ÇANKIRI KARATEKİN ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

SUYA DOYGUN ZEMİNLERDE KAZIKLI TEMELLERİN SİSMİK YÜK KARŞISINDAKİ DAVRANIŞI

Asena Nur TÜZEN

İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

ÇANKIRI
2022

TEZ ONAYI

Asena Nur TÜZEN tarafından hazırlanan **"Suya Doygun Zeminlerde Kazıklı Temellerin Sismik Yük Karşısındaki Davranışı"** adlı tez çalışması 10/08/2022 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oy birliği ile Çankırı Karatekin Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında **Yüksek Lisans Tezi** olarak kabul edilmiştir.

Danışman **:** Doç. Dr. Cihan DOĞRUÖZ

Jüri Üyeleri **:**

Başkan **:** Doç. Dr. Cihan DOĞRUÖZ
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Çankırı Karatekin Üniversitesi

Üye **:** Prof. Dr. Ender SARIFAKIOĞLU
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Çankırı Karatekin Üniversitesi

Üye **:** Doç. Dr. Fatih ÇELİK
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Niğde Ömer Halisdemi Üniversitesi

Yukarıdaki sonucu onaylarım

Prof. Dr. İbrahim ÇİFTÇİ

Enstitü Müdürü

ETİK İLKE VE KURALLARA UYGUNLUK BEYANNAMESİ

Çankırı Karatekin Üniversitesi Lisansüstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliğine göre hazırlamış olduğum **"Suya Doygun Zeminlerde Kazıklı Temellerin Sismik Yük Karşısındaki Davranışı"** konulu tezin bana ait, özgün bir çalışma olduğunu; çalışmamın hazırlık, veri toplama, analiz ve bilgilerin sunumu olmak üzere tüm aşamalarında bilimsel etik ilke ve kurallara uygun davrandığımı, tezin içerdiği yenilik ve sonuçları başka bir yerden almadığımı, tezde kullandığım eserleri usulüne göre kaynak olarak gösterdiğimi, tezin Çankırı Karatekin Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü'nden başka bir bilim kuruluna akademik amaç ve unvan almak amacıyla vermediğimi ve bu çalışmanın Çankırı Karatekin Üniversitesi tarafından kullanılan "Bilimsel İntihal Tespit Programı"yla tarandığını, "intihal içermediğini" beyan ederim. Çalışmamla ilgili yaptığım bu beyana aykırı bir durumun saptanması halinde ortaya çıkacak tüm ahlaki ve hukuki sonuçlara razı olduğumu bildiririm. Çankırı Karatekin Üniversitesi Lisansüstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca gereğinin yapılmasını arz ederim. (10/08/2022)

Asena Nur TÜZEN

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

SUYA DOYGUN ZEMİNLERDE KAZIKLI TEMELLERİN SİSMİK YÜK KARŞISINDAKİ DAVRANIŞI

Asena Nur TÜZEN

Çankırı Karatekin Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Doç. Dr. Cihan DOĞRUÖZ

Bu araştırmanın amacı, sismik yük karşısında sıvılaşabilen zeminlerde kazıklı temellerin davranışlarını incelemek, suya doygun zeminlerin deprem sonrası temelde oluşabilecek hasarlardaki önemini vurgulayarak, hasarlar oluşmadan deprem öncesinde ekonomik, uygulanabilirlik ve hızlı mühendislik çözümlerini saptamak, kazık modellenirken alınması gereken önlemler ve literatürdeki bu konu ile ilgili çalışmaları karşılaştırarak elde edilen sonuçlarla gerçeğe yakın uygulanabilir çıkarımlarda bulunmak, deprem sonrası hasarları minimalize veya yok edebilecek düzeye getirmek için, mühendislerimizin modelleme yaparken göz ardı ettiği kısımların aslında çok önemli olduğunu vurgulamaktır. Zemin iyileştirme yöntemi olarak en çok tercih edilen kazıklı temellerinde, zemin cinsinin, yeraltı su seviyesinin, kazıkların ebatlarının, sismik yük derecesinin vb. birçok parametrelerin doğru analizlerle belirlendikten sonra modellemesinin yapılması gerektiğini vurgulamaktır.

2022, 88 sayfa

ANAHTAR KELİMELER: Kazıklı temeller, Sismik yük, Suya doygun zemin, Sıvılaşabilen zemin

ABSTRACT

Master of Science Thesis

BEHAVIOR OF PILE FOUNDATIONS AGAINST SEISMIC LOADS IN WATER- SATURATED SOILS

Asena Nur TÜZEN

Cankiri Karatekin University
Graduate School of Natural and Applied Sciences
Department of Civil Engineering

Advisor: Assoc. Prof. Dr. Cihan DOĞRUÖZ

The aim of this research is to examine the behavior of pile foundations in soils that can liquefy in the face of seismic load, to emphasize the importance of water-saturated soils in the damage that may occur in the post-earthquake foundation, to determine the economic, applicability and fast engineering solutions before the damage occurs, to take precautions while modeling the pile and to work on this subject in the literature. Our aim is emphasize that the parts that our engineers ignore while modeling are actually very important in order to make realistic and applicable inferences with the result obtained by comparing the result and to minimize or eliminate post-earthquake damage.In pile foundations, which are the most preferredsoil improvement method, the soil type, groundwater level, pile dimensions, seismic load degree, etc. is to emphasize that modeling should be done after many parameters are determined with correct analysis.

2022, 88 pages

Keywords: Piled foundations, Siesmik boads, Water-saturated soils, Liquefiable soils

ÖNSÖZ VE TEŞEKKÜR

"Suya Doygun Zeminlerde Kazıklı Temellerin Sismik Yük Karşısındaki Davranışı" adlı bu çalışma 2019-2022 yılları arasında hazırlanarak Çankırı Karatekin Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsüne "Yüksek Lisans Tezi" olarak sunulmuştur. Bu araştırmanın amacı, sismik yük karşısında sıvılaşabilen zeminlerde kazıklı temellerin davranışlarını inceleyerek, literatürdeki çalışmalar karşılaştırarak, zeminde sıvılaşma olmadan önlemleri almak veya sıvılaşması sonucunda yapılabilecek en ekonomik, en hızlı şekilde çözüm yollarını belirleyerek çıkarımda bulunulmuştur.

Çalışmanın her sürecinde benden emeğin, bilgisini, önerilerini, desteğini benden esirgemeyen, beni yönlendiren tez danışmanım Doç. Dr. Cihan DOĞRUÖZ'e sonsuz teşekkür ederim. Beni yüksek lisans eğitimine teşvik eden ve mühendislik bilinci kazanmamda büyük emekleri olan Doç. Dr. Fatih ÇELİK'e ve Dr. Öğr. Üyesi Şevki ÖZTÜRK'e, mühendislik alanında beraber çalıştığım tüm kıymetli meslektaşlarıma teşekkürlerimi sunarım. Beni yetiştiren, koşulsuz arkamda duran, bugünlere gelmemi sağlayan ve her zaman en büyük destekçilerim olan anneme, babama ve kız kardeşime şükranlarımı sunarım.

Asena Nur TÜZEN
Çankırı, Ağustos 2022

İÇİNDEKİLER

ÖZET ..... **i**
ABSTRACT ..... **ii**
ÖNSÖZ VE TEŞEKKÜR ..... **iii**
SİMGELER DİZİNİ ..... **vi**
ŞEKİLLER DİZİNİ ..... **vii**
ÇİZELGELER DİZİNİ ..... **xi**
1. GİRİŞ **1**
2.KAYNAK ÖZETLERİ **2**
2.1 Kazıklı Temeller **2**
2.2 Sıvılaşma ve Kazıklı Temeller **2**
2.3 Geçmişte Meydana Gelen Depremler **4**
2.4 Deprem Etkisi Altında Yapı – Kazık – Zemin Etkileşimi **7**
2.5 Kazık Hesabında Dikkat Edilmesi Gerekenler **8**
2.6 Kazıklı Temel Tasarımı **8**
2.6.1 Kazıkların sismik yük altındaki davranışı **9**
2.7 Statik Kazık Formülleri **10**
2.7.1 Uç direnci (Q_p veya Q_u) **11**
2.7.1 Kohezyonsuz zeminlerde **12**
2.7.1 Kohezyonlu zeminlerde **13**
2.7.2 Meyerhof yöntemi **13**
2.7.3 Sürtünme direnci formülasyonu (Q_S) **16**
2.7.3 Kumlu zeminlerde sürtünme direnci (f_s) **16**
2.7.3 Lamda yöntemi (λ) **18**
2.7.3 Alfa yöntemi (α) **19**
2.7.3 Beta yöntemi (β) **20**
2.8 Bir Kazığın Emniyetli Taşıma Kapasitesi **20**
2.9 Kazıkların Yanal Taşıma Gücü **21**
2.10 Dinamik Kazık Formülleri **21**
2.11 Kazıklı Temellerin Deprem Hesabı **22**
2.11.1 Deprem hesabı - ortak sistem yaklaşım yöntemi **22**
2.11.2 Deprem hesabı-alt sistem yaklaşım yöntemi **22**
3.MATERYAL VE YÖNTEM **25**
3.1 Erken Özay Kaya Ülker ve Elibol (2004) Depremler Sırasında Zeminlerin Sıvılaşması ve Taşıma Gücü Kayıpları **26**

3.2 Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri (2013) Katsayısı Fazla Olan Yapılarda Sismik Yük-Zemin-Kazık ve Yapı Etkileşimleri 31
4. BULGULAR VE TARTIŞMA 40
4.1 Matlock ve Reese (1956) Kohezyonsuz Topraklarda Tek Kazığın Yanal 40
Yükler Altında Tepkisi 40
4.2 1964 Niigata Deprem Sonrası NFC Binası Destekleyen Kazıkların 42
İncelenmesi 42
4.3 1995 Kobe Deprem Sonrası Köprü Ayaklarının İncelenmesi 43
4.4 Abdoun (1997) Arazide Modellenmiş Bir Kazığın Sismik Yüke Karşı Davranışı 43
4.5 Sonlu Eleman Programında Modellenmiş Bir Kazığın Sismik Yüke Karşı Davranışı 45
4.6 Laminar Kutu İçerisinde Modellenmiş Bir Kazığın Sismik Yüke Karşı Davranışı 47
4.7 11 Farklı Zeminde Modellenmiş Bir Kazığın Sismik Yüke Karşı Davranışı 48
4.8 İki Tabakalı Zemin Profillerinin İçerisinde Bulunan Kazıklı Temellere Gelen Sismik Yüklerinin Yükleme Sonucu Gözlenen Davranışlar 51
4.9 Sıvışabilen Zeminlerde Kazığın Davranışı 56
4.10 Sismik Yük Sonucu Sıvılaşan Zeminlerde Kazıkların P-Y Yöntemi İle Davranışlarının İncelenmesi 63
4.11 Sismik Yük Altındaki Uç Kazıkların Davranışları 69
4.12 Kazık Gruplarının Sismik Etki Altındaki Performansı 72
5. SONUÇ VE ÖNERİLER 82
KAYNAKLAR 85
ÖZGEÇMİŞ 88

SİMGELER DİZİNİ

A_p	Kazık Uç Alanı
As	Kazık Çevre Alanı
C	Kohezyon
C_a	Birim Adezyon
C_s	Kazık Oturma Hesabı Ampirik Katsayısı
C_u	Drenajsız Kayma Mukavemeti
D	Kazık Çapı
D_f	Temel Kalınlığı
E	Elastisite Modülü
E_{oed}	Rijitlik Modülü
E_p	Kazık Elastisitesi
E_{ur}	Boşaltma-Yeniden Yükleme Elastisite Modülü
F_s	Kazık Sürtünme Gücü
G	Kayma Modülü
I_p	Plastik Limit İndisi
K	Yatak Katsayısı
K_0	Sükunetteki Toprak Basıncı Katsayısı
L	Kazık Boyu
S_s	Kazık Elastik Oturması
S_t	Kazık Toplam Oturması
Q_u	Nihai Taşıma Gücü
Q_d	Kazık Toplam Taşıma Gücü
Q_p	Kazık Uç Direnci
Q_{pa}	Servis Yükü Altında Kazık Ucu Tarafından Taşınan Yük
Q_s	Kazık Sürtünme Direnci
Φ	Zemin Kazık Arası Sürtünme Açısı
σ'	Kazık Gerilmesi Boyunca Ortalama Yanal Efektif Gerilme
Ø	İçsel Sürtünme Açısı
ν	Poisson Oranı
SPT	Standart Penetrasyon Deneyi
CPT	Konik Penetrasyon Deneyi
MPT	Menard Presiyometre Deneyi
HSM	Hardening Soil Model (Pekleşen Zemin Modeli)
MC	Mohr Coulomb Zemin Modeli
SS	Soft Soil Model (Yumuşak Zemin Modeli)
TBDY 2019	Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği 2019
AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ASTM	American Society for Testing Materials

ŞEKİLLER DİZİNİ

Şekil 2.1 Sıvılaşan zemin 3
Şekil 2.2 Sıvılaşan zemin 4
Şekil 2.3 Yapı altındaki kazıklı temel.....4
Şekil 2.4 Kazıklı temelin yakından görseli 4
Şekil 2.5 17 ekim 1989 Loma Prieta Depremi (ABD).....5
Şekil 2.6 Kocaeli Deprem sonrası - 17 Ağustos 1999 5
Şekil 2.7 Deprem esnasında sıvılaşan şekil zemin sonucu binanın yan yatması.....6
Şekil 2.8 1964 Niigata depreminde Showa Köprüsü'nün yıkılmış hali.....6
Şekil 2.9 17 Ocak 1995 Kobe Depremi (Japonya) 6
Şekil 2.10 21 Eylül 1999 Chi-Chi Depremi (Çin) 7
Şekil 2.11 8 Ekim 2005 Keşmir Depremi (Pakistan) 7
Şekil 2.12 Kazıklarda şekil değiştirmeler ve iç kuvvetler.....24
Şekil 2.13 Dinamik yük hesabı (Bowles 1996 and Tomlinson 2004) 24
Şekil 3.1 Örselenmemiş kumlu zeminin dinamik davranışı (Erken ve Ülker 1994) 26
Şekil 3.2 Örselenmiş düşük plastisiteli siltli zeminin dinamik davranışı (Erken ve Ülker 1994) 27
Şekil 3.3 Örselenmiş yüksek plastisiteli killi zeminin dinamik davranışı (Erken ve Ülker 1994) 28
Şekil 3.4 Statik yükleme sonucu yumuşak killi zeminlerin davranışı (Erken ve Ülker 1994) 29
Şekil 3.5 Yumuşak killi zeminlerde burulma seviyesindeki gerilim değişim değerleri (Erken ve Ülker 1994).....29
Şekil 3.6 Dinamik yükleme sonucu yumuşak killi zeminlerin statik mukavemet değerleri (Erken ve Ülker 1994) 30
Şekil 3.7 Sismik yük-zemin-temel-yapı etkileşimi (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 31
Şekil 3.8 Kaya ve yumuşak zeminlerdeki hareket (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 32
Şekil 3.9 2575 yıl tekerrür süresi için hedef spektrum ve bununla uyumlu ölçeklendirilmiş ivme- zaman kayıtlarına ait tepki spektrumları (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 33
Şekil 3.10 Şantiye alanı deney sonuçlarının genel özeti (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 34
Şekil 3.11 Dinamik yükleme sonrası zemindeki makaslama birim deformasyon, modül azalım ve sönümlenme oranı ile ilişkisi (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013).....34
Şekil 3.12 Üç boyutlu sonlu elemanlar modeli (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 35

Şekil 3.13 Kinematik etkileşim matrisi eleman tanımları ve denklemleri (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 36
Şekil 3.14 Kinematik sistem rijitlik matrisi elemanlarını belirlenmesi (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 36
Şekil 3.15 Sismik performans analiz sonuçları (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013).....37
Şekil 3.16 Derinlik ile oluşan elastik tepki spektrumların ilişkisi (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 38
Şekil 3.17 Sismik yüklerler sonucu kazıkların etkileşim diyagramları (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013).....38
Şekil 4.1 Zemin modellerine göre derinlik boyunca kazık sapması ve eğilme momentinin değişimi (L = 5.0 m; r = 0.25m) (Matlock ve Reese 1956)..40
Şekil 4.2 Zemin modellerine göre derinlik boyunca kazık sapması ve eğilme momentinin değişimi (L=10.0 m; r = 0.25m) (Matlock ve Reese 1956)..40
Şekil 4.3 Zemin tipinin kazık başı sapmasına etkisi (Matlock ve Reese 956) 41
Şekil 4.4 NFC binasını destekleyen kazıklar (Hamada (1992a)).....42
Şekil 4.5 17 Ocak 1995 Kobe Depremi (Japonya).....43
Şekil 4.6 Model 3 zemin profili-kazık ve model 5a ve 5b zemin profili-kazık (Abdoun 1997).....44
Şekil 4.7 Şev eğimli zemin profili şekil 4.6. kazığın zaman-eğilme momenti (Jinchi ve Diğ. 2004) 46
Şekil 4.8 Kazığın zaman-eğilme momenti (Jinchi ve Diğ. 2004).....46
Şekil 4.9 Kazık modelinin deforme olmuş ağlarının görseli(Jinchi ve Diğ.2004)..46
Şekil 4.10 Sarsma tablasında yükleme aşamaları (Cubrinovski ve Diğ. 2005).....47
Şekil 4.11 Tüm modellerin üç boyutlu görünümü (Çimen ve Diğ. 2009) 49
Şekil 4.12 2 PLAXİS programında iki farklı tasarım modelleri (Görgün Onur ve Tuncan 2016) 52
Şekil 4.13 2 PLAXİS programında iki farklı tasarım modellemenin görseli (Görgün Onur ve Tuncan 2016) 54
Şekil 4.14 Deprem girdi hareketleri (Teymür ve Yılmaz 2007) 57
Şekil 4.15 Zemin kazık profilleri (Teymür ve Yılmaz 2007) 58
Şekil 4.16 Model 1.1.ve Model 1.2. a) 0 m derinlikteki hesaplanan ivme değerleri b) 4m derinlikteki hesaplanan ivme değerleri c) 10 m derinlikteki hesaplanan ivme değerleri (Teymür ve Yılmaz 2007).....59
Şekil 4.17 Model 1.1.ve Model 1.2. a) 0.5m derinlikteki boşluk suyu basınçları b) 1.5m derinlikteki boşluk suyu basınçları c) 5.5 m derinlikteki boşluk suyu basınçları d) 9.5 m derinlikteki boşluk suyu basınçları (Teymür ve Yılmaz 2007).....59
Şekil 4.18 Modellerin 1. yüklemedeki max. yanal kazık deplasmanları (Teymür ve Yılmaz 2007) 60
Şekil 4.19 Modellerin 1. yüklemedeki max. kazık eğilme momentleri (Teymür ve Yılmaz 2007) 60

Şekil 4.20 Modellerin 2. yüklemedeki max. yanal kazık deplasmanları (Teymür ve Yılmaz 2007) 61
Şekil 4.21 Modellerin 2. yüklemedeki max. kazık eğilme momentleri (Teymür ve Yılmaz 2007) 61
Şekil 4.22 Modellerin 3. yüklemedeki max. yanal kazık deplasmanları (Teymür ve Yılmaz 2007) 62
Şekil 4.23 Modellerin 3. yüklemedeki max. kazık eğilme momentleri (Teymür ve Yılmaz 2007) 62
Şekil 4.24 Yanal yüklenen bir kazıkta zemin davranışının temsili çizimi (Öztürk ve Işık 2015) 64
Şekil 4.25 Yatak katsayısı (Öztürk ve Işık 2015) 64
Şekil 4.26 Sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin için p-y eğrisi örneği (Öztürk ve Işık 2015) 64
Şekil 4.27 Analizlerde kullanılan zemin profili, ilk 8 m'si sıvılaşan zemin ortamı (Öztürk ve Işık 2015) 65
Şekil 4.28 LPILE ve SAP2000 programları moment-deplasman grafiği (Öztürk ve Işık 2015) 66
Şekil 4.29 İlk 8 m' si sıvılaşan zemin profili için p-y eğrisi grafiği (Öztürk ve Işık 2015) 66
Şekil 4.30 LPILE programında sıvılaşan zeminde eğilme momenti-derinlik grafiği (Öztürk ve Işık 2015) 67
Şekil 4.31 SAP2000 sıvılaşan zeminde eğilme momenti-derinlik grafiği (Öztürk ve Işık 2015) 67
Şekil 4.32 SAP2000 analizinde kazık uzunluğu-yatay yer değiştirme grafiği (Öztürk ve Işık 2015).....68
Şekil 4.33 LPILE analizinde kazık uzunluğu-yatay yer değiştirme grafiği (Öztürk ve Işık 2015) 68
Şekil 4.34 Kazık taşıma gücü bileşenleri (Kardoğan ve Onur 2017).....69
Şekil 4.35 Kocaeli Depremi ivme-zaman kaydı (Kardoğan ve Onur 2017).....70
Şekil 4.36 Kobe Depremi ivme-zaman kaydı (Kardoğan ve Onur 2017)..... 71
Şekil 4.37 Model A ve B'nin kazıklı temeller modellemesi (Erdemir ve Okur 2011).....73
Şekil 4.38 Model C ve D'nin kazıklı temeller modellemesi (Erdemir ve Okur 2011).....73
Şekil 4.39 Analizlerde kullanılan zemin profilleri (Erdemir ve Okur 2011).....74
Şekil 4.40 Kullanılan zemin-kazık modeli (Erdemir ve Okur 2011).....75
Şekil 4.41 Loma Prieta Depremi ivme zaman grafiği (Erdemir ve Okur 2011).....75
Şekil 4.42 Model Ave B 'nin kumlu zeminlerde kesme kuvveti dağılımları (Erdemir ve Okur 2011).....76
Şekil 4.43 Model C ve D 'nin kumlu zeminlerde kesme kuvveti dağılımları (Erdemir ve Okur 2011).....77
Şekil 4.44 Model A ve B 'nin kumlu zeminlerde kazıklarda eğilme momentlerinin derinliğe göre değişimleri (Erdemir ve Okur 2011) 77

Şekil 4.45 Model C ve D 'nin kumlu zeminlerde kazıklarda eğilme momentlerinin derinliğe göre değişimleri (Erdemir ve Okur 2011).....78
Şekil 4.46 Model A ve B 'nin killi zeminlerde kesme kuvveti dağılımları (Erdemir ve Okur 2011).....79
Şekil 4.47 Model C ve D 'nin killi zeminlerde kesme kuvveti dağılımları (Erdemir ve Okur 2011).....79
Şekil 4.48 Model A ve B 'nin killi zeminlerde kazıklarda eğilme momentlerinin derinliğe göre değişimleri (Erdemir ve Okur 2011) 80
Şekil 4.49 Model C ve D 'nin killi zeminlerde kazıklarda eğilme momentlerinin derinliğe göre değişimleri (Erdemir ve Okur 2011) 80

ÇİZELGELER DİZİNİ

Çizelge 2.1 Yüklemenin kazık üzerindeki etkisi (Birand 2007).....10
Çizelge 2.2 Meyerhof'a göre uç direncinin derinlikle değişimi (a) Tek tabakalı zeminler (b) İki tabakalı zeminler (Das 1984) 14
Çizelge 2.3 Meyerhof Yöntemi Nc* değer belirleme (Das 1984).....15
Çizelge 2.4 Toprak basıncı katsayısının Kderinlikle değişimi (Tuncan 2007).....17
Çizelge 2.5 Lamda değeri kazığın gömülme derinliğine göre değişimi (Tuncan 2007).....18
Çizelge 2.6 Drenajsız kohezyona bağlı A değerleri (Tuncan 2007) 19
Çizelge 2.7 Analiz yönteminin uygulama alanları (TBDY 2019).....23
Çizelge 3.1 İdealize zemin profili ve mühendislik parametreleri (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013) 35
Çizelge 4.1 Zamanla meydana gelen kazık tepkileri: model 3 zaman-eğilme momenti / model 5a ve 5b eğilme momenti-derinlik (Abdoun 1997).....45
Çizelge 4.2 Kazık deplasmanları ve maksimum eğilme momentleri (Cubrinovski ve Diğ. 2005) 47
Çizelge 4.3 Maksimum taban kesme kuvvetleri (Çimen ve Diğ.2009) 50
Çizelge 4.4 Maksimum yer değiştirme değerleri (Çimen ve Diğ. 2009) 50
Çizelge 4.5 Kil ve kum zemin profillerinin zemin Özellikleri (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....51
Çizelge 4.6 Kazıklı temellerin özellikleri (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....51
Çizelge 4.7 Deprem karakteristikleri (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....52
Çizelge 4.8 22,5 metrede killi zeminlerde temelin taşıma gücü hesabı (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....53
Çizelge 4.9 22,5 metrede kumlu zeminlerde temelin taşıma gücü hesabı (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....53
Çizelge 4.10 22,5 m kil zemin için deformasyonlar (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....54
Çizelge 4.11 22,5 m kum zemin için deformasyonlar (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....54
Çizelge 4.12 22,5 metrede kil zeminde deprem etkisi altındaki deformasyonu (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....55
Çizelge 4.13 22,5 metrede kum zeminde deprem etkisi altındaki deformasyonu (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....55
Çizelge 4.14 22,5 metrede kumlu zemine oturan kazıklı temele etki eden eşdeğer yükler (Görgün Onur ve Tuncan 2016).....56
Çizelge 4.15 22,5 metrede killi zemine oturan kazıklı temele etki eden eşdeğer yükler (Görgün Onur ve Tuncan 2016) 56
Çizelge 4.16 Zemin kazık model özelikleri (Teymür ve Yılmaz 2007).....57
Çizelge 4.17 Zemin özellikleri (Öztürk ve Işık 2015) 65
Çizelge 4.18 Beton özellikleri (Öztürk ve Işık 2015) 65

Çizelge 4.19 Kazık boyutları mekanik özellikleri (Kardoğan ve Onur 2017).....70
Çizelge 4.20. Zemin özellikleri (Kardoğan ve Onur 2017).....70
Çizelge 4.21 80-100 cm çaplı Kocaeli Deprem kaydı kullanılan analiz sonuçları (Kardoğan ve Onur 2017).....71
Çizelge 4.22 Analizlerde kullanılan zeminlerin malzeme özellikleri (Erdemir ve Okur 2011) 74
Çizelge 4.23 Analizlerde kullanılan yapısal malzeme özellikleri (Erdemir ve Okur 2011) 74
Çizelge 4.24 Kum zemin tabakasında modellerdeki yer değiştirme miktarları (Erdemir ve Okur 2011) 76
Çizelge 4.25 Modellemelerin Killi Zeminlerdeki Yer Değiştirme Değerleri (Erdemir ve Okur 2011) 78

1. GİRİŞ

Tüm mühendislik yapıları temelleri vasıtasıyla zemine yük iletirler. Ancak zeminin yeterli mukavemete sahip olması durumunda iletilen bu yükleri emniyetle taşıyabilmesi söz konusudur. Ayrıca iletilen bu yükler altında zeminde meydana gelebilecek oturmaların da müsaade edilebilir sınırlar içerisinde kalması gerekir. İşte bu koşulların değerlendirilebilmesi için her yapı temelinin oturacağı zemin için ayrı, yeterli ve doğru zemin etütlerinin, laboratuar deneylerinin yapılması ve elde edilen sonuçların üst yapı bilgisine sahip olan yetkin bir inşaat mühendisi yani bir geoteknik mühendisi tarafından değerlendirilmesi son derece önemlidir. Ayrıca yapı-zemin etkileşiminden kaynaklanabilecek sorunları belirlemek ve yine bu sorunların çözüm yollarını ortaya koymak geoteknik mühendisinin yetki ve sorumluluğundadır.

Geoteknik Mühendisliği'nde temel projelendirilmesinde önce yüzeysel temel yapmanın mümkün olup olamayacağı araştırılır. Yüzeysel temel yeterli değil ise derin temellere başvurulur. Diğer yandan; bir temel taşıma gücü açısından yeterli olabilir ancak istenilenden fazla oturabilir. Bu hallerde, yükleri daha derine aktarmak ve oturmaların istenen sınırlar içinde kalmasını sağlamak için Geoteknik mühendisliğinde ise çözüm yolu olarak zemin ıslah yöntemlerine başvurmaktadır. Kazıklı derin temeller bu yöntemler içerisinde en yaygın kullanılan yöntemlerden birisidir.

Bu tez çalışmam da suya doygun zeminlerde kazıklı temellerin sismik yük karşısındaki davranışını inceleyeceğim. Bu çalışmam da asıl yapmak istenilen;

- Deprem esnasında sıvılaşan zemin kazıklı temellere etkisi nedir?
- Sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin davranışları ile ilgili literatürdeki çalışmalar nelerdir?

sorularını cevaplayabilmek. Tüm bu araştırmalar sonucunda, sıvılaşan zeminlerde kazık temellerin davranışı ile ilgili çıkarımda bulunmak.

2. KAYNAK ÖZETLERİ

2.1 Kazıklı Temeller

İyileştirme yöntemi olarak seçilen kazıklı temeller maddi olarak pahalı bir zemin iyileştirme yöntemidir. Yüzeysel temeller de oturma sınırları içerisinde kalmadığın da veya temel kaymaya karşı yeterli direnç göstermediği durumlarda tercih edilmektedir. Kazıklı temeller, istenilen yükü güvenli bir şekilde taşıyarak, tasarlanması halinde, kazık oturma sınırlarının içerisinde ve kaymaya karşı direnç gösterir. Kazıkların boyu gerektiğinden kısa olması veya kesit alanının yetersizliği kazıklı temeller de çok önemli derecede mühendislik problemlerine neden olmaktadır. Bu nedenle kazıklı temel yöntemi seçilen zeminler de seçilen kazıkların cinsi, kazıkların kesiti ve kazıkların boyu detaylı çalışmalar sonucu belirlenmelidir. Üst yapıdan gelen yüklerin, güvenilir bir şekilde zemine aktarılamadığı durumlarda kazıklı temeller kullanılır. Kazıklı temellerin yanal ve düşey taşıma kapasitesi hesaplanarak, statik yükleri ve deprem yüklerini karşıladığı görülmektedir.

– Zemin iyileştirmesi olarak seçilen kazıklı temellerin, taşıma gücü aşağıdaki yöntemlerle biri tercih edilmektedir. Taşıma gücü;

(a) Kazıklara yüklenen, statik yüklemelerin deney sonuçlarından elde edilen değerler taşıma gücü hesabında kullanılmaktadır.

(b) Kazıklı temeller yapılacak zeminin, sondajları ve araştırmaları sonucu elde edilen zeminin özelliklerini taşıma gücü hesabında kullanılmaktadır.

(c) Kazıklara yüklenen, statik ve dinamik yükleme deneyleri sonucu elde edilen değerler taşıma gücü hesabında kullanılmaktadır.

2.2 Sıvılaşma ve Kazıklı Temeller

Zemindeki taneciklerin depremde oluşan titreşimlerin etkisiyle kayma mukavemeti sıfır olurken bazen de normalden daha düşük bir değere düşer ve suya doygun zeminin taşıma kapasitesinin kaybolmasına neden olmaktadır. Taşıma kapasitesini kaybeden

suya doygun zemin, akışkan gibi davranmaktadır. Dayanımını kaybetmesi sonucu yüzeyde yer alan mühendislik yapılarına ağır hasarlar ve göçmeler görmek mümkündür. Hasarın boyutu saha koşulları, zeminin özelliklerine ve deprem karakteristiği doğrudan etkilemektedir. Genellikle çok gevşek veya gevşek kohezyonsuz zeminler de (ince oranı 0,30-0,35'den az), yeraltı seviyesi yüksek zeminler de, riskli deprem bölgelerinde gözlenmektedir. Zeminlerin cinsi ve türü, dane çapı dağılımı, sıkılık derecesi, yeraltı su seviyesi, rölatif sıkılığı, suyu drene etme durumu, çevresinde maruz kaldığı basınçlar (yan bina vb.), taşıdığı yapı yükü, deprem şiddeti ve büyüklüğü, daha önce maruz kaldığı sismik yükler, deprem süresi sıvılaşan zemine etki eden faktörlerdir. Sıvılaşan zemin bir akışkan gibi davranmaktadır. Şekil 2.1 ve Şekil 2.2 sıvılaşan zemin ile ilgili görseli aşağıda görülmektedir.

Yapıdan gelen yükleri, yüzeydeki zeminin taşıma gücü yetersiz olduğu veya oturma şartları sağlanmadığında ıslah yöntemlerine başvurulur. Bu ıslah yöntemlerden en çok tercih edilen kazıklı temellerdir. Böylece kazıklar temel elemanı olarak, yüzeydeki zayıf tabakayı geçerek daha derindeki taşıma kapasitesi yüksek zemine, gelen yükü güvenli şekilde aktarılırlar. Kazıklar, sadece yükü aktarmanın yanı sıra sıvılaşmaya müsait zeminlerde yatay yönde etkiyen yüklere ve eğilme momentlerine karşı koyacaklardır. Aynı zamanda yan yana imalat edildiğinde, ankraj elemanları ile güçlendirildiğin de dayanım yapısı olarak kullanılmaktadır. Kazıklı temellerin taşıma gücünün belirlenmesinde uygulanacak zeminin cinsi, kazığın boyutu, çapı, imalat şekli, malzemesi, başlığının durumu tekrarlı yükler, kazık aralıkları etki eden faktörlerdir. Şekil 2.3 yapı altındaki kazıklı temel görseli ve Şekil 2.4 kazıklı temelin imalatı yapıldıktan sonra yakından görseli aşağıda görülmektedir.



Şekil 2.1 Sıvılaşan zemin



Şekil 2.2 Sıvılaşan zemin



Şekil 2.3 Yapı altındaki kazıklı temel





Şekil 2.4 Kazıklı temelin yakından görseli

2.3 Geçmişte Meydana Gelen Depremler

- Niigata ve Alaska/Japonya Depremi – 1964 Tarihinde Meydana Gelen
- Loma Prieta Depremi – 1989 Tarihinde Meydana Gelen
- Kobe Depremi - 1995 Tarihinde Meydana Gelen
- Kocaeli Depremi ve 1999 Bolu-Düzce Depremi - 1999 Tarihinde Meydana Gelen
- Chi-Chi Depremi- 1999 Tarihinde Meydana Gelen
- Pakistan Depremi – 2005 Tarihinde Meydana Gelen

Yukarıdaki yazılı olan depremler sonucunda sıvılaşan zemin, yapılar üzerinde büyük ölçekli hasarlar meydana gelmiştir. 1964 Niigata depreminde Niigata Oteli, Japon Yayın Şirketi (NHK), Niigata Aile Adliye Dairesi (NFCH) ve bu yapıları destekleyen betonarme kazıklı temeller deprem sonrasında büyük hasarlara neden olmuştur. Zeminin deprem esnasında oluşan yanal yayılmanın, kazıklara karşı taşıyamayacağı kadar yüksek basınç uygulaması, oluşan bu basınçlara maruz kalan kazıklar hasarların daha büyük olmasına neden olmuştur.

Kazıklar da istenilen sınırlarda kalmayıp, karşılayacağı maksimum tepki değerleri aşarak plastik mafsallaşması ile göçme yaşanmıştır. Ayrıca, hasarlar kazıklarda gözlenen kesme kuvveti ve eğilme kuvvetleri genellikle kazıklı temellerin baş kısımlarında ve sıvılaşmış olan zeminin tabanında görülmüştür. Hamada ve O'Rourke (1992). Shinano nehri üzerine yapılmış olan Showa ve Yachiyo Köprülerinde, köprü payandalarını destekleyen kazıkların deprem sonrası göçmesi, köprü tabanın bir kısmının nehre düşmesine sebep olmuştur. Hamada (1992). Şekil 2.5 1989 yılında Amerika'da gerçekleşen deprem sonrasında köprüdeki tabliye betonunun düşmesi görseli, Şekil 2.6 1999 yılında Kocaeli-Gölcük depremi olduktan sonra oluşan hasarların görseli görülmektedir.



Şekil 2.5 17 Ekim 1989 Loma Prieta Depremi



Şekil 2.6 Kocaeli Deprem Sonrası - 17 Ağustos 1999



Şekil 2.7 Deprem esnasında sıvılaşan zemin sonucu bina

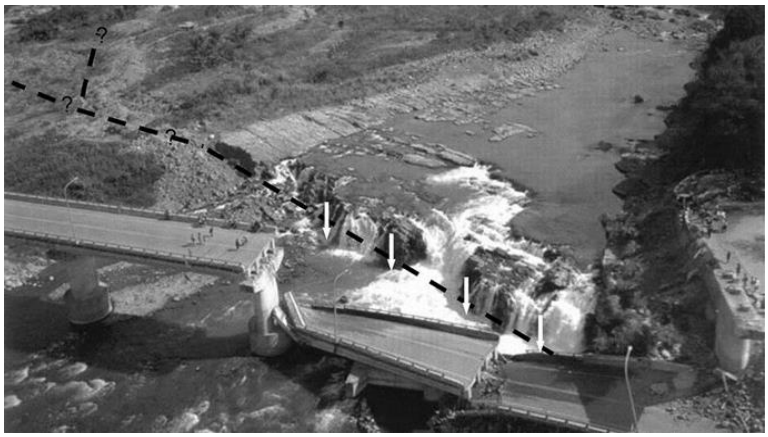


Şekil 2.8 1964 Niigata Depreminde Showa Köprüsü'nün yıkılmış hali

Şekil 2.7 deprem esnasında sıvılaşan zemin sonucu binanın yat yatma görseli ve Şekil 2.8 1964 yılında Niigata depreminde Showa köprüsünün yıkılmış hali aşağıda görülmektedir. Şekil 2.9 1995 yılında Kobe depremi sonucunda sıvılaşan köprü zeminin görseli, Şekil 2.10 1999 yılında Çin'de oluşan 7.3 şiddetindeki depremden sonra köprünün son hali ve Şekil 2.11 2005 yılında Pakistan'da oluşan deprem sonundaki sıvılaşan zeminin görseli aşağıda görülmektedir.



Şekil 2.9 17 Ocak 1995 Kobe Depremi



Şekil 2.10 21 Eylül 1999 Chi-Chi Depremi



Şekil 2.11 8 Ekim 2005 Keşmir Depremi (Pakistan)

2.4 Deprem Etkisi Altında Yapı – Kazık – Zemin Etkileşimi

Zeminler sismik yükleme sonucu, yapı ve zemin etkileşimi, zemindeki iyileştirme yöntemi olan kazıklar ile üst yapıdan gelen yük aktarımları düşünüldüğünde, yapı ve zemin yeni deprem yönetmeliğinde yapı ve zemin ortak sistemde çalıştığı belirtilmiştir. Yapı ve zemin sismik yük sonucu birlikte etkilendiği apaçık ortadadır. Dünyanın taban kayasındaki sismik yük, sonucu oluşan yer hareketleri zeminin içerisinde taban kayasında tanımlanan deprem yer hareketinden oluşan ve zemin ortamı içinde yayılarak zemin ortamına bir süre hareket ettikten sonra geri dönmektedir. Yayılan bu sismik yükler üst yapıya geçmektedir. Hareket sonucu üst yapıda titreşimlere (salınımlara) neden olmaktadır. Bu hareket bir süre sonra tekrardan zemin geri dönmektedir.

Yumuşak killi zeminlerde zemin iyileştirme yöntemi olarak seçilen kazıklar zemin, kazık ve yapı etkileşimi, özellikle sismik yük sonucu kazıkların davranışı önemli derece etkisi vardır. Dünyanın taban kayasında oluşan sismik yük zeminle birlikte içinde bulunan kazıklara önemli şekilde zorlanmalara ve şekil değiştirmelere neden olacaktır. Bu zorlanmalara maruz kalan kazıklar, yapının temelinde genlik, ve frekansına önemli ölçüde değişikliğe neden olacaktır. Eylemsizlik özelliği hariç üst yapıda oluşacak zemin, kazık ve temelde oluşan bu etkileşime kinematik etkileşim denir. Eylemsizlik etkileri sonucu kazıklardan üstyapıya doğru titreşen ve ortamına geri dönen sismik yük dalgalarından dolayı ek zorlanmalar meydana gelir. Bu nedenlerle, yükü aktarmada yeterli olmayan zeminlerde, kazık ve yapı etkileşimini asla göz ardı edilmemesi gerekmektedir.

2.5 Kazık Hesabında Dikkat Edilmesi Gerekenler

- Kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminlerde, literatüre uygun birim çevre, birim uç dirençler ve genel kabuller kazıkların hesabında kullanılmaktır. Kazıkların, taşıma gücü hesabında kazıkların imalat yöntemi etki etmektedir.
- Kazıklı temellerde taşıma gücü, grup içindeki kazığın toplam taşıma gücü ile kazıklar ve kazıklı temellerin oturduğu zeminin taşıma gücünden daha küçük olanı seçilmelidir.
- Yapıların, Deprem Tasarım Sınıfı DTS = 1, 1a, 2, 2a daki kazıklı temellerin, en az iki adetin de statik yükleme deneyi yapılarak modellerken literatürdeki kabullerinin yerinde doğrulandığı ispatlanacaktır (TBDY 2019).

2.6 Kazıklı Temel Tasarımı

Kazıklı temeller tasarlanırken izlenmesi gereken yollar aşağıda gibidir.

1. Bir kazığa gelen toplam yükler hesaplanır. Kazıkların taşıma gücü hesabında ve oturma analizlerinde bu elde edilen toplam yük kullanılır.

2. Kazığın derinliği kadar sondaj yapılarak, yeraltı su seviyesi belirlenir. Sondaj sonucu, zemin profili ve zemin parametreleri elde edilir.

3. Bir kaç farklı modelleme ile kazıkların çapı ve boyu belirlenir.

4. Elde edilen verilerle kazıkların taşıma gücü hesaplanır.

5. Taşıma gücüne ve kazıkların taşıması gereken yüke göre kazıkların merkez aralıkları ve kazık sayısı belirlenir. Kazık grubu içindeki kazıklarınsayısı, kazık başlık boyutları ile birlikte belirlenir.

6. Zeminin derinliklerine doğru aktarılan gerilmeler kontrol edilir. Özellikle kazıkların modellendiği zeminin kazık altında, zayıf zemin tabakasının olup olmadığına bakılır.

7. Kazıkların ve kazık başlıklarının statik tasarımı yapılır.

8. Kazık gruplarının, oturma analizi incelenir.

9. Kazıklara gelen yanal yük kapasitesi teyit edilir.

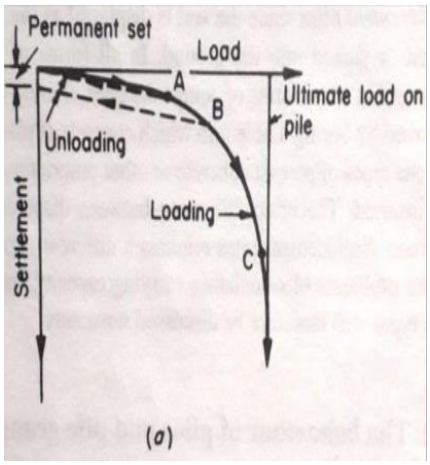
10.Elde edilen değerlerin kontrolü için kazık yükleme deneyleri yapılır. Tek bir kazığa gelen yük elde edildikten sonra kazığın taşıma gücü hesap yöntemleri ile kazık taşıma gücü hesabı yapılır (Mert2012).

2.6.1 Kazıkların Sismik Yük Altındaki Davranışı

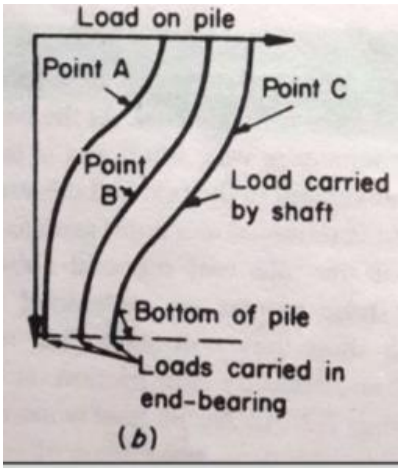
- Kazığın sismik yük altındaki davranışı oturma-yük eğrisi grafiğinden incelenir.
- Yüklemenin ilk aşamalarında zeminde çok az oturma gözlenir. Sadece kazıklarda ve kazıkların çevresindeki zeminde elastik hareketten dolayı meydana gelir.

Şekildeki A noktasında yük kaldırıldığında kazık başlığı eski seviyesine tekrar yükselir. Kazık boyunca yük dağılımı uzama ölçerler vasıtasıyla ölçüldüğünde gelen yükün neredeyse tamamı, gövdesinin üst kısmındaki çevre sürtünmesi ile taşındığı görülür.

Çizelge 2.1 Yüklemenin kazık üzerindeki etkisi (Birand 2007)



a) Yük – oturma eğrisi



b) Kazık gövdesi boyunca alınan (uzama ölçer) okumaları

Yük arttırılarak B noktasına gelindiğinde eğri biraz dikleşir ve yük kaldırıldığında yine bir miktar elastik dönüş olur, ancak kazık başlığı orijinal seviyesine gelmez (kalıcı deformasyon). Uzama ölçerlerden okunan yük artık verilen yüke eşit değildir ve bu kazık ucunun da yük taşımaya başladığını gösterir.

- C noktasına (göçme yükü) yaklaşıldığında küçük yük artışlarında oturma daha hızlı artmaya başlar.
- Uzama ölçer okumaları yük arttırıldıkça kazık gövdesinin taşıdığı yükün taşınan toplam yüke oranının giderek azaldığını göstermektedir.

2.7 Statik Kazık Formülleri

Uç direnci kazık ucundaki kazık en kesit alanı (A_p) ve zeminin birim taşıma kapasitesi (q_p) kullanılarak hesaplanabilir.

$$Q_u = A_p * q_p \quad (2.1)$$

Sürtünme direnci, bir kazıklı temellerdeki kazığın zemine deyen uç kısmın en kesit alanı (A_S) ve zemin içerisindeki kazıkların uzunluğu boyunca birim sürtünme direnci(f_S) ile hesaplanabilir.

$$Q_ç = A_s x * f_s \quad (2.2)$$

Bir kazığın çevre zemini açısından toplam taşıma gücü genellikle iki bileşenden oluşur. Bunlar çevre sürtünmesi $Q_ç$ ve uç direnci Q_u bileşenleridir.

$$Q_{top} = Q_u + Q_ç \quad (2.3)$$

f_s = Birim Sürtünme Direnci

q_p =Kazıkların Uç Kısımdaki Zeminin Birim Maks. Taşıma Kapasitesi

A_s = Kazık Yüzey Sürtünme En Kesit Alanı

A_p= Kazıkların Ucundaki En Kesit Alanı

Q_{top}= Toplam Taşıma Gücü,

Q_u= Uç Direnci

$Q_ç$= Çevre Sürtünmesi Direnci

olmaktadır. Pratikte 1.1 denklemi ile bulunan değere bir güvenlik sayısı uygulanarak servis yükü elde edilir (Birand 2007).

2.7.1 Uç Direnci (Q_p veya Q_u)

Kazık uç mukavemetinin hesaplanması için yüzeysel temellere ait taşıma gücü formülleri kullanılır. Çünkü kazık ucunda oluşan göçme mekanizması yüzeysel temellerin tabanında oluşan ile hemen hemen aynıdır. Kazığın yüzeysel temellerden tek farkı kazık çapının yüzeysel temelin genişliğine oranla çok daha az olmasıdır.

Örneğin, bir kazığın çağı 1 m ise, bir yüzeysel temelin genişliği 10 m veya daha fazla olabiliyor. Buna göre; (kazık için derinlik = D_f yerine uzunluk = L kullanılmıştır)

$$Q_p = q_p * A_p = Ap * (c*N_c + 0.5*\gamma*B*N_\gamma + \gamma*L*N_q) \quad (2.4.a)$$

Diğer bir hesap yöntemi ise,

$$q_p = c*N_c + 0.5*\gamma*B*N_\gamma + \gamma*L*N_q \quad (2.4.b)$$

q_p : Kazığın Ucundaki Birim Alan İçin Uç Direnci

c : Zeminin Kohezyonu

N_c, N_q, $N\gamma$: Zeminin içsel sürtünme açısına göre taşıma kapasitesi değerleri ($f(\phi)$) (yüzeysel temellerde kullanılmaktadır.)

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı

A_p : Kazıkların Uç Kesit Alanı

B : Kazığın Taban Genişliği veya Dairesel Kazıklarda B = D formülasyon kullanılmaktadır.

Kazıkların uzunluğu, çapına göre daha büyük olduğundan dolayı $N\gamma$ teriminin N_q terimine göre daha küçük olduğundan dolayı göz ardı edilebilir. Bununla birlikte yüzeysel temellere göre kazık çapının kapladığı alan daha küçük olduğu için üçüncü formül ihmal edilir (Yazıcı2013).
Kazık uçundaki, uç mukavemeti hesabı bu formülasyonlarla hesaplanılabilir.

$$q_p = \gamma * L * N_q + c * N_c \quad (2.5)$$

Terzaghi yöntemi olan taşıma gücü olan uç direnci formülü, sürtünme kazıkların da kullanılmaktadır.

$$q_u = 1{,}3 * c * N_c + \eta * \gamma' * N_\gamma * B + \sigma_v' * N_q \quad (2.6)$$

c : Zeminin Kohezyonu

γ' : Zeminin Efektif Birim Hacim Ağırlığı

σ_v' : Kazığın Ucundaki Düşey Efektif Gerilme

B : Kazıkların uzunluğu yada çapı

η : Katsayı değeri, Dairesel kazıklar da 0,3 alınırken Kare Kazıklarda 0,4 alınır.

2.7.1.1 Kohezyonsuz Zeminlerde

Uç direnç hesabında kohezyonsuz zeminler de, kohezyon sıfır alınmaktadır. **c=0** değerindedir.

$$q_u = \eta * \gamma'.* B * N\gamma + \sigma_v' * N_q \quad (2.7)$$

Uç direnç formülasyonundaki ikinci terim genellikle ihmal edilirse, formülasyon aşağıdaki gibi olur.

$$q_u = N_q * \sigma_v' \quad (2.8)$$

Kritik derinlik dediğimiz, kazıkların uzunluğu yaklaşık 15-20 B den büyük olması durumunda, düşey efektif değeri (σv') 15-20 B uzunluğuna eşit olarak alınır. Kazık boyu kısa olan kazıklarda ise kazıkların oturduğu ucunda derinlikteki düşey efektif değeri kullanılır (Yazıcı2013).

2.7.1.2 Kohezyonlu Zeminlerde

Yapı yapıldıktan sonra kohezyonlu zeminlerde, taşıma kapasitesi düşük veya kritik olduğu durumlarda (drenajsız) uç direnç hesabında Ø = 0 olarak hesaplanır.

$$q_u = c_u * N_c \quad (2.9)$$

Suya doygun kohezyonlu zemin(drenajsız) içerisindeki, dairesel kazıklarda N_c değeri 9 olarak alınır.

$$q_u = 9 * c_u \quad (2.10)$$

Killi zeminlerde, bir alana gelen kayma direnç değeri ile sürtünme direnç değerinden büyük olabilir fakat küçük olamaz (Yazıcı2013).

2.7.2 Meyerhof Yöntemi

Meyerhof yöntemine göre kazıkların kritik derinliğe doğru inildikçe uç direnci artmaktadır. Kritik derinlikten sonra uç direnç sabit kalır. Modellenen kazıklar, gelen yükü taşıyabilecek zemine gömülme derinliğidir. Homojen zeminler deS L_b=L olarak kabul edilir. Modellenen kazıkların 1 ve 3 metre zemine girme derinliğidir. Bu derinlik ne kadar fazla ise, kazıkların uç dirende o kadar fazla ve büyüktür.

İki tabakalı zeminlerde, ($L \neq L_b$) modellenen kazıkların uç direnci değişim gösterir. İki tabakalı zeminlerde, kritik derinliğin taşıyıcı tabakanın üst yüzeyinden başlayacak şekilde alınması ve üst tabakanın yalnızca sürşarj yaratan etkisinin göz önünde tutulması daha doğrudur.

Kohezyonsuz zeminlerde ($c_u=0$) uç taşıma kapasitesi formülü aşağıdaki gibi olur:

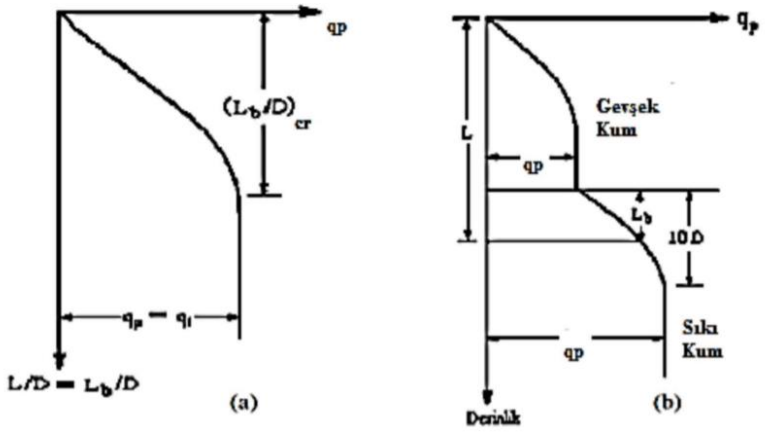
$$Q_u = A_p . q' . N_q^* \leq A_p . q_l \qquad (2.11)$$

$q_1(kN/m^2) = 50.N_q^*.tan\phi$

ϕ: zeminin içsel sürtünme açısıdır.

N_q^* değeri, Meyerhof yöntemi için verilen çizelgeden alınır. Q_u değerinin küçük olanı hesaba esas alınır.

Çizelge 2.2 Meyerhof'a göre uç direncinin derinlikle değişimi



(a) Tek tabakalı zeminler (b) İki tabakalı zeminler (Das 1984)

Meyerhof (1976), homojen bir zeminde ($L=L_b$) q_p'nin standart penetrasyon sayısına (N) bağlı olarak aşağıdaki eşitliği vermiştir.

$$q_p\ (kN/m^2) = 40.N.(L/D) \leq 400N \qquad (2.12)$$

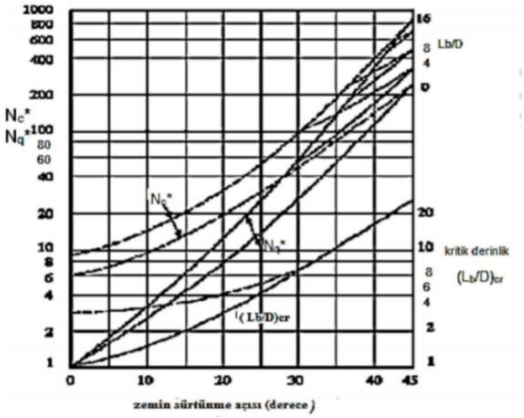
Yukarıda verilen eşitliklerle bulunan qp değerinden küçüğü hesaba esas alınır. Üstte zayıf, altta sıkı kuma giren kazık durumunda q_p aşağıdaki eşitlikle elde edilebilir:

$$Q_p=q^1(l) +[[(q^1(d)-q^1(l). L_b/(10D)] \leq q^1(d) \qquad (2.13)$$

Suya doygun killerde drenajlı durumda (ϕ=0) kazığın uç taşıma kapasitesi aşağıda verilen eşitlik kullanılarak bulunabilir.

$$Q_p = N_c^*.c_u.\ A_p = 9.\ c_u.\ A_p \qquad (2.14)$$

Çizelge 2.3 Meyerhof yöntemi N_c^* değer belirleme (Das 1984)



Meyerhof yöntemi için N_c^* değeri çizelgeden alınır. Suyun tahliye edilmediği drenajsız killi zeminlerde (c, ϕ) aşağıdaki formülasyondaki eşitlik kullanılır:

$$Q_p=A_p*q_p=A_{p*}(c.N_c^* +q'.N_q^*) \qquad (2.15)$$

N_c^* ve N_q^* değerleri, Çizelge 2.3' den bulunmaktadır. Meyerhof yönteminde kazğın taşıma kapasite katsayılarını saptamak için Das grafiği referans alınmaktadır. Grafiğin kullanılışı:

İlk olarak kazıkların gömme derinliği bölü kazık çapı hesaplanır.(L_b / D) Elde edilen değer ondan büyük (L_b / D > 10) ise üst çizgi, ondan küçük (L_b / D <10) ise alt çizgi kullanılır. Elde edilen değer on altıdan büyük (L_b / D > 16) ise formülde kullanılan çap on altı (L_b / D=16) alınır. Zeminin içsel sürtünme açısına (ϕ) bağlı (L_b/D)cr değer ve N_c^* ve N_q^* katsayılar elde edilir (Birand 2001).

2.7.3 Sürtünme Direnci Formülasyonu (Q_S)

Kazıkların yüzey direnci, zemin ve kazığın yüzeyi arasında meydana gelir. Kazığın taşıma kapasitesini arttıran en önemli etkenlerden birisidir. Sürtünme direncinin formülasyonu aşağıdaki gibidir.

$$Q_s=\Sigma\ (P*L*f_s) \qquad (2.16)$$

p: Kazık En Kesit Çevresi ($P=\Pi*d$)

f_s: Kazığın Bulunduğu Derinlikteki Sürtünme Direnci

L: Kazık Uzunluğu

Zeminin cinsine göre sürtünme direnç değerleri farklı olur. O yüzden zemini iyi analiz ederek her zemine uygun doğru yöntemler seçilmelidir.

2.7.3.1 Kumlu Zeminlerde Sürtünme Direnci (f_s)

Kumlu zeminlerdeki sürtünme direnci aşağıdaki formülle bulunmaktadır.

$$f_s = K*\sigma_v'*\tan\delta \qquad (2.17)$$

$\sigma v'$: Düşey Efektif Gerilme

Δ : Zemin-Kazık Arasındaki Sürtünme Açısı ($1/2\phi$~$2/3\phi$)

K : Toprak Basıncı Katsayısı

Kazıklar ve zeminler arasındaki sürtünme açısı ortalama değeri $0{,}6\phi$ olarak hesaplanır. Detaylı çözüm gerektiren maliyeti yüksek ve önemli projelerde uygulama esnasında kesme kutu deney sonucunda katsayı değerleri belirlenir. Böylelikle gerçeğe yakın değerler elde edilir. Kumlu zeminlerde sürtünme direncinin derinlik ile değişimi aşağıda Çizelge 2.4'de görmek mümkündür. Sürtünme direnci (f) hesabında $L=15*D$ derinliğine kadar düşey efektif gerime ($\sigma v'$) değişken bir değerdir.

Kazıklardaki sürtünme direnci, belirlenen derinliğe kadar doğrusal bir artış gösterdiği görülmektedir. O yüzden düşey efektif gerilme (σv'), (0~15*D) ve (15*D~L) olacak şekilde hesaplamalar yapılır. Meyerhof yöntemiyle, ortalama SPT değerine (N), ortalama kazığın sürtünme direncine bağlı olarak elde edilir.

Modellenen düşey çakma kazıklarda birim yüzey dayanımı; f_{av} (kN/m²) = N

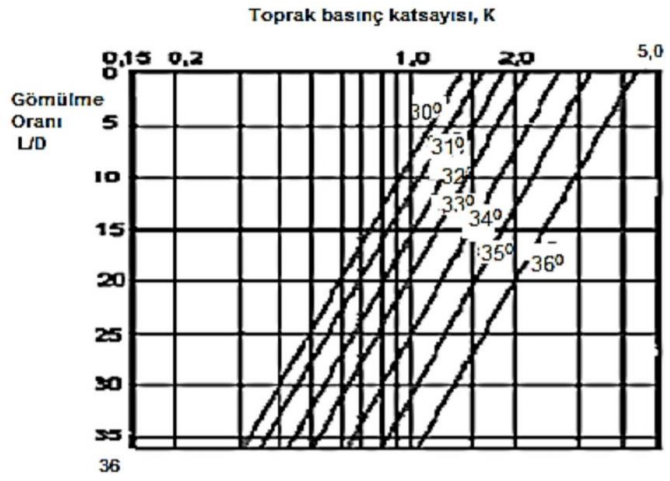
Modelenen yüzey çakma kazıklarda birim yüzey dayanımı; f_{av} (kN/m²) = 2 N

Modellenen kazığın çevresinde meydana gelen toplam sürtünme direnci aşağıdaki formülasyonla hesaplanmaktadır.

$$Q_s = L*p*f_{av} \quad (2.18)$$

Toprak basıncı katsayısının, K, derinlikle değişimi Çizelge 2.4. görülmektedir. Kazığın üst kısmında pasif Rankine basınç katsayısına eşittir. Kazıkların ucundaki sükûnetteki toprak basınç katsayısından daha küçük olmaktadır.Toprak basınç katsayısının gömülme oranına bağlı değişimi fore kazıklar ve çakma kazıklarda farklı şekillerde hesaplamalar yapılmaktadır.

Çizelge 2.4 Toprak basıncı katsayısının K derinlikle değişimi (Tuncan 2007)



Fore Kazıklarda Toprak Basınç Katsayı: $K=K_0=1-\sin\phi$

Yer Değiştirmeli Düşük Çakma Kazıklarda Toprak Basınç Katsayı:

$K= K_0$ (alt limit) $K=1,4\ K_0$ (üst limit)

Yer Değiştirmeli Yüksek Çakma Kazıklarda Toprak Basınç Katsayı:

$K = K_0$ (alt limit) $K = 1{,}8\ K_0$ (üst limit)

Coyle & Castello yöntemine göre, kumlu zeminlerde sürtünme direncini aşağıdaki formülasyon da görüldüğü gibi hesaplanmaktadır.

$Q_s = K * \sigma_v(ort) * \tan\delta * L * p\sigma_v'(ort) = \gamma * L/2 * \delta = 0{,}8\phi$ (2.19)

Deneyler sonucu toprak basınç katsayısı (K), kazık boyu bölü kazık çapına (L/D) göre değişim gösterdiği saptanmıştır.

2.7.3.1.1 Lamda Yöntemi (λ)

Lamda yöntemi Focht ve Vijayvergia tarafından geliştirilen yöntemdir. Kazıkların inşaat sahasında uygulanması sonucu zeminde meydana gelen yer değiştirmeler, pasif yanal toprak basıncına neden olduğu tahmin edilmektedir. Lamda yöntemine göre, kazıklardaki yüzey dayanımı aşağıdaki formülle elde edilmektedir.

$$f_{av} = \lambda * (2c_u + \sigma_v') \quad (2.20)$$

Düşey efektif gerilmeler, $\sigma_v'(ort)$ kazık boyunca etki eder. Tek tabakalı zeminlerde (kazıkların ucundaki düşey gerilmeler) / 2 formül ile elde edilir.

λ katsayısının kazıklarda gömülme derinliğine bağlı değişmektedir.

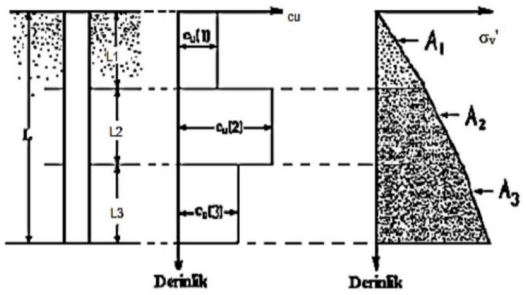
λ katsayısı, kazığın gömüldüğü derinliğe (L) bağlı değişimi Çizelge 2.5 ile görmek mümkündür. Grafiği referans alarak, kazıkların çevresinde meydana gelen toplam sürtünme değeri aşağıdaki formülle elde edilmektedir.

$$Q_s = L * f_{av} * \quad (2.21)$$

İki tabakalı zeminlerde, kohezyon değerleri ve iki tabaka için düşey gerilme değerleri ayrı ayrı hesaplanmalıdır. Elde edilen değerler ortalaması alınır.

$$\sigma_v' = (A_1 + A_2 + \ldots..)/L \qquad c_u = ((c_{u1} * L_1) + (c_{u2} * L_2) + \ldots.)/L \quad (2.22)$$

Çizelge 2.5 Lamda değeri kazığın gömülme derinliğine göre değişimi (Tuncan 2007)



2.7.3.1.2 Alfa Yöntemi (α)

Alfa değerleri Çizelge 2.6 daki grafikte de görüldüğü gibi drenajsız kohezyona bağlı olduğu görülmektedir. Elde edile alfa değeri, adezyon katsayısı olarak alınmaktadır. Sürtünme direnci formülü (2.23) gibidir.

$f_s = \alpha * c_u$ c_u=50 kN/m^2 ise; α=0.5 (2.23)

Toplam sürtünme formülasyonu (2.24) görülmektedir.

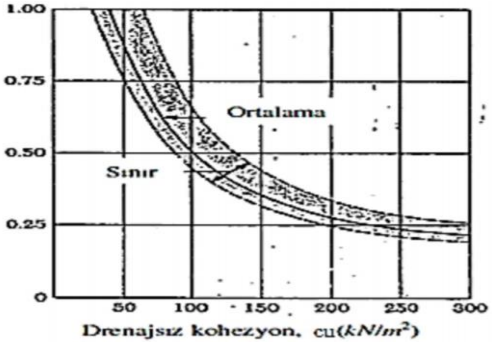
$$Q_s = \Sigma.fs.\ pL = \Sigma.\alpha.c_u\ .p.L \quad (2.24)$$

Tabakalı zeminlerde formülasyonu (2.25) görülmektedir.

$$Q_s = \Sigma.fs.\ pL = \alpha_1.c_{u1}\ .p.L_1 + \alpha_2.c_{u2}\ .p.L_2 + \ldots \quad (2.25)$$

p: kazık çevresi

Çizelge 2.6 Drenajsız kohezyona bağlı α değerleri (Tuncan 2007)



2.7.3.1.3 Beta Yöntemi (β)

Doygun killi zeminlerde, kazıkların çevresindeki boşluk suyu basıncı kazıklar zemine çakıldığında değeri yükselmektedir. Normal killi zeminlerdeki boşluk suyu basıncı değeri, drenajsız kayma mukavemetinin (c_u) 4 veya 6 katı arasında olmalıdır. Boşluk suyu basıncın sıfır olması için yaklaşık bir aylık süre gerekli olmaktadır.

Birim sürtünme dayanımı kazıklar için, örselenmiş killi zeminlerde efektif gerilme parametrelerine (c = 0 durumu) (2.26) formülasyona göre hesaplanmaktadır.

$\sigma_v' = L^* \gamma' \quad \beta = K^* \tan\phi R \quad f_s = \beta * \sigma_v'$ (2.26)

ϕR : Örselenmiş Kilin Drenajlı Sürtünme Açısı

K: Toprak Basıncı Katsayısı

Normal konsolide killi ve aşırı konsolide killi zeminlerde toprak basıncı katsayısı farklı yöntemlerle hesaplanmaktadır. Normal konsolide killi zeminlerdeki toprak basıncı katsayısı aşağıdaki formülle elde edilir.

$K = 1 - \sin \Phi * r$ (2.27)

Aşırı konsolide killi zeminlerde ise:

$K = (1 - \sin \phi R) * (A.K.O) * 1/2$ (2.28)

A.K.O: Aşırı Konsolidasyon Oranı

Toplam sürtünme değeri ise;

$Qs = \Sigma fs * P_l$ (2.29)

2.8 Bir Kazığın Emniyetli Taşıma Kapasitesi

$Q_{em} = (Q_u - W) / G.S. = (Q_u - W) / 3$ (2.30)

Q_u : Kazığın maksimum taşıma kapasitesi

W : Kazık ağırlığı

Q_u-W : Bir kazık üzerindeki yük

G.S. : Güvenlik katsayısı 3 veya 4 alınabilir.

2.9 Kazıkların Yanal Taşıma Gücü

Statik ve deprem etkisini içeren yükleme durumlarının her birinde eşitsizlik sağlanacaktır:

$$P_{ty} \leq Q_{ty} \tag{2.31}$$

P_{ty}: Kazığa etkiyen yanal tasarım kuvvetidir.

Q_{ty}: Kazığın yanal tasarım dayanımını

Doğrusal olmayan yük - yer değiştirme davranışı göstermesi beklenen yanal yüklü kazıkların tasarımında izin verilebilir yer değiştirmelerin ve kazık kesitinin taşıma gücünün aşılmadığı hesapla gösterilecektir (TBDY 2019).

2.10 Dinamik Kazık Formülleri

Çakma kazıkların taşıma gücü hesabı, dinamik kazık formülleri kullanılarak hesaplanmaktadır. Mühendislerimiz, formülleri kullanırken yük değeri belli olmayan inşaat sahasında kazıkların statik yükleme sonucu oluşan taşıma gücünü değerlendirerek, yük değeri belli olan inşaat sahasında ise yük deney sonuçlarını karşılaştırmak amacını ile yapılmaktadır.. Bu formüller, kazıkların çakma uygulanması esnasında harcanan enerjinin (yapılan iş), kazıkların zemine giriş miktarı ve zeminde meydana gelen toplam direnç ile ilgili olacağı savından yola çıkılmıştır. Tokmağın yaptığı işin, kazığın işi ve enerji kayıplarının toplamına eşit olduğu düşüncesine dayanmaktadır (Birand2001).

Tokmağın yaptığı iş = Kazığın işi + Enerji kayıpları

Kazıkların zemine çakılması esnasında, kullanılan düzeneklere göre kazığın çakılmasını sağlayan enerji kaynağı;

1. Serbest düşmeli makaraya halatla sarılmış şahmerdanla, tokmak belli bir yükseklikten serbestçe bırakılarak, kazık darbelenir. Bu işlemler tekrarlanır.

2. Tek tesirli şahmerdanlara ise tokmak serbest düşme ile kazığın başlığına düşürülür, buhar veya basınçlı hava ile kaldırılır. Bu işlemler tekrarlanır.

3. Çift tesirli şahmerdanlarda tokmak hem inişte hem çıkıştı buhar veya basınçlı hava gücünden yararlanılır.

4. Dizel motorlu şahmerdanlarda en çok tercih edilenlerin arasındadır. Bu şahmerdanlarda tokmağın çakma gücü motordaki mazotun patlaması sonucu oluşan enerji ile sağlanmaktadır. Dinamik kazık formülleri; Ritter Formülü, Sanders Formülü, Dutch Formülü, Engineering News Formülü, Hilley Formülü ve Brix Formülü'dür (Birand 2001).

2.11 Kazıklı Temellerin Deprem Hesabı

Kazıklı temellerin deprem hesabı, dinamik zemin, kazık ve yapı etkileşimi, ortak sistem yaklaşımı, alt sistem yaklaşımı olarak hesabı yapılmaktadır.

2.11.1 Deprem Hesabı - Ortak Sistem Yaklaşım Yöntemi

Üstyapı (bina), bina temeli, zemin ve kazıklar olmak üzere dört kalemde taşıyıcı sistem olarak modellenir. Analiz edildiği ortak sistem yaklaşımında, tüm kısımların doğrusal olmayan davranışları dikkat edilmelidir.

2.11.2 Deprem Hesabı-Alt Sistem Yaklaşım Yöntemi

Temel ve üst yapı alt sistem yaklaşım yöntemi ile zemin, kazık ve temel alt sisteminin ayrı ayrı modellenerek birbirlerinin etkileşimi dikkate alınmıştır. Analiz edildiğinde

alt sistem yaklaşım, doğrusal davranışı esas alır. Fakat mühendislik çözümlemelerinde alt sistem yaklaşımının belirli yöntemler çerçevesinde zemin, kazık ve temel alt sisteminin ve temel, üstyapı alt sisteminin doğrusal olmayan davranışı için de bu yöntemi tercih edilmektedir.

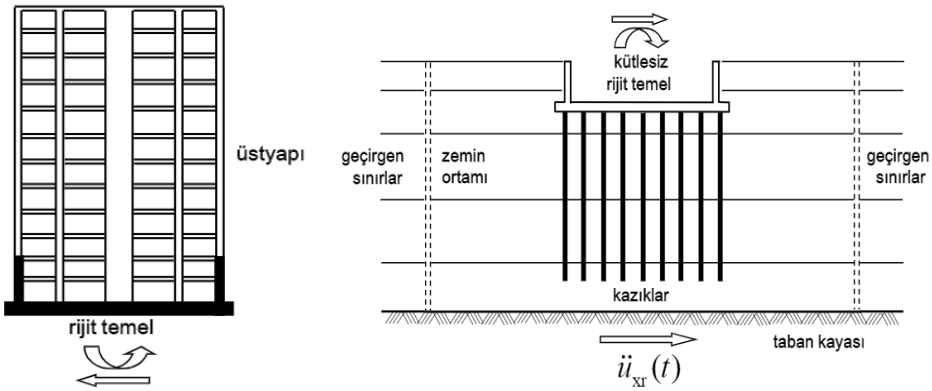
Alt sistem yaklaşımında zemin, kazık ve yapı etkileşimi iki kademede ele edilir. Birinci kademe kinematik etkileşim, ikinci kademe ise eylemsizlik etkileşimi olarak adlandırılır. Bu kademelerdeki kullanılabilecek hesap yöntemleri; Yöntem I, Yöntem II ve Yöntem III olarak adlandırılmaktadır. Üç yönteminde uygulama alanları Deprem Tasarım Sınıfı'na, Yerel Zemin Sınıfı'na ve Bina Yükseklik Sınıfı'na bağlı olarak değişmektedir. Yapı sahibinin ve kazığı modelleyecek olan mühendisinin tercihine bağlı olarak yöntemler değişmektedir.

Çizelge 2.7 Analiz yönteminin uygulama alanları (TBDY 2019)

Analiz Yöntemi	Deprem Tasarım Sınıfı	Bina Yükseklik Sınıfı	Yerel Zemin Sınıfı
Yöntem I	DTS = 1, 1a, 2, 2a	BYS = 1	ZD, ZE, ZF
Yöntem II	DTS = 1a, 2a	BYS = 2, 3	ZD, ZE, ZF
	DTS = 3, 3a, 4, 4a	BYS = 1	
Yöntem III	DTS = 1a, 2a	BYS ≥ 4	ZD, ZE, ZF
	DTS = 1, 2, 3, 3a	BYS ≥ 2	

Fore kazıklarda, kazık başlığının altındaki kazık boyunun, 3 metreden az olmamak üzere, üstten 1/3'ünde boyuna donatı oranı, DTS = 1, 1a, 2, 2a olan binalarda 0.01'den, DTS = 3, 3a, 4, 4a olan binalarda ise 0.008'den az olmayacaktır (TBDY 2019).

Şekil 2.12' de kazıklarda şekil değiştirmeler ve iç kuvvetleri aşağıda gösterilmektedir. Bu bölgeye konulacak spiral donatı (veya dikdörtgen kesitli çakma kazıklar için etriye) çapı DTS = 1, 1a, 2, 2a olan binalarda 10 mm'den, DTS = 3, 3a, 4, 4a olan binalarda ise 8 mm'den az ve spiral adımı (veya etriye aralığı) 200 mm'den fazla olmayacak, ancak üstten en az iki kazık çapı kadar yükseklikte 100 mm'ye indirilecektir (TBDY2019).

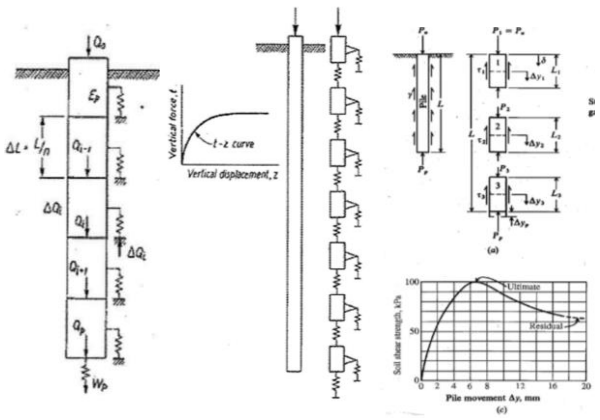


Şekil 2.12 Kazıklarda şekil değiştirmeler ve iç kuvvetler

Zemin ve kazık etkileşiminin modellenmesi sonucu, kazıkta meydana gelen **yanal davranış** doğrusal olmayan **p–y yayları** kullanılmaktadır. Kazıkta meydana gelen **çevre sürtünmesi** (eksenel davranış) için, **t–z yayları** kullanılmaktadır. Kazıkta meydana gelen **eksenel kazık uç davranışı** için **Q–Z yayları** kullanılmaktadır.

(a) Yumuşak killi zeminler için, p–y yayları, (q_u) 50 kPa <s Matlock (1970), su seviyesi altındaki katı killi zemin için Reese ve diğerleri (1975), su seviyesi üstündeki katı killi zeminler için Welch and Reese (1972), kumlu zeminler için Reese ve diğerleri (1974) tarafından statik ve tekrarlı yüklemeler için geliştirilen doğrusal olmayan bağıntılar kullanılmaktadır.

(b) Q–Z ve t–z yayları için, American Petroleum Institute API WSD RP-2A (2000)'de tanımlanan nonlineer bağıntılar kullanılmaktadır (TBDY2019). Kazıklarda oluşan dinamik yüklerin grafikleri Şekil 2.13' de gösterilmektedir.



Şekil 2.13 Dinamik yük hesabı (Bowles 1996 and Tomlinson 2004)

3. MATERYAL VE YÖNTEM

Bu bölümde, araştırmamın amacına ulaşırken kullandığım materyaller ve yöntemleri anlatacağım. Literatür de yayınlanmış olan, deprem esnasında, deprem sonrasında oluşan hasarlar, büyük maddi zararların ve can kayıpların neden olan ana temel nedenlerle ilgili birçok çalışmalar mevcuttur. Fakat deprem esnasından zeminin çok büyük bir etken olduğunu, özelliklerle çok gevşek veya gevşek kohezyonsuz zeminler de (ince oranı 0,30-0,35'den az),yeraltı seviyesi yüksek zeminler de bu sonuçların daha ağır olduğunu okuduğum makalelerde saptadım.

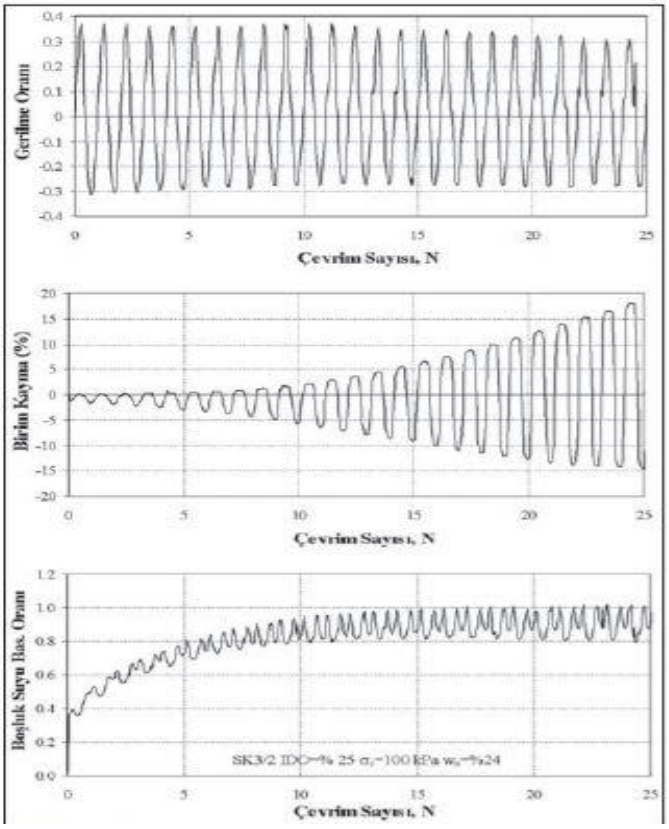
Bu problemin temeline inip depremden sonra oluşan problemleri çözmek yerine, deprem yaşanmadan önce bunu ön görerek tabi afaki verilerle değil, zeminin birçok yerinden sondaj alınarak, çıkan zemin etüt raporunun bu konuda uzman kişiler tarafınca inceleyerek, zemine uygun, ekonomik ve uygulanabilir olan zemin iyileştirme yöntemi seçmesi gerekmektedir. Bu tez çalışmam da, bir zemine zemin iyileştirme olarak kazıklı temel yöntemi uygulanıyor ise, deprem sonrası yükler emniyetli bir şekilde zemine aktarımı gerçekleştiremeyip, oturmalar istenilen sınırlar içerisinde olmuyorsa gözden kaçırılan bir nokta olduğunu veya göz ardı edilen zemin cinsinin, kazık modelleme esnasında başvurulan yöntemlerin dikkat edilmesi gerektiğini düşünüyorum.

Bu çalışmam da literatür de yapılmış deneyleri tekrardan yapmak yerine bu konu ile ilgili olarak;

İlk deprem esnasında oluşan taşıma gücü kayıpları, zeminlerin sıvılaşması, sismik yükün zemine oluşturduğu hasar ve deprem sonrasında kazıklı temellerde meydana gelen deformasyonları bir araya getirerek bir çıkarımda bulunmak istiyorum. Bu tezde kullandığım materyaller ve yöntem ise; daha önce yapılmış olan literatürdeki çalışmaların birçoğunu okuyarak, ortak parametreleri kıyaslayarak bir çıkarımda bulunmaktır.

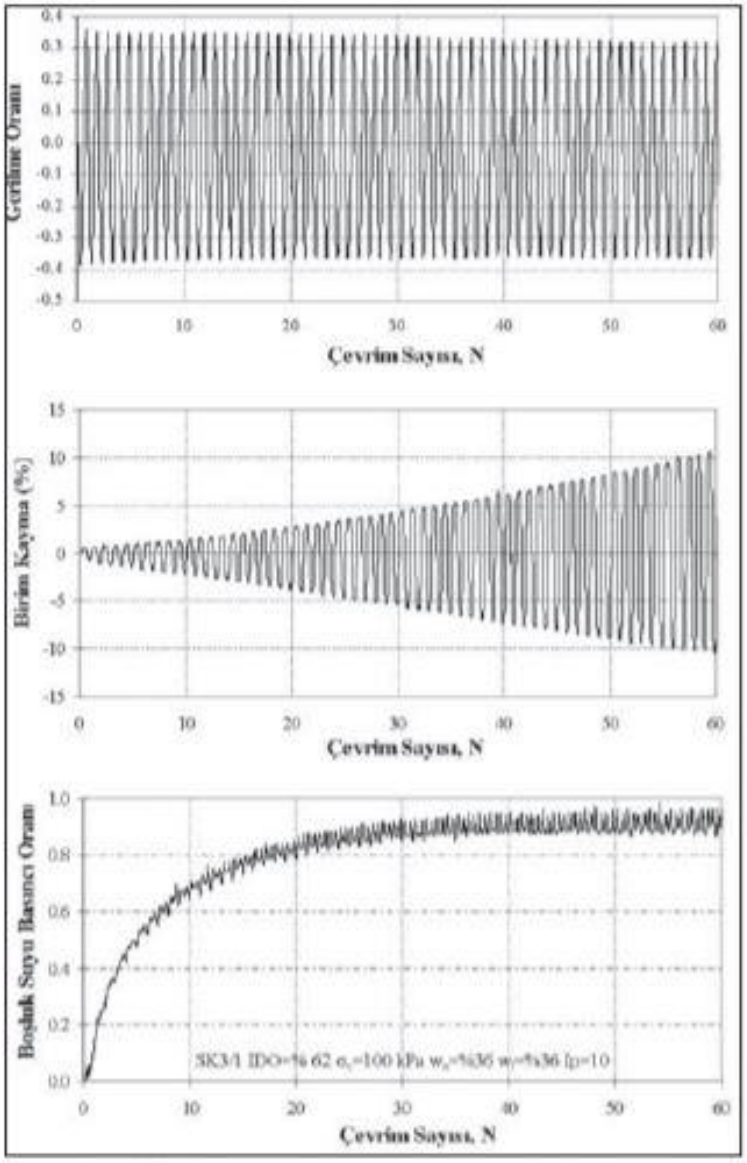
3.1 Erken Özay Kaya Ülker ve Elibol (2004) Depremler Sırasında Zeminlerin Sıvılaşması ve Taşıma Gücü Kayıpları

Bu çalışmada, 17 Ağustos 1999 meydana gelen Kocaeli depremini incelenmiş, hasarların temel nedeni zemin olan yerler, Sapanca Gölü, Marmara Denizi, Gölcük Kıyıları ve Adapazarı şehrinin ovası olduğu saptanmış. Sıvılaşmadan dolayı zemin oturmuş, dönmüş veya zemine batmıştır.Bu veriler sonucu ilk olarak düşük plasisiteli siltlerin, suya doygun siltli kumların, ve yumuşak killerin dinamik yük altındaki davranışı incelemişlerdir.



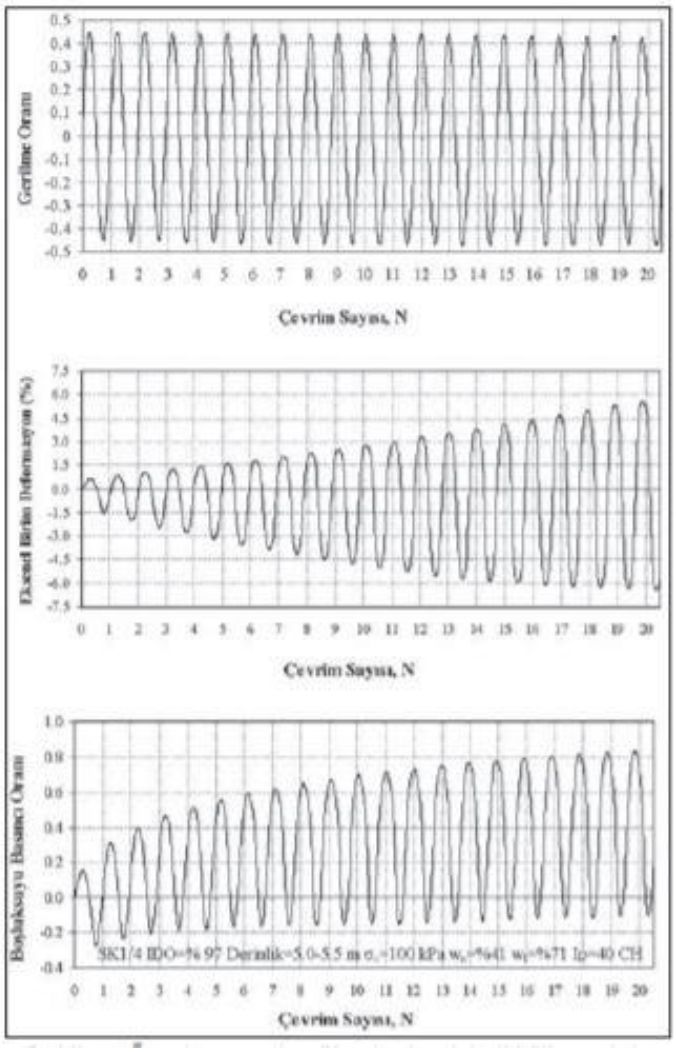
Şekil 3.1 Örselenmemiş kumlu zeminin dinamik davranışı (Erken ve Ülker 1994)

Zemin numunesi, Erzincan Ekşisu bölgesinden alınmış ve 0,25 plastik olmayan ince danelidir. Şekil 3.1'de görüldüğü üzere, 100 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra boşluk suyu basıncı r_u=1 olmuştur.1 olan boşluk suyu basıncı sonrası zemin numunesi sıvılaşmıştır.



Şekil 3.2 Örselenmiş düşük plastisiteli siltli zeminin dinamik davranışı (Erken ve Ülker 1994)

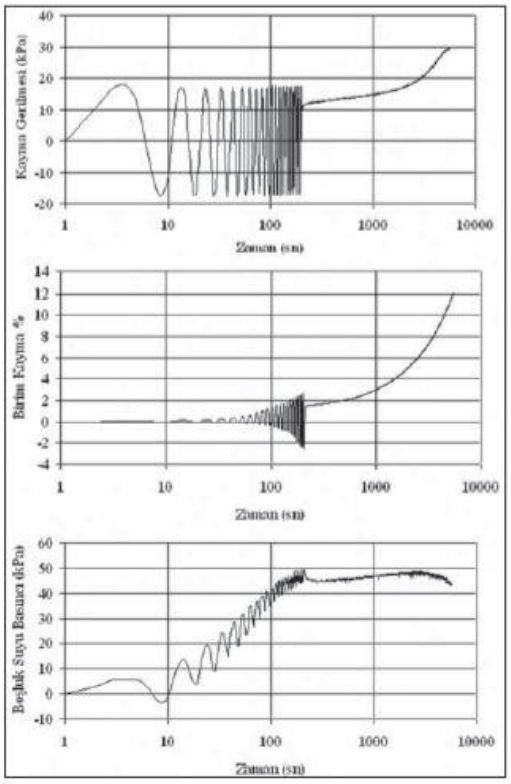
Zemin numunesinin, plastisite indeksi 0,10'dur. Şekil 3.2'de görüldüğü üzere, 100 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra boşluk suyu basıncı r_u=0,95 olmuştur. Zemin numunesi deformasyon seviyesiγ=±0,10 değerine ulaşmıştır.



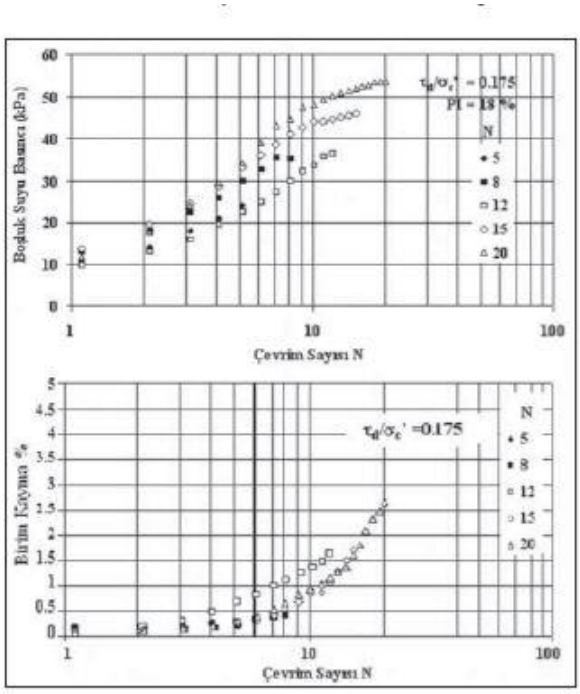
Şekil 3.3 Örselenmiş yüksek plastisiteli killi zeminin dinamik davranışı (Erken ve Ülker 1994)

Zemin numunesi, Adapazarı-Tığcılar mahallesinden bölgesinden alınmış ve plastisite indeksi 0,40'dır. Şekil 3'de görüldüğü üzere, 100 kPa basınç altında konsolide edildikten sonra boşluk suyu basıncı r_u=0,55 olmuş fakat deformasyon artmasına rağmen efektif gerilmeler hiçbir zaman sıfıra değerine düşmemiştir.

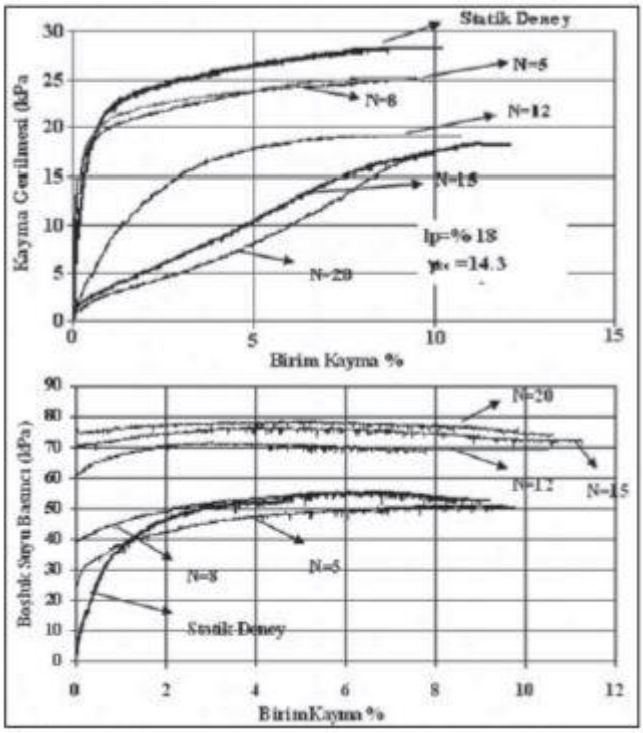
3 adet farklı numunede gözlenen, yüklemeler sonucu oluşan deformasyonlara göre sıvılaşan zeminde, zeminin geçirgenliğine ve suyun drenaj koşullarına göre kumlu zeminlerin kısa sürede drene edilirken, düşük plastisiteli siltli zeminlerin zaman bağlı drene olmaktadır. Hem kumlu zeminlerde, hem de düşük plastisiteli siltli zeminlerde sıvılaşma sonucu zemin yüzeyinde farklı oturmalar meydana gelmektedir.



Şekil 3.4 Statik yükleme sonucu yumuşak killi zeminlerin davranışı (Erken ve Ülker 1994)



Şekil 3.5 Yumuşak killi zeminlerde burulma seviyesindeki gerilim değişim değerleri (Erken ve Ülker 1994)



Şekil 3.6 Dinamik Yükleme Sonucu Yumuşak Killi Zeminlerin Statik Mukavemet Değerleri (Erken ve Ülker,1994)

Şekil 3.4'de plastisite indeksi 0,18 olan yumuşsak kilde dinamik burulma kayma gerilmesinin sonra statik burulma deney sonucu görülmüştür. 100 kPa konsolidasyon basıncı konsolide edildi.

Şekil 3.4 Şekil 3.5 ve Şekil 3.6'da görüldüğü üzere, plastik siltlerde ve yumuşak killerde tekrarlı yükler altında oluşan deformasyonlar, boşluk suyu basınçları dinamik yükleme deney sonucu mukavemetlerde 0,40 azalma görünmektedir.Zeminde yumuşama dan kaynaklı oluşan taşıma gücü kapasitesi azalmasına sebep olmuştur.Bu neden den dolayı temel zemininde göçmeler oluşmaktadır.

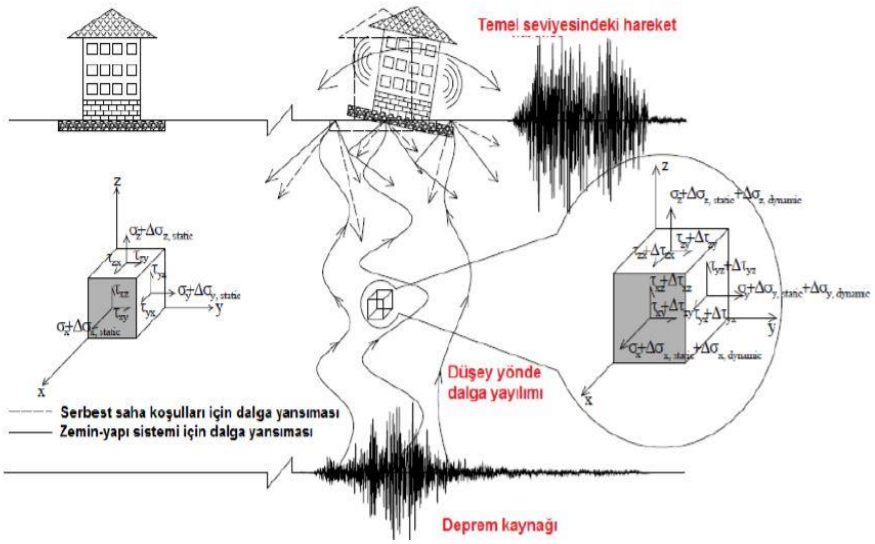
Kum ve düşük plastisiteli siltlerde sıvılaşma sırasında zemin taşıma gücü hiç yokken, yumuşak plastisiteli silt ve kilde taşıma gücü önemli ölçüde azalmıştır. Bundan dolayı kumlu siltli zeminlerde, yapının inşaatından önce farklı bölgelerden sondaj yapılarak zemin tabakalaşması, endeksi ve mukavemet özellikleri tespit edilmelidir.

Sismik yükler ve hangi zemin tabakaların daha kısa sürede sıvılaştığı, hangi zemin tabakalarında meydana geldiği araştırmalarına önem verilmelidir.

3.2 Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri (2013) Katsayısı Fazla Olan Yapılarda Sismik Yük-Zemin-Kazık ve Yapı Etkileşimleri

Bu çalışmada sismik yükler-zemin-temel-yapı etkileşimin geoteknik ve deprem mühendisliğin de tartışılması gereken, teorik bilgileri ve şartnamelere değinerek tekrar hatırlatarak, örnek olarak projesi bitmiş bir yapının uygulama safhalarını anlatılmıştır.

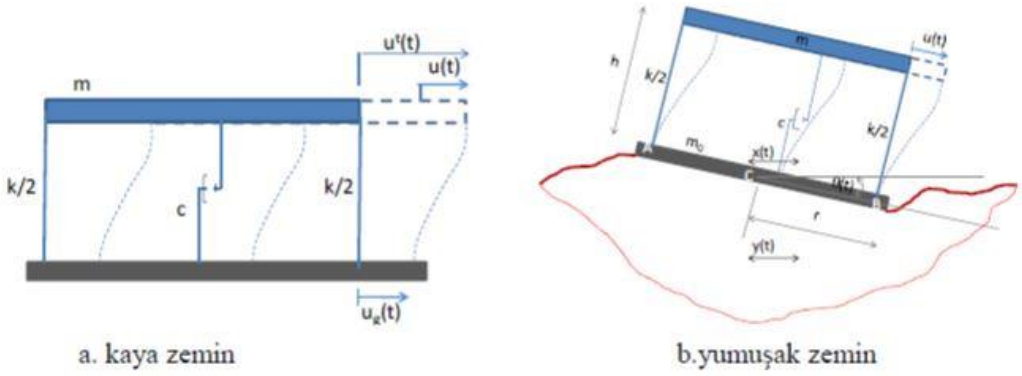
Ülkemiz bulunduğu konumundan dolayı 0,93'ün aktif deprem kuşağında yer almaktadır. Son zamanlar da ülkemizde gökdelenler çok tercih edilmektedir.Fakat bu yapılarda gevşek zeminlerin, yeraltı su seviyesi yüksek zeminlerde bu parametrelere dikkat ederek yapının inşasının yapılması gerekmektedir.Projeyi tasarım safhasında muhakkak sismik yüklere dikkat edilmesi gerekmektedir.Deprem kaynağı, yerel zemin etkileri, dalga yayılım sırasındaki kastedilen mesafe, zemin ve yapı arasındaki etkileşim önemli etkilerden bazılarıdır.Yapının davranışını ise, dayanım, süneklik, yapının karakteristik özellikleri yani rijitliği, yapının kütlesi belirler.Yapı ve zemin etkileşimini analiz etmek için zemine oturmuş bir yapı ile gevşek zemine oturmuş yapının karşılaştırılması daha sağlıklı analiz etmemize neden olacaktır.



Şekil 3.7 Sismik yük-zemin-temel-yapı etkileşimi (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

Şekil 3.7 de sismik yükün, zemine, temele en son olarak yapıya verdiği etki görülmektedir.Zemin yapısı kaya olan yapılarda, sismik yükler yatay hareket sonucu meydana gelen taban kesme kuvvetleri yapının tabanına doğrudan etki etmektedir.

Yapıda meydana gelen eylemsizlik kuvvetleri ile yapının tabanındaki meydana gelen kesme kuvvetine eşit olmaktadır.Yapı temelinde kesme kuvveti yanında ayrıca devrilme momenti de oluşmaktadır. Eğer temel yeterince rijit değilse yapıda farklı deformasyon görülmesi mümkündür. Şekil 3.8 de yapının temelindeki oluşan yatay deplasmanına eşit olduğunda, yapının temel tabanın herhangi bir sallanma oluşmadığını a.kaya zemin görselinde görülmektedir (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013).



Şekil 3.8 Kaya ve yumuşak zeminlerdeki hareket (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

Deprem spektrumdaki küçük değişiklikler deprem yüklerinin büyümesine neden olmaktadır. Tasarımda sadece zemin veya kazık parametrelerini incelemek yeterli değildir. Bununla birlikte yapıyı da doğru analiz etmek gerekmektedir. Deprem yüklerinin büyümesiyle yapıdaki kesit tesirlerini arttırarak kolon ve perde ebatlarının büyütülmesi gerekmektedir.Kolon ve perde ebatları büyüdüğünde yapı rijit bir hale gelecektir.Yük aktarımında önemli etki sağlamaktadır.Kazıklar hem deprem esnasında zeminle birlikte yer değişme yapabilecek kadar esnek olmalı, bununla birlikte deprem esnasında eğilme momentlerine ve kesme kuvvetlerine karşı dayanıklı olmalıdır.

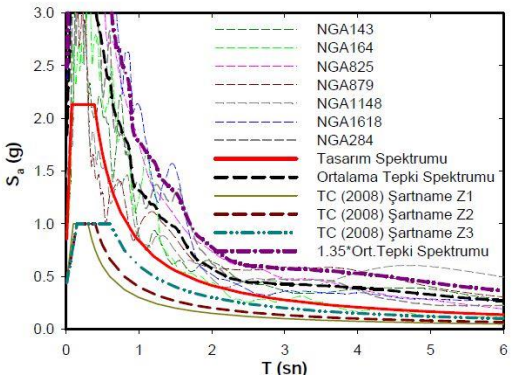
Bu çalışmada İzmir ilinde yaklaşık 160 metre yüksekliğinde yapı için değerlendirmeler yapılmıştır. Bodrum katları için, 20 metreden daha fazla derin kazı çalışmaları yapılsa da, temel düzeyindeki taşıyıcı elemanların üzerindeki yüklerin yaklaşık 6.000 ton (radye temel altı gerilmelerinin 1.000 kPa) seviyelerine ulaşması

nedeni ile yapının altında derin temeller sistemine başvurmaları gerekmiştir. Üst yapı ve kazıklı radye temellerinin, sismik yük performansının, dinamik üstyapı, temel,kazık ve zemin etkileşimi analizin doğru bir şekilde yapılması gerekmektedir (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

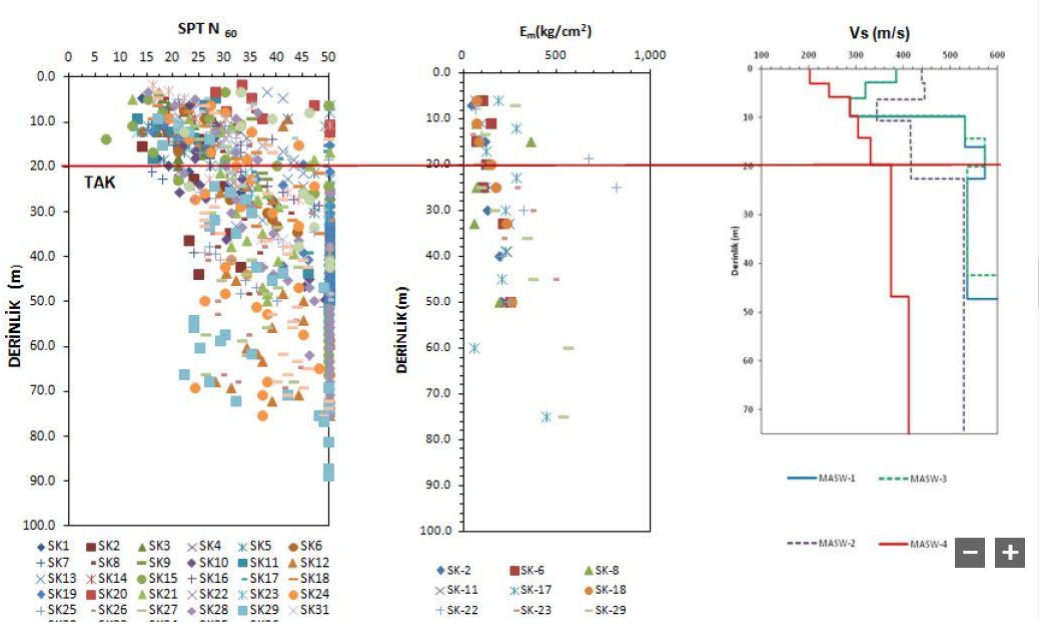
Bu çalışmada ilk olarak,

1- Şantiye alanın maruz kalacağı sismik yüklerinin belirlenmesi
2- Şantiye alanın neoteknik yapısı değerlendirilmeli
3- Sismojenik (deprem üreten) fayların belirlenmesi
4- Faylara ait deprem büyüklükleri-tekrar ve maksimum üretme kapasitelerinin belirlemesi gerekmektedir.

Elde edilen verilerle, şantiye alanına uygun sismik tehlike analizleri yapılmıştır. Yapının statik projesi referans alınarak İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliğine veya uluslararası (NEHRP. 2003 veya AASHTO, 2010) şartnameleri dikkate alarak son 50 yılda meydana gelen 0,50-0,10 ve 0,02 aşılma değerlerini karşılaştırılmıştır. Üç farklı deprem değerleri ile en uygun deprem ivme zaman kayıtları belirlenmiştir (Çetin, Bilge, Yunatcı ve Diğerleri 2013). Şekil 3.9'da tepki spektrumları görmek mümkündür.

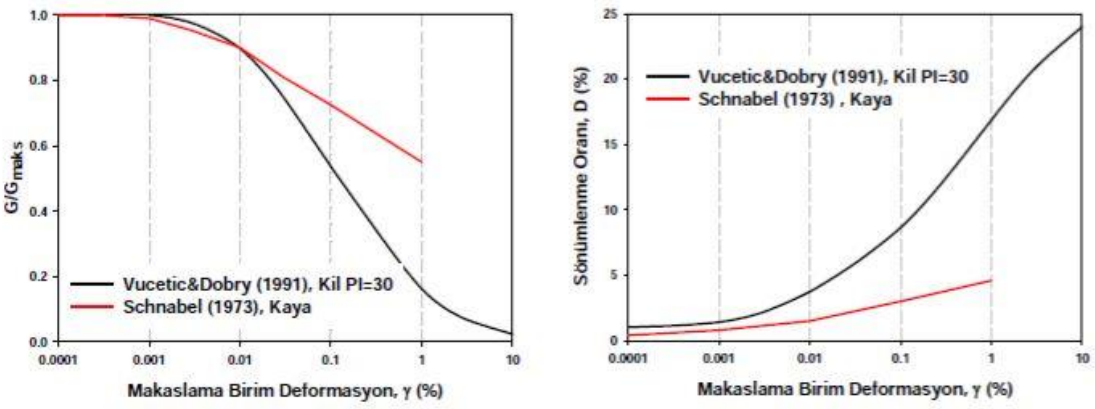


Şekil 3.9 2575 yıl Tekerrür süresi için hedef spektrum ve bununla uyumlu ölçeklendirilmiş ivme - zaman kayıtlarına ait tepki spektrumları (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013).



Şekil 3.10 Şantiye alanı deney sonuçlarının genel özeti (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

Jeofizik çalışmalar ile şantiye alanının, laboratuar deneyleri ile kapsamlı zemin araştırması yapılmıştır. Derinlikler 50-100 metre arasında değişmektedir. Sahada 36 adet sondaj açılmıştır.1475 adet SPT deneyi ve 68 Adet pressiyometre deneyi yapılmıştır. Bu deneylerin özetini Şekil 3.10'da görülmektedir. Dinamik zemin parapetlerini belirlemek için 6 adet DES deneyi, 17 lokasyon da MASW deneyi, 4 noktada mikrotremör ve 7 lokasyon da ise sismik serim ölçüleri yapılmıştır.Zemin saha ve laboratuar çalışmaları sonucunda rijitlik ve mukavemet özellikleri derinlik artıkça katı-sert kıvamlı, plastik (ortalama plastisite indisi 30) killi zeminlerde meydana gelmektedir (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)



Şekil 3.11 Dinamik yükleme sonrası zemindeki makaslama birim deformasyon, modül azalım ve sönümlenme oranı ile ilişkisi (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri, 2013)

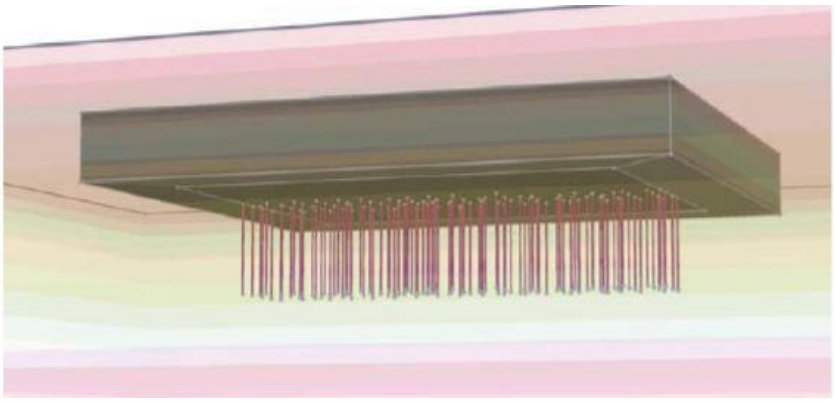
Analizde indeks, mukavemet, indeks gibi parametreler ile birlikte maksimum kayma modülü, sönümlenme ilişkileri ve birim deformasyona bağlı model azalımlar belirlenmiştir. Şekil 3.11'de görülmektedir (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013).

Çizelge 3.1 İdealize zemin profili ve mühendislik parametreleri (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)



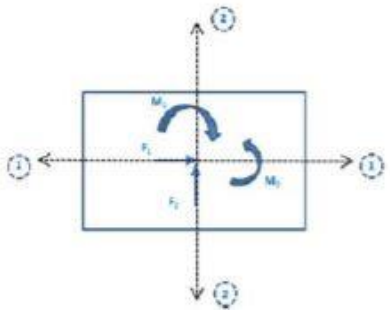
Veri Sınıfı	Veri Sembolü	K1	K2	K3	K4	K5	K6	K7	K8	K9
İndeks	γ_{kuru} (kN/m3)	18	18.5	18.5	19.5	19.5	20	20.5	21	22
	$\gamma_{yaş}$ (kN/m3)	18.5	18.5	19	20	20	20.5	21	21.5	22
Rijitlik	E_{50}^{ref} (MPa)	10	17.5	35	45	50	60	70	90	100
	E_{oed}^{ref} (MPa)	10	17.5	35	45	50	60	70	90	100
	E_u^{ref} (MPa)	30	52.5	105	135	150	180	210	270	300
	ν	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.25	0.25	0.2
Mukavemet	c_u (kPa)	100	135	180	250	300	350	400	450	500
	ϕ (°)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	ψ (°)	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Dinamik	G_0^{ref} (MPa)	110	146	195	340	460	600	750	900	1200
	$\gamma_{0.7}$ ($*10^{-3}$)	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.7	0.9

Çizelge 3.1 projeyi modellerken kullanılan parametreler ve zemin profillerine görmek mümkündür. Sonlu elemanlar programında modellenen projenin üç boyutlu görseli Şekil 3.12'de görülmektedir.



Şekil 3.12 Üç boyutlu sonlu elemanlar modeli (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

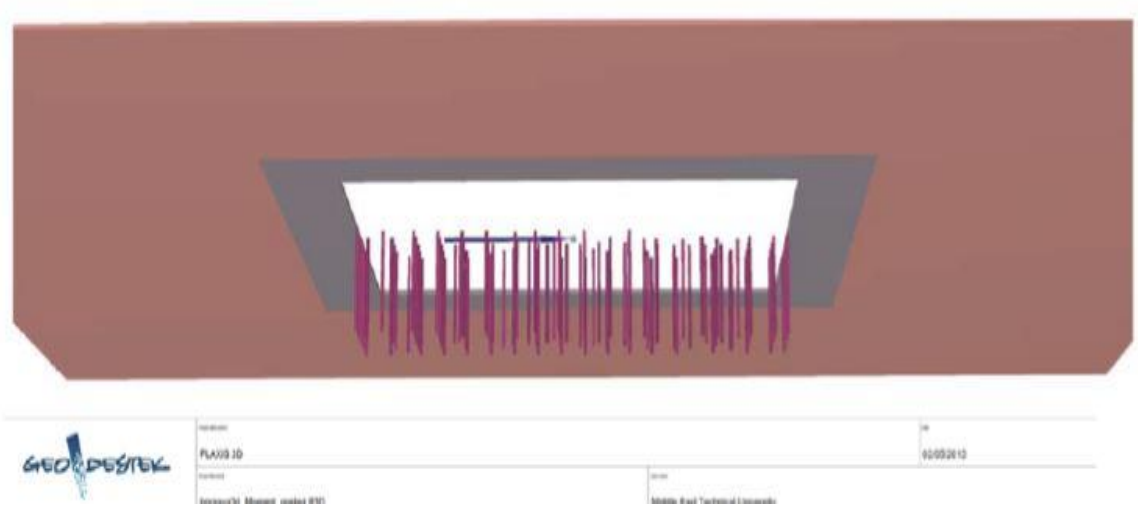
Üst yapı analizleri, sırasında kazık ve zemin alt sistemini modellemek için kinematik rijitlik matrisi kullanılmaktadır. Kullanılan matris Şekil 3.1'de gösterilmektedir.



$$[\mathbf{K}] = \begin{bmatrix} K_{x_1x_1} & K_{x_1x_2} & K_{x_1\theta_1} & K_{x_1\theta_2} \\ \cdot & K_{x_2x_2} & K_{x_2\theta_1} & K_{x_2\theta_2} \\ \cdot & \cdot & K_{\theta_1\theta_1} & K_{\theta_1\theta_2} \\ \cdot & \cdot & \cdot & K_{\theta_2\theta_2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} kN/m & kN/m & kN & kN \\ \cdot & kN/m & kN & kN \\ \cdot & \cdot & kN \cdot m & kN \cdot m \\ \cdot & \cdot & \cdot & kN \cdot m \end{bmatrix} \quad (3)$$

Şekil 3.13 Kinematik etkileşim matrisi eleman tanımları ve denklemleri(Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

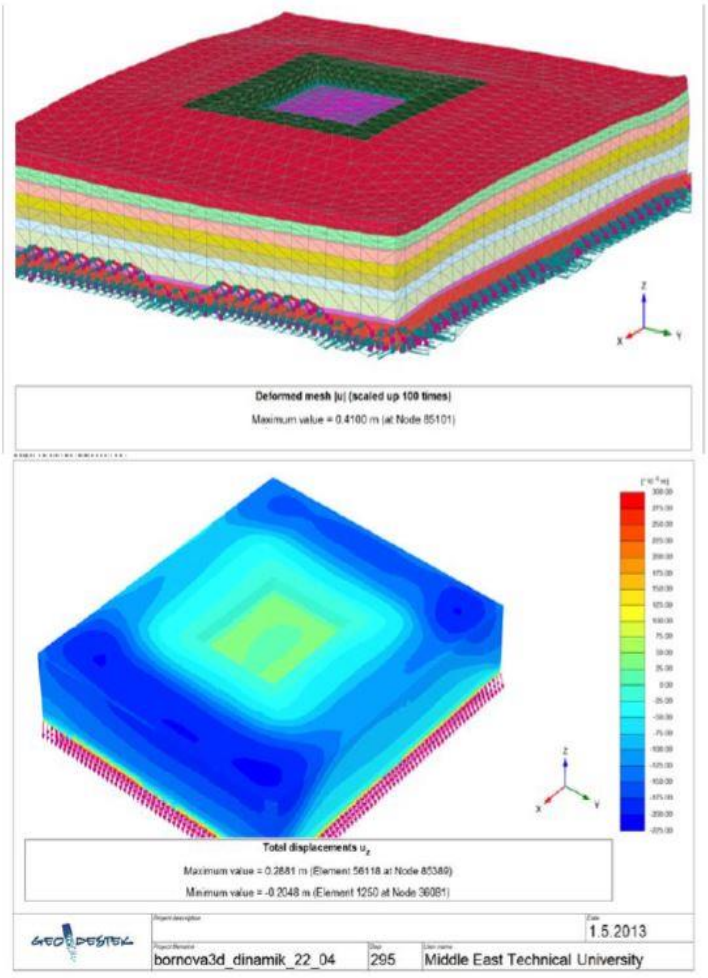
Şekil 3.14'de görülen 3 boyutlu analizler her iki yöndeki deplasmanları ve açısal dönmeyi gösterecektir. Kuvvet ve deformasyon ilişkisi kinematik sistem rijitlik matrisi elemanları her bir kazık için teker teker hesaplanmıştır (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013).



Şekil 3.14 Kinematik sistem rijitlik matrisi elemanlarını belirlenmesi (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

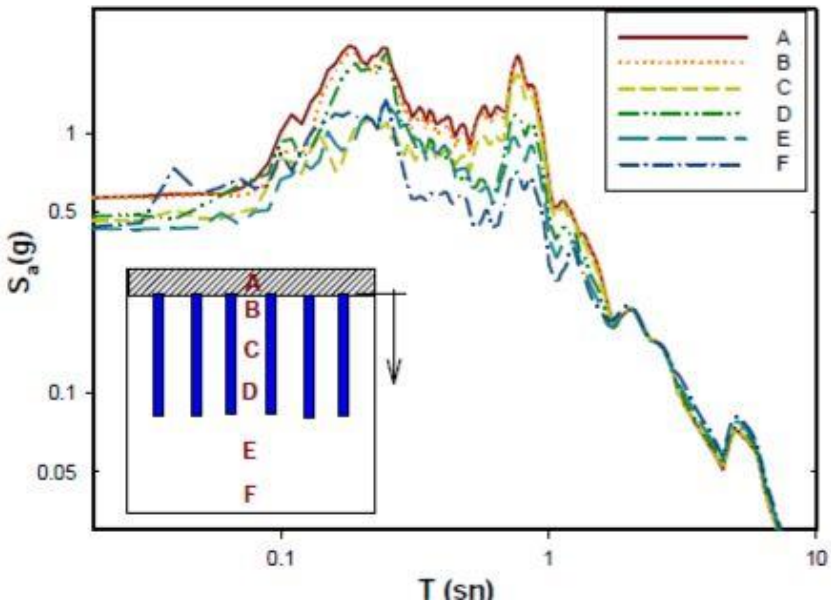
Uygulanan sismik yük sonucu idealize edilmiş zemin profilinde oluşan değişimleri Şekil 3.15'de görülmektedir. Modellemedeki kazıkların donatı değerlendirmesi yapılmıştır. Analizde alt sistem değerlendirmesi yapılmıştır. Analizde alt sistem yöntemi baz alınarak uygulanmıştır.

Tasarlanan kazıklı radye temellerin, sismik yük sonucunda oluşabilecek yüksek periyotlardaki (yapı hakim periyodunun 4-4.5 sn kademesinde) olumlu yönde performans gözleneceği tahmin edilmektedir. Bu nedenle gökdelenlerde veya yüksek yapılarda alt sistemin, yapının etrafında meydana gelen yer hareketini büyüteceğine yönelik beklenti, yanıltıcı olabilir. Kazıkların davranışı, şantiye alanına özel deprem-zemin-kazık-radye kinematik etkileşimine neden olur. Her şantiye alanı için farklılık göstermektedir (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

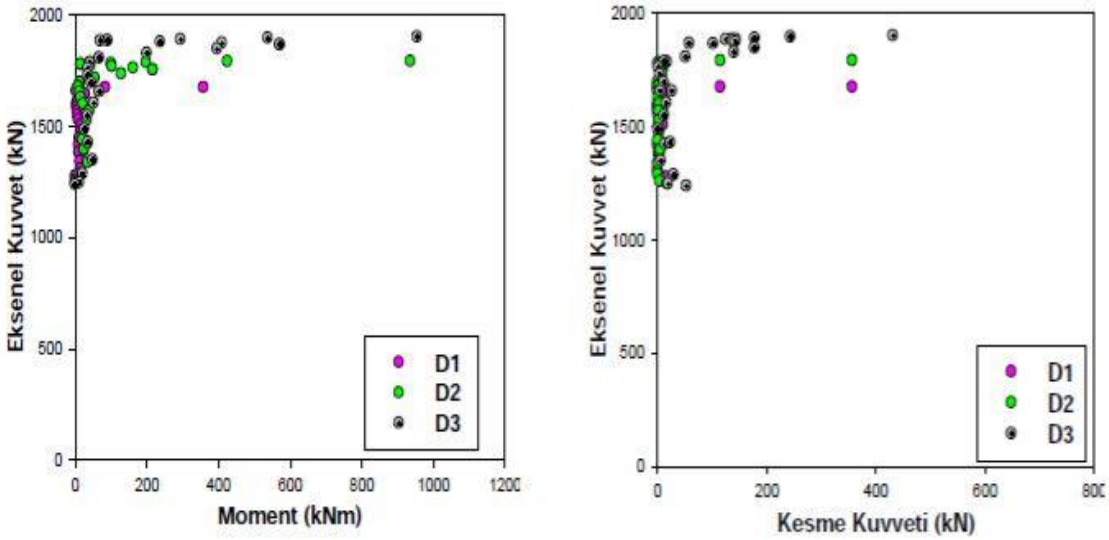


Şekil 3.15 Sismik performans analiz sonuçları (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

Şekil 3.16'da elastik tepki spektrumlarının derinlik ile değişimlerini ve Şekil 3.17'de ise sismik yükleme yapılmış modellemelerin, analizleri sonucu elde edilen kazık etkileşim diyagramları görmek mümkündür.



Şekil 3.16 Derinlik ile oluşan elastik tepki spektrumların ilişkisi (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)



Şekil 3.17 Sismik yüklerler sonucu kazıkların etkileşim diyagramları(ÇetinBilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

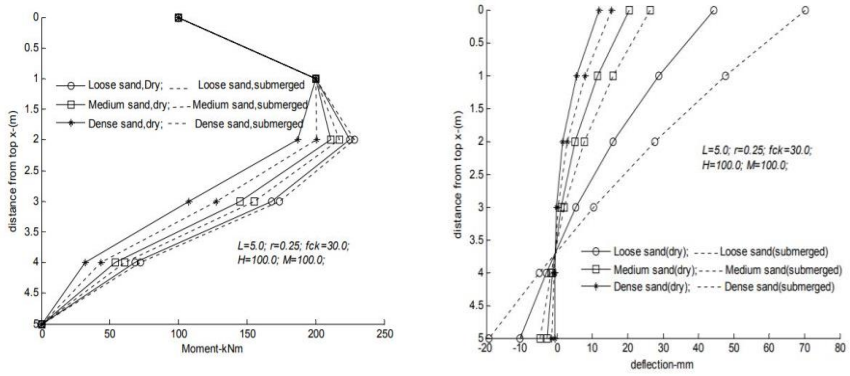
Yumuşak killi zeminlerde, zemin, temel ve yapı etkileşimi büyük problemlere neden olmaktadır. Bu problemi basitleştiren alt sistem yöntemi kullanılarak çözülebilir.

Tasarlanan kazıklarda deprem esnasında kinematik etkileşimden dolayı kazık eğilme davranışlarının x ve y ekseni doğrultusunda kontrol edilmesi gerekmektedir. Tasarlanan kazıkların uzunluğu boyunca zemin tabakasının değiştiği kısımlar da ve kazık başlığı etrafında kesme kuvvetleri hem de eğilme momentleri kontrol edilmelidir. Deprem esnasında üst yapıdaki salınımlarla birlikte oluşan eylemsizlik nedeniyle oluşan hasarlar, genellikle kazığın üst kısmı veya kazık başlığı ile birleştiği yerler kontrol edilmelidir. Analizler, sonlu elemanlar ya da sonlu farklar yöntemlerine göre çözümlenmiştir. Malzeme tanımlanırken, zemin özellikleri olan efektif gerilmeler ve birim deformasyonlarına bağlı olarak değişen zemin davranışları doğru bir şekilde seçilmesi gerekmektedir. Seçilen kazıklı radye temelin, kazığın rijitliğine bağlı olarak yer hareketinin, yapı hakim periyodu bölgesinde büyümesine yada azalması neden olmaktadır. Yumuşak killi zeminlerde, genellikle kazıkların rijit hale getireceği dikkate alındığında spektral ivmelerin, kısa periyot bölgesinde büyürken yüksek periyotlarda bunun tam tersi şeklinde bir davranış gözlenmektedir. (Çetin Bilge Yunatcı ve Diğerleri 2013)

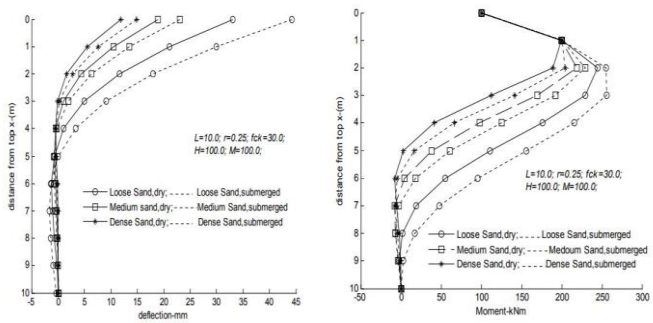
4. BULGULAR VE TARTIŞMA

4.1 Matlock ve Reese (1956) Kohezyonsuz Topraklarda Tek Kazığın Yanal Yükler Altında Tepkisi

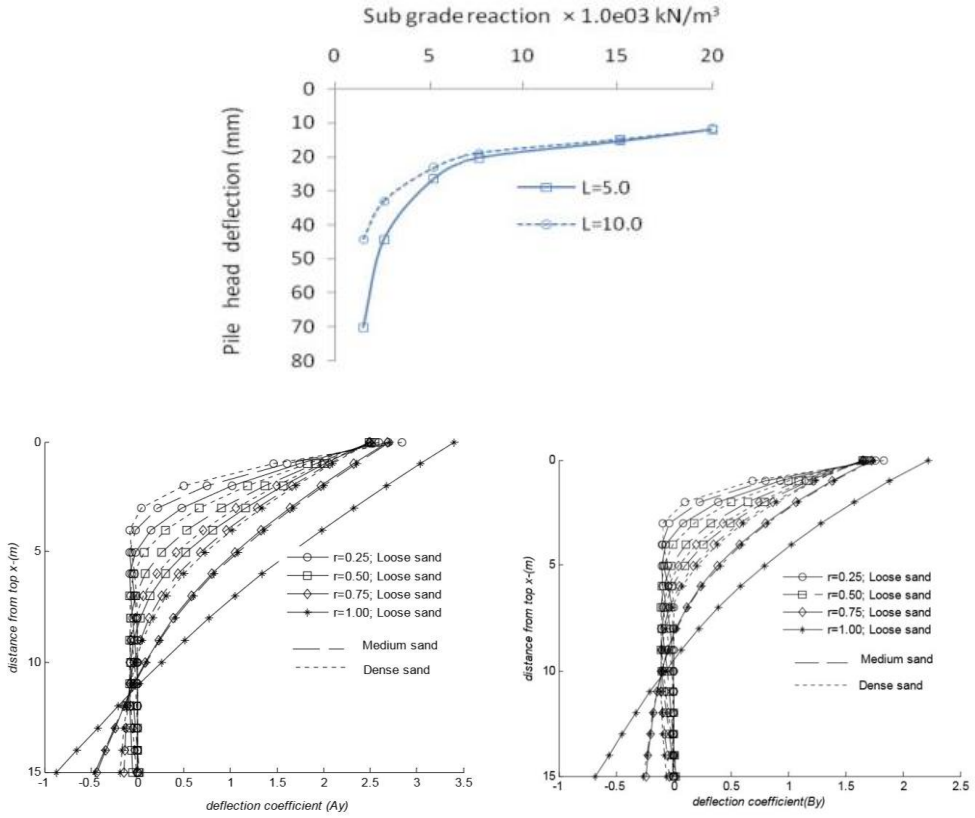
Bu çalışma da gevşek kum, orta sıkı ve sıkı kum gibi zemin modellerine tek kazıkların yanal yük davranışı incelenmiştir. Zemin modelleri hem kuru hem de suya doygun durumlarında yüklemeler yapılmış. Çalışmanın sonucunda zemin tipinin, kazık uzunluğunun yarıçapının yanal yük karşısında etkileri göz ardı edilmeyecek kadar önemli olduğunu vurgulanmıştır. Şekil 4.1 ve Şekil 4.2 de zemin modellerine göre derinlik boyunca kazık sapması ve eğilme momentinin değişim grafikleri gösterilmektir.



Şekil 4.1 Zemin modellerine göre derinlik boyunca kazık sapması ve eğilme momentinin değişimi (L = 5.0 m; r = 0.25 m) (Matlock ve Reese (1956))



Şekil 4.2 Zemin modellerine göre derinlik boyunca kazık sapması ve eğilme momentinin değişimi (L = 10.0 m; r = 0.25 m) (Matlock ve Reese (1956))



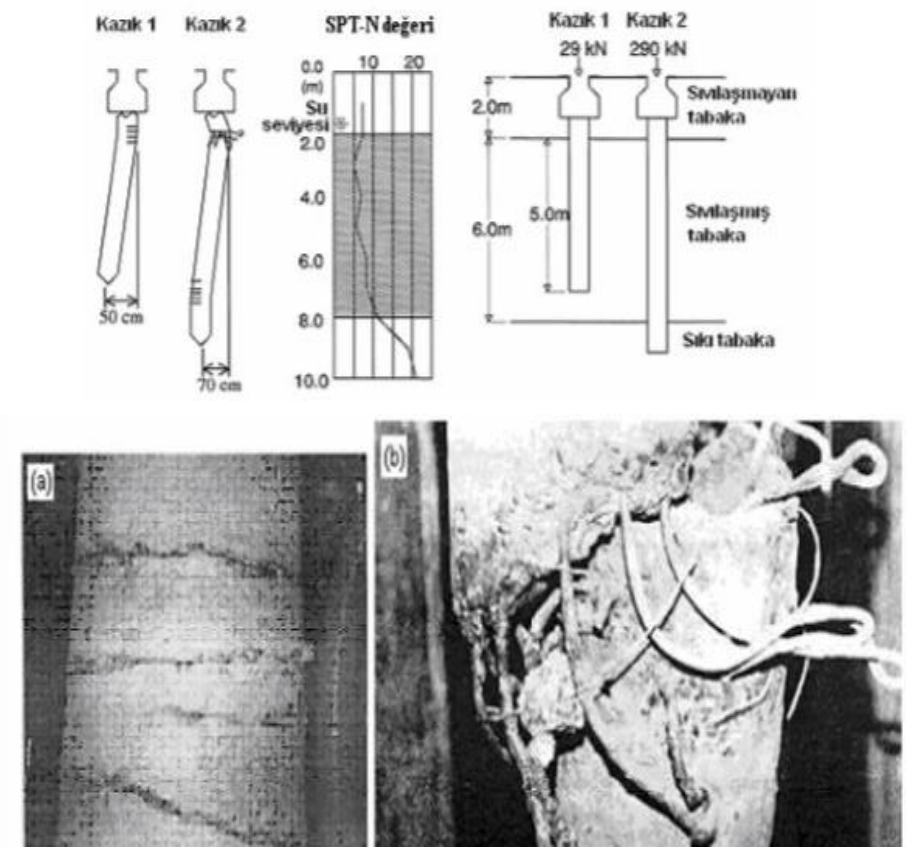
Şekil 4.3 Zemin tipinin kazık başı sapmasına etkisi (Matlock ve Reese (1956))

Şekil 4.3' de zemin tipinin kazık başı sapmasına etkisi 2 farklı grafikte de gösterilmektedir. Kısa rijit kazıklar için, yukarıdaki grafikler de de görüldüğü üzere gevşek kumlar da kuru durumdan batık duruma kadar oluşan sapmalar 0,58 artmıştır. Orta sıkı kumlar da ise 0,30 sıkı kumlar da 0,27 artış mevcuttur.

Rijit olmayan kazıklarda ise; gevşek kumlar da 0,33 orta sıkı kumlar da ve sıkı kumlarda 0,25 artmıştır.

Grafikten çıkaracağımız diğer bir sonuç ise, kuru zeminlerde sıkı kuma kıyasla gevşek kumda kazık tepkisi yaklaşık 2.69 kat arttığını gözlemek mümkündür.Suya doygun zeminlerde ise, kazık tepkisi gevşek kumda yaklaşık 3.57 kat büyüktür.Rijit kazıklar için, sıkı kum, rijit olmayan kazıklar için gevşek kumdaki davranışı kuru kuma göre 1.79 kat daha sapmalar daha büyüktür.

4.2 1964 Niigata Deprem Sonrası NFC Binası Destekleyen Kazıkların İncelenmesi



Deprem Sonrası Kazığın Alt ve Üst Kısmında Meydana Gelen Eğilme ve Kesme Çatlakları

Şekil 4.4 NFC binasını destekleyen kazıklar (Hamada (1992a))

Yukarıda görülen Şekil 4.4'de Kazık 1 yüzen kazık iken Kazık 2 uç kazığı olarak inşaa edilmiştir. 1964 Niigata depremi sonrasında Kazık 2 Kazık 1'e göre daha hasar aldığı gözlemleyebilirsiniz.

Kazık 1: Tabaka geçişinde eğilme çatlakları ve deplasman görebiliriz.

Kazık 2: Tabaka geçişinde bir deplasmanla kırılma ve 6.5-8.5 m arasındada eğilme çatlakları görebiliriz.

4.3 1995 Kobe Deprem Sonrası Köprü Ayaklarının İncelenmesi

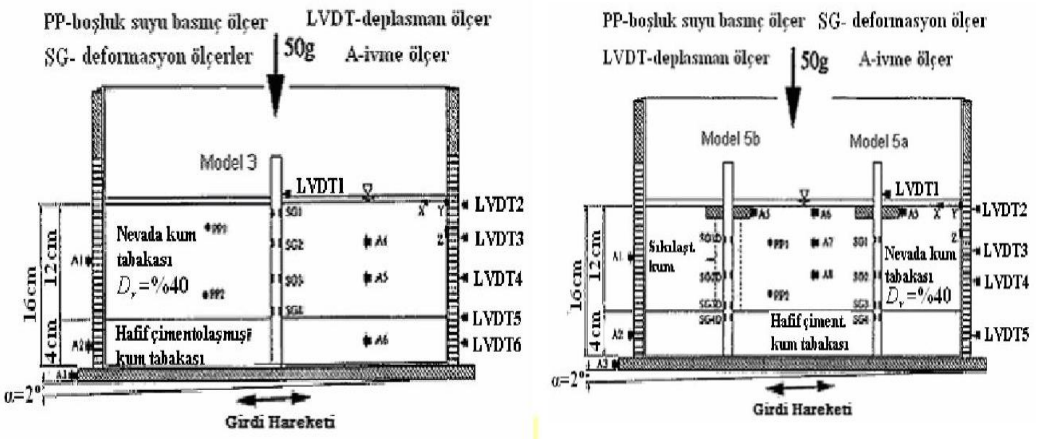
17 Ocak 1995 Kobe depremi sonu köprü ayakları yanal yayılma sonucu kesme kuvvetine maruz kalmıştır ve kırılmalar meydana gelmiştir. Şekil 4.5'de görülmektedir. Sahip olduğu yükleri taşımak için tasarlanan köprü ayakları, şiddetli deprem sonucunda kesme ve moment kuvvetlerine karşı tasarlanmadığı için kuvvetli bir sarsıntı sonucu köprü ayaklarında büyük hasarlar meydana gelmiştir. Köprü ayakları zemine saplandığı noktada kırılmalar meydana gelmiştir.



Şekil 4.5 17 Ocak 1995 Kobe Depremi (Japonya)

4.4 Abdoun (1997) Arazide Modellenmiş Bir Kazığın Sismik Yüke Karşı Davranışı

Sıvılaşma olabilecek zeminlerde inşa edilmiş kazığın, sismik yük karşısında yanal yayılma durumunu da göz önünde bulundurularak kazığın davranışı gözlenmiştir. Santrifüj deneyde diyebiliriz.



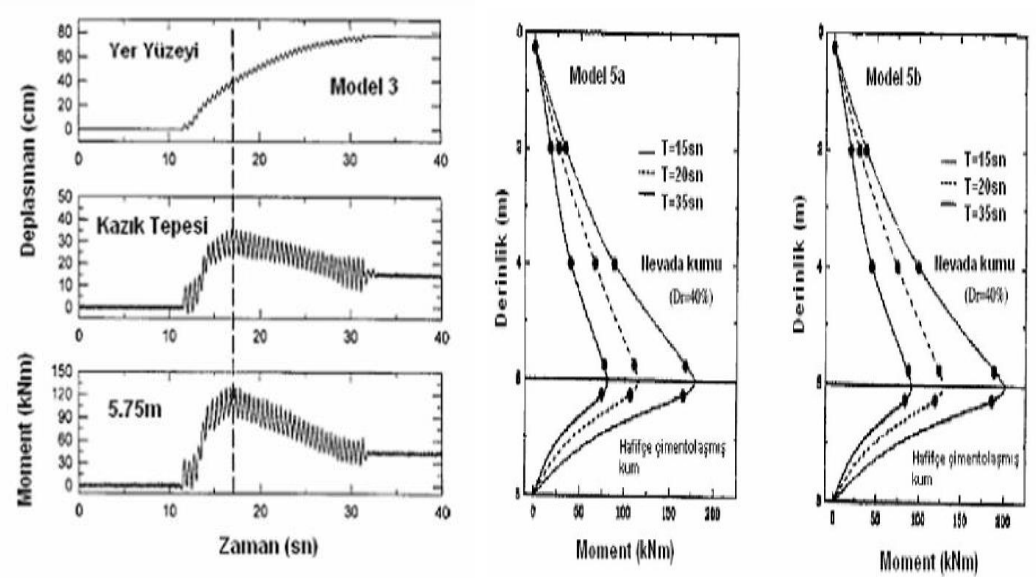
Şekil 4.6 Model 3 zemin profili-kazık ve model 5a ve 5b zemin profili-kazık (Abdoun 1997)

Model kutu tabanında iki farklı kum tabakasından oluşturulmuşlardır. Model 3 ve Model 5a ve 5b nin farkı Model 5a ve 5b de kazık başlıkları bulunmaktadır. Model 5b sıkıştırılmış çevresel sıkıştırmayı oluşturmak için ve daha önce meydana gelmiş depremlerin frekans değerleri ile birebir yatay deprem hareketine tabi tutulmuşlardır. Uygulama süresi 15-20 sn arasında gerçekleşmiştir. Şekil 4.6'de modellerin şematik gösterimi yukarıda görülmektedir.

17. saniyede pik yapıp düşme gözlemişlerdir. Sıvılaşan zemin kazık etrafında akışkan hale geldiğini gözlemlemişlerdir. Çizelge 4.1. de de görüldüğü üzere;

- Model 5a= 170 kNm Model 3 =113 kNm eğilme momentleri meydana geldiği gözlemlenmektedir. Sebebi ise; Model 5a da kazık başlığından dolayı sıvılaşmış zeminin yanal basıncına maruz kaldığı için eğilme momenti artmıştır.
- Model 5b = 195 kNm Model 5a = 170 kNm dan da çok eğilme momentleri meydana geldiği gözlemlenmektedir. Sebebi ise; Kazık etrafında sıkılaşmış zemin olduğundan kazığa etki eden kuvvetler hem sismik yük hemde yanal basınç olduğu için eğilme momenti daha fazla meydana gelmiştir.
- Grafikte de görüldüğü üzere; sıvılaşmış tabakanın alt sınırında maksimum eğilme momentleri meydana geldiğini gözlemlenmektedir**.**

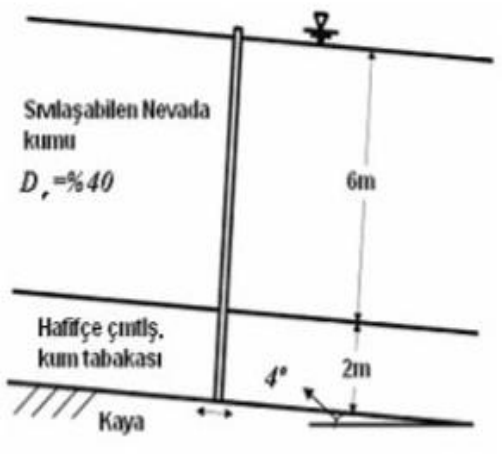
Çizelge 4.1 Zamanla meydana gelen kazık tepkileri: model 3 zaman-eğilme momenti / model 5a ve 5b eğilme momenti-derinlik (Abdoun 1997)



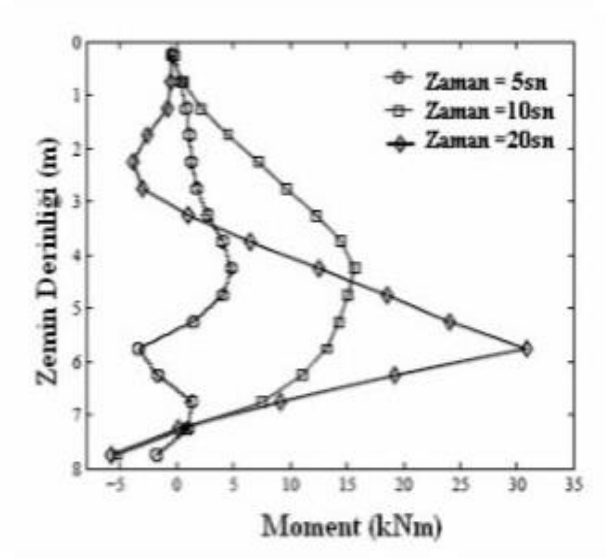
4.5 Sonlu Eleman Programında Modellenmiş Bir Kazığın Sismik Yüke Karşı Davranışı

Sonlu elemanlar programı olan ParCYCLIC de modelleme yapılmıştır. Şekil 4.7'de kazık ve zemin profili görülmektedir. Kazık kayaya sök etlenmiş şekilde modellenmiştir.

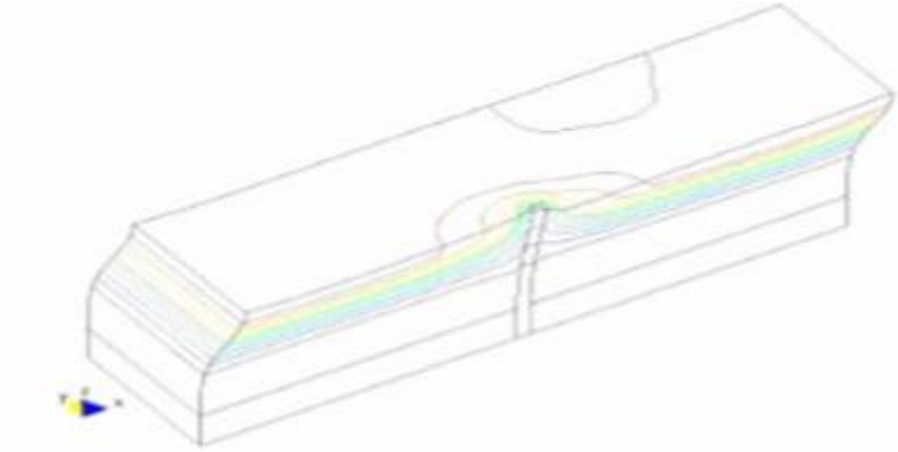
- Yükleme sonrasında, kazık başı çevresinde zemin sıvılaşarak akışkan hale geldiğini ve akış yolunu Şekil 4.8' de göstermektedir.
- Şekil 4.9'da farklı zemin derinliklerinde zamanla oluşan eğilme momentlerini göstermektedir. Yükleme sonrasında 20. sn de maksimum eğilme momenti oluşmuştur. Maksimum eğilme momenti, iki zemin tabakasının ara yüzündeki derinlik de meydana gelmiştir.



Şekil 4.7 Şev eğimli zemin profili (Jinchi ve Diğ 2004)



Şekil 4.8 Kazığın zaman-eğilme momenti (Jinchi ve Diğ. 2004)

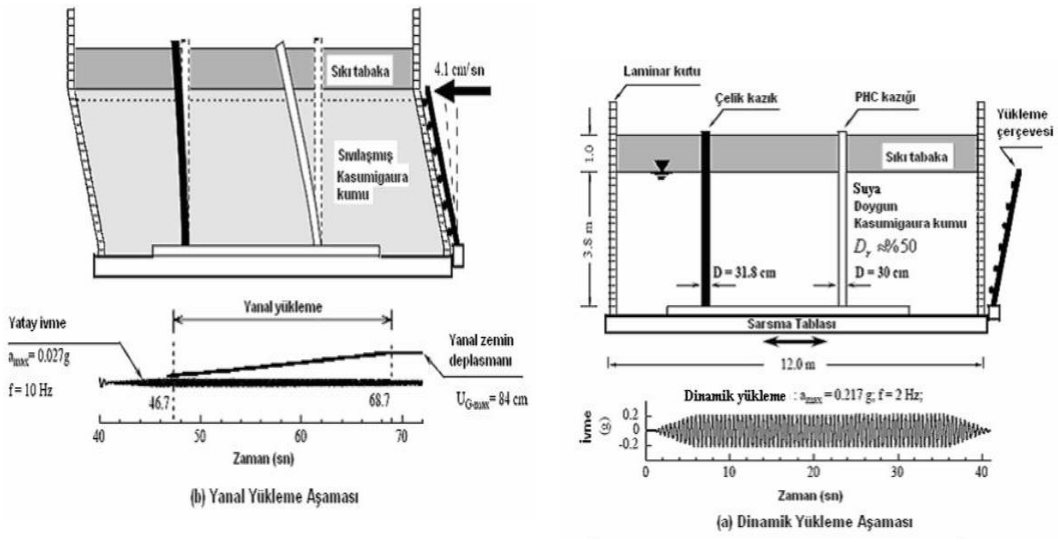


Şekil 4.9 Kazık modelinin deforme olmuş ağlarının görseli (Jinchi ve Diğ. 2004)

4.6. Laminar Kutu İçerisinde Modellenmiş Bir Kazığın Sismik Yüke Karşı Davranışı

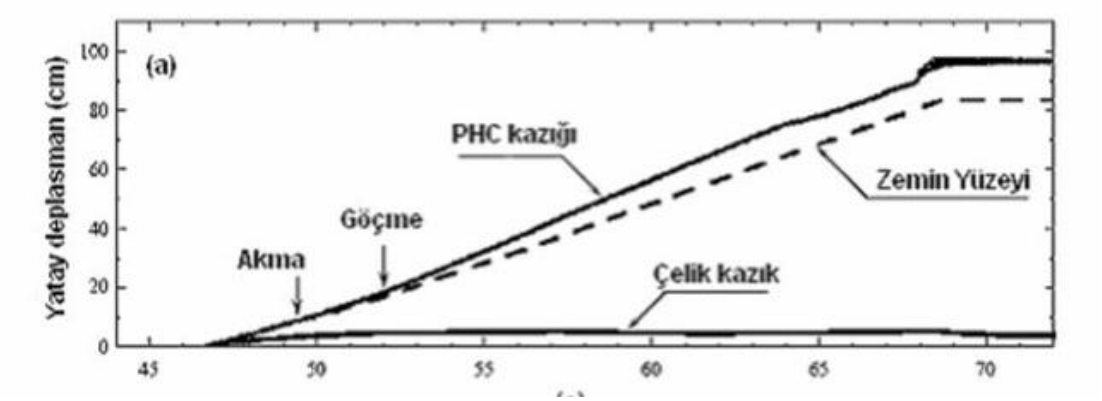
Laminar kutu içerisine sıvılaşma olabilecek zeminlerde inşa edilmiş ölçekli kazığın, dinamik yükleme ve yanal yükleme yapılarak kazığın davranışı gözlenmiştir.

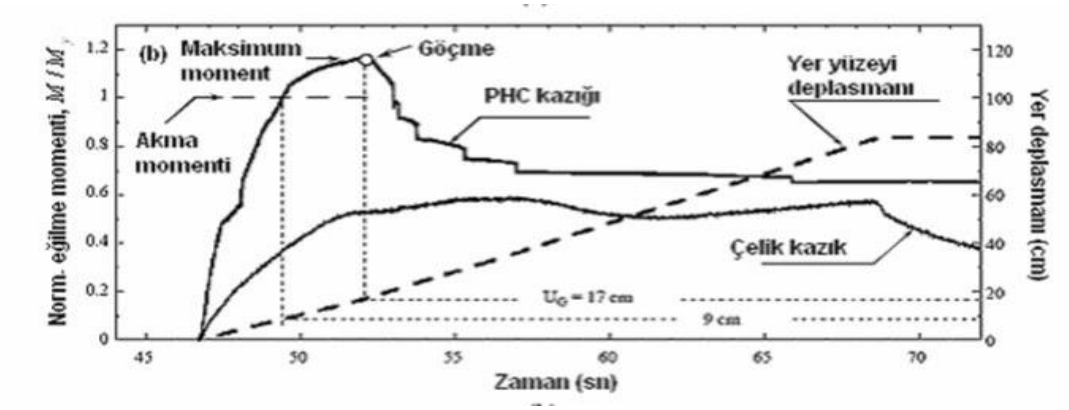
Sarsma tablası ivme, deplasman, boşluk suyu basıncılarını ölçmektedir. Şekil 4.10'da yükleme aşamalarının şematik gösterimini aşağıda görülmektedir. Çelik kazık sığ zemin tabakasına bağlanmıştır.



Şekil 4.10. Sarsma Tablasında Yükleme Aşamaları (Cubrinovski ve Diğ. 2005)

Çizelge 4.2 Kazık Deplasmanları ve Maksimum Eğilme Momentleri (Cubrinovski ve Diğ. 2005)





Dinamik yükleme yapıldıktan sonra;

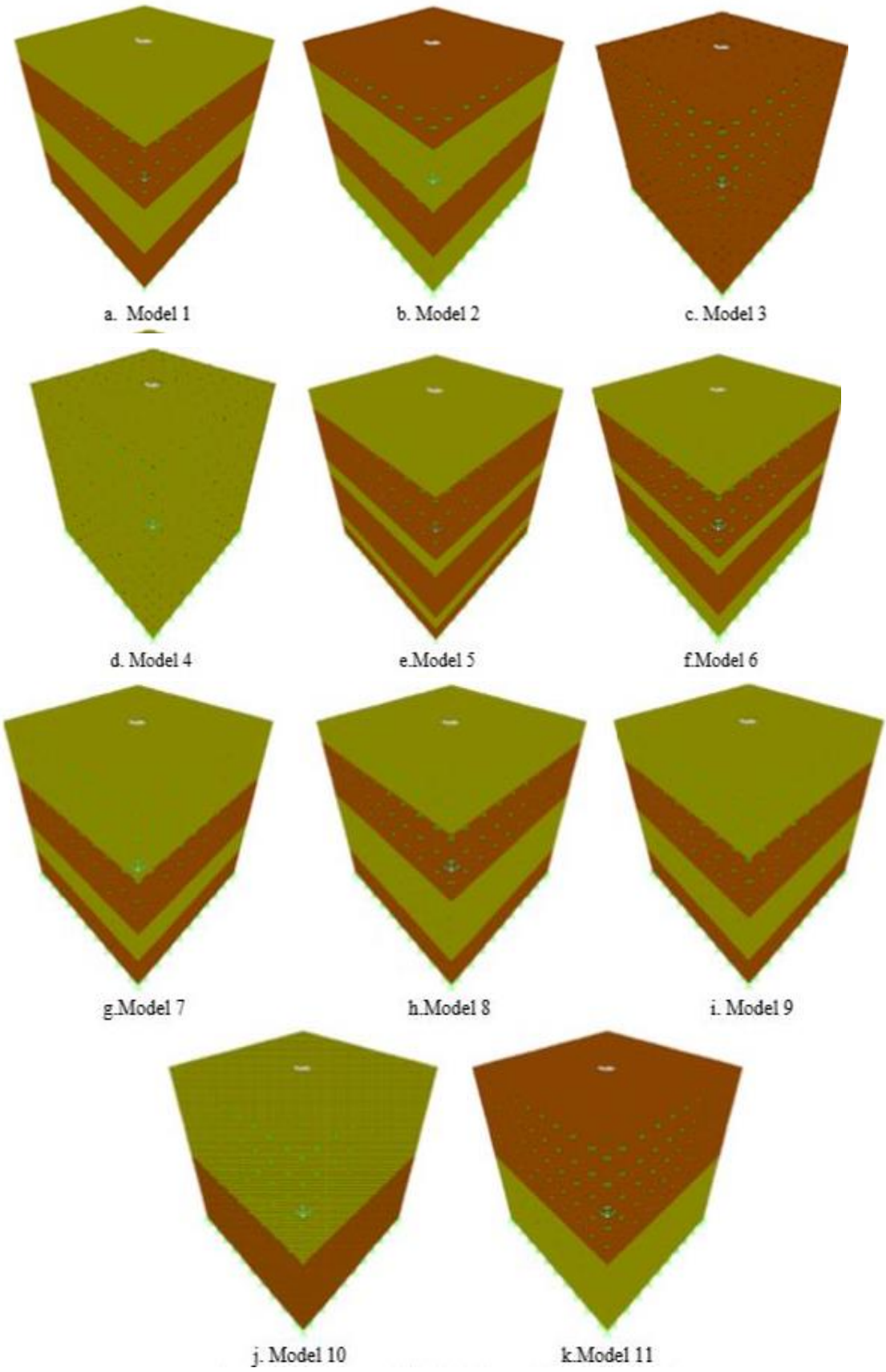
- PHC kazığı, zemin yer değiştirmesini takip etmiştir.
- Çelik kazığı, 20 cm yer değiştirmesinden sonra rijit kaldığı gözlemlenmektedir.

Ardından yanal yükleme 55 sn boyunca kazığa yanal basınç uygulanmıştır.

- PHC Kazığı, sığ zemin tabakasıyla birlikte hareket etmektedir. ilk 49 sn zemin sıvışlaşmaya, 52 sn de ise kazık göçmeye başlamıştır
- Çelik Kazığı, yer değiştirme 55 sn sonrasında sabitlenmiştir.
- PHC kazığı, maksimum eğilme momentine ulaştığında göçme meydana gelmiştir.
- Çelik kazıkta herhangi bir göçme meydana gelmemiş ve yükleme sonrasında yer değişme sabitlenmiştir.
- Kazıkların sığ zemin tabanına soketleşmesi yüklemeler sonrasında kazıkdaki davranışında büyük bir rol oynamaktadır.

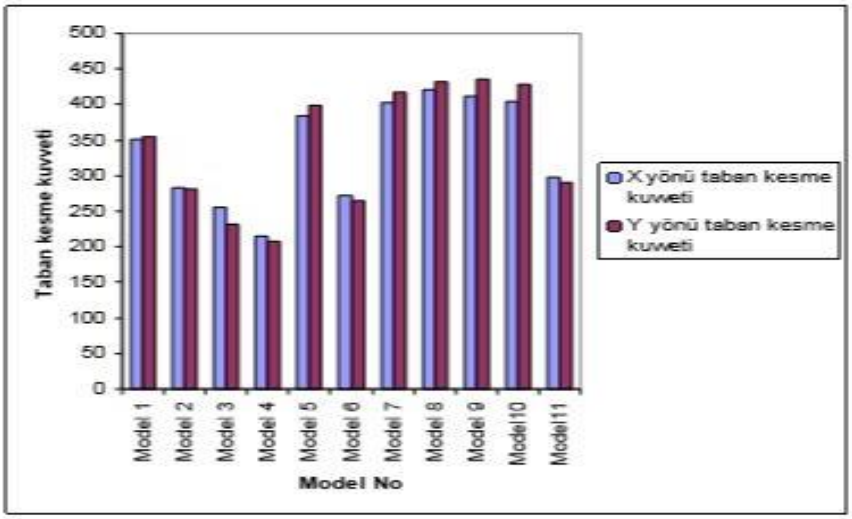
4.7 11 Farklı Zeminde Modellenmiş Bir Kazığın Sismik Yüke Karşı Davranışı

Farklı zeminlerde sabit kazık çapı ve uzunluktaki kazıkların sonlu elemanlar programı olan SAP2000 de modellenmiştir. Şekil 4.11'de modellerin üç boyutlu görselini aşağıda gösterilmektedir. 10x10x1 metreküp zemin sınırları içerisinde çapı 1m ve uzunluğu 10 cm kazık modellenmiştir. Açık renk kil tabakası koyu renk kum tabakası olarak tanımlanmıştır. Dinamik yüklemede daha önce meydana gelen Düzce depreminin veri kaynağı kullanılmıştır.

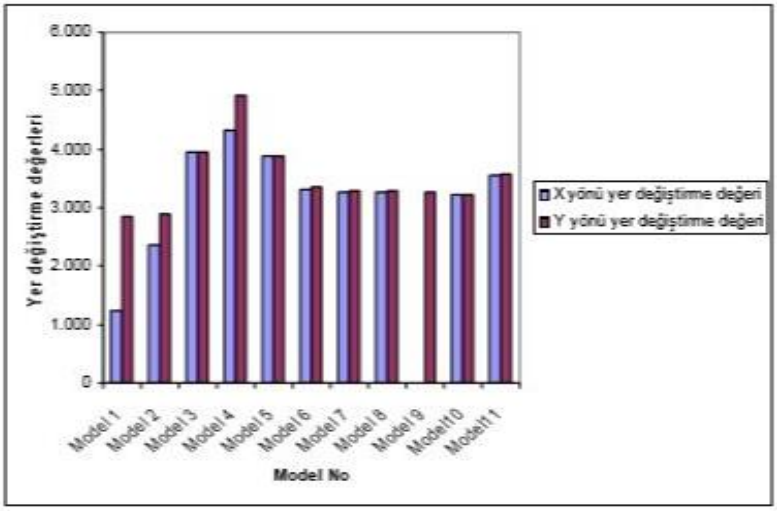


Şekil 4.11 Tüm modellerin üç boyutlu görünümü (Çimen ve Diğ. 2009)

Çizelge 4.3 Maksimum taban kesme kuvvetleri (Çimen ve Diğ. 2009)



Çizelge 4.4 Maksimum yer değiştirme değerleri (Çimen ve Diğ. 2009)



- Çizelge 4.4 de Y yönünde en çok yer değiştirme Model 4'de görülmektedir. Sebebi ise, modellenen zemin profilinin tamamen kil tabakasından oluştuğu içindir.
- Zemin profilinin tamamen kil (Model 4) veya kum (Model 3) olması, taban kesme kuvveti diğer modellere göre de daha küçük olduğu görülmektedir.
- Genel bir yargıda bulunacak oluşsak Model 4 tasarlanan diğer 10 modelden en küçük taban kesme kuvveti ve en büyük yer değiştirme değerine sahip olduğunu görülmektedir.

4.8 İki Tabakalı Zemin Profillerinin İçerisinde Bulunan Kazıklı Temellere Gelen Sismik Yüklerinin Yükleme Sonucu Gözlenen Davranışlar

Bu çalışmada, suya doygun 2 farklı zemin profili olan, alt zeminin suya doygun kil (CL), üst zemin profili ise suya doygun kum (SP) olan ve tam tersi olacak şekilde zemin profillerinin içerisinde bulunan kazıklı temellere gelen sismik yük davranışını 2D PLAXİS da modellenerek, zemin parametrelerini USGS (United States Geological Survey, deprem ivme kayıtlarını Volcano Hawaii, Van ve Petrolia Kalifornya Depremleri seçilmiştir. Aşağıdaki Çizelge 4.52D PLAXİS programında modellerken kullanılan zemin parametreler ve veriler görülmektedir.

Çizelge 4.5 Kil ve kum zemin profillerinin zemin özellikleri (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Zemin Özellikleri	Yumuşak kil zemin	Gevşek kum zemin
γ_{dry} (kN/m^3)	12,0	15,5
γ_{sat} (kN/m^3)	17,5	19,5
υ	0,2	0,3
E (kN/m^2)	9500	1500
Ø (°)	5	22
c (kohezyon, kN/m^2)	25	2

Çizelge 4.6 Kazıklı Temellerin özellikleri (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Çap (D) (m)	0,6	0,8	1,0
Malzeme Modeli	Elastik	Elastik	Elastik
L=L_b(m)	15	15	15
EA (kN/m)	1,08x10^7	1,92x10^7	3x10^7
EI (kN/m2/m)	3,24x10^5	1,02x10^6	2,50x10^6
Poisson oranı υ	0,2	0,2	0,2

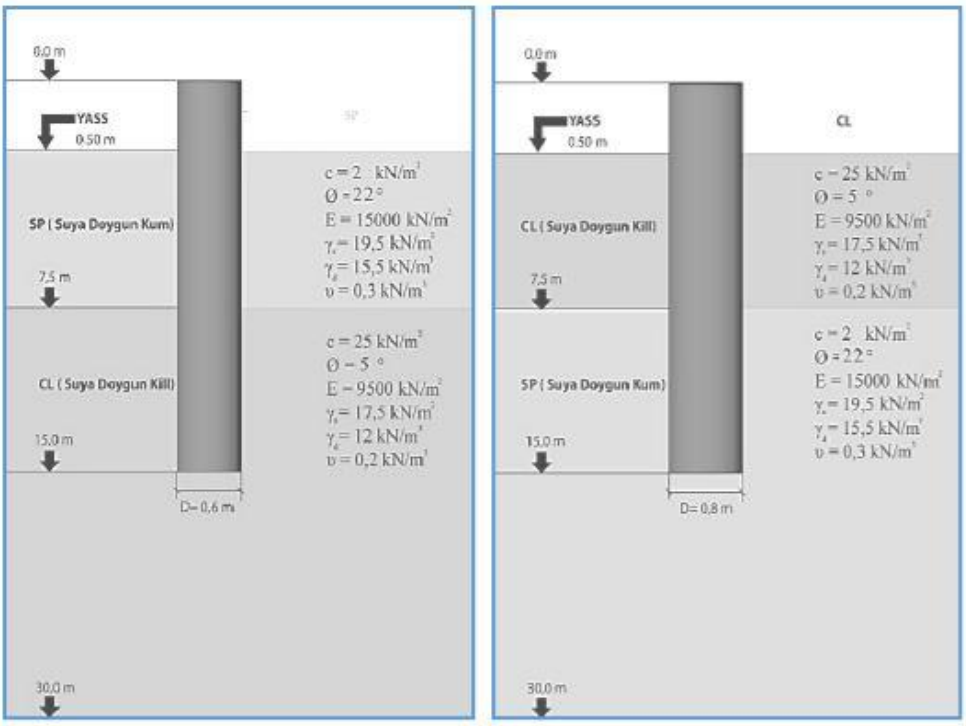
Çizelge 4.7 Deprem Karakteristikleri (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Depremin Büyüklüğü	Meydana geldiği	Meydana geldiği
Mw=4,9	11/08/2013	Volcano-Hawai
Mw=5,9	04/02/2010	Petrolia-California
Mw=7,2	23/10/2011	Van-Türkiye

Yukarıdaki, Çizelge 4.6 ve Çizelge 4.7 2D PLAXİS programın da modellenen, kazık temellerin özellikleri ve depremlerin karakteristikleri görülmektedir.

Alt zeminin suya doygun kil (CL), üst zemin profili ise suya doygun kum (SP) olan, kazık çapı ise, **0,60 mm** kalınlıkta kazıklı temel modellenmiştir.

Alt zeminin suya doygun kum (SP), üst zemin profili ise suya doygun kil (CL) olan, kazık çapı ise, **0,80 mm** kalınlıkta kazıklı temel modellenmiştir. Şekil 4.12'de 2 farklı modellemenin görseli görülmektedir.



Şekil 4.12 2 PLAXİS programında iki farklı tasarım modelleri (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

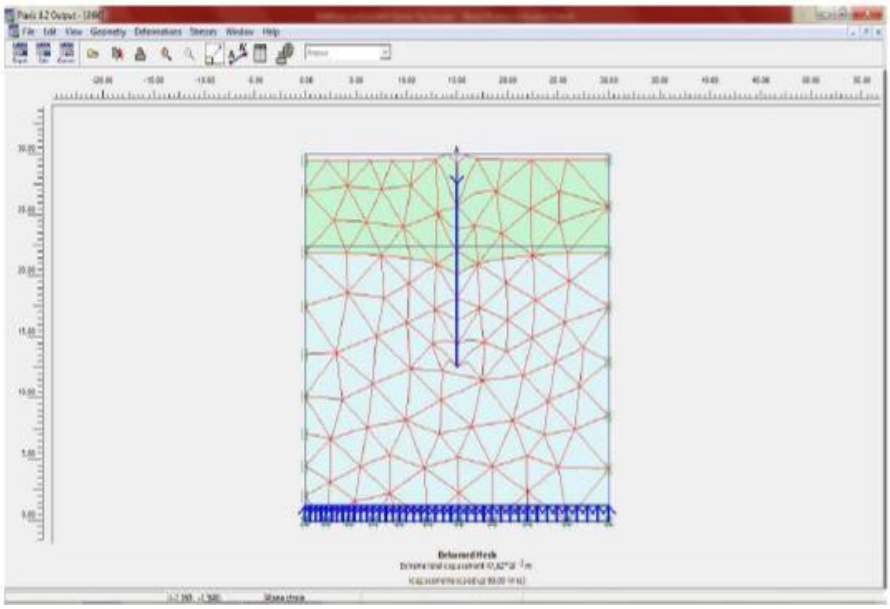
Çizelge 4.8 22,5 metrede killi zeminlerde temelin taşıma gücü hesabı (Görgün,Onur ve Tuncan, 2016)

22,5m Kil Zemin+ 7,5m Kum Zemin	0,6m kazık çapı	0,8m kazık çapı	1m kazık çapı
Uç Taşıma Kapasitesi	145,55 kN	258,82 kN	404,37 kN
Sürtünme Direnci [Kil Zemin]	353,43 kN	471,24 kN	589,05 kN
Sürtünme Direnci [Kum Zemin]	78,42 kN	104,42 kN	130,53 kN
Toplam Taşıma Gücü	577,40 kN	834,48 kN	1123,95 kN
Müsaade Edilebilir Taşıma Gücü (GS=3)	577,40 / 3= 192,47 kN	834,48 / 3= 278,16 kN	1123,95 / 3= 374,65 kN

Çizelge 4.9 22,5 Kumlu zeminlerde temelin taşıma gücü hesabı (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

22,5m Kum Zemin+ 7,5m Kil Zemin	0,6m kazık çapı	0,8m kazık çapı	1m kazık çapı
Uç Taşıma Kapasitesi	657,73 kN	657,73 kN	1827,30 kN
Sürtünme Direnci [Kum Zemin]	75,31 kN	75,31 kN	125,52 kN
Sürtünme Direnci [Kil Zemin]	353,43 kN	353,43 kN	589,05 kN
Toplam Taşıma Gücü	1086,47 kN	1086,47 kN	2541,87 kN
Müsaade Edilebilir Taşıma Gücü (GS=3)	1086,47 / 3= 362,16 kN	1741,22 / 3= 580,41 kN	2541,87 / 3= 847,29 kN

Yukarıda, 22,5 metre de kil ve kum zeminlere oturan tekil modellenmiş kazıklı temel için taşıma gücü hesabı görülmektedir.2D PLAXİS modellemede 3 farklı kazıklı temel kalınlıkları 0,60 m, 0,80 m, 1,00 m olan kazık çaplarına gelen yük sonucu oluşan taşıma gücü hesabını Çizelge 4.9'da görülmektedir.Modellemenin görseli ise Şekil 4.13'de görülmektedir.



Şekil 4.13 2D PLAXİS programında iki farklı tasarım modellemenin görseli (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Çizelge 4.10 22,5 m Kil zemin için deformasyonlar (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Kazık Çapı / Taşıma Gücü	Ampirik Hesap	Plaxis Sonucu
0,6m / 192,47 kN	28,52 mm	22,31mm
0,8m / 278,16 kN	40,49mm	35,27mm
1,0m / 374,65 kN	50,12mm	47,62mm

Çizelge 4.11. 22,5 m kum zemin için deformasyonlar (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Kazık Çapı / Taşıma Gücü	Ampirik Hesap	Plaxis Sonucu
0,6m / 339,73 kN	28,27mm	24,98mm
0,8m / 540,36 kN	38,53mm	35,05mm
1,0m / 784,98 kN	49,22mm	47,31mm

Kazıklı temel modellemesi sonucu oluşan, 22,5 metrede kum ve killi zemde oluşan deformasyonlar Çizelge 4.10 ve Çizelge 4.11'de görülmektedir. Modelleme sonrasında uygulanan deprem yük sonrasın da oluşan deformasyonları Çizelge 4.12 ve Çizelge 4.13'de görülmektedir.

Çizelge 4.12 22,5 metrede kil zeminde deprem etkisi altındaki deformasyonu (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Zemin Türü	Kazık çapı (m)	Büyüklük (Mw)	Kazık grubu düşey deformasyon (mm)	Tek kazığa düşen deformasyon (mm)
22,5m Kil Zemin + 7,5m Kum Zemin	0,6	Mw=4,9	41,73	30,27
		Mw=5,9	56,75	41,18
		Mw=7,2	68,21	49,50
	0,8	Mw=4,9	61,86	37,08
		Mw=5,9	79,57	47,69
		Mw=7,2	96,31	57,73
	1,0	Mw=4,9	94,73	48,83
		Mw=5,9	112,22	57,26
		Mw=7,2	128,62	65,62

Çizelge 4.13 22,5 metrede kum zeminde deprem etkisi altındaki deformasyonu (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Zemin Türü	Kazık çapı (m)	Büyüklük (Mw)	Kazık grubu düşey deformasyon (mm)	Tek kazığa düşen deformasyon (mm)
22,5m Kum Zemin + 7,5m Kil Zemin	0,6	Mw=4,9	51,91	37,67
		Mw=5,9	69,78	50,64
		Mw=7,2	86,04	62,44
	0,8	Mw=4,9	124,81	74,81
		Mw=5,9	142,77	85,57
		Mw=7,2	158,97	95,28
	1,0	Mw=4,9	242,59	123,77
		Mw=5,9	260,88	133,10
		Mw=7,2	276,69	141,17

22,5 metrede kil ve kumda oluşan kazıklı temelle etki eden eşdeğer yük (sabit büyüklükte ve yönde yük) yükler, Çizelge 4.14 ve Çizelge 4.15 de görülmektedir. Modelleme de en kötü durum düşünülerek grup etkinlik faktörü olarak minimum değer E=0,70 kullanılmıştır. Taşıma gücü radye temel ve yayılı yük olarak tanımlanmıştır. Skempton geri hesap yöntemiyle kazığa gelen deformasyolar tespit edilmiştir (Görgün Onur ve Tuncan 2016). Deprem büyüklüğü arttıkça eş değer statik yük artışı görülmektedir.

Çizelge 4.14 22,5 metrede kumlu zemine oturan kazıklı temele etki eden eşdeğer yükler (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Kazık çapı (m)	Büyüklük (Mw)	Eşdeğer Statik Yük (kN)	Eşdeğer Statik Yük Artış (%)
0,6	Mw=4,9	852	11
	Mw=5,9	1014	32
	Mw=7,2	1138	48
0,8	Mw=4,9	1271	14
	Mw=5,9	1481	33
	Mw=7,2	1679	51
1,0	Mw=4,9	1867	25
	Mw=5,9	2088	39
	Mw=7,2	2294	53

Çizelge 4.15 22,5 metrede killi zemine oturan kazıklı temele etki eden eşdeğer yükler (Görgün Onur ve Tuncan 2016)

Kazık çapı (m)	Büyüklük (Mw)	Eşdeğer Statik Yük (kN)	Eşdeğer Statik Yük Artış (%)
0,6	Mw=4,9	1531	6
	Mw=5,9	1752	21
	Mw=7,2	2043	41
0,8	Mw=4,9	2999	29
	Mw=5,9	3353	44
	Mw=7,2	3673	58
1,0	Mw=4,9	5765	70
	Mw=5,9	6150	82
	Mw=7,2	6482	91

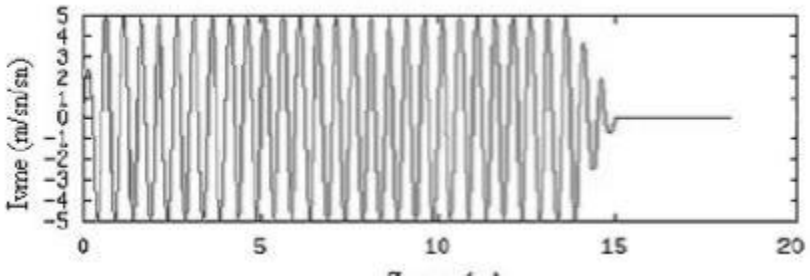
Bu çalışmada görülen çizelgelerde görüldüğü üzere, kazıklı temeller de çapı arttıkça eşdeğer statik yük artışı 0,25 olarak bulunmuştur. Deprem büyüklüğü arttıkça statik yük 0,39 artmıştır.

4.9 Sıvışabilen Zeminlerde Kazığın Davranışı

1964 tarihinde meydana gelen Niigata (Japonya) depremin, deprem sonrası sıvılaşan zeminin yanal yayılması sonucu, binaları destekleyen betonarme kazıklara büyük hasarlara neden olmuştur. 1964 Niigata depreminde yanal yayılma sonucu oluşan hasarların belirgin olduğu örneklerdendir (Hamada 1992) .

Bu çalışmada, sıvılaşabilen zeminlerde ve kohezyonlu sıvılaşmayan Nevada kumunda kazıklı temellerin DIANA-SWANDYNE II sonlu elemanlar analiz programın da modellenen, iki tabakalı zemin profilleri üzerinde, farklı büyüklükteki sismik yüklemeler yapılarak zemin profilinin içerisinde bulunan kazıklı temellerin davranışını incelemiştir.

Modellemelerde, dinamik analizlerinde Şekil 4.14' de görüldüğü üzere deprem 0,5 g-2 Hz sinüzoidal, üniform, yatay deprem hareketleri uygulanmıştır (Teymür ve Yılmaz 2007)

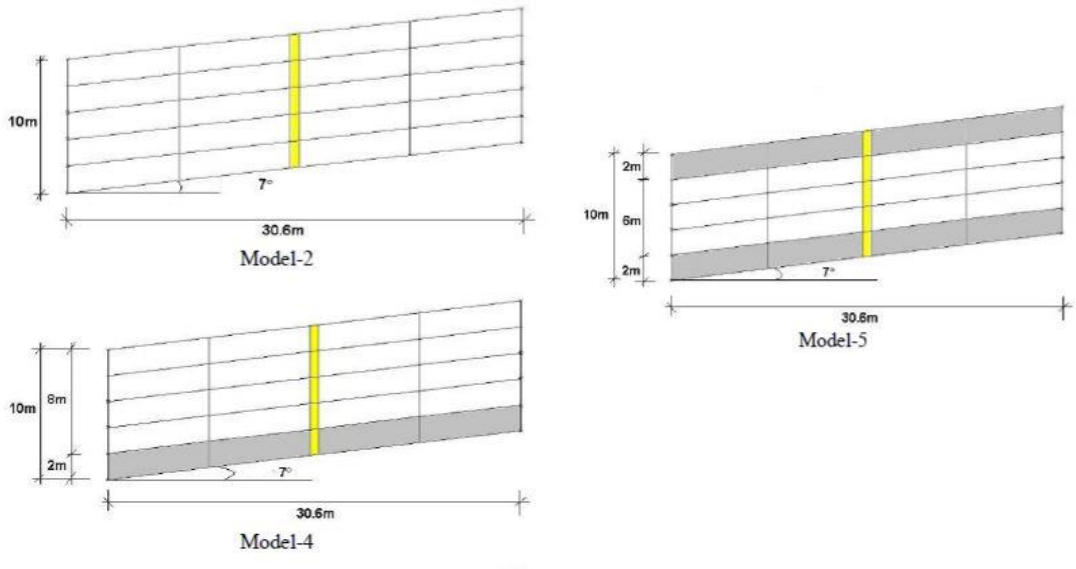


Şekil 4.14 Deprem girdi hareketleri (Teymür ve Yılmaz 2007)

Çizelge 4.16'da modellerin özellikleri görülmektedir.

Çizelge 4.16 Zemin kazık model özelikleri (Teymür ve Yılmaz 2007)

Model No	Relatif Sıkılık (%)	Eğim Derecesi	Deprem Hareketi	Kazık Rijitliği (kNm^2)
2.1	60	7	0.5g-2Hz	67500
2.2	40	7	0.5g-2Hz	67500
2.5	40	7	0.5g-2Hz	2250
4.1	60	7	0.5g-2Hz	67500
4.2	40	7	0.5g-2Hz	67500
4.6	40	7	0.5g-2Hz	2250
5.1	60	7	0.5g-2Hz	67500
5.2	40	7	0.5g-2Hz	67500
5.7	40	7	0.5g-2Hz	2250



Şekil 4.15 Zemin kazık profilleri (Teymür ve Yılmaz 2007)

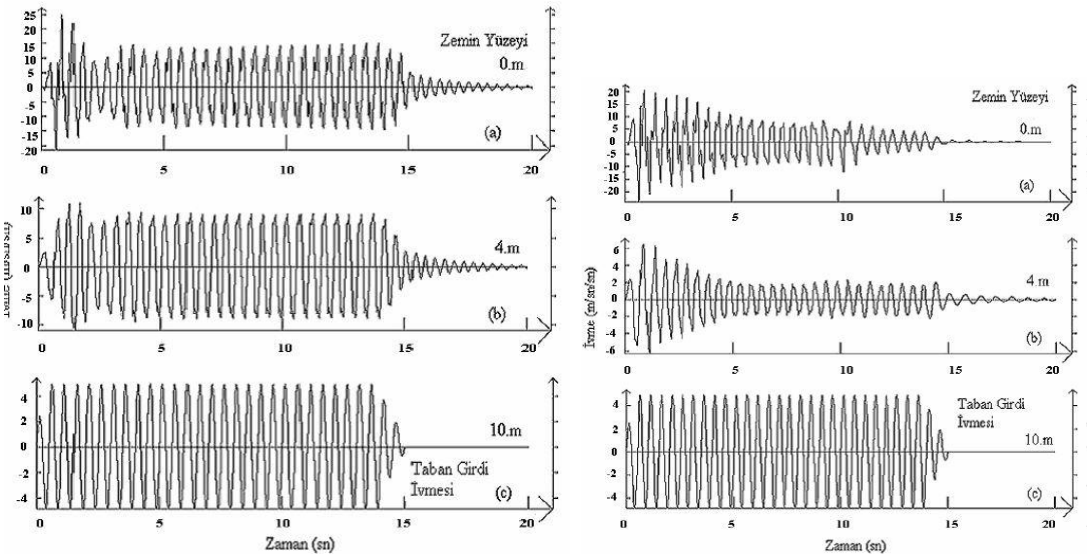
Şekil 4.15'de görüldüğü üzere üç farklı modelleme yapılmıştır.

Model – 2 Beton rijit bir kazık - Tek tabakalı zeminlerde, zemin 0,07 eğimli olup, üstte 0,40 relatif sıkılıkta ve altta 0,60 relatif sıkılıkta 5.1 kPa hafif kohezyonlu Nevada kumu olacak şekilde modellenmiştir.

Model – 4 Beton rijit bir kazık - İki tabakalı zeminlerde, zemin 0,07 eğimli olup, üstte 0,40 relatif sıkılıkta ve altta 0,60 relatif sıkılıkta 5.1 kPa hafif kohezyonlu Nevada kumu olacak şekilde modellenmiştir.

Model – 5 Beton rijit bir kazık - Üç tabakalı zeminlerde, zemin 0,07 eğimli olup, ortada 0,40 relatif sıkılıkta, üstte ve altta 5.1 kPa hafif kohezyonlu Nevada kumu olacak şekilde modellenmiştir.

Şekil 4.16 ve Şekil 4.17'de, Model 1.1. ve Model 1.2. nin herbir metre aralıklarla ivme değerleri ve boşluk suyu basınçlarını görülmektedir.

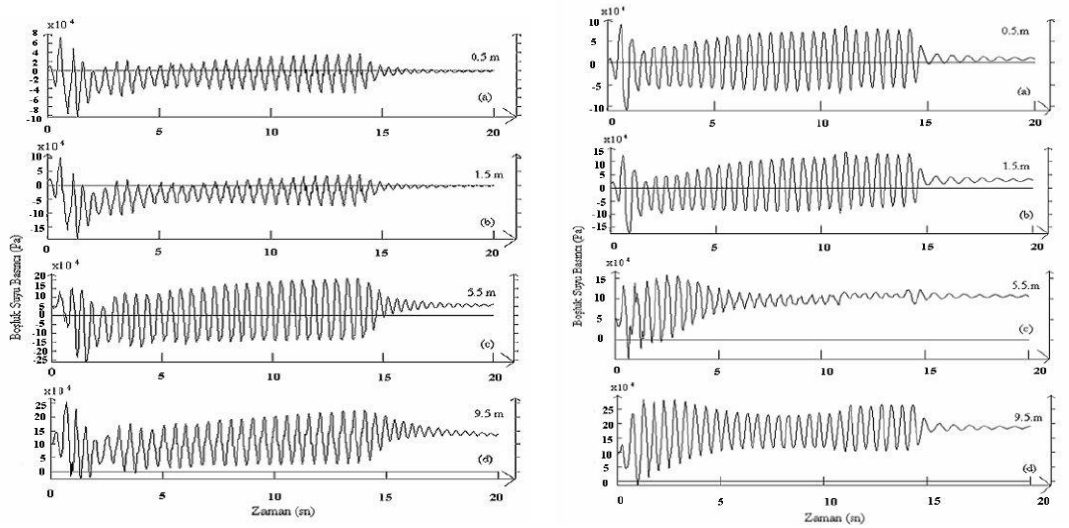


Şekil 4.16 Model 1.1.ve Model 1.2.

a) 0 m derinlikteki hesaplanan ivme değerleri

b) 4m derinlikteki hesaplanan ivme değerleri

c) 10 m derinlikteki hesaplanan ivme değerleri (Teymür ve Yılmaz 2007)



Şekil 4.17 Model 1.1.ve Model 1.2.

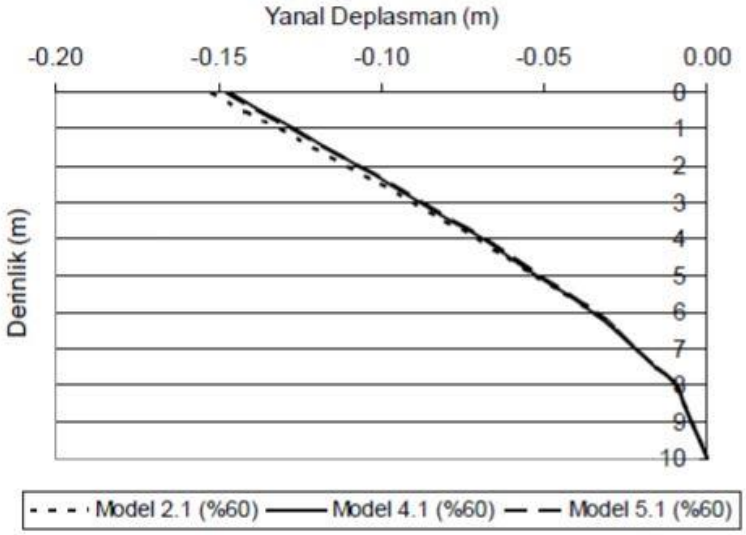
a) 0.5m derinlikteki boşluk suyu basınçları

b) 1.5m derinlikteki boşluk suyu basınçları

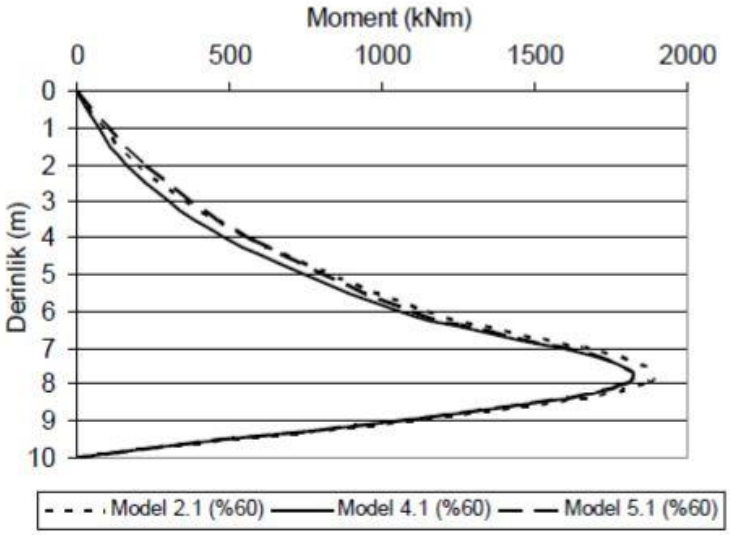
c) 5.5 m derinlikteki boşluk suyu basınçları

d) 9.5 m derinlikteki boşluk suyu basınçları (Teymür ve Yılmaz 2007)

0.5 g deprem büyüklüğünde ve 2 Hz frekans sahip sismik yükleme sonucu modellenen rijit kazıklı temellerde, Şekil 4.17 üç modellemede birinci yükleme sonucu oluşan maksimum kazık yanal deplasmanları görülmektedir. Şekil 4.18'de ise birinci yükleme sonucu 3 modellemede oluşan maksimum kazık eğilme momentleri görülmektedir. Şekil 4.19'da 0,07 eğimli tek tabakalı zeminin 0,60 relatif sıkılıktaki kumlu zeminde oluşan, kazıkta en büyük eğilme momenti olan 1856 kNm Model 2.1'de görmek mümkündür.

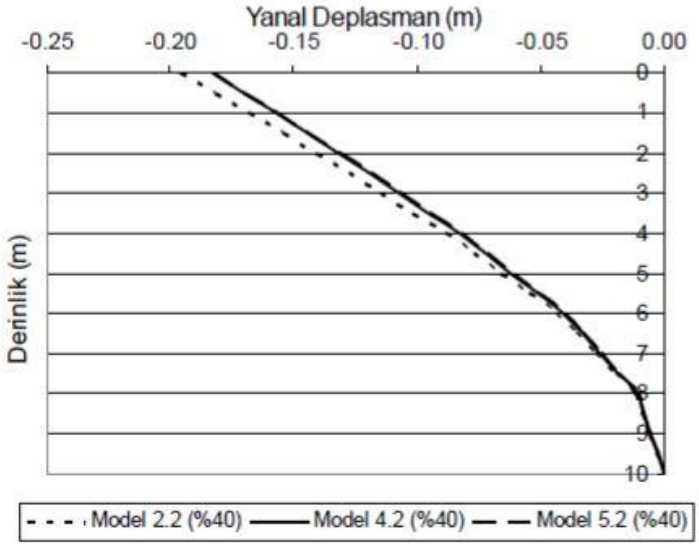


Şekil 4.18 Modellerin 1. yüklemedeki max. yanal kazık deplasmanları (Teymür ve Yılmaz 2007)

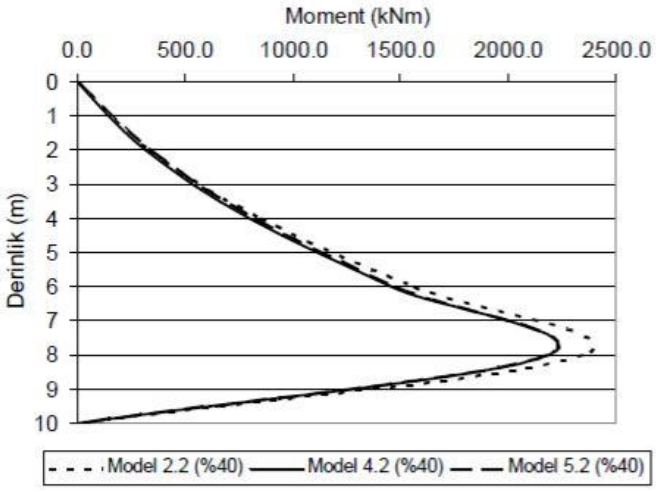


Şekil 4.19 Modellerin 1. yüklemedeki max. kazık eğilme momentleri (Teymür ve Yılmaz 2007)

0.5 g deprem büyüklüğünde ve 2Hz frekans sahip sismik yükleme sonucu modellenen rijit kazıklı temellerde, Şekil 4.20'de 3 modellemede ikinci yükleme sonucu oluşan maksimum kazık yanal deplasmanları görünmektedir. Model 2.2. de 20 cm'lik max yanal kazık deplasman görülmektedir. Şekil 4.21'de ise ikinci yükleme sonucu 3 modellemede oluşan maksimum kazık eğilme momentleri görünmektedir. Şekil 4.22'de 0,07 eğimli tek tabakalı zeminde 0,40 relatif sıkılıktaki kumlu zeminde oluşan kazıkta en büyük eğilme momenti olan 2349 kNm Model 2.2'de görmek mümkündür.

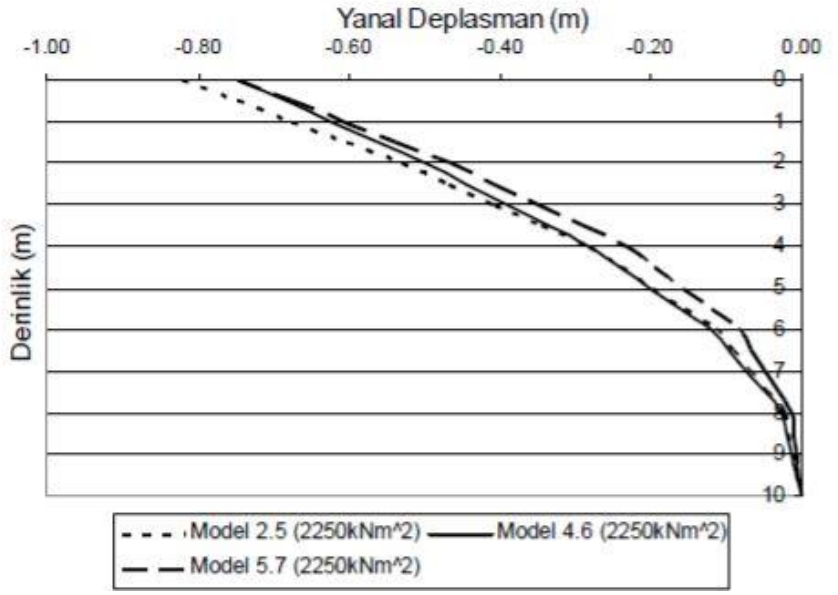


Şekil 4.20 Modellerin 2. yüklemedeki max. yanal kazık deplasmanları (Teymür ve Yılmaz 2007)

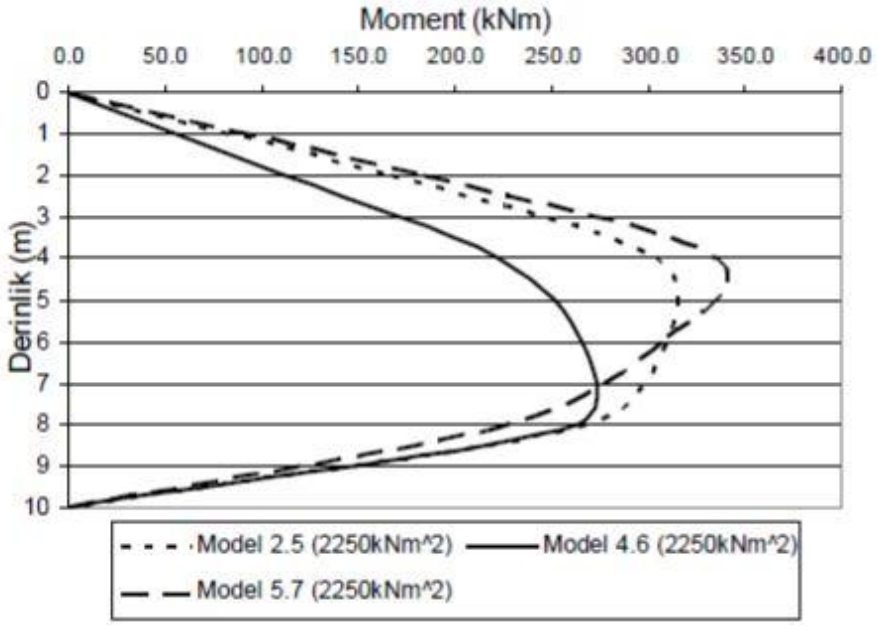


Şekil 4.21 Modellerin 2. yüklemedeki max. kazık eğilme momentleri (Teymür ve Yılmaz 2007)

0,60 relatif sıkılıktaki Nevada kumlu zeminde oluşan zemin profilindeki kazık ile 0,40 relatif sıkılıktaki Nevada kumlu zeminde meydana gelen tepki ile zemin profilindeki kazıkların tepkisi daha düşük kalmaktadır. İkisi karşılaştırıldığında maksimum yanal deplasman ve eğilme momentinin tek tabakalı zeminlerde meydana geldiği görülmektedir (Teymür ve Yılmaz 2007).



Şekil 4.22 Modellerin 3. yüklemedeki max. yanal kazık deplasmanları (Teymür ve Yılmaz 2007)



Şekil 4.23 Modellerin 3. yüklemedeki max. kazık eğilme momentleri (Teymür ve Yılmaz 2007)

Şekil 4.22'de de görüldüğü üzere maksimum yanal kazık deplasmanı tek tabakalı modelde görmek mümkündür. Şekil 4.23'de de görüldüğü üzere maksim kazık eğilme momenti üç tabakalı zeminde oluştuğu görülmektedir. Maksimum eğilme momentlerin oluştuğu yerler yüksek rijitlikteki kazıklarda daha çok kazık uçlarında yoğunlaşırken, düşük rijitlikteki kazıklarda kazığın orta kısmına doğru oluşmaktadır (Teymür ve Yılmaz 2007).

Bu çalışma sonucunda, Model 2.2. ve Model 4.2. numunelere yapılan yüklemeler sonucu kazıklarda meydana gelen maksimum eğilme momentleri, iki modellemede de yakın değerler olduğunu görmek mümkündür. Bu yakın değerlerinin olması, 0.5 g deprem büyüklüğünde ve 2 Hz frekans sahip sismik yükleme sonucu aynı rijitiğe sahip olmasındandır.

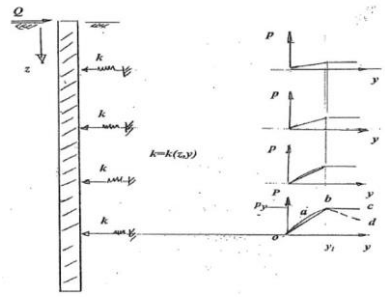
Yapılan analizde aynı özellikteki kazıkların ve zemin modellerin üzerinde farklı sismik yüklemelerin uygulanması rijit kazıklarda önemli şekilde yanal deplasmanlar ve eğilme momentleri değiştirdiği görülmektedir (Teymür ve Yılmaz 2007).
Yapılan bu çalışmalar sonucu, kazıkların davranışını zeminin relatif sıkılığı, depremin frekansı, kazığın tipine, bulunduğu bölgenin sismikliğine, kazık tasarımına, kazığın malzemesine, zemin tabakasının eğimi, kazığın rijitliği, depremin şiddeti, baş ve uç sınır koşullana göre değişmektedir. Özellikle uç kazıkları yani kazık uç kısmı harekete serbest olan kazıklar, zemin tabakasının eğilme derecesinin artması bununla birlikte kazıkta da yanal deplasmanların ve eğilme momentlerin artmasına neden olmaktadır.

4.10 Sismik Yük Sonucu Sıvılaşan Zeminlerde Kazıkların P-Y Yöntemi İle Davranışlarının İncelenmesi

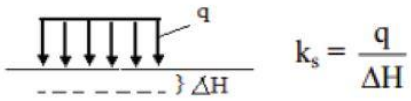
Bu çalışmada, 1964 yılında meydana gelen Japonya, Niigata depreminde sonrasında büyük hasara uğrayan Niigata Family adliye binasının, 1 adet kazığının incelenmesi, belirlenen zemin profili, kazıklar p-y yöntemi, doğrusal yay yaklaşımıyla çözümlenerek, seçilen kazık ile deformasyonların, eğilme momentlerinin karşılaştırılmıştır (Öztürk ve Işık 2015).

Sıvılaşabilir zeminlerde, sismik yüklü kazıklarda oluşabilecek, eğilme momentleri ve deformasyonları atalet yükleri referans alınarak p-y yöntemiyle LPILE, doğrusal yay yöntemi ile SAP2000 programlarında modellenmiştir. Şekil 4.24' de yanal yüklenen bir kazıktaki zemin davranışı görülmektedir. Yatak katsayısı zeminin bir noktasındaki gerilme ve oturma oranı denmektedir. Şekil 4.25'de formülasyonu görmek mümkündür.

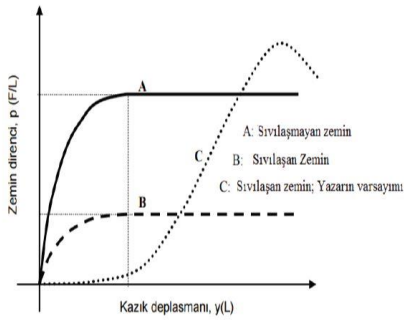
P-y yöntemi ise, zeminin plastik özelliklerinin hesaba katıldığı ve şekil değiştirmelerin fonksiyonu denmektedir. Gerçekte p-y eğrisi sıvılaşan zeminlerde deformasyonla artan eğim şeklinde olması gerekirken, yüksek deplasman da pekleşme denmektedir. Şekil 4.26'da sıvılaşmış bir zemin p-y eğrisini azalttığı görülmektedir.



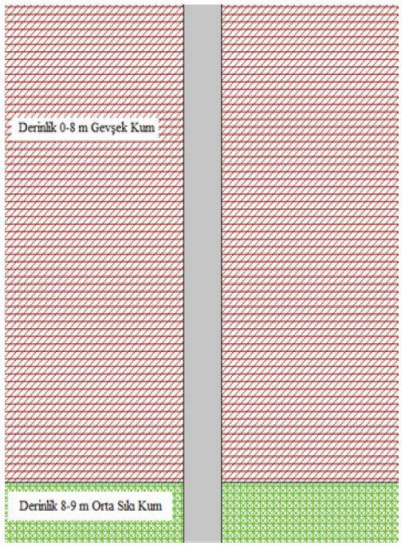
Şekil 4.24 Yanal yüklenen bir kazıkta zemin davranışının temsili çizimi(Öztürk ve Işık 2015)



Şekil 4.25 Yatak katsayısı (Öztürk ve Işık 2015)



Şekil 4.26 Sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin için p-y eğrisi örneği (Öztürk ve Işık 2015)



Şekil 4.27 Analizlerde kullanılan zemin profili, ilk 8 m'si sıvılaşan zemin ortamı (Öztürk ve Işık 2015)

LPILE ve SAP2000 programında 70 cm çapında, Şekil 4.27'de görünen zemin profili analizlerde kullanılmıştır. Çizelge 4.17 ve Çizelge 4.18'de görüldüğü üzere kullanılan zemin ve betonun özellikleri mevcuttur.

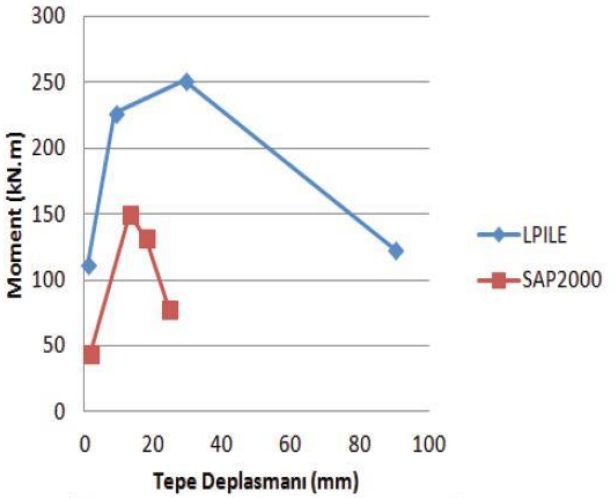
Çizelge 4.17 Zemin özellikleri (Öztürk ve Işık 2015)

Örnek Durum	Zemin Tabakası	Efektif Birim Hacim Ağırlığı (kN/m^3)
Sıvılaşma ilk 8 m'de	0-8 Gevşek Kum	7
	8-9 Orta Sıkı Kum	10
Sıvılaşma ilk 4 m'de	0-4 Gevşek Kum	7
	4-9 Orta Sıkı Kum	10
Sıvılaşma ilk 5m'de	0-5 Gevşek Kum	7
	5-9 Orta Sıkı Kum	10

Çizelge 4.18 Beton özellikleri (Öztürk ve Işık 2015)

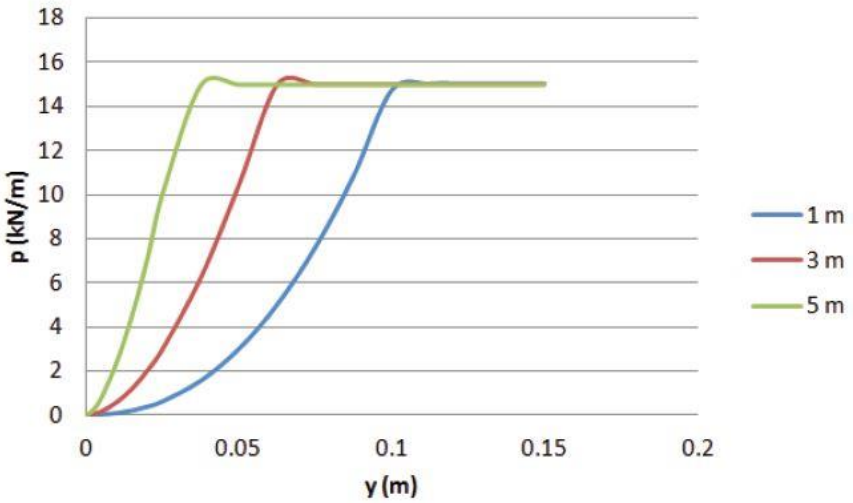
Beton Sınıfı	Karakteristik Basınç Dayanımı (MPa)	Birim Hacim Ağırlığı (kN/m^3)	Elastisite Modülü (MPa)
C25	25	24	30000

Şekil 4.28'de LPILE ve SAP200 programlarında sekiz farklı modellemenin moment ve deplasman grafiği görülmektedir. Şekil 4.29'da ise ilk 8 metrede sıvılaşan zemin profili için 3 farklı zemin mesafesinde p-y eğrisi görülmektedir.

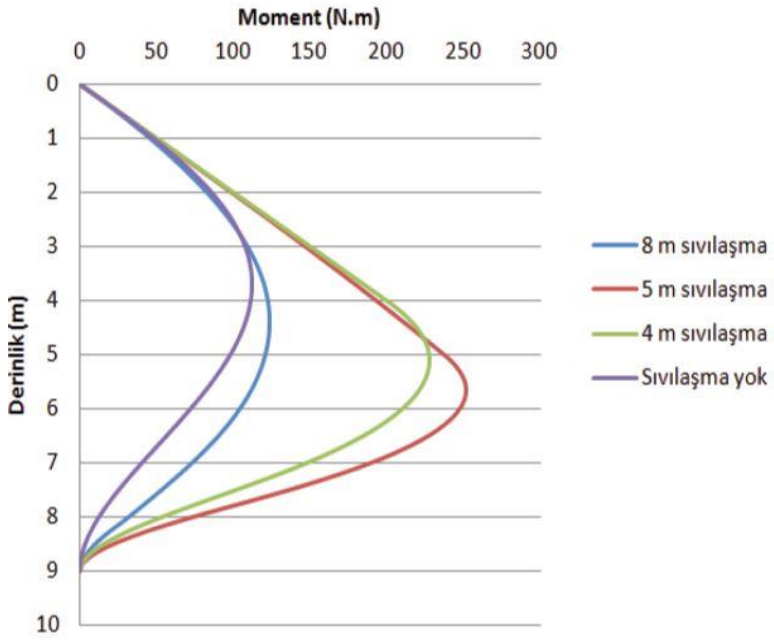


	Örnek Uygulamalar	Max Deplasman(mm)	Max Moment(kN.m)
LPILE	Sıvılaşma 8 m	90	123.6
	Sıvılaşma 5 m	29	251.59
	Sıvılaşma 4 m	8.8	227.255
	Sıvılaşma yok	0.77	112.46
SAP2000	Sıvılaşma 8 m	24.6	78.33
	Sıvılaşma 5 m	17.9	131.5
	Sıvılaşma 4 m	13	149.91
	Sıvılaşma yok	1.6	44.53

Şekil 4.28 LPILE ve SAP2000 programları moment-deplasman grafiği (Öztürk ve Işık 2015)

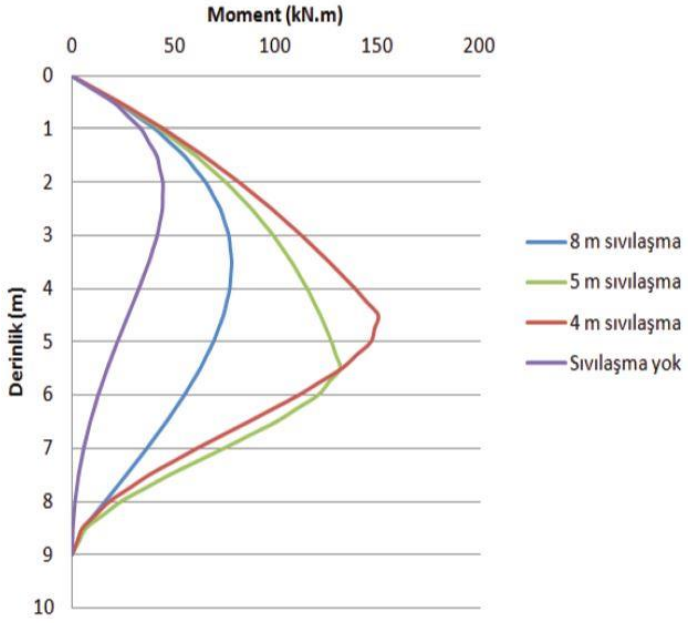


Şekil 4.29 İlk 8 m' si sıvılaşan zemin profili için p-y eğrisi grafiği (Öztürk ve Işık 2015)

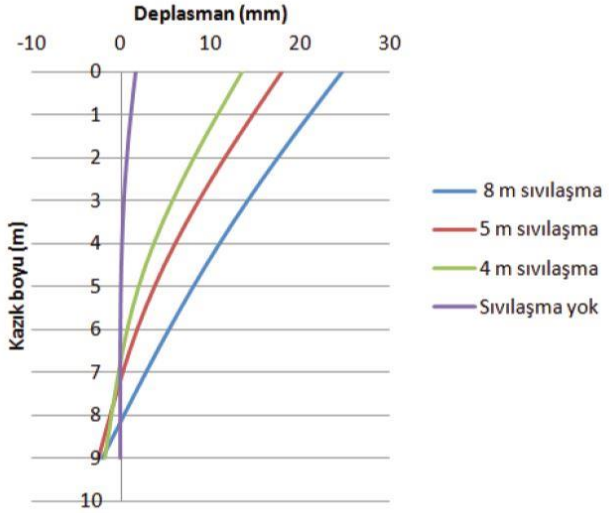


Şekil 4.30 LPILE programında sıvılaşan zeminde eğilme momenti-derinlik grafiği (Öztürk ve Işık 2015)

Şekil 4.30 ve Şekil 4.31'de LPILE ve SAP2000 programında 4 farklı modelleme ye göre sıvılaşan zeminde eğilme momenti ve derinlik grafiği görülmektedir.

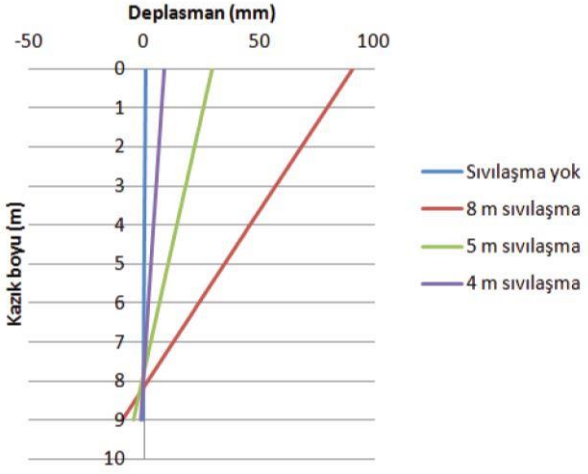


Şekil 4.31 SAP2000 sıvılaşan zeminde eğilme momenti-derinlik grafiği (Öztürk ve Işık 2015)



Şekil 4.32 SAP2000 analizinde kazık uzunluğu-yatay yer değiştirme grafiği (Öztürk ve Işık 2015)

Şekil 4.32 ve Şekil 4.33'deLPILE ve SAP2000 programında 4 farklı modelleme ye göre kazık uzunluğu ve yatay yer değiştirme grafikleri görülmektedir.



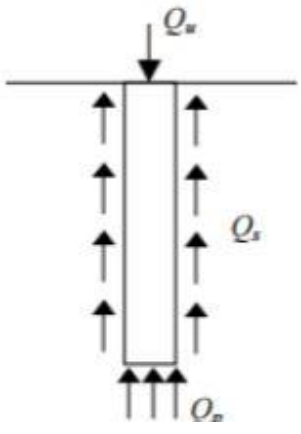
Şekil 4.33 LPILE analizinde kazık uzunluğu-yatay yer değiştirme grafiği (Öztürk ve Işık 2015)

Kazık davranışında gözlemlenen en düşük moment sıvılaşma olmayan zemin profilinde saptanmıştır. Sıvılaşan zemin kalınlığı arttıkça moment değeri artmıştır. Fakat 8 metrede moment tekrar azalmıştır. Nedeni ise sıvılaşan tabakanın kalınlığı arttıkça soketlenme derinliği azalacaktır.Kazık daha aza eğilmeye uğramış ve kazık rijit davranarak devrilmiştir.

Kazık uzunluğu ve deplasman incelendiğinde 8 metresi sıvılaşan zeminlerde diğer derinlikteki sıvılaşan zemin profillerine göre daha az olduğu görülmüştür. Nedeni ise sıvılaşma sırasında söketleme derinliği az olduğu için kazık rijit davranarak eğilmeden dönmeye çalışmıştır. Bu nedenle kazığı başı çok ötelenmiştir. Grafiklerde en kritik an ilk 4 metresi sıvılaşan zemin profilidir.Moment mertebesi olarak SAP200 ve LPILE değerlerin altında kalmış ve yer değiştirmelerin çok daha az olduğu görülmektedir (Öztürk ve Işık 2015).

4.11 Sismik Yük Altındaki Uç Kazıkların Davranışları

Bu çalışmada, Plaxis 2D ve Flac 2D programında kumlu zemin içerisinde tasarlanan kazıkların 80 ve 100 cm kazık çapları, 25 ve 30 metre kazık boyları olacak şekilde taşıma güçleri hesaplanmış ve düşey yük olarak kazık başlıklarına etki ettirilmiştir. Analizler de gerçek deprem yüklemeler yapılarak çıkan analiz sonucunda uç kazıkların sismik yük altında kazığın çap ve boy ile ilişkisini kazığın davranışını, kazık tepe deplasmalarını ve kazıklardaki moment dağılımlarını etkilediğini araştırmıştır.
Şekil 4.34'de kazık taşıma gücü, kazık ve zemin arasında sürtünmeyle taşınan toplam yük (Qs) ve kazık ucu tarafından taşınan toplam yük (Qp) toplanarak bulunur. Denklem; Qu = Qs + Qp (Kardoğan ve Onur 2017).



Şekil 4.34 Kazık taşıma gücü bileşenleri (Kardoğan ve Onur, 2017)

4 farklı kazık modellerinin, taşıma güçleri ise Çizelge 4.19 görülmektedir. Kazıklarda beton sınıfı C20 betonu tanımlanmıştır. Çizelge 4.20 de ise zemin özelliklerini görmek mümkündür.

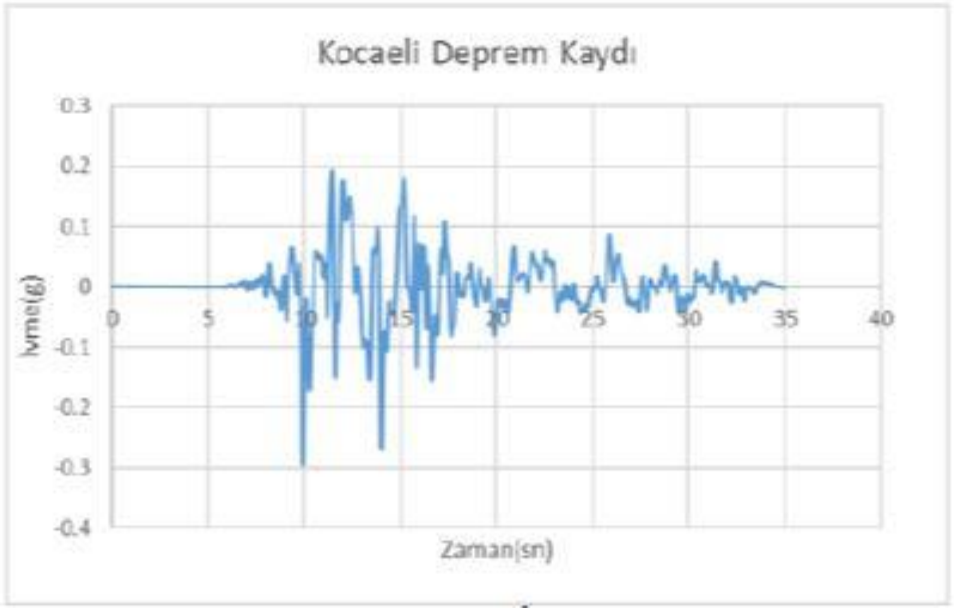
Çizelge 4.19 Kazık Boyutları Mekanik Özellikleri (Kardoğan ve Onur 2017)

Kazık Çapı(cm)	Kazık Boyu(m)	Kazık Elastisite modülü(kPA)	Kazık Taşıma Gücü (kN)
80	25	$28x10^6$	1457
80	30	$28x10^6$	2075
100	25	$28x10^6$	1836
100	30	$28x10^6$	2610

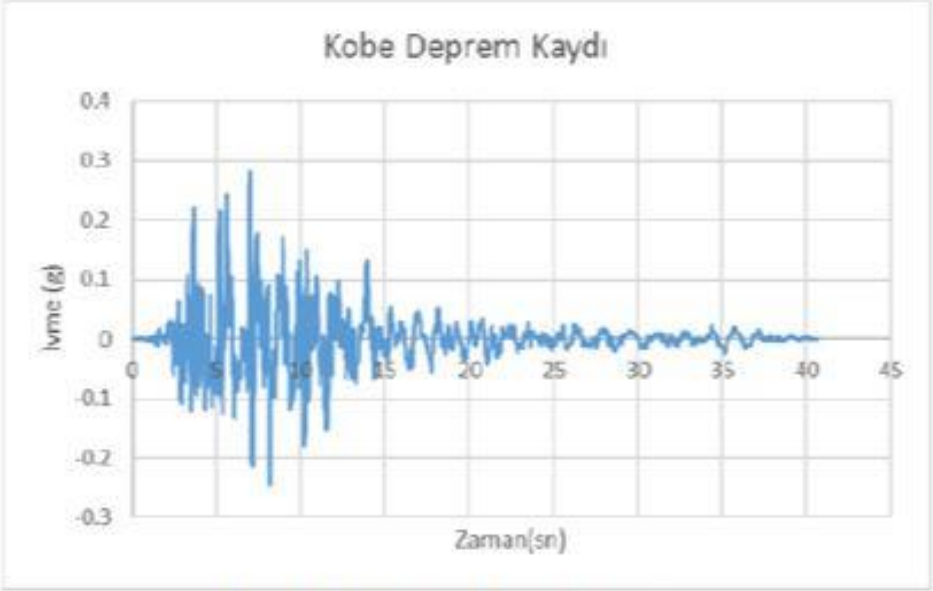
Çizelge 4.20 Zemin özellikleri (Kardoğan ve Onur 2017)

Birim hacim ağırlığı kN/m^3	Bulk Modülü (kN/m^2)	Kayma Modülü (kN/m^2)	Kohezyon	Sürtünme Açısı (°)	Malzeme Modeli
17.8	32500	15000	0.01	31	Mohr-Coulomb

Sismik yük olarak Kocaeli ve Kobe depremleri değerler uygulanmıştır. Şekil 4.35'de görüldüğü üzere, 1999 yılında meydana gelen Kocaeli depreminin büyüklüğü Mw=7.4'dür. Şekil 4.36'dea görüldüğü üzere, 1995 yılında meydana gelen Kobe depreminin Richter ölçeğine göre Mw=7.2'dir.



Şekil 4.35 Kocaeli Depremi ivme-zaman kaydı (Kardoğan ve Onur 2017)



Şekil 4.36 Kobe Depremi ivme-zaman kaydı (Kardoğan ve Onur 2017)

Çizelge 4.21 80-100 cm çaplı Kocaeli deprem kaydı kullanılan analiz sonuçları (Kardoğan ve Onur, 2017)

Kazık Çapı(cm)	**Kazık Boyu(m)**	Maksimum Moment(kN.m) Flac2D / Plaxis2D	Maksimum Deplasman(cm) Flac2D / Plaxis2D	**Deprem Kaydı**
80	25	290 / 273	31 / 28	Kocaeli
80	30	150 / 138	31 / 27	Kocaeli
100	25	120 / 111	30 / 27	Kocaeli
100	30	160 / 147	30 / 26	Kocaeli
Kazık Çapı(cm)	**Kazık Boyu(m)**	Maksimum Moment(kN.m) Flac2D / Plaxis2D	Maksimum Deplasman(cm) Flac2D / Plaxis2D	**Deprem Kaydı**
80	25	250 / 238	6 / 5	Kobe
80	30	130 / 121	6 / 5	Kobe
100	25	100 / 93	5 / 4	Kobe
100	30	120 / 109	5 / 4	Kobe

Bu çalışmada, Flac 2D ve Plaxis 2D programlarından elde edilen sonuçlara bakıldığında birbirlerine oldukça yakın sonuçlar verdiğini görmek mümkündür. 0,10'dan küçük farklardan oluşan değerleri ihmal edilebilir sınırlar içerisinde kalmaktadır. 80 cm çaplı kazıklarda maksimum moment değerleri, 100 cm çaplardaki kazıklarda ise, sismik yük altında maksimum moment değerlerinden daha yüksektir.

Nedeninin ise, kazığın rijit davrandığından dolayı olduğu düşünülmektedir. Diğer bir neden ise kazık başları serbest olduğu için zeminle aynı şekilde hareket etmektedir. Toparlayacak olursak, 100 cm çaplı kazıklarda rijit davranmış ve daha küçük deformasyonlar oluşmuştur. Çizelge 4.21'de Kocaeli deprem kaydı sonuçları görülmektedir.

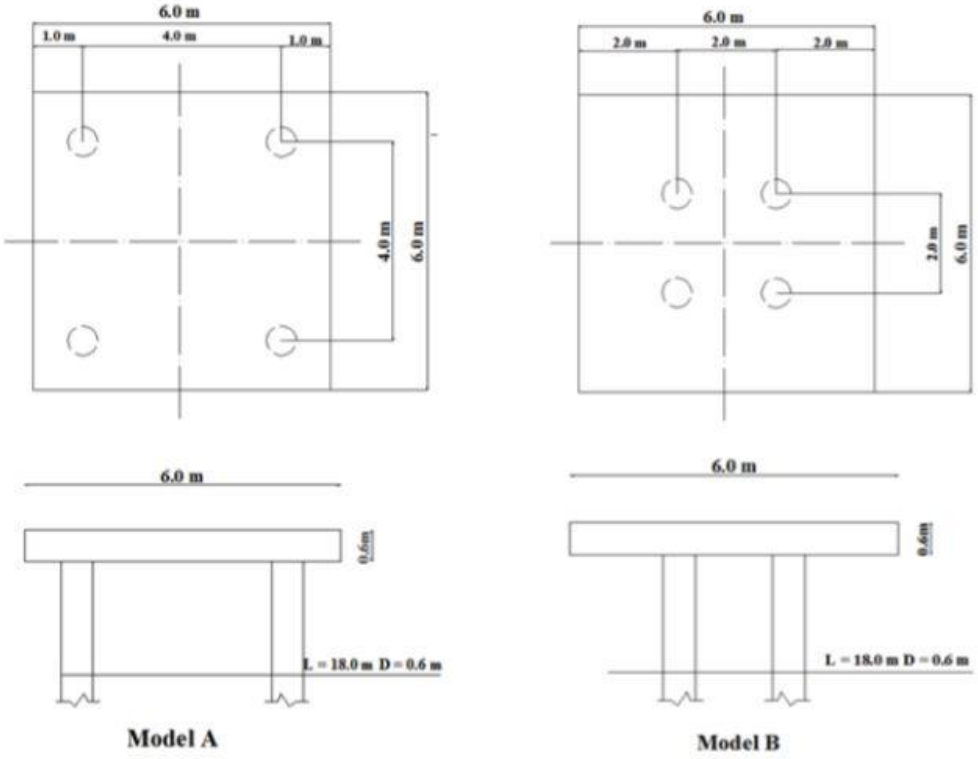
Kazık boyu ve çapı arttıkça tasarlanan kazıklar rijit ve daha az deplasman gösterdiği görmek mümkündür. Sismik yüklerin büyüklüğü, sismik yüklerin süresi, karakteristiklerinin kazıklarda önemli ölçüde etkisi olduğu kanıtlanmıştır (Kardoğan ve Onur 2017).

4.12 Kazık Gruplarının Sismik Etki Altındaki Performansı

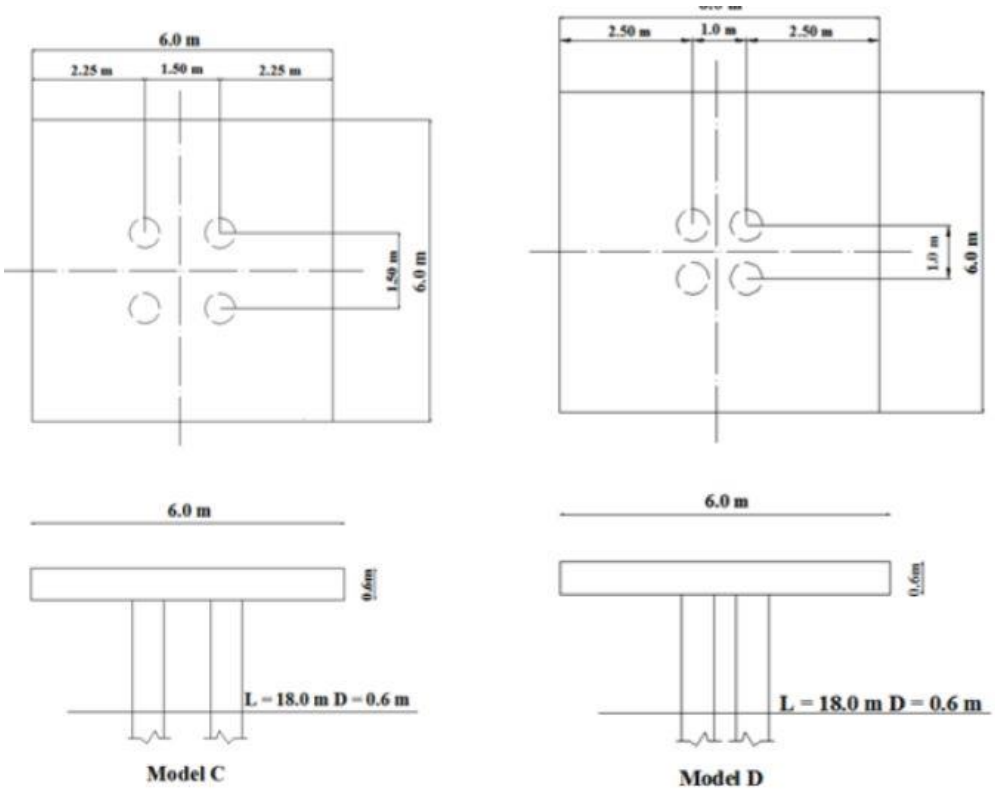
Bu çalışmada üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak sismik yükler altındaki kazıkların zaman tanım alanında hesap yöntemine dayalı davranışı incelenmişti. Gerçek yer ivme kayıtları kullanılarak analiz yapılmakta ve mod sayısına göre yapının periyodu bulunmaktadır. Analizler de p-y eğrileri yerine zemin katı olarak eleman olarak modellenmiş ve zemin özellikleri elemana yüklenmiştir(Erdemir ve Okur 2011).

4 farklı kazık grubu sonlu elemanlar yöntemiyle kazık grup modelleri, uzunlukları 18,00 metre çapı ise 0,60 metre sürtünme kazığı olarak, kazık başlıkları 0,60 mm kalınlığında ve ebatları 6,00x6,00 metre olarak modellenmiştir.

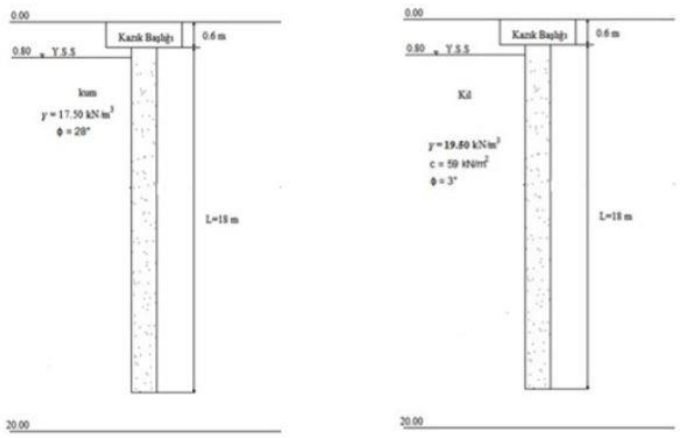
MODEL A- Kazıkların aks mesafesi 4,00 metredir.
MODEL B- Kazıkların aks mesafesi 2,00 metredir.
MODEL C- Kazıkların aks mesafesi 1,50 metredir.
MODEL D- Kazıkların aks mesafesi 1,00 metredir.
Modelleri Şekil 4.37 ve Şekil 4.38'de görmek mümkündür. Şekil 4.39'da verilen zemin profilleri kullanılmıştır. Zemin tabakası 3D katı eleman olarak modellenmiş ve iki farklı zemin türü için zemin özellikleri tanımlanmıştır (Erdemir ve Okur 2011).



Şekil 4.37 Model A ve B'nin kazıklı temeller modellemesi (Erdemir ve Okur 2011)



Şekil 4.38 Model C ve D'nin kazıklı temeller modellemesi (Erdemir ve Okur 2011)



Şekil 4.39 Analizlerde kullanılan zemin profilleri (Erdemir ve Okur 2011)

Sonlu elemanlar yöntemiyle modellenen 4 farklı modelin zemin tabakaları, kazık başlığının özelliklerini, kazığın parametrelerini Çizelge 4.22'de, kullanılan yapısal malzeme özelliklerini de Çizelge 4.23'de görmek mümkündür. Modeller tüm yapısal elemanlar doğrusal sınırı aşmayan ve elastik malzeme olacak şekilde modellenmiştir. Kazık başlığını gelen yüke karşı sabit olması için, modellerken daha rijit bir malzeme tanımlanmıştır.

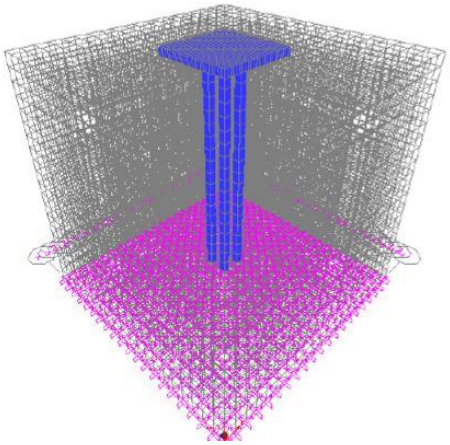
Çizelge 4.22 Analizlerde kullanılan zeminlerin malzeme özellikleri (Erdemir ve Okur 2011)

Zemin Türü	Elastisite Modülü (kN/m^2)	Birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	Poisson oranı	Kohezyon (kN/m^2)	Kayma mukavemet açısı (°)	Kayma Dalgası Hızı (m/sn)
Kum	20000	17,50	0,3	-	28	80
Kil	15000	19,5	0,3	59	3	200

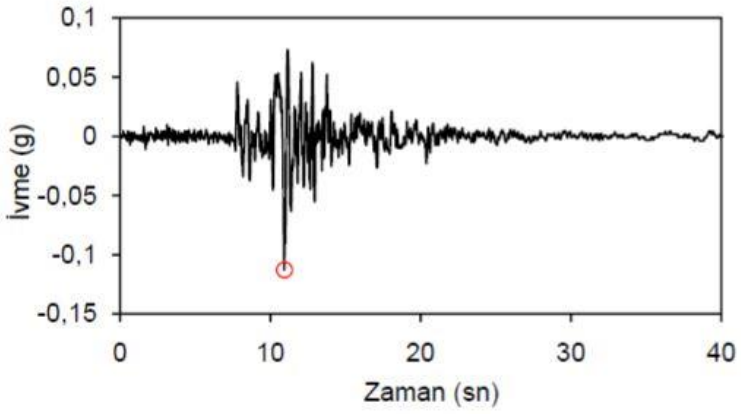
Çizelge 4.23 Analizlerde kullanılan yapısal malzeme özellikleri (Erdemir ve Okur 2011)

Malzeme Türü	Elastisite Modülü (kN/m^2)	Birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	Poisson oranı
Kazık	30000000	24,0	0,2
Başlık	300000000	24,0	0,2

SAP2000 sonlu elemanlar programında modelleme Şekil 4.40'da görülmektedir. X,Y ve Z eksenlerinde 20 metre olarak küp formunda modellenmiştir. Meydana gelen ağlar arasındaki mesafe 1 metre ve küçük katı elemandan modellenen zemin tabanında, her bir noktaya ankastre bağlantılar atılmıştır. Zeminin tabana ve ana kayaya olan rijit bağlantısını modellenmiş oldu. Deprem büyüklüğü 6, 9 derinlik ise 18 km, maksimum ivme 0,11 g verileri modellenen yapıya uygulanmıştır. Analizde 40 saniye deprem süresi ve 0,02 saniye aralıklarla toplam 2000 adımda modellemeler tanımlanmıştır. Şekil 4.41'de ivme-zaman grafiği görülmektedir. Deprem yüklemesi, x ekseni doğrultusundadır. Sismik yüke ek olarak kazıklar için taşıma gücü hesapları sonucu elde edilen taşıma gücü değeri olan toplam 140 tonluk yükü, kazık başlığının tam orta noktasından, bir tekil yük etki edilmiştir (Erdemir ve Okur 2011).



Şekil 4.40 Kullanılan zemin-kazık modeli (Erdemir ve Okur 2011)



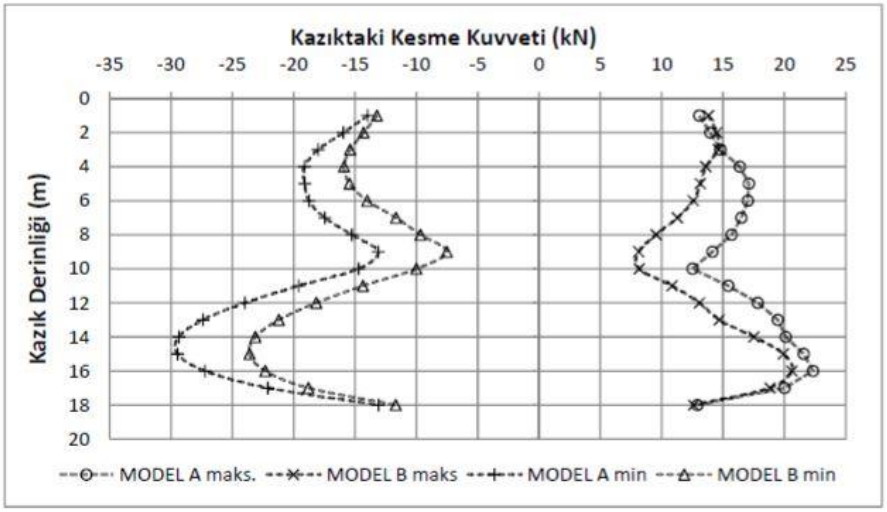
Şekil 4.41 Loma Prieta Depremi ivme zaman grafiği (Erdemir ve Okur 2011)

Sismik yükleme sonucu meydana gelen yanal deplasmanlar, kazık başlığında da maksimum değerdeyken, kazık ucunda da sıfıra yakın değerdedir. Kazık aks mesafe aralıkları azaldıkça, yer değiştirme miktarı artmaktadır. Çizelge 4.24'de dört modelleme için maksimum, minumum yanal deplasmanlar ve yer değiştirmeler görülmektedir.

Model A, B, C ve D için yükleme sonucu kazıklarda meydana gelen kesme kuvvetlerini Şekil 4.42 ve Şekil 4.43'de görmek mümkündür.

Çizelge 4.24 Kum zemin tabakasında modellerdeki yer değiştirme miktarları (Erdemir ve Okur 2011)

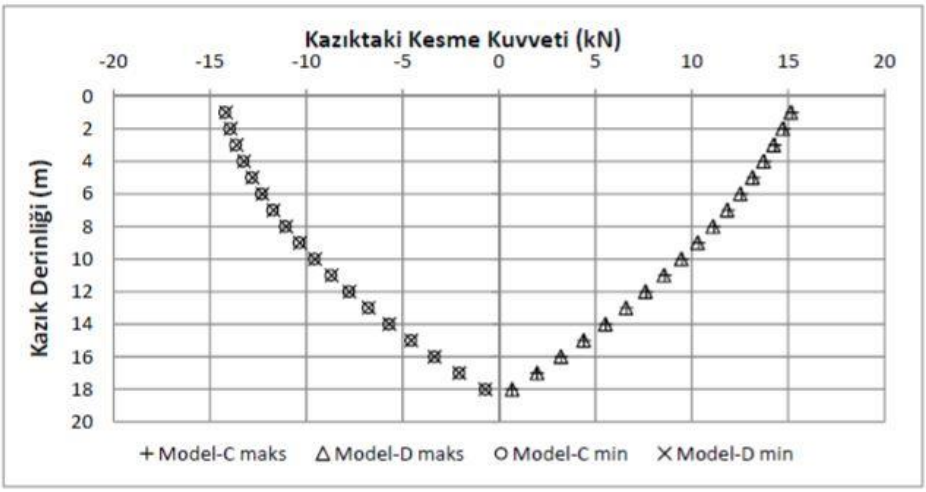
	Model	A	B	C	D
yanal yerdeğiştirme (mm)	Maks	6,20	6,22	6,35	6,34
	Min	-6,73	-6,79	-6,99	-6,99



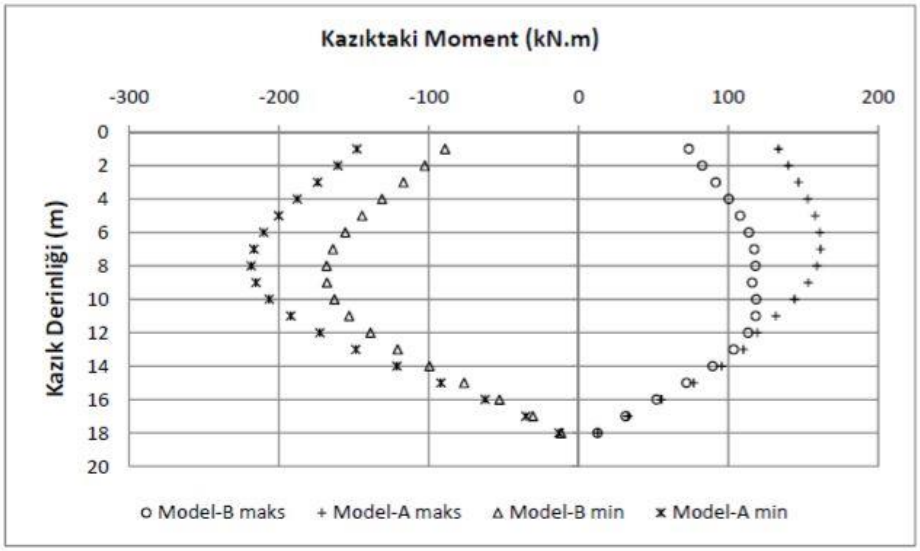
Şekil 4.42 Model Ave B 'nin kumlu zeminlerde kesme kuvveti dağılımları (Erdemir ve Okur 2011)

Şekil 4.42 'i yorumlayacak olursak, 2,00 metre aks mesafesi olan kazık grupta ise, 4,00 metre aks mesafesi olan kazıklara göre daha düşük değerlerde ve aynı davranışı göstermektedir. Kumlu zemin olarak modellenmiş olan Model A maksimum kesme kuvvet değeri Model B değere göre ortalama 0,20 daha fazladır.

Şekil 4.43 ‘yi yorumlayacak olursak, 1,50 metre aks mesafesi olan kazık grupta ise, 1,00 metre aks mesafesi olan kazıklar, kazık başlığında maksimum olan kesme kuvveti uca doğru azılmıştır. Modellerin kesme kuvvetleri birbirine çok yakındır (Erdemir ve Okur 2011).

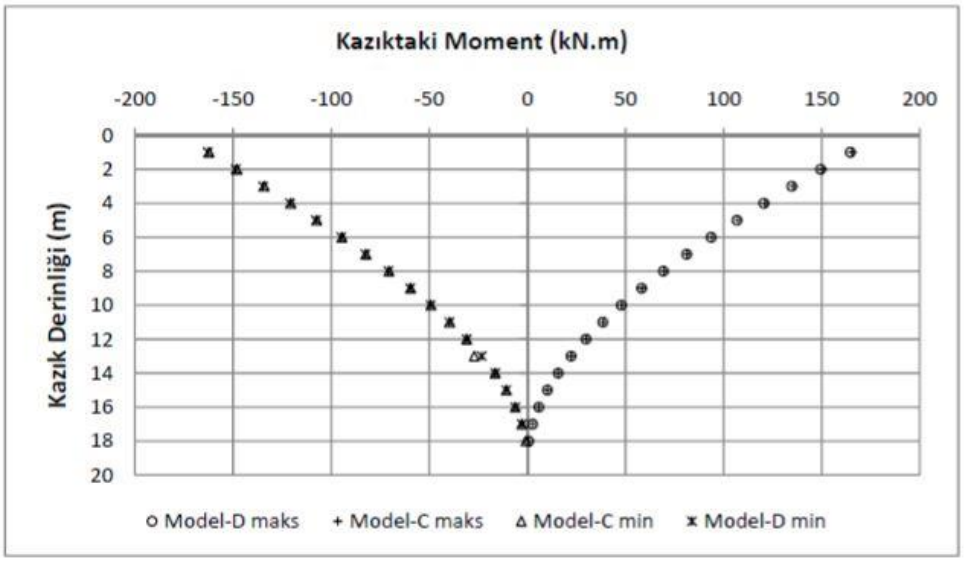


Şekil 4.43 Model C ve D ‘nin kumlu zeminlerde kesme kuvveti dağılımları (Erdemir ve Okur 2011)



Şekil 4.44 Model A ve B ‘nin kumlu zeminlerde kazıklarda eğilme momentlerinin derinliğe göre değişimleri (Erdemir ve Okur 2011)

Şekil 4.44 ve Şekil 4.45 modellenen kazıkta, sismik yük yükleme sonucu oluşan maksimum ve minimum derinlik boyunca eğilme moment grafikleri verilmektedir.



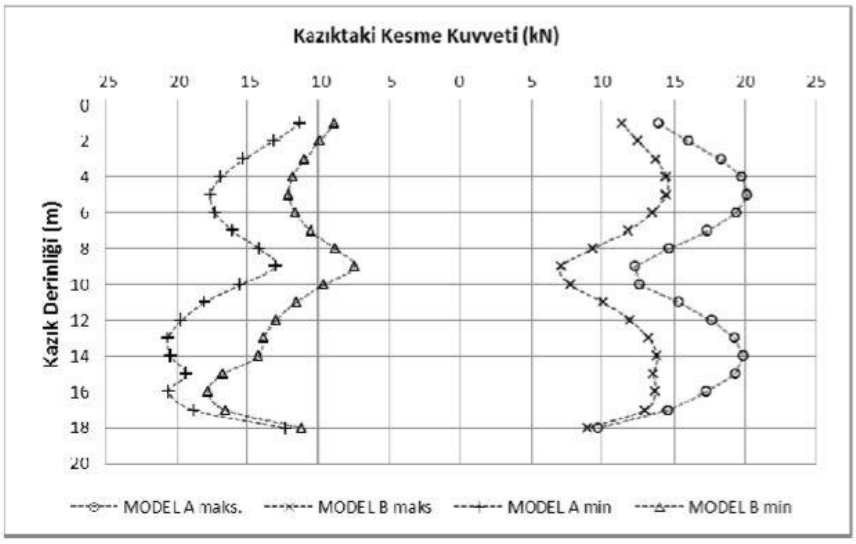
Şekil 4.45 Model C ve D 'nin kumlu zeminlerde kazıklarda eğilme momentlerinin derinliğe göre değişimleri (Erdemir ve Okur 2011)

Grafikler değerlendirildiğinde, Model A, Model B göre ortalama 0,25-0,30 daha büyük eğilme momentleri olduğu gözlemlenmektedir. Kazık orta noktasına kadar artmış ve maksimum değere ulaşmıştır. Maksimum değere ulaştıktan sonra eğilme momenti azalmaya başlamıştır. Model C ve D eğilme moment değerleri aynı olmaktadır. Kazık başlığında ise maksimum eğilme moment değeri, kazığın uç kısmında ise sıfırdır.

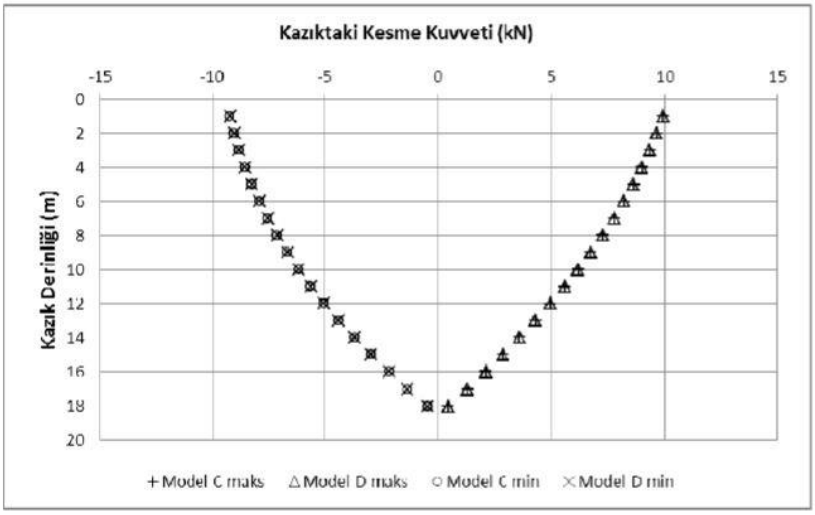
Kil zemin kum zemine göre 0,10-0,15 daha büyük yanal deplasmanlar gözlemlenmiştir. Maksimum deplasman kazık başlığında meydana gelmiştir. Kumlu zeminlerde de aynı şekilde yanal deplasmanlarda olduğu görülmektedir. Çizelge 4.25. kil zemin tabakasında modellerdeki yer değiştirme miktarları görülmektedir.

Çizelge 4.25 Modellemelerin killi zeminlerdeki yer değiştirme değerleri (Erdemir ve Okur 2011)

	Model	A	B	C	D
yanal yerdeğiştirme (mm)	Maks	8,74	9,06	9,11	9,11
	Min	-7,52	-7,80	-8,07	-8,07

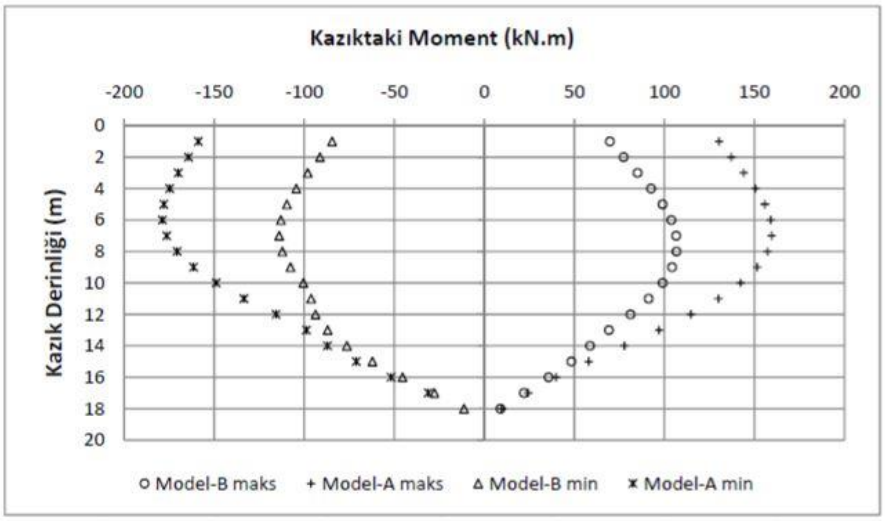


Şekil 4.46 Model A ve B 'nin killi zeminlerde kesme kuvveti dağılımları (Erdemir ve Okur 2011)

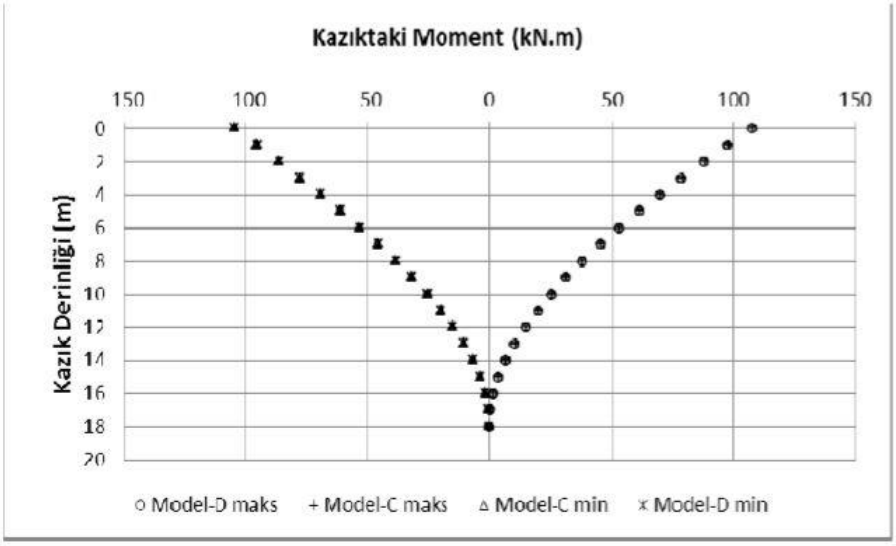


Şekil 4.47 Model C ve D 'nin killi zeminlerde kesme kuvveti dağılımları (Erdemir ve Okur 2011)

Şekil 4.46 ve Şekil 4.47 Model A, B , C ve D kazıklarda sismik yükleme sonucu oluşan kesme kuvveti dağılımları gözlenmektedir. Şekil 4.48 ve Şekil 4.49'de ise Model A, B, C ve D kazıklarda sismik yükleme sonucu oluşan eğilme momentlerini gözlenmektedir.



Şekil 4.48 Model A ve B 'nin killi zeminlerde kazıklarda eğilme momentlerinin derinliğe göre değişimleri (Erdemir ve Okur 2011)



Şekil 4.49 Model C ve D 'nin killi zeminlerde kazıklarda eğilme momentlerinin derinliğe göre değişimleri (Erdemir ve Okur 2011)

4 farklı şekilde modellenen Model A, B, C ve D grup kazık modellemeler yapılmıştır. Her modelleme için, kullanılan deprem ivmesi ve zemin tipi birebir aynısıdır. Kazığın uzunluğu boyunca eğilme momentleri, yer değiştirmeler ve kesme kuvvetleri veriler ile sonlu elemanlar programında sismik yükleme sonucu elde edilen kazıkların verileri ile karşılaştırılmıştır.

- Kazıkların aks mesafeleri birbirine yaklaştığında yanal deplasmanları değerleri artmaktadır. Model A ve B de ise kazık ucuna yaklaştıkça yanal deplasmanlar azalmakta, maksimum yanal deplasmanlar ise kazık başlığında meydana gelmiştir. Sismik yükleme sonucu grup etkisi, 2,5 D'de fazla ise kazık aralığında grup etkilerin azalması aksine yanal deplasmanların artmasına neden olmaktadır.

-Kazıkların aks mesafeleri birbirine yaklaştığında kesme kuvveti değerleri azalmaktadır. Model C ve D de ise kazık ucuna doğru düzgün bir davranış gözlenmektedir.

-Grup etkisindeki kil zeminde, en düşük moment değeri meydana gelir. En büyük moment değeri ise grup etkisi altında olmayan kumlu zeminde meydana gelmektedir (Erdemir ve Okur 2011).

-Zemin tabakalarının, rijitlikleri birbirinden farklı olması, tabakaların sismik yük sonucu farklı davranmasına neden olacaktır.
-Birbirinden farklı yanal deplasmanlar yapan her zemin tabakası, kazık ile birlikte harekete zorlamaktadır.

-Kazıklar arasında oluşan etkileşimin kazığın yük aktarımında önemli rol oynamaktadır. Kazıklar arasında oluşan etkileşimin 2,5 D kazıklar arası mesafesinden itibaren ortaya çıkmaktadır.Sismik yük sonucu meydana gelen kazıklardaki grup etkisi, zemin ve kazık arasındaki rijitlik nedeniyle oluşan kinematik etkileri azaltmaktadır. Kazık etkileşimi kesme kuvveti ve moment değerlerinin azalmasını sağlarken, kazık ucuna doğru yanal deplasmanların artmasına neden olmaktadır (Erdemir ve Okur 2011).

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Geoteknik Mühendisliği'nde, üst yapıdan gelen yükleri emniyetli bir şekilde zemine taşıtılmaktadır. Ancak zeminin yeterli mukavemete sahip olmaması durumunda iletilen bu yükler zemine güvenli bir şekilde aktarılamayacaktır. Ayrıca iletilen bu yükler altında zeminde meydana gelebilecek oturmaların da müsaade edilebilir sınırlar içerisinde kalması gerekir. İşte bu koşulların değerlendirilebilmesi için her yapı temelinin oturacağı zemin için ayrı, yeterli ve doğru zemin etütlerinin, laboratuar deneylerinin yapılması gerekmektedir. Deneyler sonucunda ilk olarak yüzeysel temel yapılıp yapılmayacağı araştırılır.

Eğer yüzeysel temellerin yeterli olmadığı durumlarda derin temel sistemleri tercih edilmektedir. Bu sistemlerin en yaygın olarak kazıklı temeller tercih edilmektedir. Üst yapıdan aktarılan bu yüklerin taşınması ve proje için istenilen aralıkta yer değiştirmeler söz konusu ise kazık temellerin daha derinlerde bulunan taşıma kapasitesi yüksek zeminler içine soketlenmesi gerekmektedir. Taşıma kapasitesi yüksek zemin olarak kayayı örnek verebiliriz. Kazıkların tasarımı için çeşitli yöntemler mevcuttur. Bunlar nümerik analiz yöntemleri, kazık yükleme deneyleri ile taşıma gücü analizi ve zeminin mühendislik özelliklerini dikkate alan ampirik yöntemlerdir.

Bu çalışmada dinamik yüklemeler altında sıvılaşan zeminlerde kazıklı temellerin davranışı incelenmiştir. Çeşitli araştırmacıların geçmiş depremlerdeki deprem veri kaynaklarını kullanarak modellenen kazık ve zemin profilinde, yükleme sonrasında sıvılaşan zeminde kazıkların davranışlarını incelenmiştir. Çeşitli literatür çalışmalarını, araştırarak kısa özetler halinde ifade edilmiştir. Bu çalışmalardan kat edilen yol, arazide kazık davranışının tam olarak analiz etmemiz de büyük bir rol oynamaktadır.

1. Farklı özellikte kazıkların, aynı zemin profillerinde kullanılması kazık davranışını etkilemektedir. Yüksek rijitlikteki kazıklar eğimli zeminlerde kullanımı azalmıştır. Sebebi ise, meydana gelen eğilme momentleri düşük rijitli kazıklara göre daha yüksek çıkmasıdır. Çelik kazıkların zeminle birlikte hareket ettiği ve yer değiştirme miktarının az olmasından dolayı tercih edilebilir.

2. Çalışmamız da görüldüğü üzere, modellenecek olan zeminin şartları, yer ivmesinin genliğini, frekans özellikleri kazığın davranışında atalet kuvvetlerini etkilemektedir.

3. Yapılması planlanan kazıkların baş ve uç kısımlarının sınırlandırılması veya yatay harekette olması da etkilidir. Yatay harekette sınırlı kazıklar, baş kısmı serbest kazıklara göre daha az yer değiştirme ve eğilme momenti gözlenmiştir.

    - Sıvılaşmış zemin tabakası ile sıvılaşmayan zemin tabakası arasındaki ara yüzde kazıklarda oluşan maksimum eğilme momenti gözlenmiştir.

    - Kazığın baş ve uç kısmı yatay harekete sınırlandırılmış ve düşük rijitlikte bir kazık ise, maksimum eğilme momenti orta kısım gözlenmiştir.

    - Kazığın baş kısmı sınırlı uç kısmı serbest olursa maksimum eğilme momenti kazık tepesine yakın kısımlarda gözlenmiştir.

Eğilme momentini doğrudan etkileyen faktörler; zemin profili, kazık baş ve uç sınır şartları gözlenmiştir.

4. Zemin profilinin eğim derecesi artması, kazığa etkiyen yanal basıncı ve eğilme momenti artmaktadır. Zeminin eğim derecesi kazık davranışında rol oynamaktadır.

5. Sonlu elemanlar programında üç boyutlu modelleme de görülen kazık davranışları ile arazide (santrifüj) yüklemeler sonrası kazık davranışlarıyla örtüşmektedir. Böylelikle kazık tasarımda büyük maliyetlere gerek kalmadan doğru tespit edilmiş zemin parametrelerini kullanarak üç boyutlu modellemeden yararlanılmıştır.

6. Kazık maliyetlerini de göz önünde bulundurulmalıdır. Kazıkta yüksek eğilme momenti oluşmaması isteniyorsa, sıvılaşan zemin tabakasının altında sıkı kum veya kil varsa tasarlayacağımız kazıkları sıvılaşmayan zemin tabakalarına soketlenmelidir.

Bununla birlikte sismik yükler sonucu, oluşacak yanal deplasmanları kazık tepesinde hesaba katılması gerekmektedir.

7. Geçmişte meydana gelen depremlerde, kazıklarda meydana gelen hasarları gözlemlemek ve olası doğacak problemleri daha önceden tespit etmemize yardımcı olacaktır.

8. Deprem sırasında ne kadar çok farklı zemin tabakası var ise kazıkta o kadar farklı davranışlara ve farklı hasara neden olmaktadır.

9. Sismik yükleri dikkate alınmadan boyutlandırılan kazıklar, istenen davranışı göstermeyecektir.

KAYNAKLAR

Abdoun, T. 1997. Modelling of seismically induced lateral spreading of multilayered soil and its effect on pile foundations. PhD Thesis, UMI, Rensselaer Polytechnic Institute, New York.

Abdoun, T. and Dobry, R., 2002. Evaluation of pile foundation response to latera spreading. soil dynamics and earthquake engineering, 22, 1051-1058.

Alsalerh, H. Shahrour I.,'2008. influence ofplasticity on the seismic soil-micropiles-structure interaction. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.

Bhattacharya, H. 2003. Pile instability during earthquake liquefaction. PhD Thesis, University of Cambridge, UK.

Birand, A.,A., 2007. Kazıklı Temeller. Teknik Yayınevi.

Cubrinovski, M. et al. 2005. Interpretation from large-scale table tests on piles undergoing lateral spreading in liquefied soils. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 02, 1-12.

Çetin, K. Ö. Bilge, H. T. Yunatci, A. A. Ünsal Oral, S. Siyahi, B. 2013. Yüksek katlı yapı sistemlerinde sismik zemin-kazık – radye – yapı etkileşimi üzerine bir değerlendirme. Prof. İsmet Ordemir'i Anma Toplantısı ve 7. Odtü Geoteknik Mühendisliği Sempozyumu.

Çimen, Korkmaz, ve Diğ., 2009. Farklı zeminlerdeki kazıkların deprem davranışının incelenmesi. Erciyes Üniversitesi Fen Bilimleri Enstütüsü Dergisi, 25, 223-226.

Erdemir, N. Okur, V. 2011. Kazık Gruplarının Sismik Etki Altındaki Performansı. Eskişehir Osmangazi Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi Dergisi Cilt: XXIV, Sayı:, 2011.

Erken, A. and Ulker, A.M. 1994. Liquefaction characteristics of undisturbed sands. Performance of ground and soil structure during earthquakes, 13th int. conf. soil mechanics and foundation eng., New Delhi, January 5-, 165-170.

Erken, A. Özay, R. Kaya, Z. Ülker, M. B. C. Elibol, B. 2004. Depremler sırasında zeminlerin sıvılaşması ve taşıma gücü kayıpları. Mühendislik Haberleri, 431 , Türkiye.

Görgün, B. Onur, M. İ. Tuncan, A. 2016. iki tabakalı zemin profillinde kazık temellere gelen deprem yüklerinin eşdeğer statik yük hesabı. Düzce Ünv. Bilim ve Teknoloji Dergisi, 453-461.

Hamada, M. 1992. Case studies of liquefaction and lifelines performance during past earthquake. Technical Report NCEER-92-0001, Volume 1, Japanese Case Studies, National Centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Hamada, M. 1992a. Large ground deformations and their effects on lifelines: 1964 niigata earthquake, case studies of liquefaction and lifelines performance during past earthquake. Technical Report NCEER-920001, Volume 1, Japanese Cas Studies, National Centre for Earthquake Engineering Research, Buffalo, NY.

Hamada, M. and O'Rourke, T.D. 1992. Case histories of liquefaction and lifeline performance during past earthquakes, technical report, NCEER-920001, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York, Buffalo, NY.

Hamada, M. and Wakamatsu, K. 1998. A study on ground displacement caused by soil liquefaction, J. Geotech. Eng. ISCE III-43, 596, 189-208. Jinchi, L. et al., 2004. Computational modeling of nonlineer soil-structure interaction on parallel computers, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, 530-543.

Jinchi, L. 2004. Computational modeling of nonlineer soil-structure interaction on parallel computers, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6,530-543.

Kardoğan, P.S. Ö. Onur, M. İ. 2017. Uç kazıkların deprem kuvvetleri altında davranışı üzerine bir model çalışması. 4. Uluslararası Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı.

Karthigeyan, S. 2006. Ramakrishna V.V.G.S.T., Rajagopal K., influence of vertical load on the lateral response of piles in sand. Computers and Geotechnics, 33, 121-131.

Matlock, H. and Reese, L.C. 1956. Non-dimensional solutions for laterally-loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. Proceedings of the 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas, pp.1-41.

M.J. Das, 1984. Principles of Foundation Engineering, Brooks/Cole Eng. Division

Ordu, E. Özkan, T. 2006. Kazıklı temellerin deprem performanslarının üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmesi. İTÜ Dergisi, Cilt: 5, Sayı: 2, 27-34.

Öztürk, P. S. Işık, N. S. 2015. Sıvılaşan zeminlerde kazık davranışının p-y yöntemi ile incelenmesi. 2nd International Sustainable Buildings Symposium, 349-354.

Sadek, M. Shahrour, I. 2004. Three-dimensional finite element analysis of the seismic behavior of inclined micropiles. 24, 473-485.

Sadek, M. Shahrour, I. 2005. Influence of the head and tip connection on the seismic performance of micropile. Soil Dynamics and Earthquake Engineering, 26, 461-468.

TBDY, 2019. Türkiye Bina Deprem Yönetmeliği, Afet ve Acil Durum Yönetimi Başkanlığı, Resmi Gazete

Teymür, B. ve Yılmaz, S. C. 2007. Sıvılaşabilen zeminlerde kazığın davranışı. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, 97-103.

Tuncan, A. 2007. Yapı denetimi alanında hizmet veren yapı denetçileri ve yardımcı kontrol mühendisleri için hazırlanan meslek içi eğitim programı kurs notları. İnşaat Mühendisleri Odası, Eskişehir

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler

Adı ve Soyadı : Asena Nur TÜZEN

Eğitim

Yüksek Lisans	Çankırı Karatekin Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı	2019-Halen
Lisans	Niğde Ömer Halis Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü	2015-2019

İş Deneyimi

Yıl	**Kurum**	**Görev**
2016-2016	Sukent Mühendislik	Teknik Ofis Mühendisi
2019-2019	Arı Mühendislik	Saha Mühendisi
2020-Halen	Çatı Dizayn ve MF Çelik Yapı	Teknik Ofis / Saha Mühendisi

Akademik Aktiviteler

1- Çelik and Tüzen, 2019. Sayısal analiz yöntemi ile üç farklı zemin modelinde statik kazık yükleme deneyinin analiz edilmesi. 8. Uluslararası Geoteknik Sempozyumu, İstanbul.