuşama durumu meydana getirir. Fakat bu durum çok büyük bir deformasyona neden olmaz ve ilk sıvılaşmanın başlamasından sonra bile numunede tam bir mukavemet kaybı yaşanmaz. Siltli kumlarda veya kumlu siltlerde, boşluk suyu basıncı çevre basıncının yaklaşık %90 ila %95'ine eşit bir değere ulaşabilmektedir. Yine de yeterli sayıdaki tekrarlı gerilme sonucunda bu tur zeminlerde sıvılaşmanın meydana geldiği gözlemlenmiştir. Bu tür zeminlerde, üç eksenli testte boşluk suyu %100'e ulaşmadan sıvılaşmanın meydana geldiği açıkça görülmektedir. Bu nedenle tekrarlı üç

eksenli basınç deneyinde %5'lik çift genlikli eksenel gerilmenin oluşumu sıvılaşma durumunu tanımlamak için bir kriter olarak kullanılmaktadır (Ishihara K. , 1996).

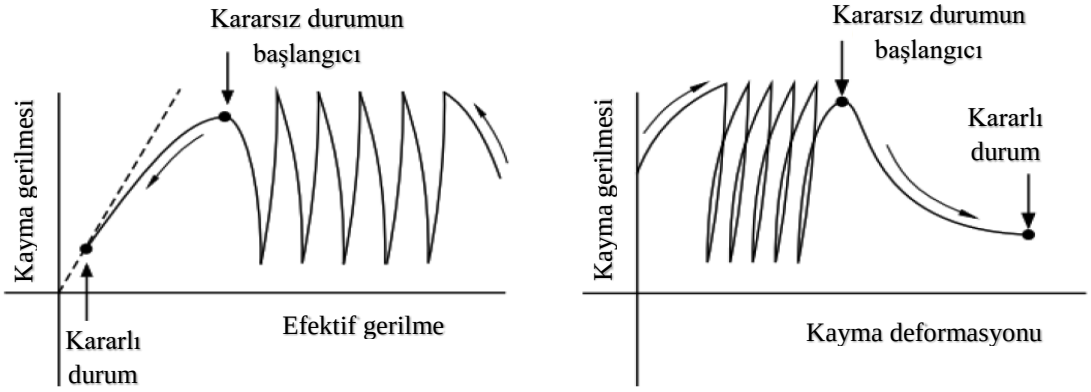
## 2.3 SIVILAŞMA TÜRLERİ

Neden olduğu hasar tipleri dikkate alındığında iki tür sıvılaşmada bahsedilebilir. Bunlar;

1) Akma türü sıvılaşma
2) Devirsel Hareketlilik.

### 2.3.1 Akma Türü Sıvılaşma

Sıvılaşan zeminin kayma dayanımının, zeminin statik dengesi için gerekli olan kayma gerilmesinden daha düşük olduğu durumda akma sıvılaşması meydana gelebilir. Aniden artan kayma gerilmeleri ve sıvılaşan zeminin hareket mesafesi akma sıvılaşmasının ana parametreleridir. Bu tür bir göçme şekli hızlı yer hareketlerine neden olur ve büyük hasar meydana getirebilir (Kramer, 1996).




**Şekil 2.5:** Deprem esnasındaki akma sıvılaşmasının şematik gösterimi (Mital ve diğ., 2017).

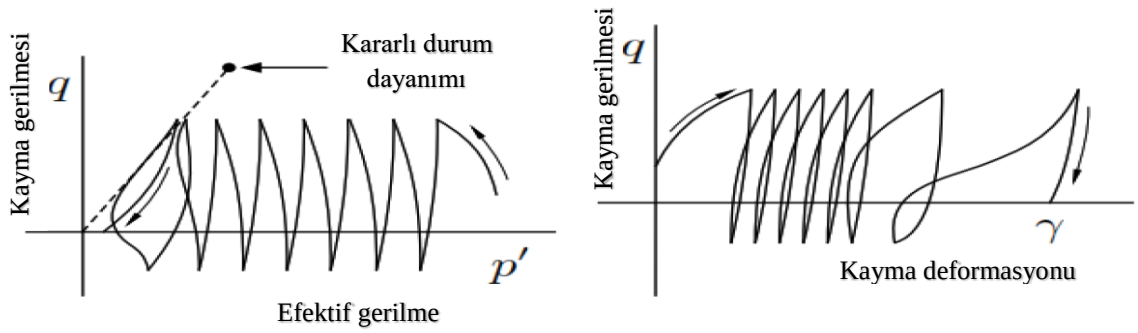
Şekil 2.5'te kararlı durum kesikli çizgi ile gösterilmiştir. Akma sıvılaşması başladığında zeminin taşıma gücü düşer ve büyük deformasyonlar meydana gelir.

Robertson ve Wride (1997) akma sıvılaşmasının temel etkenlerini aşağıdaki gibi tanımlamıştır:

- Akma sıvılaşması tekrarlı veya devirsel yükleme ile meydana gelebilir.
- Zemindeki kayma gerilmesi drenajsız kayma dayanımından daha fazla olduğu zaman akma sıvılaşması meydana gelir.
- Akma sıvılaşmasının tetiklenmesi için drenajsız yükleme altında zemin yumuşaması meydana gelmelidir.
- Akma sıvılaşması çok gevşek doygun kumlarda hatta hassas killi siltlerde bile meydana gelebilir

### 2.3.2 Devirsel Haraketlilik

Sıvılaşan zeminin kayma dayanımının, zeminin statik dengesi için gerekli olan kayma gerilmesinden daha fazla olduğu durumda devirsel hareketlilik meydana gelebilir. Efektif gerilmeler her yükleme döngüsüyle beraber azaldıkça kayma rijitliği kademeli olarak azalacaktır (Kramer, 1996). Devirsel haraketlilik sebebiyle oluşan deformasyonlar deprem esnasında artarak devam eder.

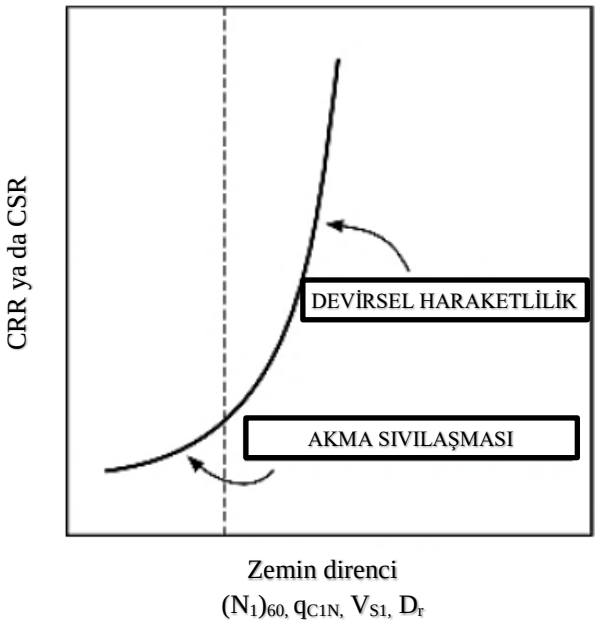



**Şekil 2.6:** Deprem esnasındaki devirsel haraketlilik sıvılaşma türünün şematik gösterimi (Mital ve diğ., 2017).

Efektif çevre basıncındaki kademeli düşüş ve toprağın büzülme ve genleşme tepki davranışları devirsel hareketliliğe yol açmaktadır. Bununla birlikte, gevşek toprağın büzülme davranışı ve kayma mukavemetinde ani düşüş akma sıvılaşması ile bağlantılıdır. Bu iki sıvılaştırma mekanizması, uygulanan çevre basıncı ve zeminin rölatif sıkılığına bağlı olarak aynı zeminde oluşabilir (Li ve Ming, 2000).

Akma sıvılaşmasının gevşek zeminlerde meydana gelirken devirsel haraketliliğin ise su kütlelerin yanındaki az eğimli veya hemen hemen düz yüzeyli zeminlerde görülür. Eğer bu bölgelerde yapılaşma var ise önemli hasarlar meydana gelebilir (Kramer, 1996).

Sıvılaştırma riskini tahmin etmek için, birçok araştırmacı Youd, Robertson ve Wride gibi, toprağın özelliklerine bağlı olarak gösterilen çevrimsel kayma mukavemeti oranı (CRR) ile çevrimsel kayma gerilmesi oranına bağlı olarak Şekil 2.7'teki gibi sıvılaşma değerlendirme çizelgeleri önermiştir.




**Şekil 2.7:** Sıvılaşma değerlendirme grafiği (Mital ve diğ., 2017).

Şekil 2.7'teki eğrinin alt kısmı küçük gerilmelerde tetiklenebilen akma sıvılaşmasını göstermektedir. Eğrinin üst kısmı ise devirsel haraketliliği temsil etmektedir.

## 2.4 SIVILAŞMAYA ETKİ EDEN FAKTÖRLER

Bütün zeminler sıvılaşma karşı hassas değildir. Bundan dolayı sıvılaşma potansiyelini belirlemeden önce zeminlerinde sıvılaşma karşı hassasiyetinin belirlenmesi gerekmektedir. Söz konusu sahadaki zeminin sıvılaşmaya karşı hassasiyeti olmaması durumunda sıvılaşma riski söz konusu değildir ve sıvılaşma potansiyelini değerlendirme işlemi sona erdirilir. Fakat zeminin sıvılaşmaya hassas olması durumunda sıvılaşma potansiyeli hesaplanmalıdır.

Zeminin sıvılaşma hassasiyetini belirleme konusunda değişik ölçütler vardır. Bu ölçütlerin bazıları akma sıvılaşması ve devirsel hareketlilik için farklıdır. Bunlar; jeolojik, tarihsel, bilişimsel ve durumla ilgili ölçütlerdir (Kramer, 1996).

### 2.4.1 Zemin Tipi

Depremler sırasında zemin sıvılaşması ile ilgili risklerin ince ve orta kum ile düşük plastisiteli ince dane içeren kum çökellerinde görüldüğü bilinmektedir. Buna ek olarak sıvılaşmanın zaman zaman çakıllı zeminlerde de ortaya çıktığı rapor edilmiştir.

Buna göre sıvılaşmaya hassas zemin tipleri kohezyonsuz zeminlerdir. Kohezyonsuz zeminlerin sıvılaşmaya karşı en az dirençliden en çok dirençliye kadar olan bir sıralaması genel olarak temiz kumlar, plastik olmayan siltli kumlar, plastik olmayan siltler ve çakıllar olarak söylenebilir.

Seed ve diğ. (1983) laboratuvar çalışmaları ve arazi deneylerine bağlı olarak kohezyonlu zeminlerin büyük kısmının depremler sırasında sıvılaşmayacağını açıklamıştır. İlk olarak Seed ve Idriss (1982) tarafından ortaya çıkan ve sonradan Youd ve Gilstrap (1999) tarafından geliştirilen ölçütler kullanılarak ince daneli zeminlerin sıvılaşması için aşağıdaki üç kriterin tümünün karşılanması gerekmektedir

- 0.005 mm'den daha ince danelerin zeminin toplam kuru ağırlığına oranı %15'ten daha az olmalıdır.
- Likit limit değeri yüzde %35'ten düşük olmalıdır.
- Zeminin su muhtevası (w) likit limitin 0.9'undan daha büyük olmalıdır.

İnce daneli zeminlerin bu üç kriterin tamamını karşılamadığı zamanlarda, genellikle zeminin sıvılaşmaya hassas olmadığı düşünülür. Kohezyonlu zeminde sıvılaşma olmasa bile sismik sarsıntıdan olayı önemli bir drenajsız kayma direnci kaybı meydana gelebilir.

### 2.4.2 Rölatif Sıkılık (Dr)

Zeminin rölatif sıklığı, daneli zeminlerin sıvılaşabilirliğini ve deformasyonlarını belirlemek için kullanılan ana parametrelerden biridir. Başlangıçtaki rölatif sıkılık değeri yükseldikçe deprem esnasında oluşan boşluk suyu basıncının ve oturmaların azaldığı ortaya çıkmıştır.

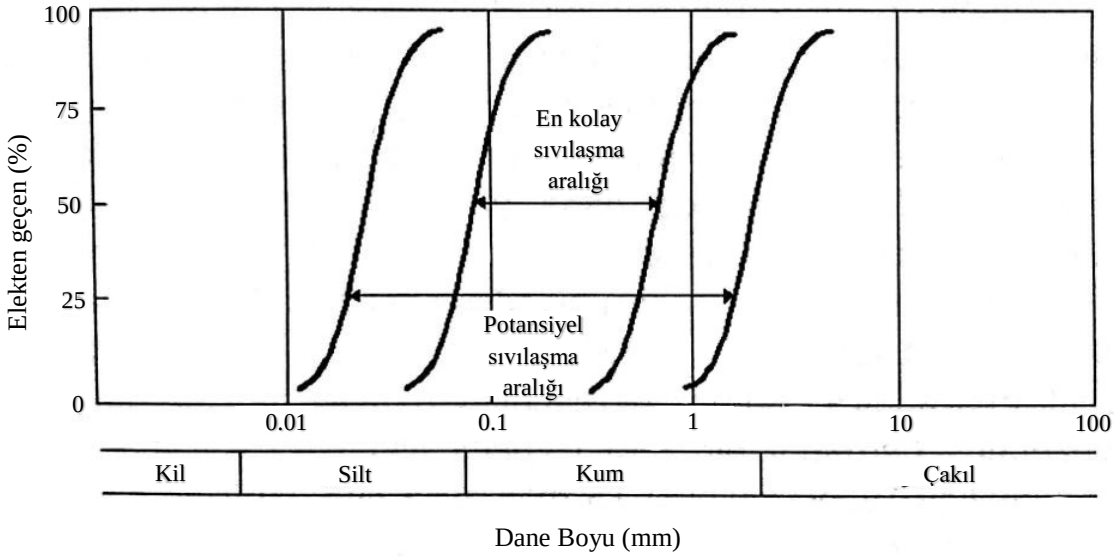
Maksimum deprem ivmesi ile rölatif sıkılık arasındaki ilişki Tablo 2.1'de verilmiştir.

**Tablo 2.1:** Farklı ivme değerlerinde sıvılaşma riski taşıyan bölgelerdeki rölatif sıkılık değerleri (Seed ve Idriss, 1971).

| **Maksimum Yer İvmesi** | **Sıvılaşma Potansiyeli Yüksek** | **Sıvılaşma zemin tipine ve deprem büyüklüğüne bağlıdır** | **Sıvılaşma Potansiyeli Düşük** |
|---|---|---|---|
| 0.10 g | Dr < %33 | %33 < Dr < %54 | Dr > %54 |
| 0.15 g | Dr < %48 | %48 < Dr < %73 | Dr > %73 |
| 0.20 g | Dr < %60 | %33 < Dr < %85 | Dr > %85 |
| 0.25 g | Dr < %70 | %33 < Dr < %92 | Dr > %92 |

### 2.4.3 Dane Boyu Dağılımı

İyi derecelenmiş zeminlerde büyük daneler arasındaki boşlukları dolduran küçük daneli zeminler vardır. Böylece, daneler arasındaki boşluk oranı iyi derecelenmiş zeminlerde daha azdır. Bu durum deprem sırasında oluşun aşırı boşluk suyu basıncında daha az bir artışa neden olur. Kötü derecelenmiş zeminlerde ise daneler arasındaki boşluk oranları daha fazladır ve bu boşluklar su moleküllerinin zemin içerisinde daha kolay bir şekilde hareket etmesini sağlar. Bu nedenle tekdüze derecelenmiş zeminlerde deprem esnasında aşırı boşluk suyu basıncı daha fazla artar. Sıvılaşma yenilmelerinin çoğunun tekdüze derecelenmiş iri daneli zeminlerde meydana geldiğini gösteren kanıtlar vardır (Şekil 2.8).




**Şekil 2.8:** Zeminlerde sıvılaşabilir granülometri aralığı (Port and Harbour Research Institute, 1997).

### 2.4.4 Dane Şekli

Zeminin dane şekli de sıvılaşma potansiyelini etkileyebilir. Örneğin, yuvarlak daneli zeminler, köşeli zemin danelerinden daha kolay sıkışma eğilimindedirler. Dolayısıyla, yuvarlak zemin partikülleri içeren bir zeminler, sıvılaşmaya karşı köşeli zemin partikülleri içeren bir zeminden daha duyarlıdır.

### 2.4.5 Drenaj Şartları

Aşırı boşluk suyu basıncının hızlı sönümlenmesi durumunda zemin sıvılaşmayabilir. Böylece, çok yüksek geçirimli çakıl drenler veya çakıl tabakalara bitişik zeminlere sıvılaşma potansiyeli azalır.

### 2.4.6 Çevre Basınçları

Çevre basınçları ne kadar yüksek ise zeminin sıvılaşmaya karşı duyarlılığı da o kadar azdır. Zemin yüzüne uygulanan sürşarj yükü, daha derin yer altı su seviyesi ve zemin yüzeyinden daha derinde yer alan zemin tabakası daha fazla çevre basıncı oluşturan koşullardır. Daha derinde yer alan zemin tabakaları daha yüksek efektif düşey gerilmelere ve çevre basınçlarına sahip olacakları için sıvılaşmazlar. Sıvılaşma olayının meydana geldiği birçok bölgede zeminin 20 metre altından daha derinde sıvılaşma olmadığını göstermiştir.

## 2.5 SIVILAŞMA ANALİZ YÖNTEMLERİ

Deprem sırasında zeminlerin sıvılaşma potansiyelini belirleyebilmek için çeşitli yöntemler mevcuttur. Bu yöntemleri kullanarak sıvılaşma potansiyelini belirlerken kullanılan iki temel yaklaşım şunlardır:

1) Seed ve Idriss (1971) Basitleştirilmiş Yönteme dayanan sahada zemin parametreleri kullanılarak sıvılaşma direncinin hesaplanabildiği bir yöntem geliştirmişlerdir. Sıvılaşma potansiyelini belirlemek amacıyla günümüzde en çok kullanılan arazi testleri ise standart penetrasyon testi (SPT), koni penetrasyon testi (CPT) ve kayma dalgası hız (Vs) testleridir.

2) Araziden alının örselenmemiş numuneler ile laboratuvar ortamında arazideki gerilme şartlarını sağlayarak yapılan laboratuvar testleri ise bir diğer yaklaşımdır.

Laboratuvar deneylerinde arazideki gerilme koşullarının sağlanması test ekipmanlarının yetersizliği nedeniyle zordur (Seed, 1979). Ayrıca örselenmemiş numunenin alınması, dinamik deneyleri arazi durumlarını tam olarak sağlayamaması, deney numunesinin hazırlanması ve yeniden konsolide edilmesi gibi zorluklar nedeniyle sıvılaşma potansiyelini belirlerken genel olarak arazi deneyleri kullanılmaktadır (Seed ve De Alba, 1986). Bu nedenle bu tezde sıvılaşma potansiyelini belirleme yöntemleri olarak arazi deneylerinden bahsedilecektir.

### 2.5.1 Çevrimsel Kayma Gerilmesi Oranı (CSR) Hesaplanması

Seed ve Idriss (1971) tarafından SPT verileri kullanılarak sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek için bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntem aynı zamanda basitleştirilmiş yöntem olarak da tanımlanmaktadır.

Seed ve Idriss (1971)'e göre deprem sırasında herhangi bir noktadaki veya derinlikteki kayma gerilmeleri maksimum kayma gerilmesinden daha az olacaktır. Araştırmacıların çeşitli vakalardan elde ettikleri laboratuvar verilerine göre zeminin herhangi bir noktasındaki ortalama kayma gerilmesi maksimum kayma gerilmesinin %65'ine eşittir.

Buna göre çevrimsel kayma gerilmesi oranı bu şekilde tanımlanabilir:

$$\mathrm{CSR} = 0.65\frac{\tau_{max}}{\sigma_{v'}} = 0.65\frac{\sigma_v}{\sigma_{v'}}\frac{\alpha_{max}}{g}\,rd \tag{2.1}$$

Burada, maksimum kayma gerilmesi $\tau_{max}$, en büyük yatay ivme $\alpha_{max}$, yer çekimi ivmesi g, toplam düşey gerilme $\sigma_v$, efektif düşey gerilme $\sigma_v$', gerilme azaltma katsayısı rd'dir.

Seed ve Idriss zemin tabakasını rijit bir tabaka olarak kabul etmişlerdir. Fakat gerçekte zemin tabakası rijit değil deforme olabilen bir yapıya sahiptir. Bu nedenle gerilme azaltma katsayısı kullanılmaktadır.

Liao ve Whitman (1986) tarafından aşağıdaki gerilme azaltma katsayısı önerilmiştir.

$$rd = 1.0 - 0.00765z \qquad z \leq 9.15m \tag{2.2}$$

$$rd = 1.174 - 0.0267z \qquad 9.15m < z \leq 23m \tag{2.3}$$

Burada, derinlik z'dir

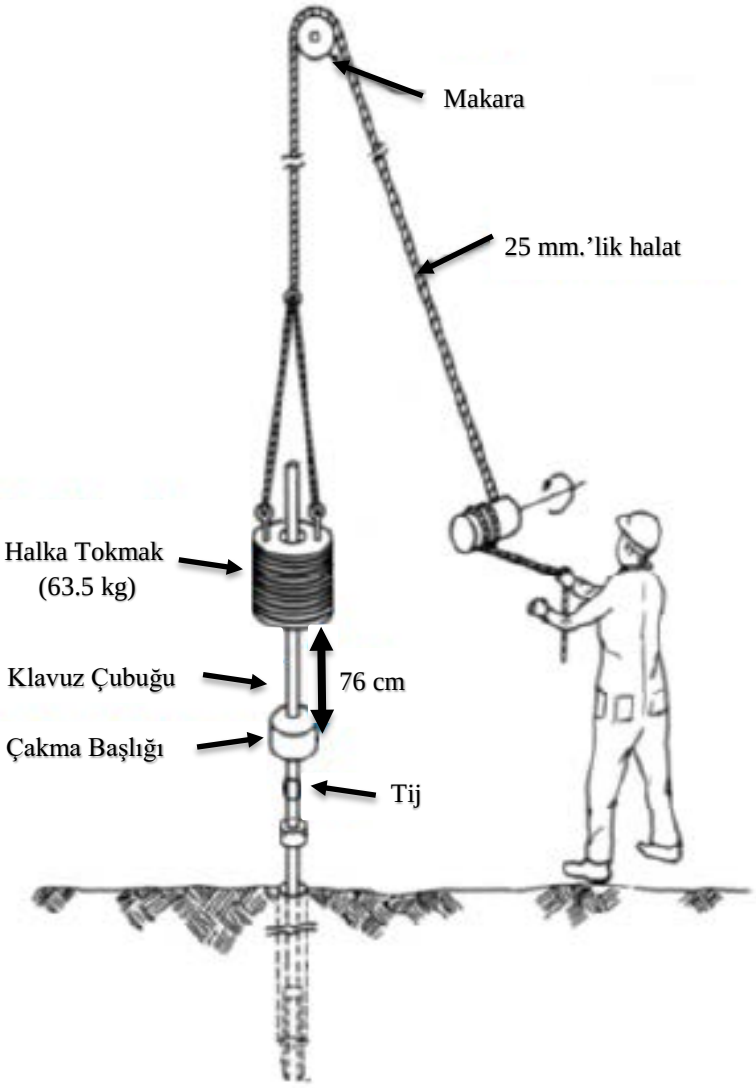
### 2.5.2 Çevrimsel Kayma Mukavemeti Oranı (CRR) Hesaplanması

Laboratuvarda yapılan testlerin zorlukları nedeniyle çevrimsel kayma mukavemeti oranı (CRR) hesaplamak için arazide yapılan standart penetrasyon testi (SPT), koni penetrasyon testi (CPT) ve kayma dalgası hız (Vs) ve bunun gibi testler kullanılmaktadır

#### *2.5.2.1 Standart Penetrasyon Testi (SPT) ile Sıvılaşma Analizi*

Standart penetrasyon testi sıvılaşma potansiyelini belirlemek amacıyla uzun süredir yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir. Bu kadar popüler olmasının nedeni kolay uygulanması, zeminden örselenmemiş numune alabilmesi ve test ekipmanlarının çoğu ülkede kolayca bulunabilmesidir.

Standart penetrasyon testi 63.5 kilogram ağırlığındaki tokmağın 76 santimetre yükseklikten düşürülerek sondaj tijinin zemine 15 santimetrelik üç aşamadan oluşan toplam 45 santimetre çakılması ile yapılır. İlk 15 santimetrede zemin örseleneceği için son 30 santimetredeki vuruş sayısı baz alınarak SPT vuruş sayısı hesaplanır.




**Şekil 2.9:** Standart penetrasyon testi (SPT) (NASEM, 2016).

SPT-N vuruş sayıları sondaj tijine aktarılan enerji oranına bağlıdır. Çeşitli ülkeler farklı türde malzemeler kullanıldığı için SPT-N vuruş sayısının düzeltilmesi gerekmektedir. Bu amaçla Youd ve diğ. (2001) tarafından aşağıdaki formül önerilmiştir:

$$(N_1)_{60} = N_m C_N C_E C_B C_R C_S \tag{2.4}$$

**Tablo 2.2:** SPT-N Düzeltme Katsayıları (Youd vd, 2001).

| Etkileyen Faktörler | Kullanılan Alet Tipi | Simge | Düzeltme |
|---|---|---|---|
| Düşey Basınç | - | $C_N$ | $(P_a/\sigma_{vo}')^{0.5}$ |
| Düşey Basınç | - | $C_N$ | $C_N \leq 1.7$ |
| Enerji Oranı | Donut Çekici | $C_E$ | 0.5-1.0 |
| Enerji Oranı | Güvenli Çekiç | $C_E$ | 0.7-1.2 |
| Enerji Oranı | Otomatik Çekiç | $C_E$ | 0.8-1.3 |
| Sondaj Çapı | 65-115mm | $C_B$ | 1.0 |
| Sondaj Çapı | 150mm | $C_B$ | 1.05 |
| Sondaj Çapı | 200mm | $C_B$ | 1.15 |
| Tij Uzunluğu | <3m | $C_R$ | 0.75 |
| Tij Uzunluğu | 3-4m | $C_R$ | 0.8 |
| Tij Uzunluğu | 4-6m | $C_R$ | 0.85 |
| Tij Uzunluğu | 6-10m | $C_R$ | 0.95 |
| Tij Uzunluğu | 10-30m | $C_R$ | 1.0 |
| Numune Alma Metodu | Standart Numune Alıcı | $C_S$ | 1.0 |
| Numune Alma Metodu | Kılıfsız Numune Alıcı | $C_S$ | 1.1-1.3 |

Youd ve diğ.(2001) tarafından siltli ve kohezyonsuz zeminlerde kullanılması amacıyla ortaya çıkarılan $(N_1)_{60}$ formülünün temiz kumlar için $(N_1)_{60cs}$'e dönüştürülmesi önerilmiştir. $(N_1)_{60cs}$ ince dane oranına bağlı olarak aşağıdaki şekilde hesaplanır.

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} \tag{2.5}$$

Burada $\alpha$ ve $\beta$ katsayıları aşağıdaki tabloda yer alan bağlantılarla hesaplanır.

**Tablo 2.3:** Temiz kum düzeltme katsayıları.

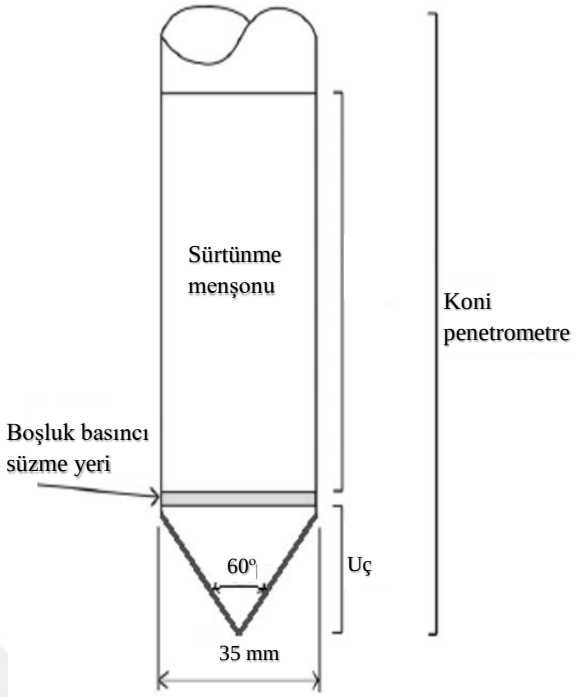
| **Katsayı** | **İDO ≤ 5%** | **5% < İDO < 35%** | **İDO > 35%** |
|---|---|---|---|
| $\alpha$ | 0 | $exp\,[1.76-(190/\text{İDO}^2)]$ | 5.0 |
| $\beta$ | 1 | $exp\,[0.99+(\text{İDO}^2/1000)]$ | 1.2 |

$(N_1)_{60} \geq 30$ olduğu durumda sıvılaşma olmayacağı kabulüne dayanarak NCREER (2001) tarafından $(N_1)_{60}$ <30 için aşağıdaki CRR formülü önerilmiştir:

$$CRR = \frac{1}{34-(N_1)_{60}} + \frac{(N_1)_{60}}{135} + \frac{50}{[10.(N_1)_{60}+45]^2} - \frac{1}{200} \tag{2.6}$$

### *2.5.2.2 Koni Penetrasyon Testi (CPT) ile Sıvılaşma Analizi*

Koni penetrasyon testi 10 santimetre karelik yüzey alanı ve 60 derece uç açısı bulunan bir koninin zemine 2 cm/s sabit hızla sondalanması yoluyla gerçekleştirilir. SPT'ye göre CPT'nin avantajı genellikle, uç ve yanal sürtünme direncini derinlik boyunca sürekli kayıt altına almasıdır. CPT yapılırken zeminden numune alınması uygun olmamakla birlikte, son yıllarda çeşitli CPT ekipmanları kullanarak zeminden numune alma teknikleri geliştirilmiştir (Robertson ve Cabal, 2015).




**Şekil 2.10:** Koni Penetrasyon Testi (CPT).

Robertson ve Wride (1998) tarafından CPT verileri kullanılarak sıvılaşma potansiyelini belirlemek amacıyla aşağıdaki formül önerilmiştir:

$$q_{c1N} = C_Q \frac{q_C}{P_a} \tag{2.7}$$

$$C_Q = \left(\frac{P_a}{\sigma'_{v0}}\right)^n \tag{2.8}$$

Burada, $q_{c1N}$ düzeltilmiş uç direnci, $q_c$ ölçülen uç direnci, $C_Q$ koni uç direnci normalizasyon katsayısı, $P_a$ atmosferik basınç, n zemin katsayısıdır

$n$ katsayısı zemin için karakteristik bir sayı olup kum için 0.5 kil için 1 alınabilir.

Roberstosn ve Wride tarafından önerilen yönteme göre, temiz kum için koni uç direncini $(q_{c1N})_{cs}$, zemin indeksi (Iz) kullanılarak hesaplamak mümkündür:

$$Iz = \{[3.47 - \log(Q)]^2 + [1.22 + \log(F)]^2\}^{0.5} \tag{2.9}$$

Burada, Q normalize edilmiş uç direnci, F normalize edilmiş sürtünme oranıdır

$$Q = [(q_c - \sigma'_{v0})/Pa]/[Pa/\sigma'_{v0}]^n \quad (2.10)$$

$$F = [fs/(q_c - \sigma_v] \cdot \%100 \quad (2.11)$$

Burada, fs çevre sürtünmesidir. Hesaplamalarda ki ince dane oranına göre düzeltme ise aşağıdaki şekilde bulunur.

$$(q_{c1})_{tk} = K_c\, q_{c1} \quad (2.12)$$

Burada, $(q_{c1})_{tk}$ 100 kPa'lık üst tabaka yüküne göre düzeltilmiş temiz kumlarda konik penetrasyon direncini, $K_c$ zeminin granüler yapısını ifade eden düzeltme katsayısını ifade etmektedir. Robertson ve Wride'da göre $K_c$ aşağıdaki şekilde bulunur.

$$K_c = 0\ ;\ I_z \leq 1.64 \quad (2.13)$$

$$K_c = -0.403{I_z}^4 + 5.581{I_z}^3 - 21.63{I_z}^2 + 33.75I_z - 7.88\ ;\ I_z > 1.64 \quad (2.14)$$

Hesaplamalara n=1 alınarak başlanması önerilir. Eğer n=1 alınarak hesaplanan $I_z$>2.6 büyük ise zemin killi yapıdadır ve sıvılaşmayan zemin olarak kabul edilir. Analize devam edilmez. Eğer n=1 alınarak hesaplanan $I_z$ değeri ($I_z$<2.6) küçük ise zemin iri daneli ve kohezyonsuz zemin sınıfına girer, $C_Q$ ve Q, n=0.5 alınarak tekrardan hesaplanmalıdır. Elde edilen yeni değerler Eşlenik 2.14'te yerine konularak, $I_z$ değeri tekrardan hesaplanır, eğer $I_z$ <2.6 ise zemin granüler yapıdadır n değeri için yapılan tahmin doğrudur ve sıvılaşma analizinde kullanılır, aksi taktirde $I_z$ >2.6 ise zemin muhtemelen plastik yapıdadır n= 0.75 alınarak $I_z$ tekrar hesaplanır ve sıvılaşma analizinde kullanılır.

Bu yöntem zemin indeksinin iterasyon yoluyla bulunmasını içerir. Bu durum Robertson ve Wride yönteminin elle hesaplamalarda tercih edilmemesine neden olmaktadır. Temiz kumlar ve $M_w$=7.5 büyüklüğündeki bir deprem için sıvılaşma direnci aşağıdaki eşitlikler kullanılarak bulunmaktadır.

$$\mathrm{CRR}_{7.5} = 0.833\left[\frac{(q_{c1})_{tk}}{1000}\right] + 0.05\ ;\ (q_{c1})_{tk} < 50 \tag{2.15}$$

$$\mathrm{CRR}_{7.5} = 93\left[\frac{(q_{c1})_{tk}}{1000}\right]^{3} + 0.08\ ; 50 \leq (q_{c1})_{tk} > 160 \tag{2.16}$$

### *2.5.2.3 Deprem Düzeltme Katsayısı (MSF) ve Güvenlik Katsayısının (FS) Hesaplanması*

Sıvılaşma potansiyeli belirlemek için bir güvenlik katsayısının hesaplanması gerekmektedir. Güvenlik katsayısı aşağıdaki gibi hesaplanabilir:

$$\mathrm{FS} = \frac{\mathrm{CRR}_{M=7.5}}{\mathrm{CSR}_{M=7.5}} \tag{2.17}$$

Burada kullanılan güvenlik katsayısı (FS) 7.5 büyüklüğündeki depremler için geçerlidir. Farklı büyüklükte gerçekleşen depremler için deprem düzeltme katsayısı kullanılmalıdır.

Youd ve diğ. (2001), MSF'i hesaplamak için aşağıdaki ifadeyi önermektedir:

$$\mathrm{MSF} = 10^{-2.24}/\mathrm{M}^{2.56} \tag{2.18}$$

Burada $M$ deprem büyüklüğüdür. Bu ifadeye göre FS herhangi bir deprem büyüklüğü için aşağıdaki şekilde hesaplanabilir:

$$\mathrm{FS} = \frac{\mathrm{CRR}}{\mathrm{CSR}}\mathrm{MSF} \tag{2.19}$$

Eğer FS>1 ise sıvılaşma tehlikesi yoktur.

## 2.6 SIVILAŞMA İNDEKSLERİ

Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı (FS), suya doygun, gevşek ve kohezyonsuz bir zeminde sıvılaşmanın meydana gelip gelmeyeceğinin hesaplamak için kullanılan bir ölçüttür. Bu doğrultuda, zeminin tekrarlı yükler altındaki dayanımını ifade eden, çevrimsel kayma mukavemeti oranı (CRR) ile çevrimsel kayma gerilmesi oranını (CSR) birbirlerine bölünür ve deprem büyüklüğü ölçeklendirme katsayısı (MSF) ile çarpılarak sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı (FS) elde edilir. Sıvılaşmaya karşı güvenlik katsayısı, belli bir derinlikteki bir zeminin sıvılaşabilirliğinin göstergesidir. Fakat sıvılaşma olasılığının hesaplanması için yeterli değildir. Sadece güvenlik katsayısının hesaplanması, geniş ve derin alanlar için göreceli bir değerlendirme yapılmasına ve sıvılaşma potansiyeli açısından sıvılaşma haritalarının hazırlanmasına doğrudan imkân vermemektedir. Sıvılaşma olasılığı bulunan bir zeminde sıvılaşma şiddet indeksinin değer aralığının ne olacağı büyük önem kazanmaktadır. Bu durum göz önünde bulundurularak bir takım sıvılaşma indeksleri ortaya çıkmıştır.

### 2.6.1 Sıvılaşma Potansiyeli İndeksi (LPI)

Iwasaki ve diğ., (1978) bir arazideki sıvılaşma potansiyelini tahmin etmek için Sıvılaşma Potansiyeli İndeksini (LPI) geliştirmişlerdir. Araştırmacılar sıvılaşma şiddetinin aşağıdaki maddelerle ilişkili olduğunu belirtmişlerdir.

- Sıvılaşan tabakanın kalınlığı,
- Sıvılaşan tabakanın yüzeye yakınlığı,
- Güvenlik katsayısı (CRR/CSR) 1.0'dan küçük olan tabakaların toplam kalınlığı.

20 metreden daha derinde sıvılaşmanın olmadığı kabulü ile analiz kalınlığını 20 metre olarak seçilmiştir. Buna bağlı olarak aşağıdaki formülü önerilmiştir.

$$\mathrm{LPI} = \int_0^{20} \mathrm{Fw(z)dz} \tag{2.20}$$

Burada;

$$\mathrm{FS} \leq 1 \implies \mathrm{F} = 1 - \mathrm{FS} \tag{2.21}$$

$$\mathrm{FS} > 1 \implies \mathrm{F} = 0 \tag{2.22}$$

Sıvılaşabilir tabakaya olan derinlik $w(z) = 10 - 0.5z$ eşleniği ile bulunur.

Burada derinlik, z‘dir.

Bu formüle göre LPI 20 metre derinlik içeresinde 0 ile 100 arasında herhangi bir değer alabilir. Iwasaki ve diğ. (1982), LPI’yı kalibre etmek için en kapsamlı çalışmaları gerçekleştirmişlerdir. Japonya'da 6 farklı depremin etkilediği toplam 85 bölgede LPI'yi değerlendirmişlerdir. Bu 85 bölgeden 63'ünde sıvılaşma gerçekleşmiş, 22 danesinde ise sıvılaşma meydana gelmemiştir. LPI hesaplamalarını Japonya’da tipik olarak 1 metre aralıklar ile ölçülen SPT vuruş sayılarını baz alarak gerçekleştirmişlerdir. Buna göre LPI> 15 olan bölgelerde ciddi sıvılaşma riskinin olduğu, LPI <5 olan bölgelerde ise sıvılaşmanın muhtemel olmadığı sonucuna varmışlardır. LPI değerlerini sıvılaşma şiddeti ile karşılaştırmaya yönelik başka girişimlerde olmuştur. Chameau ve diğ. (1991) 1989 Loma Prieta, Kaliforniya’da meydana gelen deprem sırasında sıvılaşmanın meydana geldiği altı farklı alanda altı farklı koni penetrasyon testi yapmışlardır. LPI değerlerinin bölgede meydana gelen sıvılaşma şiddetleri ile uyumlu olduğu gözlemlenmiştir.

**Tablo 2.4:** Sıvılaşma potansiyeli indeksinin değerlendirilmesi.

| **Sıvılaşma Potansiyeli İndeksi (LPI)** | **Sıvılaşma Potansiyeli** |
|---|---|
| 0 | Çok az |
| 0<LPI<5 | Az |
| 5<LPI<15 | Yüksek |
| 15>LPI | Çok Yüksek |

Popülerliğine rağmen, LPI'nin bazı eksiklikleri vardır. Örneğin, LPI, sıvılaşma etkilerinin FS<1 olmadığı sürece gerçekleşmeyeceğini varsayar. Bununla birlikte, FS>1 olsa bile deprem sırasında aşırı gözenek basınçlarının artması nedeniyle sıvılaşma belirtileri ortaya çıkabilir.

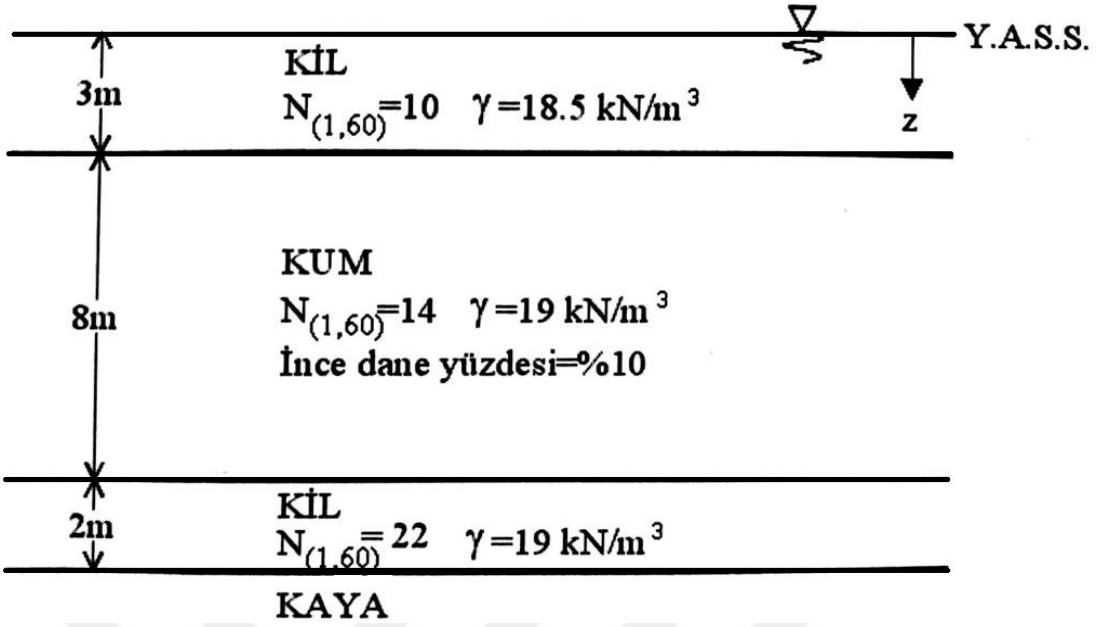
### 2.6.2 Sıvılaşma Şiddeti Katsayısı (LSN)

Yeni Zelanda 2010-2011 yılları arasında Darfield depremi ile başlayan ve arka arkaya meydana gelen birçok deprem ve artçı şok etkisinde kalmıştır. Bu depremler literatürde Canterbury Deprem Dizisi adını almıştır. LPI'ın yaygın olarak kabul edilmesine rağmen, 2010-2011 Canterbury Deprem Dizi 'sinden sonra tutarsız bir şekilde performans gösterdiği görülmüştür. Bu nedenle Tonkin ve Taylor (2013) tarafından Canterbury deprem dizini sonrasında yeni bir sıvılaşma indeksi olan Sıvılaşma Şiddeti Katsayısı (LSN) ortaya çıkmıştır. Bu indeksin formülü aşağıdaki gibidir;

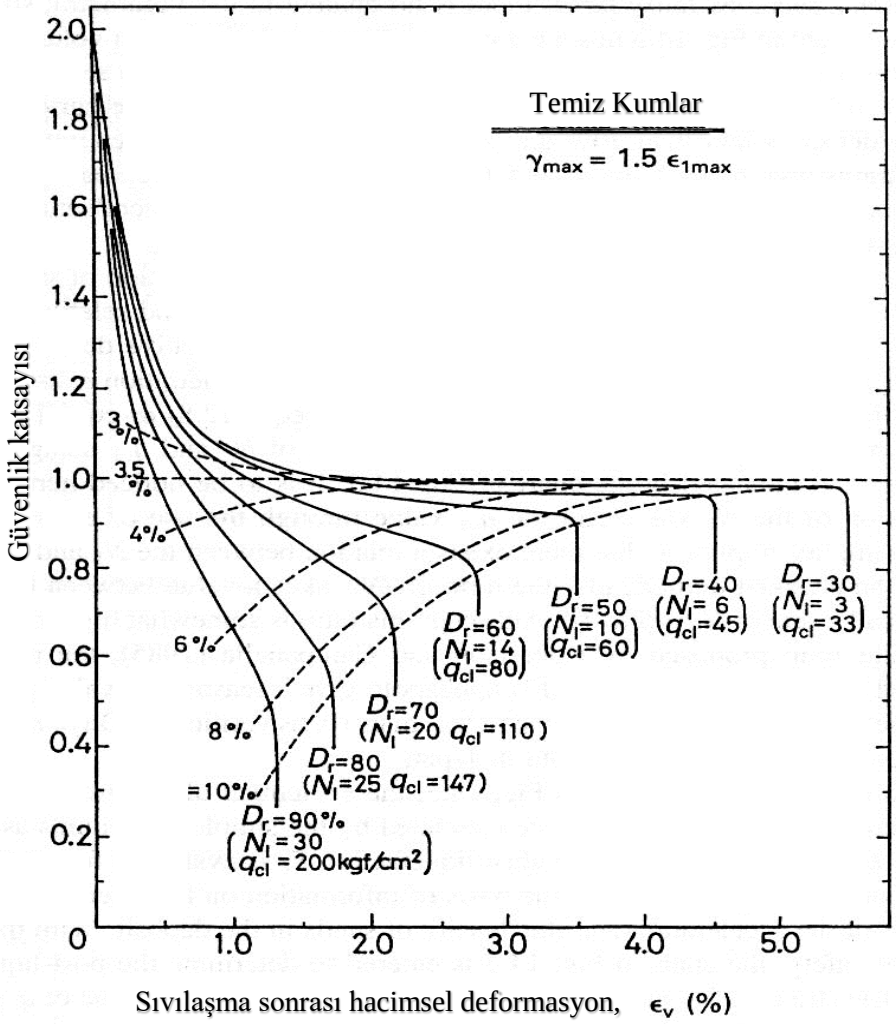
$$LSN = 1000 \int \frac{\varepsilon_v}{z} dz \tag{2.23}$$

Burada, $\varepsilon_v$ incelenen zemin tabakasının hacimsel şekil değiştirme yüzdesi, z derinliktir.

Hacimsel şekilde değiştirmenin hesaplanabilmesi için Ishihara ve Yoshimine (1992) tarafından yapılan çeşitli çalışmalar sonucunda Şekil 2.12'de görülen grafik ortaya çıkmıştır. Örnek olarak Şekil 2.11'de gösterilen deprem büyüklüğü 6.0 ve maksimum yüzey ivmesi 0.40g olan bir zemin profilinin sıvılaşma analizi yapıldığında CSR = 0.51, CRR = 0.18 ve FS = 0.62 sonucu hesaplanmıştır. LSN hesabı için hacimler şekil değiştirme yüzdesi Ishihara ve Yoshimine (1992) göre %2.8 olarak hesaplanmıştır. Buna göre sıvılaşan tabakanın LSN eşleniği $1000 \int_0^{20} \frac{0.028}{11} dz$ şeklinde yazılabilir. Sıvılaşma 3. metreden başlayıp 11. metreye kadar devam edileceği göz önünde bulundurulursa diğer tabakalarda sıvılaşmaya bağlı hacimsel şekil değiştirme olmayacaktır. Bu durumda LSN eşleniği $1000 \int_3^{11} \frac{0.028}{11} dz$ olup bu tabakanın LSN değeri 20.04 olarak hesaplanır. Sıvılaşma şiddeti katsayısı Tablo 2.5'te olduğu gibi değerlendirilebilir.




**Şekil 2.11:** Örnek bir sahaya ait zemin profili (Özaydın, 2016).




**Şekil 2.12:** Temiz kumlar için hacimsel şekil değiştirme (Ishihara ve Yoshimine, 1992).

**Tablo 2.5:** Sıvılaşma şiddeti katsayısının değerlendirilmesi.

| Sıvılaşma Şiddeti Katsayısı (LSN) | Sıvılaşma Potansiyeli |
|---|---|
| $0 < LSN \leq 10$ | Sıvılaşma yok |
| $10 < LSN \leq 20$ | Sınırlı sıvılaşma |
| $20 < LSN \leq 30$ | Orta derece sıvılaşma |
| $30 < LSN \leq 40$ | Orta-yüksek derece sıvılaşma |
| $LSN > 50$ | Aşırı derece sıvılaşma |

Van Ballegooy ve diğ. (2014) sıvılaşmanın neden olduğu arazi hasarlarının değerlendirmesini yaparken, LSN katsayısının Yeni Zelanda'da meydana gelen depremlerde zemin ve yapı hasarları için verimli bir parametre olduğunu ortaya çıkarmıştır. Bu parametre FS>1 durumları için bile hesaplanabilmektedir. Böylece LSN değerleri, hacimsel şekil değiştirme fonksiyonuna bağlı olduğu için 1<FS<2 olduğu zaman bile aşırı boşluk suyu basıncı etkisiyle artmaya başlamaktadır. Tonkin & Taylor (2015) ve Van Ballegooy ve diğ. (2015) Canterbury Deprem Dizisi'nden sonra gözlemlenen arazi hasarları ile LSN hesaplamaları arasında güçlü ilişkiler bulmuşlardır. Düşük LSN değerlerine sahip olan bölgelerde, arazi hasarlarının gözlemlenmediğini ya da çok az gözlemlendiğini, yüksek LSN değerlerine sahip bölgelerde ise yüksek arazi hasarı gözlemlendiğini açığa çıkarmışlardır. Şekil 3'te gösterildiği gibi LSN değerleriyle arazi hasarları arasında doğru orantı bulunmaktadır (Tonkin ve Taylor 2015, Van Ballegooy vd., 2015).

### 2.6.3 Sıvılaşma Şiddeti İndeksi (LSI)

Sıvılaşma şiddeti indeksi Iwasaki (1982) temel alınarak Yılmaz (2004) tarafından geliştirilmiştir. Adapazarı'nda belirlenen 263 zemin profili kullanılarak aşağıdaki eşlenik geliştirilmiştir:

$$LSI = \int_0^{20} PL.TH.WF \tag{2.24}$$

Burada, PL sıvılaşma olasılığı, TH potansiyel sıvılaşabilir tabaka kalınlığı ve WF sıvılaşabilir tabakaya olan derinliği ifade etmektedir.

Sıvılaşma olasılığı (PL) Seed ve diğerleri (2001) tarafından önerilen aşağıdaki eşitlik ile bulunabilir:

$$P_L = \Phi\left(-\frac{\begin{array}{c}((N_1)_{60*}(1+0.004*FC)-13.32*ln(CSR)- \\ 29.53*ln(M_W)-3.7*ln(\sigma_v')+0.05*FC+44.97)\end{array}}{2.70}\right) \tag{2.25}$$

Burada sıvılaşabilir tabakaya olan derinlik aşağıdaki eşitlik ile hesaplanabilir.

$$WF = 10 - 0.5z \tag{2.26}$$

Sıvılaşma şiddeti indeksi Tablo 2.6'te olduğu gibi değerlendirilebilir.

**Tablo 2.6:** Sıvılaşma şiddeti indeksinin değerlendirilmesi.

| Sıvılaşma Şiddeti İndeksi (LSI) | Sıvılaşma Potansiyeli |
|---|---|
| 0 < LSI < 0.35 | Sıvılaşma potansiyeli çok düşük |
| 0.35 < LSI < 1.30 | Sıvılaşma potansiyeli düşük |
| 1.30 < LSI < 2.5 | Sıvılaşma potansiyeli yüksek |
| LSI > 2.5 | Sıvılaşma potansiyeli çok yüksek |

## 2.7 SIVILAŞMA POTANSİYELİNİ BELİRLEMEDE KULLANILAN SAYISAL MODELLER

Günümüzde zemin yapı etkileşimini incelemek amacıyla sonlu elemanlar gibi farklı sayısal modeller kullanılmaktadır. Bu sayısal modeller, analitik yöntemler ile çözümün mümkün olmadığı karmaşık geoteknik problemleri çözmek için kullanılır.

Sonlu elemanlar yöntemi çeşitli mühendislik problemlerine çözüm bulmak için kullanılır. Bu yöntem incelenen geometrik modeli sonlu elemanlar olarak adlandırılan sonlu sayıda küçük alana bölerek modellenmesini içerir. Bu elemanlar düğümler ile birbirlerine bağlanır. İkinci adım sonlu elemanların oluşturulması için deplasman ve gerilme gibi bazı değişkenlerin tanımlanmasıdır. Son olarak uygun denklem prensibi kullanılarak istenilen çözüm elde edilir (Potts and Zdravkovic, 1999). Sonlu elamanlar iki boyutlu analiz problemlerinde genel olarak üçgen veya dörtgen şeklindedir ve düğümler bu elemanları köşelerinde bulunur.

Burland'a (2008) göre sonlu eleman modelleme prosedürü, problemlerin çözümünde oldukça önemlidir. Bu prosedür 4 aşamadan oluşur. Bunlar;

- Yeraltı su seviyesi ile birlikte zemin profilinin tanımlanması
- Laboratuvar ve arazi testlerine ek olarak arazi gözlem ölçümlerini yapılarak zemin davranışının tanımlanması.
- Uygun modelin seçilmesi
- Sayısal analizin deneyime dayalı olarak deneysel prosedürler ile desteklenmesi

Zeminlerin sıvılaşma potansiyelini sayısal modeller ile hesaplamak amacıyla birçok araştırmacı tarafından değişik bünye modelleri ortaya çıkmıştır. Bu bünye modellerine ubcsand, pm4sand, hypoplasticity ve hyperbolic bünye modelleri olarak örnek verilebilir.

### 2.7.1 UBCSAND Sayısal Modeli

UBCSAND modeli Puebla (1997), Beaty ve Byrne (1998) tarafından deprem sırasında sıvılaşmaya maruz kalabilecek kum benzeri zeminlerin davranışını incelemek amacıyla ortaya çıkmıştır. Modelin parametreleri laboratuvar ve arazi testlerinden kolayca elde edilebildiği için kullanımı çok yaygındır.

UBCSAND modeli, içsel sürtünme açısının artımını plastik kayma gerilmesi artışına bağlayan hiperbolik sertleşme kuralı ile plastiklik teorisine dayanan etkili bir modelidir.

Model, lineer olmayan davranış yönetimi kullanarak, strese bağlı elastik bulk modülü (K) ve elastik kayma modülü (G) tarafından kontrol edilir. Bu iki parametre lineer olmayan davranışı kontrol eder ve aşağıdaki denklemler olarak ifade edilir:

$$\mathrm{K} = \mathrm{K}_{\mathrm{B}}^{\mathrm{e}} \mathrm{P}_{\mathrm{A}} \left( \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{P}_{\mathrm{ref}}} \right)^{\mathrm{me}} \tag{2.27}$$

$$\mathrm{G} = \mathrm{K}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{e}} \mathrm{P}_{\mathrm{A}} \left( \frac{\mathrm{P}}{\mathrm{P}_{\mathrm{ref}}} \right)^{\mathrm{ne}} \tag{2.28}$$

Burada $\mathrm{K}_{\mathrm{B}}^{\mathrm{e}}$ ve $\mathrm{K}_{\mathrm{G}}^{\mathrm{e}}$ sırasıyla referans gerilme seviyesindeki bulk ve kayma modülüdür. $me$ ve $ne$ sırasıyla elastik bulk mödül ve kayma mödül indeksidir.

UBC3D-PLM, Puebla ve arkadaşlarının (1997)'de tanıtılan, orijinal model olan 2 boyutlu UBCSAND'ın 3 boyutlu genelleştirilmiş bir formülasyönüdür. Bu model Plaxis sonlu eleman yazılımına 2018 yılında gömülü bünye modeli UBC3D-PLM olarak eklenmiştir.

Örselenmemiş kum numuneleri elde etmek ve laboratuvar testleri yapmak zor ve maliyetlidir. Sıvılaşma değerlendirmesi genellikle SPT ve CPT gibi arazide yapılan testlerden elde edilen parametreler kullanılarak hesaplanır. UPC3D-PLM modeli temel olarak, $(N_1)_{60}$ parametresine bağlıdır. Ayrıca $(N_1)_{60}$ parametresi CPT parametresinden Robertson (1986) tarafından aşağıdaki şekilde ifade edilen korelasyonla elde edilebilir:

$$(N_1)_{60} = \frac{\left({}^{q_c}/_{P_a}\right)}{I_c} \tag{2.29}$$

UBC3D-PLM model giriş parametreleri, Beaty ve Byrne (2011) tarafından geliştirilmiştir. Bu parametreler aşağıda listelenmiştir:

- $\varphi_{cv}$ zeminin sabit sürtünme açısıdır.
- $\varphi_p$ zeminin pik sürtünme açısıdır.
- $c$ zeminin kohezyon değeridir.
- $KBe$ 100 kPa referans seviyesindeki zeminin elastik bulk modülüdür, SPT-N ile veya 100 kPa çevre basıncı ile drenajlı üç eksenli basınç testi kullanılarak elde edilebilir.
- $KGe$ 100 kPa referans seviyesindeki zeminin elastik kayma modülü olup, $KBe$ ile poisson oranı kullanılarak hesaplanabilir
- $KGp$ $(N_1)_{60}$ kullanılarak hesaplanan zeminin plastik kayma modülüdür.
- $me$ zeminin elastik kütle modülü endeksidir. Varsayılan değeri 0.50'dir
- $ne$ zeminin elastik kayma modülü endeksidir. Varsayılan değeri 0.50'dir
- $np$ zeminin plastik kayma modülü endeksidir. Varsayılan değeri 0.50'dir.
- $Rf$ SPT-N ile hesaplanan zeminin göçme oranıdır.
- $PA$ atmosferik basınç değeridir. Varsayılan değeri 100 kPa'dır.
- $fac_{hard}$ zeminin yoğunlaşma faktörüdür. Varsayılan değer 1.0'dır. İkincil yükleme sırasında plastik kayma modülünün ölçeklenmesini kontrol eden bir değerdir, 1'den daha büyük olması $KGp$ değerinin artmasını sağlar ve zemin daha rijir bir davranış gösterir. 1'den daha küçük olması durumunda zemin daha yumuşak bir davranış gösterir.
- $(N_1)_{60}$ düzeltilmiş SPT vuruş sayısıdır.
- $fac_{post}$ sıvılaşma sonrası davranışı ayarlamak için kullanılan bir parametredir. Varsayılan değeri 1.0'dir. Değer aralığı 0.2-1.0 arasındadır.

Sıvılaşma potansiyelini belirlemek için aşırı boşluk suyu basınç oranı $r_u$ hesaplanır. UBC3D-PLM'de aşırı gözenek basınç oranı şu şekilde hesaplanır:

$$r_u = 1 - \frac{\sigma'_v}{\sigma'_{v0}} \tag{2.30}$$

Laera ve Brinkgreve (2015)'ye göre $r_u$ değeri 1'e eşitse, zemin katmanı tamamen sıvılaşmış olarak kabul edilir. Beaty ve Perlea (2011)'ye göre ise $r_u$ 0.7'den büyükse o zemin katmanının sıvılaşmış olduğu kabul edilir.

**Tablo 2.7:** UBCSAND parametlerinin SPT-N ile korelasyonu.

| Parametre | SPT-N Korelasyonu |
|---|---|
| Elastik kayma modülü | $K_G^e = 21.7 * 20.0 * (N_1)_{60}^{0.333}$ |
| Elastik bulk modülü | $K_B^e = K_G^e * 0.7$ |
| Plastik kayma modülü | $K_G^P = K_B^e * (N_1)_{60}{}^2 * 0.003 + 100.0$ |
| Pik sürtünme açısı | $\varphi_p = \begin{cases} \varphi'_{pi} = \varphi_{,cv} + (N_1)_{60}/10, & (N_1)_{60} < 15 \\ \varphi'_{pi} + max\left(0, \frac{(N_1)_{60} - 15}{5}\right), & (N_1)_{60} \geq 15 \end{cases}$ |
| Göçme oranı | $R_f = 1.1 * (N_1)_{60}{}^{-0.15}$ |

### 2.7.2 PM4SAND Sayısal Modeli

2012 yılında Boulanger ve Ziotopoulou tarafından geoteknik deprem mühendisliği uygulaması için PM4SAND modelini tanıtılmıştır. PM4Sand modeli, DM04 kum modelinin (Dafalias & Manzari 2004) genişletilmiş bir versiyonu olarak ortaya çıkmıştır. Bu model Dafalias ve Manzari (2004) tarafından önerilen modelin genel çerçevesini benimsemiştir, ancak kalibre edilmesini kolaylaştırmak ve kumlu toprakların sıvılaştırma tepkisini daha iyi yakalamak için değiştirilmiştir. PM4SAND modeli, deprem esnasında gözlenen aşırı boşluk suyu basıncı ile sıvılaşma ve sıvılaşma sonrası kum davranışını hesaplamak üzere geliştirilen bir bünye modelidir. PM4SAND modeli kritik durum kavramını içeren sınır yüzey plastisite teorisine dayanarak geliştirilmiştir. Bünye modeli, stres oranı kontrollü, kritik durum uyumlu ve sınır yüzey plastisite teorisiyle çalışan bir modeldir. Bu modelde zeminin davranışı, belli bir sıkılık aralığında olan zeminin, sismik yükleme altındaki tepkisini ve çevre basıncını temsil etmesi için, sınır yüzey plastisitesi ile birlikte dilatasyon ve kritik durum yüzeyi ile sınırlandırılmıştır.

Modelin formülasyonü toprağın tekrarlı yüklemeye karşı hacimsel tepkisini modelleyebilir ve aşırı boşluk suyu basınçlarını doğrudan simüle edebilir. Bu modelde girdi olarak talep edilen parametreler ikiye ayrılabilir. Bunlardan dört tanesi ana parametre dokuz tanesi de yardımcı parametre olarak tanımlanmaktadır.

Birincil parametreler aşağıdaki gibidir:

- Rölatif Sıkılık Dr

  Rölatif Sıkılık parametresi, dilatasyonu ve stres-birim deformasyon tepki özelliklerini kontrol eder.

  Idriss ve Boulanger (2008)' göre sırasıyla SPT ve CPT verileri kullanılarak aşağıdaki formüller ile hesaplanabilir:

$$D_R = \sqrt{\frac{(N_1)_{60}}{C_d}} \tag{2.31}$$

$$D_R = 0.465\left(\frac{q_{C1N}}{C_{dq}}\right)^{0.264} - 1.063 \tag{2.32}$$

$C_d \; ve \; C_{dq}$ sırasıyla 46 ve 0.9 alınması önerilir (Idriss ve Boulanger, 2008).

- Kayma Modülü Katsayısı $G_0$

  Kayma modülü katsayısı, elastik kayma modülü (G) kontrol eder ve aşağıdaki formüldeki gibi hesaplanır:

$$G = G_0 P_A \sqrt{\frac{P}{P_A}} \tag{2.33}$$

- Büzülme Oranı $h_{p0}$

  Büzülme oranı parametresi, çevrimsel kayma mukavemeti oranının (CRR) belirli değerlerine kalibrasyonunu sağlar. Bu parametre, diğer parametrelerin değerleri atandıktan sonra en son kalibre edilmelidir.

- Atmosfer Basıncı Pa

  Atmosfer basıncıdır varsayılan değer olarak 101.3 kPa alınabilir.

İkincil parametreler ise bunlardan oluşur:

- Maksimum ve minimum boşluk oranı $e_{maks}$ve $e_{min}$ : Varsayılan değerleri 0.8 ve 0.5'tir.
- Sınır Yüzey Parametresi, nb : Bu parametre dilatasyonu ve pik içsel sürtünme açısını kontrol eder, varsayılan değer 0.5'tir. Bu değer devirsel direkt basit kesme kutusu testi kullanılarak kalibre edilir.
- Dilatasyon Yüzey Parametresi, nd : Büzülmenin dilatasyona geçişi ve bunun tersi durumdaki gerilme oranı değerini kontrol eder. Bu geçiş genellikle faz dönüşümü olarak adlandırılır. Varsayılan değeri 0.1'dir.
- Zeminin sabit sürtünme açısı $\varphi cv$ : Varsayılan değeri 33 derecedir.
- Poisson oranı $\nu$ : Varsayılan değeri 0.3'tür
- Kritik durum çizgi parametreleri Q ve R: Bu parametreler kritik durum çizgisini kontrol eder; varsayılan değerler 10 ve 1.5'tir ve devirsel direkt basit kesme testi kullanılarak kalibre edilir.
- Deprem sonrası konsolidasyon (PostShake) : Bu parametre kumun sıvılaşma sonrası yeniden konsolidasyonunu tahmin etmek için kullanılır. Deprem kaydı ikiye bölünür. İlk kısım güçlü deprem ivmelerini kapsar ve parametrenin varsayılan değeri 0'dır. İkinci aşama ise zayıf deprem ivmelerinin olduğu kısımdır ve varsayılan değeri 1'dir

Model parametreleri kesme kutusu testi veya üç eksenli test gibi laboratuvar testleri kullanılarak kalibre edilebilir. Bununla birlikte, Plaxis'te model parametrelerini kalibre etmek için mevcut olan tek testler düzlem gerilme modeli formülasyonu nedeniyle direkt basit kesme testi ve tekrarlı direkt basit kesme testidir (Vilhar vd., 2018).

## 2.8 SIVILAŞMANIN ETKİLERİ

Sıvılaşmayı etkileyen birçok olay zeminin kayma mukavemetinin azalması ile meydana gelir. Zeminde kararsızlık durumu çoğu zaman sıvılaşan zeminin kayma gerilmesinin denge durumunu için gereken kayma mukavemetinin altına düşmesi ile ortaya çıkar. Bu durum meydana geldiğinde zemin kararlı bir yapıya ulaşana kadar deforme olmaya devam eder. Oluşan deformasyon miktarı zeminin kayma mukavemeti ile kararlı durum için gereken kayma gerilmesi arasındaki farka bağlıdır. Sıvılaşmadan dolayı oluşan hasarlar en çok bina, altyapı elemanları ve istinat duvarları gibi yapıları etkiler. Özellikle sıvılaşma yapıların temellerinde göçme, oturma veya dönme gibi hasarlar meydana getirebilir.

### 2.8.1 Sıvılaşma Kaynaklı Oturma

Günümüzde sıvılaşma kaynaklı oturma tahminleri üzerinde yapı bulunmayan serbest alanlarda sadece zeminin hacimsel deformasyona dayalı eşlenikler ile hesaplansa da yüzeysel temellerin altında meydana gelen oturmalar tamamen farklı bir olguyu temsil etmektedir.

Binalarda meydana gelen farklı türde hasarlar saha gözlemi, laboratuvar modellemesi veya son zamanlarda sıkça kullanılan sonlu elemanlar sayısal modellemesi ile hesaplanabilir.

Her şeyden önce bina altındaki oturmaların serbest alanda meydana gelen oturmalardan çok daha fazla olduğu açıkça görülmektedir.

Deprem sırasında zeminde meydana gelen deformasyonlar yapının temelini etkiler. Ayrıca temelden yansıyan ve dağılan deprem dalgaları dönme momentleri oluşturabilir. Temel seviyesinde meydana gelen hareketler üstyapıda salınımları ve temelde devirme momentlerini ortaya çıkartır. Eğer deprem yeterince uzun sürerse, depremin son aşamasında statik basınç hâkim olur ve büyük hacimsel deformasyona neden olan olası bir göçme durumuna yol açar. Depremin sonunda oturmalar tamamen zeminde meydana gelen hacimsel deformasyonlar tarafından kontrol edilir (Pecker, 2007).

Oturmalarda meydana gelen artışlar genel olarak üstyapının ağırlığı ile artmaktadır. Bray ve Dashti (2010) tarafından Adapazarı'nda yapılan gözlemlere göre oturmayı etkilen en önemli parametler, zemin özellikleri, temelin geometrisi, bina özellikleri ve yer hareketleridir. (Dashti ve Bray, 2010).

Zeminin gerilme durumunu daha iyi modelleyebilmek amacıyla laboratuvarda sarsma tablası ve santrifüj testleri sonuçları baz alınarak bir takım ampirik korelasyonlar geliştirilmiştir (Yoshimi ve Tokimatsu, 1977).

Shahir ve Pak (2010) daha önce yürütülen santrifüj testlerini kalibre ederek zeminin taşıma kapasitesinin ihmal edildiği durum için bir eşlenik önermiştir. Bina B genişliğine sahip rijit bir blok olarak modellenmiştir ve farklı genişlik oranları için (L/B) analizler gerçekleştirilmiştir. Genişlik oranı 0.9'dan daha düşük olduğunda oturmalarda artışlar, daha büyük olduğunda ise oturmalarda azalmalar görülmüştür. Bu olay yapının zeminde oluşturduğu basınç kamalarının sıvılaşabilir zemin ile kesişmesiyle açıklanabilir.

Karamitros ve diğ. (2013), deprem esnasında oturmayı hesaplayabilmek için ana kayadan çıkan pik ivme, depremin periyodu ve aşırı boşluk suyu artışına bağlı olarak temeldeki güvenlik sayısının azalımını kullanarak bir analitik formülasyon önermiştir. Kullanılan modelde zemin iki tabakadan oluşur. Üst tabaka killi bir kabuk tabakası, alt tabaka ise sıvılaşabilir tabaka olarak tanımlanmıştır. Bununla birlikte bu yöntemin kil kabuğun bulunmadığı zeminlerde uygulanması zordur.

2004 yılında Çetin ve diğerleri tarafından yapılan çalışmada İzmit'te gözlemlenen yanal yer değiştirmelerinin ampirik modeller ile tahmini araştırılmıştır. Ampirik modellerde Shamoto ve diğ. (1998), Hamada ve diğ. (1986) ve Youd ve diğ. (2002) önerdiği denklemler kullanılmıştır. Ampirik modellerin hesaplanmasında standart penetrasyon testi (SPT), koni penetrasyon testi (CPT), piezometre koni penetrasyon testi (CPTu) kullanılmıştır. Yapılan hesaplamalar sonucunda gözlemlenen yanal yer değiştirmeleri ile kullanılan modellerin tutarsız sonuç verdiği görülmüştür. Bu çalışma sonucunda küçük ve orta derece yanal yer değiştirmeleri (yaklaşık 0.1-2.5 metrelik yanal yer değiştirmeler) için geliştirilmiş mühendislik araçlarına ihtiyaç duyulduğu ortaya çıkmıştır (Çetin vd., 2004).

Dimitriadi ve diğ. (2017) kabuk tabakasını kohezyonsuz ve geçirgen bir tabaka olarak tanımlayarak üsteki modeli geliştirmiştir. Bunun sonucunda sıvılaştırılmış tabakanın bir üst tabakası, daha düşük bir mukavemet azalmasının olduğu bir geçiş bölgesi olarak davranır.

Bray ve Macedo (2017) analitik araştırmalar ve deneysel testlere dayanarak güncel bir model önermişlerdir. Farklı parametrelerin oturmalar üzerindeki etkisini göstermek için bir parametrik çalışma gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmaya göre deprem sırasında yapılarda meydana gelen sıvılaşmaya bağlı oturmalar hesaplanabilmektedir. Yapılan tüm çalışmaların sonucuna bakıldığında oturmaları etkileyen iki önemli parametre olduğunu görülmektedir. Bunlar süreye bağlı yer hareketi hasar potansiyeli $Cav_{dp}$ ve sıvılaşmaya bağlı bina oturma indeksi LBS'dir (Bray ve Macedo, 2017).

Al-Masraf tarafından 2018 yılında yapılan çalışmada sıvılaşmaya karşı hassaslık kriterlerini, sıvılaşmanın tetiklenme prosedürünü ve sıvılaşma zarar görebilirlik indislerini konik penetrasyon testi (CPT), standart penetrasyon testi (SPT) ve kayma dalgası hızı (Vs) sonuçlarına bağlı olarak hesaplayabilen ve elde edilen sonuçları bir arada değerlendirilen bir MS-Excel tabanlı yazılım oluşturulmuştur. Ayrıca analitik yöntemlere ek olarak Plaxis sonlu

elemanlar programında UBC3D-PLM ve PM4Sand zemin bünye modelleri kullanılarak analizler yapılmıştır. Çalışma sonucunda hem analitik hem de nümerik analizlerden elde edilen ve sıvılaşma potansiyelini değerlendirmede kullanılan indisler (LSN, LPI, LSI) ile yapı kaynaklı oluşan oturmalar daha önce sıvılaşma olayı görülmüş depremlerde ölçülen sonuçlar ile karşılaştırılmış ve uyumlu olduğu görülmüştür. Dolayısıyla bu yöntemin gelecekte uygulamada sıvılaşma analizi yapacak uygulamacılar tarafından kullanılması önerilmektedir (Al-Masraf, 2018).

2018 yılında Öztoprak ve diğerleri tarafından yayınlanan araştırmada Adapazarı'nda meydana gelen zemin deformasyonlarını belirlemeye yönelik yapılan nümerik çalışmanın sonuçları paylaşılmıştır. Bu çalışmada sonlu elemanlar programı olan Plaxis'te UBCSand bünye modeli kullanılmıştır. Çok fazla arazi/laboratuvar verisine sahip olan ve sıvılaşma kaynaklı zemin deformasyonuna maruz kalan bir vaka sayısal modeller kullanılarak analiz edilmiştir. Ayrıca bu vakanın yaptığı oturmalar Bray ve Macedo (2017) tarafından önerilen eşlenikler ile de hesaplanmıştır. Analizler sonucunda sonlu elemanlar programında elde edilen yatay ve düşey deplasmanların arazide ölçülen gerçek deplasmanlar ile uyumlu olduğu ortaya çıkmıştır. Ayrıca Bray ve Macedo (2017) tarafından önerilen analitik yöntem ile nümerik yöntemin birbirine yakın sonuç verdiği görülmüştür. Ek olarak UBCSand modelinin performansının SPT-N arazi deneyinin vuruş sayısının değişimine karşı oldukça hassas olduğu görülmüş ve binaların deprem sırasında maruz kaldıkları oturma tiplerinden biri olan kayma mukavemeti yenilmesine bağlı zımbalama oturmalarının anlaşılmasında UBCSand bünye modelinin faydalı olabileceği sonucuna varılmıştır (Öztoprak vd., 2018).

Diğer araştırmacılar (Andrianopoulos ve diğ., 2010, Dashti ve Bray, 2013, Ziotopoulou ve Montgomery, 2017) sıvılaştırma kaynaklı oturmanın değerlendirilmesi için çalışmalar yapmışlardır.

### 2.8.2 Sıvılaşma Kaynaklı Dönme

Yapı içindeki dinamik kuvvetler veya zeminde oluşan deformasyonlar temelde dönme meydana getirebilir. Temelin dönmesi yapıda eğilme ve kesmeye bağlı hasarlar meydana getirebilir. Temeldeki farklı oturma miktarları arttıkça bu hasarlar daha artar. Bununla birlikte temelin dönmesi, yapısal hasara veya üst yapı deformasyonlarına yol açmayabilir. Bu genellikle temel ve üstyapının, zemine kıyasla nispeten daha rijit olduğu durumlarda görülür.

Deprem sırasında temellerde iki tip dönme durumu ortaya çıkar:

- Deprem sırasında temelde gerçekleşen maksimum dönme
- Deprem sonrasında temelde kalıcı olarak oluşan dönme

Farklı etkenler temelin dönmesine veya farklı oturmalara neden olabilir. Örnek olarak temelin altındaki zemin tabakasının homojen olmaması ve bu farklı zemin tabakalarının farklı deformasyonlar göstermesi.

Üst yapıda meydana gelen dönme momentleri temelin bir kısmını zemin tabakasına doğru iterken diğer kısmını yukarı kaldırabilir. Bunun üzerinde zemin tabakasında meydana gelen deformasyonlar temelin dönmesi arttırabilir. Bu durumun lineer olmayan elastik deformasyonları artırması beklenir (Chatzigogos ve diğ., 2011).

Temelin dönme potansiyeli büyük ölçüde temel üzerindeki eksenel yük tarafından kontrol edilir. Bu nedenle deprem sonrasında temelde kalıcı olarak oluşan dönme, deprem sırasında temelde gerçekleşen maksimum dönme ile temele uygulanan eksenel yüke bağlanabilir (Deng ve Kutter, 2012).

Yanal yayılma veya asimetrik yatay toprak basıncı, farklı zemin deformasyonlarına ve temel eğimine neden olur. Şevli bir yüzeyde yatay toprak basıncı asimetrik olduğundan zemin şev yönünde hareket eder. Zemin yanal yayılma meydana geldiğinde temelin bir bölümünün desteğini kaybetmesi buna örnek olarak verilebilir.

Şu anda, çok sayıda değişken nedeniyle, temelin devrilmesinin tahmini için basitleştirilmiş analitik yöntemler mevcut değildir. Ancak, toplam oturma ya da devrilme momentine karşı güvenlik faktörüne dayanan bazı deneysel bağıntılar vardır (Karimi ve Dashti, 2016).

14 ve 16 Nisan 2016 Kumamoto Japonya'da meydana gelen depremler sonucunda bölgedeki birçok yapının temelinde oturma ve dönme davranışı gözlemlenmiştir. Bu yapılar genelde ahşap veya az katlı betonarme yapılardan oluşmaktadır. Yapılan çalışmada toplamda 307 yapı incelenmiş ve bunların 54'ünde sıvılaşma kaynaklı hasarlar tespit edilmiş. Bu çalışmalarda yapıların temellerinde meydana gelen dönme davranışlarının etkisini daha iyi anlayabilmek ve bu hasarların etkilerini sınıflandırabilmek amacıyla Tablo 2.8 önerilmiştir (Tokimatsu vd., 2018).

**Tablo 2.8:** Temelin dönme davranışının sağlık problemleri ve hasar dereceleri ile bağlantısı.

| Dönme açısı (Derece) | Ortaya çıkan sağlık problemleri | Hasarın derecesi |
|---|---|---|
| 0.35 | Eğimin hissedilmesi | |
| 0.55 | Baş ağrısı ve mide bulantısı belirtilerinin ortaya çıkması | Kısmi hasar |
| 0.95 | Psikolojik limit | Geniş kapsamlı hasar |
| 2.85 | - | Ağır hasar |

Bazı yapılar için sıvılaşma kaynaklı temel dönmesi sayısal modeller ile hesaplanabilir. Fakat temelin eğilme davranışını tahmin edebilmek için zemin, temel ve üstyapı özelliklerinin yanı sıra depremin hassasiyetine bağlı olarak parametrik çalışmalar yapılmalıdır.

Kalıcı temel eğimini tahmin etmek için bir başka yaklaşım santrifüj testini kullanmaktır, ancak bu çalışmalar yüksek maliyetlerden dolayı çok sınırlı olmuştur.

# 3. MALZEME VE YÖNTEM

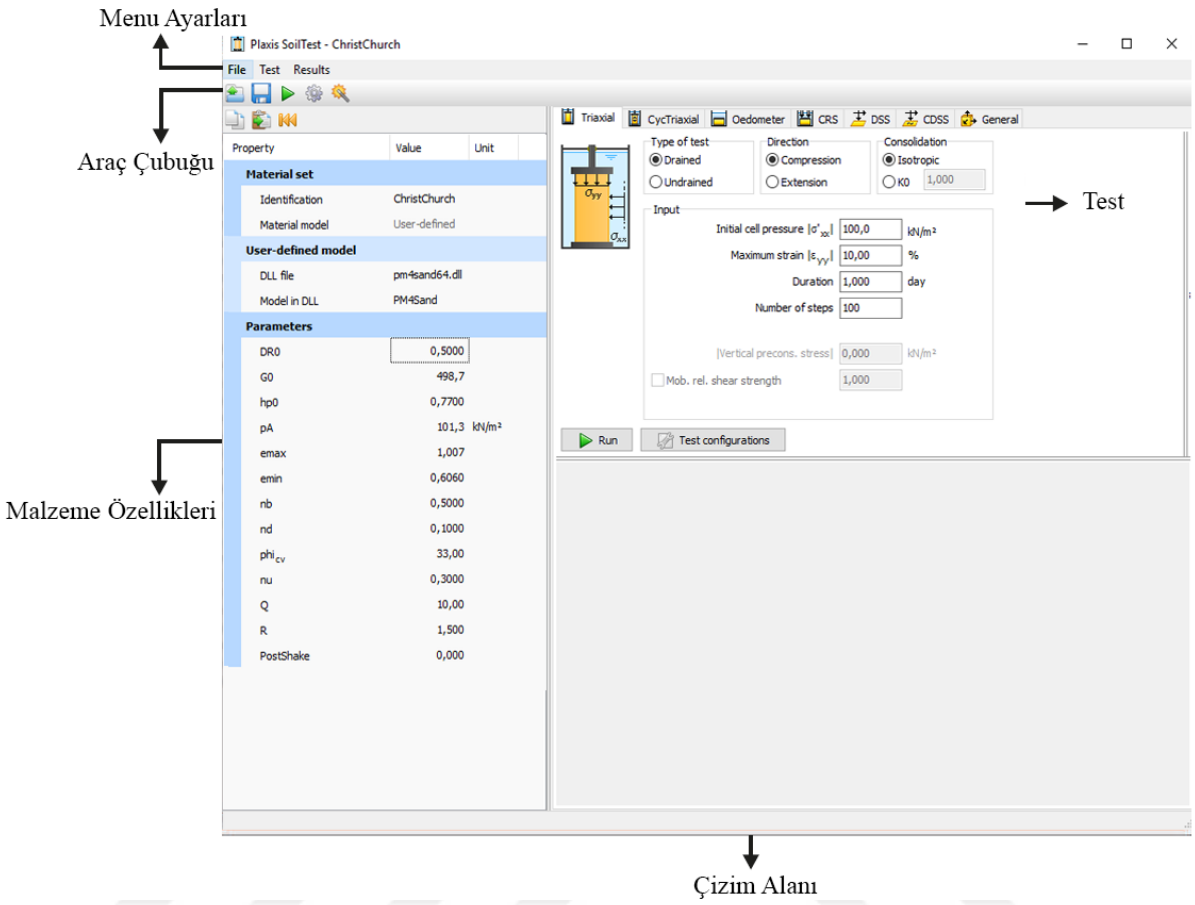
Bu çalışmada PM4Sand bünye modelinin kalibrasyon işlemi için laboratuvar deneylerinden olan çevrimsel basit kesme kutusu testlerinin sonuçları kullanılmaktadır. Ayrıca kalibrasyon işlemi için çevrimsel basit kesme kutusu deneyinde kullanılan deney aletinin teknik özelliklerinin bilinmesine ihtiyaç duyulmaktadır. Bu bilgiler ışığında PM4Sand kalibrasyonunu gerçekleştirmek için bu testleri bilgisayar ortamında taklit etmek gerekmektedir. Bu amaçla sonlu elemanlar prensibi ile çalışan Plaxis programının deney arayüzü (soil test) özelliği PM4Sand kalibrasyonu için kullanılmıştır.

Bu çalışmanın amacı olan PM4Sand bünye modelinin parametre tayini sırasında yapılabilecek hataların ve elde edilebilecek yanlış değerlerin etkilerini araştırmak için bir sonlu elemanlar analiz modeline ihtiyaç duyulmaktadır. Bu araştırmada kullanılan sonlu elemanlar modeli 5 farklı zemin ve bir üstyapıdan oluşmaktadır. Bu zeminlerin özellikleri Adapazarı'nın örnek bir zemin kesitinden alınmıştır (Al-Masraf, 2018). Üstyapı ise ülkemizdeki tipik yapıları temsil etmektedir.

Bu kısımda Plaxis'te PM4Sand modelinin kalibrasyonunda kullanılan deney arayüzüne değinilmiştir. Ayrıca kalibre edilen PM4Sand modellerinin parametre tayini sırasında yapılabilecek hataların etkilerini araştırmak için sonlu elemanlar analiz modeli oluşturulmasından bahsedilmiştir. Bu sonlu elemanları modelinin zemin ve yapı parametlerinin tanımlanması, deprem kaydının girilmesi ve modelin analize hazır hale getirilmesinde bu bölümde ele alınmıştır.

## 3.1 ZEMİN TESTİ (SOİL TEST)

PM4Sand bünye modelinin parametrelerini elde etmek amacıyla Plaxis sonlu elemanlar programı içinde bulunan deney arayüzü (soil test) özelliği kullanılacaktır (Şekil 3.1). Zemin testi laboratuvarda yapılan deneyleri bilgisayar ortamında temsili olarak taklit etmek için kullanılmaktadır.

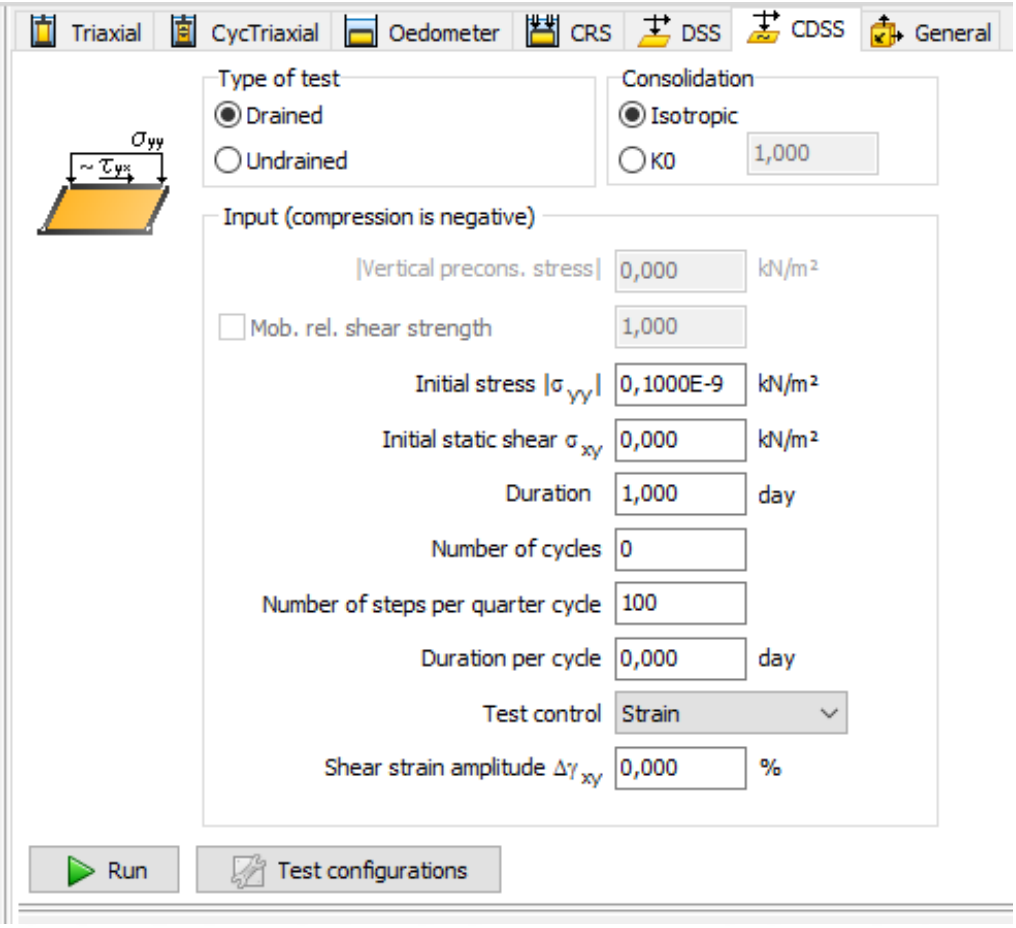



**Şekil 3.1:** Zemin testi ana ekranı.

Zemin testi aşağıdaki deneyleri içerir;

- üç eksenli
- çevrimsel üç eksenli
- ödometre
- sabit deformasyon hızlı konsolidasyon
- direkt basit kesme
- çevrimsel direkt basit kesme

Her deneyin kendi içinde farklı bir parametre girdisi bulunmaktadır. PM4Sand bünye modelenin kalibrasyonu için çevrimsel direkt basit kesme (cdss) deneyi kullanılacaktır.




**Şekil 3.2:** Plaxis deney arayüzü çevrimsel direkt basit kesme deneyi.

Çevrimsel direkt basit kesme kutusu (cdss) deneyinin parametre özellikleri aşağıdaki gibi tanımlanmıştır;

- Testi tipi (Type of test): Numunenin drenaj tipinin seçildiği kısım
- Konsolidasyon Durumu (Consolidation): Konsolidasyon özelliklerinin girildiği kısım
- Düşey ön konsolidasyon gerilmesi (Vertical preconsolidation stress): Toprağın maruz kaldığı düşey ön konsolidasyon basıncıdır. Eğer toprak normal olarak konsolide edilmişse, bu değer başlangıçtaki stres durumuna eşit olmalı veya sıfır olarak seçilmelidir.

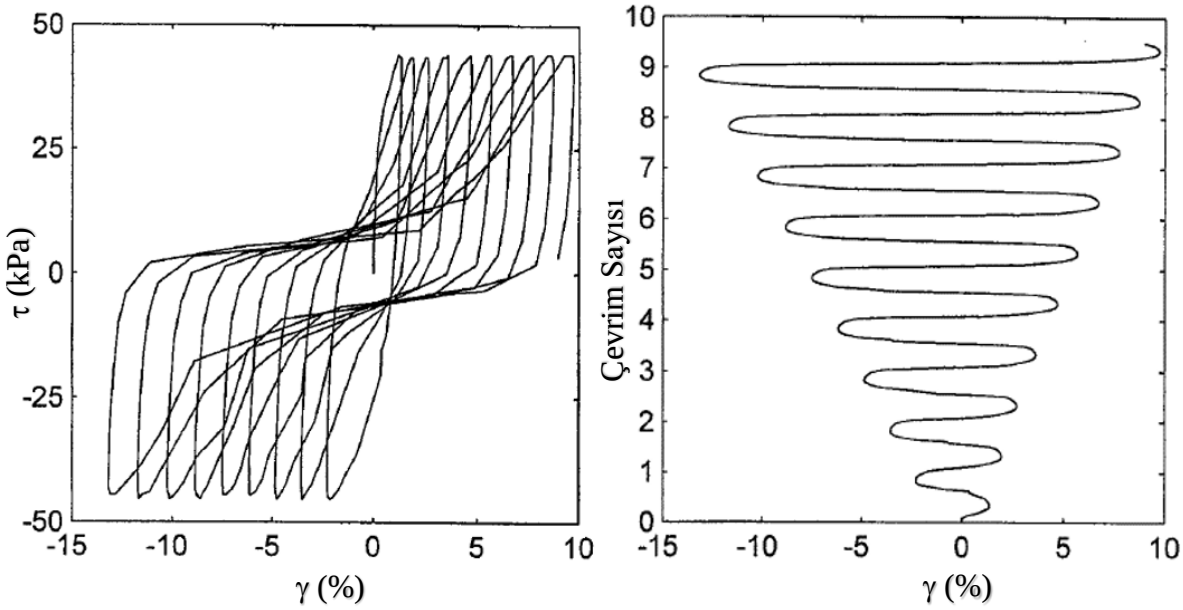
- Mobilize bağıl kayma mukavemeti (Mobilized relative shear strength): Bu seçenek, başlangıç kayma sertleştirme sınırını ayarlamak için kullanılır. Sadece Hardenin Soil modeli ve HS small modeli için geçerlidir. Bu değer 0 (izotropik stres durumu) ve 1 (yenilme durumu) arasında olmalıdır.
- Başlangıç gerilmesi (Initial stress): Numunenin konsolide edildiği ilk düşey gerilmenin mutlak değeridir. İzotropik olarak gerçekleştirilmiş test durumunda, ilk yanal gerilme ilk düşey gerilmeye eşittir.
- Başlangıç statik kayma gerilmesi (Initial static shear): Başlangıçtaki statik kayma gerilmesi bileşenini tanımlar. Başlangıç statik kayma gerilmesi testte ilk faz olarak hesaplanır. Test seçeneğine bakılmaksızın (drenajlı veya drenajsız), bu ilk faz her zaman drenajsız koşullar altında uygulanır.
- Süre (Duration): Zaman artışı (yalnızca zamana bağlı modeller için geçerlidir; konsolidasyon dikkate alınmaz).
- Çevrim Sayısı (Number of cycles): Test için yük çevrim sayısını tanımlar.
- Çeyrek çevrim başına adım sayısı (Number of steps per quarter cycle): Çeyrek döngü başına adım sayısını tanımlar.
- Test Kontrolü (Test control): Testin gerilme kontrollü veya birim deformasyon kontrollü olduğunu tanımlamak için kullanılır.
- Kayma gerilmesi (Shear strain): Kullanıcının, test kontrolüne bağlı olarak kayma gerilimi veya kayma gerinmesi için bir değer belirtmesi gerekir.

Bu çalışmada iki adet zemin için PM4Sand bünye modelinin kalibrasyonu yapılmıştır. Kalibrasyon için iki farklı çevrimsel direkt basit kesme deneyi sonuçları kullanılmıştır.

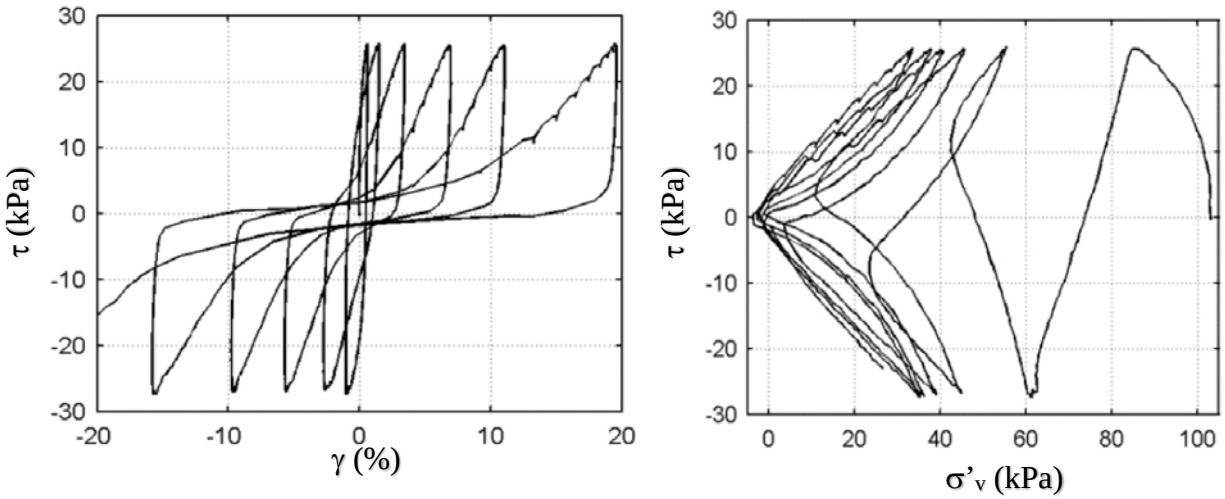
Kalibrasyon için kullanılan zemin numunelerinden biri olan Adapazarı siltli-kum numunesi 2003 yılında Sancio tarafından yapılan çalışmada Adapazarı'nda D sitesi olarak adlandırılan bölgeden alınmıştır. Alınan bu numuneler üzerinde Sancio tarafından çevrimsel direkt basit kesme deneyi yapılmış ve deney sonuçları Şekil 3.3'de olduğu gibi paylaşılmıştır. Bu zeminin PM4Sand kalibrasyonu 4. Bölümde yer alan Adapazarı siltli-kum PM4Sand kalibrasyonu adlı başlık altında gerçekleştirmiş ve kalibrasyon sonuçları paylaşılmıştır.

Kalibrasyon için kullanılan diğer zemin numunesi Christchurch kum numunesi 2017 yılında Cappellaro ve arkadaşları tarafından yapılan çalışmada Christchurch'de Red Zone olarak adlandırılan bölgeden alınmıştır. Alınan bu numuneler üzerinde Cappellaro tarafından çevrimsel direkt basit kesme deneyi yapılmış ve deney sonuçları Şekil 3.4'de olduğu gibi paylaşılmıştır. Bu zeminin PM4Sand kalibrasyonu 4. Bölümde yer alan Christchurch kumu PM4Sand kalibrasyonu adlı başlık altında gerçekleştirmiş ve kalibrasyon sonuçları paylaşılmıştır.

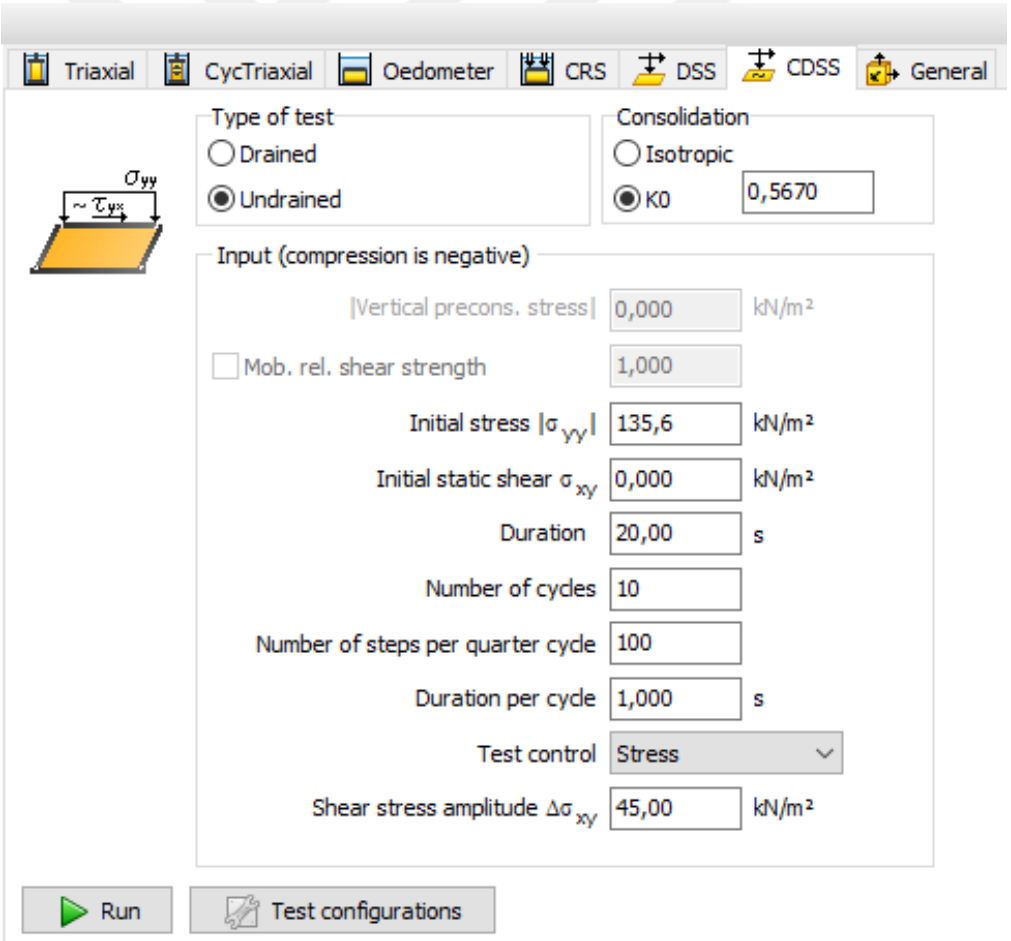
Adapazarı ve Christchurch'ten alınan numuneler üzerinden gerçekleştirilen çevrimsel basit kesme testinin deney aletlerini taklit etmek amacıyla deney aletlerinde kullanılan girdiler deney arayüzünde tanımlanmalıdır. Bu amaçla deney arayüzünde CDSS deneyi seçilerek Şekil 3.5 ve Şekil 3.6'de görüldüğü şekilde bu girdiler tanımlanmıştır. Bu parametreler Adapazarı için Sancio (2003), Christchurch için Cappelaro (2017) tarafından yapılan çalışmalardan alınmıştır.



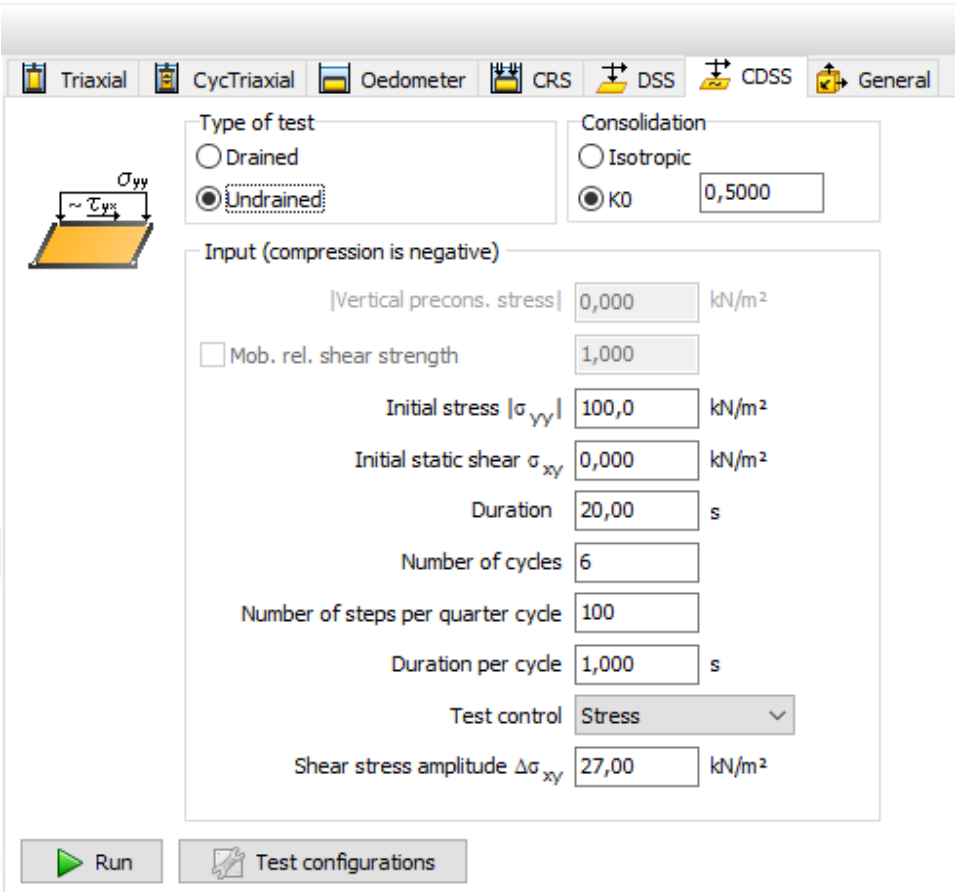

**Şekil 3.3:** Adapazarı'ndan alınan numunelerin çevrimsel direkt kesme kutusu sonuçları (Sancio, 2003).




**Şekil 3.4:** Christchurch'den alınan numunelerin çevrimsel direkt kesme kutusu sonuçları (Cappelaro, 2017).




**Şekil 3.5:** Adapazarı zemini için deney arayüzünde kullanılan girdiler.




**Şekil 3.6:** Christchurch zemini için deney arayüzünde kullanılan girdiler.

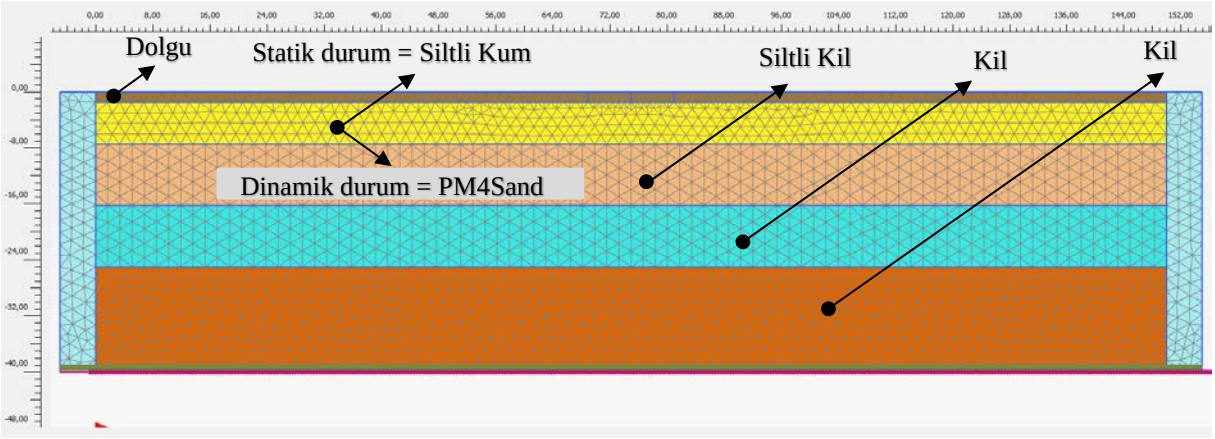
## 3.2 SONLU ELEMANLAR MODELİNİN OLUŞTURULMASI

4. Bölümde deney arayüzü aracılığıyla çevrimsel direkt kesme kutusu deneyleri taklit edilerek PM4Sand zemin profilleri için parametre tayin edilecektir. Parametreleri tayin edilen PM4Sand zemin profillerinin parametre tayini sırasında yapılabilecek hataların etkilerini araştırmak için Plaxis sonlu elemanlar programında bir analiz modelinin oluşturulması gerekmektedir. Bu analiz modeli 5 farklı zemin tabakası ve bu tabakanın üstünde betonarme bir üstyapı içermektedir. Bu zeminlerin özellikleri Adapazarı'nın örnek bir zemin kesitinden alınmıştır (Al-Masraf, 2018). Bu zemin tabakaları; birinci zemin tabakası dolgu, ikinci zemin tabakası siltli kum, üçüncü zemin tabakası siltli kil, dördüncü zemin tabakası kil ve beşinci zemin tabakası kil olacak şekilde tanımlanmıştır. Bu modelde kullanılacak olan 5 farklı zemin tabakası içinde bulunan ve ikinci zemin tabakası olarak geçen siltli kum tabakası sadece statik durum için geçerli olacaktır.

Dinamik analizlerde ikinci zemin tabakası olan siltli kum tabakası yerine çevrimsel direkt kesme kutusu deneylerinden taklit edilerek elde edilen PM4Sand zemin tabakaları kullanılacaktır.

### 3.2.1 Zemin Parametlerinin Oluşturulması

Zemin geometrisi, yapının model sınırlarından etkilenmemesi için 160 metre genişliğe ve 40 metre derinliğe sahip olacak şekilde tasarlanmıştır. Yer altı su seviyesi -1.5 metre kotundan başlamaktadır. Zemin profili 5 farklı tabakadan meydana gelmektedir. Dolgu tabakasının kalınlığı 1.5m, siltli-kum tabakasının kalınlığı 6m, siltli-kil tabakasının kalınlığı 8.5m, dördüncü tabaka olan kil tabakasını kalınlığı 9m ve son tabaka olan kil tabakasının kalınlığı 15 metredir. Bu tabakaların geometrisi Şekil 3.7'te görülmektedir. Zemin tabakaların malzeme özellikleri Tablo 3.1'da verilmiştir (Al-Masraf, 2018). Zemin tabakaların elastisite modülleri Sancio tarafından 2003'te F sitesinde F9-P2 numaralı numune üzerinde yapılan konsolidasyon deneylerinden elde edilmiştir. Sonuçlar, analizler kullanılması için en yakın tam sayıya yuvarlanmıştır. Bu zemin tabakalarından siltli kum tabakası sadece statik durum için kullanılacak olup dinamik durumlar için bu tabaka PM4Sand için kalibre edilen zemin tabakaları ile değiştirilecektir. 2018'de yayınlanan PM4Sand kılavuzuna göre sıvılaşan zemin tabakası sınır bölgesiyle temas halindeyse, sınır bölgesinin kararlılığını arttırmak amacıyla modelin sınırlarına drenajlı bir malzeme eklenerek sıvılaşan zeminin sınır bölgesiyle teması engellenmelidir.




**Şekil 3.7:** Zemin Geometrisi.

**Tablo 3.1:** Analiz modelinde kullanılan zemin tabakalarının özellikleri (Al-Masraf, 2018).

| **Parametreler** | **Simge** | **Birim** | **Dolgu** | **Siltli Kum** | **Siltli Kil** | **Kil** | **Kil** |
|---|---|---|---|---|---|---|---|
| Doğal birim hacim ağırlık | $Y_{unsat}$ | $kN/m^3$ | 14 | 16 | 17 | 17 | 18 |
| Doygun birim hacim ağırlık | $Y_{sat}$ | $kN/m^3$ | 15 | 17 | 18 | 18 | 19 |
| Sekant elastisite modülü | $E_{50}^{ref}$ | $kN/m^2$ | 3111 ≅ 3200* | 8211 ≅ 8300* | 17950 ≅ 18000* | 31820 ≅ 32000* | 89470 ≅ 89500* |
| Tanjant elastisite modülü | $E_{oed}^{ref}$ | $kN/m^2$ | 2489 ≅ 2500* | 6569 ≅ 6600* | 14360 ≅ 14400* | 25450 ≅ 25500* | 71570 ≅ 71600* |
| Boşaltma-tekrar yükleme modülü | $E_{ur}^{ref}$ | $kN/m^2$ | 9334 ≅ 9400* | 24630 ≅ 24700* | 53840 ≅ 54000* | 95450 ≅ 95500* | 268400 ≅ 27000* |
| Güç | m | - | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 | 0.5 |
| Başlangıç boşluk oranı | $e_{init}$ | - | 0.921 | 1.089 | 0.804 | 0.789 | 0.654 |
| Kohezyon | $c'_{ref}$ | kPa | 1 | 1 | 1 | 1 | 1 |
| İçsel sürtünme açısı | φ | º | 30 | 30 | 30 | 30 | 31 |
| Dilatasyon açısı | ψ | º | 0 | 0 | 0 | 0 | 1 |
| Kayma modülü | $G_0$ | $kN/m^2$ | 32550 ≅ 32600* | 49000 | 85260 ≅ 85300* | 116800 ≅ 117000* | 206100 ≅ 206500* |
| Gs=0.722Go'daki kayma modülü | $Y_{0.7}$ | - | 0.003 | 0.003 | 0.003 | 0.003 | 0.003 |
| Poisson's oranı | $V_{ur}$ | - | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 | 0.3 |
| Rayleigh $\alpha$ | | - | 0.1414 | 0.1414 | 0.1414 | 0.1414 | 0.1414 |
| Rayleigh $\beta$ | | - | 0.001194 | 0.001194 | 0.001194 | 0.001194 | 0.001194 |

* Analizlerde kullanılmak üzere yuvarlanan değerler.

### 3.2.2 Yapı Parametlerinin Oluşturulması

Analizlerde kullanılacak olan yapı 6 katlı, 3 metre kat yüksekliği, 6 metre açıklığı, toplam yüksekliği 18 metre, toplam temel genişliği 12 metre geometrik özellikleri olan bir yapıdır. Yapının toplam ağırlığı 90kPa olarak tanımlanmıştır. Yapının malzeme özellikleri Tablo 3.2'de verilmiştir.

**Tablo 3.2:** Analiz modelinde kullanılan yapı parametrelerinin özellikleri.

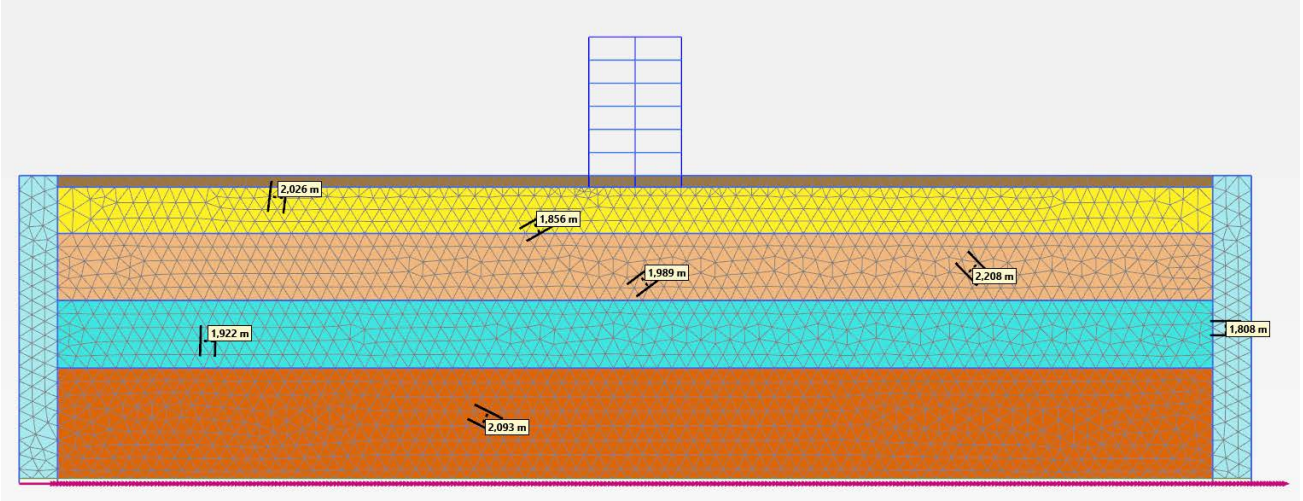
| **Parametreler** | **Simge** | **Birim** | **Temel** | **Kolon** | **Kiriş** | **Çatı** |
|---|---|---|---|---|---|---|
| Malzeme Tipi | - | - | Elastic | Elastic | Elastic | Elastic |
| Normal Rijitlik | $EA_1$ | kN/m | 25000000 | 6683000 | 4950000 | 4950000 |
| Eğilme Rijitiği | $EI$ | kNm/m | 2083000 | 1128000 | 1031000 | 1031000 |
| Ağırlık | $w$ | kNm/m | 0 | 0 | 15 | 0 |
| Poisson oranı | $V_u$ | - | 0.2 | 0.2 | 0.2 | 0.2 |

### 3.2.3 Mesh Oluşturulması

Analizin doğru bir şekilde çalışması için mesh oluşturulması çok önemli bir kriterdir. Mesh uzunluğu kısaldıkça analizin hassasiyeti artar fakat işlem süresi uzar. Kaba bir şekilde oluşturulan mesh ise hızlı bir çözüm sunmasına rağmen gerçeklikten uzak bir sonuç vermektedir. Analizin hem doğru bir şekilde çözülmesi hem de işlem süresinin çok uzamaması adına meshlerin optimize edilmesi gerekir. Kuhlemeyer & Lysmer (1973)'e göre en uygun mesh uzunluğunun, geometrideki zeminlerden Vs kayma hızının en düşüğünün, deprem kaydının maksimum frekans bileşeninin 8 katına bölünmesi sonucunda çıkan değere eşit veya daha küçük olmasıdır.

Analizlerde kullanılacak olan zemin profillerinin en düşük Vs kayma hızı 130 m/s'dir. Deprem kaydının Fourier Dönüşümü alındığın maksimum frekans bileşeni 6.44 olduğu görülmektedir. Buna göre maksimum mesh uzunluğu 2.52 metre olmalıdır.

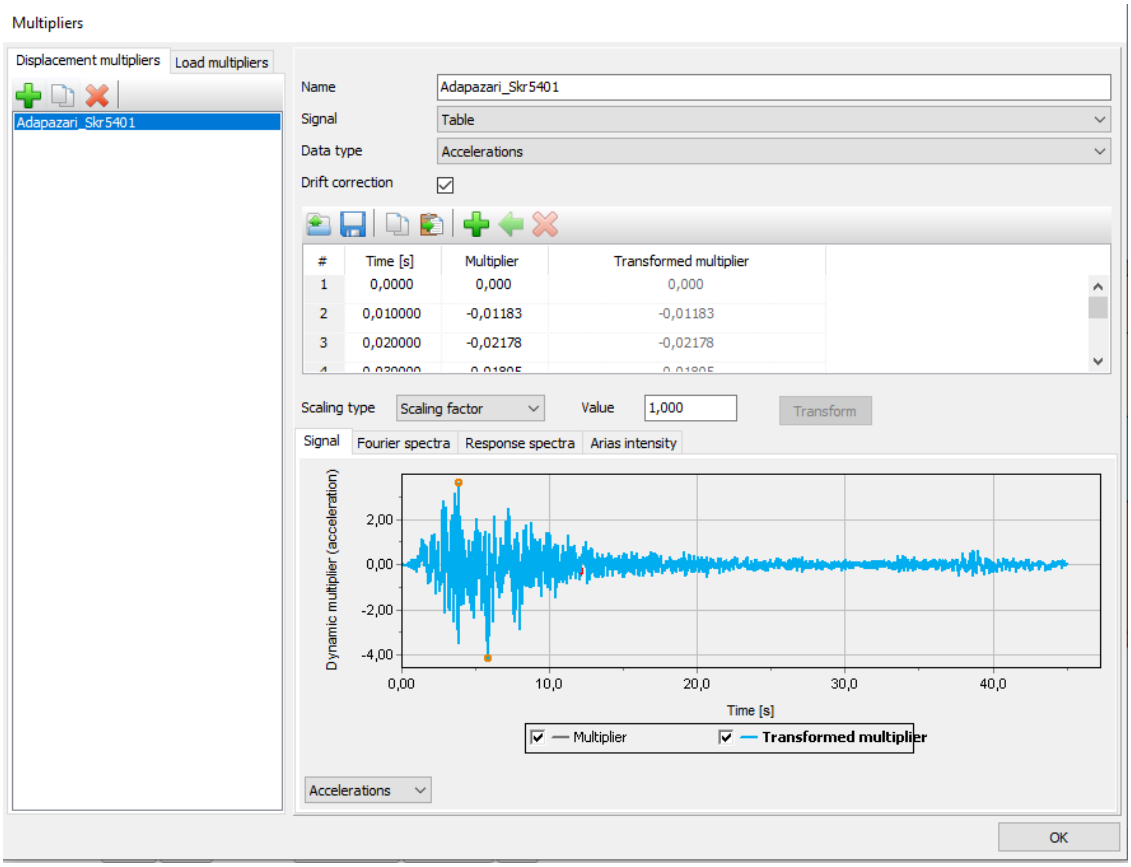
Analizin hassasiyeti konusunda güvenli tarafta kalabilmek amacıyla Şekil 3.8'te görüldüğü üzere en uzun mesh uzunluğu ortalama 2.2 metre olacak şekilde mesh oluşturulmuştur.




**Şekil 3.8:** Ortalama mesh uzunlukları.

### 3.2.4 Deprem Kaydının Girilmesi

Analizlerde kullanılacak olan deprem kaydı Şekil 3.9'te gösterilen 1999 yılında Adapazarı'nda EW doğrultusunda kayıt altına alınan 45.03 saniyelik deprem kaydıdır. Bu deprem kaydının PGA değeri 0.4g (4.07m/s$^2$) olarak tanımlanmıştır.




**Şekil 3.9:** Adapazarı deprem kaydı.

### 3.2.5 Analiz Aşamalarının Hazırlanması

Modelin analiz kısmı birtakım aşamalardan oluşmaktadır. Bu aşamalar yapının modele eklenmesi, sıvılaşan zeminin eklenmesi, deprem kaydının girilmesi ve modelin deprem analizine uygun hale getirilmesi gibi işlemleri içermektedir.

- **Başlangıç Aşaması**

Bu aşama yapının daha inşaa edilmediği serbest zemin alanını temsil etmektedir. Zemin tabakaları dışında kalan tüm elemanlar pasif olarak seçilir.

- **Bina Aşaması**

Bu aşamada zemin tabakası kazılarak yapı elemanları aktif hale getirilir. Bu aşama deprem aşamasından hemen önceki durumu temsil etmektedir.

- **Deprem Aşaması**

Bu aşamada statik durumdaki siltli kum tabakası yerine PM4Sand için kalibre edilen zemin tabakası tanımlanır.

Yüzeyden kaydedilen deprem kayıtları yukarı ve aşağı doğru yayılan ve aynı genliğe sahip iki dalganın birleştirilmesi ile oluşmaktadır. Fakat gerçekçi bir analiz için sadece yukarı yönde ilerleyen deprem dalgası kullanılmalıdır. Bu nedenle bu deprem dalgasının sadece yarısının analize etki ettirilmesi gerekmektedir (Plaxis, 2015).

Bu analizde deprem kaydı modelin tabanına tanımlanacaktır. Aşağı yönde yayılan deprem dalgasının modelin tabandan yansıyıp yukarı yönde yayılan deprem dalgası ile birleşerek sistemde iki kat daha büyük deprem ivmesi oluşturması engellenmelidir. Bunun için modelin alt sınır koşulu Compliant Base olarak tanımlanmalı ve bu sınır kısmına x yönünde değeri 0.5 olan bir Line Displacement elemanı eklenmelidir. Bu işlem modelin alt sınırının yapacağı deplasmanları yarıya düşürür. Böylece istenilenden iki kat büyük bir deprem ivmesinin oluşması engellenmiş olur.

Modelin sağ ve sol sınır koşulları, bu sistemde kullanılan geometri simetrik olduğundan Tied degrees of freedom seçilmiştir. Bu işlemlerden sonra model analize hazır hale gelmiştir.

# 4. BULGULAR

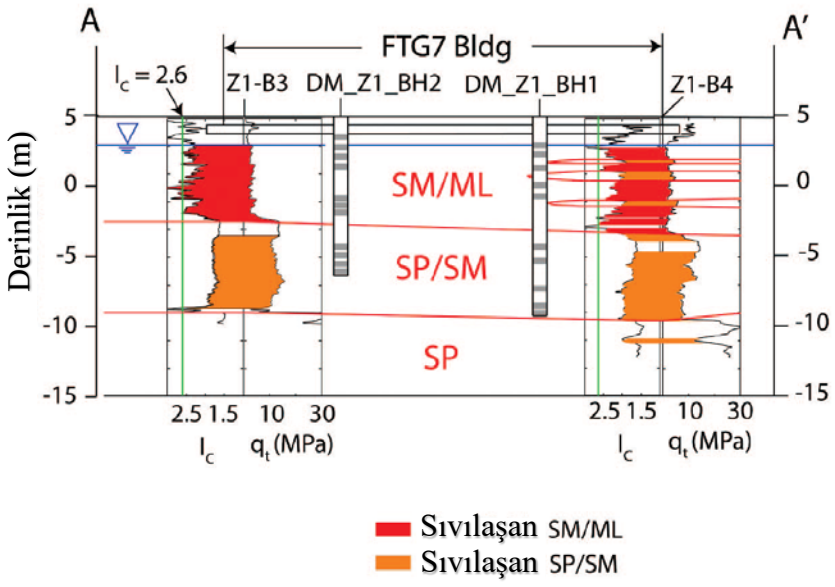
Bu kısımda sonlu elemanlar yönteminde sıvılaşma hesabında kullanılan PM4SAND bünye modelinin parametre tayininin yapılması, kalibrasyonun hassasiyetinin ölçülmesi ve literatürde daha önce yapılan hesaplamalar ile karşılaştırılması ele alınacaktır

## 4.1 LİTERATÜRDE YAPILAN ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

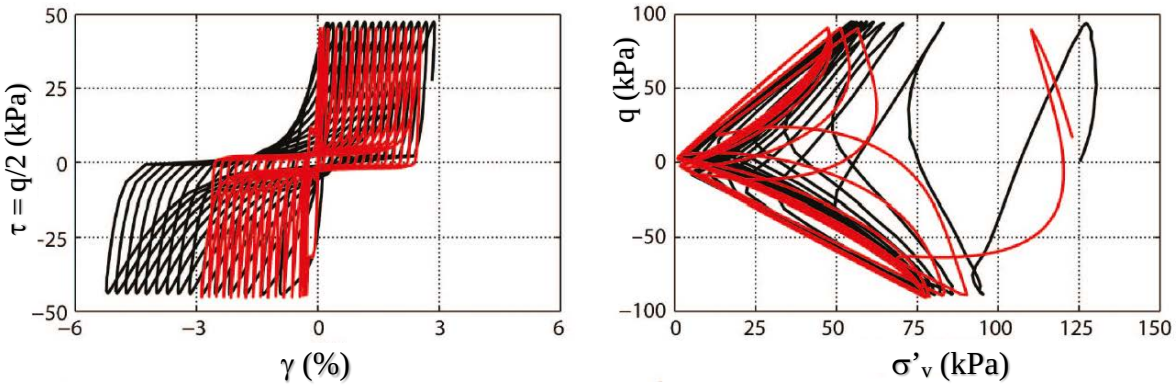
Bu kısımda literatürde daha önce yapılmış olan benzer çalışmalar incelenecektir.

### 4.1.1 Canterbury Deprem Serisi Sırasında Sıvılaşabilir Zeminlerde Bulunan İki Yapının Dinamik Analizi

Luquel ve Bray tarafından 2017 yılında yapılan bu çalışmada Canterbury deprem serisi esnasında Christchurch yerleşkesinde hasar gören iki adet yüzeysel temelli çok katlı yapı (CTUC ve FTG-7) Flac2D sonlu farklar programı ve PM4Sand bünye modeli kullanılarak analiz edilmiştir. Şekil 4.2'te yapılan kalibrasyon sonucunda Tablo 4.1'teki sonuçlar elde edilmiştir.




**Şekil 4.1:** FTG-7 sahasındaki zemin profili (Luquel ve Bray, 2017).



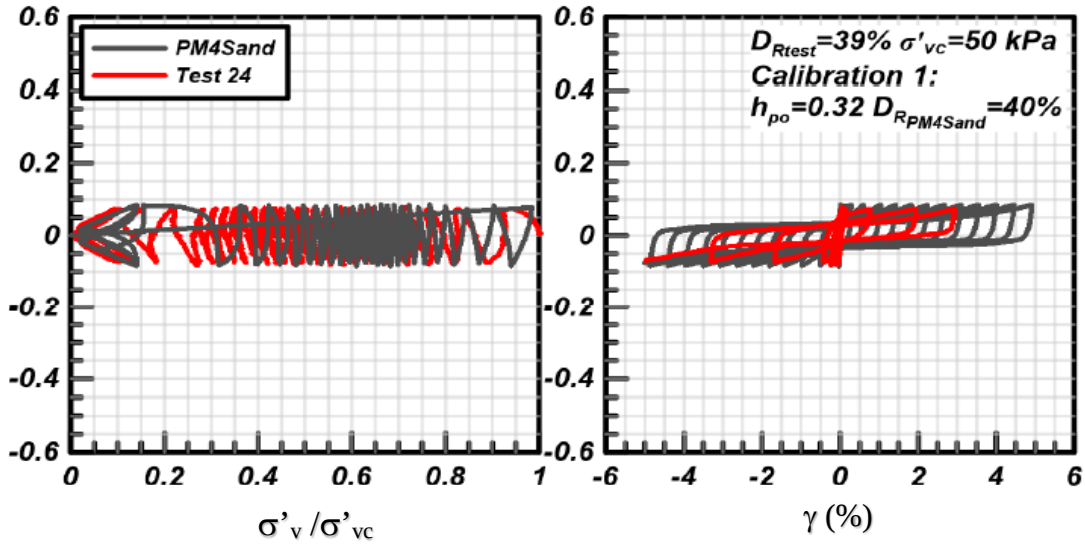

**Şekil 4.2:** FTG-7 sahasındaki sıvılaşabilir zeminin kalibrasyonu (Luquel ve Bray, 2017).

**Tablo 4.1:** FTG-7 sahasındaki sıvılaşabilir zemin parametreleri (Luquel ve Bray, 2017).

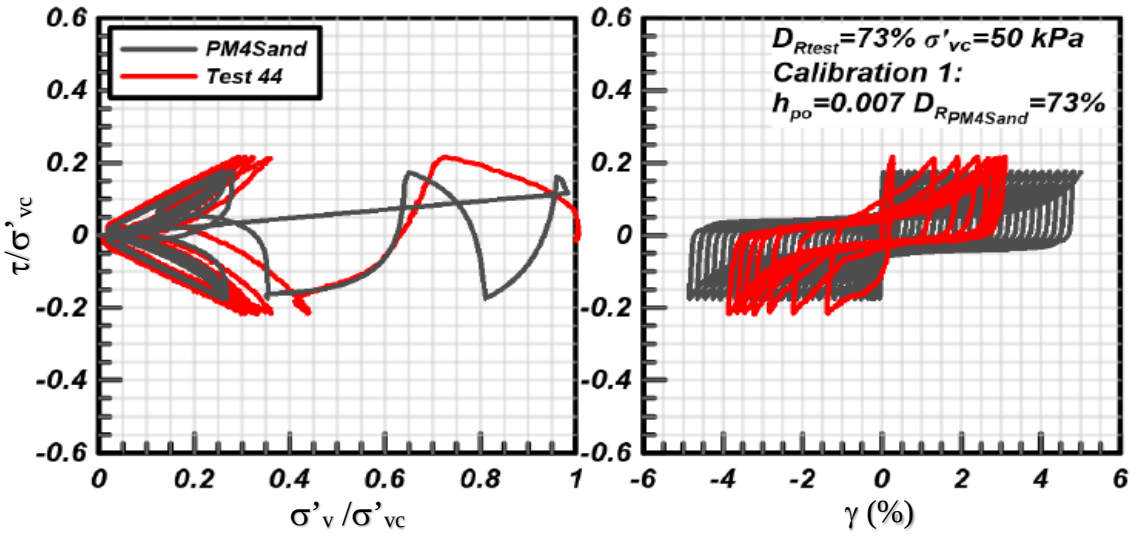
| **Parametre** | **Simge** | **Birim** | **FTG-7 Kum** |
|---|---|---|---|
| Birim ağırlık | $\gamma$ | kN/m$^3$ | 20.3 |
| Rölatif Sıkılık | $D_r$ | % | 89 |
| Kayma Modülü Katsayısı | $G_0$ | - | 1350 |
| Büzülme Oranı Parametresi | $h_{p0}$ | - | 20 |
| Kritik durum sürtünme açısı | $\varphi_{cv}$ | ° | 35 |
| Kritik durum çizgi parametresi | $Q$ | - | 8 |
| Kritik durum çizgi parametresi | $R$ | - | 1 |
| Sınır Yüzey Parametresi | $n_b$ | - | 0.6 |
| Dilatasyon Yüzey Parametresi | $n_d$ | - | 0.1 |
| Poisson oranı | $\nu$ | - | 0.3 |
| Maksimum boşluk oranı | $e_{max}$ | - | 1 |
| Minumum boşluk oranı | $e_{min}$ | - | 0.6 |

### 4.1.2 Ottawa F-65 Kum Karakterizasyonu

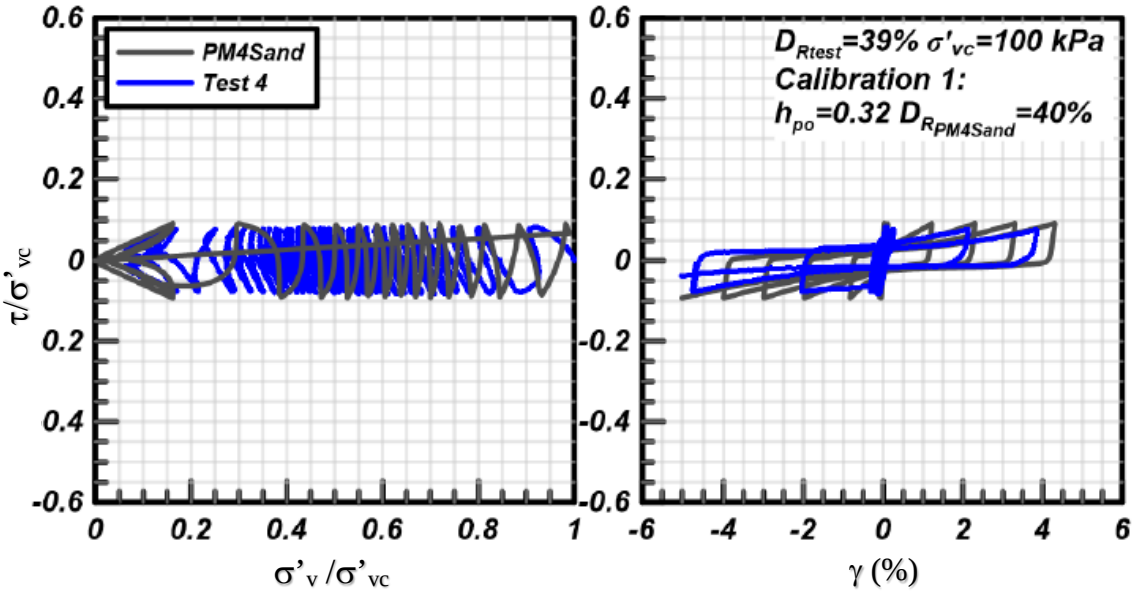
2016 yılında Ross W. Boulanger danışmanlığında Ana Maria Bastidas tarafında Ottawa F-65 kumunu karakterize etmek amacıyla doktora tezi çalışması yapılmıştır. Bu karakterizasyon işlemi için tek eksenli basınç deneyi, monotonik direkt basit kesme deneyi, çevrimsel direkt basit kesme deneyi ve ön gerilmeli direkt basit kesme deneyi yapılmıştır. Bu deneylerden elde edilen veriler ile PM4Sand için kalibrasyonlar gerçekleştirilmiştir. Elde edilen kalibrasyon verileri paylaşılmamış ve bu zemin profilleri bir analizde kullanılmamıştır. Çevrimsel direkt basit kesme deneyi kullanılarak yapılan kalibrasyonlardan bazıları Şekil 4.3, Şekil 4.4, Şekil 4.5 ve Şekil 4.6'de görülmektedir.



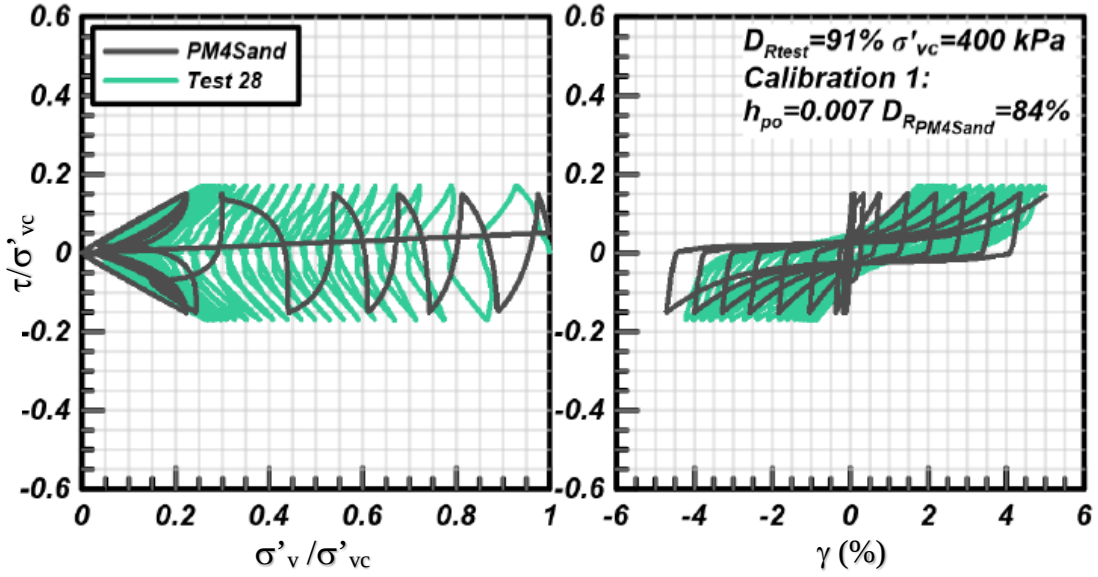

**Şekil 4.3:** 24 numaralı numunenin kalibrasyonu (Bastidas, 2016).




**Şekil 4.4:** 44 numaralı numunenin kalibrasyonu (Bastidas, 2016).




**Şekil 4.5:** 4 numaralı numunenin kalibrasyonu (Bastidas, 2016).

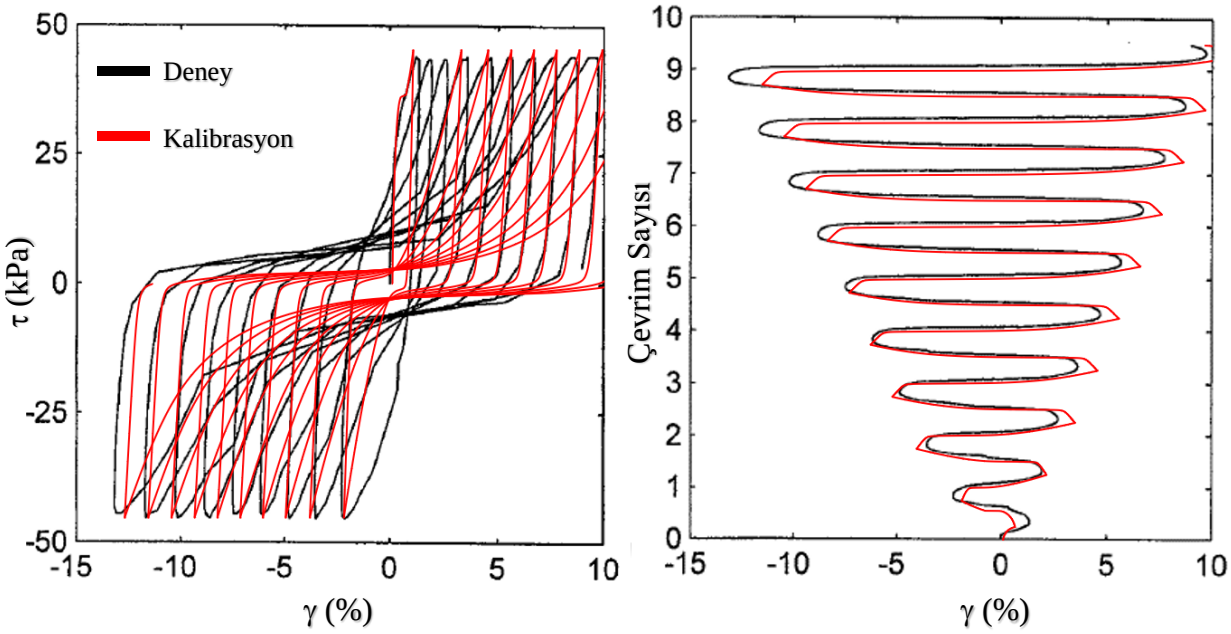



**Şekil 4.6:** 28 numaralı numunenin kalibrasyonu (Bastidas, 2016).

## 4.2 ADAPAZARI SİLTLİ-KUM PM4SAND KALİBRASYONU

Sancio tarafından 2003 yılında yapılan çalışmalarda Adapazarı'nın çeşitli yerlerinden numuneler alınıp bu numuneler üzerinde farklı laboratuvar testleri gerçekleştirilmiştir. Bu laboratuvar testlerinden Adapazarı Meydan sokaktan alınan numunelerde çevrimsel direkt basit kesme deneyi yapılmıştır. PM4Sand kalibrasyonunda bu test sonuçları kullanılmıştır.

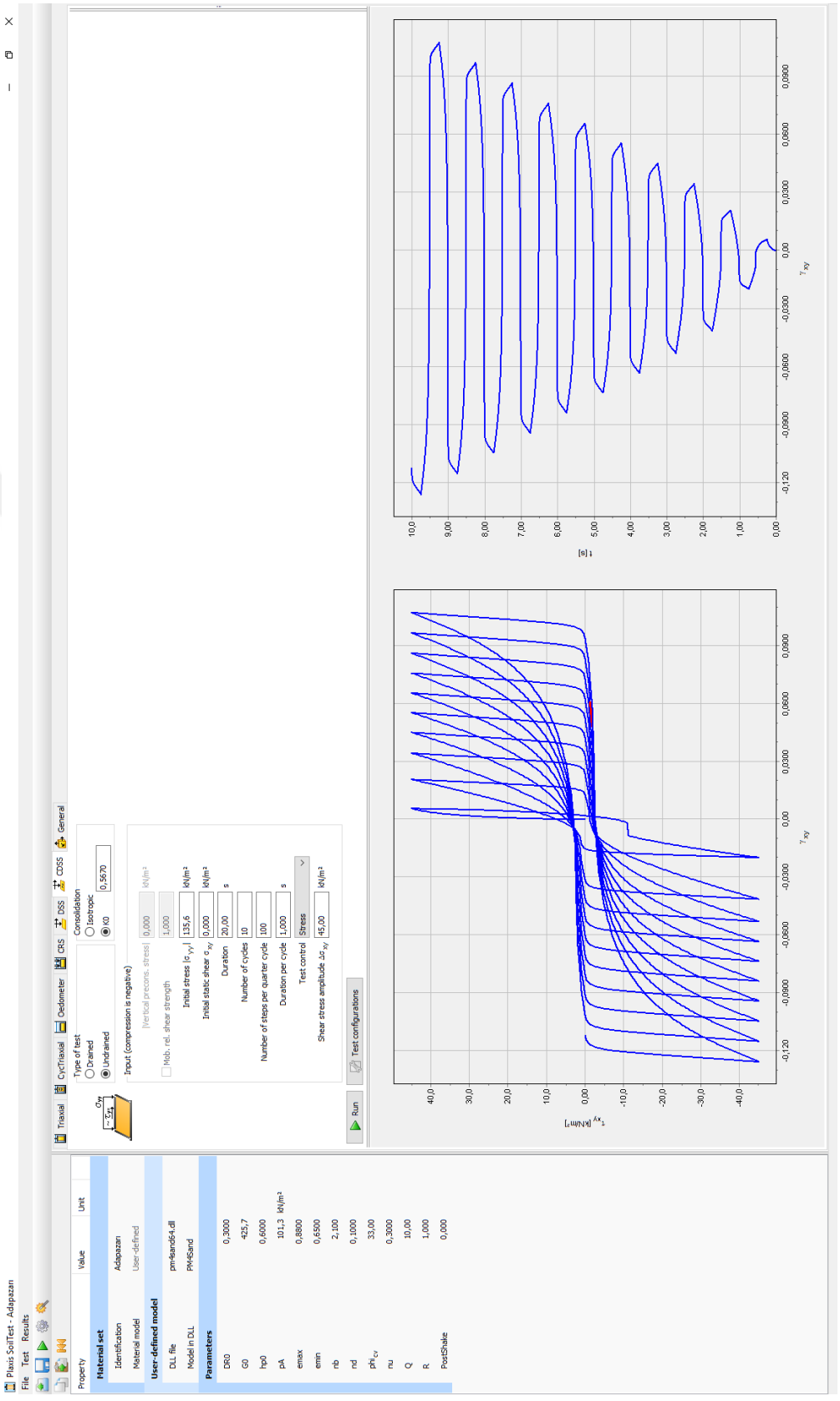
Şekil 4.8'de kalibrasyon için kullanılan parametreler ve kalibrasyon sonuçları görülmektedir. Zemin testinde tayin edilen Adapazarı siltli kum zemininin PM4Sand parametleri Tablo 4.2'de sunulmuştur. Zemin testinden elde edilen parametler ile çevrimsel direkt basit kesme deney sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 4.7'de gösterilmiştir.




**Şekil 4.7:** Adapazarı siltli-kum kalibrasyonu.

**Tablo 4.2:** Adapazarı için PM4Sand model parametreleri.

| Parametre | Simge | Birim | Adapazarı Silt |
|---|---|---|---|
| Birim hacim ağırlık | $\gamma$ | $kN/m^3$ | 18 |
| Rölatif Sıkılık | $D_r$ | % | 30 |
| Kayma Modülü Katsayısı | $G_0$ | - | 425.7 |
| Büzülme Oranı Parametresi | $h_{p0}$ | - | 0.6 |
| Kritik durum sürtünme açısı | $\varphi_{cv}$ | ° | 33 |
| Kritik durum çizgi parametresi | $Q$ | - | 10 |
| Kritik durum çizgi parametresi | $R$ | - | 1 |
| Sınır Yüzey Parametresi | $n_b$ | - | 2.1 |
| Dilatasyon Yüzey Parametresi | $n_{\mathrm{d}}$ | - | 0.1 |
| Poisson oranı | $\nu$ | - | 0.3 |
| Maksimum boşluk oranı | $e_{\max}$ | - | 0.88 |
| Minumum boşluk oranı | $e_{\min}$ | - | 0.65 |

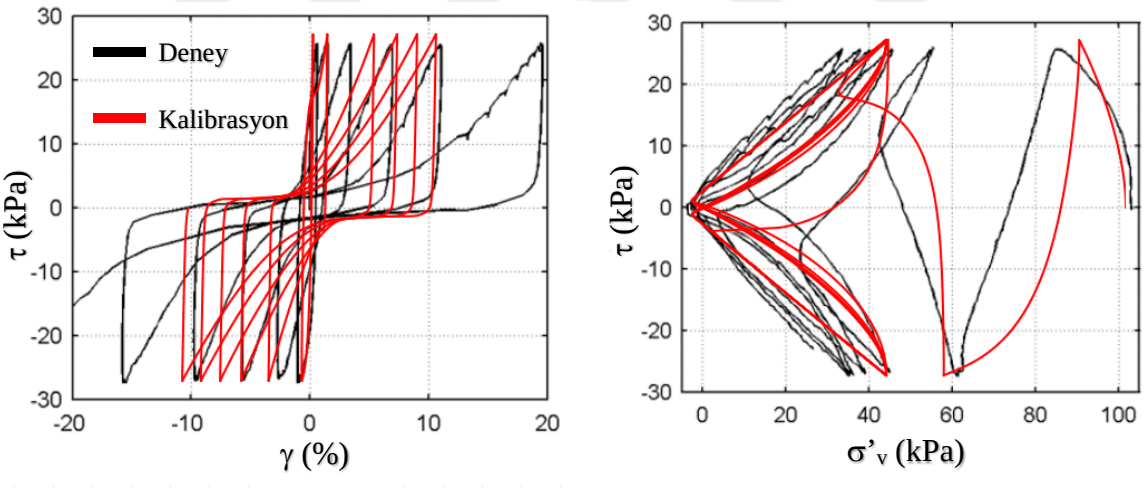



**Şekil 4.8:** Adapazarı siltli kum kalibrasyonunun sonuçları

## 4.3 CHRISTCHURCH KUM PM4SAND KALİBRASYONU

Yeni Zelanda 2010-2011 yılları arasında meydana gelen Canterbury Deprem Dizisi Christchurch bölgesinde geniş çaplı sıvılaşmalara neden olmuştur. Burada ortaya çıkan sıvılaşma olayları bölgeye olan ilgiliyi arttırmıştır. Cappellaro ve Cubrinovski tarafından 2017 yılında Christchurch bölgesinden çeşitli numuneler alınmıştır. Red zone olarak bilinen bölgeden alınan bu numuneler üzerinde çevrimsel direkt basit kesme deneyi yapılmıştır. Bu deney sonuçları temel alınarak PM4Sand kalibrasyonu gerçekleştirilmiştir.

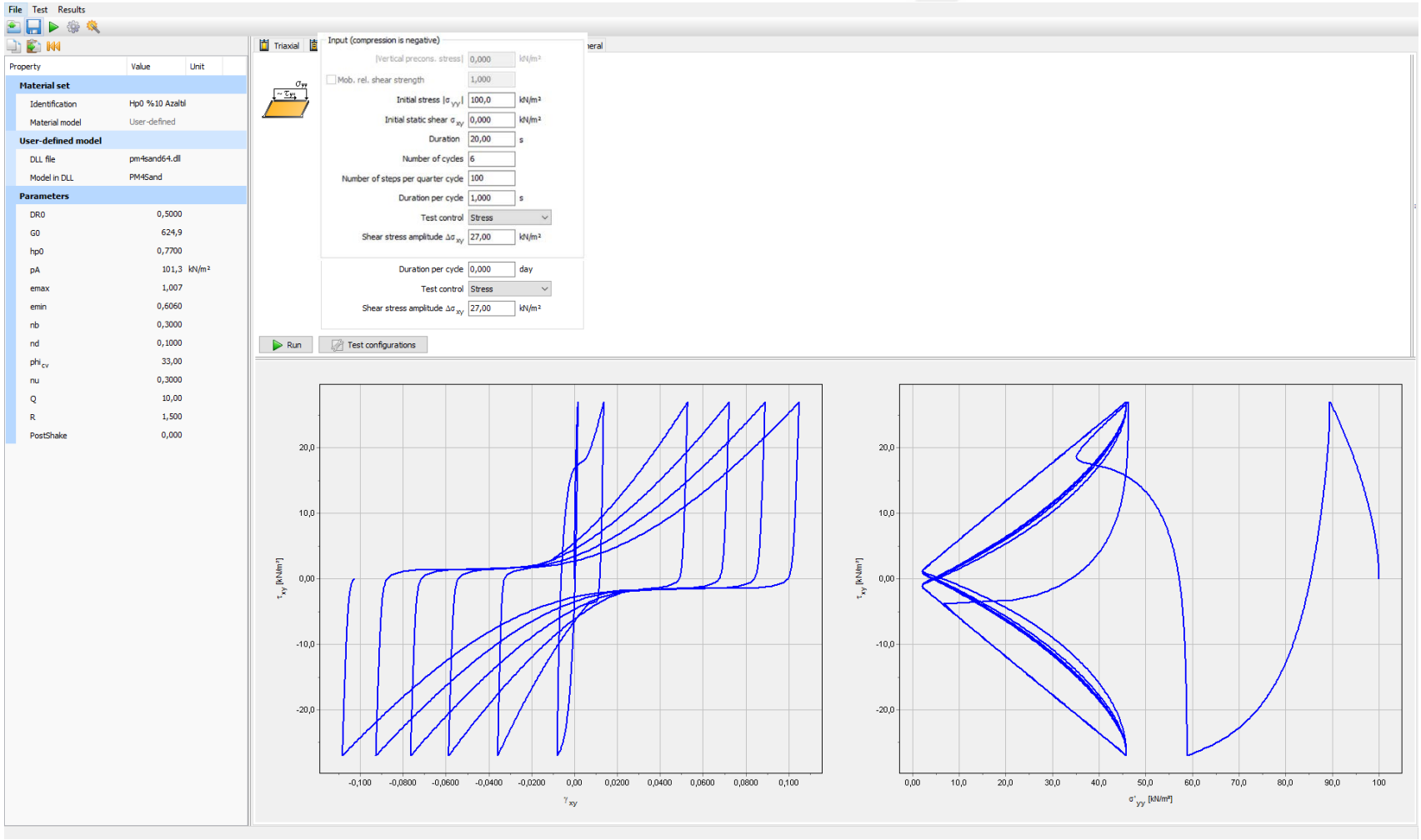
Şekil 4.10'de kalibrasyon için kullanılan parametreler ve kalibrasyon sonuçları görülmektedir. Zemin testinde tayin edilen Christchurch kum zemininin PM4Sand parametleri Tablo 4.3'de sunulmuştur. Zemin testinden elde edilen parametler ile çevrimsel direkt basit kesme deney sonuçlarının karşılaştırılması Şekil 4.9'te gösterilmiştir.




**Şekil 4.9:** Christchurch kum kalibrasyonu.

**Tablo 4.3:** Christchurch için PM4Sand model parametreleri.

| Parametre | Simge | Birim | Christchurch Kum |
|---|---|---|---|
| Birim ağırlık | γ | $kN/m^3$ | 18 |
| Rölatif Sıkılık | $D_r$ | % | 50 |
| Kayma Modülü Katsayısı | $G_0$ | - | 498.7 |
| Büzülme Oranı Parametresi | $h_{p0}$ | - | 0.77 |
| Kritik durum sürtünme açısı | $\varphi_{cv}$ | ° | 33 |
| Kritik durum çizgi parametresi | $Q$ | - | 10 |
| Kritik durum çizgi parametresi | $R$ | - | 1.5 |
| Sınır Yüzey Parametresi | $n_b$ | - | 0.50 |
| Dilatasyon Yüzey Parametresi | $n_{\mathrm{d}}$ | - | 0.1 |
| Poisson oranı | $\nu$ | - | 0.3 |
| Maksimum boşluk oranı | $e_{max}$ | - | 1.07 |
| Minumum boşluk oranı | $e_{\mathrm{min}}$ | - | 0.6060 |




**Şekil 4.10:** Christchurch siltli kum kalibrasyonunun sonuçları

## 4.4 HASSASİYET ANALİZLERİ

PM4SAND modelinin parametrelerini elde etmek diğer bir sıvılaşma modeli olan UBCSAND modeline göre daha karmaşık ve hassastır. Bu nedenle PM4SAND modelinin kalibrasyonu sırasında birtakım hatalar meydana gelebilir. PM4SAND modelinin parametre tayininde meydana gelebilecek hataların analizler üzerinde yaratacağı etkiler çok önemlidir. Bu parametrelerde olabilecek hatalar, sonlu elemanlar programları kullanılarak analiz edilen projelerde yanlış sonuçların ortaya çıkmasına neden olabilir. Parametre tayininde hangi parametrenin sistem üzerinde ne kadar bir etki yaratacağı ve bu parametrelerdeki sapmaların sistemi ne kadar değiştireceği iyi bilinmeli ve bu tür hatalardan olabildiğince kaçınılması gerekmektedir.

### 4.4.1 Adapazarı Zemin Profilinin Hassasiyet Analizi

Adapazarı için kalibre edilen PM4Sand zemin profilinin hassasiyet analizi için analiz modelindeki siltli kum tabakası dinamik hesaplamalar için Adapazarı PM4Sand tabakası ile değiştirilmiştir. Çevrimsel direkt kesme kutusu testine en uygun olarak kalibre edilen PM4sand modeli referans modeli olarak isimlendirilmiştir. PM4Sand bünye modelinin 4 adet ana parametresi vardır. Bunlar rölatif sıkılık (Dr), kayma modülü katsayısı ($G_0$), büzülme oranı ($hp_0$) ve atmosfer basıncı (Pa)'dır. Bu parametrelerden $G_0$ ve $hp_0$ parametrelerinin tayini diğer parametrelere göre daha hassas ve karışıktır. Bu iki parametrenin tayini sırasında yapılabilecek hataların veya elde edilecek yanlış değerlerin etkilerini araştırmak için referans PM4Sand modelinin $G_0$ ve $hp_0$ değerlerinde değişiklikler yapılmıştır. Yapılan analizlerde $G_0$ parametresi PM4Sand kullanım kılavuzunda önerilen SPT-N bağlantısı kullanılarak hesaplanmıştır. SPT-N deney sonuçları o deney aletini kullanan operatörden direkt olarak etkilenmektedir. Operatörün yapacağı ufak hatalar sonuçları değiştirebilmektedir. Bundan dolayı SPT arazi deneyinde yapılacak olan yanlış ölçümler $G_0$ parametresini doğrudan etkilemektedir. Bu yanlış ölçümlerin etkisini hesaplayabilmek için referans modelde kullanılan SPT-N sayısını ± 1 olacak şekilde değiştirilip buna bağlı olarak yeni $G_0$ değerleri elde edilmiştir. $h_{p0}$ parametresi ise deney arayüzünde kalibrasyon yoluyla belirlenmektedir. Bu kalibrasyon çok hassas bir işlem olup yoruma açık bir şekilde gerçekleştirilebilir. Bu amaçla referans modelde kullanılan $h_{p0}$ değeri ± 0.5 olacak şekilde değiştirilip buna bağlı olarak yeni $h_{p0}$ değerleri elde edilmiştir.

Bu değişimlere bağlı olarak yapı üzerinde ortaya çıkan deformasyonlar ve temelde görülen dönme davranışı Tablo 4.4'de gösterilmiştir.

Tablo 4.4'de görüldüğü üzere parametrelerdeki değişim analiz modelindeki üstyapı üzerinde farklı etkiler ortaya çıkarmaktadır. $G_0$ parametresi için SPT-N değerinde yukarı doğru 1 birim sapma gerçekleştiğinde üstyapının sol noktasındaki deformasyon 0.44 cm (%2.66), üstyapının sağ noktasındaki deformasyon 1.02 cm (%6.31) azalmıştır. $G_0$ parametresi için SPT-N değerinde aşağı doğru 1 birim sapma gerçekleştiğinde üstyapının sol noktasındaki deformasyon 0.88 cm (%5.33) azalmış, üstyapının sağ noktasındaki deformasyon 1.17 cm (%7.25) artmış ve temelin dönme yönü değişmiştir. $hp_0$ parametresinde yukarı yönlü 0.5 değerinde bir sapma gerçekleştiğinde üstyapının sol noktasındaki deformasyon 1.51 cm (%9.15), üstyapının sağ noktasındaki deformasyon 0.84 cm (%5.21) azalmış ve temelin dönme yönü değişmiştir. $hp_0$ parametresinde aşağı yönlü 0.5 değerinde bir sapma gerçekleştiğinde üstyapının sol noktasındaki deformasyon 0.43 cm (%2.61), üstyapının sağ noktasındaki deformasyon 2.12 (%13.13) cm azalmıştır.

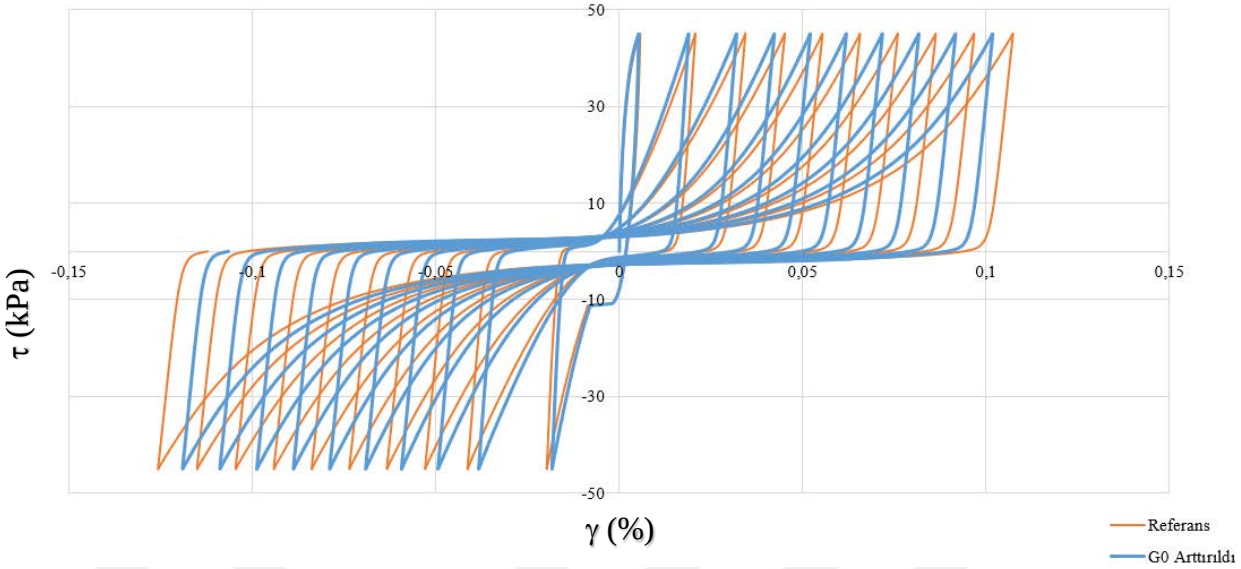
Bu değerlerdeki sapmalar arttıkça üstyapının deformasyonları gerçek değerlerden giderek uzaklaşacaktır. Ayrıca bu değerler yeraltı suyunun derinliği, sıvılaşan tabakanın kalınlığı, üstyapının ağırlığı gibi değişkenlere direkt olarak bağlıdır. Daha düşük taşıma gücüne sahip zeminlerde veya daha ağır üstyapılarda PM4Sand parametrelerindeki sapmaların etkilerinin daha kritik olması kaçınılmazdır.

Şekil 4.11 ile Şekil 4.14 arasındaki şekillerde deney arayüzünde PM4Sand bünye modelinin kalibrasyon işlemi için çevrimsel direkt kesme kutusu deneyi taklit edilerek elde edilen grafikler gözükmektedir. Referans modelin grafiği ile $G_0$ ve $hp_0$ parametrelerindeki değişimler sonucu ortaya çıkan grafiklerin karşılaştırılması yapılmıştır.

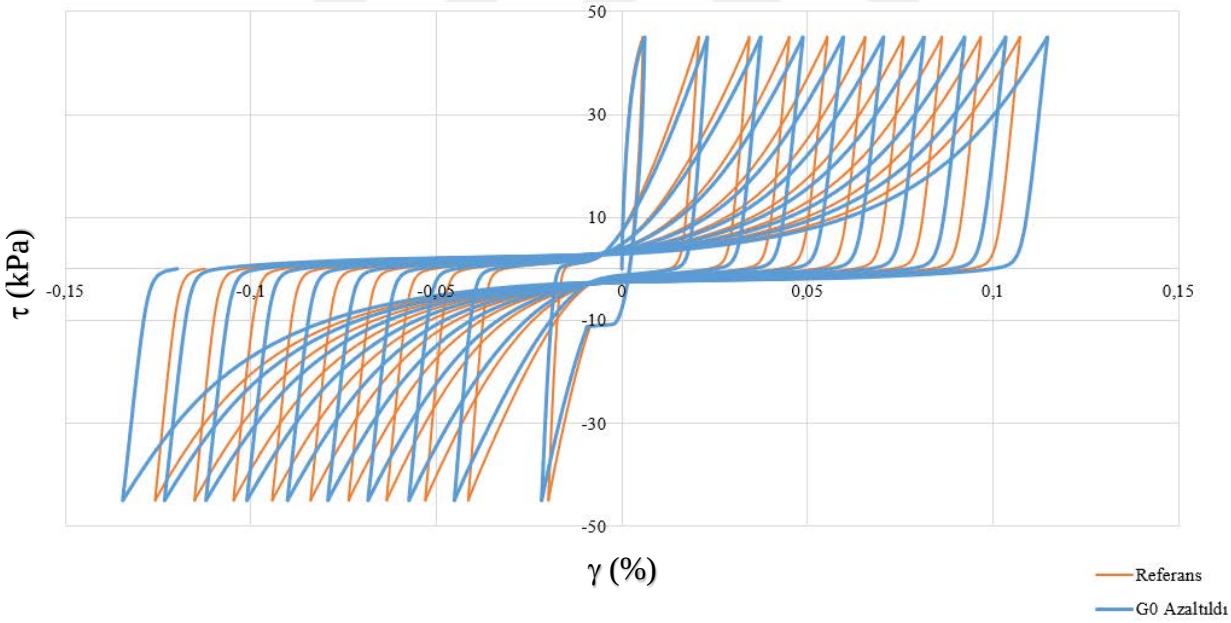
Şekil 4.15 ile Şekil 4.19 arasındaki şekillerde üstyapının temelinde meydana gelen deformasyonlar görülmektedir.

**Tablo 4.4:** Parametlerdeki değişimlerin analiz modeli üzerindeki etkileri.

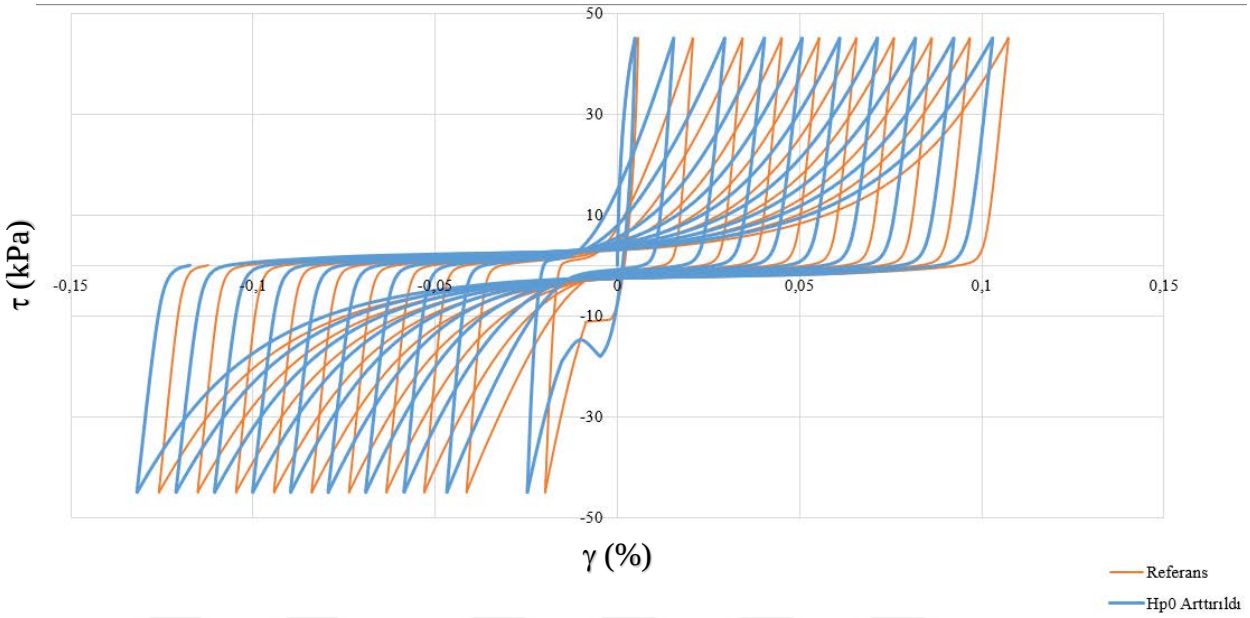
| Model | Temelin sol noktasında deformasyon (cm) | Temelin sağ noktasında deformasyon (cm) | Deformasyon farkları (cm) | Temelin dönme açısı (derece) | Temelin dönme yönü |
|---|---|---|---|---|---|
| Referans | 16.49 | 16.14 | 0.35 | 0.02 | Saat yönünün tersi |
| $G_0$ Arttırıldı | 16.05 | 15.12 | 0.93 | 0.04 | Saat yönünün tersi |
| $G_0$ Azaltıldı | 15.61 | 17.31 | 1.7 | 0.08 | Saat yönü |
| $hp_0$ Arttırıldı | 14.98 | 15.3 | 0.32 | 0.02 | Saat yönü |
| $hp_0$ Azaltıldı | 16.06 | 14.02 | 2.04 | 0.10 | Saat yönünün tersi |



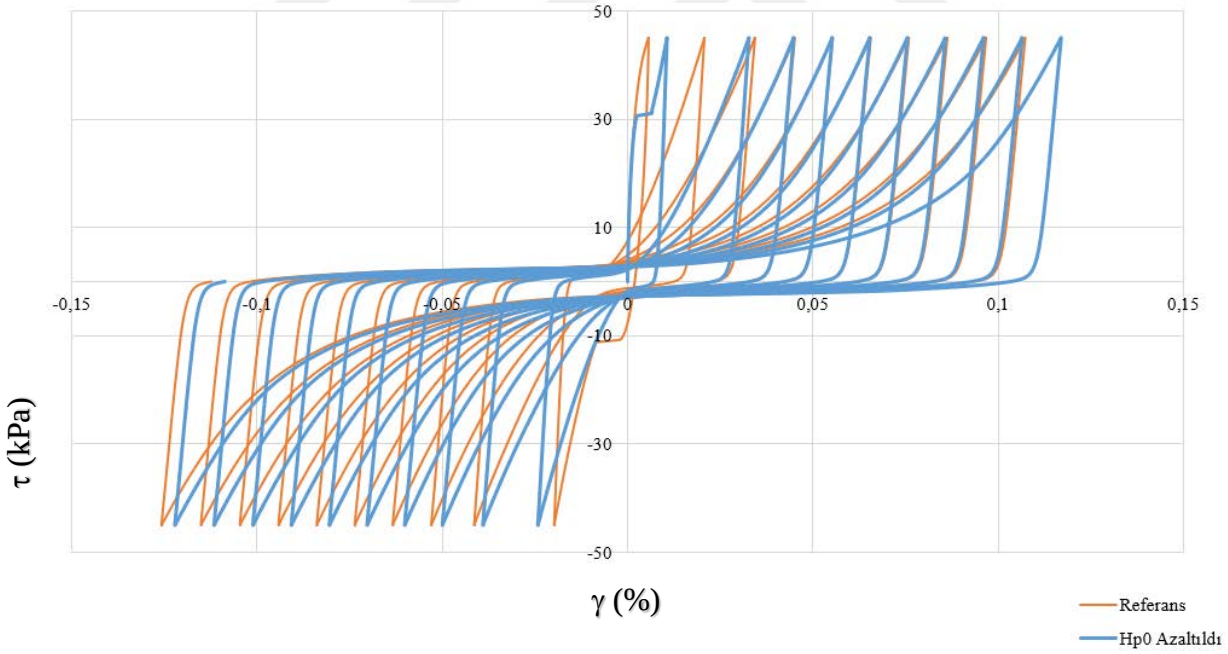

**Şekil 4.11:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $G_0$ arttırılmış model karşılaştırılması.



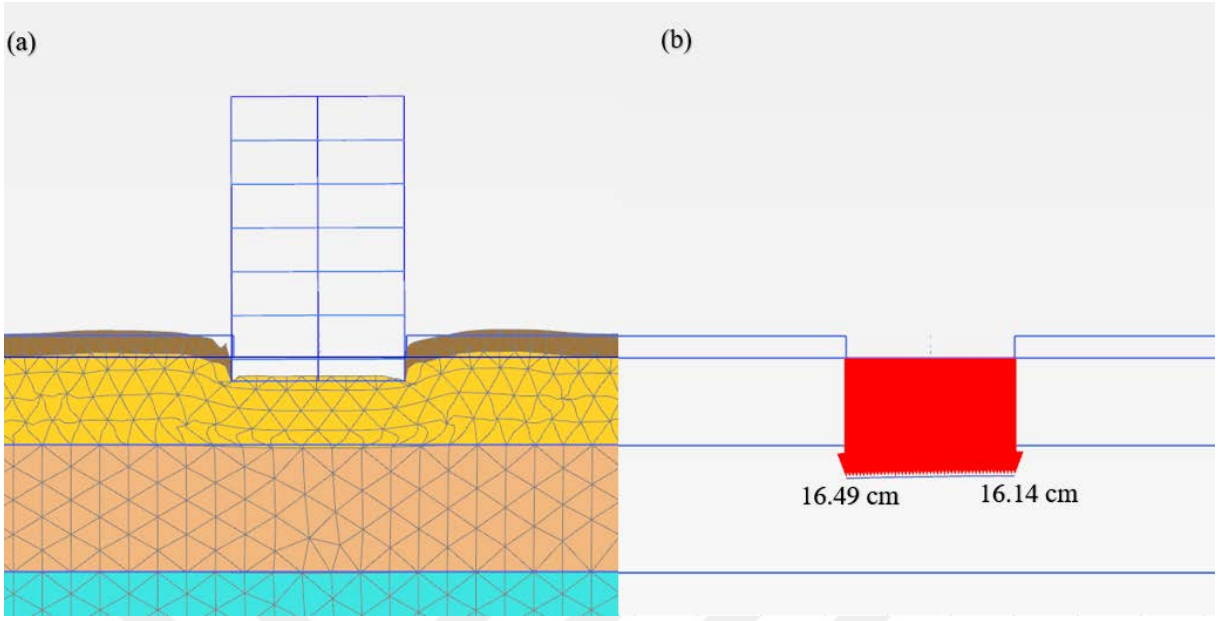

**Şekil 4.12:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $G_0$ azaltılmış model karşılaştırılması.



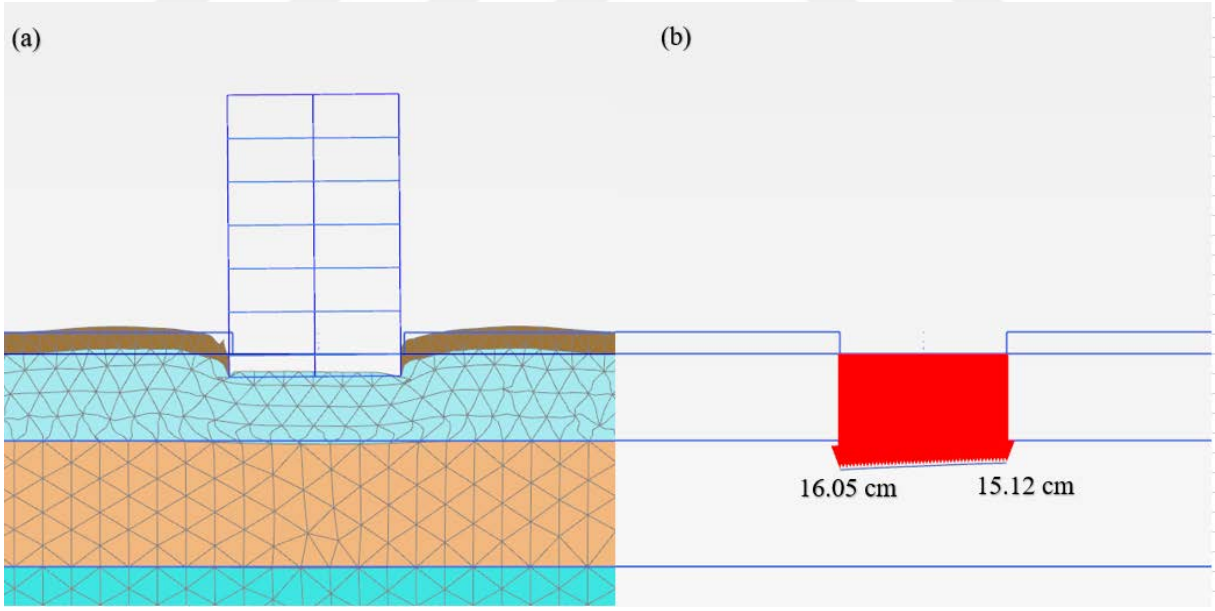

**Şekil 4.13:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $h_{p0}$ arttırılmış model karşılaştırılması.



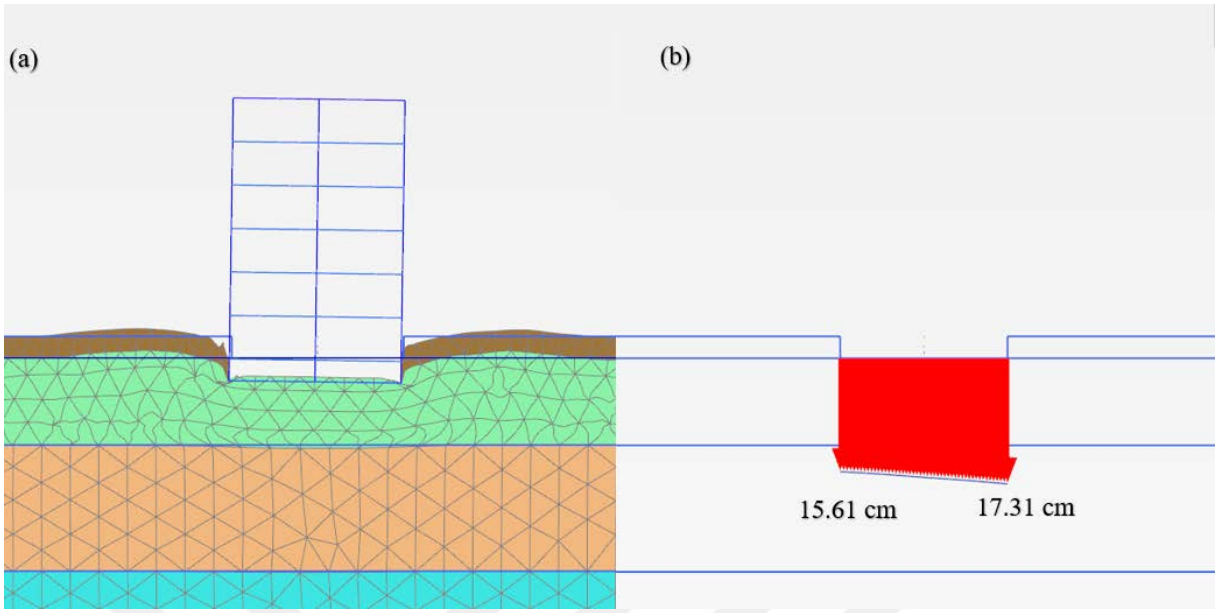

**Şekil 4.14:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $h_{p0}$ azaltılmış model karşılaştırılması.



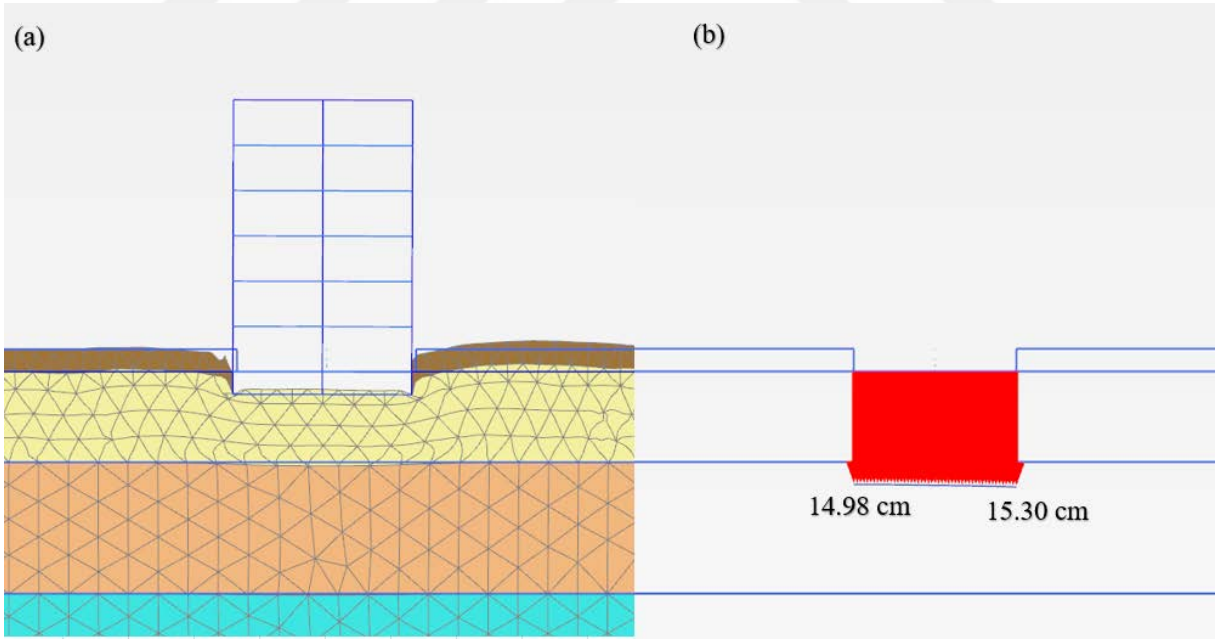

**Şekil 4.15:** Referans modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.



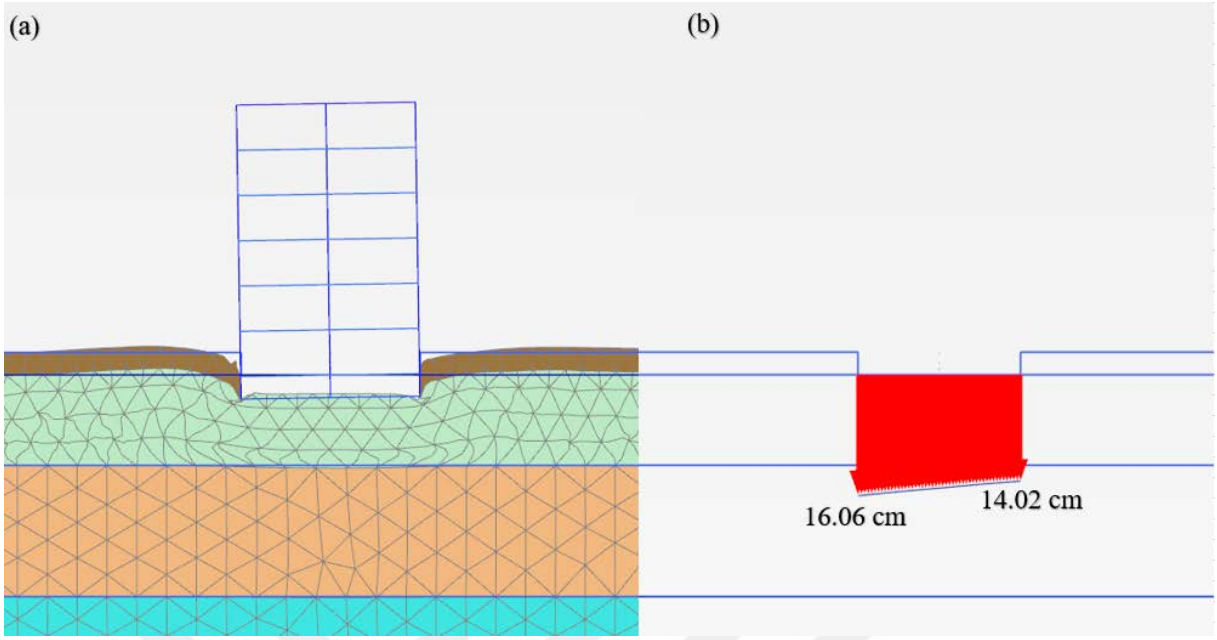

**Şekil 4.16:** $G_0$ arttırılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.




**Şekil 4.17:** $G_0$ azaltılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.




**Şekil 4.18:** $h_{p0}$ arttırılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.




**Şekil 4.19:** $h_{p0}$ azaltılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar

### 4.4.2 Christchurch Zemin Profilinin Hassasiyet Analizi

Christchurch için kalibre edilen PM4Sand zemin profilinde hassasiyet analizi için analiz modelinde dinamik durumda siltli kum tabakası Christchurch PM4Sand tabakası ile değiştirilmiştir. Çevrimsel direkt kesme kutusu testine en uygun olarak kalibre edilen PM4sand modeli referans modeli olarak isimlendirilmiştir. PM4Sand bünye modelinin 4 adet ana parametresi vardır. Bunlar rölatif sıkılık (Dr), kayma modülü katsayısı ($G_0$), büzülme oranı ($hp_0$) ve atmosfer basıncı (Pa)'dır. Bu parametrelerden $G_0$ ve $hp_0$ parametrelerinin tayini diğer parametrelere göre daha hassas ve karışıktır. Bu iki parametrenin tayini sırasında yapılabilecek hataların veya elde edilecek yanlış değerlerin etkilerini araştırmak için referans PM4Sand modelinin $G_0$ ve $hp_0$ değerlerinde değişiklikler yapılmıştır. Yapılan analizlerde $G_0$ parametresi PM4Sand kullanım kılavuzunda önerilen SPT-N bağlantısı kullanılarak hesaplanmıştır. SPT-N deney sonuçları o deney aletini kullanan operatörden direkt olarak etkilenmektedir. Operatörün yapacağı ufak hatalar sonuçları değiştirebilmektedir. Bundan dolayı SPT arazi deneyinde yapılacak olan yanlış ölçümler $G_0$ parametresini doğrudan etkilemektedir. Bu yanlış ölçümlerin etkisini hesaplayabilmek için referans modelde kullanılan SPT-N sayısını ± 1 olacak şekilde değiştirilip buna bağlı olarak yeni $G_0$ değerleri elde edilmiştir.

$hp_0$ parametresi ise deney arayüzünde kalibrasyon yoluyla belirlenmektedir. Bu kalibrasyon çok hassas bir işlem olup yoruma açık bir şekilde gerçekleştirilebilir. Bu amaçla referans modelde kullanılan $hp_0$ değeri ± 0.5 olacak şekilde değiştirilip buna bağlı olarak yeni $hp_0$ değerleri elde edilmiştir. Bu değişimlere bağlı olarak yapı üzerinde ortaya çıkan deformasyonlar ve temelde görülen dönme davranışı Tablo 4.5'de gösterilmiştir.

Tablo 4.5'de görüldüğü üzere parametrelerdeki değişim analiz modelindeki üstyapı üzerinde farklı etkiler ortaya çıkarmaktadır. $G_0$ parametresi için SPT-N değerinde yukarı doğru 1 birim sapma gerçekleştiğinde üstyapının sol noktasındaki deformasyon 0.37 cm (%2) azalmış, üstyapının sağ noktasındaki deformasyon 0.71 cm (%4.75) artmıştır. $G_0$ parametresi için SPT-N değerinde aşağı doğru 1 birim sapma gerçekleştiğinde üstyapının sol noktasındaki deformasyon 0.65 cm (%3.51) artmış, üstyapının sağ noktasındaki deformasyon 0.31 cm (%2.07) azalmıştır. $hp_0$ parametresinde yukarı yönlü 0.5 değerinde bir sapma gerçekleştiğinde üstyapının sol noktasındaki deformasyon 4.16 cm (%22.48), üstyapının sağ noktasındaki deformasyon 2.32 cm (%15.51) azalmıştır. $hp_0$ parametresinde aşağı yönlü 0.5 değerinde bir sapma gerçekleştiğinde üstyapının sol noktasındaki deformasyon 0.62 cm (%3.35) azalmış, üstyapının sağ noktasındaki deformasyon 4.29 (%28.69) cm artmış ve temelin dönme yönü değişmiştir.

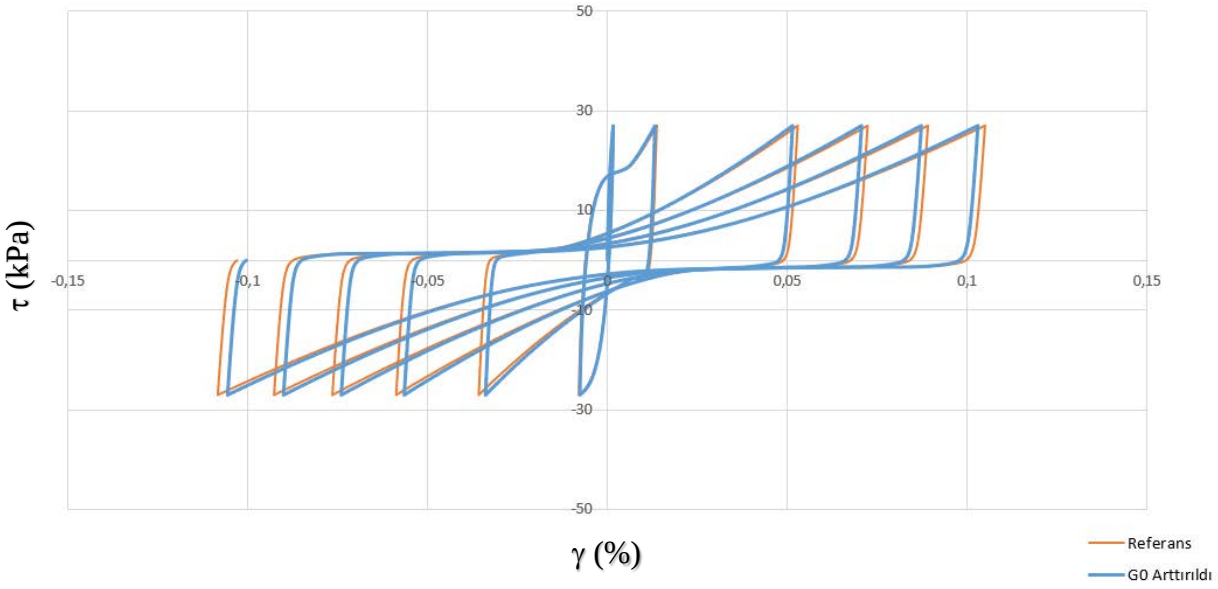
Bu değerlerdeki sapmalar arttıkça üstyapının deformasyonları gerçek değerlerden giderek uzaklaşacaktır. Ayrıca bu değerler yeraltı suyunun derinliği, sıvılaşan tabakanın kalınlığı, üstyapının ağırlığı gibi değişkenlere direkt olarak bağlıdır. Daha düşük taşıma gücüne sahip zeminlerde veya daha ağır üstyapılarda PM4Sand parametrelerindeki sapmaların etkilerinin daha kritik olması kaçınılmazdır.

Şekil 4.20 ile Şekil 4.23 arasındaki şekillerde deney arayüzünde PM4Sand bünye modelinin kalibrasyon işlemi için çevrimsel direkt kesme kutusu deneyi taklit edilerek elde edilen grafikler gözükmektedir. Referans modelin grafiği ile $G_0$ ve $hp_0$ parametrelerindeki değişimler sonucu ortaya çıkan grafiklerin karşılaştırılması yapılmıştır.

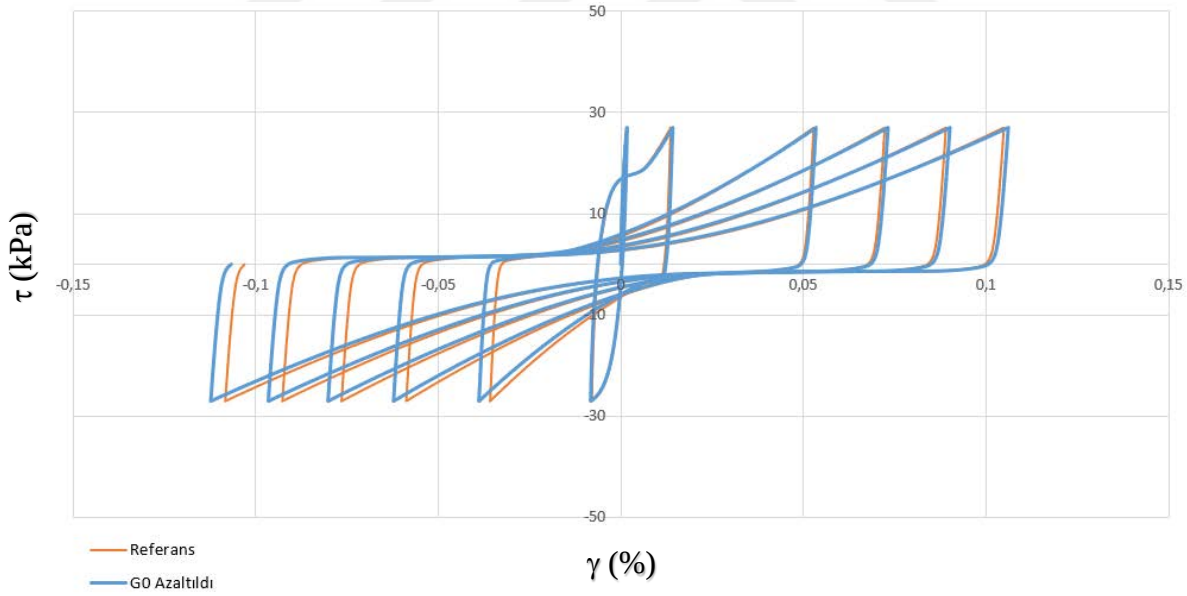
Şekil 4.24 ile Şekil 4.28 arasındaki şekillerde üstyapının temelinde meydana gelen deformasyonlar görülmektedir.

**Tablo 4.5:** Parametlerdeki değişimlerin analiz modeli üzerindeki etkileri.

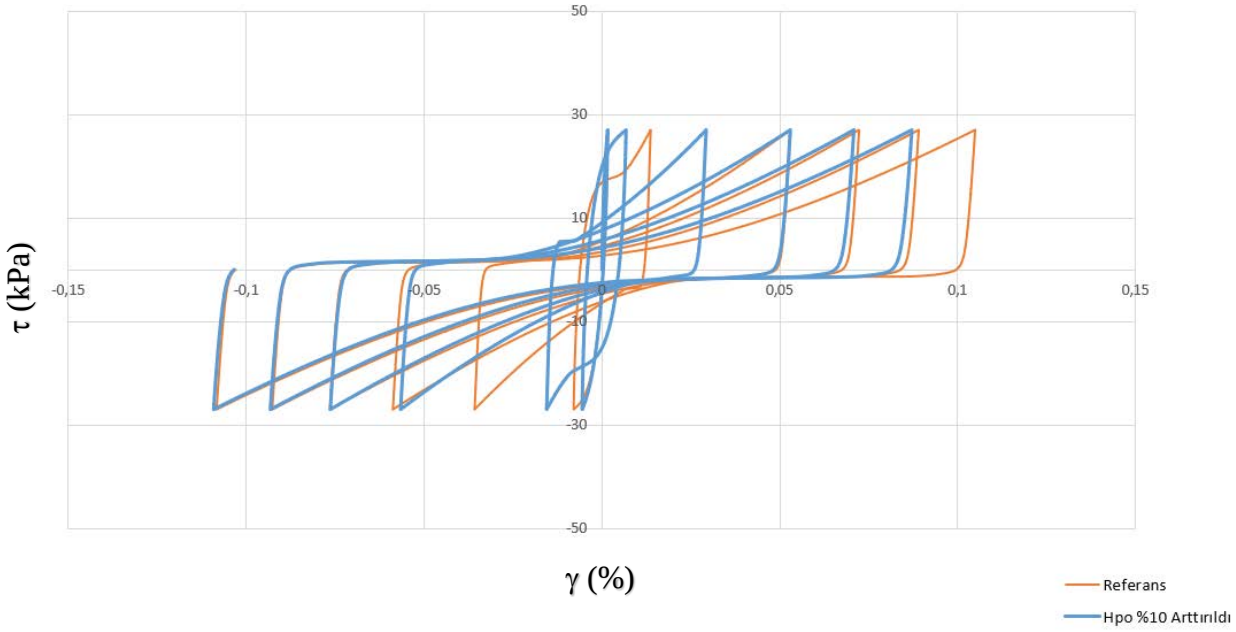
| Model | Temelin sol noktasında deformasyon (cm) | Temelin sağ noktasında deformasyon (cm) | Deformasyon farkları (cm) | Temelin dönme açısı (derece) | Temelin dönme yönü |
|---|---|---|---|---|---|
| Referans | 18.5 | 14.95 | 3.55 | 0.17 | Saat yönünün tersi |
| $G_0$ Arttırıldı | 18.13 | 15.66 | 2.47 | 0.12 | Saat yönünün tersi |
| $G_0$ Azaltıldı | 19.15 | 14.64 | 4.51 | 0.22 | Saat yönünün tersi |
| $hp_0$ Arttırıldı | 14.34 | 12.63 | 1.71 | 0.08 | Saat yönünün tersi |
| $hp_0$ Azaltıldı | 17.88 | 19.24 | 1.36 | 0.06 | Saat yönü |



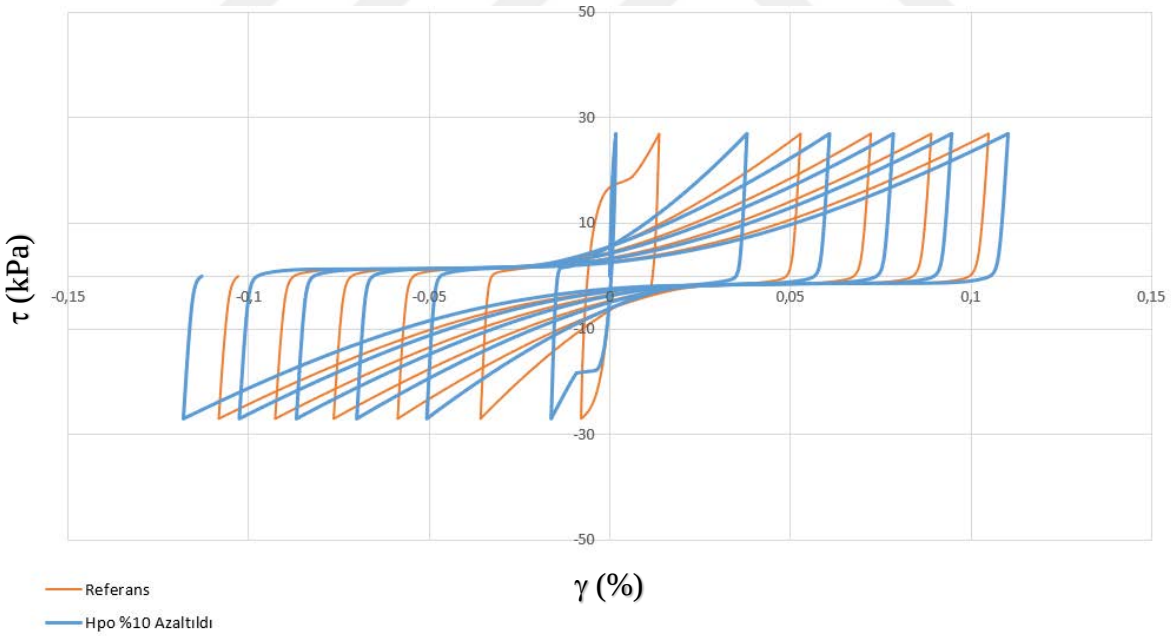

**Şekil 4.20:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $G_0$ arttırılmış model karşılaştırılması.



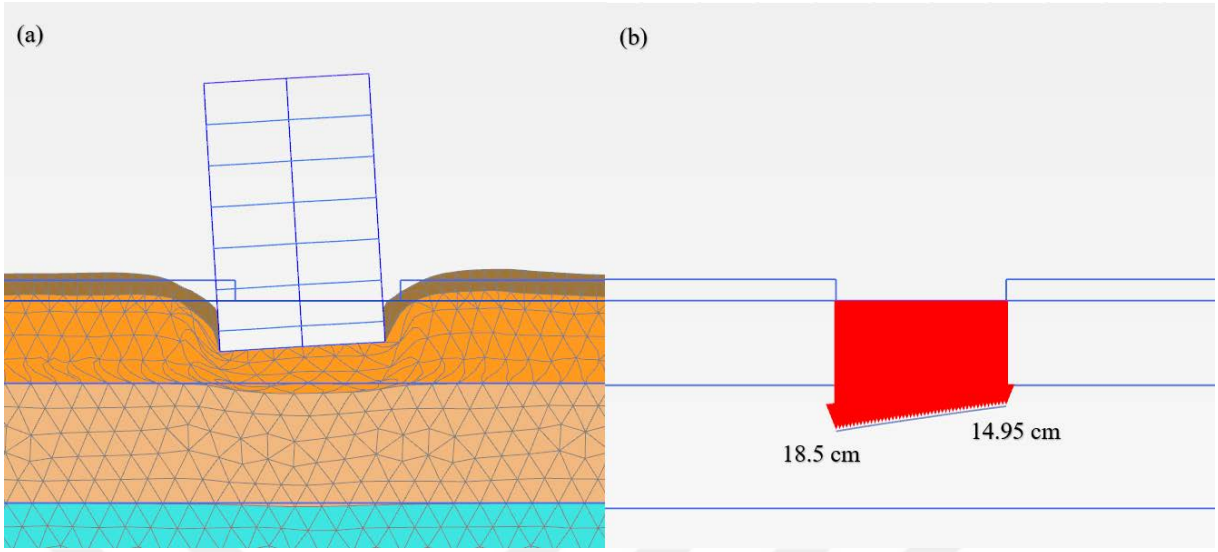

**Şekil 4.21:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $G_0$ azaltılmış model karşılaştırılması.



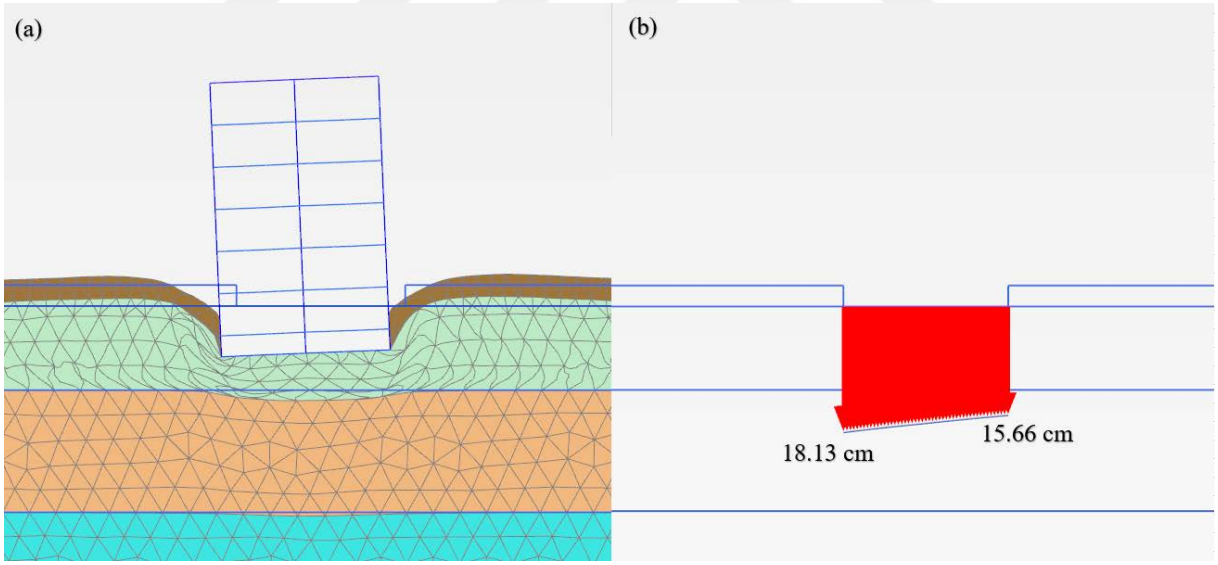

**Şekil 4.22:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $h_{p0}$ arttırılmış model karşılaştırılması.



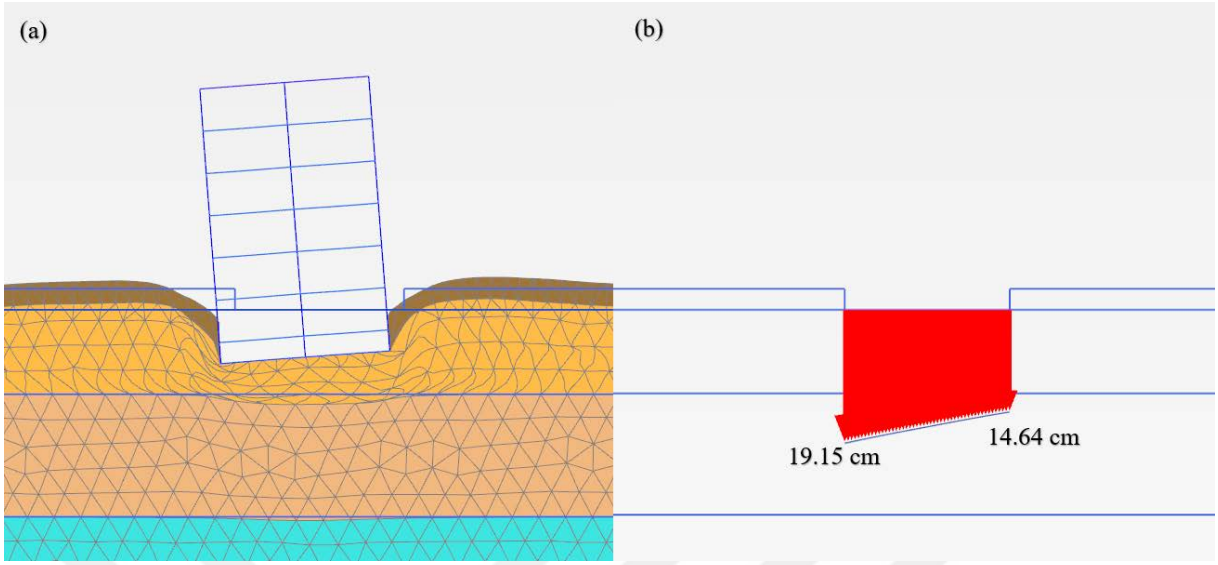

**Şekil 4.23:** Çevrimsel direkt basit kesme kutusu testinde referans model ile $h_{p0}$ arttırılmış model karşılaştırılması.



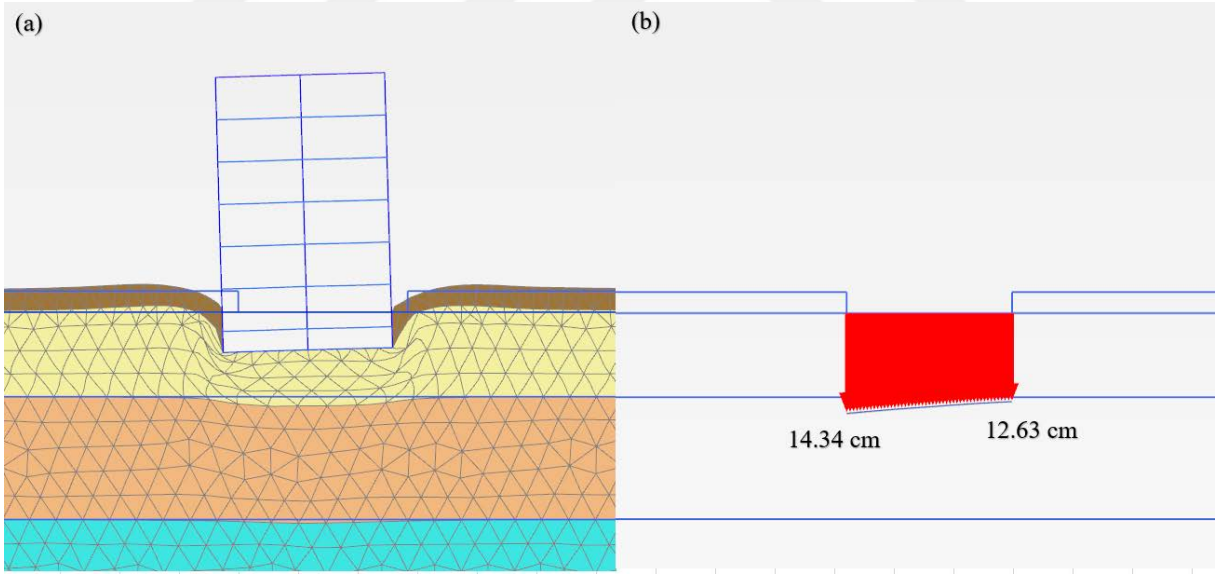

**Şekil 4.24:** Referans modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.



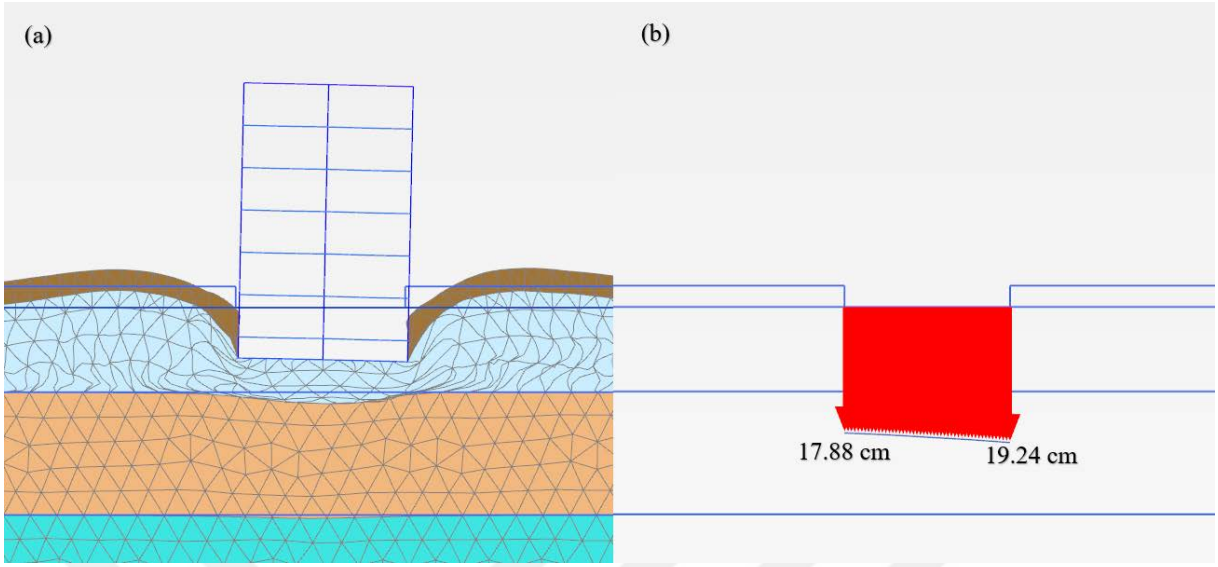

**Şekil 4.25:** $G_0$ arttırılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.




**Şekil 4.26:** $G_0$ azaltılmış modelde modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.




**Şekil 4.27:** $h_{p0}$ arttırılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.




**Şekil 4.28:** $h_{p0}$ azaltılmış modelde gerçekleşen deformasyonlar; (a) deforme olmuş mesh (b) temeldeki düşey deplasmanlar.

# 5. TARTIŞMA VE SONUÇ

Sonlu elemanlar ve sonlu farklar programları ile sıvılaşma hesaplamaları son yıllarda hem akademik araştırmalarda hem de uygulamalarda sıklıkla kullanılmaya başlanmıştır. Bu hesaplamalar için kullanılan bünye modelleri sürekli kendini geliştirmeye devam etmektedir. Özellikle son yıllarda meydana gelen depremler ve bu depremlerde ortaya çıkan sıvılaşma problemleri sonlu elemanlar ve sonlu farklar programlarında yapılan hesaplamalara olan ilgiyi arttırmıştır. Bu hesaplamaların sıkça kullanıldığı alanlardan biri de deprem sonrası, yapılarda meydana gelen oturmaları sayısal modeller ile taklit etmek ve gelecek depremlerde yapılarda meydana gelebilecek oturmaları tahmin etmektedir. Bu amaçla birçok araştırmacı deprem sonrası yapılarda oluşan deplasmanları gözlemleyip bu oturmaları sayısal modeller ile analiz etmektedir. Sıvılaşma kaynaklı oturmaları hesaplayabilmek için kullanılan UBCSAND ve PM4SAND bünye modelleri ise en sık kullanılan modeller arasındadır.

Bu çalışmada sonlu elemanlar yöntemine göre analiz yapabilen Plaxis 2019 ile birlikte PM4Sand bünye modeli kullanılarak analizler gerçekleştirilmiştir. PM4Sand modeli 2012'de Flac sonlu farklar programı için geliştirilmiş, 2018 yılında Plaxis ile uyumlu hale getirilmiştir. Fakat her bünye modelinde olduğu gibi sıkışma ve göçme davranışları için yapılan kabuller saha ölçümleri ya da laboratuvar verileri ile sayısal model sonuçları arasında birtakım farklar ortaya çıkarmaktadır. Bu farkların en önemlisi boşluk suyu basıncı değerinin makul olmayan seviyelere çıkması ve analizin hatalı bir şekilde sona ermesidir. Bunu önlemek amacıyla PM4Sand bünye modelinin 2018 yılında Plaxis için yazılan kullanım kılavuzunun önerdiği şekilde sınır koşullarında drenajlı bir bölge oluşturulması gerekmektedir.

PM4Sand bünye modelinin diğer modellerden ayıran özelliklerinden biri daha fazla parametre içermesi ve bu parametrelerin elde edilmesinin diğer bünye modellerine göre daha karmaşık ve hassas olmasıdır. Doğal olarak bu durum parametrelerin tayininde hata yapma olasılığını arttırmaktadır. Yanlış parametre tayininin önlenebilmesi için ilk olarak arazi ve laboratuvar deneylerinin hiçbir şüpheye sebep vermeyecek şekilde doğru ve tutarlı olarak gerçekleştirilmesi gerekmektedir. Buna ek olarak bu parametre tayinini yapacak olan araştırmacı bu alanda yeterli tecrübeye sahip olmalıdır.

PM4Sand bünye modelinin 4 ana 9 ikincil olmak üzere toplam 13 parametresi vardır. 4 ana parametre arasında yer alan $G_0$ ve $hp_0$ parametrelerinin tayini diğer parametrelere göre daha hassas ve karmaşıktır. Bu nedenle $G_0$ ve $hp_0$ parametrelerinin tayininde hata yapılma olasılığı diğer parametrelere göre daha fazladır.

Bu çalışmada $G_0$ ve $hp_0$ parametrelerinin tayini sırasında yapılabilecek hataların ve elde edilebilecek yanlış değerlerin etkileri araştırılmıştır. Literatürde yapılan daha önceki çalışmalardan yararlanılarak Adapazarı ve Christchurch bölgelerinden alınan numuneler üzerinde düzenlenen çevrimsel direkt kesme kutusu deney sonuçları elde edilmiştir. PM4Sand bünye modelinin parametrelerini elde etmek amacıyla Plaxis sonlu elemanlar programının deney arayüzü özelliği aracılığı ile bu çevrimsel kesme kutusu deney sonuçları kullanılarak kalibrasyon işlemi uygulanmıştır. Çevrimsel direkt kesme kutusu deneyine en uygun olarak kalibre edilen zemin profiline referans zemin profili adı verilmiştir. Referans zemin profilinin $G_0$ ve $hp_0$ parametreleri üzerinde değişiklikler yapılarak parametre değerlerindeki olası sapmaların etkileri ortaya çıkarmak için yeni zemin profilleri elde edilmiştir.

Parametrelerdeki sapmaların etkilerini araştırabilmek için analiz modeli adı verilen bir model oluşturulmuştur. Analiz modelinin toplam derinliği 40 metre olup 5 farklı zemin tabakasından oluşmaktadır. Dolgu tabakasının kalınlığı 1.5m, siltli-kum tabakasının kalınlığı 6m, siltli-kil tabakasının kalınlığı 8.5m, dördüncü tabaka olan kil tabakasını kalınlığı 9m ve son tabaka olan kil tabakasının kalınlığı 15 metredir. Bu zemin tabakalarından olan siltli kum tabakası sadece statik durum için kullanılmış olup dinamik durumlar için bu tabaka PM4Sand için kalibre edilen zemin tabakaları ile değiştirilmiştir. Yer altı su seviyesi -1.5 metreden itibaren başlamaktadır. Analiz modelinde üstyapıyı temsilen 6 katlı olan 90 kPa ağırlığa sahip bina kullanılmıştır. Bu seçilen zemin tabakaları ve üstyapı temsili bir model olup hiçbir gerçek bir vakayı temsil etmemektedir.

Bu çalışmaya ek olarak ilerleyen çalışmalarda PM4Sand bünye modelindeki parametre değişimlerinin farklı vakalar üzerindeki etkileri araştırılabilir. Farklı yeraltı su seviyesi derinliği, kabuk tabakası, sıvılaşan tabaka ve diğer tabakaların derinliklerinde meydana gelen değişimlerin ve üstyapıdaki değişimlerin etkileri araştırılabilir. Ayrıca PM4Sand bünye modelinin ikincil parametrenin farklı düzeyde sapmalarının etkileri incelenebilir. Bunlara ek olarak gelecek çalışmalarda Plaxis sonlu elemanlar programı yerine Flac sonlu farklar programı kullanılarak hesap programlarının sonuçlara olan etkileri hakkında tartışılabilir.

Bu çalışmada PM4Sand bünye modelinin parametrelerini elde edebilmek için çevrimsel direkt kesme kutusu deney sonuçları kullanılmıştır. PM4Sand ana parametrelerinden $G_0$ ve $hp_0$ parametrelerinin değişimlerinin çevrimsel direkt kesme kutusu deney sonuçları üzerindeki değişimi Adapazarı siltli kumu için Şekil 4.10 ile Şekil 4.13 arasında, Christchurch kumu için ise Şekil 4.19 ile Şekil 4.22 arasında görülmektedir. Bu iki parametre değişiminin analiz modeli üzerindeki etkisi Adapazarı siltli kumu için Tablo 4.4'te, Christchurch kumu için Tablo 4.5'te görülmektedir.

Adapazarı siltli kumu için sonuçlar incelendiğinde $hp_0$ parametresindeki azalma; gerek temelin sağ noktasında deformasyon açısından, gerekse temeldeki dönme davranışı açısından analiz modelinin sonucunu en çok değiştiren etken olmuştur. $G_0$ parametresindeki azalma ve $hp_0$ parametresinde artış ise temelin dönme yönünde değişime sebep olmuştur. Bu zemin tipinde görüldüğü üzeri yapının temelinde meydana gelen dönme açısının değerleri oldukça azdır ve pratikte bu durum hissedilmeyebilir.

Christchurch kumu için sonuçlar incelendiğinde $hp_0$ parametresindeki azalma temelin sağ noktasındaki deformasyonda ve temeldeki dönme davranışında analiz modelinin sonucunu en çok değiştiren etken olmuştur. Aynı zamanda bu parametre temelin dönme yönünde de değişime neden olmaktadır. Christchurch kumunda yapının temelinde meydana gelen dönme açıları Adapazarı siltli kumuna göre nispeten daha fazladır ve bu durum pratikte hissedilebilir.

$G_0$ ve $hp_0$ değerlerdeki sapmalar arttıkça üstyapının temelinde ortaya çıkan deformasyonlar gerçek değerlerden giderek uzaklaşacaktır. Ayrıca bu değerler yeraltı suyunun derinliği, sıvılaşan tabakanın kalınlığı, üstyapının ağırlığı gibi değişkenlere direkt olarak bağlıdır. Daha düşük taşıma gücüne sahip zeminlerde veya daha ağır üstyapılarda PM4Sand parametrelerindeki sapmaların etkilerinin daha kritik olması kaçınılmazdır.

Bu sonuçlar açık ve net bir şekilde göstermektedir ki bu parametrelerde ufak değişimler analiz modelinde büyük değişimlere neden olmaktadır. Bu parametrelerinin tayini için yapılan kalibrasyonun çok hassas bir işlem olduğu ise net bir şekilde görülmektedir. Yanlış yapılan kalibrasyonlar yapılarda yanlış statik hesaplamalara yol açabilir. Bunun sonucunda bu yapılar beklenmedik şekilde hasar görerek hayatı tehlikelere yol açabilir.

# KAYNAKÇA

Al-Masraf, M. L. (2018). *Numerical and analytical modelling of liquefaction-induced settlements for buildings during earthquakes.* İstanbul: İstanbul Üniversitesi Fen Bilimleri Estitüsü.

Bastidas, A. M. (2016). *Ottawa F-65 Sand Characterization.* UNIVERSITY OF CALIFORNIA.

Bray, J. D., & Macedo, J. (2017). 6th Ishihara lecture: Simplified procedure for estimating liquefaction induced building settlement. *Soil Dynamics and Eartquake Engineering*, 215-231.

Chatzigogos, C. T., Figini, R., Pecker, A., & Salencion, J. (2011). A macro-element. *International*, 902-931. doi:10.1002/nag.934

Dashti, S., & Bray, J. D. (2010). Liquefaction-induced movements of buildings with shallow. *Fifth International Conference on Recent Advances in Geotechnical*.

Deng, L., & Kutter, B. L. (2012). Characterization of rocking shallow foundations using. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1043-1060. doi:10.1002/eqe.1181

Dimitriadi, V. E., Bouckovalas, G. D., Chaloulos, Y. K., & Aggelis, A. S. (tarih yok). Seismic liquefaction performance of strip foundations: Effect of ground improvement dimensions.

Ishihara, K. (1996). Soil Behaviour in Earthquake Geotechnics. *Clarendon Press*, 208-344.

Ishihara, K., & Yoshimine, M. (1992). Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes. *Soils and Foundations*, 173-188.

Karamitros, D. K., Bouckovalas, G. D., Chaloulos, Y. K., & Andrianopoulos, K. (2013). Numerical analysis of liquefaction-induced bearing capacity degradation of shallow foundations on a two-layered soil profile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* .

Karimi, Z., & Dashti, S. (2016). Seismic performance of shallow founded structures on liquefiable ground: validation of numerical simulations using centrifuge experiments. *Journal of Geotechnical Geoenvironment Engineering*, 142.

Kramer, S. L. (1996). Geotechnical Earthquake Engineering. *Prentice*, 348-423.

Li, X. S., & Ming, H. Y. (2000). Unified modeling of flow liquefaction and cyclic mobility. *Soil Dynamics and Ennhquakc Engineering*.

Luque, R., & Bray, J. D. (2017). Dynamic Analyses of Two Buildings Founded on Liquefiable Soils during the Canterbury Earthquake Sequence. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 143.

Mital, U., Mohammadnajed, T., & Andrade, J. E. (2017). Flow liquefaction instability as a mechanism for lower end of liquefaction charts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1090.

National Academies of Sciences, Engineering, and Medicine. (2016). *tate of the Art and Practice in the Assessment of Earthquake-Induced Soil Liquefaction and Its Consequences*. Washington, DC: The National Academies Press.

Özaydın, K. (2016). Zemin Mekaniği. *Birsen Yayınevi*, 315.

Öztoprak, S., Sarğın, S., Al-Masraf, M., Keleşoğlu, K. M., Bozbey, İ., & Öser, C. (2018). Yapı yükü etkisi altında sıvılaşmaya bağlı oturmaların analitik ve nümerik olarak hesaplanması: Adapazarı örneği. *Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 17. Ulusal Konferansı*.

Pecker, A. (2007). Soil structure interaction. *Advanced Earthquake Engineering Analysis*, 33-42.

Port and Harbour Research Institute. (1997). *Handbook on liquefaction Remediation on Reclaimed Land.* Rotterdam.

Robertson, P. K., & Cabal, K. L. (2015). Guide to cone penetration testing for geotechnical engineering. Gregg Drilling & Testing Inc.

Seed, H. B. (1979). Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During Eartquakes. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 201-255.

Seed, H. B., & De Alba, P. (1986). Use of SPT and CPT test for evaluating the liquefaction resistance of soils. *Geotechnical Special Pub*, 281-302.

Seed, H. B., & Idriss, I. M. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journel of the Soild Mechanics and Foundation Divisions*, 1249-1274.

Shahir, H., & Pak, A. (2010). Estimating liquefaction-induced settlement of shallow foundations by numerical approach. *Computers and Geotechnics*.

Tokimatsu, K., & Seed, H. B. (1987). Evaluation of settlements in sands due to earthquake shaking. *Journal of Geotechnical Engineering*.

Tokimatsu, K., Hino, K., Suzuki, H., Ohno, K., Tamura, S., & Suzuki, Y. (2018). Liquefaction-induced settlement and tilting of buildings with shallow foundations based on field and laboratory observation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*.

Tonkin & Taylor Ltd. (2015). Canterbury Earthquake Sequence: Increased Liquefaction Vulnerability Assessment Methodology.

van Ballegooy, S., Lacrosse, V., Simpson, J., & Malan, P. (2015). Comparison of CPT-Based Simplified Liquefaction Assessment Methodologies Based on Canterbury Geotechnical Dataset. *Australia New Zealand Conference on Geomechanics*, 22-25.

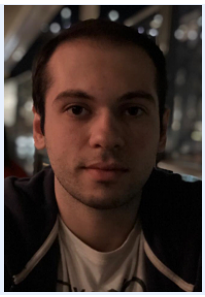
Vilhar, G., Brinkgrever, R. B., & Zampich, L. (2018). PLAXIS. *The PM4SAND model*.

Yoshimi, Y., & Tokimatsu, K. (1977). Settlement of buildings on saturated sand during earthquakes. *Soils and Foundations*.

Youd, T. L., Idriss, I. M., Andrus, R. D., Arango, I., Castro, G., Christian, J. T., . . . Harder, L. F. (2001). Liquefaction resistance of soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 817-833.

# ÖZGEÇMİŞ

| Kişisel Bilgiler | |
|---|---|
| Adı Soyadı | Samet Özenç |
| Doğum Yeri | İstanbul |
| Doğum Tarihi | 03.05.1995 |
| Uyruğu | ☑ T.C. ❒ Diğer: |
| Telefon | 0554 465 44 73 |
| E-Posta Adresi | sametozenc@gmail.com |
| Web Adresi | - |



| Eğitim Bilgileri | |
|---|---|
| **Lisans** | |
| Üniversite | Kocaeli Üniversitesi |
| Fakülte | Mühendislik Fakültesi |
| Bölümü | İnşaat Mühendisliği |
| Mezuniyet Yılı | 22.06.2017 |

| Yüksek Lisans | |
|---|---|
| Üniversite | İstanbul Üniversitesi-Cerrahpaşa |
| Enstitü Adı | Lisansüstü Eğitim Enstitüsü |
| Anabilim Dalı | İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı |
| Programı | İnşaat Mühendisliği Programı |

| Makale ve Bildiriler |
|---|
| |