

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNİN SAYISAL ANALİZ YARDIMIYLA DEĞERLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Selen DAVRAN

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK
Tez Danışmanı : Doç. Dr. Aşkın ÖZOCAK

Haziran 2022

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİNİN SAYISAL
ANALİZ YARDIMIYLA DEĞERLENDİRİLMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Selen DAVRAN

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : GEOTEKNİK

Bu tez 22/06/2022 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oybirliği ile kabul edilmiştir.

Jüri Başkanı

Üye

Üye

BEYAN

Tez içindeki tüm verilerin akademik kurallar çerçevesinde tarafımdan elde edildiğini, görsel ve yazılı tüm bilgi ve sonuçların akademik ve etik kurallara uygun şekilde sunulduğunu, kullanılan verilerde herhangi bir tahrifat yapılmadığını, başkalarının eserlerinden yararlanılması durumunda bilimsel normlara uygun olarak atıfta bulunulduğunu, tezde yer alan verilerin bu üniversite veya başka üniversitede herhangi bir tez çalışmasında kullanılmadığını beyan ederim.

Selen DAVRAN

22.06.2022

TEŞEKKÜR

Sakarya Üniversitesi lisans ve yüksek lisans eğitimim boyunca değerli bilgi ve deneyimlerinden yararlandığım, tez sürecimde bana yol gösteren başta değerli danışman hocam Doç. Dr. Aşkın ÖZOCAK olmak üzere, Doç. Dr. Sedat SERT, Doç. Dr. Ertan BOL'a, her zaman yanımda olan ve desteklerini esirgemeyen aileme tüm içtenliğimle teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	i
İÇİNDEKİLER	ii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ	v
ŞEKİLLER LİSTESİ	viii
TABLolar LİSTESİ.....	x
ÖZET.....	xi
SUMMARY	xii
BÖLÜM 1.	
GİRİŞ	1
BÖLÜM 2.	
LİTERATÜR ARAŞTIRMASI	4
2.1. Zeminlerin İyileştirilmesi	4
2.2. Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Amacı	4
2.3. Zemin İyileştirmesi Gerektiren Zeminler	4
2.4. Zemin İyileştirme Yönteminin Seçimini Etkileyen Faktörler	5
2.5. Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Sınıflandırılması	6
2.5.1. Jet grout ile zemin iyileştirme metodu	7
2.5.1.1. Jet grout yönteminin avantajları ve dezavantajları.....	9
2.5.2. Taş kolonlar ile zemin iyileştirme yöntemi	9
2.5.2.1. Taş kolonların imalat yöntemleri	10
BÖLÜM 3.	
MALZEME VE YÖNTEM	11
3.1. Sıvılaştırma Nedir?.....	11

3.2. Sıvılaşma Duyarlılığı	12
3.3. Sıvılaşma Potansiyeli Olan Zeminlerde Alınacak Önlemler	14
3.4. Sıvılaşma Açısından Zemin İyileştirme Teknikleri	15
3.4.1. İnce daneli zeminlerde uygulanacak jet grout kolonlarının sıvılaşmaya karşı tasarımı	15
3.4.2. Jet grout yöntemiyle iyileştirilmiş zeminde kompozit malzeme parametreleri	27
3.5. Taş Kolonların Tasarım Kriterleri	28
3.5.1. Taş kolonların tasarımı için gerekli bilgiler	30
3.5.2. Taş kolonların taşıma kapasitesinin artırılması	30
3.5.3. Taş kolonlar ile iyileştirilmiş zemin parametrelerinin belirlenmesi	31
3.5.4. Taş kolonlarda iyileştirme unsuru hesabı	32
3.5.5. İyileştirilmiş zeminin mekanik dayanım parametreleri	33
3.5.5.1. Silindir boşluk genişleme teorisi	35
BÖLÜM 4.	
ARAŞTIRMA BULGULARI	40
4.1. Zemin Özellikleri	40
4.2. İri Daneli ve İnce Daneli Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi	42
4.2.1. İnce daneli zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi	42
4.2.2. İri daneli sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi	45
4.3. Sonlu Elemanlar Yöntemi Plaxis 2D ile Analiz	49
4.3.1. UBCSAND malzeme modeli	50
BÖLÜM 5.	
SAYISAL ANALİZ	54
5.1. Geometrinin Belirlenmesi	60
5.2. Sonlu Eleman Ağı Boyutlarının Seçimi, Eleman Sayısının Belirlenmesi ve Sönüm Oranlarını Belirlenmesi	61
5.3. Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi	62
5.4. Modelde Kullanılan Eleman Parametrelerinin Belirlenmesi	64

5.5. Y¼klerin Belirlenmesi.....	64
5.6. Model Ağının Oluşturulması	65

BÖLÜM 6.

SAYISAL ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ.....	68
6.1. İvme Değişimleri	68
6.2. Deplasman Değişimleri	71

BÖLÜM 7.

SONUÇLAR VE TARTIşMALAR	77
KAYNAKÇA.....	79
ÖZGEÇMİş	86

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

CRR	: Zeminin sıvılaşmaya karşı gösterdiği direnç (devirsel direnç oranı)
CSR	: Deprem durumunda zemine etki edecek sismik etkiyi (devirsel gerilme oranı)
MSF	: Deprem büyüklüğüne bağlı katsayı
a_{max}	: Zeminde oluşan yatay ivmenin max değeri
σ_{v0}	: Toplam gerilme
σ'_{v0}	: Düşey efektif gerilme
r_d	: Derinliğe bağlı gerilme azaltma katsayısı
A_f	: Boşluk suyu katsayısı
k	: Geçirimsizlik (Hidrolik iletkenlik) parametresi
c_v'	: Konsolidasyon katsayısı
N	: Arazide elde edilen SPT darbe sayısı
C_N	: Düşey jeolojik yük düzeltme katsayısı
C_E	: Enerji oranı düzeltme katsayısı
$C_B-C_R-C_S$: SPT deneyinin yapılışına bağlı değer düzeltme faktörleri
FC	: Zeminde bulunan ince dane yüzdesi
M_w	: Deprem momentinin büyüklüğü
GS	: Sıvılaşmaya karşı güvenli sayısı
LPI	: Sıvılaşma potansiyeli indeksi
γ_s	: Zemindeki kayma birim deformasyonu
γ_c	: Kolondaki kayma birim deformasyonu
τ_s	: Zemindeki kayma gerilmesi
τ_c	: Kolondaki kayma gerilmesi
G_s	: Zeminin kayma deformasyon modülü
G_c	: Kolonun kayma deformasyon modülü

A_C	: Kolonu kesit alanı
A_S	: Kolonun zeminle temas ettiği yüzey alanı
A_T	: Kolonun toplam etki alanı
γ_{komp}	: Kompozit malzemenin birim hacim ağırlığı
c_{komp}	: Kompozit malzemenin kohezyonu
Φ_{komp}	: Kompozit malzemenin kayma direnci açısı
E_{komp}	: Kompozit malzemenin deformasyon modülü
ϕ_c	: Taş kolon malzemesi içsel sürtünme açısı
μ_s	: Zeminin poisson oranı
n_0	: İyileştirme faktörü
Q_s	: Kazık taşıma gücü
$A_{uç}$: Kazık uç kesit alanı
$q_{uç}$: Uç direnci
L	: Kazık boyu
u	: Kazık çevresi
q_s	: Kazık çevre sürtünmesi
N_c, N_q, N_γ	: İçsel sürtünme açısına bağlı olan taşıma gücü katsayıları
ϕ	: Zemin içsel sürtünme açısı
ΔL	: Çevre sürtünmesi oluşturan zeminin kazıkla temas ettiği uzunluk
K_0	: Durgun yatay toprak basıncı katsayısı
δ	: Kazıkla zemin arasındaki sürtünme açısı
W_k	: Kazık ağırlığı
W_T	: Tokmak ağırlığı
H	: Çakma darbesi düşüm yüksekliği
s	: Refü veya kazığın her darbeye giriş miktarı
c	: Enerji kayıplarını gösteren katsayı
λ	: Tokmağın tesirli düşüş yüzdesi
q_u	: Serbest basınç değeri
c_u	: Drenajsız kohezyon değeri
X_v	: Hesap katsayısı

D_r	: Zeminin sıklığı
X_m	: Hesap katsayısı
N_{55}	: Ortalama standart penetrasyon darbe sayısı
LL	: Likit limit
w_n	: Doğal su muhtevası
$N_{1,60}$: Düzeltilmiş SPT-N değeri
ϕ_{cv}°	: Sabit hacim içsel sürtünme açısı
ϕ_p°	: Pik içsel sürtünme açısı
k_G^e	: Elastik kayma modülü sayısı
k_B^e	: Elastik bulk modülü sayısı
k_G^p	: Plastik kayma modülü sayısı
m_e	: Elastik bulk modülü indisi
n_e	: Elastik kayma modülü indisi
n_p	: Plastik kayma modülü indisi
R_f	: Göçme oranı
P_A	: Atmosferik basıncına eşit olan referans
σ_t	: Çekme kesimi (cut-off)
f_{achard}	: Sıkılaştırma faktörü
f_{acpost}	: Sıvılaştırma sonrası faktör

:

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 3.1. SPT-N değerine bağlı sıvılaşma direnci (a) temiz kumlar ve, (b) siltli kumlar (Ferrito, 1997)	19
Şekil 3.2. Azaltım Faktörü KG-alan oranı(α_r)-rijitlik oranı(Gr) ilişkisi (Baez, 1995).....	23
Şekil 3.3. Azaltım Faktörü KG-alan oranı(α_r)-rijitlik oranı(Gr) ilişkisi (Özsoy & Durgunoğlu, 2003)	23
Şekil 3.4. Zemin ve kolon birim deformasyonlarının (a) uyumlu olması (küçük modül oranı), (b) Zemin ve kolon birim deformasyonlarının uyumsuz olması (büyük modül oranı) durumlarında CSR değerinde azalım faktörleri (KG).....	24
Şekil 3.5. Çap/Boy(L/D) :9 ve α_r :%20 için γ_r değerleri (Boulanger, 2012).....	26
Şekil 3.6. Vibrasyon teknolojileri ile işlenebilir zemin sınırları. (Hayward Baker Vibrasyon Teknolojileri)	30
Şekil 3.7. $\mu_s = 1/3$ için iyileştirme faktörü grafiği (Priebe, 1995).....	33
Şekil 3.8. $\mu_s = 0.33$ için kolon yük oranları (Priebe, 1995).....	35
Şekil 3.9. Tekil bir kolon üzerindeki rijit bir plakaya etkiyen yük sonucunda kolonda oluşacak kabarma göçmesi modu (Hughes & Withers, 1974).	36
Şekil 3.10. Vesic, (1972) silindirik boşluk genişleme faktörleri.....	39
Şekil 4.1. Adapazarı kent merkezi zemin profilleri (Sancio, ve diğerleri, 2002) ..	42
Şekil 4.2. İnce daneli zemin karışımlarında Seed vd. (2003) tarafından önerilen sıvılaşabilirlik koşulu (Seed R. , ve diğerleri, 2003).	44
Şekil 4.3. Bol ve diğ. (2010)' ne göre sıvılaşan ve sıvılaşmayan zeminlerin üçgen sınıflandırma kartındaki lokasyonları ve test bölgesi (Bol, Önalp, Arel, Sert, & Özocak A, 2010)	45
Şekil 4.4. 15 Düğüm Noktalı Üçgen Elemanda Düğümler ve Gerilme Noktaları. 50	
Şekil 4.5. 6 Düğüm Noktalı Üçgen Elemanda Düğümler ve Gerilme Noktaları... 50	

Şekil 5.1. Adapazarı zemininden seçilen tipik bir kesit	54
Şekil 5.2. Plaxis 2D analiz programında oluşturulan model	60
Şekil 5.3. Dinamik yük penceresi	65
Şekil 5.4. Model Ağ	66
Şekil 5.5. Model Geometri Görünümü ve Analiz Noktaları	66
Şekil 6.1. İvme değişimlerinin deprem verisiyle karşılaştırılması.....	69
Şekil 6.2. . İvme değişimlerinin deprem verisiyle karşılaştırılması.....	70
Şekil 6.3. Analiz noktalarındaki yatay deplasman değişimleri	73
Şekil 6.4. S2-S5 Noktalarındaki Deplasman Değişimleri Farkları	74
Şekil 6.5. 7.5 m (S6) noktasında boşluksuyu basınçlarındaki değişimin karşılaştırılması.....	75
Şekil 6.6. Sayısal analiz sonucunda elde edilen (a) doğal durumda boşluk suyu basıncı dağılımı, (b) binanın aktif olduğu durumda boşluk suyu basıncı dağılımı, (c) jet-grout kolonlarının aktif olduğu durumdaki boşluk suyu basıncı dağılımı	76

TABLolar LİSTESİ

Tablo 2.1. Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Sınıflandırılması	6
Tablo 3.1. Enerji Jeneratörü Deney Sahası Zemin Profili (Clemente & Davie, 1999)	28
Tablo 4.1. SPT düzeltme katsayıları	46
Tablo 4.2. Plaxis UBCSAND modelde kullanılan parametreler.....	51
Tablo 5.1. Sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI) sınıflaması (Iwasaki,T, Arawaka,T, & Tokida,T, 1982)	56
Tablo 5.2. Sıvılaşma potansiyeli indeksi LPI	56
Tablo 5.3. SETAF 2018 analiz programında yapılan sıvılaşma analizi sonuçları.	57
Tablo 5.4. SETAF 2018 Programından elde edilen verilere göre sıvılaşma potansiyeli değeri	58
Tablo 5.5. Plaxis UBCSAND modelde kalibre edilmiş zemin parametreleri.....	59
Tablo 5.6. Belirlenen zemin profili için Plaxis UBCSAND-PLM modelde kullanılan parametreler	63
Tablo 5.7. Modelde kullanılan elemanların özellikleri (PLAXIS 2D CONNECT Edition V21, 2021)	64
Tablo 5.8. Model Hesap Aşamaları (Stages of Model Calculation)	67
Tablo 6.1. Analiz Noktalarında Deplasman Değerlerinin Karşılaştırılması	72

ÖZET

Anahtar kelimeler: Sıvılaşma, sıvılaşma potansiyeli, sayısal analiz, UBCSAND model

Depremler sırasında gevşek-yumuşak alüvyon zeminlerin bulunduğu bölgelerde sıvılaşma kaynaklı hasarlar meydana gelebilmektedir. Bu bölgelerde zemin iyileştirme uygulamaları gerekebilmektedir. Bu çalışmada, alüvyon kökenli Adapazarı zeminlerini temsili olarak tipik bir kesitte farklı yöntemler ile sıvılaşma potansiyeli değerlendirilip iyileştirme yöntemi etkisi incelenmiştir. Sıvılaşma potansiyeli yüksek olan zemin kesitinde sıvılaşmaya karşı iyileştirme yöntemi olarak jet grout uygulaması seçilmiştir. Sıvılaşmanın klasik analizi yanında Plaxis 2D yazılımında UBC3D-PLM model ile doğal zemin, yapı ve jet-grout kolonları modellenerek sayısal çözümleme yapılmıştır. Plaxis 2D programında sıvılaşmayı, boşluk suyu basıncındaki değişimi görebilmek için UBCSAND model kullanılarak analiz yapılmıştır. UBCSAND modelde kullanılacak malzeme parametreleri ve kalibrasyon aşamalarından bahsedilerek belirlenen zemin profilinin deprem yükü altındaki davranışı, sayısal modelde gerçeğe yakın bir davranış sergileyecek şekilde kalibre edilmiştir. Oluşturulan modeldeki bina 4 kat ve bir bodrum kattan oluşmaktadır. 10 metre genişliğinde ve 15 metre yüksekliğinde olan bina sıvılaşma olasılığı yüksek olan gevşek bir kum üzerine inşa edilmiştir. Deprem verisi olarak 1999 Marmara Depremi kullanılmıştır. Model çözümü beş aşamadan oluşmaktadır. Kesitte belirlenen noktalarda yapılan analizler sonucunda elde edilen ivme zaman değişimleri 1999 Marmara Depremi ivme verisiyle karşılaştırılmıştır. UBC3D-PLM modelde elde edilen sonuçlar deprem hareketi sonuçlarına benzer bir şekilde ivme-zaman davranışı göstermiştir. Söz konusu analiz noktalarından bazılarında maksimum ivme değerleri incelendiğinde, analiz ivme değişimlerinin deprem girdisine göre %65'e varan oranda daha fazla olduğu gözlemlenmiştir. Deplasman-zaman değişimleri incelendiğinde iyileştirmenin yatay deplasmanları %59'a kadar azalttığı gözlemlenmiştir. Boşluk suyu basıncının zamana göre değişimi incelendiğinde ise iyileştirmenin olmadığı durumda boşluk suyu basınçlarının toplam gerilmeye ulaştığı ve sıvılaşmanın gerçekleştiği iyileştirmenin yapıldığı durumda ise boşluk suyu basınçlarının toplam gerilmeye ulaşmadığından sıvılaşmanın önüne geçildiği gözlemlenmiştir.

EVALUATION OF SOIL IMPROVEMENT METHODS WITH THE HELP OF NUMERICAL ANALYSIS

SUMMARY

Keywords: Liquefaction, liquefaction potential, numerical analysis, UBCSAND model

During earthquakes, liquefaction-induced damages may occur in areas where there are loose-soft alluvial soils. Soil improvement applications may be required in these regions. In this study, the liquefaction potential of Adapazarı soils of alluvial origin was evaluated by different methods in a typical cross section and the effect of the improvement method was examined. Jet grout application has been selected as the improvement method against liquefaction in the soil section with high liquefaction potential. Besides the classical analysis of liquefaction, numerical analysis was performed by modeling natural soil, structure and jet-grout columns with UBC3D-PLM model in Plaxis 2D software. In order to see the liquefaction and the change in the cavity water pressure in the Plaxis 2D program, analysis was performed using the UBCSAND model. The behavior of the ground profile under earthquake load, determined by mentioning the material parameters and calibration stages to be used in the UBCSAND model, has been calibrated to exhibit a behavior that is close to reality in the numerical model. The building in the created model consists of 4 soils and a basement. The building, which is 10 meters wide and 15 meters high, is built on a loose sand with a high probability of liquefaction. The 1999 Marmara Earthquake was used as earthquake data. The model solution consists of five stages. The acceleration time changes obtained as a result of the analyses performed at the points determined in the cross section were compared with the 1999 Marmara Earthquake acceleration data. The results obtained in the UBC3D-PLM model showed acceleration-time behavior similar to the results of earthquake movement. When the maximum acceleration values were examined at some of the analysis points in question, it was observed that the analysis acceleration changes were up to 65% higher than the earthquake input. When the displacement-time changes were examined, it was observed that the improvement reduced the horizontal displacements by up to 59%. Improvement of pore water pressure variation over time is examined in the absence of pore water pressure and total stress reaches the scene of liquefaction in the case where the total stress pore water pressure are made to improve the liquefaction was observed that reached passed in front of.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Gelişen teknoloji, modernleşen yaşam, endüstriyelleşen şehir hayatında yapı sayısının artmasıyla birlikte yerleşim alanı gereksinimi de artmakta ve bu sebeple halihazırdaki sahalar problemlili olsa da bu alanların değerlendirilmesi gereksinimi duyulmaktadır. Problemlili parsellerde yapılacak binalarda, binanın yüzeysel temellerle taşıyamaması, parsel değişikliği yapılamaması, binanın taşıyıcı sisteminde değişiklik yapılamaması durumunda zemin iyileştirme yöntemlerine başvurma mecburiyetini getirmektedir. Deprem, büyük alanlara yayılmış olan coğrafyalarda meydana gelen doğal felaketlerden biridir. Depremler genellikle yer hareketi, tsunami, zemin büyütmesi, sıvılaşma ve toprak kaymaları gibi çeşitli felaketler olarak karşımıza çıkmaktadır. Depremler sırasında, suya doygun zeminlerde boşluk suyu basınçlarındaki artış ile meydana gelen sıvılaşma olumsuz sonuçlara sebep olabilmektedir.

Dünya’da her yıl çoğunluğu can ve mal kaybına sebep olan göz ardı edilemeyecek kadar deprem meydana gelmektedir. Bu depremlerin oluşturduğu can ve mal kaybının en önemli sebeplerinden biri deprem etkisiyle oluşan sıvılaşma ve buna bağlı oluşan akmalardır. Sıvılaşma olayının önemini görebileceğimiz en önemli örneklerden biri 1999 yılında meydana gelen Kocaeli depremidir (Huang & Wen, 1927-1938, 2015).

Sıvılaşma, kohezyonsuz, gevşek, suya doygun zeminlerde meydana gelen dinamik yüklerin etkisiyle birlikte boşluk suyu basınçlarındaki artışın sonucu olarak daneler arası temas yüzeyinin yok denecek kadar azalması sonucu dayanımlarını kaybederek sıvı gibi davranması olarak ifade edilmektedir. Sıvılaşma olayının meydana gelmesinden kaynaklı oturma ve taşıma gücü problemleri, şev stabilitesi problemleri ortaya çıkmaktadır (Youd T. , 1973) (Ishihara, 1993) (Kramer, 1996). Geoteknik ve deprem mühendisliğinin önemli konusu olan sıvılaşmanın meydana gelebileceği

zemin tabakalarının tespiti ve bu zeminlerde yapılaşma olması durumunda gerekli önlemler alınması için analizlerin yapılmasını kaçınılmaz hale getirmektedir.

Son zamanlarda birçok araştırmacı sıvılaşma problemi üzerinde farklı modeller oluşturarak sıvılaşma davranışını incelemek ve sıvılaşma sonrası meydana gelebilecek negatif durumlara engel olmak için birçok çalışma gerçekleştirmiştir (Popescu & Prevost, 1993), (Beatty & Byrne, 1998), (Kramer & Elgamal, 2001), (Byrne, ve diğerleri, 2004), (Andrianopoulos, Papadimitriou, & Bouckovalas, 2010), (Petalas & Galavi, 2013), (Ramirez, ve diğerleri, 2018).

Plaxis bünyesinde yer alan UBCSAND modeli sıvılaşma tahmininde birçok araştırmacı tarafından kullanılan modeldir. Literatürde UBCSAND model ile yapılan çalışmaların Petalas ve Galavi (2013) tarafından yapılan çalışma ile başladığı söylenebilir (Petalas & Galavi, Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM, 2013). Araştırmacılar gevşek Syncrude kumunda yaptıkları dinamik üç eksenli basınç deneyi (CTX) ve direkt basit kesme deneyi (DSS) deney sonuçları ile UBCSAND analiz model sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Daha sonra Sriskandakumar (2004)'ın Fraser Nehri kumu üzerinde yaptığı çevrimsel direkt basit kesme deneyi (DSS) sonuçları ile sayısal analiz sonuçlarını karşılaştırarak UBCSAND modelin çevrimsel yükler etkisindeki sonuçlarını incelemişlerdir. Sonuç olarak, çevrimsel yükler altında UBCSAND modelin laboratuvar sonuçları ile paralel sonuçlar verdiğini belirtmişlerdir.

Bu çalışmada Adapazarı zemininden seçilen tipik bir kesit üzerinde sıvılaşma potansiyeli analizi yapılmış ve sıvılaşma potansiyeli yüksek olan zeminde pratikte kullanabileceğimiz çok sayıda zemin iyileştirme yöntemi içerisinde seçim yapılmıştır. Bu seçim yapılırken iyileştirmeyi hedeflediğimiz zemin parametrelerinde oluşacak iyileşmenin yanı sıra yöntemle ulaşılabilirlik, uygulama kolaylığı ve maliyet gibi bir çok faktörü de göz önüne alınmıştır. Uygulama olarak çok karşılaştığımız jet grout yöntemi tercih edilmiştir. Belirlenen arazi ve zemin şartları altında jet grout yöntemin uygulanması sonucu oluşacak kazanımlar sayısal analiz yöntemi kullanılarak değerlendirilmesi yapılmıştır. İlgili zeminde sıvılaşma potansiyelinin

belirlenmesi için Seed ve Idriss tarafından tavsiye edilen 'basitleştirilmiş yöntem' ve yine bu yöntemi esas alan SETAF 2018 analiz programı kullanılmıştır. Sıvılaşma potansiyeli yüksek olan zeminde iyileştirme etkisini görebilmek için Plaxis 2D yazılımı yardımıyla analiz yapılarak optimum çözüme ulaşmada gerekli kriterler değerlendirilmiştir. Çalışma sonucunda sıvılaşma potansiyeli yüksek olan zemin kesitine uygulanan jet kolonlarının yatay deplasmanları ve boşluksuyu basınçlarını azalttığı ve sıvılaşmanın engellendiği gözlemlenmiş olup zemin iyileştirme yönteminin sıvılaşmaya olan etkisi incelenmiştir.



BÖLÜM 2. LİTERATÜR ARAŞTIRMASI

2.1. Zeminlerin İyileştirilmesi

Dinamik ve hidrolik aletler yardımıyla zemin daneleri arasındaki boşluklara çeşitli malzemeler katılması ve kompozit bir malzeme oluştuktan sonra zeminin taşıma gücü, sıvılaşma, oturma vb. problemlerinin önüne geçilmesi ve güvenliğin sağlanması amacıyla yapılan işlemlerin tamamına zemin iyileştirme yöntemleri adı verilmektedir (Sağlamer, 2014).

2.2. Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Amacı

- Taşıma gücünü (kayma mukavemeti) arttırmak
- Daneler arası boşluk oranını azaltmak
- Zeminin geçirgenliği azaltmak
- Birim hacim ağırlığını arttırmak

Zemin iyileştirme yöntemlerine yapıların statik yükleri altında istenen dayanımı gösteremeyeceği tespit edilen zeminlerde daha fazla ihtiyaç duyulmaktadır. Zemin iyileştirme yöntemlerinde ana amaç, mekanik aletler yardımıyla zeminin boşluk oranının azaltılması veya boşlukların çimento, kireç, bentonit vb. kimyasal karışımlarla doldurulmasıdır (Mitchell, 1976).

2.3. Zemin İyileştirmesi Gerektiren Zeminler

Yapılaşmanın artmasıyla imara açık olan yerlerde yapının oturtulacağı uygun zemin bulmak zorlaşmaktadır. Bunun sonucu olarak sağlam zemin özelliği göstermeyen alanlarda istenmese de yapılaşmanın olması, taşıma gücü, oturma, yer altı su seviyesi

ve zemin özelliklerine göre sınıflama potansiyelinin yüksek olması gibi mühendislik problemlerine neden olmaktadır. Sağlam olmayan zeminlerde bu problemlerin önüne geçmek için gerekli analizlerin yapılması ve uygun iyileştirme yöntemlerinin uygulanması gerekmektedir.

Sınıflama potansiyeli yüksek olan zeminler aşağıda sıralanmıştır (Özdemir & Mehmet , 2006):

- Turbalık ve bataklık zeminler
- Yumuşak killer
- Gevşek kumlar
- Yer altı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak kalın alüvyonlar

Turbalık ve bataklık zeminlerde bitkisel maddelerin çürümesi ve toprağa karışması sonucu zemin özellikleri büyük değişikliklere uğrayabilir. Ayrıca bu tip zeminlerin taşıma güçleri azdır. Temel zemini olarak kullanılmaması tercih edilirken zorunda kalınması durumunda da mutlaka iyileştirme yapılması gerekmektedir. Yumuşak killerde de farklı bir durum söz konusu değildir. Çok küçük yükler altında çok büyük deformasyona uğrayan zemin çeşidi olan yumuşak killerde de temel tasarlanacaksa zemin iyileştirme yöntemlerine başvurmak zorunludur.

Gevşek kumlarda ve yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak kalın alüvyon zeminlerde ise, orta büyüklükteki yükler taşınabilmektedir ve bu yük altındaki deformasyon değerleri de sınırlı olabilir. Bu çeşit zeminlere belirli periyotlarda tekrarlı yüklerin etki etmesi durumunda dayanım kaybı yaşanır ve bu durumdan dolayı taşıma gücünde azalma ve aşırı deformasyon meydana gelebilir.

2.4. Zemin İyileştirme Yönteminin Seçimini Etkileyen Faktörler

Zemin iyileştirme yöntemi seçilirken dikkat edilmesi gereken unsurlar;

- Zemin profilin özellikleri

- YASS durumu
- Gözetilen iyileştirme seviyesi
- Farklı yöntemlere göre avantajlı yönleri ve yararları
- İyileştirme yapılacak alanın büyüklüğü ve derinliği
- Yapıma ilişkin unsurlar (Plan, ulaşılabilirlik, materyaller, donanım, iş gücü)
- Çevresel faktörler
- Maliyet
- Bakım, dayanıklılık ve işletme gereksinimleridir.

2.5. Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Sınıflandırılması

Araştırmacılar zemin iyileştirme yöntemlerini farklı şekilde sınıflandırmışlardır. Bir kısmı, iyileştirme yapılacak zeminin cinsine göre, bazıları zemin iyileştirme yönteminin zemin üzerinde yarattığı etkiye göre, bazıları ise hem zemin türüne göre hem de katkı maddesi kullanılıp kullanılmama durumuna göre sınıflandırmıştır. Japan International Cooperation Agency (JICA, 1994)'nin iyileştirme yönteminin uygulanabileceği zemin türüne göre yaptığı sınıflandırma Tablo 2.1.'deki gibidir:

Tablo 2.1. Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Sınıflandırılması

Zemin İyileştirme Yöntemlerinin Sınıflandırılması		
Killi Zeminler İçin	Yer Değiştirme	Mekanik Yöntem
	Ön Yükleme	Yükleme İle Kilin
	Kum Dren	Konsolidasyonuna Dayanan Yöntemler
	Düşey Dren	
	Plastik Dren	Dış Yük Olmadan Konsolidasyona Dayanan Yöntemler
	Vakum Konsolidasyonu	
	Ozmotik Basınç	Konsolidasyona Dayanan Yöntemler
	Elektro Osmoz	
	Kireç Kazıkları	Kil İle Harç Arasında Kimyasal Reaksiyona Dayanan Yöntemler
	Zemin Kolonları	
	Derin Taşıma	
	Jet Grout Kolonları	
	Kum Kompaksiyon Kazıkları	Mekanik Yöntem
	Taş Kolon Ve Darbeli Kırmataş Kolon	Kimyasal Reaksiyon
	Isıl Ve Elektro-Kimyasal İşlemler	

Tablo 2.1. (Devamı)

Kumlu Zeminler İçin	Kompaksiyon Kazığı		Sıkıştırma Özellikle Kazıklar Veya Vibrasyon İle Yatay Sıkılaştırma
	Zemin Kolonları	Kum Kompaksiyon Kazıkları	
		Vibroflotasyon Taş Kolon	
		Darbeli Kırmataş Kolonu	
		Jet Grout Kolonu	
	Patlatma Kompaksiyonu		Sıkılaştırma Özellikle Darbe İle Düşey Sıkılaştırma
	Elektroşok Kompaksiyonu		
	Dinamik Konsolidasyon		
	Çakıl Dren		Düşey Drenaj
	Enjeksiyon	Permeasyon Enjeksiyonu	Boşlukları Doldurma
		Kompaksiyon Enjeksiyonu	
		Çatlatma Enjeksiyonu	
Bütün Zeminler İçin	Sıkıştırılmış Granül Şilte		Tampon Tabaka
	Geotekstil Ve Geogrid Serme		Donatılandırma
Geçici Amaçlar İçin	Well Point Yöntemi		Su Alarak Su Seviyesini Düşürme
	Dondurma		Boşluk Suyunu Geçici Olarak Düşürme
	Elektro-Osmoz		Elektriksel Susuzlaştırma

2.5.1. Jet grout ile zemin iyileştirme metodu

Jet grout ile zemin iyileştirme yöntemi ilk olarak 1965 yılında Yamakado kardeşler tarafından Japonya'da uygulanmaya başlanmış olan yüksek hızla zemine enjekte edilen karışımla zemini iyileştirme düşüncesi üzerine yapılan çalışmalar 1970'li yılların başlarına kadar devam etmiş ve iki farklı jetgrouting tekniği geliştirilmiştir. Zayıf zeminlerde yapıların inşa edilmesine olanak sağlayan Jet grout tekniği 1973'ten beri evrensel olarak kullanılmaktadır. Jet grout yönteminin amacı, kesilen zeminin enjeksiyon malzemesi ile mekanik karıştırıcılar yardımıyla yer değiştirme işleminin gerçekleşmesidir. Jet grout tekniği dört bölümde sınıflandırılan enjeksiyon teknikleri arasındadır. Bu teknikler;

- Hydrofracture (Çatlatma) enjeksiyonu,
- Sıkılama enjeksiyonu,
- Geçirimsizlik enjeksiyonu,
- Jet grout kolonu yöntemidir.

Nakanishi ve şirketi (N.T.I) (Nakanishi & Nakazawa, 2006) tarafından geliştirilen jet grout metodunda, kullanılan kimyasal ve çimento bir delgi tijinin en altında bulunan 1.2-2.0 mm çaplı nozullardan (enjeksiyon uçlarından) çok yüksek basınçla enjekte edilir. Karışımın enjeksiyonu sırasında, tij kendi eksenine etrafında dönerken bu aşamada zemin – çimento kolonları oluşmaktadır. Bu sebeple, bu jet grout tekniği “CCP jetgrouting”(chemical churning pile) olarak adlandırılmaktadır.

Jet grout tekniklerinden diğeri ise 1970 yılında Japonya’da diyafram duvar oluşturmak amacıyla geliştirilmiş ve “jetgrouting” olarak adlandırılmıştır. Bu yöntemin en önemli özelliği zemini kesme, koparma ve sıkıştırma işlemleri için üç farklı akışkan malzemenin (su, hava, çimento şerbeti) kullanıldığı üçlü jet sisteminin uygulanmasıdır (Nakanishi & Nakazawa, 2006).

Japonya’da 1970’li yılların ortalarında Nakanishi ve arkadaşları tarafından kullanılan diğer bir jet grout yöntemi ise JSG (Jumbo jet special grout) yöntemidir. Nakanishi ve arkadaşları tarafından CCP jetgrouting sistemi, çimento karışımı ve havanın birlikte kullanılmasıyla geliştirilmiş ve “jumbo jet special grout (JSG)” olarak adlandırılmıştır. CCP (jetgrouting chemical churning pile) yönteminden farklı olarak sadece sıkıştırılmış hava kullanılarak oluşturulan JSG kolonları aynı çalışma parametreleri kullanılarak oluşturulan CCP kolonlarından 1.5-2 kat daha büyüktür (Nakanishi & Nakazawa, 2006).

Gelişen teknolojiyle birlikte, son yıllarda jet grout teknolojisi de önemli ölçüde geliştirilmiştir. Çok yüksek basınçlı pompaların üretilmesi sonucu yüksek enjeksiyon basıncı ve yüksek akış hızına ulaşılmıştır. Su çimento karışım tesisleri modernize edilmiştir. Bu gelişmeler sayesinde elverişsiz bölge ve hava koşulları probleminin üstesinden gelinmiş, ekipmanların güvenlik şartları önemli oranda geliştirilmiş olup

işlem için gereken iş gücü, hazırlık çalışmaları vb. işler için gereken süre azalmıştır ve uygulanabilirlik bakımından daha uygun ve kolay hale getirilmiştir.

2.5.1.1. Jet grout yönteminin avantajları ve dezavantajları

Avantajlar:

- Delme işlemi sırasında etrafındaki zemine hasar vermeden zeminde büyük çaplı rijit kolonlar oluşturabilmektedir.
- Gerektiğinde kolonlar donatılı olarak imal edilirler ve dolayısıyla eğilme momenti kapasitesi ve çekme dayanımı oluşturabilirler.
- Ekipmanların diğer yöntemlere göre daha hafif ve küçük olması zorlu zemin şartlarında bile uygulanabilme özelliği vardır (Erol & Bayram, 2018).

Dezavantajlar:

- Henüz gelişmekte olan jet grout yöntemi hakkında tasarım ile ilgili yeni bilgilere ve tecrübeler ihtiyacı duyulmaktadır.
- Kullanılan teknolojinin yeni oluşu ve teorik bilgide eksiklik nedeniyle mühendislik tasarımında yararlanılacak standartlar henüz kesinleşmemiştir.
- Bu nedenle, benzer koşullarda yapılmış olan deneyimler ve uygulama esnasında yapılan gözlemler dikkate alınarak tasarım yapılmaktadır.
- Zemin içerisine enjekte edilen harcın dağılımını ve oluşan geometriyi belirlemek zordur. Bu nedenle, uygulama esnasında ve sonrasında dikkatli, detaylı gözlem ve kontrol testlerinin yapılması gerekmektedir (Erol & Bayram, 2018).

2.5.2. Taş kolonlar ile zemin iyileştirme yöntemi

Taş Kolon ve vibrokompaksiyonla zemin iyileştirme metotları, 1950'lerden bu yana yararlanılan tüm dünyada kabul edilmiş bir zemin iyileştirme metodudur. Taş kolon

yöntemi toprağın titreşim yoluyla yoğunlaştırılması, zeminin taş kolon ile beslenmesi sonucu kompozit malzeme oluşturup zeminin iyileşmesini sağlayan bir yöntemdir. Taş kolonlar;

- Taşıma gücünün arttırılması
- Oturma miktarının azaltılması
- Sıvılaşma probleminin önüne geçilmesi
- Şev stabilitesinin arttırılması
- Dolgu yerlerinde yanal yayılımın engellenmesi gibi nedenlerle uygulanırlar.

Ek olarak, taş kolonlar bazen toprağa sıvılaşmaya yol açabilecek aşırı su boşaltma basıncın azaltılmasını sağlayan bir drenaj yolu görevi de görebilir böylece taş kolonlar sıvılaşmanın olumsuz sonuçlarını engelleyebilir. Taş kolonların bir diğer avantajı da, inşaat için susuzlaştırma veya kazı gerektirmemesi ve tipik olarak kısa bir inşaat süresine sahip olmalarıdır (Kurt, 2011).

2.5.2.1. Taş kolonların imalat yöntemleri

Taş kolon uygulamasının uygulama yöntemleri, zeminde yapılması gereken iyileştirme düzeyine ve uygulanacak zeminin fiziksel özelliklerine göre seçilir.

Taş kolon imalat yöntemleri,

- Vibroompaksiyon yöntemi,
- Vibro yer değiştirme yöntemi,
- Vibro öteleme yöntemi,
- Darbeli sıkıştırma metodu ile taş kolon yapımı olarak sıralanabilir (Kurt, 2011).

BÖLÜM 3. MALZEME VE YÖNTEM

3.1. Sıvılaşma Nedir?

Uzun yıllardır üzerinde çalışmalar yapılan ve yüklenme durumunda zeminlerde önemli problemlere sebep olan sıvılaşma, deprem kökenli devirsel kayma gerilmelerine maruz kohezyonsuz zeminlerde hızlı kayma mukavemeti kaybıdır. Sıvılaşma olayı ağır hasarlara sebep olabilmektedir. Bu nedenle, değerlendirilmesi geoteknik mühendisliğinde önem arz etmektedir.

Deprem anından oluşan dalgaların yayılmasıyla birlikte, devirsel kayma gerilmeleri gevşek, suya doygun kohezyonsuz bir zeminde hacimsel büzülmeye neden olur. Bu büzülme zemin tanelerini birbirlerine daha yakın ve daha sıkı konumda olmaya zorladığından taneden taneye yük aktarımına neden olur. Bu yük aktarımı boşluk suyu basıncını arttırır. Bir anda hızlı bir şekilde meydana gelen sismik sarsıntı etkisiyle zemin drenajsız yüklemeye maruz kalır ve zeminde aşırı boşluk suyu basınçları artmaya başlar. Boşluk suyu basınçları artarak efektif gerilmenin yok olmasına neden olur. Bu süreçte meydana gelen olay sıvılaşma olarak adlandırılmaktadır. Sıvılaşan zemin artık katı gibi değil sıvı gibi davranır ve dayanımını yitirir.

Sıvılaşma teriminin tarihte tanımlaması ilk Mogami ve Kubo tarafından yapılmıştır. Casagrande de sıvılaşma terimini açıklamak üzere kritik boşluk oranını dikkate alarak konu ile alakalı birçok araştırma yapmıştır.

Sıvılaşmanın sebep olduğu hasarlara göre sıvılaşmayı iki ana gruba ayırabiliriz. Bunlar (Mollamamotoğlu & Babuççu, 2006);

- Akma Sıvılaşması

- Devirsel Hareketlilik

Akma sıvılaşması, sıvı halde bulunan zeminin kayma dayanımının, zemin kütlesinin kaymaya karşı koyduğu statik dengesi için gerekli olan kayma direncinden daha düşük olması sonucu hızlı bir şekilde meydana gelip, hızlı gelişen ve büyük hasarlara sebep olan sıvılaşma türüdür (Özaydın , 2007). Devirsel hareketlilik ise akma sıvılaşmasını tam tersi olarak zemin kütlesinin statik dengesini sağlayan kayma direncinin sıvı halde bulunan zemin kütlesinin kayma direncinden daha düşük olması sonucu meydana gelmektedir. Devirsel hareketlilik sonucu meydana gelen büyük deformasyonlar sonucu deprem sırasında zemin salınımlarına sebep olabilmektedir (Kramer, 1996). Devirsel hareketlilikte, boşluk suyu basıncının maksimum düzeyde artması sınırının en gevşek durumda olması sebebiyle en yüksek gerilme bölgesinde meydana geleceğini, sönümlenme esnasında oluşacak fazla boşluk suyu yer değiştirmesinin dayanımda veya rijitlikte azalmaya sebep olacağından gecikmeli yenilmenin kaçınılmaz olduğunu öne sürmektedir (Jefferies & Been, 2006).

3.2. Sıvılaşma Duyarlılığı

Sıvılaşma olayı genel olarak kohezyonsuz zeminlerde meydana gelmektedir. Kil ve siltli zeminler düşük geçirgenliğe sahip olduklarından genel olarak sıvılaşma meydana gelmediği kabul edilmektedir. Ancak ince daneli zeminlerde sıvılaşma meydana gelip gelmeyeceği ile alakalı tartışmalar uzun yıllar sürmüştü ve bu konuyla ilgili birçok çalışma yapılmıştır (Theirs & Seed, 1968), (Castro & Christian , 1976), (Idriss , Sing, & Dobry, 1978). Öte yandan, 1975 Haicheng ve 1979 Tangshan depremleriyle birlikte ince-daneli zeminlerde meydana gelen yenilme olayları sonrasında bu konudaki araştırmalar hız kazanmıştır. Wang (1979) bu depremleri göz önünde bulundurarak gerekli çalışmalar sonucu Çin Kriterini geliştirmiştir. Geliştirilen Çin kriterlerine (Wang, 1979) göre;

- zeminin kil yüzdesinin ($< 0.005\text{mm}$ 'den küçük tane yüzdesi) %15'ten küçük olması,
- likit limitin (LL) %35'ten küçük olması ve

- su muhtevasının (w) likit limitin %90'ına eşit ya da daha fazla olması durumunda zeminlerde sıvılaşmadan kaynaklı yenilmeler meydana geleceği belirtilmektedir.

(Wang, 1979) tarafından geliştirilen Çin Kriteri üzerinde yapılan birkaç değişiklik yapılarak benzer kriterlerle sıvılaşma durumu hakkında bilgi sahibi olunmuştur.

Yakın zamanda yaşanan 1989 Loma-Prietra, 1994 Northridge ve en önemlileri 1999 Kocaeli ile 1999 Chi Chi depremleri yıkıcı etkileriyle birlikte düşük plastisiteli silt ve kil karışımından oluşan zeminlerde yaşanan yenilme durumlarıyla birlikte konu ile ilgili çalışmalar hız kazanmıştır. Çin Kriterinin saha gözlemleri ve laboratuvar deneyleri ile birlikte geliştirilmesi sonucu yeni kriterler öne sürülmüştür. Bunlardan bazıları, (Seed R. , ve diğerleri, 2003), (Bray & Sancio, 2006), ve (Boulanger & Idriss, 2006) tarafından geliştirilen kriterlerdir.

U.S. Army Corps of Engineers Çin ve A.B.D. uygulamalarındaki farklılıkları hesaba katmak için, Çin ölçütlerini Sardis Baraj'ındaki bir killi silte uygulamadan önce ölçülmüş indeks özelliklerini (ince tane içeriğini %5 arttırarak, likit limiti %1 arttırarak ve doğal su içeriğini de %2 arttırarak) değiştirmişlerdir (Finn, Ledbetter, & Wu, 1994). Yaptıkları çalışmalarda tane şeklinin de sıvılaşma duyarlılığına etki ettiğini gözlemlemişlerdir. Yuvarlak taneli zeminlerin köşeli taneli zeminlere göre daha kolay sıkılaştığı bilindiğinden sıvılaşma ihtimali köşeli zeminlerinkinden daha yüksektir (Kramer, 1996).

Genel olarak akma sıvılaşması ve devrimsel hareketlilik olayları boşluk suyu basıncının artması sonucu efektif gerilmede meydana gelen azalma ve dayanımın düşmesiyle yenilme olarak tanımlanabilir. Bu tanıma paralel olarak bir zeminde boşluk suyu basıncını etkileyecek olan zemin parametreleri;

- Boşluk suyu katsayısı A_f ,
- Geçirimsizlik (Hidrolik iletkenlik) parametresi k ,
- Konsolidasyon katsayısı c_v' parametreleridir.

Zeminin yenilip yenilmeme durumuyla ilgili bilgi sahibi olmak için yukarıda bulunan parametrelere ulaşmaya yönelik deneylerin yapılmasının doğru yol olduğu öne sürülmüştür (Önalp, Arel , Bol, Özocak, & Sert, 2007).

Bol ve diğ. (2010) siltli zeminlerin 1999 depreminin performansının bilgilerini kullanarak geliştirdikleri Adapazarı Kriterine göre, $M_w=7$ büyüklüğündeki bir depremde, ince daneli bir zeminin sıvılaşabilmesi için likit limitin %35' den küçük olması, kil içeriğinin ($<0.002 \mu\text{m}$) %10' dan küçük olması, ortalama dane boyutunun (D_{50}) 0.02 mm' den büyük olması ve sıvılık indisinin (I_P ölçülemiyorsa w_n/w_L oranının) 0.9' dan büyük olması şartlarının hepsinin sağlanması gerekmektedir. Adapazarı kriterlerinde diğer araştırmacılar farklı olarak ince daneli zeminin ortalama dane boyutu da bir kriter olarak gösterilmiştir. Su muhtevasının ve plastisite indisinin sıvılaşabilirliğe etkisinin sıvılık indisi (I_L) ile ilişkisinin göz önüne alınması da önemli bir yaklaşım olabilir. Zira I_L ' nin tanımında doğal su muhtevası (w_n), plastisite indisi (I_P) ile birlikte göz önüne alınmaktadır. Ancak plastik olmayan siltlerde sıvılık indisi hesaplamının mümkün olmadığından bu parametreye temkinli yaklaşılması gerekmektedir (Bol, Önalp, Arel, Sert, & Özocak A, 2010).

3.3. Sıvılaşma Potansiyeli Olan Zeminlerde Alınacak Önlemler

Sıvılaşmanın gerçekleşeceği zemin tespit edildikten sonra meydana gelecek negatif etkilerin en aza indirilmesi için çözüme ulaşılmalıdır.

Sıvılaşma etkilerinin en aza indirgenmesi için kullanılan yöntemler aşağıdaki gibi sıralanmıştır.

- İnşa edilecek mühendislik yapılarının mecburiyet durumuna göre sıvılaşma potansiyeli olan zeminlere yapılmaması
- Yapı tasarımının sıvılaşmanın negatif etkileri göz önünde bulundurularak yapılması
- Yapının inşa edileceği sıvılaşma potansiyeli olan zeminlerde zemin iyileştirme yöntemlerinin uygulanması

3.4. Sıvılaşma Açısından Zemin İyileştirme Teknikleri

Kohezyonsuz ve ince daneli zeminlerde ve kohezyonlu silt ve kil karışımlarından oluşan zeminlerde sıvılaşma potansiyeli yüksek olduğu göz önünde bulundurulduğunda en çok başvurulan iyileştirme yöntemi titreşim ya da deplasman yoluyla sıkıştırma yöntemleridir. İkinci iyileştirme yöntemi ise zemin içerisinde bağlayıcı malzeme ile kompozit olarak oluşturulan rijit kolonlardır.

Bu çalışma kapsamında sıvılaşma potansiyeli olan zeminde sıvılaşmaya karşı zemin iyileştirme yöntemlerinden olan jet grout, taş kolon iyileştirme yöntemlerinden bahsedilerek jet grout iyileştirme yönteminin seçilen zeminde sıvılaşmaya karşı olan olumlu etkisi incelenecektir.

3.4.1. İnce daneli zeminlerde uygulanacak jet grout kolonlarının sıvılaşmaya karşı tasarımı

Çalışmada maksimum kayma gerilmesinin hesaplanması ile ilgili Seed & Idriss tarafından, 1971 yılında geliştirilen yöntem, Özsoy ve Durgunoğlu (2003) tarafından detaylı bir şekilde ifade edilen yöntem kullanılmıştır. Bu yöntem, sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için birçok toplantıya konu olan ve zaman içerisinde geliştirilerek şuan ki halini alan ‘basitleştirilmiş yöntem’ olarak bilinen yöntemdir. Düzenlenen toplantılarda yöntemle ilgili birçok kontrol metodu geliştirilmiştir. Bunlardan bazıları;

- (Seed H. , 1979)
- (Seed & Idriss, 1982)
- (NRC & (Council National Research), 1985)
- (Youd & Idriss, 1997)
- (Youd & v.d., 2001)
- (Idriss & Boulanger, 2004)

Seed ve Idriss(1971-2001)'e göre sıvılaşmaya karşı güvenlik faktörü, FS Denklem 3.1'deki gibi hesaplanmaktadır.

$$FS = \frac{CRR}{CSR} \times MSF \quad (3.1)$$

CRR (Cyclic Resistance Ratio): Devirsel Direnç Oranı

CSR (Cyclic Stress Ratio): Devirsel Gerilme Oranı

Daha açıklayıcı olarak,

CRR zeminin sıvılaşmaya karşı gösterdiği direnci, CSR ise deprem durumunda zemine etki edecek sismik etkiyi göstermektedir. Deprem büyüklüğünün 7.5'ten farklı olması durumunda kullanılan düzeltme katsayısı MSF değeri Denklem 3.2'deki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$MSF = \frac{10^{2.24}}{M_W^{2.56}} \quad (3.2)$$

MSF: Deprem büyüklüğünün 7.5'ten farklı olması durumunda kullanılan düzeltme katsayısı

$$CSR = (0.65) \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \times \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \times r_d \quad (3.3)$$

Formülde;

a_{max} : Zemine oluşan yatay ivmenin max değeri

σ_{v0} ve σ'_{v0} : Toplam ve efektif düşey gerilmeler

r_d : Derinliğe bağlı gerilme azaltma katsayısı, r_d değerinin büyüklüğü depremin büyüklüğüne de bağlıdır.

$$r_d = 1.0 - 0.00765z; z < 9.15 \text{ m}$$

$$r_d = 1.174 - 0.0267z; z = 9.15 - 23 \text{ m}$$

z: İncelenen derinliktir (Idriss & Boulanger, 2004).

CRR, devirsel direnç oranı (CRR) elde edilmesi için zeminin SPT-N ve CPT uç direnci q_c değerleri kullanılmaktadır. Seed & De Alba , 1986 tarafından önerilen devirsel gerilme oranı (CSR) ile zeminin devirsel direnç oranını belirten SPT-N değeri arasında ki ilişki Şekil 3.1.'deki abakta verilmiştir. Abakta bulunan $(N_1)_{60}$ değeri zemin örtü yükü için düzeltilmiş değerdir. Bu abakta;

FC: zeminde bulunan ince dane yüzdesi (<0.075 mm dane boyutu, %silt+kil)

M_w : depremin momentinin büyüklüğünü ifade etmektedir.

SPT deneyi ile CRR değerinin tespit edilmesinde aşağıdaki yol izlenir.

Normalize edilmiş darbe sayısı, Denklem 3.4'deki formül ile hesaplanabilir.

$$N_{1,60} = N \times C_N \times C_E \times C_B \times C_R \times C_S \quad (3.4)$$

Formüldeki;

N: arazide elde edilen SPT darbe sayısını,

C_N : düşey jeolojik yük düzeltme katsayısı,

C_E : enerji oranı düzeltme katsayısı.

C_B - C_R - C_S : SPT deneyinin yapılışına bağlı değer düzeltme faktörünü göstermektedir.

$$C_N: \left(\frac{P_a}{\sigma_{v0}}\right)^{0.5}, C_N < 1.7 \quad (3.5)$$

bağıntısı ile verilmektedir.

P_a : 100 kPa olarak referans gerilmedir.

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{1,60}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{(10 + N_{1,60} + 45)^2} + \frac{1}{200} \quad (3.6)$$

Şekil 3.1.'de SPT deneylerinden yararlanmak suretiyle CSR (%) - $(N_1)_{60}$ abağı verilmiştir.

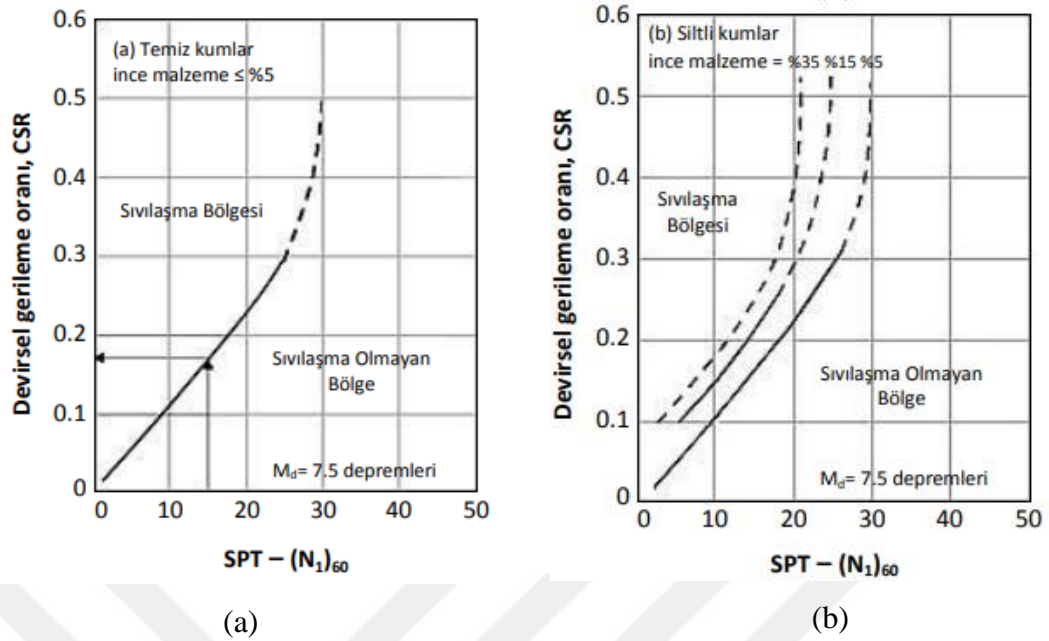
İncelenen derinlikte bulunan kumda CSR ve $(N_1)_{60}$ değerleri kullanılarak elde edilen nokta Şekil 3.1.'de bulunan abaktaki sınır çizgilerinin sağ tarafında çıkıyor ise zeminde sıvılaşma riski olmadığı sonucuna varılır. Güvenlidir ($GS > 1.0$). Bulunan nokta sol tarafta kalıyorsa sıvılaşma riski olduğu sonucuna varılmaktadır. ($GS < 1.0$) Önlem alınması gerekmektedir (Ferrito, 1997).

Doğal halde bulunan zeminde sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısının hesaplanabilmesi için de değişik yöntemler önerilmiştir. Youd (1991) tarafından önerilen yöntemde, depremin yaratacağı devirsel gerilme oranı CSR Denklem 3.7'deki bağıntıdan hesaplanmaktadır.

$$CSR = (0.65) \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \times \left(\frac{\sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}\right) \times r_d \quad (3.7)$$

Zeminin $(N_1)_{60}$ değerinden Şekil 3.1. deki abağa gidilir ve sıvılaşmayı tetikleyecek CSR değerine ulaşılır ve bulunan değer zeminin devirsel direnç oranı CRR olarak tanımlanır. Sonuç olarak sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı Denklem 3.8'deki gibi hesaplanmaktadır.

$$GS = \frac{CRR}{CSR} \quad (3.8)$$



Şekil 3.1. SPT-N değerine bağlı sıvılaşma direnci (a) temiz kumlar ve, (b) siltli kumlar (Ferrito, 1997)

(Baez, 1995) ise, zemin içerisinde oluşturulan kolonlarda deprem durumunda zemin ile aynı birim kayma deformasyonlar oluşacağını ve deprem kayma gerilmelerinin zemin ve zeminde oluşturulan rijit kolonlar tarafından paylaşılacağını ifade etmiştir.

Kolon - zemin arasındaki, rijitlik farkı sebebiyle deprem esnasında oluşan kayma gerilmeleri rijit olan kolonlar üzerine daha fazla yoğunlaşacaktır.

Bu yaklaşıma göre Denklem 3.9 ve Denklem 3.10 bulunan bağıntılar geçerli olmaktadır.

$$\gamma_s = \gamma_c \quad (3.9)$$

$$\frac{\tau_s}{G_s} = \frac{\tau_c}{G_c} \quad (3.10)$$

Bu bağlantıda (Baez, 1995);

γ_s : Zemindeki kayma birim deformasyonu ,

γ_c : Kolondaki kayma birim deformasyonu

τ_s : Zemindeki kayma gerilmesi ,

τ_c : Kolondaki kayma gerilmesi

G_s : Zeminin kayma deformasyon modülü,

G_c : Kolonun kayma deformasyon modülü

Kuvvetler dengesi ilkesinde belirtildiği üzere, kompozit elemanın (zemin ve kolon) toplam kayma mukavemeti, zemindeki kayma gerilmesi ve kolondaki kayma gerilmesinin toplamına eşit olacaktır. Buna göre Denklem 3.11'deki bağıntı geçerli olmaktadır.

$$\tau_d A_T = \tau_s A_s + \tau_c A_c \quad (3.11)$$

Bu eşitlikte (Seed & Idriss, 1971);

τ_d , depremin yarattığı kayma gerilmesi Denklem 3.12'deki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$\tau_d = 0.65(a_{\max}/g) \sigma_{v0} r_d \quad (3.12)$$

Bir kolonun toplam etki alanı ise Denklem 3.13'teki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$A_T = A_s + A_c \quad (3.13)$$

A_s : zemin alanı

A_c : kolonu kesit alanını ifade etmektedir.

Bu değerler kullanılarak alan oranı α_r ve kayma modülü oranı G_r Denklem 3.14. ve Denklem 3.15'teki bağıntı ile tanımlanmaktadır.

$$\alpha_r = A_c/A \quad (3.14)$$

$$G_r = G_c/G_s \quad (3.15)$$

Buna göre, zemindeki ve kolondaki kayma gerilmeleri alan oranı ve kayma modül oranı cinsinden Denklem 3.16 ve Denklem 3.17'de bulunan bağıntı ile ifade edilmektedir.

$$\tau_c = \frac{\tau}{(\alpha_r + \frac{1}{G_r}(1 - \alpha_r))} \quad (3.16)$$

$$\tau_s = \tau_c / G_r \quad (3.17)$$

Yukarıdaki bağlantılar dikkate alınarak yola çıkılarak kayma gerilmelerinin kayma modülüne bağlı doğru orantılı olarak kolonlara iletildiği ve bu sayede zeminin kayma gerilmelerinin de önemli ölçüde azaldığı, dolayısıyla da zeminde meydana gelecek sıvılaşmaya karşı önemli bir iyileşme gerçekleşeceği söylenebilmektedir.

Baez, 1995 sıvılaşmaya karşı zeminde oluşturulan kolonların deprem kayma gerilmelerine olan etkisini aşığıdaki bağıntıda gösterildiği gibi iyileşmeden sonra azaltılmış olan deprem kayma gerilmelerinin orijinal zemindeki deprem kayma gerilmelerine oranı olarak tanımlanan K_G azaltma faktörü olarak belirtmiştir (Baez, 1995). K_G azaltma faktörü, Denklem 3.18'deki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$K_G = \frac{\tau_s}{\tau_d} = \frac{CSR_i}{CSR} \quad (3.18)$$

Yukarıdaki bağıntıda;

CSR_i: iyileşme sonrası devirsel gerilme oranıdır.

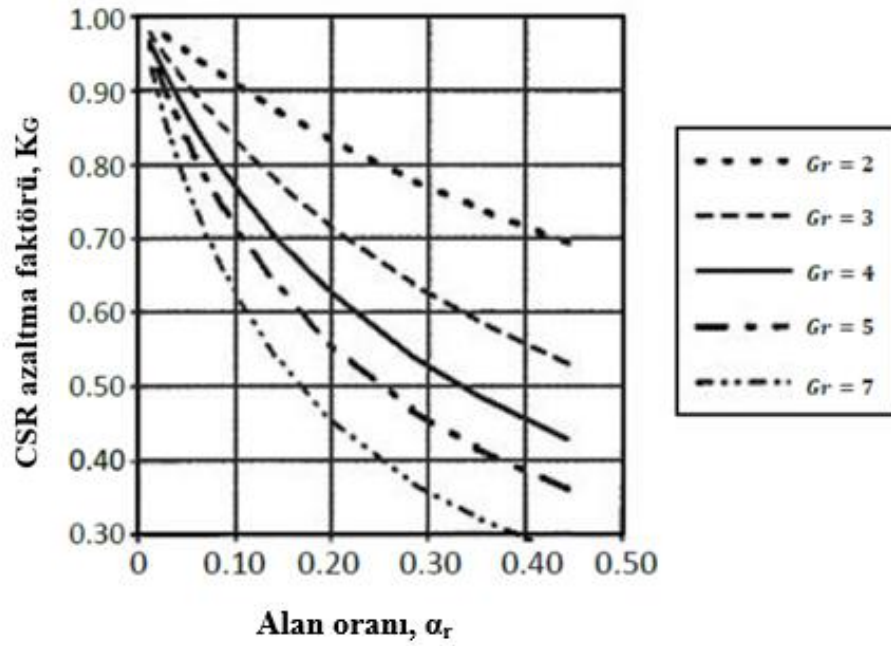
İyileşme sonrası yapılacak olan analizlerde Seed & Idriss, 1971 sivilaşma abaklarından elde edilen değer Denklem 3.19'da bulunan bağıntı kullanılarak sivilaşma potansiyeli belirlenebilir.

$$CSR_i = K_G \times CSR \quad (3.19)$$

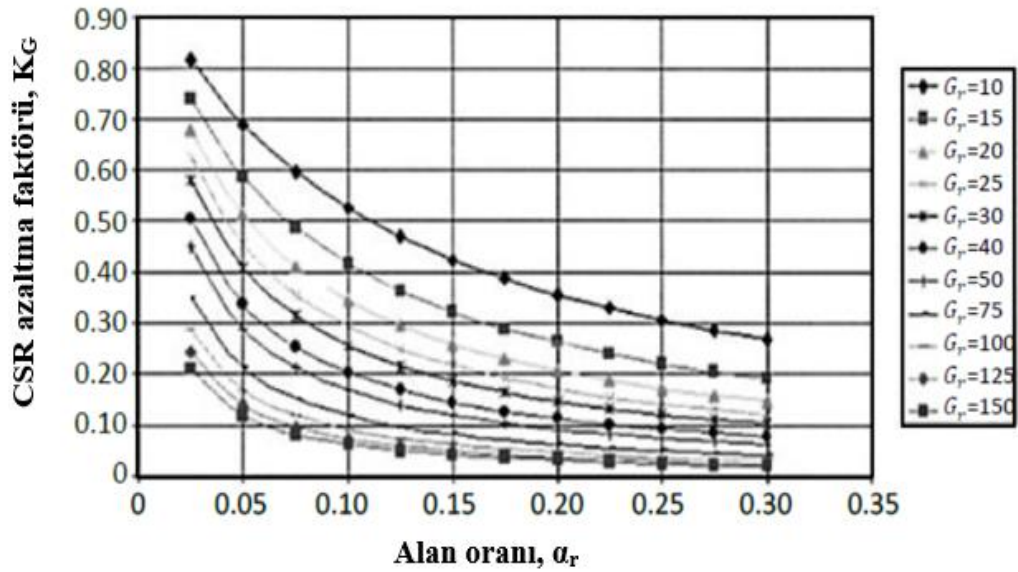
Baez, 1995 yukarıda belirtilen yöntemi parametrik bir çalışma ile Şekil 3.2.'de ifade edilen tasarım abağına dönüştürmüştür.

Bu abak taş kolon uygulamaları için oluşturulan bir abak olduğu için kayma modül oranlar $G_r = 2-7$ arasında çıkmaktadır. Aynı uygulamanın jet grout kolonları olarak uygulanması durumunda $G_r > 20$ 'lere ulaşmaktadır.

Özsoy & Durgunoğlu, 2003 $G_r > 20$ 'lere ulaşan uygulamayı yapmışlar ve Şekil 3.2.'den daha büyük modül oranlarının belirtildiği Şekil 3.3.'te bulunan abağı öne sürmüşlerdir.



Şekil 3.2. Azaltım Faktörü KG-alan oranı(a_r)-rijitlik oranı(G_r) ilişkisi (Baez, 1995)

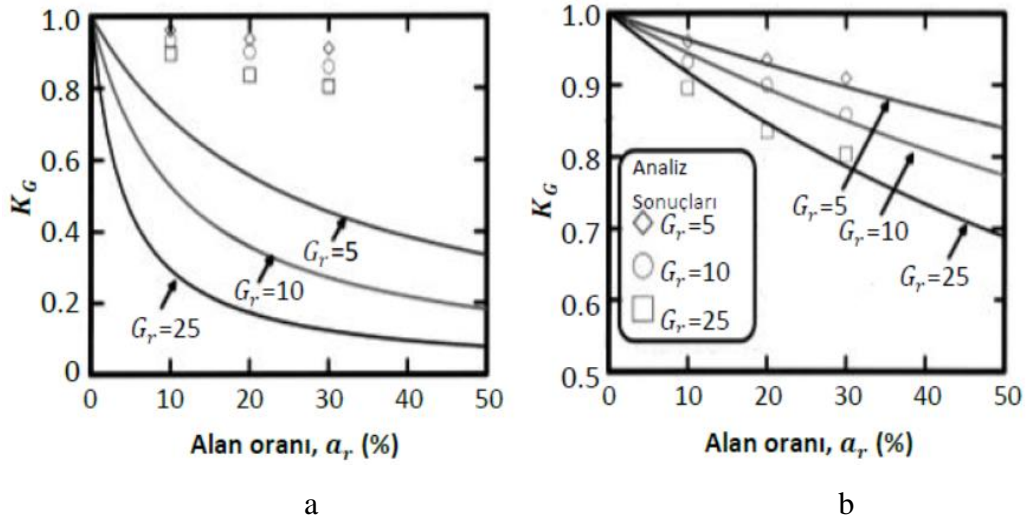


Şekil 3.3. Azaltım Faktörü KG-alan oranı(a_r)-rijitlik oranı(G_r) ilişkisi (Özsoy & Durgunoğlu, 2003)

Açıklanan bu yaklaşımlara göre zemin içerisinde oluşturulan kolonlarda sismik kayma birim deformasyonlarının birbirleri ile uyumlu olması gerekmektedir. Ancak Rayamajhi, ve diğerleri, 2015 ve Boulanger, 2012 yaptıkları nümerik analizler sonucu, jet grout uygulamalarında modül oranlarının yüksek olmasından kaynaklı oluşturulan rijit kolonlarda oluşacak birim kayma deformasyonlarının zeminde oluşacak

deformasyonlara göre daha küçük olacağını göstermişlerdir. Bundan dolayı yüksek modüllü sistemlerde kayma deformasyonları açısından bir uyumsuzluk olacağını belirlemişlerdir. Bu yaklaşımdan yola çıkarak Şekil 3.4.'da gösterilen Özsoy & Durgunoğlu, 2003 tarafından geliştirilen abağın doğruyu yansıtmadığı için güvensiz tarafta kalacağını belirtmişlerdir (Rayamajhi , ve diğerleri, 2015) (Boulanger, 2012).

Bunun üzerine devam ettirdikleri çalışmalarda Rayamajhi, ve diğerleri, 2015 ve Boulanger, 2012 sismik kayma birim deformasyon oranını, γ_r , rijit kolondaki birim kayma deformasyonunu zemindeki birim kayma deformasyonuna oranı olarak tanımlamıştır. Sonlu elemanlar analizi yaparak sonucunda iyileşme sonrası devirsel gerilme oranındaki azalmayı Şekil 3.4.'te olduğu gibi modellemiştir.



Şekil 3.4. Zemin ve kolon birim deformasyonlarının (a) uyumlu olması (küçük modül oranı), (b) Zemin ve kolon birim deformasyonlarının uyumsuz olması (büyük modül oranı) durumlarında CSR değerinde azaltım faktörleri (K_G) (Rayamajhi , ve diğerleri, 2015)

Şekil 3.4.'da verilen abaklara göre, rijitlik oranı ve alan oranına bağlı olarak zemin ve kolon kayma birim deformasyonları uyumlu olması kabulünde azaltım faktörü (K_G) 0.1 değerine kadar düşerken, uyumsuz olması durumunda azaltım faktörü (K_G) 0.7 – 1.0 arasında değişmektedir.

K_G azaltma faktörü Şekil 3.4.(a) ve Şekil 3.4.(b)'de bulunan abaklardan analitik olarak hesaplanabildiği gibi Denklem 3.20 ve Denklem 3.21'deki bağıntılardan hesaplanabilmektedir.

$$K_G = \frac{1}{(G_r)(\alpha_r) + (1 - \alpha_r)} \quad (3.20)$$

$$K_G = \frac{1}{(\gamma_r)(G_r)(\alpha_r) + (1 - \alpha_r)} \quad (3.21)$$

Bu yaklaşıma göre örnek verecek olursak;

α_r :%30 ve G_r :25 durumu için CSR değerindeki azalım faktörü K_G ;

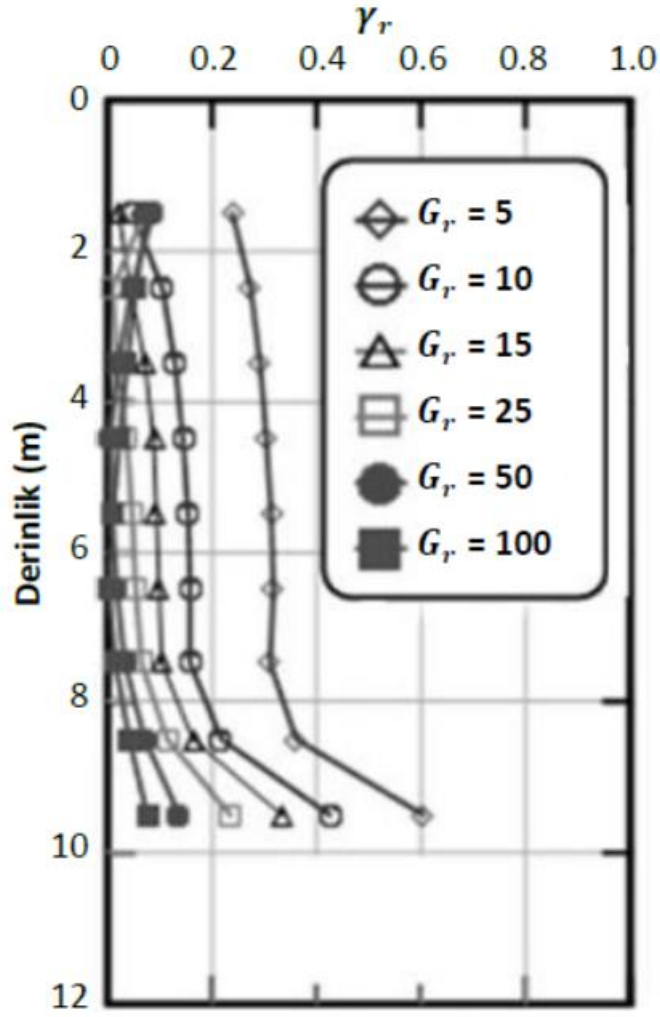
K_G :0.1 Uyumlu birim deformasyon kabulü ile (Şekil 3.4.(a))

K_G :0.8 Uyumsuz birim deformasyon kabulü ile(Şekil 3.4.(b)) olarak elde edilir.

(Rayamajhi, ve diğerleri, 2014) yaptığı nümerik analiz sonuçlarına göre kayma birim deformasyon oranını modül oranı cinsinden Denklem 3.22'deki bağıntı ile ifade etmiştir.

$$\gamma_r = 1.04G_r^{-0.65} - 0.04 \leq 1.0 \quad (3.22)$$

Boungler(2012) sonlu elemanlar analizleriyle birim deformasyon oranlarının (γ_r),modül oranına bağlı olduğu grafik Şekil 3.5.'te vermiştir.



Şekil 3.5. Çap/Boy(L/D) :9 ve ar:%20 için γ_r değerleri (Boulanger, 2012)

Yukarıda bulunan Şekil 3.5.'te belirtildiği üzere jet kolonlar için geçerli olan $G_r \geq 25$ koşulunda $\gamma_r \leq 0.05$ olduğu durumda küçük deformasyonlar elde edilmektedir. Bu durumda hesaplanacak K_G azalım faktörü değerleri Şekil 3.3.'te (Özsoy & Durgunoğlu, 2003) önerilen değerlerden büyük olmaktadır.

Yapılan çalışmaların sonucunda araştırmacılar taş kolonların jet kolonlarına göre küçük modül oranlarına sahip olduğundan uyumlu birim deformasyon kabulüne dayalı yaklaşımların taş kolonlar için geçerli olabileceğini ancak bu yaklaşımın jet kolonlarda güvensiz kalacağından gerçekçi sonuçlar vermeyeceğini ifade etmektedirler. Birim deformasyon oranı etkisinin tasarım sürecinde sonlu elemanlar analizleri ile

desteklenmesinin kaçınılmaz olduğunu ifade etmişlerdir (Rayamajhi, ve diğerleri, 2014,2015,2016), (Boulanger, 2012), (Olgun, 2010) ve (Martin & Olgun, 2007).

3.4.2. Jet grout yöntemiyle iyileştirilmiş zeminde kompozit malzeme parametreleri

Bu yaklaşımda jet kolon yöntemi ile iyileştirilmiş zemin kompozit malzeme olarak simgelenmektedir. İyileştirmenin zeminin tamamında alan yer değiştirme oranının (α_r) etkili olacağı kabulü ile jet kolon ve zeminin iyileştirme öncesi dayanım parametrelerinin alan oranı değeri ile ağırlıkları belirlenir ve bu değerden yola çıkılarak kompozit malzemenin parametreleri hesaplanır. Bu kabule göre jet kolon malzemesi kohezyonlu varsayılarak;

$\Phi_{jg} = 0$ ve $c_{jg} = q_u/2$ kabulü ile kompozit malzemenin birim hacim ağırlığı (γ_{komp}), kohezyonu (c_{komp}), kayma direnci açısı (Φ_{komp}) ve deformasyon modülü (E_{komp}) Denklem 3.23, Denklem 3.24, Denklem 3.25 ve Denklem 3.26'da bulunan bağıntılardan hesaplanabilmektedir (Erol & Bayram, 2018).

$$\gamma_{komp} = \gamma(1 - \alpha_r) + \gamma_{jg}\alpha_r \quad (3.23)$$

$$c_{komp} = c_s(1 - \alpha_r) + c_{jg}\alpha_r \quad (3.24)$$

$$\Phi_{komp} = \tan^{-1}(\alpha_r \tan \Phi_s) \quad (3.25)$$

$$E_{komp} = E_s(1 - \alpha_r) + E_{jg}\alpha_r \quad (3.26)$$

Yukarıdaki bağıntıda;

γ : zeminin birim hacim ağırlığı

c_s : zeminin kohezyon

Φ_s : zeminin kayma direnci açısı

E_s : zeminin deformasyon modülü

γ_{jg} : jet kolon malzemesinin birim hacim ağırlığı

c_{jg} : jet kolon malzemesinin kohezyonunu ($q_u / 2$)

E_{jg} : jet kolon malzemesinin deformasyon modülü değerini ifade etmektedir.

3.5. Taş Kolonların Tasarım Kriterleri

Taş kolon diziliminde dikkate alınan unsur iyileştirme olmayan durumdaki temel oturmasının, iyileştirme yapılan durumdaki temel oturmasına oranıdır(SIR). (Clemente & Davie, 1999). SIR ile taş kolon alan değişim oranı arasındaki deneysel bağıntılar için Priebe, 1995 'ın çalışması yayınlanmıştır. Clemente & Davie, (1999) yaptıkları arazi çalışmalarında taş kolon mesafelerini belirleme ve taş kolonların oturma olan etkisi hakkında incelemelerde bulunmuşlardır. (Clemente & Davie, 1999). Yapılan çalışmada dört adet deney sahasında mevcut olan granüler, suya doygun kohezyonlu zeminler ve aşırı konsolide zeminlerin oturma hesapları sonuçları sunulmuştur (Clemente & Davie, 1999). Aşağıda Tablo 3.1.'de 1 numaralı deney sahasındaki zemin özellikleri örnek olması amacıyla sunulmuştur.

Tablo 3.1 . Enerji Jeneratörü Deney Sahası Zemin Profili (Clemente & Davie, 1999)

Zemin Tanımı	H (m)	E (MPa)
Kum	2	10
Silt/Kil	6	7
Kum ve Mercan	15	60
	>15	100

Taş kolonlar çalışma yapılacak bölgedeki elverişsiz zeminin durumunu iyileştirmek için 8 m boyunda olacak şekilde imal edilmiştir. İncelenen sahada taş kolonların dizilimi sırasıyla şu şekilde seçilmiştir: 2 tane eşkenar üçgen dizilimli, 1.2 m aralıklı; 1 tane eşkenar üçgen dizilimli, 1.6 m aralıklı ve son olarak kare dizilimli 1.6 m aralıklı

olarak tasarlanmıştır. Ayrıca bunlara ek olarak iyileştirilmemiş zeminde deney gerçekleştirilmiştir.

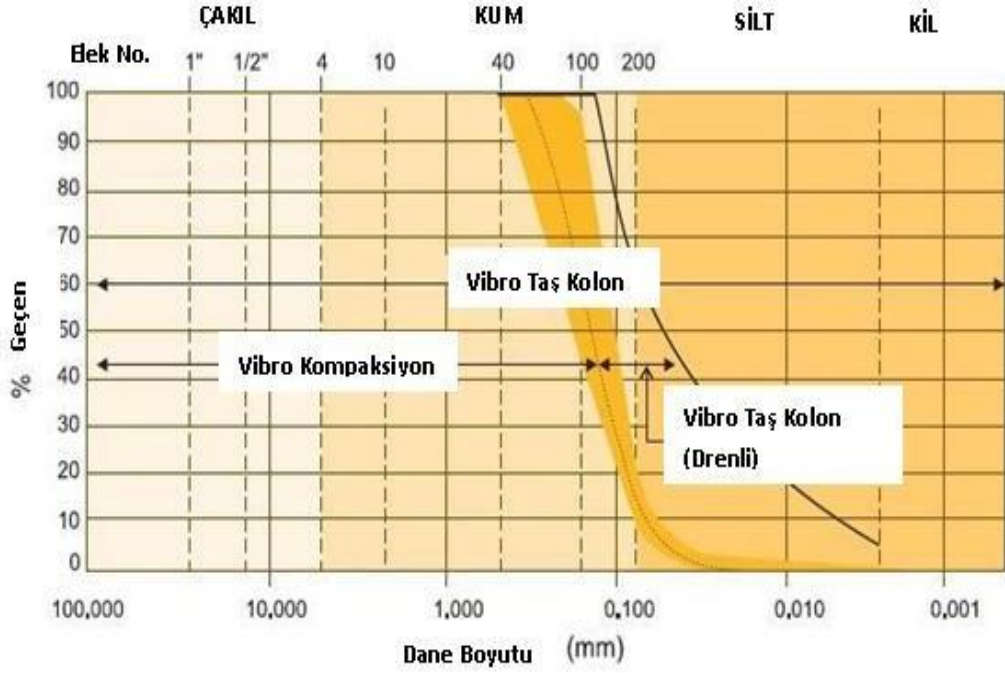
Elde edilen sonuçlara göre;

- İyileştirilmemiş zeminde yapılan hesaplarda;
- 250 kPa'lık yük altında 2,5 m²'lik temelde 44 mm,
- 2,8 m²'lik temelde 51 mm ve 3,2 m²'lik temelde ise 64 mm'lik oturma tespit edilmiştir.
- Yükleme deneyinde 2,5 m²'lik temel (1,2 m aralıklı) izin verilebilir taşıma gücü değerinin iki katı kadar olan 500 kPa'lık yükü taşıyabilmiştir.
- 2,8 m²'lik temelde (1,6 m aralıklı) gerçekleştirilen deneyde ise 462 kPa'lık yükü taşıyabilmiştir.

Temel ve taş kolonların tasarımı problemlili zeminin sorununun tespit edilip ona göre iyileştirme yapılmasına karar verildikten sonra yapılmalıdır. Titreşim teknolojileri için tasarım kriterleri aşağıdaki üç ana kategoriden birine veya birkaçına bağlıdır.

Bunlar;

- Kesme Mukavemeti
- Oturma Kontrolü
- Sıvılaşma Potansiyeli olarak sıralanabilir.



Şekil 3.6. Vibrasyon teknolojileri ile işlenebilir zemin sınırları. (Hayward Baker Vibrasyon Teknolojileri)

Şekil 3.6.'da vibro teknolojileri ile işlenebilen zeminlerin sınırları gösterilmiştir.

3.5.1. Taş kolonların tasarımı için gerekli bilgiler

Tasarım için gerekli veriler;

- Toplam yük (Yapı yükü, hareketli yükler, rüzgâr yükü ve deprem yükü vb.)
- Zemin cinsi (Stratigrafi, Yeraltı Su Seviyesinin durumu)
- Temel boyutlarının tasarımı
- Yapıda müsaade edilecek oturma miktarından oluşmaktadır.

3.5.2. Taş kolonların taşıma kapasitesinin artırılması

Taşıma kapasitesi kayma dayanımının bir işlevi olup, kayma dayanımı zemine ait sürtünme açısı ve kohezyondan türetilmiştir. Vibro sistemler efektif içsel sürtünme açısının değerini arttırdığından dolayı izin verilebilir taşıma kapasitesini arttırmaları.

Vibro Kompaksiyon: Bu yöntemde uygulanan iyileştirme ile birlikte kohezyonsuz granüler zeminleri sıkıştırıldığından içsel sürtünme açısı artar. İzin verilen taşıma kapasitesi, arttırılan içsel sürtünme açısı kullanılarak geleneksel hesap yöntemleri yardımıyla hesaplanır.

Vibro Değişirme: Bu yöntemde iyileştirme yapılacak olan bölgede sıkı vibro taş kolonlar inşa edilerek iyileştirme sağlanmaktadır. İzin verilebilir taşıma kapasitesi farklı yöntemlerle hesaplanabilmektedir. Bunlardan birisi Priebe tarafından geliştirilen ve “The Design of Vibro Replacement” (Ground Engineering, December 1995) adlı makalede yayınlanan yöntemdir. Eğer iyileştirme yapılacak sahadaki zemin içerisinde granüler malzeme mevcutsa, tasarım için hesaplama yapılırken granüler malzemenin iyileştirilmiş değerleri dikkate alınmalıdır.

3.5.3. Taş kolonlar ile iyileştirilmiş zemin parametrelerinin belirlenmesi

Vibro değişirme işleminde zeminle iyi bir kompozit malzeme oluşturan kolonlar tasarlanırken, vibro kompaksiyon olayında ise iyileşme kohezyonsuz zeminlerde vibrasyon yardımıyla boşuk oranının azaltılması ile sağlanmaktadır. Taş kolon malzemesi ile zeminin bir araya gelerek oluşturdukları kompozit malzeme parametrelerinin ve ne miktarda iyileşme sağladığının belirlenmesi önem arz etmektedir. Priebe (1995) bu belirsizliklerin belirlenmesi için geniş ölçekli saha deneylerinin şart olduğunu öne sürmüştür. Yapılan saha deneyleri ile birlikte birlikte iyileştirilmiş durum olan taş kolonlu ve iyileştirilmemiş durum olan taş kolonsuz zemin durumları karşılaştırılarak iyileştirmenin ne derece etkili olduğu belirlenebilir. Priebe (1995) bu durumun yerleşim planı, geometrisi ve dolgu malzemesi özellikleri bilinen zeminlerde mümkün olduğunu söylemiştir (Priebe, 1995).

Priebe (1995) tarafından önerilen, iyileştirilmiş zemin parametrelerinin belirlenmesi yöntemi aşağıda aşama aşama gösterilmiştir. Priebe (1995) tarafından önerilen bu yöntemde kolonun iyileştirme etkisini belirleyebilmek için zeminin başlangıçtaki durumu ve taş kolon ile iyileştirilen zemin durumu karşılaştırılarak bir iyileştirme faktörü elde edilmektedir.

3.5.4. Taş kolonlarda iyileştirme unsuru hesabı

Priebe (1995) tarafından önerilen taş kolon yöntemine göre;

- Kolonun rijit bir tabaka üzerine konumlandırıldığı ve kolon – zeminde oluşan kompozit malzemenin sadece yatay deformasyon etkisi sonucunda oturduğu,
- Kolon malzemesinin baştan itibaren kesildiği, çevresindeki zeminin ise elastik davranış gösterdiği,
- Kolon uygulaması sırasında çevre zeminin aşırı yer değiştirmeye maruz kalmasından dolayı başlangıçtaki yanal direncinin sıvı duruma karşılık geldiği (yanal toprak basıncı katsayısının $K=1$ olduğu) kabul edilmektedir.

Bu kabule göre iyileştirme faktörü Denklem 3.27 , Denklem 3.28 , Denklem 3.29'da bulunan bağıntılar ile hesaplanmaktadır.

$$K_{ac} = \tan^2\left(45 - \frac{\phi_c}{2}\right) \quad (3.27)$$

$$f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right) = \frac{(1-\mu_s) \cdot \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)}{1 - 2\mu_s + A_c/A} \quad (3.28)$$

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[\frac{\frac{1}{2} + f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)}{K_{ac} f\left(\mu_s, \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right] \quad (3.29)$$

Bu bağıntılarda;

K_{ac} : Taş kolon malzemesi aktif itki katsayısı

ϕ_c : Taş kolon malzemesi içsel sürtünme açısı

μ_s : Zeminin poisson oranı

A_c : Taş kolon alanı

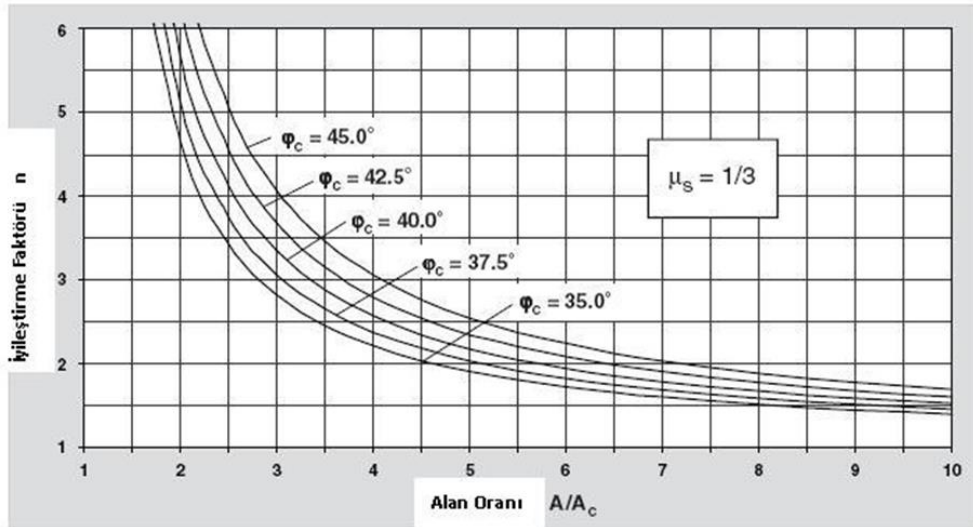
A : Toplam alan

olarak tanımlanır.

Son oturma durumu için genellikle poisson oranının $\mu_s = 1/3$ alınması, yeterlidir. Bu durumda iyileştirme faktörü Denklem 3.30'daki gibi sadeleştirilebilir.

$$n_0 = 1 + \frac{A_c}{A} \cdot \left[\frac{5 - A_c/A}{4K_{ac} \left(1 - \frac{A_c}{A}\right)} - 1 \right] \quad (3.30)$$

İyileştirme faktörü n_0 , ters alan oranı A / A_c ve kolon malzemesi iç sürtünme açısı arasındaki ilişki Şekil 3.7.'de gösterilmiştir. Şekil 3.7.'de bulunan grafikte tasarlanması düşülen kolonun sürtünme açısı ve alan oranına göre iyileştirme faktörüne ulaşılabilmektedir.



Şekil 3.7. $\mu_s = 1/3$ için iyileştirme faktörü grafiği (Priebe, 1995).

3.5.5. İyileştirilmiş zeminin mekanik dayanım parametreleri

İyileştirilmiş zeminlerde bulunan kolonlar, alan oranı (A_c/A) ve iyileştirme faktörüne (n) bağlı olarak etki eden yükün bir kısmını karşılayabilmektedirler. Bu oran Denklem 3.31'de bulunan bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$m = \left(n - 1 + \overline{A_c/A} \right) / n \quad (3.31)$$

Denklem ...'da;

m: Taş kolonlara gelen yük oranını ifade etmektedir.

Önerilen tasarım yöntemine göre kolonlar yanal yer değiştirmelerini yapmasının ardından çevrelerindeki zeminde meydana gelen hacimsel azalmalar önemsenmemelidir. Bundan dolayı, özellikle yük alan oranlarında çevre zemin hesaplanandan daha çok yükü taşımaktadır. Kolonların kesme direncini gerçeğe yakın almak için kolonların taşıdığı yük oranı azaltılmalıdır.

Aşağıdaki Denklem 3.32'deki bağıntı ile bu etki hesaba katılmaktadır.

$$m' = n - 1/n \quad (3.32)$$

Kompozit sistemin içsel sürtünme açısı, uygulanan yüklerin kolonlar ve çevre zemin arasında oranlanmasıyla Denklem 3.33'teki gibi hesaplanmaktadır.

$$\tan \phi = m' \tan \phi_c + (1 - m') \tan \phi_s \quad (3.33)$$

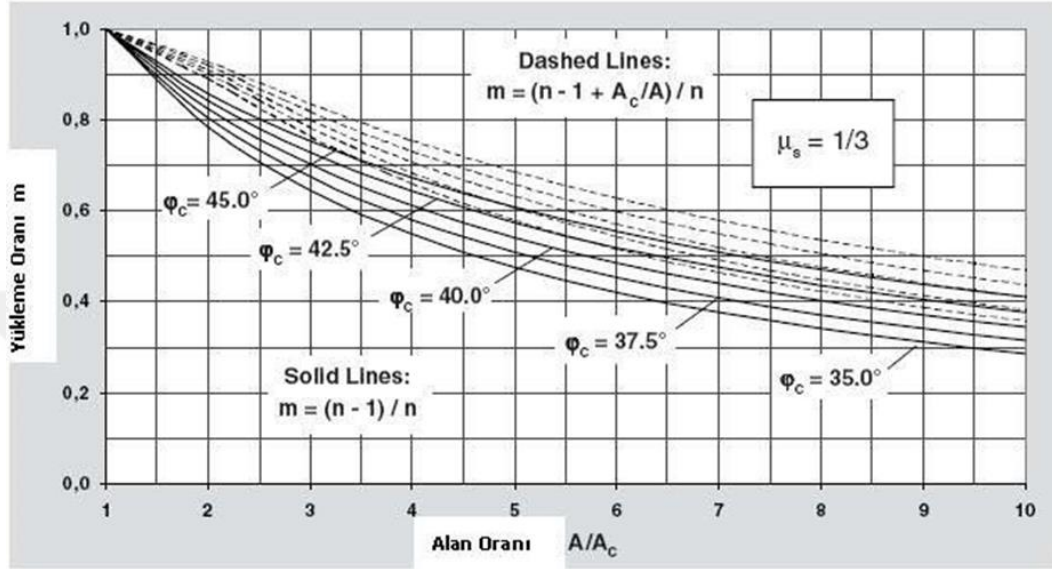
Kompozit zeminin kohezyon parametresi ise Denklem 3.34'te bulunan bağıntıdan hesaplanmaktadır.

$$c = \left(1 - \overline{A_c/A} \right) c_s \quad (3.34)$$

Kolonların uygulaması esnasında çevre zemin zarar gördüğünden ve doğal yapısı bozulduğundan dolayı Priebe kohezyonun hesaplanmasında yük oranlarına bağlı olarak değerlendirilmenin daha doğru olacağını belirtmiştir. Yük oranlarına bağlı kalındığında kohezyon değeri Denklem 3.35'teki bağıntıdan hesaplanmaktadır.

$$c' = (1 - m')c_s \quad (3.35)$$

Poisson oranının 1/3 alındığı bir taş kolon malzemesinin yüklenme oranı sürtünme açısı ve alan oranı arasındaki ilişkiyi gösteren grafik Şekil 3.8.'de verilmiştir.



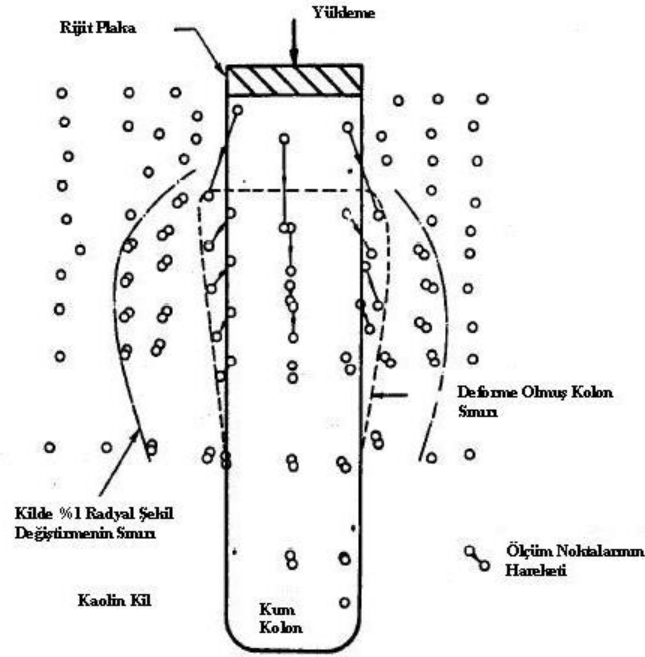
Şekil 3.8. $\mu_s=0.33$ için kolon yük oranları (Pribe, 1995).

3.5.5.1. Silindir boşluk genişleme teorisi

Taş kolonun; ucu yumuşak tabaka içinde kalacak şekilde ya da sağlam kayaya kadar uzatılmış şekilde tasarlanması farketmeksizin, boyu çapının 4-6 katı olması veya büyük olması durumlarında yüksek olasılıkla kolonda dışa doğru genişleme şeklinde göçme meydana gelmektedir.

Hughes ve Withers (1974) tarafından yapılan deneyde yumuşak kilde uygulanan taş kolonlarda göçmenin yüzeyden, kolon çapının iki veya üç katı derinlikte olduğu tespit edilmiştir (Hughes & Withers, 1974). Bu modelde 12.5 mm'den 38 mm'ye kadar farklılık gösteren çapta ve 150 mm uzunluğunda kum kolonlar ve kayma mukavemeti 19.1 kPa olan yumuşak kaolin kil kullanılmıştır. Kompozit zemin kütlesi içerisindeki tekil bir kolona yük geldiğinde yükün zemine iletiği ve birim şekil değiştirme gözlenmiştir. Yükün etki etmesiyle kolonda dışa doğru taşma meydana gelmiş ve aşağı doğru yönelme oluşmuştur, kolon içerisindeki granüler malzemenin çevresindeki

zemine baskı yaptığı gözlemlenmiştir. Kolonada oluşacak etkinin şematik gösterimi Şekil 3.9.'da görülmektedir (Hughes & Withers, 1974). Bu etkiyi Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan analiz sonucunda göçmeye yakın yük uygulanma basamaklarında kolon üst kesimlerinde taş ve kil arasında bulunan ara yüzeyde kayma meydana geldiği tespit edilmiştir.



Şekil 3.9. Tekil bir kolon üzerindeki rijit bir plakaya etkiyen yük sonucunda kolonda oluşacak kabarma göçmesi modu (Hughes & Withers, 1974).

İlk olarak çevre zeminde oluşacak nihai pasif direnç, simetri eksenini etrafında genişleyerek deforme olan sonsuz uzun bir silindire karşı oluşan pasif direnç olarak modellenebilmektedir. Genişleyerek silindirik bir şekil oluşturan boşluk yaklaşık olarak zemin içerisinde yanal olarak dışarı doğru genişleyen kolonu temsil edebilir. Hughes & Withers (1974), Datye, (1978) bu yaklaşımdan yola çıkarak taş kolonu saran zeminde meydana basıncı incelemiştir (Hughes & Withers, 1974), (Datye, 1978) .

Hughes & Withers (1974), tek bir taş kolondaki pressiyometre testi esnasında kabarma göçmesinin, gelişen boşluk ile yakın özellikler gösterdiğini öne sürmüşlerdir. Bu yaklaşıma göre Gibson & Anderson, (1961) tarafından sürtünmesiz bir malzeme ve sonsuz uzunlukta genişleyebilir bir silindirik boşluk için geliştirilen elasto-plastik

teori, kolonu saran zeminde oluşacak drenajsız son yanal gerilme değerini hesaplamak için kullanılabilir. Denklem 3.36'da belirtilen bağıntıdan hesaplanmaktadır.

$$\sigma_3 = \sigma_{ro} + c \left[1 + \ln \frac{E_s}{2c(1+v)} \right] \quad (3.36)$$

Burada;

σ_3 : Son drenajsız yanal Gerilme

σ_{ro} : Kolon uygulamasından sonraki toplam radyal gerilme

Es: Zeminin elastik modülü

C: Drenajsız kayma mukavemeti

v: Poisson oranı olarak tanımlanmaktadır.

Bu eşitliği kullanılarak elde edilen taş kolonu çevreleyen zemindeki gerilme değeri kullanılarak ve $\sigma_1 = q_{ult}$ kabul edilerek Denklem 3.37'deki formül kullanılarak taş kolona etki edecek son gerilme hesaplanabilir.

$$q_{uit} = \left\{ \sigma_{ro} + c \left[1 + \ln \frac{E}{2c(1+v)} \right] \right\} \left(\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \right) \quad (3.37)$$

Yumuşak kohezyonlu zeminin drenajsız elastisite modülü yaklaşık olarak drenajsız kesme dayanımı ile orantılı olarak alınabilir.

Vesic, (1972) genel silindirik boşluk genişleme teorisini sürtünmeli ve kohezyonlu zeminleri içerecek şekilde daha geniş bir olarak öne sürmüştür. Bir sefer daha sonsuz uzun bir silindir alınmış ve zemin elasto-plastik olarak kabul edilmiştir (Vesic, 1972). Çevreleyen zeminden dolayı meydana gelecek nihai yanal direnç (σ_3), Denklem 3.38'deki bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$\sigma_3 = c_u F'_c + q F'_q \quad (3.38)$$

Burada;

cu: Kilin drenajsız kohezyonu

q: Hesap derinliğindeki ortalama normal gerilme

F'_c ve F'_q : Boşluk genişleme faktörleri olarak tanımlanır.

Zeminin içsel sürtünme açısına bağlı boşluk genişleme teorisi faktörleri değerlerinin rijitlik indeksi I_r 'ye bağlı değişimi gösterilmiştir. Rijitlik indeksi Denklem 3.39'daki bağıntı ile ifade edilmektedir.

$$I_r = \frac{E}{2(1+\nu)(c+qtg\phi_s)} \quad (3.39)$$

Burada;

E: Zeminin elastisite modülü

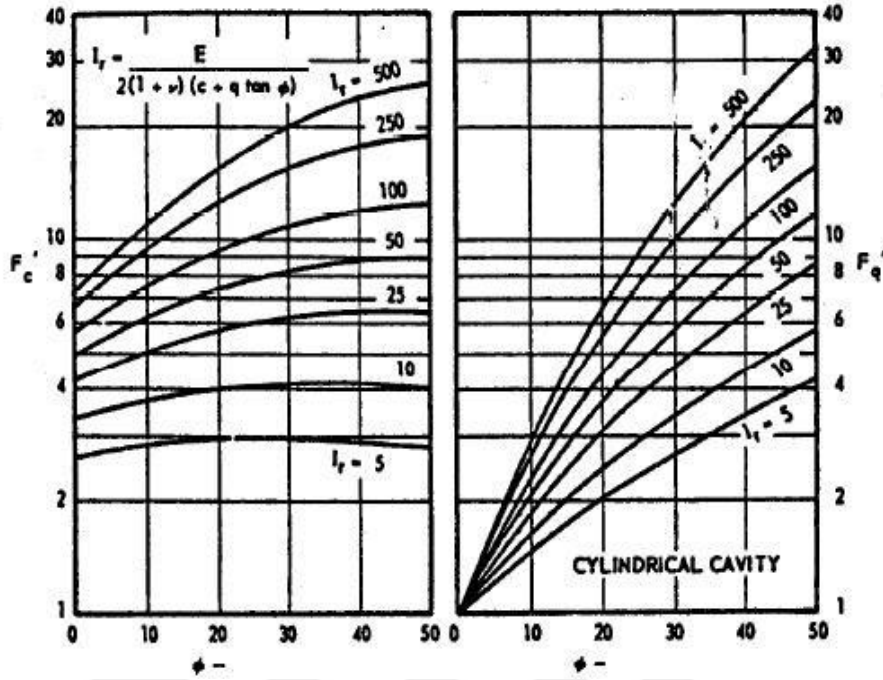
ϕ_s : Zeminin kayma mukavemeti açısı

c: Zeminin kohezyonu

ν : Zeminin poisson oranı

q: Göçme bölgesindeki ortalama normal gerilme olarak tanımlanır.

$$\text{Not : } F'_c = 2n I_r + 1 \quad (\Phi_s)=0$$



Şekil 3.10. Vesic, (1972) silindirik boşluk genişleme faktörleri.

$q_{uit} = \sigma_1$ kabul edersek;

$$q_{uit} = [cF'_c + qF'_q] \left[\frac{1 + \sin \phi_c}{1 - \sin \phi_c} \right] \quad (3.40)$$

Denklem 3.40'taki formül elde edilir.

Analizlerde kabarmanın oluştuğu derinlikte alınacak olan ortalama gerilme normal gerilmedir. Normal gerilme, başlangıç gerilmeleri ile etki eden yükten dolayı eydana gelecek gerilme farklarının tamamı olarak alınabilir. Taş kolonun kısa ve uzun dönem taşıma kapasitesi, taş kolondaki gerilme yoğunluğuna göre genişleme teorisi ile hesaplanabilir. Ancak hesaplama aşamalarında, uygulama esnasında önyüklemeye ve konsolidasyon dolayısıyla yumuşak zeminde meydana gelecek olan mukavemet artışı önemsenmelidir.

BÖLÜM 4. ARAŞTIRMA BULGULARI

4.1. Zemin Özellikleri

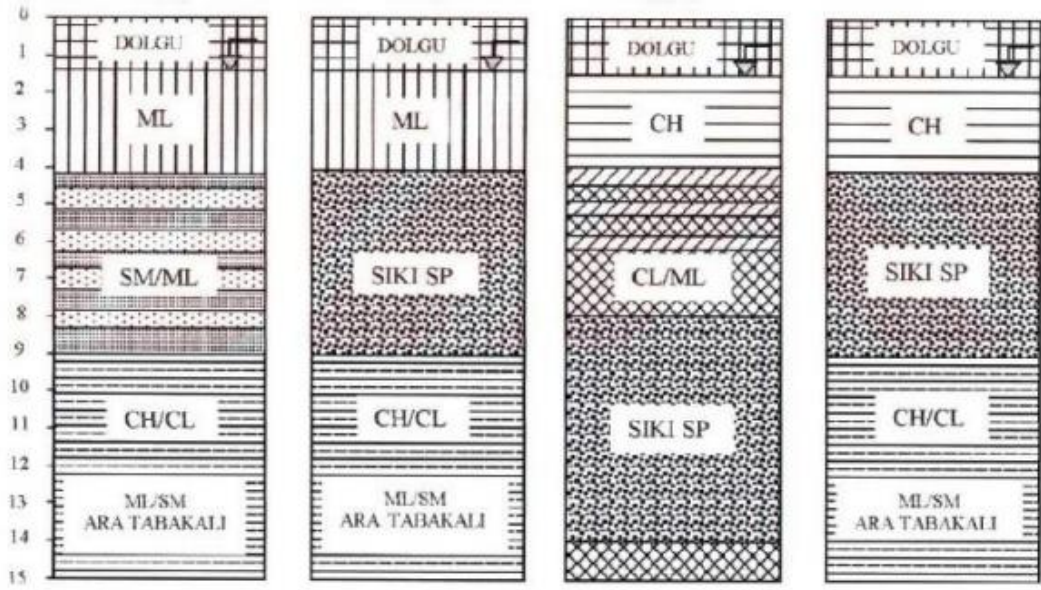
Adapazarı, Sakarya ve Mudurnu nehirlerinden gelen çakıllı ve siltli kumlar içerikli Kuvaterner alüvyon birikintilerinden meydana gelmektedir. Bu birikintiler genellikle düşük plastisiteli kil ve silt serileri içermektedirler. Kil, kum, çakıl ve silt bazen tek başlarına belirli seviyelerde bazen de bunların değişik kombinasyonları şeklinde katman katman olacak şekilde görülmektedirler (Önalp, Sert, & Bol, 2000).

Adapazarı ve çevresi, Türkiye'nin kuzeyinde bulunan Kuzey Anadolu Fayı'ndan dolayı tektonik olarak aktif ve önemli bir konumdadır. Kent, aynı zamanda oldukça kalın bir alüvyon dolgu yani zayıf bir zeminde bulunmasından dolayı farklı zamanlarda olmuş olan şiddetli depremlerden oldukça büyük hasar görmüştür. Jeoloji ve yerel zemin şartları açısından, depremin meydana geldiği dinamik yükün aktif olduğu durumda sıvılaşma potansiyeli olarak ve taşıma gücü kaybı olarak çok güvenli tarafta kalmadığından şüpheli bir durum oluşmaktadır (Erken, 2001). Bundan dolayı zeminlerin meydana gelecek olan tekrarlı yükler altındaki tutumlarının belirlenmesi, sıvılaşma potansiyelinin yüksek olduğu kısımlarda gerekli önlemlerin alınması büyük bir önem arz etmektedir.

17 Ağustos 1999 Kocaeli depreminden sonra yapılan 600'e yakın sığ sondajdan elde edilen örselenmiş ve örselenmemiş numuneler ile Sakarya Üniversitesi Geoteknik Laboratuvarı'nda TS1900/1987' ye göre deneyler yapılmış ve TS1500/2000'e göre sınıflandırılmışlardır. Ayrıca Sakarya Üniversitesi'nde yaklaşık 250 adet Koni Penetrasyon Deneyi (CPTU) yapılmıştır (Sert, 2003).

Deprem sonrası yapılan laboratuvar deneylerine ek olarak birçok arazi deneyi gerçekleştirilmiştir. Önalp ve ark. (2000, 2001) şehir merkezinde üst 5 m’de killer ve plastik olmayan siltlerin, bunların altında da sıkı kum veya hafif aşırı konsolide killerin bulunduğu kesitlerde sık sık karşılaşıldığını belirtmişlerdir. Üst 5 m tabakasında SPTN değerlerinin 2 ile 10 arasında değiştiği, sonda uç dirençlerinin de 2 MPa’ dan küçük ölçüldüğü vurgulanmıştır. Bu derinliğin altında vuruşların 20’nin üzerinde çıkmakta ve refüye yönelmekte olduğu belirtilmiştir. Buradan kentte minimum yüzeysel temel derinliğinin 3m olması gerektiği veya yüksek yapılaşmada derin temel sistemlerinin kullanılması gerektiği sonucuna varılmaktadır. Üst katmanlardaki kayma direnci düşük zeminlerin aksine kent merkezinde eski nehir yataklarının bulunduğu bölümler yüksek yapılaşma için sağlam bir temel zemini oluşturabilecek sıkı kum ve çakıllı kumları içermektedir. Bol ve ark. (2002), Adapazarı’nın iki mahallesinde gerçekleştirdiği çalışmalarında 104 sondaj ve 57 sondalama (CPTU) sonuçlarını kullanarak Sakarya nehrinin eski yatağını oluşturan kanalın güneyden kuzey batıya doğru uzanan kolunu ortaya çıkarmışlardır. Bu kesimde yapılmış sondajlarda SPTN değeri refü (SPTN>50) veren ve CPTU deneyinde uç direnci (qc) 30 MPa’ ı aşan sıkı kum ve çakıllara rastlanmaktadır. Adapazarı’nda birbirine çok yakın bölgelerde dahi nehir sistemlerinde değişik çökme özelliklerini (Shantser, 1951) yansıtan oluşumlar sebebiyle birbirine hiç benzemeyen temel ortamlarının olduğu görülmektedir. Lunne ve ark. (1997)’ ye göre bu çalışmada da olduğu gibi sonda uç dirençlerinin (qc) 35 MPa’ ı aştığı durumlarda efektif kayma direnci açısı (ϕ') 40° ’ den yüksek çıkması olasıdır (Sert, 2003).

Sancio ve ark. (2002), Adapazarı kent merkezinde zemin problemlerinin olduğu bölgelerde ve yıkım oranlarının yüksek olduğu belli eksenler boyunca toplam 46 sondaj ve 135 sondalama yapmışlar ve yapılan bu çalışmalara istinaden çalıştıkları alanlarda üst 15 m için dört farklı tipte zemin profili sunmuşlardır (Şekil 1).



Şekil 4.1. Adapazarı kent merkezi zemin profilleri (Sancio, ve diğerleri, 2002)

Şekil 4.1.'deki kesitler incelendiğinde, kalınlığı 6 m'yi bulan sıkı kum ve çakıllı kumların varlığı gözlemlenmektedir. Sıkı kumların üstünde killi silt ve siltli killerin, derin katmanlarda ise silt ve kum ara katmanlı kil katmanlarının varlığı gözlemlenmiştir (Sert, 2003). Depremin ardından DSİ tarafından yapılan 200m'lik sondajda da ana kayaya ulaşılmamış olup yukarıdaki sonuçlara benzer şekilde üst katmanlarda genel olarak ince kum katmanları içeren kil ve siltler olduğu belirtilmiştir, 50 m ile 70 m arasında ise birkaç CL simgesi dışında tüm kesitin yüksek plastisiteli killerden oluştuğu gözlemlenmiştir. (Sert, 2003).

4.2. İri Daneli ve İnce Daneli Zeminlerde Sıvılaşma Potansiyelinin Belirlenmesi

4.2.1. İnce daneli zeminlerde sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi

Latince “liquefacere” kelimesinden türetilmiş olan sıvılaşma, yumuşamak, erimek veya zayıflamak anlamına gelen, kumlarda ani sismik yükleme esnasında oluşan direnç kaybı olarak ifade edilen genel bir terimdir.

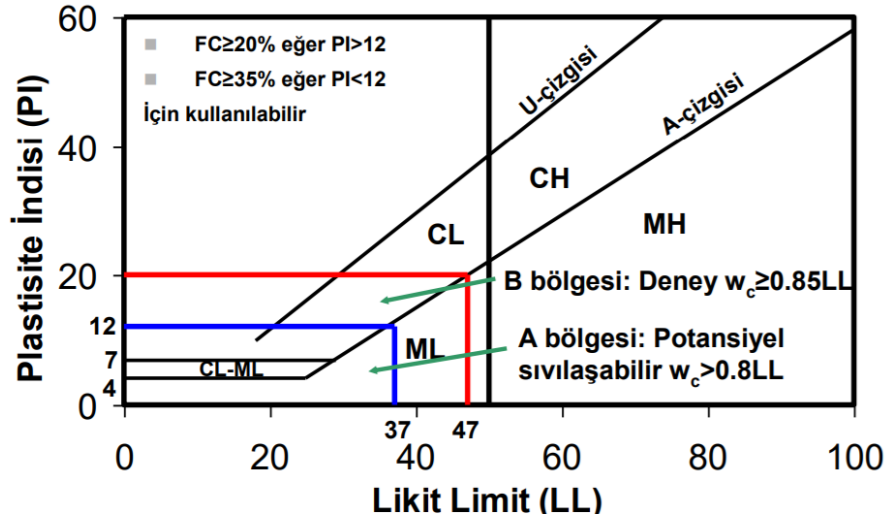
Sıvılaşma kavramını ilk olarak Hazen (1920) tarafından kullanıldığı ifade edilmektedir (Seed, Tokimatsu, Harder, & Chung, 1984). Daneler arasında bağın zayıf olduğu ya

da olmadığı gevşek ortamlarda çevrimsel yüklemeler esansında zeminin aldığı kayma gerilmeleri boşluk suyu basıncının yükselmesine sebep olmaktadır. Artan boşluk suyu basınçları toplam gerilmeye eşit olacak seviyeye geldiğinde ise efektif gerilme sıfırlandığından zeminin kayma direnci ortadan kalkmakta ve daneler arasındaki çekim gücünün kaybolmasıyla sıvılaşma meydana gelmektedir.

Sıvılaşma düzeneği ve meydana getirdiği hasarlar ile ilgili çalışmalar 1964 Niigata (Japonya) ve Büyük Alaska (ABD) depremleri ile 1995 Kobe (Japonya) depremi sonrasında hız kazanmıştır. 1999 Kocaeli ve Düzce depremleri ile 1999 Chi-Chi (Tayvan), 2000 Tottori (Japonya) ve 2011 Christchurch (Yeni Zelanda) depremlerinde meydana gelen hasarlar sıvılaşma konusu ile ilgili çalışmalarını devam ettirmiştir. İnsan hayatı ve ekonomi üzerindeki önemli etkileri sebebiyle sıvılaşma konusu üzerinde yapılan araştırmalar tüm dünyada olduğu gibi sismik aktivite açısından önem arz ülkemizde de üzerinde dikkatle durulması gereken bir durum olmasını kaçınılmaz kılmaktadır.

Başlangıçta sadece daneler arası bağın bulunmadığı kumlara ait bir davranışmış gibi düşünülen sıvılaşma olayı özellikle Haicheng (1975) ve Tangshan (1976) depremlerinden sonra ince daneli zeminlerde de sıvılaşma olabilme ihtimalinin araştırılması gerekliliğini meydana getirmiştir.

Seed ve diğ. (2003) yaklaşımına göre; plastisite indisi 12'den küçük ve likit limiti (LL) 37'den küçük zeminler doğal su muhtevaları (w_n) likit limitlerinin % 80 'inden fazla ise ($w_n=0.8 \cdot LL$) potansiyel sıvılaşabilir zeminlerdir; plastisite indisi 12 ile 20 ve likit limiti 37 ile 47 arasında olan zeminlerde ise doğal su muhtevası (w_n) likit limitlerinin % 85'inden fazla olması durumunda sıvılaşma potansiyeli daha deneyler ile incelenmelidir. . İnce daneli zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi için Seed ve diğ. (2003)'nin grafiği Şekil 4.2.'de verilmiştir (Seed R. , ve diğerleri, 2003).

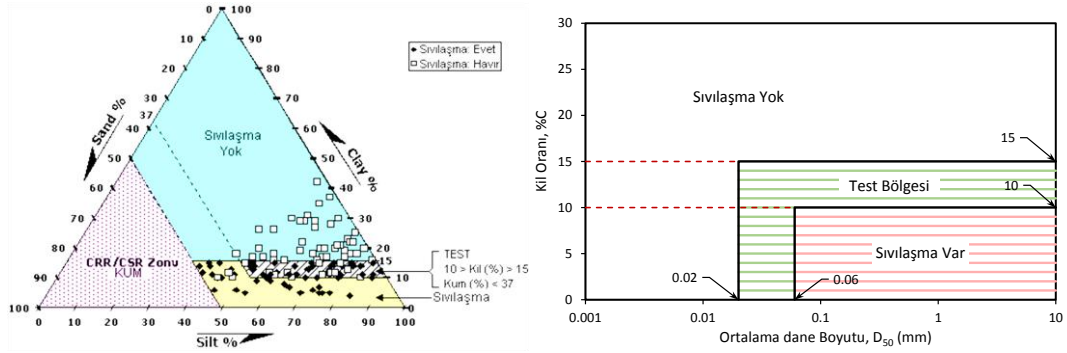


Şekil 4.2. İnce daneli zemin karışımlarında Seed vd. (2003) tarafından önerilen sıvılaşılabirlik koşulu (Seed R. , ve diğerleri, 2003).

Bol ve diğ. (2010) siltli zeminlerin 1999 depreminin performansının bilgilerini kullanarak Adapazarı Kriteri'ni geliştirmişlerdir. Buna göre $M_w=7$ büyüklüğündeki bir depremde, ince daneli bir zeminin sıvılaşılabilmesi için likit limitin %35' den küçük olması, kil içeriğinin ($<0.002 \mu m$) %10' dan küçük olması, ortalama dane boyutunun (D_{50}) 0.02 mm' den büyük olması ve sıvılık indisinin (I_P ölçülemiyorsa w_n/w_L oranının) 0.9' dan büyük olması şartlarının hepsinin sağlanması gerekmektedir. Bu kriterde $10 < \%C < 15$ aralıklarında numunelerin dinamik deneylerle yargılanması gerektiğini öne süren gri bölge bulunmaktadır (Şekil 4.3.). Adapazarı kriterlerinde diğer araştırmacılar farklı olarak ince daneli zeminin ortalama dane boyutu da bir kriter olarak gösterilmiştir. Su muhtevasının ve plastisite indisinin sıvılaşılabirliğe etkisinin sıvılık indisi (I_L) ile ilişkisinin göz önüne alınması da önemli bir yaklaşım olabilir. Zira I_L ' nin tanımında doğal su muhtevası (w_n), plastisite indisi (I_P) ile birlikte göz önüne alınmaktadır. Sıvılık indisi I_L Denklem 4.1'de bulunan bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$I_L = \frac{w_n - w_p}{I_P} \quad (4.1)$$

Ancak plastik olmayan (non plastik-NP) siltlerde sıvılık indisi hesaplamasının mümkün olmaması söz konusu parametreye temkinli yaklaşılması gerekliliğini ortaya çıkarmaktadır (Bol, Önalp, Arel, Sert, & Özocak A, 2010).



Şekil 4.3. Bol ve diğ., (2010)' ne göre sıvılaştıran ve sıvılaştırmayan zeminlerin üçgen sınıflandırma kartındaki lokasyonları ve test bölgesi (Bol, Önalp, Arel, Sert, & Özocak A, 2010)

4.2.2. İri daneli sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi

Zeminlerin sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesi ile ilgili birçok araştırma yapılmıştır. Ancak genellikle bu konuda Seed H.B ve Idriss I.M. (1971), tarafından önerilen “basitleştirilmiş yöntem” yaklaşımı kullanılmaktadır. Bu yaklaşımda zeminlerin sıvılaşma potansiyeli iki değişkene bağlıdır. Bu iki parametreden biri depremlerden meydana gelebilecek kesme kuvvetinden dolayı oluşan dinamik yüklemenin seviyesini gösteren çevrimsel gerilme oranı (CSR) ve diğer büyüklük ise, zeminlerin deprem yüküne karşı sıvılaşma direncini ifade eden çevrimsel direnç oranıdır (CRR) (Seed & Idriss, 1971). Basitleştirilmiş yöntemdeki iki önemli parametreden olan deprem sırasında yatay deprem kuvvetinin sebep olduğu çevrimsel gerilme oranı olarak bilinen CSR değeri aşağıda verilen Denklem 4.2’deki gibi hesaplanabilmektedir (Iwasaki,T, Arawaka,T, & Tokida,T, 1982).

$$CSR = 0,65 \times \left(\frac{a_{max}}{g}\right) \times \left(\frac{\sigma_v}{\sigma'_v}\right) \times r_d \quad (4.2)$$

Denklem ..’da ;

a_{max} : Yüzeydeki en büyük yatay ivme

σ_v : Toplam düşey gerilme

σ'_v : Efektif düşey gerilme

r_d : Gerilme azaltma katsayısıdır (Liao & Whitman, 1986).

$$z \leq 9,15\text{m} \text{ değeri için } r_d = 1 - 0,00765 \times z \quad (4.3)$$

$$9,15\text{m} \leq z \leq 23\text{m} \text{ değeri için } r_d = 1,174 - 0,0267 \times z \quad (4.4)$$

Zeminlerin etki eden deprem yüküne karşı gösterdikleri sıvılaşma direncini gösteren CRR parametresinin hesaplanması için ilk olarak SPT-N darbe sayısında deneyde kullanılan materyal seçimine göre bazı düzeltmeler yapılmaktadır. Bu düzeltme Denklem 4.5'teki gibi yapılmaktadır.

$$N_{1,60} = N \times C_N \times C_B \times C_R \times C_S \times C_E \quad (4.5)$$

$$C_N = \frac{2,2}{1,2 + \left(\frac{\sigma'_v}{P_A}\right)} \quad (4.6)$$

Denklem 4.5'te C_B , C_R , C_S , C_E değerleri sırası ile tij boyuna göre, standart olmayan numune alıcıya göre, sondaj kuyusu çapına göre ve tokmak oranına göre belirlenen düzeltme faktörleridir. Bu faktörler Tablo 4.1.'de bulunan tablo yardımıyla elde edilmektedir.

Tablo 4.1. SPT düzeltme katsayıları

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

Diğer aşamada ise zeminin ince dane oranına göre Denklem 4.7'deki gibi düzeltme yapılmaktadır.

$$N_{1,60\ cs} = \alpha + \beta N_{1,60} \quad (4.7)$$

Denklem 4.7'de bulunan α ve β değerleri, ince dane oranına göre Denklem 4.8, Denklem 4.9, Denklem 4.10'da bulunan bağıntılar yardımıyla hesaplanmaktadır.

$$FC \leq \%5 \text{ için } \alpha = 0 \text{ ve } \beta = 1.0 \quad (4.8)$$

$$\%5 \leq FC \leq \%35 \text{ için } \alpha = \exp\left(1.76 - \frac{190}{FC^2}\right), \beta = \left(0.99 + \left(\frac{FC}{1000}\right)^{1.5}\right) \quad (4.9)$$

$$FC \geq 35 \text{ için } \alpha = 5.0, \beta = 1.2 \quad (4.10)$$

Deprem büyüklüğü $M_w = 7.5$ olma durumunda sıvılaşma direnci Denklem 4.11'de bulunan bağıntı ile hesaplanmaktadır.

$$CRR = \frac{1}{34 - N_{1,60}} + \frac{N_{1,60}}{135} + \frac{50}{(10N_{1,60} + 45)^2} - \frac{1}{200} \quad (4.11)$$

Deprem büyüklüğü $M_w = 7.5$ olduğu durumda sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı FS Denklem 12'deki gibi hesaplanmaktadır.

$$FS = \left(\frac{CRR}{CSR}\right) \quad (4.12)$$

Deprem büyüklüğü $M_w \neq 7.5$ olduğu durumda ise sıvılaşmaya karşı güvenlik sayısı FS değeri MSF değeri ile çarpılarak deprem büyüklüğüne göre güvenlik sayısı hesaplanmaktadır.

MSF değeri ise Denklem 4.13'teki bağıntıdan hesaplanmaktadır.

$$MSF = 10^{2.24} + M_w^{2.56} \quad (4.13)$$

Bu durumda güvenlik sayısı Denklem 14'teki gibi belirlenmektedir.

$$FS = \left(\frac{CRR}{CSR}\right) \times MSF \geq 1.10 \quad (4.14)$$

Denklem 13'te bulunan bağıntı ile verilen koşul sağlanmaması durumunda “Sıvılaşma Olabilir”, koşulun sağlanması durumunda ise “Sıvılaşma Yok” olarak ifade edilmektedir (TBDY 2018).

Sıvılaşma ihtimali yüksek olan tabakalarda güvenlik sayıları ile tespit edilmesinin ardından Denklem 4.15'te bulunan bağıntı ile yüzeyden 20 m derinliğe kadar Sıvılaşma Tehlikesi Indisi (LPI) hesaplanarak bölgesel sıvılaşma potansiyeli değerlendirilmesi yapılmalıdır.

$$LPI = \int_0^{20} F(z) \cdot W(z) \cdot dz \quad (4.15)$$

LPI: Iwasaki'ye göre sıvılaşma potansiyel indeksi

F(z): Güvenlik katsayısının fonksiyonu olan sıvılaşma şiddeti

w(z): Ağırlıklı (ortalama) fonksiyonu

Dz: Derinlik artışı

Z: 0-20 m arası derinlik

Denklem 4.15'te bulunan W(z) değeri derinliğe göre değişen sıvılaşma potansiyeli azaltma faktörüdür. Denklem 4.16 ve Denklem 4.17'de bulunan bağıntılar ile zemin tabkasının orta noktasının zemin yüzeyine olan derinliğine göre W(z) değeri hesaplanmaktadır.

$$z < 20m \text{ için; } W(z) = 10 - 0.5z \quad (4.16)$$

$$z > 20m \text{ için } W(z) = 0 \quad (4.17)$$

$F(z)$ değeri ise (Juang, Yuan, Lee, & Lin, 2003) tarafından tanımlanan sıvılaşma olasılığıdır. Bu değer de hesaplanan güvenlik sayısına bağlı olarak Denklem 4.18 ve 4.19'da bulunan bağıntılar ile hesaplanmaktadır.

$$F_S \leq 1 \text{ için; } F(z) = 1 - F_S \quad (4.18)$$

$$F_S > 1 \text{ için; } F(z) = 0 \quad (4.19)$$

4.3. Sonlu Elemanlar Yöntemi Plaxis 2D ile Analiz

Bu bölümde Plaxis 2D programı ile modellenen sıvılaşma potansiyeli yüksek olan zeminin boşluk suyu basıncındaki değişimi analiz edilip değerlendirilmiştir. Bu çalışma ile, belirlenen zeminde uygulanan jet kolonlarının boşluk suyu basınçlarında meydana getireceği değişim incelenmiştir.

Sayısal çözüm yöntemleri arasında en efektif, sistematik ve analitik çözüm odaklı olanı sonlu elemanlar yöntemidir. Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli ortamlardan oluşan sistemler üzerinde, sonlu eleman ağı ile hayali düğümler oluşturma yöntemine dayanır.

Plaxis, geoteknik mühendisliğinde deformasyon ve dayanım problemlerinin sonlu elemanlar yöntemini kullanarak analiz eden bir programdır. Plaxis programı ilk olarak yumuşak zeminler üzerindeki nehir dolgularının sonlu elemanlar yöntemiyle analiz edilmesi amacıyla, 1987 yılında Hollanda Delft Teknik Üniversitesi tasarlanmış bir programdır. İlerleyen yıllarda, geoteknik mühendisliğinin farklı uygulama alanlarında kullanılmak üzere geliştirilmiştir.

Plaxis 2D yazılımında sonlu elemanlar ağı üçgen elemanlar ile oluşturulmaktadır. Bu üçgen elemanlar 6 veya 15 düğüm noktasından oluşabilirler ve çalışmaya başlarken bu özellik seçilebilmektedir. Gerilmelerin ve deformasyonların doğru hesaplanması ve realist sonuçlar elde edebilmek için 15 düğüm noktalı elemanın seçilmesi daha

elverişli olmaktadır. Elemanlar üzerinde düğüm noktalarının yerleşimi Şekil 4.4. ve Şekil 4.5.'te gösterilmektedir. Yapılan analizlerde deformasyonlar düğüm noktalarında, gerilmeler ise gerilme noktalarında hesaplanmaktadır. 6 düğüm noktalı üçgen eleman 3 gerilme noktasına 15 düğüm noktalı üçgen eleman ise 12 gerilme noktasına sahiptir (PLAXIS 2D CONNECT Edition V21, 2021). Bu çalışmada, sonlu elemanlar modeli oluşturulurken 15 düğüm noktalı elemanlardan faydalanılmıştır.



Şekil 4.4. 15 Düğüm Noktalı Üçgen Elemanda Düğümler ve Gerilme Noktaları (PLAXIS 2D CONNECT Edition V21, 2021)



Şekil 4.5. 6 Düğüm Noktalı Üçgen Elemanda Düğümler ve Gerilme Noktaları (PLAXIS 2D CONNECT Edition V21, 2021)

4.3.1. UBCSAND malzeme modeli

UBCSAND model Plaxis analiz programında sıvılaşma analizi yapabilmek için kullanıcı, tanımlı özelliğe sahip bir modeldir. UBCSAND ilk kez (Beatty & Byrne, 1998) ve (Puebla, Byrne, & Phillips, 1997) tarafından kumlu veya siltli kumlu zeminlerin sıvılaşma davranışını modelleyebilmek için tanımlanmış elasto-plastik efektif gerilme modelidir.

(Petalas & Galavi, Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM, 2013), (Galavi, Petalas, & Brinkgreve, 2013), (Tsegaye, 2010) UBCSAND modeli üzerinde çalışmalar yapıp

gerekli değişiklikler ve düzeltmelerle birlikte UBCSAND-PLM modelinin son halini ortaya çıkarmışlardır.

Ayrıca, UBCSAND ile UBC3D-PLM arasındaki ana farklılık akma yüzeyini tanımlanırken kullanılan boyut farklılığıdır. UBCSAND model, iki boyutlu Mohr Coulomb akma yüzeyini kullanırken, UBC3D-PLM ise Mohr Coulomb akma durumunu üç boyutlu (3D) asal gerilme uzayında dikkate almaktadır (Puebla, Byrne, & Phillips , 1997). Bu çalışma da iki boyutlu akma yüzeyini kullanan UBCSAND model ile analiz gerçekleştirilmiştir. Tablo 4.2.'de Plaxis UBCSAND modelde kullanılan parametreler belirtilmiştir.

Tablo 4.2. Plaxis UBCSAND modelde kullanılan parametreler

Sembol	Parametre Tanımı	Birim	Metot	Varsayılan
$N_{1,60}$	Düzeltilmiş SPTN değeri	-	Yerinde arazi deneyi	-
ϕ_{cv}°	Sabit hacim içsel sürtünme açısı	(°)	Üç eksenli veya DSS	-
ϕ_p°	Pik içsel sürtünme açısı	(°)	Üç eksenli veya DSS	-
c	Kohezyon	kPa	Üç eksenli veya DSS	0
k_G^e	Elastik kayma modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
k_B^e	Elastik bulk modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
k_G^p	Plastik kayma modülü sayısı	-	Eğri uydurma	-
m_e	Elastik bulk modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.5
n_e	Elastik kayma modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.5
n_p	Plastik kayma modülü indisi	-	Eğri uydurma	0.4-0.5
R_f	Göçme oranı	-	Eğri uydurma	0.9
P_A	Atmosferik basıncına eşit olan referans gerilme	kPa	Standart değer	100
σ_t	Çekme kesimi (cut-off)	kPa	-	0
f_{achard}	Sıkılaşıma faktörü	-	Eğri uydurma	1
f_{acpost}	Sıvılaşıma sonrası faktör	-	Eğri uydurma	0.2-1

UBCSAND model parametreleri diğer sıvılaşıma modellerinin parametreleri gibi drenajsız basit kesme deneyleri ile belirlenmektedir. Her zaman bu deneylerden sonuç elde etmek mümkün olmayabilir. SPT(Standart Penetrasyon Deneyi) veya CPT (Koni Penetrasyon Testi) gibi deney verileri ile UBCSAND model parametrelerine ulaşmak mümkündür. SPT darbe sayısı ölçümlerinde yola çıkarak Denklem 4.18, Denklem

4.19, Denklem 4.20, Denklem 4.21 ve Denklem 4.22’de verilen parametrelere ulaşmak mümkündür. Daha önce yapılan çalışmalarda A katsayısı 15-20 aralığında ve α katsayısı 0,7-1,3 olarak elde edilmiştir. (Beaty & Byrne, UBCSAND Constitutive Model Version 904aR, 2011), (Naesgaard, 2011) ve (Marka, 2013) önerilen korelasyonlarda yaptıkları çalışmalarda A katsayısının 20 ve α katsayısının 0,7 alınmasının önermektedir.

$$\varphi_p = \varphi_{cv} + \frac{N_{1,60}}{10} + \text{maks}(0, \frac{N_{1,60}-15}{5}) \quad (4.18)$$

$$k_G^e = 21.7 \times A \times (N_{1,60})^{0.333} \quad (4.19)$$

$$k_B^e = \alpha \times k_G^e \quad (4.20)$$

$$k_G^p = k_G^e \times (N_{1,60})^2 \times 0.003 + 100 \quad (4.21)$$

Elastik bulk modülü indisi m_e , elastik kayma modülü indisi n_e için 0,5 değeri, plastik kayma modülü indisi n_p için ise 0,4 değerinin kullanılması önerilmektedir. Göçme oranı R_f için Denklem 22’deki formül kullanılmaktadır. Göçme oranı R_f değeri genel olarak 0,99 değerinden küçük değerler almaktadır. Plaxis UBCSAND modülünde fachard değerinin 1 alınmasını önermiştir. Ancak bu değer 1 alınması sonucu fachard faktörü sıvılaşma sonrası davranışta aşırı büyük deplasmanlar hesaplanmaktadır. Bu nedenle bu değer düz yüzeyli arazilerde 0,45 baraj ve eğimli yüzeylerde ise 1 alınması önerilmiştir (Marka, 2013).

$$R_f = 1.1 \times (N_{1,60})^{-0.15} \quad (4.22)$$

Sıvılaşma sonrası davranışı gösteren facpost faktörünün 0,2 ile 1 arası değerler alınması önerilmiştir (Petalas & Galavi, Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM, 2013).

Rölatif sıklık (D_r) ve kalibrasyon faktörü (C_d) değerleri kullanılarak $N_{1,60}$ değerine ulaşmak için kabul edilen formül Denklem 4.23'teki gibidir.

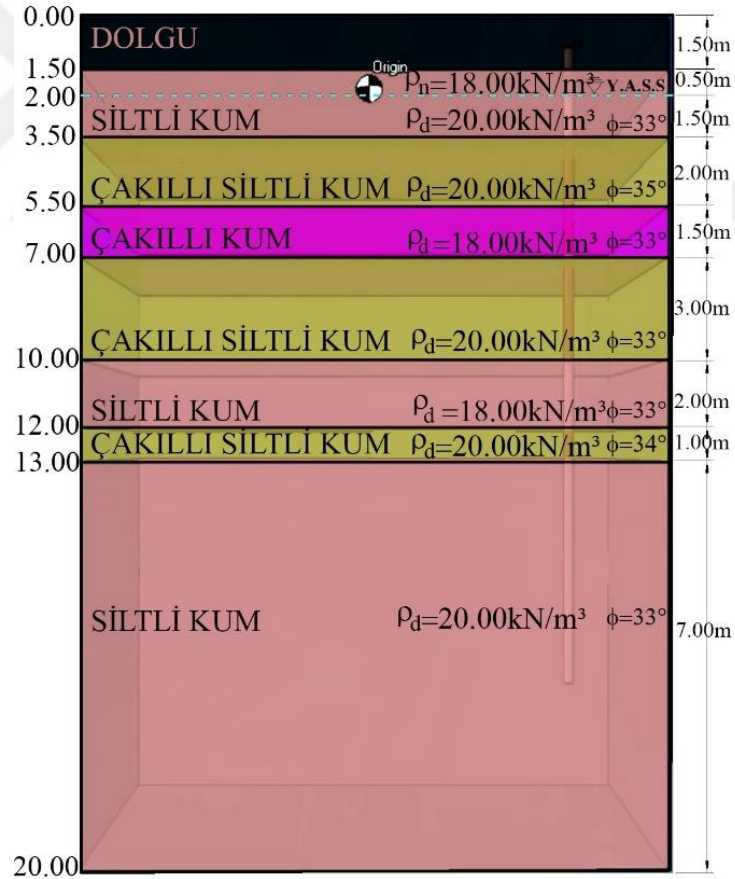
$$D_r = ((N_{1,60})/C_d)^{0,5} \quad (4.23)$$

C_d kalibrasyon faktörü değerinin Meyerhof (1957) tarafından 41 olarak alınması önerilmiştir (Meyerhof, 1957). Bunun gibi diğer araştırmacılarda C_d değeri için önerilerde bulunmuşlardır. C_d değeri dane dağılımı, dane çapı, aşırı konsolidasyon oranı gibi parametrelere bağlı olarak 36-60 arası değerler almaktadır.



BÖLÜM 5. SAYISAL ANALİZ

Bu çalışmada Şekil 5.1.' de verilen Adapazarı zemininden seçilen tipik kesitte Seed ve Idriss (Seed & Idriss, 1971) tarafından önerilen “basitleştirilmiş yöntem” olarak kabul edilen yaklaşım kullanılarak sayısal hesaplama yöntemleriyle sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir. Ek olarak da yine basitleştirilmiş yöntemi esas alarak oluşturulmuş SETAF 2018 analiz programı ile sıvılaşma potansiyeli belirlenmiştir.



Şekil 5.1. Adapazarı zemininden seçilen tipik bir kesit

Alınan sondaj sonuçlarından elde edilen SPTN darbe sayılarından gerekli düzeltmeler yapılarak $N_{1,60}$ değerleri elde edilmiştir. $N_{1,60}$ değerleri kullanılarak belirli derinliklerde sıvılaşma karşı güvenlik sayıları elde edilmiştir. Hesaplanan değerler Tablo 5.1.'de gösterilmektedir.

Tablo 5.1. $N_{1,60}$ değerinin hesaplanması için gerekli katsayı değerleri

z[m]	SPTN	ρ									
		(kN/m ³)	FC(%)	σ_v (kPa)	σ'_v (kPa)	C_N	ER	C_E	C_B	C_S	C_R
2	13	18	15	36	36,00	1,41	55	0,92	1	1	0,75
3	13	20	15	60	50,19	1,29	55	0,92	1	1	0,75
4,5	13	20	12	90	65,48	1,19	55	0,92	1	1	0,80
6	15	18	9	108	68,76	1,17	60	1,00	1	1	0,85
7,5	23	20	15	150	96,05	1,02	65	1,08	1	1	0,95
9	14	20	15	180	111,33	0,95	65	1,08	1	1	0,95
10,5	18	18	12	189	105,62	0,98	65	1,08	1	1	0,95
12	14	18	12	216	117,90	0,92	65	1,08	1	1	0,80
13,5	18	20	15	270	157,19	0,79	65	1,08	1	1	1
15	58	20	12	300	172,47	0,75	65	1,08	1	1	1
16,5	39	20	12	330	187,76	0,71	65	1,08	1	1	1
18	48	20	12	360	203,04	0,68	65	1,08	1	1	1
19,5	36	20	12	390	218,33	0,65	65	1,08	1	1	1

Tablo 5.2.'de hesaplanan güvenlik sayıları genelde 1.10 değerinin altında olduğu için sıvılaşma ihtimali yüksektir.

Tablo 5.2. Basitleştirilmiş yöntemle gerçekleştirilen sıvılaşma analizi sonuçları

z[m]	$N_{1,60}$	α	β	$N_{1,60cs}$	a_{max}	r_d	CRR	CSR	MSF	$\tau_{dc} \square_{re} \square$	FS
2	12,6	2,50	1,05	15,22	0,3	0,985	0,165	0,192	1,0	11,1	0,9
3	11,6	2,50	1,05	14,17	0,3	0,977	0,155	0,228	1,0	18,3	0,7
4,5	11,3	1,55	1,03	12,91	0,3	0,966	0,143	0,259	1,0	27,1	0,6
6	14,9	0,56	1,02	15,43	0,3	0,954	0,167	0,292	1,0	32,1	0,6
7,5	24,1	2,50	1,05	26,72	0,3	0,943	0,332	0,287	1,0	44,1	1,2
9	13,7	2,50	1,05	16,32	0,3	0,931	0,176	0,294	1,0	52,3	0,6
10,5	18,1	1,55	1,03	19,67	0,3	0,920	0,213	0,321	1,0	54,2	0,7
12	11,2	1,55	1,03	12,82	0,3	0,908	0,142	0,324	1,0	61,2	0,5
13,5	15,5	2,50	1,05	18,10	0,3	0,897	0,195	0,300	1,0	75,5	0,7
15	47,3	1,55	1,03	48,87	0,3	0,885	0,290	0,300	1,0	82,9	1,0
16,5	30,2	1,55	1,03	31,81	0,3	0,874	0,687	0,299	1,0	90,0	2,4
18	35,4	1,55	1,03	37,02	0,3	0,862	0,580	0,298	1,0	96,9	2,0
19,5	25,4	1,55	1,03	26,96	0,3	0,851	0,338	0,296	1,0	103,5	1,2

Hesaplanan sıvılaşma potansiyeli indeksine göre sıvılaşma şiddeti Tablo 5.3.'e göre belirlenebilir.

Tablo 5.3. Sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI) sınıflaması (Iwasaki,T, Arawaka,T, & Tokida,T, 1982)

Sıvılaşma Potansiyeli İndeksi (LPI)	Sıvılaşma Potansiyeli
0	Çok Düşük
$0 \leq L_I \leq 5$	Düşük
$5 \leq L_I \leq 15$	Yüksek
$15 \leq L_I$	Çok Yüksek

Tablo 5.4.' te 20 metrelik kesitte yapılan sıvılaşma analizi sonuçlarına göre sıvılaşma potansiyeli indeksi (LPI) değerinin 16.55 olduğu görülmektedir. Tablo 5.3.'teki sıvılaşma şiddeti sınıflandırma tablosuna göre sıvılaşma analizi yapılan zeminin sıvılaşma potansiyeli yüksektir.

Tablo 5.4. Sıvılaşma potansiyeli indeksi LPI

z(m)	F(z)	w(z)	LI
2	0,1	9	1,01
3	0,3	8,5	2,53
4,5	0,4	7,75	3,32
6	0,4	7	2,86
7,5	0,0	6,25	0,00
9	0,4	5,5	2,09
10,5	0,3	4,75	1,49
12	0,5	4	2,19
13,5	0,3	3,25	1,07
15	0,0	2,5	0,00
16,5	0,0	1,75	0,00
18	0,0	1	0,00
19,5	0,0	0,25	0,00
20,00	0,0	0	0,00
TOPLAM			16,55

Tablo 5.5.' te SETAF 2018 analiz programı ile hesaplanan güvenlik sayıları genelde 1.10 değerinin altında olduğu için sıvılaşma ihtimali yüksektir.

Tablo 5.5. SETAF 2018 analiz programında yapılan sıvılaşma analizi sonuçları

Sıra No	Derinlik	Tabaka	SPTN	σ'_v [kN/m ²]	σ_v [kN/m ²]	$N_{1,60}$	α	β	$N_{1,60}$	$CRR_{M7.5}$	Mw	rd	$\tau_{d_{re}}$	GS
1	3	Siltli Kum	13	49,755	59,55	18	1,55	1,03	20	0,217	7,5	0,98	18,153	0,8
2	4,5	Çakıllı Siltli Kum	13	65,055	89,55	17	1,55	1,03	19	0,204	7,5	0,97	26,978	0,5
3	6	Çakıllı Kum	15	79,355	118,55	20	1,55	1,03	22	0,245	7,5	0,95	35,29	0,5
4	7,5	Çakıllı Siltli Kum	23	92,655	146,55	28	1,55	1,03	30	0,502	7,5	0,94	43,1	1,1
5	9	Çakıllı Siltli Kum	14	107,955	176,55	16	1,55	1,03	18	0,192	7,5	0,93	51,291	0,5
6	10,5	Siltli Kum	18	122,255	205,55	20	1,55	1,03	22	0,245	7,5	0,89	57,311	0,6
7	12	Siltli Kum	14	134,555	232,55	15	1,55	1,03	17	0,181	7,5	0,85	61,933	0,5
8	13,5	Siltli Kum	18	149,855	262,55	18	1,55	1,03	20	0,217	7,5	0,81	66,642	0,6
9	20	Siltli Kum	40	212,2	358,54	25	1,55	1,03	27	0,282	7,5	0,85	105,4	1,4

Tablo 5.6.'da SETAF 2018 verileriyle 20 metrede yapılan sıvılaşma analizi sonuçlarına göre sıvılaşma indeksi (LPI) değerinin 17,03 olduğu görülmektedir. Tablo 5.3.'teki sıvılaşma şiddeti sınıflandırma tablosuna göre sıvılaşma analizi yapılan zeminin sıvılaşma potansiyeli çok yüksektir.

Tablo 5.6. SETAF 2018 Programından elde edilen verilere göre sıvılaşma potansiyeli değeri

z(m)	F(z)	w(z)	LPI
3	0,2	8,5	1,70
4,5	0,5	7,75	3,88
6	0,5	7	3,50
7,5	0,0	6,25	0,00
9	0,5	5,5	2,75
10,5	0,4	4,75	1,90
12	0,5	4	2,00
13,5	0,4	3,25	1,30
20	0,0	0	0,00
TOPLAM			17,03

TBDY 2018'de belirtilen 'Belirlenen sıvılaşma sonrası yer değiştirmelerin üstyapı/altyapı davranışına etkileri değerlendirilerek ihtiyaç duyulması halinde üstyapı ve/veya zemin iyileştirmeleri uygulanacaktır' maddesi dikkate alınarak ve elde edilen analiz sonuçlarından yola çıkılarak belirlenen kesitte yapı inşa edilme durumunda sıvılaşmaya karşı yapılacak olan iyileştirmenin kaçınılmaz olduğu görülmektedir. Bu çalışmanın bir sonraki aşamasında söz konusu kesitte inşa edilmesi düşünülen yapının Plaxis 2D analiz programı yardımıyla UBCSAND model kullanılarak deprem hareketi etkisiyle iyileştirmenin gerekliliği ortaya konmuştur. Zemin stratigrafisinin tanımlanması için gerekli UBCSAND model parametreleri SPT darbe sayılarına göre hesaplanmıştır. İlgili zemin parametreleri Tablo 5.7.'de belirtilmiştir.

Tablo 5.7. Plaxis UBCSAND modelde kalibre edilmiş zemin parametreleri

Sembol	$N_{1,60}$	D_R	φ_{cv}°	φ_p°	c (kPa)	k_G^e	k_B^e	k_G^p	m_e	n_e	n_p	R_f	P_Λ (kPa)	σ_t	f_{achard}	f_{acpost}
2-7,5 m	15,4	0,57	34	36,20	2	1032	722	668,2	0,5	0,5	0,4	0,74	100	0	1	0,2
7,5-9 m	23	0,75	33	37,60	2	1233	863	2056,7	0,5	0,5	0,4	0,69	100	0	1	0,2
9-13,5 m	16	0,62	33	36,45	10	1091	763	959,5	0,5	0,5	0,4	0,73	100	0	1	0,2
13,5-20 m	45,25	1,05	33	42,05	10	1539	1077	10122,9	0,5	0,5	0,4	0,62	100	0	1	0,2

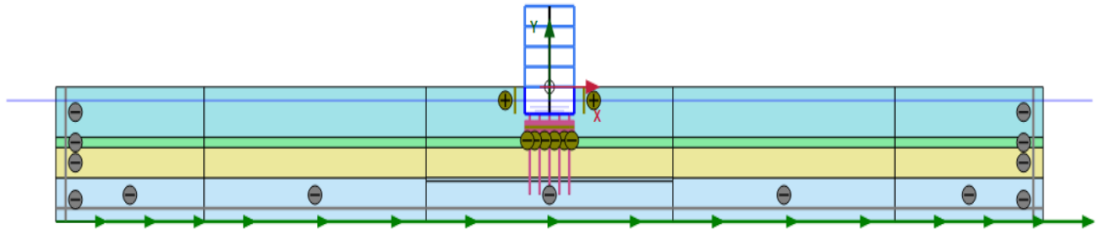
Plaxis programında analiz sonuçlarını etkileyen unsurlardan biri kullanılan deprem kayıtlarının zaman adım sıklığıdır. Bu çalışmada, adım sayısının sonuçlara ve analiz süresine etkisini görebilmek için doğal zemin durumunda adım sayıları değiştirilerek analiz yapılmıştır. Tablo 5.8’ de deprem kayıtlarının zaman adım sıklığının, analiz süresine ve deplasmanlara olan etkisi verilmiştir.

Tablo 5.8. Plaxis 2D programında adım sayısı analiz sonuçları

Sayısal kontrol parametreleri (Numerical control parameters)	Durum 1	Durum 2	Durum 3
Kaydedilen maksimum adım sayısı (Max number of steps stored)	2000	2000	2000
Maksimum adım (Max steps)	2000	1000	500
Number of sub steps (Alt adım sayısı)	1	2	4
Time (Süre)	1 saat	45 dakika	45 dakika
Displacement (Yer Değiştirme)	0,3732	0,3732	0,3732

5.1. Geometrinin Belirlenmesi

Modeldeki bina 4 kat ve bir bodrum kattan oluşmaktadır. 10 metre genişliğinde ve 15 metre yüksekliğinde olan bina sıvılaşma olasılığı yüksek olan gevşek bir kum üzerine inşa edilmiştir. Modelde, Adapazarı zemininden alınan sondaj sonuçlarına göre oluşturulmuş 20 metre derinliğindeki kum tabakası dikkate alınacaktır. Oluşturulan model Şekil 5.2.’de verilmiştir.



Şekil 5.2. Plaxis 2D analiz programında oluşturulan model

5.2. Sonlu Eleman Ağı Boyutlarının Seçimi, Eleman Sayısının Belirlenmesi ve Sönüm Oranlarını Belirlenmesi

Oluşturulan modelde daha gerçekçi çözümler elde edebilmek için sınır şartlarının belirlenmesi oldukça önemlidir.

Dalga yayılım probleminin sonlu eleman simülasyonu için yük kaynağından uzak bölgelere iletilen dalgaları model sınırlarında serbest bırakmak ve yayılan enerjiyi bu kesim noktasında tüketmek için viskoz sönümleyici elemanlar (White ve diğ., 1977) ve sonsuz elemanlar (Lynn ve Hadid, 1981) kullanılmaktadır. Sınırlandırılmış bir alana hapsedilen dalgalar karmaşık şekilde saçılması nedeniyle gerçek dalga yayılma hareketi tam ideailize edilemediğinden sonuçlar bizi yanıltabilir. Dinamik analiz yaparken yapısal davranışın kararlılığını bozmamak için ve viskoz yapay sınırların belirlenmesindeki belirsizliklerden dolayı sınırlarda olası dalga yansımalarına engel olmak ve kalıcı titreşimi elde etmek için bölge sınırlarını statik analizlere göre daha uzakta oluşturmak güvenli ve gerçekçi bir çözüm yoludur. Yapılan çalışmalardan bu sınırların üst yapıdan en az temel taban genişliğinin 8-10 katı kadar uzakta olarak düzenlenmesi gerektiği önerilmektedir (Rosset ve Kausel, 1976). Aksi durumda yayılan dalgalar sınırlardan yansıyıp tekrar yapay viskoz sınırları belirlenen bölgeye geri dönmesi sonucunda sayısal sonuçların hassasiyetinin bozulmasına sebep olacaktır.

Bu çalışmada sınırlar modelin merkezinden 100 m sola, 100 m sağa olacak şekilde belirlenerek yansımalara karşı gerekli önlemler alınmıştır.

Zeminde yapılan dinamik analizler sırasında zeminin viskoz özelliklerine, sürtünmeye ve plastik şekil değiştirmelere bağlı malzeme sönümü oluşmaktadır. Analiz esnasında sönüm etkilerini gerçekçi bir şekilde yansıtmak sonuçları etkileyen diğer önemli faktördür. Zeminde deformasyonlardan dolayı oluşan malzeme sönümü, zeminin mevcut sönümünden az olduğu için sönüm etkisini tam olarak yansıtamayacaktır. Bu sebeple analizler esnasında ekstradan sönüm etkisi uygulamak sonuçlar için önem arz etmektedir (Brinkgreve, Swolfs, & Engin, 2011). Uygulanacak sönüm değeri,

Denklem 5.1'deki Rayleigh sönüm değerini oluşturan zemin kütle matrisi (M) ve rijitlik matrisinin (K) bir fonksiyonundan oluşmaktadır;

$$[C] = \alpha_R[M] + \beta_R[K] \quad (5.1)$$

Bu katsayılar Plaxis'te Hedef 1 (Target 1) ve Hedef 2 (Target 2) olan iki frekans katsayısı olarak kullanılmaktadır. Hedef 1, modelde bulunan tüm zeminin tabakalarının temel frekansını, Hedef 2, uygulanan deprem hareketi ile zeminin doğal frekansının oranını ifade etmektedir. Puebla, Byrne, & Phillips, 1997 tarafından zemin doğal frekansı 2.97 Hz. olarak verilmiştir ve Hedef 1'e karşılık gelmektedir. Genel olarak geoteknik zemin malzemelerini sönüm oranı aralıkları %2-%5 arasında olduğu düşünüldüğünde yapılan analizlerde Rayleigh sönümü %3 kabul edilmiş ve Hedef 1 ve Hedef 2'ye karşılık gelen $\alpha_R=0.282$ ve $\beta_R= 0.0024$ değerleri kullanılmıştır (Puebla, Byrne, & Phillips, 1997).

5.3. Zemin Özelliklerinin Belirlenmesi

Zemin katmanları; ilk katman 5,5 metre kalınlığında çakıllı siltli kum ikinci katman 1,5 metre kalınlığında farklı özelliklerde çakıllı siltli kum üçüncü katman 4,5 metre kalınlığında siltli kum ve 6,5 metre siltli kum olarak tanımlanmıştır. Yer altı su seviyesi -2 m olarak girilmiştir. Zemin katmanlarının malzeme parametreleri girilirken UBCSAND model parametreleri dikkate alınarak gerekli hesaplamalar yapılmıştır.

UBCSAND model parametreleri diğer sıvılaşma modellerinin parametreleri gibi drenajsız basit kesme deneyleri ile belirlenmektedir. Her zaman bu deneylerden sonuç elde etmek mümkün olmayabilir. SPT(Standart Penetrasyon Deneyi) veya CPT (Koni Penetrasyon Testi) gibi deney verileri ile UBCSAN-PLM model parametrelerine ulaşmak mümkündür. Daha önce yapılan çalışmalarda A katsayısı 15-20 aralığında ve α katsayısı 0,7-1,3 olarak elde edilmiştir. (Beatty & Byrne, UBCSAND Constitutive Model Version 904aR, 2011), (Naesgaard, 2011) ve (Marka, 2013) .

Tablo 5.1. Belirlenen zemin profili için Plaxis UBCSAND modelde kullanılan parametreler

Sembol	$N_{1,60}$	D_R	φ_{cv}°	φ_p°	c (kPa)	k_G^e	k_B^e	k_G^p	me	ne	np	R_f	P_A (kPa)	σ_t	f_{achard}	f_{acpost}
2-7,5 m	15,4	0,57	34	36,20	2	1032	722	668	0,5	0,5	0,4	0,74	100	0	1	0,2
7,5-9 m	23	0,75	33	37,60	2	1233	863	2056	0,5	0,5	0,4	0,69	100	0	1	0,2
9-13,5 m	16	0,62	33	36,45	10	1091	763	960	0,5	0,5	0,4	0,73	100	0	1	0,2
13,5-20 m	45,25	1,05	33	42,05	10	1539	1077	10123	0,5	0,5	0,4	0,62	100	0	1	0,2

5.4. Modelde Kullanılan Eleman Parametrelerinin Belirlenmesi

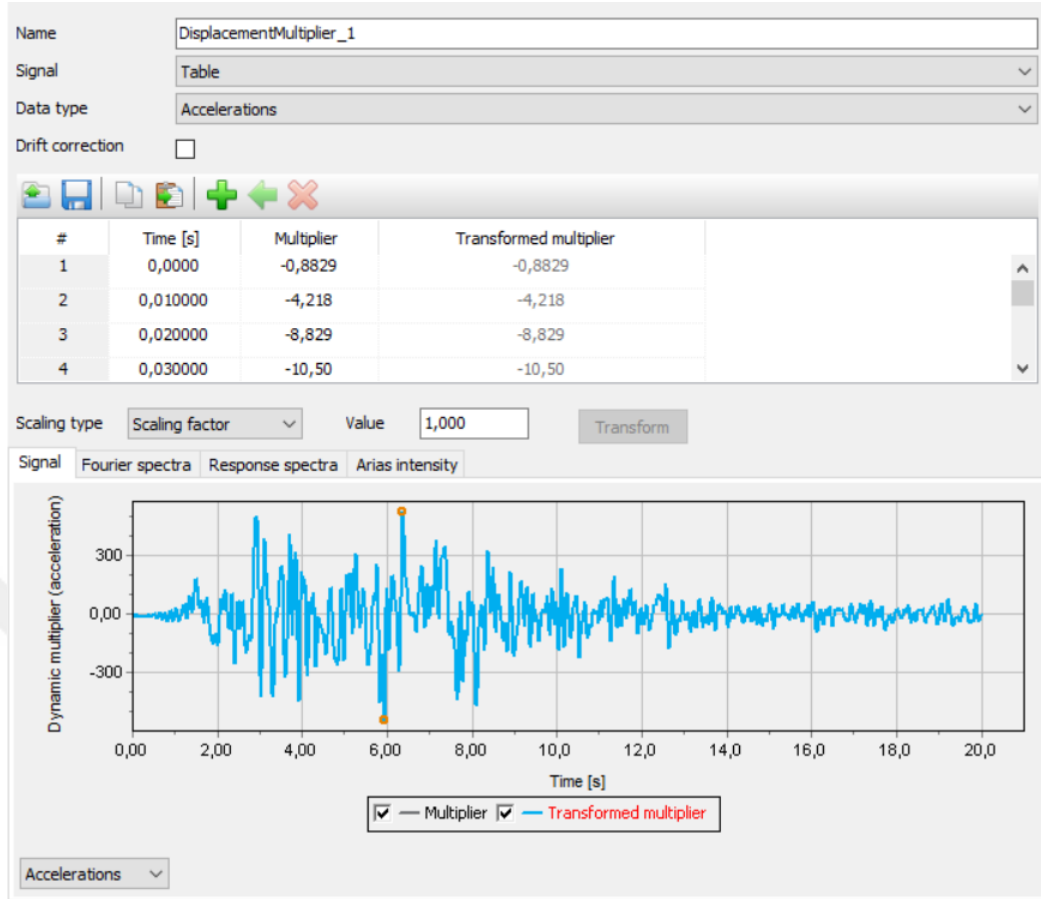
Modelde oluşturulacak olan bina (plate) parametreleri ve iyileştirme için oluşturulan jet grout (embedded beam) parametreleri özellikleri Tablo 5.7.'de verilmiştir.

Tablo 5.2. Modelde kullanılan elemanların özellikleri (PLAXIS 2D CONNECT Edition V21, 2021)

Parametreler	Binanın Gömüde Kalan Bölümü	Binanın Toprak Üstünde Kalan Bölümü	Kolon	Jet Grout	Birim
Modellemede Kullanılan Eleman Türü	Elastik	Elastik	Elastik	Embedded Beamrow	-
Ea ₁	1,2x10 ⁷	9x10 ⁶	-	-	kN/m
E ₁	1,6x10 ⁵	6,75x10 ⁴	-	-	kNm ² /m
W	20	10	-	-	kN/m/m
N	0	0	-	-	-
Rayleigh A	0,232	0,232	-	-	-
Rayleigh B	8x10 ⁻³	8x10 ⁻³	-	-	-
Ea	-	-	2,5x10 ⁶	-	kN
L _{spacing}	-	-	3	2	m
E	-	-	-	3x10 ⁶	kN/m ²
ρ	-	-	-	4	kN/m ³
D	-	-	-	0,6	m
Fs,Start,Min	-	-	-	100	kN/m
Fs,End,Max	-	-	-	150	kN/m
Qu	-	-	-	315	kN

5.5. Yüklerin Belirlenmesi

Dinamik deprem yükünü tanımlamak için (-100,-20) ile (100,20) noktaları arasında yer değiştirme modellenmiştir. Dinamik yer değiştirmesine Sakarya deprem verisi atanmıştır ve veri özelliği olarak ivme seçilmiştir. Dinamik yük penceresi Şekil 5.3.'te verilmiştir.

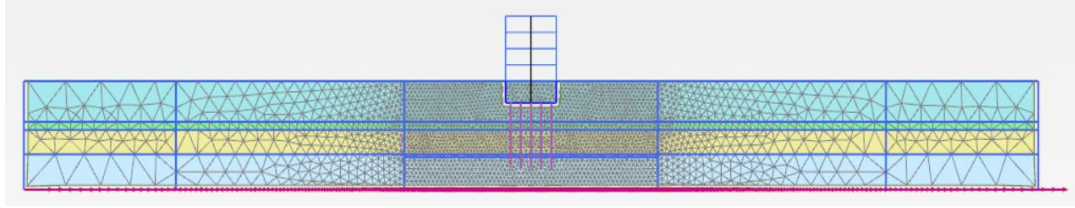


Şekil 5.3. Dinamik yük penceresi

5.6. Model Ağının Oluşturulması

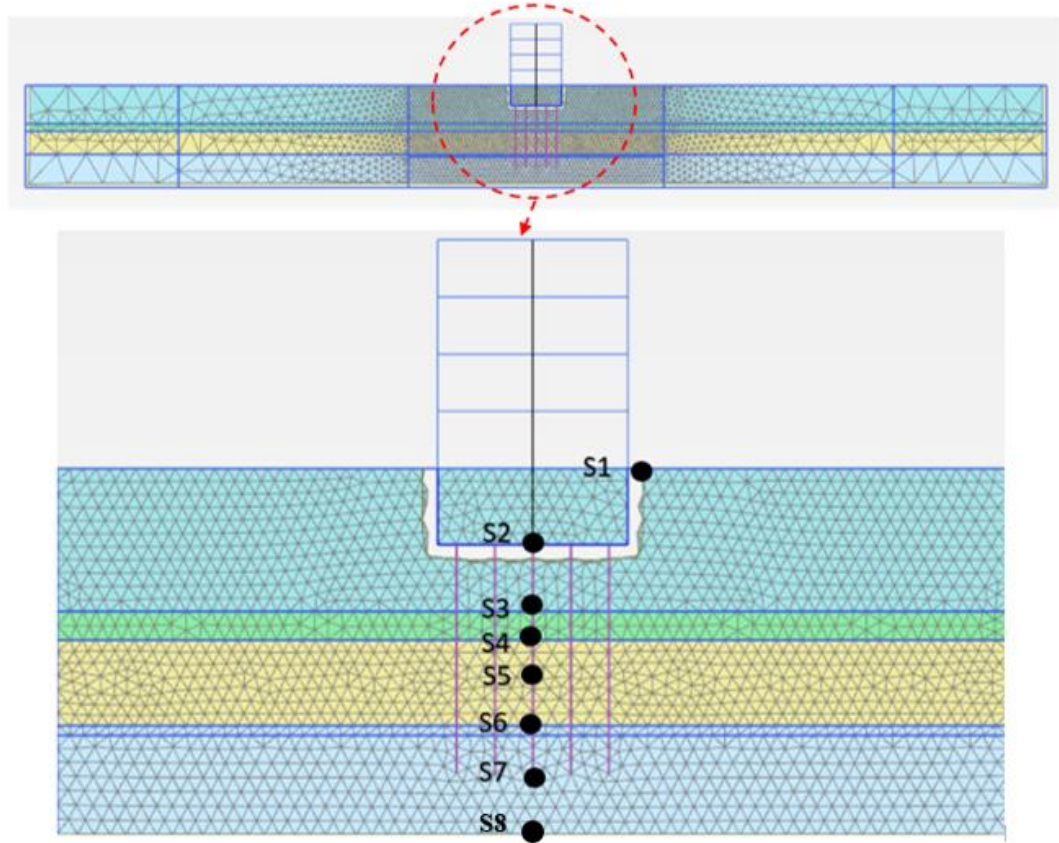
Geometri modeli tanımlandıktan sonra model ağının oluşturulması için geometri sonlu elemanlara bölünmüştür.

Model ağı oluşturulurken meydana gelecek gerilme değişimlerini ve yer değiştirmeleri gerçeğe yakın görebilmek için eleman sayısı önemlidir. Hassas analizin yapılacağı bina çevresinde eleman sayısı artırılmıştır. Binadan uzaklaştıkça eleman sayısı azalacak şekilde model belirlenmiştir. Belirlenen model ağı Şekil 5.4.'teki gibidir.



Şekil 5.4. Model Ağ

Elde ettiğimizde sonuçlarda, iyileştirmenin boşluk suyu basınçlarındaki, deplasmanlardaki ve ivme değişimleri üzerindeki etkisinin görebilmemiz için analiz yapılacak noktaların seçimi önem arz etmektedir. Bu çalışmada S1, S2, S3, S4, S5, S6, S7 ve S8 noktalarında analizler gerçekleştirilmiştir (Şekil 5.5.).



Şekil 5.5. Model Geometri Görünümü ve Analiz Noktaları

Bu çalışmada oluşturulan modellerde hesap aşamaları aşağıdaki gibidir:

- 1) Başlangıç aşaması için K_0 prosedürü uygulanmıştır.

- 2) Birinci aşamada doğal zeminin dinamik durumdaki davranışını incelemek için sadece dinamik deprem yükü uygulanmıştır.
- 3) İkinci aşama başlangıç aşamasına bağlı olarak bina elemanlarının aktif olmasıyla plastik çözüm yapılmıştır.
- 4) Üçüncü aşamada ikinci aşamaya bağlı olarak doğal zemin ve bina elemanlarına dinamik deprem yükü uygulanmıştır. Binanın ve deprem yükünün etkisini aynı anda görülmüştür.
- 5) Dördüncü aşamada gevşek kum zemin profilinde sıvılaşma potansiyeli yüksek olduğu için binanın altında jet-grout kolonları aktif duruma getirilerek plastik bir çözüm yapılmıştır.
- 6) Beşinci durumda ise binanın, jet-grout kolonlarının ve dinamik yük olan deprem yükünün aktif olduğu dinamik bir çözüm yapılmış olup zemin iyileştirmesinin sıvılaşmaya karşı olan etkisi gözlemlenmiştir.

Bütün analizlerde Plaxis'te yer alan, efektif ve rijitlik parametrelerinin kullanıldığı drenajsız davranış (Undrained A) kullanılmış ve analizlere yansıtılmıştır.

Bu çalışmada oluşturulan modellerde hesap aşamaları senaryoları Tablo 5.8.'deki gibidir:

Tablo 5.3. Model Hesap Aşamaları

Senaryo 1		Senaryo 2		Senaryo 3	
Phase Number	Açıklama	Phase Number	Açıklama	Phase Number	Açıklama
0	Başlangıç (K0)	0	Başlangıç (K0)	0	Başlangıç (K0)
1	Doğal Durum (Dinamik)	3	Bina	5	Bina+Jet Grout
		4	Bina+Deprem	6	Bina+Jet Grout+Deprem

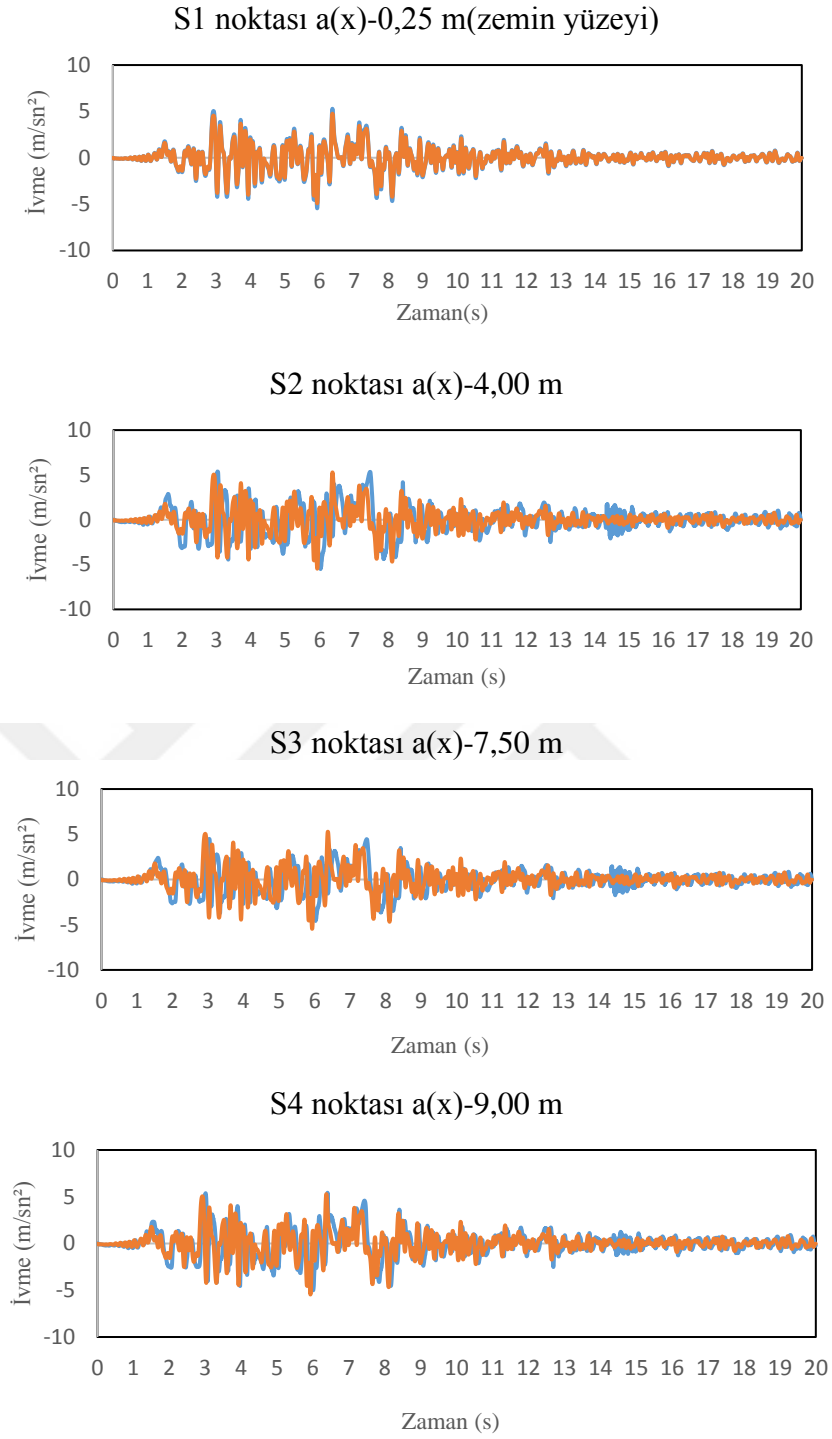
BÖLÜM 6. SAYISAL ANALİZ SONUÇLARININ DEĞERLENDİRİLMESİ

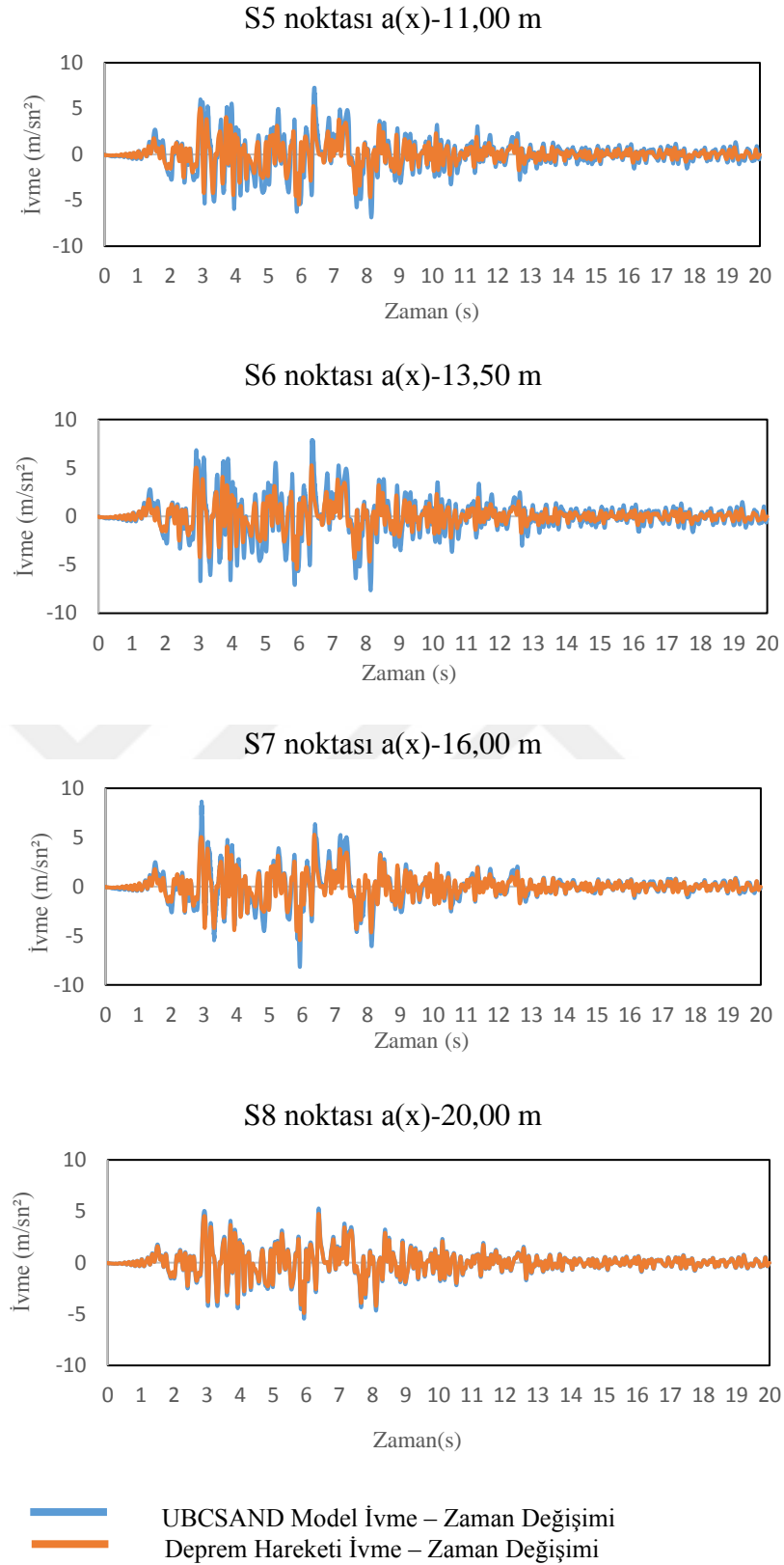
Sıvılaşma potansiyeli yüksek olan Adapazarı zemininin sayısal analiz programı yardımıyla modellenmesi ve ulaşılan analiz sonuçlarında iyileştirmenin boşluksuyu basıncı, ivme ve deplasman değerlerine olan etkisi incelenmiştir.

6.1. İvme Değişimleri

Sayısal analiz çalışmaları sonucunda Şekil 5.5.'te gösterilen analiz noktalarında alınan ivme-zaman değişimleri Adapazarı deprem girdisi ivme-zaman değerleri ile karşılaştırılmış ve Şekil 6.1.' de gösterilmiştir.

UBCSAND model genel olarak deprem girdisiyle yakın bir şekilde ivme davranışı göstermiştir. Ancak 11.00 m (S5), 13.00 m (S6), 16.00 m (S7) noktalarında analiz sonuçları ile deprem girdi hareketi sonuçları arasında farklılıklar görülmektedir. Söz konusu analiz noktalarında maksimum ivme değerleri incelendiğinde 11.00 m' de S5 noktasında analiz ivme değişimleri deprem girdisine göre %38, 13,50 m S6 noktasında %45, 16 m S7 noktasında ise %65 daha fazladır. Özellikle zemin yüzeyinde ve -20 m'de elde edilen maksimum ivme değeri ile deprem girdisinin ivme değeri birbirine oldukça yakın çıkmaktadır.





Şekil 6.2. İvme değişimlerinin deprem verisiyle karşılaştırılması

6.2. Deplasman Değişimleri

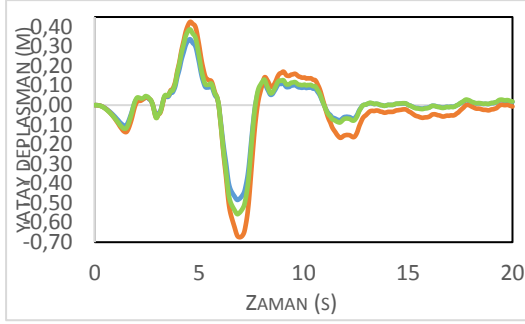
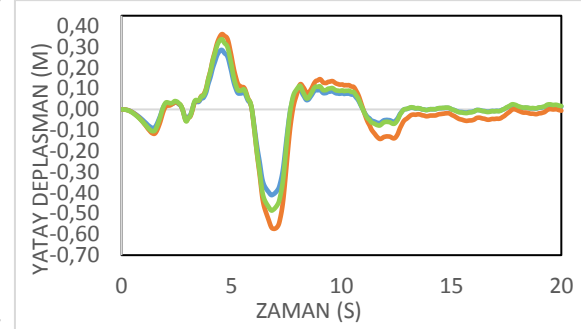
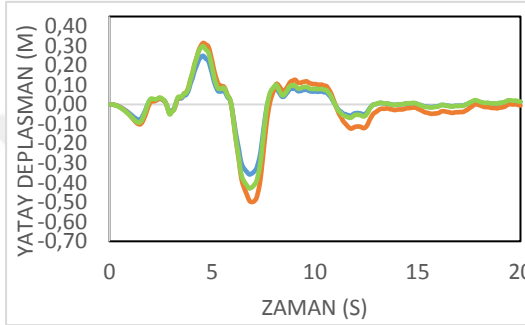
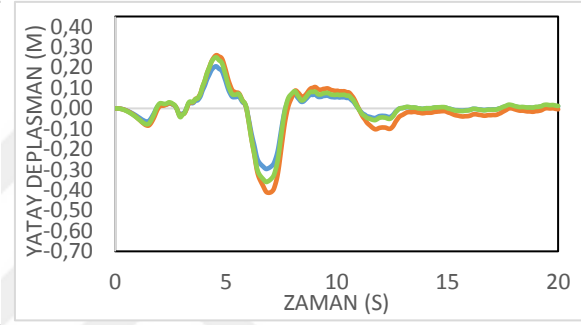
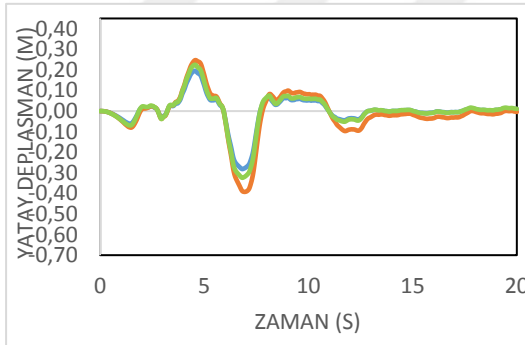
Sayısal analizler sonucunda deplasman değişimleri doğal durum (aşama 1), binanın aktif olduğunda depremin etki ettiği durum (aşama 3) ve bina, deprem ve jet-grout kolonlarının aktif olduğu duruma depremin etki ettiği durumda (aşama 5) karşılaştırılmış olup zemin iyileştirmesinin deplasmanlardaki değişime olan etkisi değerlendirilmiştir.

UBC3D-PLM model ile gerçekleştirilen analizlerde iyileştirmenin etkisi ile deplasmanların 4 m (S2) noktasında 4,8.sn'de %12, 7.sn'de %18, 12.sn'de %59 oranında, 7,50 m (S3) noktasında 4,8.sn'de %9, 7.sn'de %18, 12.sn'de %64 oranında, 9 m (S4) noktasında 4,8.sn'de %12, 7.sn'de %24, 12.sn'de %50 oranında, 13,50 m (S6) noktasında 4,8.sn'de %4, 7.sn'de %17, 12.sn'de %44 oranında, 16 m (S7) noktasında 4,8.sn'de %8, 7.sn'de %26, 12.sn'de %56 oranında azaltıldığı gözlemlenmiştir. Deplasmanlardaki iyileşmeyi gösteren değerler Tablo 6.1.'de, deplasmanlar değişim-zaman grafikleri Şekil 6.3.'te verilmiştir.

Deplasmanlardaki değişim boşluk suyu basınçlarındaki değişim ile birlikte incelendiğinde deprem etkisinde olan binanın oturacağı zeminde yapılan iyileştirme boşluk suyu basınçlarındaki ani artışlara engel olduğundan deplasmanları azaltmakta olup iyileştirmenin etkisi görülmektedir.

Tablo 6.1. Analiz Noktalarında Deplasman Değerlerinin Karşılaştırılması

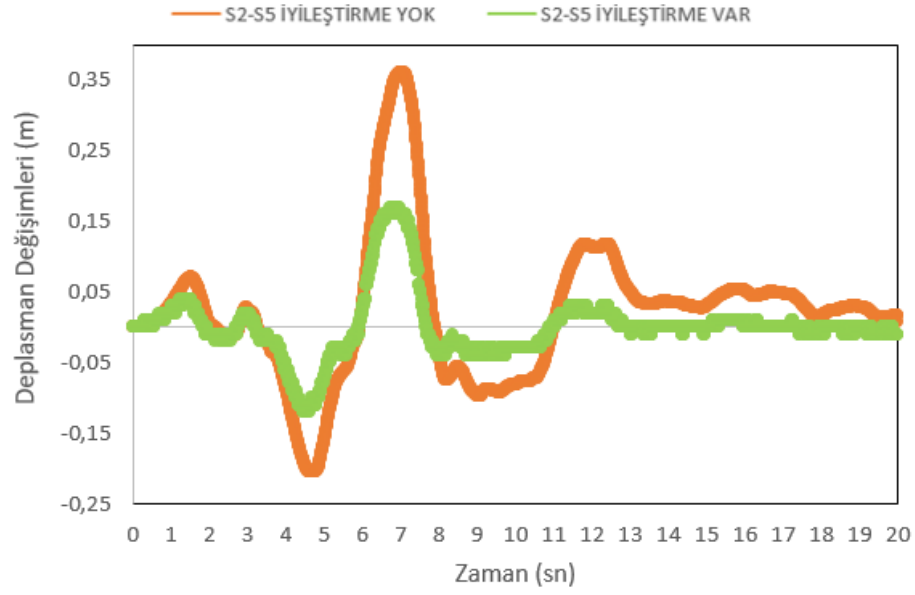
S2 Noktası (-4m)	4.8. sn'de Deplasman Değerleri	7.sn'de Deplasman Değerleri	12.sn'de Deplasman Değerleri
İyileştirme Yok	0,43	0,68	0,17
İyileştirme Var	0,38	0,56	0,07
% Fark	12	18	59
S3 Noktası (-7,50m)	4.8. sn'de Deplasman Değerleri	7.sn'de Deplasman Değerleri	12.sn'de Deplasman Değerleri
İyileştirme Yok	0,35	0,57	0,14
İyileştirme Var	0,32	0,47	0,05
% Fark	9	18	64
S4 Noktası (-9,00m)	4.8. sn'de Deplasman Değerleri	7.sn'de Deplasman Değerleri	12.sn'de Deplasman Değerleri
İyileştirme Yok	0,34	0,5	0,12
İyileştirme Var	0,3	0,38	0,06
% Fark	12	24	50
S6 Noktası (-13,50m)	4.8. sn'de Deplasman Değerleri	7.sn'de Deplasman Değerleri	12.sn'de Deplasman Değerleri
İyileştirme Yok	0,26	0,42	0,09
İyileştirme Var	0,25	0,35	0,05
% Fark	4	17	44
S7 Noktası (-16,00m)	4.8. sn'de Deplasman Değerleri	7.sn'de Deplasman Değerleri	12.sn'de Deplasman Değerleri
İyileştirme Yok	0,25	0,39	0,09
İyileştirme Var	0,23	0,29	0,04
% Fark	8	26	56

S2 noktası $u(x)$ -4,00 mS3 noktası $u(x)$ -7,50 mS4 noktası $u(x)$ -9,00 mS6 noktası $u(x)$ -13,50 mS7 noktası $u(x)$ -16,00 m

— DEPREM
 — BİNA+DEPREM
 — BİNA+DEPREM+J.G.

Şekil 6.3. Analiz noktalarındaki yatay deplasman değişimleri

S2 (4m), S5 (11m) noktalarında iyileştirmenin olduğu durumda ve olmadığı durumda deplasman değişimlerinin farkları incelenmiş olup Şekil 6.4.'te verilmiştir. Yapılan iyileştirmenin iki nokta arasındaki yer değiştirmeler üzerinde etkisi olduğu ve yer değiştirme farklarını azalttığı gözlemlenmektedir.



Şekil 6.4. S2-S5 Noktalarındaki Deplasman Değişimleri Farkları

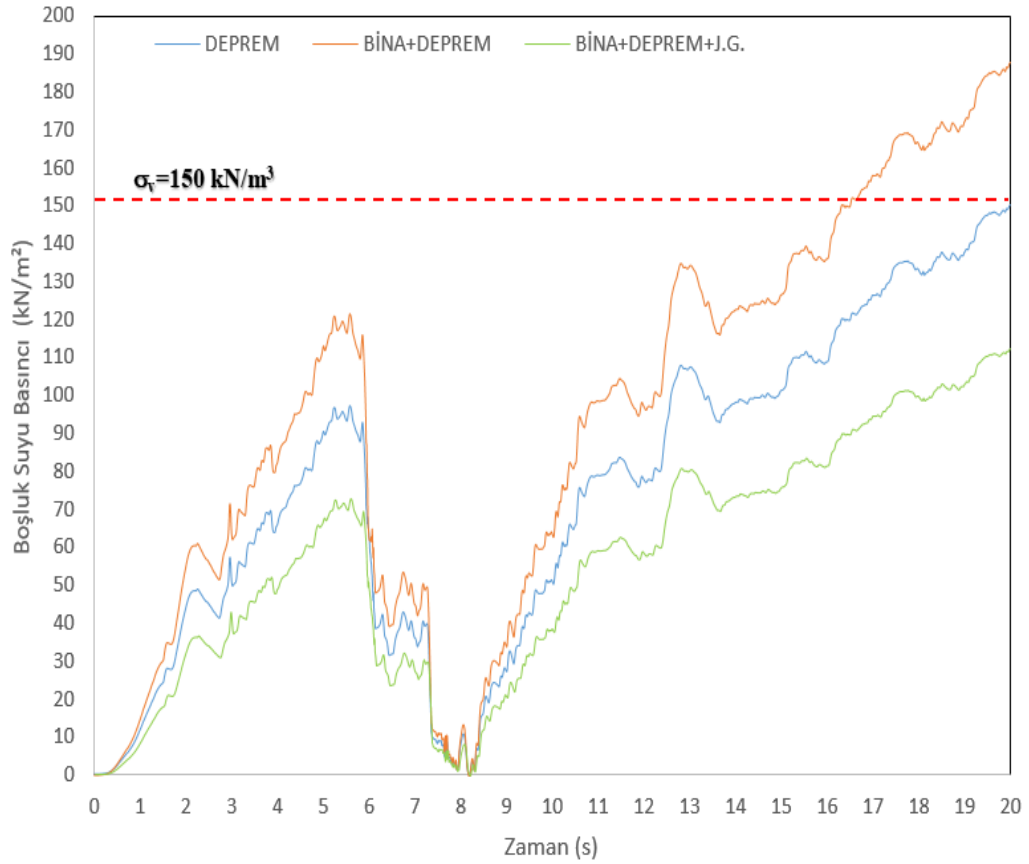
Sayısal analizler sonucunda boşluk suyu basıncındaki değişim doğal durum (aşama 1), binanın aktif olduğunda depremin etki ettiği durum (aşama 3) ve bina, deprem ve jet-grout kolonlarının aktif olduğu duruma depremin etki ettiği durumda (aşama 5) karşılaştırılmış olup zemin iyileştirmesinin boşluk suyu basıncındaki değişime olan etkisi değerlendirilmiştir.

Boşluk suyu basıncının zamana göre değişimini gösteren Şekil 6.5.'teki grafik incelendiğinde 7,50 m (S3) noktasında iyileştirmenin olmadığı durumda boşluk suyu basınçlarının 16,50.sn'de toplam gerilmeye ulaştığı ve sıvılaşmanın gerçekleştiği iyileştirmenin yapıldığı durumda ise boşluk suyu basınçlarının toplam gerilmeye ulaşmadığından sıvılaşmanın önüne geçildiği gözlemlenmiştir.

Özener P.T. (2007) , çalışmasında UBCSAND modelin drenajsız efektif gerilme parametrelerini kullanarak çalışmasından dolayı, drenajsız olarak çalışan analizlerde hacim değişiminin meydana gelmediği kabul edildiğinden UBCSAND model sonucunda elde edilen boşluksuyu basınçlarında da herhangi bir sönüm olmadığını belirtmiştir (Özener, 2007). Sonuçlar 16,50.sn'de karşılaştırıldığında boşluk suyu

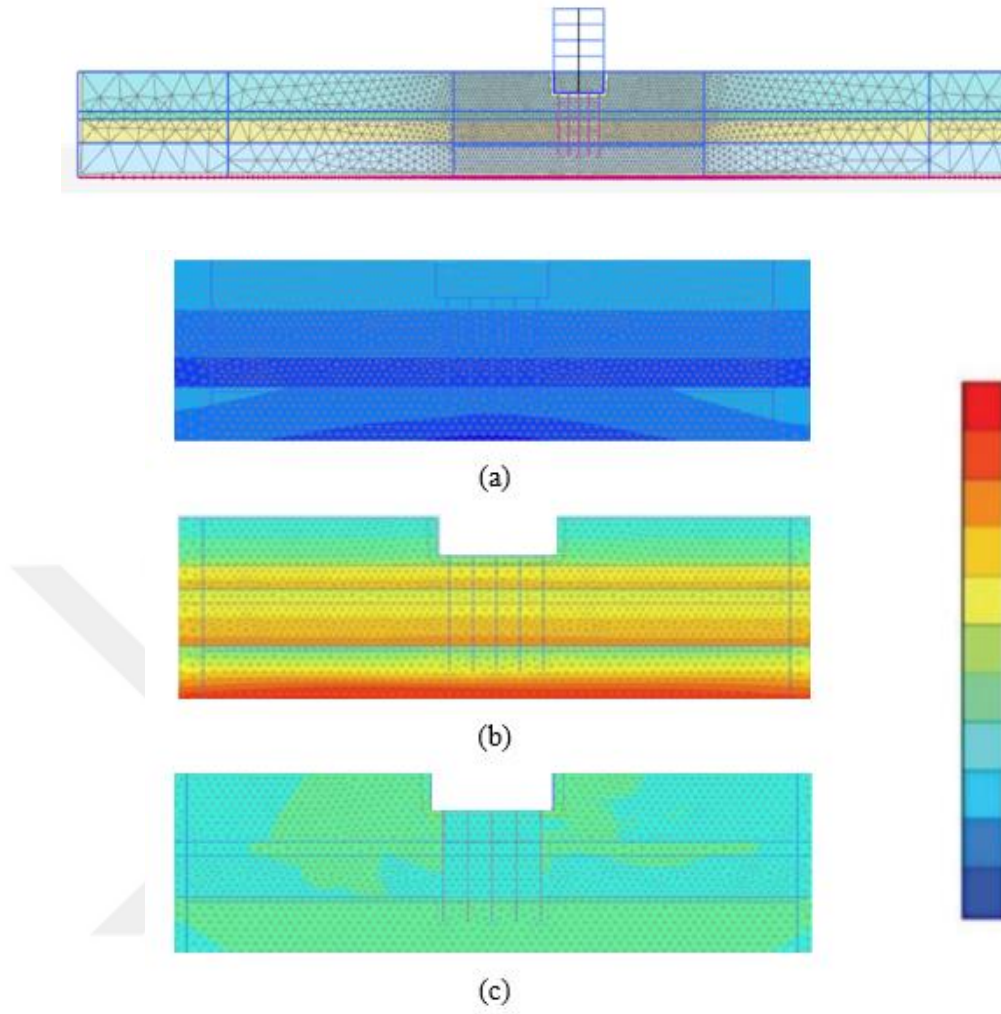
basınçlarının iyileştirmenin olduğu durumda iyileştirmenin olmadığı duruma göre %25 oranında azaldığı gözlemlenmiştir.

Burada dikkat edilmesi gereken unsur UBCSAND modelin sıvılaşma başlangıcını ve artık boşluk suyu basıncı dağılımını iyi bir şekilde yansıttığını ancak artık boşluksuyu basınçlarını sönmüleyemediğinin bilincinde olarak modelin kullanılması ve sonuçların değerlendirilmesidir.



Şekil 6.5. 7.5 m (S6) noktasında boşluksuyu basınçlarındaki değişimin karşılaştırılması

Plaxis 2D analiz sonuçlarında boşluk suyu basınçlarının doğal durum, iyileştirme olmayan durum ve iyileştirme olan durumda boşluk suyu basınçlarındaki değişimi ve iyileştirme etkisi Şekil 6.6.'da görülmektedir.



Şekil 6.6. Sayısal analiz sonucunda elde edilen (a) doğal durumda boşluk suyu basıncı dağılımı, (b) binanın aktif olduğu durumda boşluk suyu basıncı dağılımı, (c) jet-grout kolonlarının aktif olduğu durumdaki boşluk suyu basıncı dağılımı

BÖLÜM 7. SONUÇLAR VE TARTIŞMALAR

Bu çalışmada, Adapazarı zemininden seçilen tipik bir kesit üzerinde farklı yöntemlerle sıvılaşma potansiyeli belirlenip Plaxis'te sıvılaşma modeli olan UBCSAND ile modellenerek zemin sıvılaşması ivme, boşluksuyu basıncı ve deplasmanlar açısından değerlendirilerek zemine uygulanacak iyileştirmenin sıvılaşmaya olan etkisi incelenmiştir.

Sıvılaşma potansiyeli yüksek olan kesitte yatay deplasman davranışındaki iyileşmenin;

- 4 m (S2) noktasında 4,8.sn'de %12, 7.sn'de %18, 12.sn'de %59,
- 7,50 m (S3) noktasında 4,8.sn'de %9, 7.sn'de %18, 12.sn'de %64,
- 9 m (S4) noktasında 4,8.sn'de %12, 7.sn'de %24, 12.sn'de %50,
- 13,50 m (S6) noktasında 4,8.sn'de %4, 7.sn'de %17, 12.sn'de %44,
- 16 m (S7) noktasında 4,8.sn'de %8, 7.sn'de %26, 12.sn'de %56 olduğu belirlenmiştir.

Sıvılaşma potansiyeli yüksek olan kesitte boşluk suyu basıncındaki değişimler incelendiğinde;

- 7,50 m (S3) noktasında iyileştirmenin olmadığı durumda boşluk suyu basınçlarının 16,50.sn'de toplam gerilmeye ulaştığı ve sıvılaşmanın gerçekleştiği iyileştirmenin yapıldığı durumda ise boşluk suyu basınçlarının toplam gerilmeye ulaşmadığından sıvılaşmanın önüne geçildiği belirlenmiştir. Boşluk suyu basınçlarının iyileştirmenin olduğu durumda iyileştirmenin olmadığı duruma göre %25 oranında azaldığı gözlemlenmiştir.

Sıvılaşma potansiyeli yüksek olan kesitte ivme-zaman grafiğindeki değişimler incelendiğinde ise;

- UBC3D-PLM modelden elde edilen ivme-zaman sonuçları genellikle deprem hareketi sonuçlarına benzer ivme davranışı göstermiştir. Özellikle yüzeyde oluşan maksimum ivme değişimlerinde analiz sonuçları ile deprem girdi hareketinin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Ancak 11.00 m (S5), 13.00 m (S6), 16.00 m (S7) noktalarında maksimum ivme değerleri incelendiğinde 11.00 m' de S5 noktasında analiz ivme değişimleri deprem girdisine göre %38, 13,50 m S6 noktasında %45, 16 m S7 noktasında ise %65 daha fazladır.

Yeni deprem yönetmeliğinde zemin sıvılaşma analizinde, sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesine ek olarak sıvılaşma sonrası meydana gelebilecek dayanım ve rijitlik kaybının da dikkate alınması gerekliliği UBCSAND model ile yapılan analiz sonuçlarının dikkatli şekilde değerlendirilmesini kaçınılmaz kılmaktadır. Bu çalışmada her ne kadar zemin iyileştirmesinin sayısal analiz yöntemiyle sıvılaşmaya karşı etkisi olumlu yönde olduğu görülse de modelin sönmeme kapasitesi eksikliğinden kaynaklı yapılan analizlerin bu husus göz ardı edilmeden dikkatli bir şekilde yapılması gerekmektedir.

KAYNAKÇA

- Akbari , A., Eslami, A., & Nikookar, M. (2021). Influence of Soil Stiffness on The Response of Piled Raft Foundations Under. *Transportation Infrastructure Geotechnology*.
- Andrianopoulos, K., Papadimitriou, A., & Bouckovalas, G. (2010). Bounding Surface Plasticity Model for the Seismic Liquefaction Analysis of Geostructures. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (s. 895–911). içinde
- Baez, J. (1995). A Design Model for the Reduction of Soil Liquefaction by Vibro-Stone Columns. Ph.D. Dissertation Univ.of South Caroline.
- Beaty, M. H., & Byrne, P. (1998). An Effective Stress Model for Predicting Liquefaction Behaviour of Sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III* (s. 766-777). içinde ASCE Geotechnical Special Publication.
- Beaty, M., & Byrne, P. (1998). An Effective Stress Model for Predicting Liquefaction Behaviour of Sand. *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III* (s. 1-766–777). içinde ASCE Geotechnical Special Publication.
- Beaty, M., & Byrne, P. (2011). UBCSAND Constitutive Model Version 904aR.
- Bell, J. (1978). “Future Advances in Soil Placement and Improvement. *Journal of The Geotechnical Engineering Division ASCE, Vol.104, No.GT1, 1-10.*
- Bol, E., Önalp, A., Arel, E., Sert, S., & Özocak A. (2010). Liquefaction of silts: the Adapazari criteria. *Bulletin of Earthquake Engineering*.
- Boulanger, R. (2012). Shear Reinforcement Effects for Liquefaction Mitigation. *PEER Annual Meeting Berkeley*, (s. 26-27).
- Boulanger, R., & Idriss, I. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *J. Geotechnical Geoenvironmental Engineering*, , ASCE, 132(11),1413-1426.
- Bray, J., & Sancio, B. (2006). Assessment of the liquefaction susceptibility of fine-grained soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, ASCE 132:9, 1165-1177.
- Brinkgreve, R., Swolfs, W., & Engin, E. (2011). *PLAXIS User’s Manual*. The: PLAXIS.

- Byrne, P., Park, S., Beaty, M., Sharp, M., Gonzalez, L., & Abdoun, T. (2004). Numerical Modeling of Liquefaction and Comparison with Centrifuge Tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(2), 193–211.
- Castro, G., & Christian, J. (1976). Shear strength of soils and cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 887-894.
- Clemente, J., & Davie, J. (1999). Stone Columns for Settlement Reduction. *American Society for Testing and Materials 1-2*.
- Coduto, D. P. (2001). Principles and Practices. New Jersey: Prentice Hall. *Foundation Design*.
- Datye, K. (1978). Special Construction Techniques. *Proceeding ICS Conference on Geotechnical Engineering*, (s. 30-44). New Delhi, India.
- DAVRAN, S., & AHMET, H. (1975). GGFJFH. *GHHGHF*, 15,20.
- De Beer, E. (1970). Experimental Determination on the shape factors and the bearing capacity factors of sand. *Geotechnique*, Vol 2, No 4, 387.
- E., G. (1999). *Negatif Çevre Sürtünmesinin Kazık Taşıma Gücüne Etkisi*. İstanbul: Yüksek Lisans Tezi, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü.
- E.J., B. (1996). *Foundation Analysis And Design*. Singapore: 5th Edition.
- Erken, A. (2001). The Role of Geotechnical Factors on Observed Damage in Adapazarı. *Proceedings of the XVth International Conference on Soil Mechanics & Geotechnical Engineering*. İstanbul.
- Erol, A. O., & Bayram, Z. Ç. (2018). *Jet Enjeksiyon Yöntemi*. Ankara: Yüksel Proje.
- Ferrito, J. (1997). *Design Criteria for Earthquake Hazard Mitigation of Navy Piers and Wharves*. U.S. Naval Facilities, Engineering Services Center, Port Hueneme, CA, Mar.
- Galavi, V., Petalas, A., & Brinkgreve, R. (2013). Finite Element Modelling of Seismic Liquefaction in Soils. *Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA*, 55-64.
- Gibson, R., & Anderson, W. (1961). "In-situ Measurement of Soil Properties with Pressuremeter. *Civil Engineering and Public Works Review*, Vol.56, No.658.
- Güzeller, E. (1999). *Negatif Çevre Sürtünmesinin Kazık Taşıma Gücüne Etkisi*. İstanbul: Yüksek Lisans Tezi İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Honhkong Hükümeti İnşaat Müh.Dep.Geoteknik.Müh. (2006). Foundation Design And Construction Geo . *Publication*, Sayı:1/2006, 93-100.
- Huang, Y., & Wen, Z. (1927-1938, 2015). Recent Developments of Soil Improvement Methods for Seismic Liquefaction Mitigation. *Natural Hazards*.

- Hughes, J., & Withers, N. (1974). Reinforcing of Soft Soil Cohesive Soils with Stone Columns. *Ground Engineering, Vol.7, No.3*, 42-49.
- Idriss, I., Sing, R., & Dobry, R. (1978). Nonlinear behavior of soft clays during cyclic loading. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE* 104:12, 1427-1447.
- Idriss, I., & Boulanger, R. (2004). Semi-Empirical Procedures for Evaluating Liquefaction Potential During Earthquakes. *11th ICSD and 3th ICEGE*, UC Berkeley, California, U.S.A.
- Ishihara, K. (1993). Liquefaction and Flow Failure During Earthquakes. *Geotechnique* (s. 351-451). içinde
- Iwasaki, T., Arawaka, T., & Tokida, T. (1982). *Simplified procedures for assessing soil liquefaction during earthquakes*. Southampton, UK: Proceedings of the Conference on Soil Dynamics and.
- Jefferies, M., & Been, K. (2006). *Soil Liquefaction A Critical State Approach*. London & New York: Taylor & Francis Group.
- Jefferies, M., & Been, K. (2006). *Soil Liquefaction*. London: CRC Press.
- Juang, C., Yuan, H., Lee, D., & Lin, P. (2003). A simplified CPT-based method for evaluating liquefaction potential of soils. *J Geotech Geoenviron Eng*, 66-80.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*, Prentice-Hall international series in civil engineering and engineering mechanics, Upper Saddle River. Prentice-Hall.
- Kramer, S. (1996). *Geotechnical Earthquake Engineering*. Prentice Hall. New York.
- Kramer, S., & Elgamal, A. (2001). *Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance Based Earthquake Engineering*. Berkeley, California: Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Kumbasar, V., & Kip, F. (1992). *Zemin Mekaniği Problemleri*. İstanbul: Çağlayan Kitabevi.
- Kurt, E. (2011, Haziran). Darbeli Kırmataş Kolon ve Taş Kolon Elemanlarına ait Yükleme Testlerinin Sayısal Analizi ve Sonuçlarının Karşılaştırılması. *İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi*. İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yüksek Lisans Tezi.
- Letsios, C., Lagaros, N., & Papadrakakis, M. (2014).
- Leung, Y., Klar, A., & Soga, K. (2010). Theoretical Study on Pile Length Optimization of Pile Groups and Piled Rafts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136, 319-320.
- Liao, S., & Whitman, R. (1986). Overburden correction factors for SPT in sand. *Journal Of Geotechnical Engineering*, 112 (3), 373-377.

- Marka, A. (2013). . Evaluation of the UBC3D-PLM Constitutive Model For Prediction of Earthquake Induced Liquefaction On Embankment Dams. TU Delft CITG: Master Thesis.
- Martin, J., & Olgun, C. (2007). Liquefaction Mitigation Using Jet-Grout Columns – 1999 Kocaeli Earthquake Case History and Numerical Modeling. *4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering*, (s. Paper No. 1273).
- Meyerhof, G. (1951). The Ultimate Bearing Capacity of Foundations. *Geotechnique, Vol2*, 301-332.
- Meyerhof, G. (1957). “Discussion on research on determining the density of sands by spoon penetration testing. *in Proceedings, 4th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, (s. 3:110). London .
- Mitchell, J. K. (1976). Stabilisation of Soils for Foundations of Structures. *Dept. of Civil Engineering University of California*.
- Mollamamotoğlu, M., & Babuççu, F. (2006). *Zeminlerde Sıvılaştırma Analizi ve İyileştirme Yöntemleri*. Ankara: Gazi Kitabevi.
- Naesgaard, E. (2011). A hybrid effective stress-total stress procedure for analysing soil embankments subjected to potential liquefaction and flow. PHD Thesis in the University of British Columbia.
- Nakanishi, W., & Nakazawa, J. (2006). The Process of Development on Jet Grouting Methods and Their Future. 10-12.
- NRC, & (Council National Research). (1985). *Liquefaction of Soils During Earthquakes*. Washington D.C.: National Academy Press.
- Nyguen, D., Jo, S., & Kim, D. (2013). Design method of piled-raft foundations under vertical load considering interaction effects. *Computers and Geotechnics*, 47,16-17.
- Olgun, C. (2010). Seismic Response of Columnar Reinforced Ground. International Conferences on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics 10.
- Önalp, A., & Sert, S. (2016). *Geoteknik Bilgisi 3*. İstanbul: Birsen Yayınevi.
- Önalp, A., Arel , E., Bol, E., Özocak, A., & Sert, S. (2007, Aralık). Sıvılaştırma Potansiyelinin Belirlenmesinde Koni Penetrasyon Deneyi(CPT) Sönümlenme Yönteminin Uygulanması. Sakarya, Adapazarı: TÜBİTAK MAG Proje No: 104M387.
- Önalp, A., Sert, S., & Bol, E. (2000). Adapazarı Zeminlerinin Deprem Performansı . *Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 8. Ulusal Kongresi*. İstanbul.
- Özaydın , K. (2007). Zeminlerde Sıvılaştırma. *Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*. İstanbul.

- Özdemir, A., & Mehmet , Ö. (2006). Zeminlerin İyileştirilmesi ve Son Yıllarda. *Sondaj Dünyası Dergisi*, 34-38.
- Özener, P. (2007). Depremde Tabakalı Kum Zeminde Oluşan Sıvılaşma ve Sıvılaşma sonrası davranışın Model Deneyle Araştırılması. İstanbul: Doktora Tezi, YÜ Fen Bilimleri Enstitüsü.
- Özsoy, B., & Durgunoğlu, H. (2003). Sıvılaşma Etkilerinin Yüksek Kayma Modüllü Zemin-Çimento Karışımı Kolonlarla Azaltılması. *5. Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı*. İstanbul.
- Petalas , A., & Galavi, V. (2013). *Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM*. The Netherlands: Plaxis Report.
- Petalas, A., & Galavi, V. (2013). *Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM*. The Netherlands: Plaxis Report.
- Petalas, A., & Galavi, V. (2013, Haziran 30). *Plaxis Liquefaction Model UBC3D-PLM*. PLAXIS B.V: <http://kb.plaxis.nl/search/site/UBC3D-PLM> adresinden alındı
- PLAXIS 2D CONNECT Edition V21. (2021). PLAXIS 2D CONNECT Edition V21 Tutorial 16 Free Vibration and Earthquake Analysis of a Building.
- Popescu, R., & Prevost, J. (1993). Centrifuge Validation of a Numerical Model for Dynamic Soil Liquefaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* (s. 73–90). içinde
- Poulos, H. G. (2001). Piled Raft Foundations: Design and Applications. *Geotechnique*, 51,95-113.
- Priebe, H. (1995). The design of vibro replacement. *Ground Eng.*, 28(12), 31–37.
- Priebe, H. (1995). The Design of Vibro Replacement. Keller.
- Puebla, H., Byrne, P. M., & Phillips , R. (1997). Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. *Canadian Geotechnical Journal*, 641-657.
- Puebla, H., Byrne, P., & Phillips, R. (1997). Analysis of CANLEX Liquefaction Embankments: Prototype and Centrifuge Models. *Canadian Geotechnical Journal*, 641–657.
- Ramirez, J., Barrero, A., Chen, L., Dashti, S., Ghofrani, A., Taiebat, M., & Arduino, P. (2018). Site Response in a Layered Liquefiable Deposit: Evaluation of Different Numerical Tools and Methodologies with Centrifuge Experimental Results. *Journal of Geotechnical and GeoEnvironmental Engineering*, 10.1061/(ASCE)GT.1943- 5606.0001947.

- Rayamajhi , D., Tamura, S., Khosravi, M., Boulanger, R., Wilson, D., Asfhord, S., & Olgun, C. (2015). Dynamic Centrifuge Test to Evaluate Reinforcing Mechanisms of Soil-Cement Columns in Liquefiable Sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*, Vol 141 Issue:6 Paper No:04015015.
- Rayamajhi, D., Nguyen, T., Asfhord, S., Boulanger, R., Lu, J., Elgamal, A., & Shao, L. (2014). Numerical Study of Shear Stress Distribution for Discrete Columns in Liquefiable Soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering ASCE, Vol 141 Issue 6*, Paper No.040115015.
- Sağlamer, A. (2014). *ZEMİN İYİLEŞTİRME YÖNTEMLERİ*. sanalsantiye.com: file:///C:/Users/SELEN%20DAVRAN/Downloads/Zemin%20%C4%B0yile%20%C5%9Firme%20Y%C3%B6ntemleri%20-%20KT%C3%9C%20-%20Sanalsantiye-com.pdf adresinden alındı
- Sancio, R., Bray, J., Stewart, J., Youd, T., Christensen, C., Durgunoğlu, H., . . . Seed, R. (2002). *Correlation Between Ground Failure and Subsurface Soil Condition in Adapazarı*. Int. Jnl. Of Soil Dynamics and Earthquake Eng.
- Seed , H. (1979). Soil Liquefaction and Cyclic Mobility Evaluation for Level Ground During. *Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE*, Vol.105(GT2), pp.201-255.
- Seed , H., & Idriss, I. (1982). Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes. *Earthquake Engineering Research Institute*.
- Seed, H., & De Alba , P. (1986). Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of soils. *Proceedings*, (s. In-situ 86).
- Seed, H., & De Alba, P. (1986). Use of SPT and CPT tests for evaluating the liquefaction resistance of soils. *Proceedings*. ASCE.
- Seed, H., & Idriss, I. (1971). Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential. *Journal of Soil Mech*, 97 (9), 1249–73.
- Seed, H., & Idriss, I. (1971). Simplified Procedure for Evaluating the Soil Liquefaction Potential. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*, Vol.97(SM9),.
- Seed, H., Tokimatsu, K., Harder, L., & Chung, R. (1984). *The Influence of SPT Procedures in Soil Liquefaction Resistance Evaluation*. Berkeley: University of California.
- Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Faris, A. (2003). *Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and*. California, Berkeley: Earthquake Engineering Research Center.

- Seed, R., Cetin, K., Moss, R., Kammerer, A., Wu, J., Pestana, J., Faris, A. (2003). Recent advances in soil liquefaction engineering: a unified and consistent framework. *26th Annual ASCE Los Angeles Geotechnical Spring Seminar*. California.
- Sert, S. (2003). Aluviyal Ortamda Kazıklı Yayılı Temellerin Üç Boyutlu Analizi. SAÜ FBE Doktora Tezi.
- Sinha, A., & Hanna, A. (2017). 3D Numerical Model for Piled Raft Foundation. *International Journal of Geomechanics*, 17.
- Sowers, G. (1979). *Introductory Soil Mechanics and Foundations*. New York: McMillian Publishing Co.
- TBDY 2018. (2018). Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği: Deprem Etkisi Altında Binaların Tasarımı için Esaslar. Türkiye Cumhuriyeti, Ankara.
- Theirs, G., & Seed, H. (1968). Cyclic Stress Strain Characteristics of Clay. *Journal of Soil Mechanics and Foundations Division*.
- Tomlison, M. J. (1994). *Pile Design and Construction Practice*. LONDON: EFN&SPON.
- Tsegaye, A. (2010). *Plaxis Liquefaction Model*. The Netherlands: Delf.
- U.S.Aarmy Corps Of Engineers. (1991). Design of Pile Foundations. Washington.
- Varghese, R., Boominathan, A., & Bonerjee, S. (2019). Response Characteristics of a Piled Raft in Clay. *Journal of Earthquake and Tsunami*, 13,1-28.
- Vesic, A. (1972). Expansion of Cavities in Infinite Soil Mass. *Journal of The Soil Mechanics and Foundation Engineering Division*, 265-290.
- Wang, W. (1979). *Some findings in soil liquefaction engineering*. Beijing,China: Water Conservancy and Hydroelectric Power Scientific Research Institute.
- Youd, L., & Idriss, I. (1997). eds Proc.NCEER Workshop on Evaluation Liquefaction Resistance of Soils. Buffola,Newyork.
- Youd, L., & v.d. (2001). *Liquefaction Resistance of Soils*. Summary Report from the 1996 NCEER and 1998.
- Youd, T. (1973). Liquefaction, Flow, and Associated Ground Failure. *US Geological Survey Circular*(688), 1–12.

ÖZGEÇMİŞ

Adı Soyadı : Selen DAVRAN

ÖĞRENİM DURUMU

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet Yılı
Yüksek Lisans	Sakarya Üniversitesi / Fen Bilimleri Enstitüsü / İnşaat Mühendisliği	Devam Ediyor
Lisans	Sakarya Üniversitesi / Mühendislik Fakültesi / İnşaat Mühendisliği	2018
Lise	Hasan Sabriye Gümüş Anadolu Lisesi	2014

İŞ DENEYİMİ

Yıl	Yer	Görev
2020-Halen	Uğur Erdem Mimarlık	İnşaat Mühendisi
2019-2020	Mavi Girişim Mühendislik	İnşaat Mühendisi

YABANCI DİL

İngilizce

ESERLER (makale, bildiri, proje vb.)

1.

2.