
GAZİ ÜNİVERSİTESİ
Gazi
1926

SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE KAZIKLI TEMELLERİN DAVRANIŞI, ATALETSEL VE KİNEMATİK ETKİLER

Pınar Sezin ÖZTÜRK KARDOĞAN

DOKTORA TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

GAZİ ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

OCAK 2018

Pınar Sezin ÖZTÜRK KARDOĞAN tarafından hazırlanan "SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE KAZIKLI TEMELLERİN DAVRANIŞI, ATALETSEL VE KİNEMATİK ETKİLER" adlı tez çalışması aşağıdaki jüri tarafından OY BİRLİĞİ ile Gazi Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında DOKTORA TEZİ olarak kabul edilmiştir.

Danışman: Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum. ....……..……..

Başkan: Prof. Dr. Erdal ÇOKÇA

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Ortadoğu Teknik Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum. ....……..……..

Üye: Prof. Dr. Seyhan FIRAT

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum. ....……..……..

Üye: Prof. Dr. Gülgün YILMAZ

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Anadolu Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum. ....……..……..

Üye: Prof. Dr. Salih YAZICIOĞLU

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Gazi Üniversitesi

Bu tezin, kapsam ve kalite olarak Doktora Tezi olduğunu onaylıyorum. ....……..……..

Tez Savunma Tarihi: 24/01/2018

Jüri tarafından kabul edilen bu tezin Doktora Tezi olması için gerekli şartları yerine getirdiğini onaylıyorum.

……..…….

Prof. Dr. Sena YAŞYERLİ

Fen Bilimleri Enstitüsü Müdürü

ETİK BEYAN

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

- Tez içinde sunduğum verileri, bilgileri ve dokümanları akademik ve etik kurallar çerçevesinde elde ettiğimi,
- Tüm bilgi, belge, değerlendirme ve sonuçları bilimsel etik ve ahlak kurallarına uygun olarak sunduğumu,
- Tez çalışmasında yararlandığım eserlerin tümüne uygun atıfta bulunarak kaynak gösterdiğimi,
- Kullanılan verilerde herhangi bir değişiklik yapmadığımı,
- Bu tezde sunduğum çalışmanın özgün olduğunu,

bildirir, aksi bir durumda aleyhime doğabilecek tüm hak kayıplarını kabullendiğimi beyan ederim.

Pınar Sezin ÖZTÜRK KARDOĞAN

24/01/2018

SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE KAZIKLI TEMELLERİN DAVRANIŞI, ATALETSEL VE KİNEMATİK ETKİLER

(Doktora Tezi)

Pınar Sezin ÖZTÜRK KARDOĞAN

GAZİ ÜNİVERSİTESİ

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Ocak 2018

ÖZET

Depremler doğadaki yaşantıyı olumsuz yönde etkileyen felaketlerdir. Deprem sırasında, suya doygun kohezyonsuz zeminlerin, dinamik yükler altındaki boşluk suyu basıncının artmasıyla, efektif gerilme azalmakta ve zemin sıvı gibi davranarak sıvılaşma olayı oluşmaktadır. Problemli zeminleri güçlendirmek amacıyla bazı yöntemler kullanılmaktadır. Bunlardan en sık kullanılanı kazık temel uygulamasıdır. Bu çalışmada sıvılaşan zeminlerde, köprü ayaklarında bulunan betonarme kazık temellerin sismik yükler altındaki davranışını anlayabilmek için farklı sayısal modelleme tekniklerinden yararlanılarak sıvılaşma ve yanal yayılma etkilerine bağlı tekil kazıklarda meydana gelen hasarlar incelenmiştir. Ayrıca literatürden seçilen örnek vakalar ile sayısal analiz sonuçları karşılaştırılarak analiz yöntemleri sınanmıştır. Tez çalışmasında kullanılan kiriş yay yöntemi ile p-Δ etkisini hesaba katarak burkulma analizleri yapılmış ve eksenel yük adım adım artırılarak yatay ötelenme hesaplamıştır. Bu kapsamda, farklı çaplarda tekil kazıklar için çeşitli zemin koşullarında, sıvılaşan zemin içerisinde bulunan kazıkların deformasyonları, kazık kesit kuvvetleri zaman alanında doğrusal olmayan bünye modelleri kullanılarak sonlu farklar yaklaşımı ile FLAC2D ve p-y eğrileri yaklaşımları ile çözülerek parametrik çalışmalar yapılmıştır.

Bilim Kodu	:	91105
Anahtar Kelimeler	:	Kazık temel, sıvılaşma, ataletsel ve kinematik etkileşim, yapı-zemin etkileşimi
Sayfa Adedi	:	193
Danışman	:	Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

BEHAVIOR OF PILE FOUNDATIONS IN LIQUEFIABLE SOIL, INERTIAL and KINEMATIC EFFECTS

(Ph. D. Thesis)

Pınar Sezin ÖZTÜRK KARDOĞAN

GAZİ UNIVERSITY

GRADUATE SCHOOL OF NATURAL AND APPLIED SCIENCES

January 2018

ABSTRACT

Earthquakes are such disasters that can negatively effect human life. Effective stress is reduced during an earthquake with increasing pore pressure of saturated, cohesionless soils under dynamic load, and liquefaction occurs so soils act like a liquid. There are several methods which can be used to reinforce and support problematic soils. Among them, the use of pile foundations is the most common. In this study, possible damages in reinforced concrete piles supporting bridge foundations due to liquefaction and lateral spreading were studied using various numerical methods in order to gain insight on their behaviour under seismic loads. Moreover, methods used in the analysis were tested, by comparing the numerical analysis results obtained with the cases selected from the literature. The beam-spring method software, was used in this study and the buckling analyses were performed by taking into account the p-Δ effect, and horizontal displacements were calculated by gradually increasing axial load. In this context, parametric studies were conducted for different soil configurations for single piles having varying diameters. Deformations of piles located in liquefiable soil were estimated using finite difference approach and p-y curves using nonlinear models.

Science Code : 91105

Key Words : Pile foundation, liquefaction, inertial and kinematic effects, structure-soil interaction

Page Number : 193

Supervisor : Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK

TEŞEKKÜR

Doktora tez çalışmam boyunca tüm bilgi ve tecrübelerini benimle paylaşan, yol gösteren ve çalışmam sırasında karşılaşmış olduğum sıkıntılarda yanımda olan ve kıymetli zamanını ayıran tez danışmanım Sayın Prof. Dr. Nihat Sinan IŞIK'a, bu çalışma boyunca bilgilerini ve yardımlarını esirgemeyen tez komitesi üyelerim Sayın Prof. Dr. Seyhan FIRAT ve Sayın Prof. Dr. Erdal ÇOKÇA'ya sonsuz teşekkürlerimi sunarım. Tez çalışmam boyunca kullanmış olduğum FLAC2D programının orijinal kopyasını kullanmam için program anahtarını veren Sayın Yrd. Doç. Dr. İsa VURAL'a çok teşekkür ederim. Tez çalışmam süresince desteklerini gördüğüm Gazi Üniversitesi Teknoloji Fakültesi İnşaat Mühendisliği Araştırma Görevlileri Rüya KILIÇ DEMİRCAN'a ve Murat PINARLIK'a, İmalat Mühendisliği Araştırma görevlisi arkadaşım Dr. Onur ÇAVUŞOĞLU'na sonsuz teşekkür ederim.

Ayrıca eğitim-öğretim hayatım boyunca her koşulda yanımda olan, maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen canım annem Perihan ÖZTÜRK'e, canım babam Özdal ÖZTÜRK'e ve bir tanecik ablam Serap Pelin TÜRKOĞLU'na, doktora çalışmalarımda sabrını ve desteğini esirgemeyen, lisans ve lisansüstü eğitim hayatımın her anına şait olan canım eşim Gökhan KARDOĞAN'a en içten sevgilerimi ve teşekkürlerimi sunarım.

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖZET iv

ABSTRACT v

TEŞEKKÜR vi

İÇİNDEKİLER vii

ÇİZELGELERİN LİSTESİ ix

ŞEKİLLERİN LİSTESİ xiii

RESİMLERİN LİSTESİ xviii

SİMGELER VE KISALTMALAR xix

1. GİRİŞ 1

2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI 5

2.1. Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Davranışı ile İlgili Çalışmalar 5

2.2. Yanal Yayılma ve Kazık Başının Dönmeye Sınırlı veya Serbest Olması ile İlgili Çalışmalar 29

3. SIVILAŞMA 43

3.1. Sıvılaşmayı Etkileyen Faktörler 46

3.1.1. Sıvılaşan zeminlerin fiziksel özellikleri 46

3.1.2. Dış etken ile ilgili özellikler 51

3.2. Sıvılaşma Türleri 51

3.2.1. Akma sıvılaşması 52

3.2.2. Devirsel hareketlilik 53

4. KAZIK TEMELLER 55

4.1. Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Davranışı ve Göçme Teorileri 55

4.2. Kazık Davranışı 60

4.2.1. Çevrimsel aşama 60

Sayfa

4.2.2. Yanal yayılma 64

5. SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE DEPREM YÜKLERİ ALTINDA ZEMİN-KAZIK ETKİLEŞİMİNİN SAYISAL MODELLENMESİ 67

5.1. P-y Eğrileri Yöntemi 67

5.2. Zaman Alanında Sayısal Analiz Yöntemleri 69

5.2.1. Sonlu elemanlar yöntemi 69

5.2.2. Sonlu farklar yöntemi 69

5.3. Parametrik Çalışmalarda Kullanılan Bilgisayar Programları ve Özellikleri 70

5.3.1. LPILE programı ve çalışmada kullanılan p-y eğrileri 70

5.3.2. LPILE programında kullanılan malzeme modelleri 76

5.3.3. FLAC2D programında kullanılan malzeme ve bünye modelleri 77

5.4. Doğrulama Analizleri 79

5.4.1. Literatürden alınan doğrulama analizleri 79

5.4.2. Bu çalışma kapsamında yapılan doğrulama analizleri 83

5.4.3. Sonlu farklar yöntemi ile yapılan parametrik analizler 105

5.4.4. P-y yöntemi ile yapılan analizler 113

5.5. Yanal Yayılma ve Kazıklarda Burkulma Etkisi 126

5.5.1. LPILE ile burkulma analizleri 127

6. SONUÇ VE ÖNERİLER 173

KAYNAKLAR 177

ÖZGEÇMİŞ 191

ÇİZELGELERİN LİSTESİ

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 5.1. FLAC2D sayısal analizinde kullanılan Showa köprüsü çelik kazığın özellikleri 85

Çizelge 5.2. Zemin özellikleri 89

Çizelge 5.3. Kazık iç kuvvet değerleri 90

Çizelge 5.4. FLAC2D programında kullanılan zemin özellikleri 93

Çizelge 5.5. Finn sıvılaşma modelinde kullanılan zemin özellikleri 94

Çizelge 5.6. Dinamik sonlu farklar analizlerinde kullanılan zemin parametreleri..... 108

Çizelge 5.7. 8 m boyundaki kazıkların, kazık başı dönmeye serbest varsayımıyla sonlu farklar yöntemi ile yapılan analizlerin sonuçları 111

Çizelge 5.8. 12 m boyunda, kazık başı dönmeye serbest, soket boyu 4 m olan kazıklar için yapılan sonlu farklar analizlerin sonuçları 111

Çizelge 5.9. 12 m boyunda, kazık başı dönmeye serbest, soket boyu 4 m ve 1 metre sıvılaşmayan kabuk tabakası olan kazıklar için yapılan sonlu farklar analizlerinin sonucu 112

Çizelge 5.10. LPILE programında kullanılan zemin özellikleri 115

Çizelge 5.11. 0,6 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler..... 116

Çizelge 5.12. 0,8 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler..... 116

Çizelge 5.13. 1 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler..... 116

Çizelge 5.14. 0,6 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler..... 117

Çizelge 5.15. 0,8 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler..... 117

Çizelge 5.16. 1 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler..... 117

Çizelge 5.17. LPILE programında kazık başı dönmeye serbest, soket derinliği 5 m, toplam boyu 12 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları 119

Çizelge 5.18. LPILE programında kazık başı dönmeye sınırlı, soket derinliği 5 m, toplam boyu 12 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları 120

Çizelge 5.19. LPILE programında kabuk tabakası 1 m, soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye serbest, toplam boyu 12 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları 121

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 5.20. LPILE programında kabuk tabakası 1 m, soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye sınırlı, toplam boyu 12 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları 122

Çizelge 5.21. LPILE programında kazık başı dönmeye serbest, soket derinliği 1 m, toplam boyu 8 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları 124

Çizelge 5.22. LPILE programında kazık başı dönmeye sınırlı, soket derinliği 1 m, toplam boyu 8 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları 125

Çizelge 5.23. 0,6 m, 0,8 m ve 1 m çaplı kazık örneklerinin Euler burkulma yükü..... 128

Çizelge 5.24. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 132

Çizelge 5.25. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında elastik kesit özellikleri olan analiz sonuçları..... 134

Çizelge 5.26. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 136

Çizelge 5.27. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında elastik kesit özellikleri olan analiz sonuçları..... 137

Çizelge 5.28. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 139

Çizelge 5.29. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 140

Çizelge 5.30. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 142

Çizelge 5.31. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 143

Çizelge 5.32. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 144

Çizelge 5.33. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 145

Çizelge 5.34. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 146

Çizelge 5.35. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 147

Çizelge 5.36. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 150

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 5.37. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 151

Çizelge 5.38. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 153

Çizelge 5.39. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 154

Çizelge 5.40. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 157

Çizelge 5.41. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 158

Çizelge 5.42. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 160

Çizelge 5.43. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 161

Çizelge 5.44. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 163

Çizelge 5.45. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 164

Çizelge 5.46. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları 166

Çizelge 5.47. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları..... 167

Çizelge 5.48. Eksenel yük etkisi olmadan yapılan kazık çapı 0,6, 0,8 ve 1 m olan, kazık başı dönmeye serbest analiz sonuçları..... 169

Çizelge 5.49. Eksenel yük etkisi olmadan yapılan kazık çapı 0,6, 0,8 ve 1 m olan, kazık başı dönmeye sınırlı analiz sonuçları 169

Çizelge 5.50. Eksenel yük etkisi olmadan yapılan kazık çapı 0,6, 0,8 ve 1 m olan, kazık başı dönmeye serbest analiz sonuçları..... 170

Çizelge 5.51. Eksenel yük etkisi olmadan yapılan kazık çapı 0,6, 0,8 ve 1 m olan, kazık başı dönmeye sınırlı analiz sonuçları 170

Çizelge 5.52. Kabuk tabakasının olmadığı, kazık başının dönmeye serbest olduğu durumda eksenel yükün hesaplanan moment değerlerine etkisinin karşılaştırması 171

Çizelge **Sayfa**

Çizelge 5.53. Kabuk tabakasının olmadığı, kazık başının dönmeye sınırlı olduğu durumda eksenel yükün hesaplanan moment değerlerine etkisinin karşılaştırması 171

Çizelge 5.54. Kabuk tabakasının olduğu, kazık başının dönmeye serbest olduğu durumda eksenel yükün hesaplanan moment değerlerine etkisinin karşılaştırması 172

Çizelge 5.55. Kabuk tabakasının olduğu, kazık başının dönmeye sınırlı olduğu durumda eksenel yükün hesaplanan moment değerlerine etkisinin karşılaştırması 172

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

Şekil **Sayfa**

Şekil 2.1. Kazıklarda meydana gelen maksimum yanal deplasman a) kazık başı dönmeye serbest b) kazık başı dönmeye sınırlı 8

Şekil 2.2. Kazık başı dönmeye serbest ve kazık başı dönmeye sınırlı duruma göre deneysel ve analitik eğilme momenti sonuçları 9

Şekil 2.3. Abdoun ve diğerlerinin (1999), oluşturdukları kazık santrifüj deney düzeneği 13

Şekil 2.4. Abdoun ve diğerlerinin (2005), santrifüj deneylerinde belirledikleri moment dağılımı 14

Şekil 2.5. Yatay yüklü kazıklarda gölge ve kenar etkileri 24

Şekil 2.6. Çevrimsel aşamada kazıklarda meydana gelen hasar durumları 32

Şekil 2.7. Sıvılaşan zeminde kazık-zemin etkileşiminin şematik görüntüsü 34

Şekil 2.8. Yanal yayılma durumunda kazık ve zemin yerdeğiştirme davranışlarını gösteren üç farklı durum 35

Şekil 3.1. Andrews ve Martin (2000) tarafından önerilen zemin sıvılaşma duyarlılık kriterleri 47

Şekil 3.2. Seed ve diğerlerinin (2003) önerdiği ince taneli zeminler için sıvılaşma sınırları 48

Şekil 3.3. Bray ve diğerleri (2004) sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi 49

Şekil 3.4. Bray and Sancio (2006) sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi 50

Şekil 3.5. Artan PI değerine karşılık gelen kumlu zemin davranışından killi zemin davranışına geçişin şematik gösterimi 51

Şekil 3.6. Akma sıvılaşması oluşumu ve suya doygun gevşek zeminin drenajsız şartlarda davranışı 52

Şekil 3.7. Devirsel hareketlilik oluşumu 53

Şekil 4.1. Kazık temel örneği 55

Şekil 4.2. Zemin-kazık etkileşimi 56

Şekil 4.3. Ataletsel etkileşim analizi 57

Şekil 4.4. Sıvılaşan zeminlerde zemin-kazık-yapı etkileşimi 59

Şekil 4.5. Kazık göçme mekanizması 60

Şekil **Sayfa**

Şekil 4.6. Sıvılaşan zeminde zemin-kazık etkileşimi ve zemin tepkisi a) aşırı boşluk suyu basıncı b) yanal zemin yer değiştirmesi c) çevrimsel aşama 61

Şekil 4.7. Sarsma tablası deneyinde zemin-kazık-yapı etkileşim modeli 62

Şekil 4.8. Ataletsel etkileşim yükü ve zemin direnci (a) DBS ve (b) DBL deneyi 63

Şekil 4.9. Zemin direncinin değişimi a) sıvılaşma öncesi ve b) sıvılaşma esnası 63

Şekil 4.10. Sıvılaşma ve yanal yayılma durumu a) serbest yüzeyin bulunmadığı yamaçlarda ve b) serbest yüzeylerde 65

Şekil 5.1. Yatay yük altında kazıkların etrafında oluşan gerilme dağılımı 68

Şekil 5.2. Yanal yüklü kazıklar için p-y eğrileri a) zemin yüzeyinin altında çeşitli derinliklerde bulunan p-y eğrileri b) p-y eğrilerinin x-y eksenlerindeki durumu 68

Şekil 5.3. Sıvılaşan zeminde örnek p-y eğrisi 71

Şekil 5.4. Serbest su yüzeyi olmayan sert killerin statik yük altındaki p-y eğrisinin karakteristik şekli 73

Şekil 5.5. Serbest su yüzeyi bulunmayan sert killerin tekrarlı yük altındaki p-y eğrisinin karakteristik şekli 74

Şekil 5.6. Statik ve dinamik yükler altında kum modelinin p-y eğrileri 74

Şekil 5.7. $\bar{A}_s$ ve $\bar{A}_c$ değerleri grafiği 75

Şekil 5.8. B_s ve B_c değerleri grafiği 76

Şekil 5.9. LPILE programında kullanılan beton gerilme-birim deformasyon grafiği .. 76

Şekil 5.10. LPILE programında kullanılan çelik gerilme-birim deformasyon grafiği ... 77

Şekil 5.11. Gerilme uzayında Mohr-Coulomb ve Tresca yenilme yüzeyleri 77

Şekil 5.12. Sonlu farklar modelinin şematik gösterimi 79

Şekil 5.13. Zemin yüzeyinden 4,6 m aşağıda elde edilen boşluk suyu basıncı grafiği .. 79

Şekil 5.14. Zemin yüzeyinden 1,41 m aşağıdaki ivme-zaman kaydı grafiği 80

Şekil 5.15. Kazık tepe yerdeğiştirmesi-zaman grafiği 80

Şekil 5.16. Eğilme momenti-zaman grafiği 80

Şekil 5.17. Santrifüj deneyi ve sayısal analizde kullanılan a) prototip olarak küçültülmüş kıyı yapısı kesiti b) kıyı yapısı görünüşü c) alimünyum kazık kesiti 81

Şekil **Sayfa**

Şekil 5.18. FLAC2D ile oluşturulan sayısal model 82

Şekil 5.19. Santrifüj deneyi ve FLAC2D sayısal model karşılaştırması 82

Şekil 5.20. Showa köprüsünün hasar görmüş halinin şematik görünümü..... 84

Şekil 5.21. Showa köprüsünün bulunduğu sahanın zemin profili 85

Şekil 5.22. Kazık profili..... 86

Şekil 5.23. Sonlu farklar ağı noktaları 87

Şekil 5.24. Analizde kullanılan sınır koşulları..... 87

Şekil 5.25. FLAC2D kazık profili..... 88

Şekil 5.26. FLAC2D kiriş profili 88

Şekil 5.27. Niigata depreminin dekonvolüsyon yapılmış ivme-zaman kaydı 90

Şekil 5.28. Showa köprüsünün P6 kazığının göçme anındaki genlik-zaman grafiğ..... i 91

Şekil 5.29. FLAC2D analizindeki kazığın maksimum momente ulaştığı zaman ve adım sayısı..... 91

Şekil 5.30. Maksimum yenilme momentinin oluştuğu element 92

Şekil 5.31. Zemin profillerinin şematik gösterimi 93

Şekil 5.32. FLAC2D'de sıvılaşan zemin modeli 93

Şekil 5.33. San Fernando depremi ivme-zaman grafiği..... 94

Şekil 5.34. FLAC2D programında deprem sonunda memba tarafında kayan zeminin yer değiştirmesi 95

Şekil 5.35. Dinamik analiz sonunda zeminde meydana gelen plastik bölge dağılımı 95

Şekil 5.36. Deprem sonunda oluşan boşluk suyu basınç dağılımı..... 96

Şekil 5.37. Doğrulama analizleri için kullanılan santrifüj deneylerinin prototip modeli..... 97

Şekil 5.38. Sonlu farklar analizlerinde kullanılan elemanlar ve sınır koşulları 98

Şekil 5.39. Statik analiz aşamaları sonucunda elde edilen boşluk suyu basıncı dağılımı..... 98

Şekil 5.40. Kazık zemin etkileşim parametreleri 99

Şekil **Sayfa**

Şekil 5.41. Yüzde 5 sönüm oranı kullanılarak yapılan analizlerde boşluk suyu basıncı değişim grafiği 100

Şekil 5.42. Kazık çevresinde dinamik yükleme sonunda elde edilen boşluk suyu basıncı dağılımı 100

Şekil 5.43. Similasyon sonunda kazıkta oluşan yatay deplasman dağılımı 101

Şekil 5.44. Santrifüj deneyinde ölçülen kazık yerdeğiştirme grafiği 102

Şekil 5.45. LPILE ile oluşturulan model 103

Şekil 5.46. Rollins modeli kullanıldığında elde edilen moment diyagramı ve deformasyon grafikleri 104

Şekil 5.47. Sıvılaşan zemin modeli olarak 1/50 p çarpanı ile Reese modeli kullanıldığında elde edilen moment diyagramı ve deformasyon grafikleri . 105

Şekil 5.48. Parametrik sonlu farklar analizlerinde kullanılan sınır koşulları ve sonlu farklar ağı 106

Şekil 5.49. Dinamik sonlu farklar analizlerinde kullanılan Kocaeli kaydının a) ivme-zaman (b) hız-zaman (c) yer değiştirme-zaman grafikleri 107

Şekil 5.50. Kazık başının dönmeye serbest olduğu kazık örneği 109

Şekil 5.51. 8 metresi sıvılaşabilen zemin içerisinde olan toplam boyu 12 metre, çapı 0,6 metre, ilk 1 metresi sıvılaşmayan kabuk tabakası içinde olan kazıkta geçiş bölgesinde oluşan momentin ve yapı elemanı üst noktasındaki ivmelerin çözüm adımlarıyla değişim grafiği 109

Şekil 5.52. 8 metre boyunda, 0,6 metre çaplı kazık için sonlu farklar analizlerinden elde edilen analiz bitimindeki boşluk suyu basıncı dağılımı..... 110

Şekil 5.53. 8 metre boyunda, 0,6 metre çaplı kazık için sonlu farklar analizlerinden elde edilen analiz bitimindeki deformasyon vektörleri 110

Şekil 5.54. Kazık başının dönmeye serbest ve kabuk tabakası bulunan kazık örneğ ... i 113

Şekil 5.55. Çevrimsel kesme deformasyonlarının hesaplanmasında kullanılan ampirik abak 114

Şekil 5.56. Devirsel kesme gerilmelerinin oluşturacağı yanal deformasyon grafiği 115

Şekil 5.57. Eksenel yükün kazık üzerindeki etkisi 127

Şekil 5.58. LPILE ile elde edilen tipik bir burkulma yük deformasyon eğrisi..... 128

Şekil 5.59. Sıvılaşan zeminlerde rezidüel kayma mukavemetini belirlemek için kullanılan ampirik grafik..... 130

Şekil **Sayfa**

Şekil 5.60. Yanal yayılma kaynaklı, gözlenen yer değiştirme miktarlarının veri tabanındaki dağılımları 130

Şekil 5.61. Kazık çapı 1 m, kabuk tabakası 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında doğrusal olmayan çözümün yanal deplasman-derinlik grafiği 155

Şekil 5.62. Kazık çapı 1 m, kabuk tabakası 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında elastik olan çözümün yanal deplasman-derinlik grafiği 156

RESİMLERİN LİSTESİ

Resim **Sayfa**

Resim 2.1. Chi-Chi depreminde farklı oturma ve yanal yayılma nedeniyle hasar görmüş okul binası 31

Resim 2.2. 1995 Kobe depreminde zemin deplasmanından dolayı oluşan kesme kuvvetinden yenilen kazık 33

Resim 3.1. Zemin tanelerinin durumu a) statik koşullarda b) deprem yüklemesi durumunda 43

Resim 3.2. 1964 Niigata depremi; Kawagishi-cho binası..... 44

Resim 3.3. 1964 Niigata depremi; Showa köprüsü..... 44

Resim 3.4. 1999 Depreminde Sakarya ilinde zemin sıvılaşması sonucu devrilen bina.. 45

Resim 3.5. Zemin sıvılaşması ve yetersiz temel boyutlandırması sonucu yana devrilmiş bir yapı 45

Resim 5.1. Showa köprüsü..... 83

SİMGELER VE KISALTMALAR

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

Simgeler	Açıklamalar
$(N_1)_{60}$	Düzeltilmiş SPT değeri
$\Delta\varepsilon_v$	Döngü boyunca oluşan hacimsel şekil değiştirme artışı
$\bar{A}_c$	P-y eğrilerinden kullanılan Reese kum modelinde kullanılan katsayı
$\bar{A}_s$	P-y eğrilerinden kullanılan Reese kum modelinde kullanılan katsayı
b	Kazığın çapının metre cinsinden değeri
B_c	P-y eğrilerinden kullanılan Reese kum modelinde kullanılan katsayı
B_s	P-y eğrilerinden kullanılan Reese kum modelinde kullanılan katsayı
C	p-y eğrilerinde deformasyon üzerine tekrarlanan yükün etkisini açıklayan parametre
c	Zeminin drenajsız kayma gerilmesi
C_1	Kumun hacimsel şekil değiştirme davranışına bağlı sabit
C_2	Kumun hacimsel şekil değiştirme davranışına bağlı sabit
CL	Düşük plastisiteli killi zemin
CRR	Çevrimsel kayma mukavemeti oranı
CSR	Çevrimsel kayma gerilmesi oranı
D	Kuru kum
D_0	Kazık çapı (cm)
D_{60}	% 60 geçen yüzdesine karşılık gelen çap(mm)
DBYBHE	Deprem bölgelerinde yapılacak binalar hakkında yönetmelik 2007
D_r	Zeminin rölatif sıkılığı
J	0,5 alınan sabit bir değer

Simgeler	Açıklamalar
k	Rijitlik
K_p	Pasif zemin basıncı katsayısı
l	Sonlu elemanlar yönteminde kullanılan kazığın bölündüğü parça uzunluğu
LL	Likit limit
M_i	Ataletsel yüklerden kaynaklı eğilme momenti
M_k	Kinematik yüklerden kaynaklı eğilme momenti
ML	Düşük plastisiteli siltli zemin
N	SPT değeri
N	Tekrarlı yükleme sayısı
p	Birim genişlikte zemin gerilmesi
$p_{0.3m}$	0,3 m çaplı referans kazığı için kN/m birimlerindeki zemin gerilmesi
P_d	0,3 m'den daha büyük kazık çapları için kullanılan düzeltme faktörü
PI	Plastisite indisi
PL	Plastik limit
p_{max}	Nihai zemin direnci
$p_{p(z)}$	Derinliğe bağlı Rankine pasif basıncı
p_u	Nihai zemin gerilmesi
r_u	Boşluk suyu basıncı oranı
S	Doygun kum
Tb	Üst yapının doğal titreşim periyodu
Tg	Sıvılaşma öncesi zeminin doğal titreşim periyodu
wc	Su içeriği
x	Zemin derinliği
y	Herhangi bir derinlikteki deplasman değeri
y_{50}	Nihai zemin gerilmesi % 50'sine denk gelen yanal deplasman değeri
y_{50}	Nihai zemin gerilmesi % 50'sine denk gelen yanal deplasman
y_c	Yüklemenin N. çevrimindeki yanal deplasman değeri

Simgeler	Açıklamalar
y_s	Kısa süreli statik yükleme altındaki yanal deplasman değeri
y_u	Nihai zemin gerilmesine karşılık gelen kazıkta oluşan yanal deplasman
z	Zemin derinliği
α_u	Nihai zemin direncini eşdeğer duvardan tekil kazığa dönüştüren katsayı
γ	P-y eğrilerinden kullanılan Reese kum modelindeki zeminin efektif birim hacim ağrılığı
γ	Kayma şekil değiştirmesi
ε_{50}	Nihai gerilmenin % 50'sine denk gelen birim deformasyon
ε_v	Önceden birikmiş hacimsel şekil değiştirme
κ	Yatak katsayısı
ϕ	İçsel sürtünme açısı
σ'_v	Efektif gerilme

Kısaltmalar	Açıklamalar
BL	Üst yapının doğal titreşim periyodunun zeminin titreşim periyodundan büyük olma durumu
BNWF	Doğrusal olmayan Winkler kiriş temel yaklaşımı
BS	Üst yapının doğal titreşim periyodunun zeminin titreşim periyodundan küçük olma durumu
DBL	Kuru kumlu zeminde uzun bina periyodu
DBS	Kuru kumlu zeminde kısa bina periyodu
FLAC2D	Fast Lagrangian Analysis of Continua (İki boyutlu sayısal Modelleme Analiz Programı)
PHC	Çelik-öngerilmeli kazık
SBL	Doygun kumlu zeminde uzun bina periyodu
SBS	Doygun kumlu zeminde kısa bina periyodu

1. GİRİŞ

Yer kabuğunda ani olarak ortaya çıkan kırılmalar neticesinde oluşan ve sismik dalgalar ile yayılan enerjiye deprem denir. Depremler doğadaki yaşantıyı olumsuz yönde etkileyen felaketlerdir. Depremin olumsuz etkilerini her alanda görmek mümkündür; örneğin üst yapı, alt yapı ve zemin taşıma gücü kayıpları gibi.

Deprem sırasında, yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu durumlar için suya doygun kohezyonsuz zeminlerin, statik ve dinamik yükler altındaki boşluk suyu basıncının artmasıyla, zemin sıvı gibi davranarak sıvılaşma adı verilen olay meydana gelmektedir. Sıvılaşma olayı sonunda kohezyonsuz zeminlerde mukavemet kaybı olmakta, bunun sonucunda zeminler taşıma gücünü yitirmektedir. Zeminin taşıma gücünü yitirmesiyle birlikte üst yapı ve alt yapı sistemlerinde çeşitli hasarlar meydana gelebilmektedir. Özellikle zeminin mukavemetini yitirmesiyle birlikte üst yapıdan gelen yükleri taşıyamaz duruma gelmesiyle üst yapıda geri dönüşü olmayan hasarlar oluşabilmektedir. Aynı olumsuz etkiler alt yapı sistemlerinde görülebilmektedir. Örneğin; su ve doğalgaz boru hatlarının gömülü olduğu sıvılaşan zeminlerde, boru hatlarının aksından sapması neticesinde hasarlar oluşabilmektedir. Sıvılaşma sonunda zeminde oluşan taşıma gücü kayıplarının meydana getirdiği hasarların dışında karşımıza çıkan hasarları; zeminin oturması, zeminin yatay yerdeğiştirmesi, çevrimsel aşama ve yanal yayılma olarak sıralamak mümkündür.

Deprem esnasında boşluk suyu basıncının artması ve sıvılaşma olayının eğimli bir zemin yüzeyine sahip zemin profilinde olması yanal yayılma olayını tetiklemektedir. Sığ temellerin bulunduğu yüksek yamaçlara sahip zemin örneklerinde sıvılaşmayla ortaya çıkan yanal yayılma, zeminin büyük yanal yatay ötelenmelere maruz kalarak rijitliğini kaybetmesine neden olmaktadır. Hem yanal yayılma hem de sıvılaşma olayı, zeminin mukavemeti ve rijitliğinin azalmasıyla ortaya çıkmaktadır.

Taşıma gücünü yitirmiş, mukavemet kayıpları olan zeminleri güçlendirmek amacıyla bazı uygulamalar ve yöntemler kullanılmaktadır. Bunlardan biri kazık temel uygulamasıdır. Kazık temeller; zeminin taşıma gücünü artırmak, üst yapıdan gelen yükleri daha sağlam zeminlere aktarmak amacıyla kullanılan güçlendirme yöntemlerindendir. Ülkemizde genellikle kazıklı temellerin rutin taşıma gücü ve oturma değerlendirmeleri geoteknik

alanda çalışan mühendisler tarafından yapılmaktadır. Bununla birlikte kazıklara etki eden kesit tesirlerinin hesaplanması, betonarme hesaplarının yapılması işlemleri yapı mekaniği alanında uzmanlaşmış mühendisler tarafından yapılmaktadır. Bu nedenle zemin etüd raporlarında yatak katsayısının verilmesi istenmektedir. Ancak uygulamada yatak katsayısı kavramı genellikle yanlış anlaşılmakta, zeminin değişmez bir özelliği gibi düşünülmektedir. Gerçekte yatak katsayısı hem temel boyutlarına bağlı hem de zemin davranışı doğrusal olmadığı için gerilme deformasyon seviyesine bağlıdır.

Kazık temel tasarımı yapılırken sadece statik yükler altındaki davranışa göre tasarım yapmak doğru bir yaklaşım değildir. Gerçek koşulları oluşturmak için statik yükler ile birlikte dinamik yüklerin de hesaba katıldığı tasarımlar yapılmalıdır. Zeminin statik durumdayken kazığa sağlamış olduğu destek dinamik etkiler ile birlikte ortadan kaybolabilir. Ayrıca sıvılaşma ve yanal yayılma olayı ile birlikte kazık üzerinde büyük zemin gerilmeleri oluşabilir ve bunun sonunda kazıkta büyük hasarlar meydana gelebilir.

Dünyada ve ülkemizde doğal bir felaket olan deprem sıklıkla yaşanmaktadır. Ülkemizin bulunduğu konum ve jeolojik yapısı nedeniyle deprem oluşumları oldukça fazladır. Özellikle ülkemizde son yıllarda meydana gelen depremler ile birlikte artan can kayıpları mevcut yapıların deprem güvenliğinin sorgulanmasına neden olmuştur. Ülkemizde olan; 1939 Erzincan depremi M_w=7,9, 1944 Bolu depremi M_w=7,2, 1971 Bingöl depremi M_w=6,8, 1983 Erzurum-Kars depremi M_w=7,1, 1992 Erzincan M_w=6,8, 1999 Marmara depremi M_w=7,4, 2003 Bingöl depremi Mw=6,4, 2010 Elazığ depremi M_w=6 magnitüdü olarak ölçülen depremler birçok can ve mal kayıplarına neden olmuştur. Özellikle yaşadığımız 1999 Marmara depremi önemli sorunları beraberinde getirmiştir. 17 Ağustos 1999 Marmara depreminde ortaya çıkan en önemli sorunlardan biri de üst yapı tasarımı yaparken zemin faktörünün dikkate alınmamasıdır. Aynı bölgede olmasına rağmen yapılarda oluşan farklı hasarların bir nedeninin de yapı-zemin etkileşiminin hesaba katılmamasından kaynaklı olduğu düşünülebilir. Ülkemizde olan depremler sonrasında yapılarda gözlenen hasarların bir kısmının zemin sıvılaşması kaynaklı olduğu görülmüştür.

Ülkemizde olduğu gibi dünyada da sıvılaşmadan ve yanal yayılmadan dolayı kazık hasarları üzerine birçok araştırma yapılmış ve bunların yapı davranışı üzerine etkileri değerlendirilmiştir. 1964 Niigata M_w=7,5, 1964 Alaska M_w=9,2, 1971 San Fernando

M_w=6,4, 1995 Hyogoken-Nambu M_w=7,2 depremleri, sıvılaşma ve yanal yayılmadan dolayı hasar oluşturmuş depremler arasında gösterilmektedir.

Uygulamada kazıklı temel tasarımında genellikle sıvılaşma etkileri ihmal edilmekte, dinamik etkilerden sadece ataletsel etkiler dikkate alınmaktadır. Literatürde doğrusal olmayan zemin davranışının kazık tasarımında dikkate alınması için farklı zeminler için geliştirilmiş p-y, t-z eğrileri kullanılmaktadır.

Bu çalışmadaki amaç; faya yakın yerde, sıvılaşan zeminde, viyadük altında bulunan betonarme kazık temellerin sismik yükler altındaki kazık davranışlarının belirlenmesi için sayısal modelleme yapılarak sıvılaşma ve yanal yayılma etkilerine bağlı olarak tekil kazıklarda meydana gelen hasarları incelemektir. Bu tez kapsamında, deprem yükleri altında, köprü ayaklarında bulunan farklı çapta kazık örnekleri için, değişik zemin parametrelerine sahip, zemin profilinin üst kısmında sıvılaşma özelliği göstermeyen zemin tabakasının bulunup bulunmamasına göre, sıvılaşma eğilimi olan zemin örnekleri için sıvılaşan zemin derinlikleri değiştirilerek; zemin deformasyonları, kazık davranışları ve zemin sıvılaşması neticesinde kazıkta oluşan deformasyonları araştırmak amacıyla parametrik bir çalışma yapılmıştır. Çalışma sonunda deprem yükleri altında kazıkların performansı değerlendirilmiştir. Ayrıca literatürden seçilen örnek vakaların analizlerinin sonuçları ile sayısal analiz sonuçları karşılaştırılarak kullanılan analiz yöntemleri sınanmıştır.

Günümüzde deprem yükleri altında, üzerinde yapı bulunmayan, serbest saha koşullarındaki sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesine yönelik ortak görüşler olmasına rağmen; üzerinde yapı bulunan, zemin-yapı etkileşiminin olması durumundaki sıvılaşma potansiyelinin belirlenmesine yönelik farklı görüşler mevcuttur.

Ayrıca kazık temeller tasarlanırken; düşey yükler altında çalışan kazıklar için ampirik yaklaşımlarla güvenli tasarımlar yapmak mümkündür. Ancak, yanal yüklü kazıklar için genel kabul görmüş bir tasarım ilkesinden bahsetmek çok mümkün değildir. Bunun en büyük nedeni, yanal yüklü kazıkların deplasmana uğramalarından itibaren yüzey alanları boyunca üç boyutlu zemin-yapı etkileşimi altında davranış göstermeleridir. Günümüzde yanal yüklü kazıkların yük altındaki davranışı ve deformasyon tahmini için; elastik analiz yöntemi, yatak katsayısı yöntemi, p-y yöntemi ve sonlu elemanlar-farklar yöntemleri

kullanılmaktadır. Bu tez çalışmasında, plastik özelliklerin de hesaba katıldığı ve şekil değiştirmelerin bunların bir fonksiyonu olarak tanımlandığı p-y yöntemi ve sonlu farklar yönteminden yararlanılmıştır. Sıvılaşan zeminlerde kazık davranışının ve burkulma etkisinin araştırılması için FLAC2D ve LPILE programları kullanılarak sayısal kazık analizleri gerçekleştirilmiştir. P-y yöntemi LPILE programı vasıtasıyla uygulanmıştır. Bu yöntemle farklı kazık çaplarındaki, farklı zemin tabakalarının bulunduğu örnekler ele alınmış, kazık çapının ve zemin tabaka değişimlerinin sıvılaşan zemindeki kazık davranışı üzerisindeki etkileri değerlendirilmiştir. Analizlerde ataletsel ve kinematik etkileşimlerin zemin-kazık davranışı üzerindeki etkileri değerlendirilmiştir. Ayrıca yapı-zemin-kazık etkileşiminin modellenebileceği, içerisinde sıvılaşma modellerinin de bulunduğu, FLAC sonlu farklar programı kullanılarak gerçeğe daha yakın modellemeler yapılmış ve gerçek vakalarla kıyaslanmıştır.

Özellikle çeşitli saha analizleri ve santrifüj deneyleri kullanılarak iki boyutlu sonlu farklar yöntemi, sıvılaşma modeli ve p-y eğrileri yöntemlerinin performansları sınanmıştır. Bu aşamadan sonra, farklı senaryolarda kazık davranışı araştırılmış özellikle seçilen p-y eğrileri yöntemlerinin sonuçlara etkileri değerlendirilmiştir.

2. LİTERATÜR ÇALIŞMASI

Kazık temeller üzerindeki sıvılaşma ve yanal yayılma olaylarının etkilerini anlayabilmek için birçok araştırmacı konuya oldukça büyük katkılar sağlamışlardır. Tez çalışmasının konusunu oluşturan, sıvılaşan ve yanal yayılma özelliği gösteren zeminlerde yapı-kazık-zemin etkileşimi, kazık üzerine gelen kuvvet dağılımı ve bu durumdaki kazık davranışı ile ilgili literatürde yapılmış çalışmalar mevcuttur.

2.1. Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Davranışı ile İlgili Çalışmalar

Brown, Reese ve O'Neill (1987), 9 adet çelik kazık örnekleri üzerinde tekrarlı ve yatay yükler altında kil zeminde yapmış oldukları deney sonucunda kazık grubundaki deformasyonların ve eğilme momentlerinin tekil kazık örneğinden elde edilen sonuçlardan daha büyük çıktığını belirtmişlerdir. Ayrıca zemin direncinin, kazık gruplarında, tekil kazığa göre daha azaldığı görülmüştür.

Brown, Morrison ve Reese (1988), tekrarlı yanal yük altında kumlu zeminde kazık grubu ve tekil kazık yanal yükleme deneyleri yapmışlardır. Deneyler sonunda kazık grubunda gölgelendirme etkisinden dolayı tekil kazıklardan daha fazla deplasmana ve eğilme momentine maruz kaldıkları görülmüştür. Grup kazıklarda, arka ve orta sıralamada olan kazıkların, ön kısımda bulunun kazıklara göre daha fazla deplasman ve eğilme momentine maruz kaldıkları gözlemlenmiştir.

Dobry ve Liu (1994), çalışmalarında sismik yük altında iki tabakalı zemin örneğinde santrifüj deneyi yapmışlardır. Serbest saha koşullarında ve üzerinde temel bulunma durumuna göre iki ayrı deney sonuçlarını tartışmışlardır. Serbest saha koşullarındaki deneyde sarsıntından önce, sarsıntı sırasında ve sonrasındaki boşluk suyu basınçlarını karşılaştırılmışlardır. Deprem anında (depremin 2. sn'inde) boşluk suyu basıncının hızlı arttığını, depremin 2. ve 5. sn'leri arasında ise boşluk suyu basıncının arttığını ancak kum ve siltli tabaka arasında su tabakası oluşumundan dolayı kesme kuvvetlerinin geçişlerinin engellendiği gözlemlenmiştir. 3. durum ise deprem sarsıntısından sonraki 4.dk'da boşluk suyu basıncı sabit olmuş, ancak yanal yayılma gözlemlenmiştir. 4.dk'dan sonra su film tabakasının yok olduğu görülmüştür. 2. deney düzeneğinde; 10 cm çapında temel yerleştirilip santrifüj deneyini tekrarlamışlardır. Boşluk suyu basıncının aynı derinlikteki

serbest saha koşullarında alınan sonuç ile temel altında bulunan sonuçla kıyaslandığında; serbest saha koşullarındaki boşluk suyu basıncının daha fazla olduğu ortaya çıkmıştır. Depremden sonra oturmaların serbest saha koşullarındaki durumun, temel bulunan durumdan daha az olduğu gösterilmiştir.

Ishihara (1997), çalışmasında kazıklarda meydana gelen göçme durumlarına yer vermiştir. Ana sarsıntının başladığı sırada sıvılaşmadan dolayı kumlu zemin henüz yumuşamamış buna bağlı olarak kazık ve zemin arasındaki göreli yerdeğiştirme de küçük boyutta kalmıştır. Ancak yer hareketinin yeterli büyüklükte olmasından dolayı oluşan eğilme momentlerinin kazıklardaki limit değerlere ulaşması durumunda kazıklarda hasarlara neden olacağını ve göçebileceğini ifade etmektedir. Üst yapıdan kaynaklanan ataletsel etkilerin, kazık başlarına yakın kısımlarda hasarlara neden olduğu ve bu kısımlarda maksimum eğilme momentlerine maruz kaldığı görülmüştür. Sıvılaşmanın meydana geldiği an ile maksimum ivmenin meydana geldiği sürenin yaklaşık olarak aynı olduğunu ifade etmektedir. Sıvılaşma sonrasında, eğimli ve gevşek kumlu zemin, sıvılaşma başlangıcından itibaren hareket etmeye başlayacaktır. Bu durumda oluşan yanal yükler bu zemin içindeki kazık gövdesine etki edecek ve eğim yönünde kazık deformasyonuna neden olacaktır. Bu sırada sismik sarsıntı maksimum ivme değerinden geçmiş, sarsıntı değerleri daha küçük değerlere düşmüştür. Ishihara (1997), bu yüzden, üst yapıdan kaynaklanan ataletsel etkilerin önemini yitireceğini varsaymaktadır. Bu yükleme durumunda maksimum eğilme momentinin kazık başlarına yakın kısımlarda değil de kazığın alt derinliklerinde meydana gelebileceğini belirtmiştir. Özet olarak Ishihara (1997) dinamik yükler altında, ana sarsıntı başlangıcında, üst yapıdan gelen ataletsel etkiler kazığı etkileyerek kazık üst kısımlarına yakın yerlerde hasar oluşmasına neden olacağı, sıvılaşmadan dolayı meydana gelen yanal zemin hareketi sonunda kinematik etkilerden dolayı kazık hasarlarının orta kısımlara doğru indiği varsayımda bulunmuştur.

Boulanger, Curras, Kutter, Wilson ve Abghari (1998), maksimum ivmeleri 0,02 ile 0,7 g arasında olan dokuz deprem kaydı kullanarak, yumuşak kil zemin üzerinde sıkı kum ve bu zemin profili üzerine iki tane tekil kazık üst yapı yükü uygulanarak santrifüj deneyi gerçekleştirmişlerdir. Dinamik kiriş temel analiz sonuçları ve test sonuçlarını değerlendirmiş, üst yapının yapmış olduğu maksimum hareket ile kazık boyunca meydana gelen eğilme momentlerinde % 15-% 20 sapma meydana geldiği sonucuna varmışlardır. Bunun nedenini serbest saha koşullarında eşdeğer lineer zemin davranışı, yapısal ve zemin

tepkisi, bağımsız p-y yay modelinin kullanılması ve belirsiz zemin özellikleri ile alakalı olduğu görüşüne varmışlardır.

Humar, Bagchi ve Xia (1998), yapı-zemin etkileşiminin göz önünde bulundurulduğu durumlarda frekans tanım alanında çözüm yapma yoluna gitmişlerdir. Bunun için beş katlı bir binayı ele almışlardır. Yapı zeminini yaylar kullanılarak, yapay sönümleyiciler ekleyerek ve Ritz vektörlerini kullanarak modellemişlerdir. Ritz vektör yöntemi kullanılmasını tavsiye etmişlerdir.

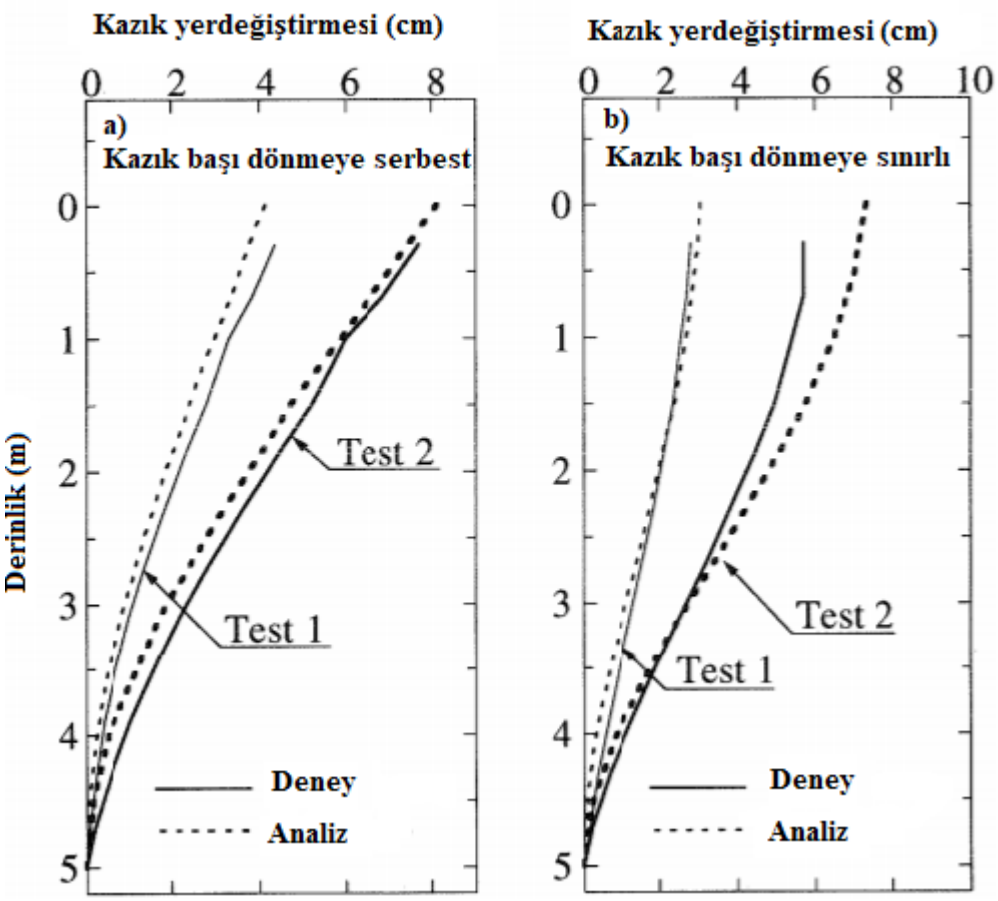
Ishihara ve Cubrinovski (1998), deprem yükleri altında sıvılaşma ile ortaya çıkan yanal yayılma etkilerini kazık temeller üzerinde incelemişlerdir. Bu incelemede geriye dönük yapılmış ve Winkler yay modeli yatak katsayıları kullanılarak sıvılaşan kısımlarda zemin rijitliğini düşürerek uygulamışlardır. 1995 Kobe depreminde yanal yayılmaya maruz kalmış, az hasar görmüş ve fazla hasar görmüş geniş çaplı kazık temelleri incelemişlerdir.

Tokimatsu ve Asaka (1998), 1995 Hyogoken-Nambu depremi sonrasında kazık temellerde ve sıvılaşan-sıvılaşmayan zemin ara yüzünde meydana gelen hasarlar ve kıyı şeridindeki kazıklar için yenilme modları ile ilgili bir çalışma gerçekleştirmişlerdir. Sıvılaşma olayının meydana gelme evreleri ve sonrasında oluşacak; çevrimsel aşama ve kalıcı zemin yerdeğiştirmesi durumlarını açıklamışlardır. Kazık temellerde pseudo-statik analiz için p-y eğrileri yönteminin kullanılmasından bahsetmişlerdir. Deprem sırasında meydana gelen çevrimsel ve kalıcı kesme dayanımının SPT-N değerleri ile ifade etmişlerdir. Sondaj deliğine yerleştirilen kameralar ve eğim göstergeleri sayesinde kazıkta ve sıvılaşan-sıvılaşmayan zemin ara yüzünde, kazık baş kısmında meydana gelen hasarları gözlemlemiş olup yanal zemin hareketinin kazık deformasyonları üzerinde etkisi olduğu belirtmişlerdir.

Cubrinovski, Ishihara ve Furukawazono (1999), yapı-zemin etkileşiminin çevrimsel aşamasını gösterebilmek amacıyla sarsma tablası deneyi ve analitik yöntemle çözümleme yapmışlar, bulgularını şu şekilde açıklamışlardır;

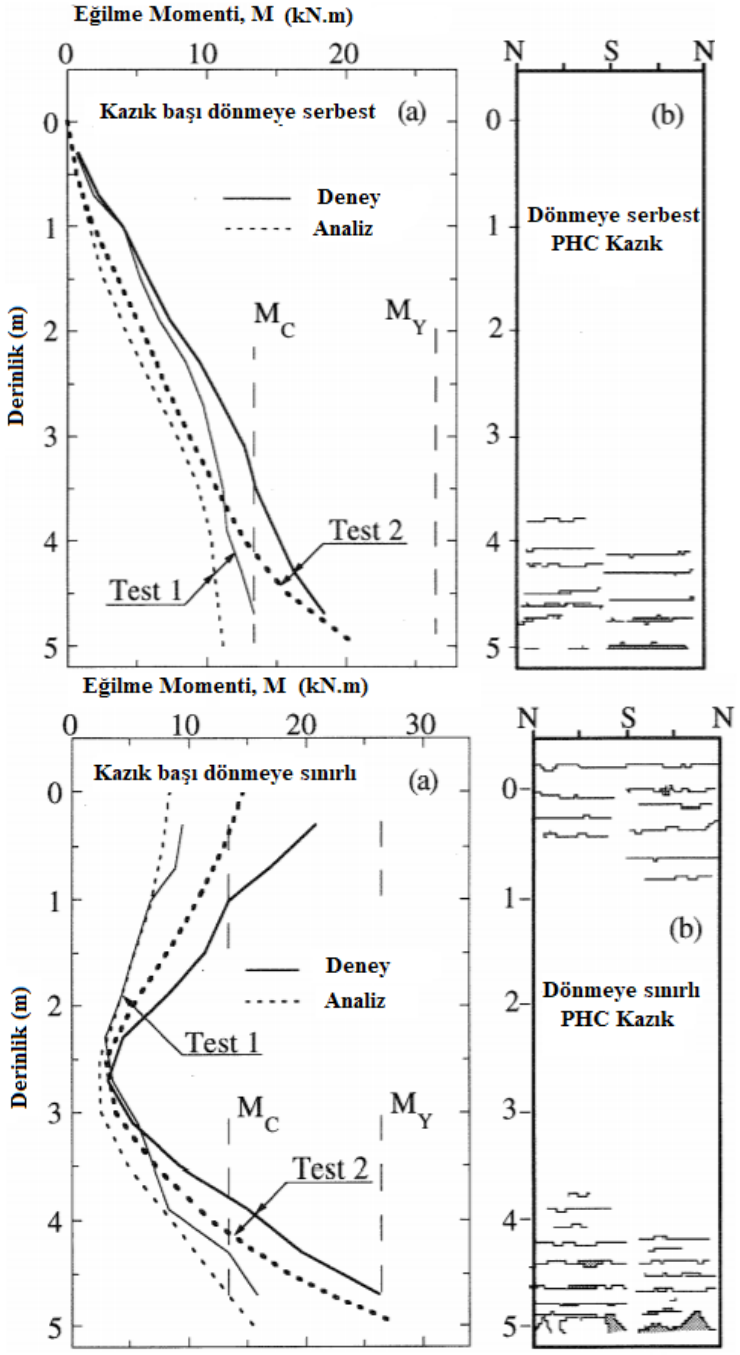
- 12×3, 5×6 m boyutlarında laminar kutu içine betonarme ve çelik kazıklar yerleştirilmiş ve deprem yükleri sinüs dalgası şeklinde iki model oluşturularak uygulanmıştır. İlk modelde maksimum ivme 0,084 g, ikinci modelde 0,21g olarak etkitilmiştir.

- Sıvılaşma meydana geldikten sonra yapılan her iki teste de çevrimsel yanal deplasman test 2'de hem deneysel veride hem de analiz sonucunda daha fazla çıkmış ve her iki durum Şekil 2.1'de gösterilmiştir.



Şekil 2.1. Kazıklarda meydana gelen maksimum yanal deplasman a) kazık başı dönmeye serbest b) kazık başı dönmeye sınırlı (Cubrinovski ve diğerleri, 1999)

- Test 2'de kazık başı dönmeye sınırlı ve serbest hareketli kazıklarda eğilme momenti değerleri test 1'e göre daha büyük çıkmış ve bu durum Şekil 2.2'de gösterilmiştir.
- Test 1 ve test 2 sonuçlarına bakıldığında, aşırı boşluk suyu basıncı, sıvılaşma test sonuçlarını ve kazık başlarının dönmeye sınırlı veya serbest olması durumu kazıktaki hasar dağlımı her iki deneyde de görülmüştür.



Şekil 2.2. Kazık başı dönmeye serbest ve kazık başı dönmeye sınırlı duruma göre deneysel ve analitik eğilme momenti sonuçları (Cubrinovski ve diğerleri, 1999)

Horikoshi, Tateishi ve Ohtsu (2000), 1995 Kobe depreminde sıvılaşmadan dolayı zarar gören 111 zayıf kazığı ele almışlardır. Deprem esnasında kazıklarda meydana gelen hasarların zeminin çevrimsel yerdeğiştirmesinden kaynaklı olduğunu belirtmişlerdir. Çalışmalarında en büyük hasarların sıvılaşan ve sıvılaşmayan zeminlerin geçiş bölgesinde meydana geldiği ve kazık başlarındaki deplasmanların 25-42 cm arasında değiştiğini belirtmişlerdir.

Budkowska ve Elmarakbi (2001), çalışmalarında yatay yüklü kısa kazıkların bulunduğu kumlu ve killi zeminli ortamda yatak katsayısının belirlenmesi üzerine bir araştırma yapmışlardır. Çalışmalarında iki senaryo ortaya koymuşlardır. Birinci senaryoda yatak katsayılarına karar verirken yatay yer değiştirmenin laboratuvar ve sayısal koşullarda eşit olduğu düşünülmüş, ikinci yaklaşımda ise kazıklar yatay yükle yüklendiklerinde kazık davranışına kesme kuvvetinin ve yanal zemin basınç dayanımına etkisini değerlendirmişlerdir.

Dutta ve Roy (2002), zemin-temel-yapı etkileşiminin çözümü için geçmiş çalışmaların toplandığı bir çalışma yapmışlardır. Zemin-yapı etkileşimi problemlerini çözerken hem statik hem de dinamik yükler altında çözülmesi gerektiğinden bahsetmişlerdir. Winkler hipotezinin kısıtlı bilgiler içermesine rağmen makul sonuçlar verdiğini belirtmişler ve killi zeminlerde zemin-yapı etkileşiminin belirlenmesi için doğrusal olmayan zemin modelleri kullanılması gerektiğinden söz edilmiştir. Çalışmalarındaki amaç zemin-yapı etkileşiminin doğru çözümlenebilmesi için uygun bir yöntem önermektir.

Finn ve Fujita (2002), çalışmalarında sıvılaşan zeminlerde deprem yükleri altında kazık tasarımının öneminden bahsetmişlerdir. 14 katlı bina ve temel kısmı için tasarlanan 1,5 m çapında kazık örneği ele alınmıştır. Kazık başlarının dönmeye sınırlı olup olmamasına ve sıvılaşan-sıvılaşamayan zemin geçişinde bulunan kazıklar için kritik bölgeler oluşacağı; geçiş bölgesindeki deformasyonların fazla olacağı sonucunu elde etmişlerdir. Sıvılaşan zeminlerde rijitlik ve dayanım kaybının olacağı bunun neticesinde momentler ve yer değiştirmelerin artacağından söz etmişlerdir. Kazıklar için en kritik tasarımın; kazık başlarının dönmeye sınırlı olması, sıvılaşan ve sıvılaşmayan kademeli zemin ortamının bulunması ve deprem yükleri altında yapılacağı kanaatına varmışlardır.

Liyanapathirana ve Poulos (2002), deprem sarsıntısından dolayı artan boşluk suyu basıncının zemin dayanımını azaltması sonucunda efektif bazlı numerik model kullanmışlardır. Kullandıkları yeni modelle deneysel sonuçları ve literatür sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Bu çalışma derin seviyelerde oluşan boşluk suyu basıncı kaynaklı kesme birim deformasyonlarının % 0,01'den fazla olabileceğini göstermiştir.

Olson ve Stark (2002), sıvılaşan zeminlerin kesme dayanımı ile sıvılaşma anında akma yenilmesinden dolayı meydana gelen gerilmeleri, düşey efektif gerilme ile normalize

ederek değerlendirmişlerdir. Bunun neticesinde dayanım oranı elde edilmiştir. Sıvılaşan zeminlerde dayanım oranı kullanılarak 33 vaka için geriye dönük analiz yapmışlardır. Dayanım oranı ile $(N_1)_{60}$ ve CPT değeri arasında geçiş bağıntıları sunmuşlardır.

Liyanapathirana ve Poulos (2003), sıvılaşan zeminlerde pseudo-statik analiz yöntemi ile üst yapının kazık üzerindeki etkisini ve kazık-zemin etkileşimini incelemişlerdir. Kullandıkları yöntemde iki yaklaşımda bulunmuşlardır. Birincisinde kazık boyunca maksimum zemin deplasmanı ve azaltılmış zemin modüllerini içeren, efektif gerilme bazlı tepki analizi uygulamışlar, ikincisinde serbest saha koşullarındaki zemin deplasmanına ve maksimum zemin yüzey ivmesine bağlı olarak kazık başlarında statik yükleme analizleri yapmışlardır. Geliştirdikleri bu yeni metot dinamik analizden bağımsız bir yöntemdir. Serbest saha koşullarında efektif bazlı tepki analizi, zemin yerdeğiştirmesi, azaltılmış zemin rijitliği ve kazık başındaki ataletsel etkileri içermektedir. Pseudo-statik analizde kullanılan Winkler yay katsayıları, Mindlin denkleminden çıkarılmıştır. Yaptıkları çalışmada kullanmış oldukları yeni yöntemle literatürdeki santrifüj model çalışmasını ve Ishihara ve Cubrinovski'nin (1998) yapmış oldukları çalışmadaki eğilme momentlerini karşılaştırmışlardır. Değerlerin yakın mertebede çıktığını görmüşlerdir. Analiz ve literatür verilerinin kıyaslanmasında, eğilme momenti değerinin kazık başlarında, sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin geçiş yerlerinde maksimum olduğu sonucuna varmışlardır.

Bhattacharya ve Bolton (2004), çalışmalarında sıvılaşan zeminlerde deprem yüklemesi altında kazık tasarımı yaparken burkulma etkilerinin göz önünde bulundurulması gerektiğinden bahsetmişlerdir. Burkulmanın kazıklar üzerinde hasar verici etkilerinin eğilme momenti etkilerinden farklı olduğu vurgulanmıştır. Eğilme etkisinin kazık dayanımına, burkulmanın ise kazığın geometrik rijitliğine bağlı olduğunu belirtmişlerdir. Kazık yenilmelerinin sıvılaşan ve sıvılaşmayan zeminlerin geçiş yerlerinde olduğundan ve kazıkların sıvılaşmayan zemin içinde gömülme derinliğinin önemli olduğundan bahsetmişlerdir. Kazık tasarımı yapılırken yeterli dayanım ve rijitliğe sahip olması, kazık kesitlerinin yeterli olması, kazıkların sınır koşullarının uygun seçilmesi ve sıvılaşma olayında üzerine gelen yükleri yenilmeden taşıması gerekliliği konusunda dikkatli olunması gerektiği sonucuna varmışlardır.

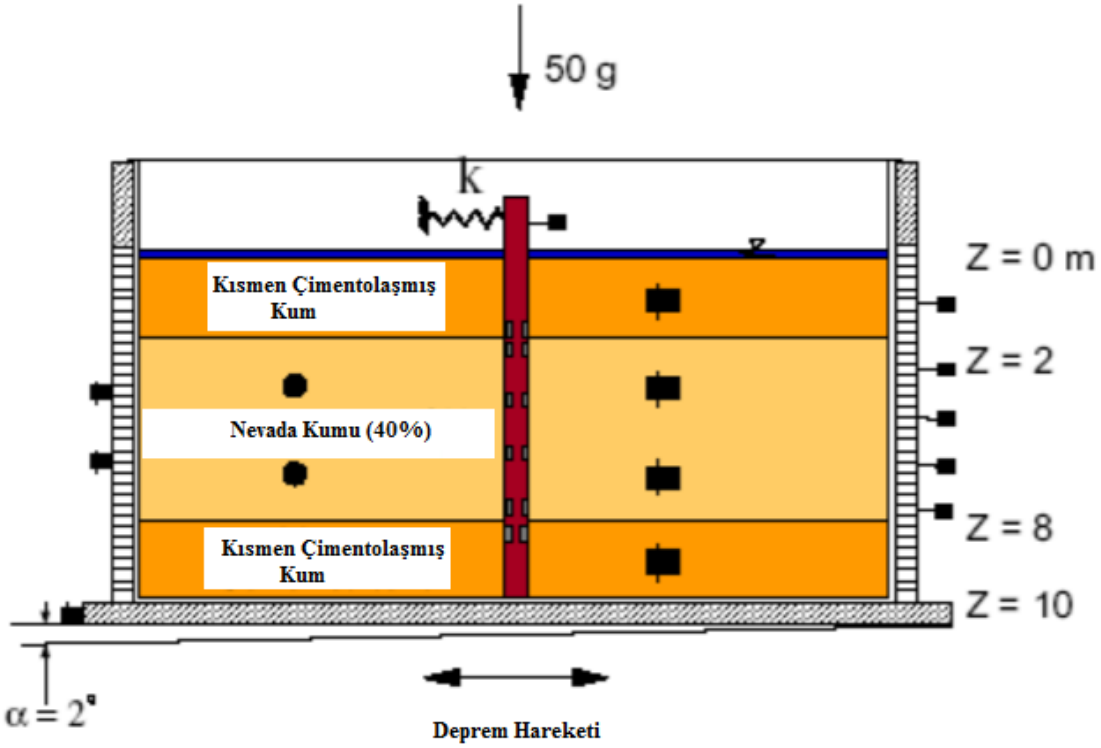
Klar, Baker ve Frydam (2004), makalelerinde kazık-zemin etkileşimini açıklamak için iki çeşit model kullanarak deprem analizi yapmışlardır. İlk model serbest sahada yapılan tek

boyutlu analiz, ikinci model ise boşluk suyu basıncının değiştiği üç boyutlu analizdir. Analizlerini farklı yapısal yüklemeler altında bir boyutlu ve üç boyutlu olarak zemin geçirimlilik katsayıları, rölatif sıkılık değerleri ve drenaj durumlarını değiştirip yapmışlar, moment-boşluk suyu basıncı sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Tek boyutlu ve üç boyutlu yapılan analizlerde rölatif sıkılığı aynı olan ancak geçirimlilik katsayısı farklı olan durumda geçirimlilik katsayısı düşük olan koşulda boşluk suyu basıncının artış gösterdiği görülmüştür. Tek boyutlu ve üç boyutlu yapılan analizler yüksek geçirimlilik katsayısına ($k=10^{-2}$ cm/sn) sahip zeminlerde aynı yükler altındaki moment dağılımları benzer çıkmıştır. Düşük geçirimlilik ($k=10^{-3}$ cm/sn) katsayısına sahip zeminlerde ise her iki modelde farklı moment dağılımları oluşmuştur. Yapılan çalışmada zemin-kazık davranışının; geçirimlilik katsayısından, drenaj durumundan, deprem etkime süresinden ve deprem büyüklüğünden etkilendiği sonucuna varılmıştır.

Maheshwari, Truman, Naggar ve Gould (2004), zemin-kazık-yapı etkileşiminde kinematik ve ataletsel etkilerin varlığını göstermek için harmonik ve süreksiz deprem dalgaları altında zaman tanım alanında parametrik bir çalışma yapmışlardır. Zemini, doğrusal olmayan malzeme modeli kullanarak modellemişlerdir. Tek kazık ve 2×2 kazık grubu üzerinde bir boyutlu ve 3 boyutlu sayısal analiz yapmışlar ve analiz sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Analizleri iki duruma ayırmışlardır; ilk durum, yapıdan gelen ataletsel kuvvetler altındaki çözümleme, ikinci durumda, kazık temeller için kinematik kuvvetler altında taban kayasında harmonik deprem dalgaları verilerek yapılan çözümlemedir. Tek kazık üzerinde yapılan çalışmaların sonunda düşük frekanslı harmonik salınımlar altında yapılan analizde zeminin doğrusal olmayan özelliğinin arttırılması kazık başlarının ve üst yapının, yüksek frekanslı salınımlarla yapılan analizlere göre daha çok etkilendiği görülmüştür. Deprem dalgalarının sürekli olarak uygulandığında ve zeminin doğrusal olmayan davranışta bulunduğu analizler için kazık başları ve üst yapının tepkisi düşük frekanslı yüklemenin yapıldığı çözümde daha fazla olmuştur. Kazık gruplarında harmonik ve sürekli olarak verilen deprem hareketinde yapılan çözümde kazık başı ve üst yapının etkilerinin azaldığı görülmüştür.

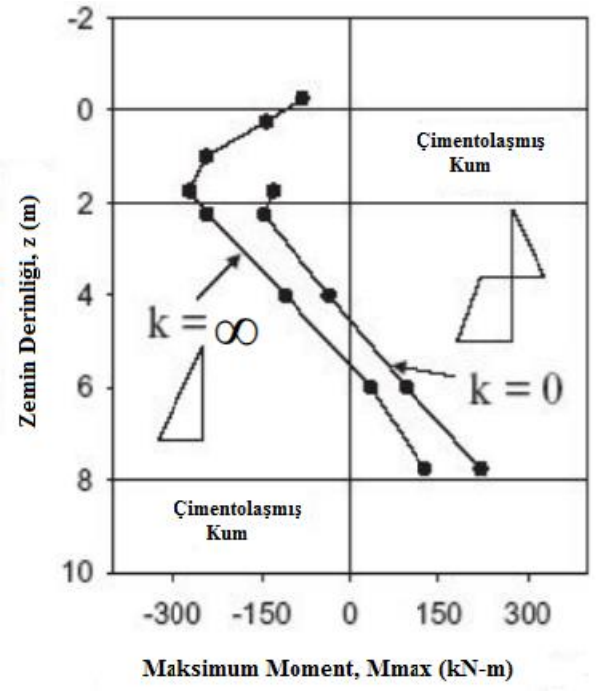
Abdoun, Dobry, Zimmie ve Zeghal (2005), yaptıkları vaka analizleri gözlemleri sonucunda yanal yayılmadan dolayı derin temellerde ve destek elamanlarında hasar meydana geldiğinden bahsetmişlerdir. Bu hasarları çözümleyebilmek için tekil kazık ve kazık grupları için santrifüj modelleri oluşturmuşlardır. Sıvılaşmayan zemin derinliğinin eğilme

etkilerine katkısını, zemin iyileştirme ve kazık güçlendirme stratejilerini ve sonuçlarını değerlendirmişlerdir. Yaptıkları deneyde tekil kazık örneği üzerinde 2˚ eğimli deney düzeneği kullanarak yanal yayılma etkisi vermeye çalışmışlardır. Kullanılan model Şekil 2.3'de gösterilmiştir.



Şekil 2.3. Abdoun ve diğerlerinin (1999), oluşturdukları kazık santrifüj deney düzeneği

Deneyde etkiler üst yapıdan gelen yükün, kazık rijitliği etkisinin ve sıvılaşmayan zemin yüksekliğinin yanal yayılma üzerindeki etkisini araştırmışlardır. Kazık üzerinde üst yapı etkisini tanımlamak için rijit yay kullanılmıştır. Yapılan çalışma sonuçlarına göre zamanla kazıkta eğilme momenti artacağı ve daha sonra sıvılaşmayan zemin kısmının pasif kuvvet olarak karşı koyması ile kazıktaki eğilme momenti azalacağı belirlenmiştir. Bunun sonunda zemin üst kısmı yenilecek bu da kazık ve kazık başına yansıyacaktır. Diğer denemelerinde ise kazık başına üst yapıdan gelen yükü temsilen yük uygulanmış ve ataletsel etkiler devreye girmiştir. Bu durumda yanal yayılma baskın etki göstermiştir. Ataletsel etki zeminin 2-3 m'lik üst kısmına etkimiş ancak sığ derinlik 2 m'den daha az olduğundan sıvılaşamayan zemin yenilmiş ve maksimum moment sıvılaşan zemin kısmına yakın yerde meydana gelmiştir. Deneyden elde edilen moment dağılımı Şekil 2.4'de gösterilmiştir.



Şekil 2.4. Abdoun ve diğerlerinin (2005), santrifüj deneylerinde belirledikleri moment dağılımı

Bird, Crowley, Pinho ve Bommer (2005), araştırmalarında deprem yükleri altında sıvılaşmadan kaynaklı, binalardaki farklı oturma problemlerinin üst yapıya yansımasını analitik örneklerle değerlendirmişlerdir. Binaların deprem kuvvetlerine karşı verdiği tepkinin binanın yapısal, fiziksel özelliklerine (kat yüksekliğine, kat sayısına, kullanılan malzeme türüne, temel çeşidine vs.) ve sismik tasarımına bağlı olduğu belirtmişlerdir. Bina temeli rijitse sıvılaşmadan dolayı bina bir bütün olarak hareket ederek yan yatacağından söz etmişlerdir, bunun örneği 1999 Marmara depreminde Adapazarı'nda görülmüştür. Bina temelinde oturmalar düzgün olmazsa kolon ve kirişlerde yatayda ve/veya düşeyde yer değiştirmeler meydana gelerek deformasyon yaptığı ve taşıma gücü kaybına uğrayarak binanın hasar görmesine neden olduğunu çalışmalarında söylemişlerdir.

Martin ve Chen (2005), sıvılaşan veya zayıf zemin altında kazık davranışını FLAC3D programı ile değerlendirmişlerdir. Çalışmalarında üst yapıdan gelen ataletsel yükleri ve düşey yükleri yok saymış kazık ve kazık gruplarının sadece zeminin hareketinden (yanal yayılmadan) kaynaklı kinematik etkilerinin kazık davranışını etkilediği düşünülerek köprü ayaklarındaki kazık gruplarını değerlendirmişlerdir. Makalelerinde hem parametrik hem de vaka analizine yer vermişlerdir. Parametrik çalışmalarında, yanal yayılma anında kazık-zemin etkileşimi kazık rijitliklerini değiştirerek incelemişlerdir. Duyarlılık analizinde kazık

ve zemin arasındaki rijitlik farklılığının kazıktaki yenilme modlarını büyük ölçüde etkilediği ortaya çıkmıştır.

Rollins, Gerber, Lane ve Ashford (2005-a), sıvılaşan zeminde yanal yüklü kazık grubu testi yaparak kazık-zemin-kazık etkileşim durumunu değerlendirmişlerdir. Karşılaştırma yapmak amacıyla tekil kazıklarıda ele almışlardır. Sıvılaşma sonrasında kazık grup etkileşiminin önemini yitirdiğini belirtmişlerdir. P-y eğrilerinin derinlikle birlikte rijitleştiği ve aşırı boşluk suyu basıncının artığını söylemişlerdir. Yapmış oldukları testler neticesinde, geliştirdikleri p-y eğri denklemlerinin kazık çapına da bağlı olduğunu göstermişlerdir.

Takahashi ve Takemura (2005), 1995 yılında Hyogo-ken Nambu depreminde zarar görmüş kazık destekli rıhtım yapısını parametrik bir çalışma ve santrifüj deneyi yaparak karşılaştırmalı olarak ele almışlardır. Kazık üzerinde tabliye bulunup bulunmaması, yapının arka kısmında dolgu bulunup bulunmaması durumlarına göre ve taş dolgu altındaki kum kalınlığını değiştirerek FLAC sonlu farklar programında analizlerini yapmışlardır. Analizlerinde deprem kaydı olarak sinüs dalgası ve Kobe deprem kaydını kullanmışlardır. Deprem hareketi sonunda kesonların deniz tarafına doğru büyük deplasmanlar yapıp hareket ettiği ve büyük momentler oluştuğu görülmüştür. Kazıkların taş dolgunun hareketini, tabliyenin de kesonların hareketini sınırladığı gözlemlenmiştir. Taş dolgu altında bulunan sıvılaşabilen kum tabakası kalınlığının değişmesi zemin ve üst yapının deplasman değerlerinin değişmesine neden olduğu ortaya çıkmıştır. Ayrıca dolgu altında bulunan sıvılaşan kum tabakasının iyileştirilmesinin, keson arkasındaki dolgunun iyileştirilmesine göre yanal ötelenmeyi ve kazıklardaki büyük deformasyonları engellemesine daha büyük katkı sağladığı görülmüştür.

Tokimatsu, Suzuki ve Sato (2005), ataletsel ve kinematik kuvvetlerin kazık-yapı davranışı üzerindeki etkileri araştırmak için kuru ve doygun kum zemin profilinde sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Zemin profilinde ilk 0,5 m kuru kum, 4 m sıvılaşan kum, daha sonraki 1,5 m de sıkı çakıllı zemin bulunmaktadır. Deney, üst yapının bulunması ve üst yapının bulunmaması durumuna göre iki şekilde gerçekleştirilmiştir. Kazık çapı 165,2 mm ve et kalınlığı 3,7 mm olan çelik kazıkların, kazık başı dönmeye sınırlıdır. Bu çalışma sonunda yapının doğal periyodu zeminin doğal periyodundan küçük ise zeminde meydana gelen yerdeğiştirme üst yapıdan kaynaklı oluşan ataletsel etki ile aynı yönde olup kazıklara

iletilen kesme kuvvetini arttırdığı belirlenmiştir. Bunun aksine yapının doğal periyodu zeminin doğal periyodundan büyük ise zemin yerdeğiştirmesi ile ataletsel etki farklı yönde olup kazıklarda oluşan gerilmeleri engelleyici yönde davranış sergilediği belirlenmiştir.

Cubrinovski, Kokusho ve Ishihara (2006), sıvılaşan zeminlerde tek çelik kazık ve beton kazık üzerinde sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Kazıkların bulunduğu 1 m'lik kısım sıvılaşamayan zemin tabakasından, 3,8 m'lik kısım sıvılaşan zemin profilinden oluşturulmuştur. Betonarme kazıklarda daha büyük momentlerin oluştuğu ve daha fazla deplasman yaptığı gözlemlenmiş, farklı derinliklerdeki boşluk suyu basınçlarının değişimleri karşılaştırılmıştır. Kazık boyları ve sıvılaşan zemin tabakalarının kalınlıklarını değiştirerek deneysel bir çalışma yapmışlardır. Esnek kazığın zeminle birlikte hareket ederek en fazla yer değiştirme yaptığı rijit kazıkların ise daha az yer değiştirme yaptığı sonucuna varmışlardır.

Çelebi, Fırat ve Çankaya (2006), yapı-zemin etkileşimi problemlerinin çözümü için zemin ortamının alt sistem yaklaşımı ile zeminin ayrı değerlendirilebileceğinden bahsetmişlerdir. Alt sistem yaklaşımının en önemli aşamasının temel ve zemin arasında tanımlanan karmaşık dinamik rijitlik katsayılarının doğru belirlenmesi olduğunun altını çizmişlerdir.

Hwang, Kim, Chung ve Kim (2006), sıvılaşmadan dolayı meydana gelen devirsel yerdeğiştirme ve yanal yayılmanın kazık temeller üzerindeki yapılarda hasarlara neden olduğundan söz etmişlerdir. Sıvılaşan zeminleri tam akışkan olmayan sıvıya benzetmişlerdir. Yanal yükler altında sıvılaşan zeminlerdeki kazık davranışını analiz edebilmek için zemini akışkan olmayan sıvı gibi varsaymışlardır. Sıvılaşan kum zeminin vizkozitesini "batan top testi" ve "çekme çubuğu testi" ile belirlemişlerdir. Sıvılaşan zemin yanal etkileri arttıkça kazıkta kesme kuvveti, eğilme momenti, yanal deplasmanın arttığını belirtmişlerdir.

Miwa, Ikeda ve Sato (2006), 1995 yılında Hyogo-ken Nambu depreminde sıvılaşmadan ve zemin yanal ötelenmesinden kaynaklı 2 katlı, çelik kazık temelli yapının gördüğü hasarlardan bahsetmişlerdir. Çalışmada, zemin-kazık-yapı etkileşimi için çelik kazıklarda yay modeli analizi yapmışlardır. Analizler sonunda oluşan hasarlar sahadaki hasarlarla karşılaştırılmıştır. Ele alınan yapıda sıvılaşmadan önce üst yapının ataletsel etkilerinden kaynaklı kazık başlarında ve betonarme kolonlarda hasarlar oluştuğu belirtilmiştir. Çelik

kazıkların bulunduğu GL-8 m'de ve GL-15 m' de en büyük eğilme momentlerinin oluştuğu gözlemlenmiştir. Kazıklarda sıvılaşmadan kaynaklı meydana gelen yanal yayılmaya bağlı olarak büyük deformasyonlar oluştuğu görülmüştür. Kazıkları Winkler yay metodu kullanarak analiz etmişler ve sonuçları yorumlamışlardır.

Dash ve Bhattacharya (2007), büyük depremler sonrasında sıvılaşan zeminlerde kazık yenilmelerini ele almışlar ve bunun için tasarım kriterleri önermişlerdir**.** Kazıkların sıvılaşmayan zemin içine soketlenmesi zorunluluğundan, kazıklarda kesme dayanımının izin verilen kesme kapasitesini geçmemesi gerektiğinden, kazıklardaki eksenel yükün sıvılaşma sırasında burkulma olmayacak ve zeminde meydana gelebilecek oturmaların kazıklarda eğilme yenilmeleri meydana getirmeyecek şekilde tasarlanması gerektiğinden bahsetmişlerdir.

Erdoğan, Altun, Sezer ve Özden (2007), yaptıkları çalışmada ataletsel etkilerin kazık başından itibaren yaklaşık olarak 15 kazık çapı kadar bir derinlikte, kinematik etkilerin ise daha derinlerde etkili olduklarını ifade etmişlerdir. Deprem sırasında, sıvılaşabilir zeminlerde bulunan kazıklı temellerde, zemin, kazık ve yapının birbiri ile etkileşimi sonucu oluşan atalet ve kinematik yükleme durumlarının, sıvılaşmanın durumuna göre aynı anda oluşabileceği gibi, birbirlerinden bağımsız olarak da meydana gelebileceğini belirtmişlerdir. Deprem sırasında, sıvılaşma başlamadan önce, genellikle atalet kuvvetlerinin etkili bir yükleme durumunun hakim olduğunu söylemişlerdir. Ancak sıvılaşma başladıktan sonra, atalet ve zemin katmanlarının yerdeğiştirmesinden kaynaklanan kinematik yükler, kazıklı temel üzerinde birlikte etkili olmaya başladığının altını çizmişlerdir. Sıvılaşma sonrasında büyük yanal zemin yerdeğiştirmelerinin meydana geldiği evre de ise, atalet kuvveti etkilerinin azaldığı, buna karşılık kinematik yüklerin önemli ölçüde arttığını belirtmişlerdir.

Shanker, Basudhar ve Patra (2007), sıvılaşan zeminlerde gömülü olan kazıkların burkulma yükü hakkında parametrik bir çalışma yapmışlardır. Kazık sınır koşullarındaki değişimler ile ilgili analizlerde en kritik burkulma yükünün kazığın her iki ucunun mafsallı olması durumunda ve her iki kısmının sınırlı harekete maruz kalması durumunda olduğu ortaya çıkmıştır. Yapmış oldukları analiz sonucunda; sıvılaşan zemin derinliği, zemin dayanımı, kazığın rijitliği ve narinlik oranın, kazığın burkulma davranışını etkilediği ortaya çıkmıştır.

Unutmaz ve Çetin (2007), çalışmalarında üzerinde yapı olmayan serbest saha koşullarında deprem etkisi altında sıvılaşma tetiklenme potansiyelini belirlemeye yönelik görüş birliği olmasına karşın üzerinde yapı bulunan temellerin zemin sıvılaşması hakkında tam olarak net bir görüşün olmadığını belirtmişlerdir. Bu amaçla sonlu farklar programı (FLAC3D) kullanarak üç boyutlu dinamik analizler gerçekleştirmişlerdir. Ayrıca çalışmalarında 3 boyutlu analizler yapılmadan da basit bir yöntemle sıvılaşma potansiyelini belirlemek için $CSR_{SSI,ort}$ değeri tanımlanmış bu değer, yapı tabanında görülen kayma gerilmeleri toplanarak, o noktadaki toplam düşey efektif gerilmeye bölünerek elde edilmektedir. Yapılan çalışma sonunda üst yapının sıvılaşma potansiyeline katkısı olduğu anlaşılmıştır. Analizler sonucunda yapı alt bölgelerinde ($x/B<0,5$) CSR_{SSI}, maksimum değerlerinin genellikle serbest saha CSR (CSR_{SS}) değerinden daha büyük olduğu ve dolayısıyla en yüksek değerin elde edildiği bölgelerin genellikle yapı köşelerine karşılık geldiği, yapıların sıvılaşma tetiklenme potansiyelini arttırdığı görülmüştür. Bina köşelerinden itibaren yaklaşık olarak yapının eni (B) kadar gidildiğinde ise sıvılaşma tetiklenme potansiyeli açısından üst yapının etkisinin hemen hemen hiç kalmadığı anlaşılmıştır. Bazı durumlarda bina varlığının temel zeminlerindeki sıvılaşma potansiyelini olumlu yönde değiştirebildiği de görülmüştür. Yapıların sıvılaşma üzerine katkısının bina genişliğinin yaklaşık yarısı kadar derinlik boyunca azaldığı ve derinlik yapı genişliğinin 1,5 katına çıktığında hemen hemen hiç kalmadığı görülmüştür.

Uzuoka ve diğerleri (2007), sıvılaşan zeminlerde grup kazıkların davranışını sayısal bir analiz yaparak incelemişlerdir. Kazık grubunda meydana gelen hasarlar zemin-kazık-bina modeli kullanılarak zemin-su birleşmiş analiz yöntemiyle test etmişlerdir. 1995 Kobe depreminde yan yatmış ve hasar görmüş beş katlı bir binanın sayısal analizini yapmışlardır. Analiz sonunda; tamamen sıvılaşma sonrasında binada büyük yatay deplasmanlar meydana gelmiş, sıvılaşma sırasında kazığın üzerinde üst yapıdan gelen ataletsel etkilerin devrede olduğu belirtilmiştir. Sıvılaşma tamamlandıktan sonra kazığa kinematik kuvvetlerin etkidiğinden bahsetmişlerdir.

Bowen ve Cubrinovski (2008), sıvılaşan zemin profilinde örnek vaka analizi yapmışlardır. Bu analiz kapsamında Christchurch'de Avon nehri üzerindeki Fitzgerald Köprüsü sonlu elemanlar yöntemi kullanarak ele alınmıştır. Köprü, sıvılaşan zemin üzerine kazık temeller ile inşa edilmiştir. Çalışmalarında efektif gerilme analizi ile pseudo-statik analizi sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Sismik yükler altında zaman tanım alanında kazık

temellerin performansını irdelemişlerdir. Zayıf zeminde ($(N_1)_{60}$=10) 13,5. sn'de boşluk suyu basıncı aniden artmaya başlamış sıvılaşma olayı gözlemlenmiştir. 14,5. sn'de serbest saha koşullarında sıvılaşma olayı tamamlanmıştır. Serbest saha koşulları ve kazıklı temel bulunma durumlarındaki boşluk suyu basıncı artışları ile deplasman değerleri karşılaştırılmıştır. Kazıklı temel varken zeminde meydana gelen maksimum deplasman 0,2 m iken serbest saha koşullarında 0,3 m olduğu görülmüştür. 8 m derinlikteki boşluk suyu basıncı artışları serbest saha koşullarında, kazıklı temel bulunma durumuna göre daha fazla çıkmıştır. Zemin rijitliklerinin kazık davranışını etkilediği görülmüştür. Kazık-zemin etkileşiminin hem zeminden hem de kazık özelliklerinden etkilendiği belirtilmiştir. Kazık temellerin zemin rijitliğini arttırdığı, deformasyon yapabilme kapasitelerini azalttığını ve sismik yükler altında kazıkların deprem performanslarını belirlemek için efektif gerilme analizinin uygun olduğu sonucuna varmışlardır.

Chenaf ve Chazelas (2008), kinematik ve ataletsel etkileşimi anlayabilmek için santrifüj deneyi yapmış; zemin-kazık etkileşiminin meydana getirdiği kinematik etkinin sismik dalgalarından kaynaklı zemin yerdeğiştirmesinden oluştuğu, ataletsel etkinin ise üst yapının oluşturduğu bir etki olduğunu belirtmişlerdir. Bu iki etkinin sismik yükler altında zeminin doğrusal olmayan davranışından dolayı birbirinden ayrı değerlendirilmesinin zor olduğunu savunmuşlardır. Çalışma sonunda hem kinematik hem de ataletsel etkinin kazıklar üzerinde etkili olduğu görülmüştür. Kazık başına yakın yerlerde meydana gelen eğilme momentine ataletsel etkinin katkı sağladığı gözlemlenmiştir. Ataletsel etkinin sismik yükler altında zemin yer değiştirmesi ile birlikte daha derinlere etki edeceği ve bu iki etkinin aynı doğrultuda etki etmesi durumunda ise zemin deformasyonuna etki edeceğini ifade etmişlerdir.

Wei, Wang Q. ve Wang J. (2008), 1960 yıllarında meydana gelen büyük depremler sonunda köprü altında bulunan kazık temellerin hasarlarından söz etmişlerdir. Depremler sonunda köprü kazıklarında; ezilmeden, oturmadan, kesme ve eğilme yenilmelerinden, sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin geçiş yerlerinde kinematik etkilerden kaynaklı hasarlar oluştuğu görülmüştür.

Bhattacharya, Adhikari ve Alexander (2009), kazıktaki burkulma, eğilme ve rezonans etkilerini sayısal bir örnek ile çalışmışlardır. Sayısal analiz sonuçlarına göre zemin rijitliğini yitirmeye başladığı anda üst yapının doğal frekansı azalmaya başladığından

dolayı sıvılaşma olayının gözlendiği durumlarda kazık tasarımı yapılırken kazığın doğal frekansının deprem frekansına yakınlaşmaması gerektiğini belirtmişlerdir.

Cheng ve Jeremic (2009), sıvılaşan zeminlerde kazık davranışını anlayabilmek için sayısal model çalışması yapmışlardır. İlk olarak başlangıç gerilmesi ve birim deformasyonu sıfır olan kazıksız bir modelle başlanmış, ikinci analizlerinde ise tekil kazık eklenmiş ve en son olarak da sismik yükleme ile sıvılaşma durumu altında analizlerini gerçekleştirmişlerdir. Analizlerde elasto-plastik kum zemin modeli kullanmışlardır. Simülasyonlarda kazıklı ve kazıksız durum için altı farklı model oluşturmuşlardır. Simülasyonlar sonunda zeminin yanal deformasyonu, kazık-kolon sisteminin sıvılaşma esnasındaki davranışı ve zemin oturması durumlarını incelemişlerdir.

Choudhury, Kanth ve Reddy (2009), sıvılaşan zeminlerde kazık davranışını anlayabilmek için yer hareketini, serbest saha koşullarındaki durumu, üst yapıdan gelen ataletsel etkileri ve zemin-kazık-yapı etkileşimini göz önünde bulundurmak gerektiğini belirtmişlerdir. Literatürde yapılan dinamik ve pseudo-statik analizleri ele almışlardır. Deprem etkisi altında kazık temellerde meydana gelebilecek etkileri deneysel ve analitik yolla çözümleyen literatür verileri incelenmiş, kazık yenilme durumlarına dikkat çekmişlerdir. Araştırmacılar JRA, Eurocode 8 vb. yönetmeliklerine göre sıvılaşan zeminlerdeki kazık davranışını değerlendirmişlerdir. Kazıkta yenilme durumlarının ataletsel etkilerden ve yanal yayılmanın tetiklediği eğilme momenti artışlarından kaynaklanabileceğini ifade etmişlerdir.

Dash, Govindaraju ve Bhattacharya (2009), 2001 Bhuj depreminde hasar görmüş Kandla limanı ve eksantrik yüklü gümrük idaresi binası vakalarında kazıklı radye temelinde sıvılaşma ve yanal yayılmadan dolayı meydana gelen hasarları ele almışlardır. Servis yükleri ve deprem yükleri altında Winkler yay modeli kullanılarak analiz yapmışlardır. Çalışmanın sonunda kazıkların sıvılaşmayan zemin kısmına soketlenmesi gerektiğini, yeterli dayanıma sahip radye ve başlık kirişleri olan kazıkların yenilme ve oturma riskinin daha az olacağı sonucuna varmışlardır.

Gao, Lin, Zhong, Howson ve Williams (2009), sismik yükler altındaki zemin-yapı etkileşiminde pseudo-statik metot ve kesin integral metodunu birlikte kullanmışlardır. Üst yapıyı taşıyan zemini visko-elastik ve yarı uzay olarak düşünüp sonlu elamanlar yöntemi

kullanmışlardır. Sayısal analizler sonunda zemin-yapı etkileşiminin yapının ağırlığı fazla ve zemin zayıfsa çok daha önemli olduğundan, yapı hafif, zemin rijit ise yapı-zemin etkileşimin ihmal edilebileceğinden bahsetmişlerdir.

Tang, Ling, Xu, Gao ve Wang (2009), sıvılaşan zeminde kazık grup davranışını, farklı üç deprem kaydı kullanarak sarsma tablası deneyi ile belirlemişlerdir. Çalışma sonunda aşırı boşluk suyu basıncı değişiminin deprem süresi ve zemin derinliği ile ilgili olduğunu görmüşlerdir. Ayrıca kum tabakasındaki ivme değişiminin sıvılaşan zeminin durumuna göre değiştiği belirtilmiştir. Sıvılaşmayan zeminlerde ivmenin, zeminin alt kısmından yukarı kısmına doğru çıkıldıkça azaldığı, sıvılaşma durumunda ise tam tersi olarak arttığı gözlemlenmiştir. Sıvılaşma olsun ya da olmasın maksimum momentin kazık başlarında meydana geldiği görülmüştür.

Dash, Bhattacharya ve Blakeborough (2010), çalışmalarında sıvılaşabilen zeminde deprem yükleri altında kazıklar üzerinde burkulma-eğilme etkileşiminden bahsetmişlerdir. Eğilme-burkulma etkileşimini iki metot kullanarak analiz etmişlerdir. Bu yöntemler kuvvet bazlı ve deplasman bazlı yöntemlerdir. Eğilmeden kaynaklı yenilmenin kazığın dayanımı ile burkulmadan kaynaklı yenilmenin ise kazığın düşey yükler altındaki kritik yüke ulaşmasıyla meydana geldiğini ifade etmişlerdir. Eğilme-burkulma etkileşimini araştırmak amacıyla 1964 yılında Niigata depreminde hasar görmüş Showa köprüsünün tek bir kazığını ele almışlardır. Köprü kazığının modellemesini SAP2000 yazılımını kullanarak yapmışlardır. Kazık-zemin etkileşimi yaylar yardımıyla modellenmiş ve sıvılaşan zemin (10 m'lik) kısmında yay katsayıları belirli oranlarda azaltmışlardır. Analizlerinde yanal yayılmadan kaynaklı etkiyi göstermek için zemin gerilmesi yayılı yük olarak etkitilmiş, diğer analizde de ise yatay yaylarla deformasyon bazlı analiz yapılmıştır. Çalışmaları sonunda sıvılaşan zeminde kazık hasarlarının hem eğilmeden hem de burkulmadan kaynaklı olabildiği, sismik yükler altında kazık tasarımında bu iki olayın etkileşiminin göz önüne alınması gerektiği sonucuna varılmıştır.

Aydınoğlu (2011), çalışmasında yapı-kazık-zemin etkileşimi için mühendislik yazılımlarından faydalanarak bir yöntem açıklamıştır. Tavsiye edilen yöntemde; zemin ve kazıklarda doğrusal olmayan üç boyutlu dinamik davranışın göz önüne alınması gerektiği ve üst yapı için de deprem yönetmeliğinde belirtilen azaltılmış deprem yükleri altında analiz yapılabileceği belirtilmiştir. Çalışmada belirtilen yapı-zemin ve kazık dinamik

etkileşimi iki aşamada yapılmaktadır: İlk aşaması olan, kinematik etkileşim zemin ve kazıkların doğrusal olmayan davranışlarını dikkate alarak zaman tanım alanında analiz edilmekte; ikinci aşamasında gerçekleştirilen, ataletsel etkileşimi de, yapı-zemin-kazık alt sistem rijitliği farklı bir analiz ile oluşturulan eş değer dinamik rijitlik matrisi ile gösterilmektedir. Kinematik ve ataletsel etkileşim aşamalarında, zemin ortamında ve kazıklarda meydana gelen etkiler uygun koşullarda birleştirilip tasarım büyüklükleri elde edilmektedir. Bu uygun koşullar çalışmada şu şekilde belirtilmiştir;

i) Ataletsel etkileşim kapsamında üstyapı (bina) için yönetmeliğe göre azaltılmış deprem yükleri altında lineer analiz yapılması durumunda, ortalama etkin temel ivme spektrumu bileşenlerinin her biri için ataletsel etkileşimi çerçevesinde ayrı ayrı yapılan hesap sonucunda zemin-kazık alt sisteminde hesaplanan maksimum yer değiştirme ve gerilme (kazıklarda iç kuvvet) büyüklükleri ile kinematik etkileşim çerçevesinde hesaplanmış bulunan aynı büyüklüklerin maksimum değerlerinin karelerinin toplamının karekökü, tasarıma esas büyüklükler olarak belirlenecektir. Kinematik etkileşimde kazıklarda plastik şekil değiştirme (plastik mafsal dönmesi) meydana gelmesi durumunda, eylemsizlik etkileşiminden elde edilecek doğrusal elastik büyüklükle doğrudan birleştirme mümkün olamayacağından, yaklaşık bir yol izlenebilecektir. Ataletsel etkileşiminde kazık üzerindeki komşu düğüm noktaları arasındaki hesaplanan göreli öteleme oranlarının farkları, kinematik etkileşimde elde edilen plastik mafsal dönmeleri ile yine “karelerin toplamının karekökü” kuralına göre birleştirilebilecektir.

ii) Ataletsel etkileşim için performansa göre tasarım kapsamında üstyapıda zaman tanım alanında doğrusal olmayan analiz yapılması durumunda, kinematik etkileşim kapsamında da doğrusal olmayan analiz yapılmış olduğundan, birbirleri ile zaman tanım alanında uyumlu olan bu iki analizin sonuçları kazık-zemin alt sisteminde doğrudan toplanabileceği söylenmiştir. Tasarıma esas büyüklükler, her bir büyüklük için ortalama alınarak hesaplanacaktır.

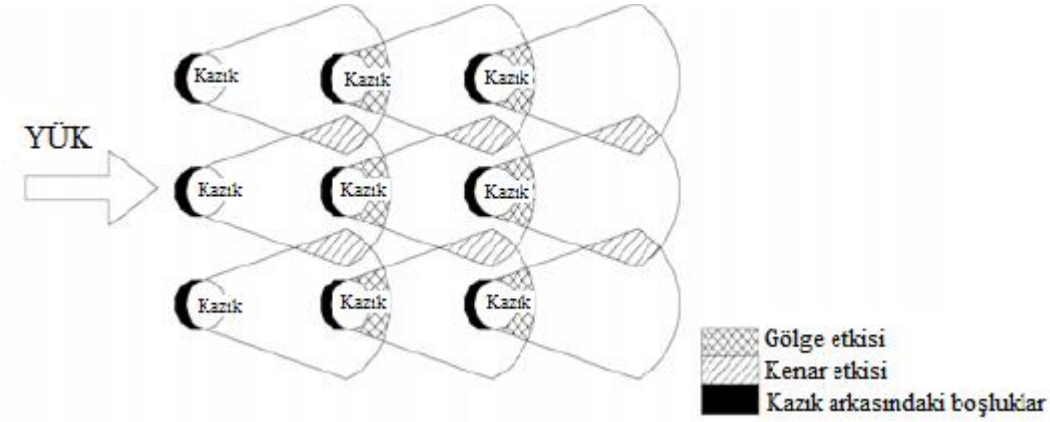
Abdrabbo ve Gaaver (2012), yaptıkları çalışmada yatay yüklü kazık grupları için bir yöntem sunmuşlardır. Tek kazık için yapılan çalışmada yatay yüklemeler için güvenilir bir yöntem sunulmasına rağmen, kazık grupları için bu yöntemin karışık olduğuna dikkat çekmişlerdir. Bu yüzden kazık grupları için basit bir yöntem ortaya koymak amacıyla, p-

çarpan faktörü uygulanmıştır. Çalışma sonunda kumlu zeminde yatay yüklenen kazıklar analiz edildiğinde ortaya çıkan sonuçta; proje yük oranları, yatay yük ve kazık başlarındaki yatay yer değiştirme arasında lineer bir ilişki olduğu ortaya çıkmıştır. P çarpanı arttıkça eğilme kazık başlığında oluşan moment ve yatay yer değiştirmenin lineer olarak azaldığı görülmüştür. Kohezyonsuz zeminlerde yatay yükle yüklü esnek kazıkların efektif derinliğinin yaklaşık olarak çaplarının 16 katı olduğu görülmüştür.

Choobbasti, Saadati ve Tavakoli (2012), deprem yükleri altında sıvılaşan zeminlerde kazık davranışının kompleks olduğundan söz etmişlerdir. Çalışmalarında sismik yükler altında sıvılaşan zemindeki kazık davranışını belirlemek için parametrik analizler yapmışlardır. Yapmış oldukları analizlerde kazıktaki maksimum yerdeğiştirmeyi ve maksimum eğilme momentini elde etmek amacıyla kazık çaplarını, deprem frekanslarını, Arias yoğunluğunu ve tepe ivmelerini değiştirerek sonlu farklar modelleri oluşturmuşlardır. Analizler sonunda maksimum yerdeğiştirme ve maksimum eğilme momenti değeri, verilen tepe ivme değeri için hakim deprem frekansı değerinin azalmasıyla artmıştır. Verilen tepe ivme değeri için Arias yoğunluğu artınca maksimum eğilme momenti ve maksimum yerdeğiştirmenin arttığı gözlemlenmiştir.

Fayyazi, Taiebat, Finn ve Ventura (2012), çalışmalarında kazık temeller için performansa dayalı tasarım kriterlerinden ve p-y metodundan bahsetmişlerdir. Kazık-zemin etkileşimi performansa dayalı yapı tasarımı için oldukça önemli olduğundan ve yapılar zayıf zeminlerin üzerindeyse kazık grupları sayesinde zeminlerin güvenilir hale getirildiğini belirtmişlerdir. Kazık grupları üzerinde yapılan yanal yükleme testleri neticesinde, kazık grupları arasında bu yüklerin dağıldığı görülmüştür. Her bir kazığın zemin yüklerine karşı tepki uygulayacağını ve bunun sonucunda kesme bölgeleri oluşacağını; bu bölgelerin kesişen kısımlarında yatay yüklerin artacağından ve yatay-düşey doğrultuda bulunan yakın kazıklar için bindirme bölgeleri oluşacağından bahsetmişlerdir. Kazıklar aynı hat üzerindeyse "kenar etkisinin", farklı hat üzerinde ise "gölge etkisinin" meydana geleceğini belirtmişlerdir. Bu durum Şekil 2.5'de gösterilmiştir. Bu etkilerin, kazıkların yanal tepkilere olan dayanımlarını azaltacağını ve yanal yüklü kazıklarda kesme alanları ve grup etkilerini meydana getireceğini söylemişlerdir. Kenar etkilerinin gözlendiği grup kazıklarında en önde bulunan kazığın en yüksek dayanma gücüne sahip olan kazık olduğunu ve diğer kazıkların ise kenar ve gölge etkisinden dolayı düşük dayanıma sahip

olacağının altını çizmişlerdir (Şekil 2.5). Kazık arkasında bulunan boşlukların kazıkların dayanımını azaltacağını belirtmişlerdir.



Şekil 2.5. Yatay yüklü kazıklarda gölge ve kenar etkileri (Walsh, 2005)

Yatay yüklü kazıkların analizi p-y eğrisi metodu kullanılarak yapılmıştır. Bu yöntemde kazıklar kiriş gibi, zemin ise doğrusal olmayan yaylar kullanılarak modellenmiştir. Tek bir kazık için bulunan zemin dayanımı (p), kazık grupları için p-çarpanı ile çarpılarak bulunmuştur. P çarpanı zemin cinsine, kazıklar arasındaki mesafeye ve kazıkların aynı hat üzerinde olup olmamasına bağlı olan bir parametre olduğu açıklanmıştır. P çarpanın kazık birim uzunluk başına düşen yanal zemin direncini temsil ettiği ve y'nin kazık yanal deformasyon olduğundan, belirli aralıklarda p-y eğrileri kullanılarak doğrusal olmayan yaylar tanımlandığından bahsedilmiştir. Bu çalışma sonunda: Tek kazığın ve farklı dizilişlerdeki kazık grupları için kazık başında oluşan kuvvet ve kazık arasındaki mesafe/yarıçapı oranı karşılaştırmış, grup kazıkları için kenar etkilerini ve gölge etkilerini değerlendirmişlerdir. Bu değerlendirme sonunda kenar etkisinin gölge etkisinden daha etkili olduğu ortaya çıkmıştır. P-çarpanı metodunun karelaj şeklinde olan kazıklar için kullanılabileceğini açıklanmışlardır. Uygulamada kazık tasarımı için p-çarpanı yönteminin kullanılması kazık çapı doğrultusundaki yükleme yönünde kazıkların yan yana dizilişindeki aralık oranına dayanmaktadır.

Ghosh, Mian ve Lubkowski (2012), çalışmalarında sismik yükler altında sıvılaşan zeminlerde kazık tasarımı için kapsamlı bir araştırma sunmuşlardır. Bu araştırmada iki sorun ele alınmıştır; ilki tasarımdaki yasal zorunlukların neler olması gerektiği ve ikinci olarak da sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin içerisinde kazık tasarım yaparken ulusal ve

uluslararası yönetmelikteki standartların neler olması gerektiği özetlenmiştir. Kazık tasarımı yaparken aşağıdaki maddelere dikkat edilmesi gerektiğini vurgulamışlardır:

1. Deprem etkisinde yanal ve eksenel yüke maruz kalan kazıkta göçme yenilmesi meydana gelmemeli,
2. Kazık kesiti tasarlarken izin verilen eğilme momenti kapasitesi aşılmamalı,
3. Kazıklar sıvılaşmayan zemine (yeterli soket derinliğinde) kadar indirilmeli,
4. Deprem etkisinde kazıklarda burkulma olmaksızın yeterli eksenel yük taşıyacak şekilde tasarlanmalı,
5. Zemin dayanımınının kaybolmasıyla birlikte temelde oluşacak oturmalar tolere edilecek sınırlar içinde kalmalı ve oturmalardan dolayı kazıklarda hasarlar meydana gelmemelidir.

Rahmani ve Pak (2012), çalışmalarında sıvılaşan zeminlerde kazık davranışını incelemek amacıyla üç boyutlu dinamik analizler yapmışlardır. Yapmış oldukları parametrik çalışmada; üç farklı zemin tipi için kazık boyu, kazık soketlenme derinliği, deprem frekansı, sıvılaşan zemin kalınlığı, sıvılaşan zemin rölatif yoğunluğu değiştirilerek kazık performansını incelemişlerdir.

Çetin, Bilge, Yunatcı, Oral ve Siyahi (2013), çalışmalarında yapı-zemin etkileşimini genel hatlarıyla anlatmış, bu etkileşimin ataletsel ve kinematik etkileşimlerin bir sonucu olduğundan bahsetmişlerdir. Kazıklı temele sahip yüksek katlı yapıların deprem davranışının rijit tabanlı yapı davranışından farklı olduğu açıklanmıştır. Ataletsel etkileşimin, kinematik etkileşime göre yüksek katlı uzun periyotlu yapılarda daha önemsiz olduğu düşüncesini genel olarak geçerli olmakla birlikte basit bir fikir olduğunun unutulmaması gerektiği belirtilmiştir. Depremde taşıyıcı sistemin kendine özgü doğrusal elastik olmayan davranışını göz önüne almak üzere, spektral ivme katsayısına göre bulunacak elastik deprem yükleri, tanımlanan Deprem Yükü Azaltma Katsayısı'na bölünecektir. Deprem Yükü Azaltma Katsayısı, çeşitli taşıyıcı sistemler için Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı, R'ye ve doğal titreşim periyodu, T'ye bağlı olarak belirlenecektir (DBYBHE, 2007). Taban kesme kuvveti de bu değerlere göre hesaplanacaktır. Ataletsel etkileşim, kazık-temel-yapı arasında oluşan taban kesme kuvvetinin etkisindedir ve yapının hakim titreşim periyoduna bağlıdır (DBYBHE, 2007). Yapı-zemin etkileşiminin direk yöntem ve alt sistem yöntemi olarak iki yöntemle ele

alınabileceği ifade edilmiştir. Genel anlamda yapı zemin etkileşiminden bahsedildikten sonra İzmir ilinde yüksekliği yaklaşık 160 m olan bir yapı ele alınmıştır. Üst yapının periyoduna ilişkin bilgiler İstanbul Yüksek Binalar Deprem Yönetmeliği, 2008 şartnamesine göre belirlenmiş, 50 yılda % 50, % 10 ve % 2 aşılma olasılıklarına karşı gelen 3 farklı deprem seviyesi ile ilintili deprem kayıtları seçilmiştir. Çalışma sonunda yapının periyodu 4-4,5 sn olarak elde edilmiştir. Saha çalışmaları sonunda zeminin rijitlik ve mukavemet özellikleri derinlikle artış gösteren katı-sert kıvamlı, plastik killi zeminlerden oluştuğu belirlenmiştir. Sismik analiz yapılırken, "düşük birim deformasyon rijitliği ile birim deformasyonla sertleşen zemin modeli" kullanılmış ve alt sistem yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Zemin-temel-yapı sisteminin periyodu ile serbest saha hareketinin periyodu arasındaki oranın rezonansdan kaçınmak için 1'den farklı olması gerektiği ifade edilmiştir. Deprem sırasında oluşacak hasarların çoğunlukla kazığın üst yapıyla veya kazık başlığı ile birleştiği yerlerde meydana geldiğinde bu bölgelerin kontrol edilmesi gerektiği ortaya çıkmıştır.

Haskell, Madabhushi, Cubrinovski ve Winkley (2013), çalışmalarında Yeni Zelanda'da Christchurch yakınlarında 2011 yılında meydana gelen Christchurch depremi etkisinde ortaya çıkan sıvılaşma ve bunun neticesinde meydana gelen yanal yayılmanın köprü ayakları üzerindeki etkilerini ele almışlardır**.** Köprü açıklıklarında meydana gelen deformasyonlar, ayaklarındaki hasarlar ve tabliyede meydana gelen ezilmeleri incelemişlerdir. Yanal yayılmadan sonra köprü ayaklarında meydana gelen dönmeleri ve deformasyonları minimum düzeye indirebilmek için doğru tasarımlar yapılması gerektiğini vurgulamışlarıdır.

Kampitsis, Sapountzakis, Giannakos ve Gerolymos (2013), kinematik ve ataletsel etkileşimleri anlamak amacıyla zemin-kazık-yapı etkileşimini tasvir eden bir kiriş modelinin doğruluğunu araştırarak diğer yaygın olarak kullanılan kiriş sonlu elemanlar ve üç boyutlu katı modellerle karşılaştırmışlardır.

Mokhtar, Abdel-Motaal ve Wahidy (2014), sıvılaşan zeminlerde kazık davranışını; zemin özellikleri, sıvılaşan zemin derinliği, kazık özellikleri, deprem aletsel büyüklüğü-süresi, kazık ve zemin arasındaki rijitlik oranının etkilediğini belirtmişlerdir. Kendi çalışmalarında sismik yükler altında sıvılaşan zeminlerde kazık davranışını incelemek amacıyla DIANA 9.3 sonlu elemanlar programından yararlanmışlardır. Programda kazık çapları, deprem

süresini-aletsel büyüklüğünü, zemin özelliklerini değiştirerek analiz etmişlerdir. Geoteknik ve yapı mühendisleri için sıvılaşmadan önce ve sonra kazık davranışını belirlemenin zor bir durum olduğunun altını çizmişlerdir. Kazıklardaki burkulma ve plastik mafsallaşmadan kaynaklı yenilmelerin oluşabileceği tasarımlardan kaçınılması gerektiğinden bahsetmişlerdir.

Oral (2014), çalışmasında sıvılaşan zeminlerde meydana gelen deformasyonları belirlemek amacıyla FLAC yazılımında çalışan efektif gerilme tabanlı bir zemin bünye modeli geliştirmiştir. METUSAND adını vererek geliştirdiği bu bünye modelinin doğruluğunu teyit etmek amacıyla, 1987 yılında meydana gelen "Superstition Hills" depreminde Kaliforniya eyaletinin "Imperial Vadisi" Wildlife sahasındaki ve 1995 yılında meydana gelen "Hyogo-ken Nambu" depreminde Kobe'de "Port Island" sahasındaki zemin sıvılaşmasını modellemiştir. Analizler sonunda vaka örneklerinde meydana gelen sıvılaşma tetiklemesi ve sıvılaşmadan sonra oluşan deformasyonlar METUSAND modeli ile uyumlu çıktığını göstermiştir. Bununla birlikte ele alınan tekil kazık örneğinin sismik yükler altındaki yatay deformasyonlarını incelemek amacıyla sayısal simülasyonlar yapmıştır. Bu analizlerde kinematik etkiler dikkate alınmıştır.

Sarkar, Bhattacharya ve Maheshwari (2014), kazık temelli yapılarda sıvılaşmadan kaynaklı hasarların görülme nedenlerini güvenli olarak yapılmayan tasarımlar ve tasarım sırasında kazığa gelen yanal yüklerin ve eksenel yüklerin dikkate alınmaması olduğunu vurgulamışlardır. Deprem yükleri altında kazık tasarımını değerlendirmek amacıyla Hindistan'daki Haldia bölgesindeki kazık temelli yapı, sonlu elemanlar programı kullanılarak ele alınmış kazığın farklı yenilme mekanizmaları tartışılmıştır. Sıvılaşan zeminlerde kazıklar; zayıf kolon gibi davrandıklarından düşey ve yatay yüklerin dikkate alınması gerektiğini, sıvılaşma esnasında zeminin ve kazığın dayanımı azaldığı için de yapının sönüm oranının % 20 mertebelerine çıkabileceğini belirtmişlerdir.

Finn (2015), sıvılaşan zeminlerde deprem yükleri altında kazıklarda dönme ve ötelenmeden kaynaklı rijitlik değişimlerini sayısal bir yapı modeli ile araştırmıştır. Çalışmada, 4×4 kazık grubu tarafından desteklenen köprü ayağı ele alınmış 3 boyutlu analiz ataletsel yükler altında yapılmıştır. Yanal ötelenme ve dönme rijitliklerinin üzerlerinde üst yapı olup olmamasına göre ve kazık başının sınır koşullarının zamanla değişimi göz önüne alınarak incelenmiştir. Üst yapı olmayan durumlarda her iki rijitlikdeki

değişim üst yapı olması durumuna göre daha düşük çıkmış, ivme ve yerdeğiştirme değişim durumu ise üst yapının bulunması halinde artmıştır. Kinematik etkileşimin göz önüne alındığı analizde kazık başının dönmeye sınırlı ya da serbest olması durumunda oluşan moment ve deplasmanlar kıyaslanmış; deplasman değerlerinin yakın mertebede olduğu ve moment değerlerinin de sabit başlı kazıkta daha büyük çıktığı görülmüştür. Çalışma sonunda kazık dizaynı yapılırken yapı-kazık-zemin etkileşimin göz önünde bulundurulması gerektiğinden ve çevresel yüklemenin öneminden bahsedilmiştir.

Janalizadeh ve Zahmatkesh (2015), çalışmalarında deprem bölgelerinde sıvılaşmadan dolayı yapılarda ve derin temellerde hasarlar meydana geldiğini vurgulamışlardır. Yaptıkları çalışmada sismik yükler altında sıvılaşan zeminde pseudo-statik analiz ve serbest saha koşullarında 3 boyutlu analizler yapmışlardır. Bu analizler esnasında zeminin yanal hareketinden kaynaklı kinematik etki ile üst yapıdan kaynaklı ataletsel etkiyi irdelemişlerdir. Kazık tasarımı yaparken birçok etkinin göz önünde bulundurulması gerektiğinden (örneğin; kazık başlarının dönmeye serbest ya da sınırlı olma durumu, zemin profilinin durumu, temel üzerinde yapının bulunup bulunmaması durumu vs.) bahsetmişlerdir.

Sextos, Mylonakis ve Mylona (2015), betonarme köprü kazık gruplarının sıvılaşan ve yumuşak zemin üzerindeki kazık başlarının devirsel ve döngüsel sismik hareketler altında kinematik kuvvetler etkisindeki davranışlarını irdelemişlerdir. Üniform sıvılaşmayan ve üniform olmayan sıvılaşan zemin grupları için analizler yapmışlardır. Gevşek zeminlerde kazıkların, kazık boyunca doğrusal olmayan hareketlerinin mevcut olduğu, bu nedenle kazık başlarının devirsel ve döngüsel tepkilerinin yüksek salınımlarda gerçekleştiği anlaşılmıştır.

Hussien Tobita, Iai ve Karray (2016), kum zemin üzerinde tek serbestlik ve iki serbestlik dereceli yapıları destekleyen tekil kazık ve 3×3 kazık grubu üzerinde 7 farklı model, ivmesi 40 g ve 0,5-12 Hz. değişken yükleme frekansları altında santrifüj deneyleri yapmışlardır. Her bir model sabit ivme genliği ve değişen frekanslarla 12 sinüzoidal dalgaya maruz bırakılmıştır. Deneyler sonucunda kazık başlarının hareketine etkisi olan iki ardışık frekans bulunduğu anlaşılmıştır. Bunlar: kazık baş kısmın hareketinin arttığı düşük frekans durumu ve serbest saha koşul hareketine nazaran kazık başı tepkisinin azaldığı yüksek frekans durumudur. Deney sonuçlarında, zeminin rezonans frekansı uyarıldığında,

kinematik etkinin kazıklardaki eğilme momentini arttırdığı gözlemlenmiştir. Başka bir ifade ile uyarılma frekansı, zemin-kazık-yapı sisteminin doğal frekansına yaklaştığı zaman titreşimler kazıklar üzerinde büyük eğilme momentleri oluşturma eğiliminde olmuşlardır. Eğilme momenti dağılımı sismik etkinin frekansına ve kazık özelliklerine göre değişmiştir. Deneyler sonucunda kazık gruplarında iç kazıklarda oluşan büyük eğilme momentlerinin kinematik etkiden, dış tarafta bulunan kazıklarda oluşan eğilme momentlerinin ataletsel etkiden kaynaklandığı belirtilmiştir. Sıvılaşan zeminlerde zemin-kazık-yapı etkileşimin belirlenmesinin çok kompleks bir olgu olduğundan bahsetmişlerdir.

Lombardi ve Bhattacharya (2016), dört adet kazık modeli (tekil kazıklar ve kazık grupları) üzerinde kısa süreli sıvılaşmanın olduğu ve tam sıvılaşmanın olduğu durumlar için sarsma tablası deneyleri ve SAP2000 bilgisayar programı ile sayısal analizler yapmışlardır. Önerilen p-y eğrileri ve p-çarpanı yönteminden faydalanmışlardır. Analizler sonunda hem deneysel hem de sayısal yöntem için moment ve deplasman değerleri karşılaştırılmıştır. Kısa süreli sıvılaşmanın başladığı durumda deneysel çalışmadaki moment değerleri sayısal çalışmadaki moment değerlerinden daha yüksek mertebelerde çıkmıştır. Tam sıvılaşma durumda önerilen p-y eğrileri yöntemindeki deplasman değerleri ile p-çarpanı yöntemindeki değerlerin farklılık gösterdiği görülmüştür. P-çarpanlarını 0,3 ve 0,1 olarak almışlardır.

2.2. Yanal Yayılma ve Kazık Başının Dönmeye Sınırlı veya Serbest Olması ile İlgili Çalışmalar

Pise (1983), çalışmasında kazık başı dönmeye sınırlı olan kazıkların davranışlarını teorik yaklaşımlar ile ele almıştır. Boyutsuz terimlerle sunulan sonuçların ileriki çalışmalara rehberlik edeceğinden bahsetmiştir.

Velez, Gazetas ve Krishnan (1983), bu makalede kazık başı dönmeye sınırlanmış, zemin modülü yüzeye olan derinliği ile orantılı olan zemine gömülü tekil kazıkların dinamik tepkilerini ölçmek amacıyla efektif gerilme bazlı sonlu elemanlar formülasyonları kullanmışlardır. Kazık başının uyarılması, harmonik yatay kuvvet veya moment uygulanarak sağlanmış ve zemin histerik doğrusal bir malzeme olarak modellenmiştir. Yapılan parametrik çalışmanın sonucunda kazıkların statik ve dinamik rijitlikleri ve efektif sönüm oranlarının belirlenebilmesi için boyutsuz grafikler sunulmuştur.

Pise (1984), çalışmasında yanal yüklü, kazık başlarının dönmeye serbest olması durumundaki kazıkların yerdeğiştirmesi, dönmesi ve moment katsayıları, zemin-kazık parametrelerinin nicel tahminlerini grafikler vasıtasıyla sunmuştur.

Fan, Gazetas, Kaynia, Kausel ve Ahmad (1991), kazık başları rijit bağlı, yüzen kazıklarda ve kazık gruplarına etkiyen sismik yerdeğiştirmeden kaynaklı kinematik etkileri anlamak amacıyla sayısal bir çalışma yapmışlardır. Kazık gruplarının şeklinin, gruptaki kazık sayısının, kazıklar arasındaki göreli mesafenin kazık yanal deplasmanı için önemsiz olduğunu, ancak kazık başı dönme hareketi için önemli etkenler olduğundan söz etmişlerdir. Kazık başının sınır koşulları ve kazık/zemin modül oranı tekil kazık ve grup kazıklarının sismik yük karşısındaki davranışını etkilediği belirtilmiştir.

Bartlett ve Youd (1992), sıvılaşmanın tetiklediği zeminin yenilme durumu ile gelişen yanal yayılmanın meydana gelmesi için % 3 ve % 5 eğimli gevşek kumlu zeminin ve su tablasının yüzeye yakın olması gerektiğini ifade etmişlerdir.

Hamada ve O'Rourke (1992), çalışmalarında 1964 Niigata depreminde Showa ve Yachiyo köprülerinde meydana gelen sıvılaşma sonrasında yanal yayılmadan dolayı kazıklarda ağır hasarlar oluştuğuna yer vermişlerdir. 1964 Niigata depreminde sıvılaşmanın ardından meydana gelen yanal yayılmanın kazıklar üzerinde büyük yanal kuvvetlere neden olduğunu ve hasarların oluştuğunu ifade etmişlerdir. Yanal yayılmadan dolayı kazıklar üzerine etki eden yanal kuvvetler, kazığın taşıyabileceği maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti değerini aştığından dolayı kazıklar yenilmiş ve hasar görmüşlerdir.

Sasaki ve diğerleri (1992), sıvılaşan zeminlerdeki kalıcı yanal zemin yerdeğiştirmesini anlamak için büyük ve küçük ölçekli sarsma tablası deneyleri yapmışlardır. Deneyler sonunda; çekme çatlaklarının eğimin üst kısmında oluştuğunun, kalıcı yerdeğiştirmenin yer çekimden dolayı aşağı doğru geliştiğinin, maksimum yerdeğiştirmenin zemin üst kısmında oluştuğunun ve eğim tabanında oluşan yerdeğiştirmenin ihmal edilebileceğinin, maksimum yanal yerdeğiştirmenin yüzeyde daha büyük olduğunun ve topoğrafyanın kalıcı yerdeğiştirmeyi etkilediğinin sonuçlarına varmışlardır.

Towhata, Sasaki, Tokida, Matsumoto, Tamari ve Yamada (1992), sıvılaşmaya bağlı kalıcı yanal yerdeğiştirme büyüklüğünün tahmini için potansiyel enerji prensibinden yararlanarak

analitik bir yöntem önermişlerdir. Yüzey eğimi ve uzunluğunu, sıvılaşan zemin kalınlığını değiştirerek parametrik çalışma yapmışlardır. Çalışmalarının sonuçları ile geçmişte görülen vakaların yanal yerdeğiştirme sonuçlarını karşılaştırdıklarında önerdikleri yöntem ile oldukça yakın değerler elde ettiklerini görmüşlerdir.

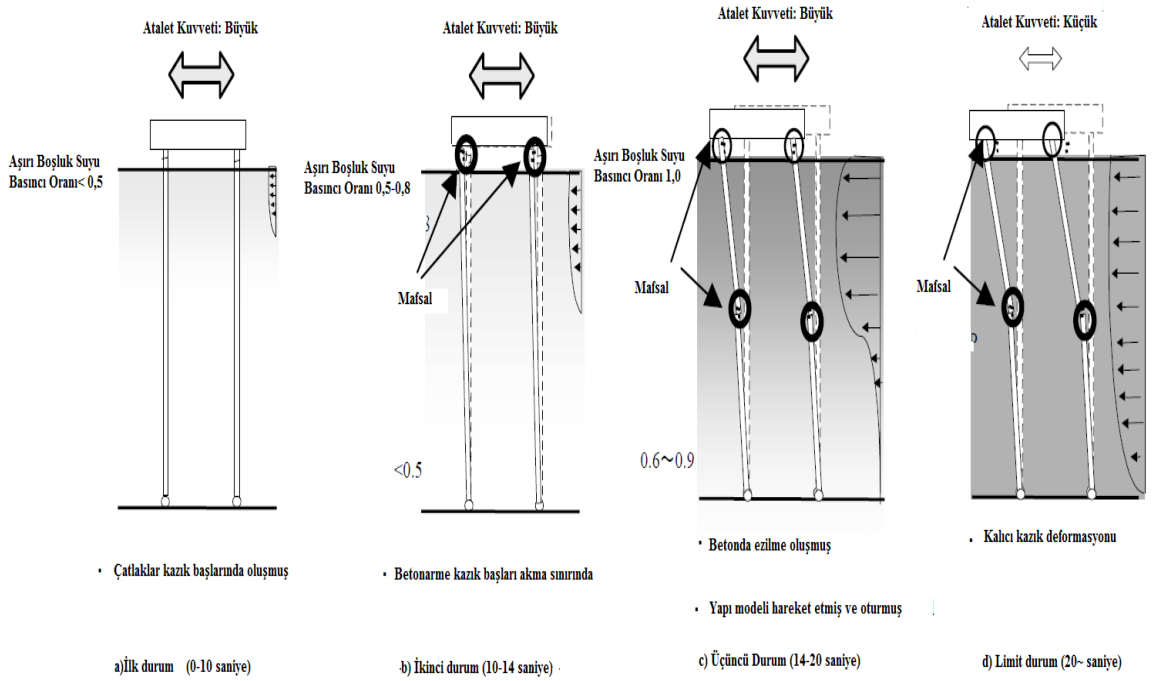
Tokida, Matsumoto, Azuma ve Towhata (1993), sıvılaşmadan dolayı meydana gelen yanal yayılma oluşumunu sarma tablası deneyleri yaparak incelemişler ve potansiyel enerji prensibine dayanan analitik bir yöntem sunmuşlardır. Sarma tablası deneylerinin sonunda akan zeminin uzunluğu, sıvılaşan zemin tabakasının kalınlığı, sıvılaşamayan kabuk tabakasının kalınlığı ve eğimli yüzeyin açısının yanal yayılma üzerinde önemli etkileri olduğunu ayrıca eğimli yüzeyin ve sıvılaşan tabakanın artması ve kabuk tabakası kalınlığının azalmasının yanal yayılmanın oluşumunu kolaylaştıracağından bahsetmişlerdir.

Lew, Naeim, Huang, Lam ve Carpenter (2000), 1999 ChiChi depreminde hasar görmüş nehir kıyısında bulunan bir okul binasında meydana gelen farklı oturma ve yanal yayılmadan kaynaklı hasarları incelemişlerdir (Resim 2.1).



Resim 2.1. Chi-Chi depreminde farklı oturma ve yanal yayılma nedeniyle hasar görmüş okul binası (Lew ve diğerleri, 2000)

Tamura, Suzuki, Tsuchiya, Fujii ve Kagawa (2000), yapmış oldukları büyük ölçekli-sarsma tablası deneyinde kazık başı hareketi dönmeye sınırlı olan kazıkların yenilme durumlarından ve dinamik yükler altında sıvılaşan zeminlerdeki davranışlarından bahsetmişlerdir. Dinamik yükler altında, çevrimsel aşamada kazıklarda meydana gelen hasar durumları Şekil 2.6'da şematik olarak verilmiştir.



Şekil 2.6. Çevrimsel aşamada kazıklarda meydana gelen hasar durumları (Tamura ve diğerleri, 2000)

Finn ve Fujita (2002), kazıkların yanal zemin yayılmasının oluşturduğu kesme kuvveti ve eğilme momentlerini karşılayamadığında yapısal hasarlar oluştuğunu belirtmişlerdir. Bu duruma örnek olarak 1995 Kobe depreminde Antrepo binasında 1,5 m zemin deformasyonu ile oluşan kazık hasarını göstermişlerdir (Resim 2.2)



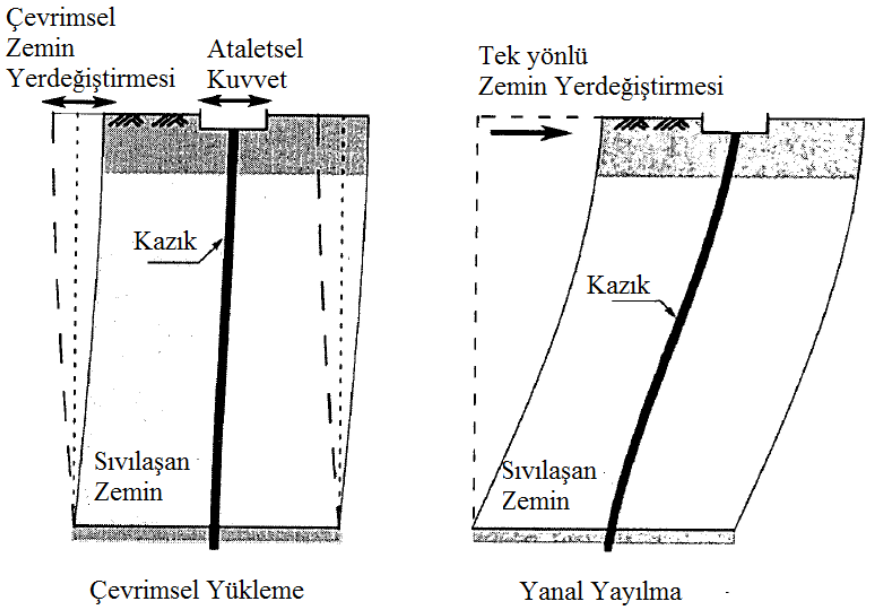
Resim 2.2. 1995 Kobe depreminde zemin deplasmanından dolayı oluşan kesme kuvvetinden yenilen kazık (Finn ve Fujita, 2002)

Dobry, Abdoun, O'Rourke ve Goh (2003), çalışmalarında tekil kazık örneği içeren 6 adet santrifüj deneyi yapmışlardır. Deneylerinde "Limit Denge Yönteminden" faydalanarak kazıkların yanal yayılmadan kaynaklı eğilme yenilmelerini değerlendirmişlerdir. 6 adet santrifüj deneyinde betonarme tekil kazıklar, 2 veya 3 tabakalı sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin profillerine gömülmüşlerdir. Deney sonunda elde edilen verilere göre maksimum moment değerlerinin sıvılaşan ve sıvılaşmayan zeminlerin geçiş bölgesinde oluştuğu görülmüştür.

Bird ve Bommer (2004), yanal yayılmayı binalarda sıvılaşma nedeniyle oluşan ağır hasarlar ile ilişkilendirip temel zeminin büyük deplasmanlara maruz kalması ile ilgili bir durum olduğunu ifade etmişlerdir.

Cubrinovski ve Ishihara (2004), sıvılaşan zeminlerde yanal yayılmaya maruz kalan kazıkların doğrusal olmayan davranışlarını modelleyebilmek için basit bir metoddan bahsetmişlerdir. Sıvılaşan zeminlerde kazık analizi yaparken oluşabilecek iki durum arasındaki farkı vurgulamışlardır. Bunlardan birincisi "Çevrimsel Aşama", ikincisi ise "Yanal Yayılma" dır. Çevrimsel aşamayı; ataletsel ve kinematik yüklerin bir arada etki etti eden, yer sarsıntısının ardından sıvılaşma olayının ortaya çıktığı ve yanal yayılmanın ise sıvılaşmayı takip eden ve sonrasında oluşan bir durum olarak tanımlamışlardır (Şekil 2.7). Ataletsel etki yanal yayılmanın başlayabilmesi için önemli bir rol oynamaktadır ancak

oluşan büyük zemin deplasmanları ataletsel etkiyi azaltıcı yönde bir etki göstermiştir. Kinematik etki ile meydana gelen büyük zemin deplasmanlarının kazık kontrolü için önemli bir kriter olduğu söylenmiştir. Sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin geçiş yerinde kinematik etkilerin arttığı ve kazıkların bu durumdan etkilendiğinden bahsedilmişlerdir. Basitleştirilmiş modelde doğrusal olmayan davranış sergileyen kazık ve zemin için doğrusal yaklaşıma denk gelen analitik bir çözüm olarak sayısal integral işlemi yapmışlardır.

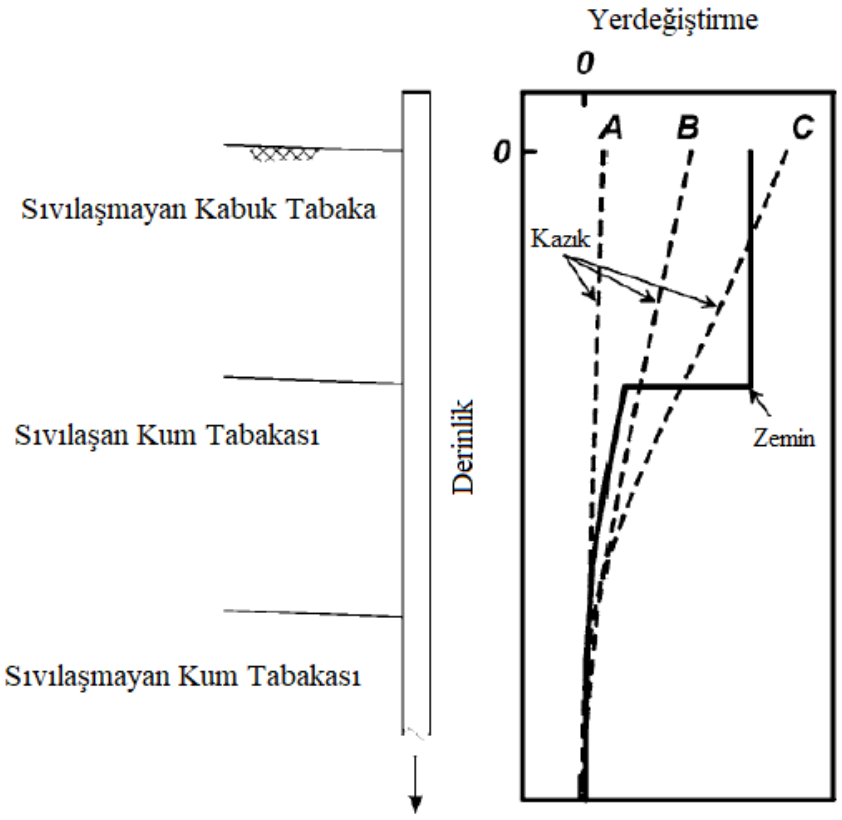


Şekil 2.7. Sıvılaşan zeminde kazık-zemin etkileşiminin şematik görüntüsü (Cubrinovski ve Ishihara, 2004)

Ooi, Chang ve Wang (2004), yanal yük altındaki tekil kazıklarda yanal deformasyonu ve maksimum eğilme momentini tahmin etmek için karakteristik yük metodunun kullanılmasından söz etmişlerdir. Kazık gruplarında oluşan moment ve deplasman değerlerinin tekil kazıklarda oluşan değerlerden daha büyük çıktığını belirtmişlerdir. Ayrıca kazık başı hareketinin dönmeye sınırlı olması durumunda kazıkların daha büyük bir yanal kapasiteye sahip olmasından dolayı kazıklarda daha az deformasyon meydana geleceğinin altını çizmişlerdir.

Brandenberg, Boulanger, Kutter ve Chang (2005), sismik santrifüj deneyi ile kazık ve kazık gruplarının yanal yayılma altındaki davranışını incelemişlerdir. Zemin profili, gevşek kum zemin üzerine hafif eğimli olarak yerleştirilen sıvılaşmayan kabuk tabakasından ve en alt tabakada sıkı kumdan oluşmaktadır. Yanal yükleme, kabuk tabakasına ve sıvılaşan

kısma etkitilmiş, en büyük eğilme momenti sıvılaşmayan tabakadan hemen aşağıda meydana gelmiştir. Sıvılaşan zeminlerin kazıklara uyguladığı gerilmeler kazıkların göreli rijitliklerine bağlı olarak 3 farklı modda tanımlanmıştır (Şekil 2.8). Kazıkların zemine göre daha rijit olduğu durumda (Durum A ve B) sıvılaşan tabaka, sıvılaşmayan kabuk tabakası ile birlikte kazıkları aşağıya doğru itme eğilimindedir. Kazıkların sıvılaşan zemine göre daha az deforme olduğu durum (A) ve kazıkların zeminden daha fazla hareket ettiği durum (B) gözlemlenmiştir. Daha esnek kazıklarda ise kabuk tabakası eğim aşağıya yük uygularken, sıvılaşan zeminin bazen eğim yukarıya doğru yük uyguladığı gözlemlenmiştir (Durum C).



Şekil 2.8. Yanal yayılma durumunda kazık ve zemin yerdeğiştirme davranışlarını gösteren üç farklı durum (Brandenberg, Boulanger, Kutter ve Chang, 2005)

Chang, Boulanger, Kutter ve Brandenberg (2005), sıvılaşan ve yanal yayılma özelliği gösteren zeminde kazık grup davranışı anlayabilmek amacıyla 8 adet santrifüj deneyi yapmışlardır. Sismik yükler altında yanal yayılma ve atalet yüklerin etkisini anlayabilmek için detaylı ölçümler ve geri hesaplama teknikleri kullanmışlardır. Sıvılaşma ve yanal yayılma esnasında zemin-kazık-temel-yapı etkileşiminin sonucunda ortaya çıkan etkiler özetlenmiş ve kullanılan pseudo-statik analiz tartışılmıştır.

Chaudhuri (2005), çalışmasında yanal zemin hareketine maruz kalan kazık temellerin davranışını değerlendirmek amacıyla analitik bir yöntem açıklamıştır. Doğrusal ve doğrusal olmayan elastik temel modeli kullanılarak kazıkları sonlu farklar yöntemi ile analiz etmiştir. Farklı zemin özellikleri ve geometrik koşulları için boyutsuz terimler kullanılarak kazık davranışını değerlendirmiştir. Bu terimler yanal zemin hareketinden kaynaklı oluşan kazık deplasmanı ve moment değerlerini tahmin etmek amacıyla kullanmıştır. Bu terimlerin kullanımını göstermek ve kazık yenilme mekanizmasını anlamak amacıyla bir tasarım örneği ele almıştır.

Zha (2005), çalışmasında sıvılaşmanın yanal yayılmayı tetiklediği durumlarda kazık veya köprü ayağı altındaki kazıkların yanal yayılma miktarını bulmak için bir yaklaşımda bulunmuştur. Çalışma kapsamında iki tane eğri oluşturmuş ve bu eğrilerin kesim noktasının yanal yayılma anındaki kuvveti ve yerdeğiştirmeyi verdiğini belirtmiştir. İlk eğri; köprü ayaklarını destekleyen kazık arkasındaki zemin kütlesi için kayan blok mantığı ile çözümlenmiş yamaç stabilite analizi yapılmış, ona bağlı olarak kuvvet-deplasman eğrisi elde edilmiştir. İkinci eğride ise köprü ayaklarındaki kazıklar için itme analizi yaparak kuvvet-deplasman eğrisi oluşturmuş bunun sonucunda bu iki eğrinin kesiştiği noktanın yanal yayılmanın oluştuğu kuvvet ve yerdeğiştirme miktarını verdiğini belirtmiştir.

Ashford, Juirnarongrit, Sugano ve Hamada (2006), çalışmalarında tekil kazık, 4 adet kazığa sahip kazık grubu ve 9 adet kazığa sahip kazık grubunun Japonya'daki Tokachi limanında 2 tane ölçeklendirilmiş saha deneylerini yapmışlardır. Patlatmanın etkisiyle oluşan sıvılaşma olayının sonunda, yanal yayılmanın kazıklar üzerinde oluşturduğu eğilme momentleri ölçülmüş kazıkların performansı değerlendirilmiştir. Tek kazık ile kazık grubunun performansı karşılaştırıldığında; kazık grubundaki kazıklar, kazık deplasmanlarını ve kazıkta oluşan moment değerlerinin tekil kazıkta oluşan deplasman ve moment değerlerine göre daha az olduğu belirtmişlerdir. Yapılan her iki testin sonunda kazıkların elastik davrandığı görülmüştür.

Brandenberg, Boulanger, Kutter ve Chang (2007-a), deprem yüklemesi altında şevli, sıvılaşan ve yanal yayılma özelliği gösteren zemin profiline gömülü kazık grubu için santrifüj testi yapmışlardır. Statik doğrusal olmayan Winkler kiriş temel yöntemi ile yapılan analizlerin doğruluğu tartışılmış diğer parametrelerle ilişkisi açıklanmıştır.

Brandenberg, Boulanger, Kutter ve Chang (2007-b), yanal yayılma özelliği gösteren, üst kısmında sıvılaşmayan kabuk tabakası bulunan zemin profiline gömülü kazık grubundaki kazık örneklerinin fazla yük alarak hasar aldığını belirtmişlerdir. Yanal yayılma ile sıvılaşmayan kabuk tabakası ve kazık grubu arasındaki yanal yük transferini anlayabilmek amacıyla santrifüj testi ve analitik model oluşturmuşlardır.

Brandenberg, Kashighandi, Zhang, Huo ve Zhao (2008), sıvılaşan ve yanal yayılma görülen zemin üzerindeki eski bir köprünün performansını belirleyebilmek amacıyla statik ve sismik analizler yapmışlardır. Sıvılaşan zemin üzerindeki kabuk tabakasının bulunması durumunun kazık temel için yapılan analizleri etkilediği belirtilmiştir.

Ledezma ve Bray (2008), çalışmalarında geçmişte yaşanmış depremlerde, sıvılaşmaya bağlı yanal yayılmanın olduğu durumlarda köprülerin hasar gördüğünden bahsetmişlerdir. Yanal yayılmanın köprü ayaklarında büyük yanal deplasmanlara neden olduğunu buna bağlı olarak da temelin, üst yapının ve bağlantı noktalarının büyük yüklere maruz kaldığını söylemişlerdir. Ele aldıkları köprü örneğinin analizi sonucunda, analiz için en etkili parametrelerin yer hareketinin yoğunluğu (S_a), yanal yayılmadan kaynaklı yanal deplasmanı (ε), sıvılaşan zemin drenajsız artık kesme dayanımı (S_{ur}) olduğunu belirtmişlerdir.

Prakash ve Puri (2008), kazık temeller deprem bölgelerinde üst yapıyı desteklemek amacıyla yapıldığından, kazık performanslarının zemin profiline, deprem parametrelerine bağlı olduğunu belirtmişlerdir. Sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin profilleri için kazık davranışını tartışmışlardır. Sıvılaşan zeminde, yanal yüklerin ve momentlerin artmasıyla birlikte yanal deplasmanın da artacağından bunun sonucunda kazıkta burkulma yenilmesinin oluşabileceğinden söz etmişlerdir.

Shin, Arduino, Kramer ve Mackie (2008), sıvılaşan ve yanal yayılma özelliği gösteren zeminlerde bulunan otoyol köprüsünün davranışını anlamaya yönelik bir çalışma yapmışlardır. Ele alınan örnekte otoyol köprüsünün sayısal analizi sonlu farklar programı kullanılarak yapılmıştır. Çalışma sonunda sıvılaşan ve yanal yayılma özelliği gösteren zemin davranışının karışık bir olgu olduğu ve yapının, kazığın, kazık başının, köprü ayaklarının bir bütün olarak değerlendirilmesi gerektiği sonucuna varmışlardır.

Ashford, Boulanger, Brandenberg ve Shantz (2009), yanal yayılmaya maruz kalmış köprü altındaki kazık temeller için kazık tasarım önerilerinde bulunmuşlardır. Ayrıca çalışmada kazıkların sıvılaşan ve yanal yayılma gösteren zeminlerde nasıl tasarlanması gerektiği konusunda bilgi vermişlerdir. Kazıkların yanal yayılma tepkisini en iyi tahminin, BNWF analizi yapılarak elde edilebileceğini belirtmişlerdir.

Lam, Arduino ve Mackenzie-Helnwein (2009), 3 tabakalı zemin içine gömülü tekil kazık örnekleri için parametrik bir çalışma yapmışlardır. Çalışmada sıvılaşmayan zemin tabakaları arasında bulunan sıvılaşan zemin tabakası içinde gömülü kazık örneklerinin OpenSees sonlu elemanlar programı kullanarak kazık çapları, kazık eğilme rijitliği değerleri, sıvılaşan zemin tabaka kalınlığını ve zemin modülünü değiştirerek analizlerini yapmışlardır. Parametrik çalışmadan elde edilen sonuçlar, maksimum kazık momenti ve kazık kesme değerlerini tahmin etmek için ampirik eşitliklerin geliştirilmesi için kullanılmıştır.

Knappett, Mohammadi ve Griffin (2010), makalelerinde sismik yükler altında yanal yayılmanın görüldüğü sırada zemin kabuk tabakası ile kazık başı, köprü ayağı arasındaki etkileşim davranışını incelemişlerdir. Çalışmada kazıkların; kazık şekli, nihai taşıma kapasitesi ve p-y eğrilerinin rijitliğinin etkileri değerlendirilmiştir. Kazık şeklinin daire veya kare olmasına göre yanal yayılmadan etkilenme düzeyinin değiştiği vurgulanmıştır.

Lin, Chang ve Ho (2010), yanal yayılmaya maruz kalan kazık davranışı üzerine "Dalga Denklem Analizi" yöntemini kullanarak bir çalışma yapmışlardır. Vaka analizi için 1995 yılında Kobe Depreminde yanal yayılmadan dolayı hasar gören Mikagehama adasında bulunan limandaki gaz ve yağ tankı altındaki kazık örnekleri ele alınmıştır. Sonuç olarak sahada oluşan hasarların, sayısal metotla hesaplanan hasarlarla benzer sonuçlar verdiği vurgulanmıştır.

McGann, Arduino ve Mackenzie-Helnwein (2011), yanal yayılma özelliği gösteren tabakalı zemin profiline gömülü olan tekil kazıkların kinematik analizini, 3 boyutlu sonlu elamanlar programı kullanarak yapmışlardır. Sonlu elemanlar yöntemi, kazıkların yanal yayılma esnasında tepkisini ölçmek amacıyla kullanılmıştır. Ayrıca yanal yayılmanın modellenmesinde kullanılan p-y eğrilerinin yeterliğini değerlendirmek amacıyla yine sonlu elemanlar yöntemine başvurmuşlardır.

Li, Zhang ve Yang (2012), deprem yükleri altında, sıvılaşan zemin üzerinde bulunan yapıların olumsuz yönde etkilendiği, yapı ve zeminde bazı yenilmelerin oluştuğu vurgusunda bulunmuşlardır. Sıvılaşan zeminlerde meydana gelen hasarların yanal yayılmadan da kaynaklı olabileceği belirtilmiştir. Çalışmalarında Alaska otoyolundaki köprü altında bulunan kazık örnekleri ele alınmıştır. Kazık örnekleri 3 boyutlu sonlu elemanlar programı OpenSees ve doğrusal olmayan Winkler kiriş temel (BNWF) yaklaşımı kullanılarak analiz edilmiştir. Kazık çözümlemesi yapılırken zemin özellikleri değiştirilmiştir. Üst kısımda bulunan kabuk tabakası donabilen ve donmayan zemin özellikleri verilerek analize dahil edilmiştir. Analizler sonunda donabilen kabuk tabakasının bulunduğu örneklerde kazıklarda oluşan kesme kuvveti ve moment değerinin daha yüksek çıktığı görülmüştür. BNWF yönteminin çözümlenen kazıkların performansının anlaşılabilmesi için kullanılabileceği belirtilmiştir.

Armstrong, Boulanger ve Beaty (2013), sıvılaşan zeminlerde köprü ayakları altında bulunan kazıkların performansını ve davranışını anlayabilmek amacıyla kazık grubunun bulunduğu ve bulunmadığı 2 çeşit santrifüj deneyi yapmışlar ve aynı vakaları sonlu farklar programı yardımıyla analiz etmişlerdir. Santrifüj testinin sonunda kazık grubunun bulunduğu durumdaki yanal zemin deplasmanın ve oturmanın kazık grubu bulunmayan duruma göre daha az olduğu ortaya çıkmıştır.

Brandenberg, Zhao ve Kashighandi (2013), geçmişte büyük depremlerden etkilenmiş, sıvılaşan ve yanal yayılma özelliği gösteren zeminler üzerinde yer alan 3 tane köprü örneğini deterministik ve probablistik yaklaşımlarla çözümlemişlerdir. Probablistik yöntemlerin deterministik yöntemlere göre daha az detay içermesine rağmen mantıklı sonuçlar verdiği vurgusunda bulunmuşlardır.

Liu ve Zhai (2013), yapmış oldukları çalışmada köprü altında bulunan kazık temellerin sıvılaşma ve yanal yayılma esnasında oluşan yenilme durumlarından bahsetmişlerdir. Kaliforniya'da bulunan kanal üzerindeki köprünün altında bulunan 6 feet (182,88 cm) çapında, 44 adet kazık grubunun deprem yükleri altındaki davranışlarını ele almışlardır. Kanalın her iki kıyı kesiminde de yanal yayılmanın mevcut olduğu belirtilmiştir. Kazık grubundaki kazıklarda oluşan deformasyon ve yüklerin yanal yayılmadan kaynaklandığı görülmüştür. Kazıklarda oluşan bu deformasyon ve yüklerin, zeminin yatay deplasmana uğraması nedeniyle olduğu anlaşılmıştır. Sıvılaşan zeminlerde yanal yayılmaya maruz

kalmış kazık örneklerinde oluşan yükler ve deplasmanlar performans kriterlerine göre hesaplanmıştır.

Tasiopoulou, Gerolymos, Tazoh ve Gazetas (2013), sıvılaşan zeminlerde kazık performansını anlayabilmek amacıyla basit fiziksel bir analiz metodu kullanmışlardır. Bu analiz sonucunda elde edilen sonuçlar santrifüj deneyi ile doğrulamışlardır. Çalışma sonucunda kazık tepkisini belirlemek amacıyla yeni basit bir fiziksel yöntem önermişlerdir.

Sherafati ve Azizinamini (2015), köprü altında başlığı esnek bağlantılı kazıkların tasarımlarını anlamak amacıyla deneysel çalışma ve sayısal analizler gerçekleştirmişlerdir. Kazıklardaki yanal deplasman kapasitelerini anlamak ve rijitlik davranışlarını belirlemek amacıyla kazık örneklerini irdelemişlerdir. Kazığın performansını anlamak için deneysel bir çalışma yapmış ve deneylerin sonuçlarını sayısal ve analitik çalışmalarla birlikte tasarım hükümlerinin geliştirilmesi için kullanmışlardır.

Azizinamini, Yakel, Sherafati, Taghinezhad ve Gull (2016), çalışmalarında derzsiz köprülerdeki kazıkların yanal deplasman kapasitelerini artırabilmek amacıyla bazı yöntemlerin olduğundan bahsetmişlerdir. Öngermeli, kazık başı dönmeye serbest, H tipi kazık örneklerini ele alarak yanal deplasman kapasitelerini değerlendirmişlerdir. Analizler sonunda kazık başının bağlantısının mafsallı yapıldığı durumda kazığın rijitliğinin azaldığı, buna bağlı olarak kazık boyunca oluşan maksimum momentin de azaldığı sonucuna varmışlardır. Kazık başı hareket bağlantısının mafsal ile olduğu kazıkların, kazık başı hareket bağlantısı sabit olan kazıklara göre 4 kat kadar fazla yanal deplasman kapasitesine sahip olduğunu belirtmişlerdir. Kazık üzerine gelen düşey yük arttığı zaman yanal deplasman kapasitesinin azaldığı görülmüştür.

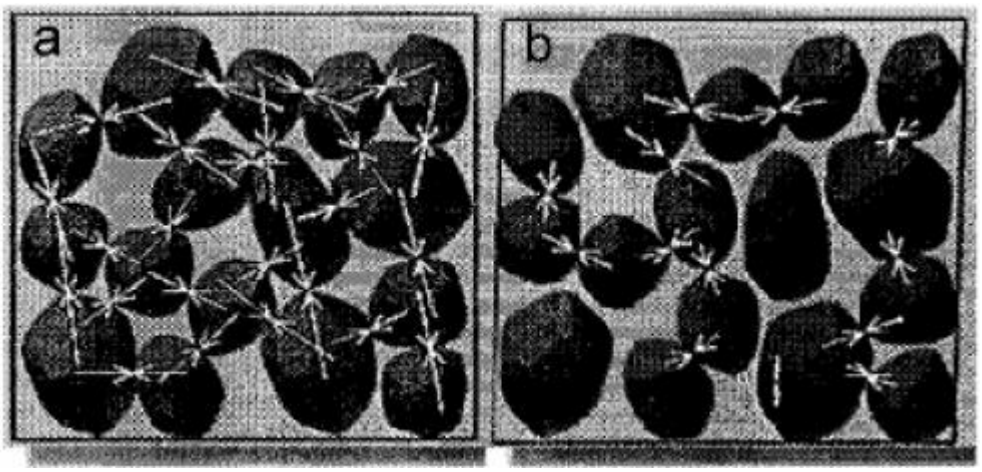
Turner, Brandenberg ve Stewart (2016), 2010 yılında 7,2 büyüklüğünde El Mayor-Cucapah depreminde yanal yayılma ve sıvılaşmadan hasar görmüş otoyol köprüsünü ele almışlardır. Değerlendirme sonunda üst yapıda ve zeminde yenilmelerin nasıl olduğunu ve nelere dikkat edilmesi gerektiğini vurgulamışlardır.

Quinn ve Civjan (2017), bütünleşik (integral) köprü ayağı tasarımı için köprü ayaklarını destekleyen kazıkların konumlandırılması için herhangi bir görüş birliğinin olmamasına rağmen bu durumun köprü davranışından ve kazığa gelen yüklerden etkileneceği

belirtilmiştir. Köprü ayaklarındaki kazıkların konumlandırması (zayıf eksen veya güçlü eksen üzerine konumlandırılması) ve tasarımının köprü dolgusunun özelliklerine, çelik kazıkların sıcaklık değişimlerinden etkilenme özelliklerine bağlı olduğu ifade edilmiştir. Kazıkların konumlandırılması ile ilgili örnek analizleri sonlu elamanlar programıyla yapmışlardır.

3. SIVILAŞMA

Suya doygun, gevşek kumlu/siltli zeminler, tekrarlı yükler altında sıkışma eğilimde olup, drenajsız koşulda boşluk suyu basıncı artışlarına neden olmaktadır. Tekrarlı yükler altında kumlu zeminlerde boşluk suyu basıncının artması ile boşluk suyu basıncının toplam gerilmeye yaklaştığı durumda kohezyonsuz zemin kayma direncini kaybederek sıvı gibi davranacaktır. Sıvılaşma nedeniyle zemin, mukavemetini kısmen veya tamamen kaybedecektir (Dülger, 2015). Özener (2007) sıvılaşmayı şu şekilde açıklamıştır: Resim 3.1-a'da görüldüğü gibi statik durumda zemin taneleri arasındaki temas kuvvetleri beyaz oklar ile gösterilmiş ve deprem sırasında suya doygun zeminlerde su drene olmadığında boşluk suyu basıncı artarak efektif gerilmeleri bununla birlikte zemin mukavemetini azaltacağından söz etmiştir. Ayrıca Resim 3.1-b'de temas kuvvetlerini gösteren okların sayısı ve büyüklüğündeki azalma efektif gerilmelerdeki azalmaları gösterdiğini, zeminin mukavemetinde meydana gelen bu azalmanın zemin kütlesinde büyük oturmalara neden olan artımsal deformasyonların oluşmasına sebep olacağının altını çizmiştir.

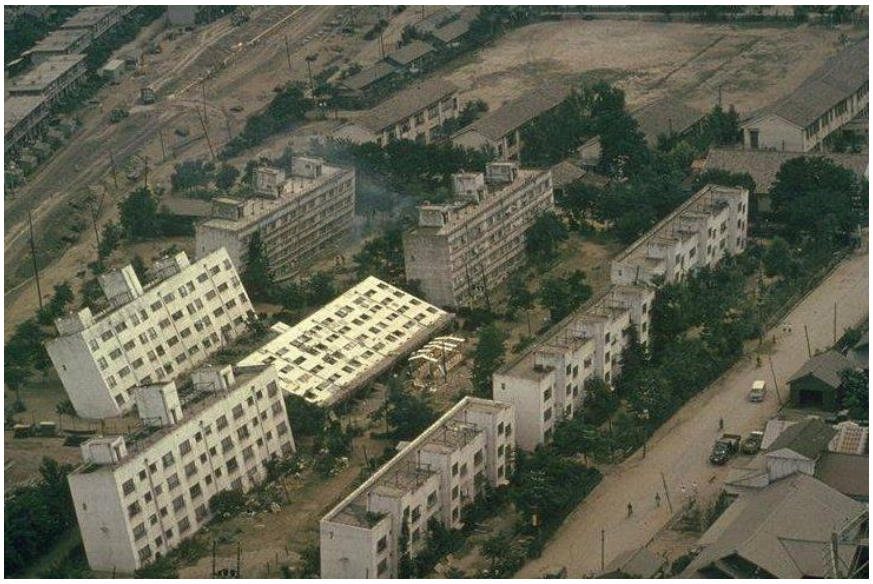


Resim 3.1. Zemin tanelerinin durumu a) statik koşullarda b) deprem yüklemesi durumunda (Özener, 2007)

Mukavemetini yitirmiş sıvı gibi davranan zeminler büyük yerdeğiştirme hareketine maruz kalacak ve büyük hasarlara neden olacaktır.

Geçmişte olan depremlerde zemin sıvılaşma etkilerinin görüldüğü örneklere rastlanmaktadır. Bu örnekler; 1920 California Calvers, 1938 Montana Fort Peck, 1948 Fukui, 1964 Niigata, 1964 Alaska, 1971 California San Fernando, 1980 Mino-Owari, 1996 Ceyhan Depremi ve

1999 Marmara Depremi olarak sıralanabilir. Örnek teşkil etmesi amacıyla sıvılaşma olayının olumsuz etkilerinin görüldüğü 1964 Niigata depreminde hasar görmüş bina ve köprü örneği Resim 3.2 ve Resim 3.3'de gösterilmiştir.



Resim 3.2. 1964 Niigata depremi; Kawagishi-cho binası (Jefferies ve Been, 2016: 12)



Resim 3.3. 1964 Niigata depremi; Showa köprüsü (Kramer ve Elgamal, 2001)

Ülkemizde en son görülen, büyük ölçekte can ve mal kaybının yaşandığı 1999 Marmara depremi de sıvılaşma olayının görüldüğü depremlere örnek olarak verilebilir. 1999 Marmara depremi sonunda birçok yapı sıvılaşma olayından dolayı farklı derecelerde hasar görmüş, sıvılaşmadan dolayı hasar gören bina örneği Resim 3.4 ve Resim 3.5'de gösterilmiştir. Bir bölgede yer alan aynı karakterdeki yapıların, oluşan bir depremde farklı

derecede hasar görmelerinin başlıca nedeninin; zemin-yapı etkileşiminden kaynaklı olduğu ve deprem sırasında yapılara gelen deprem kuvvetlerinin miktarının yapı altındaki zemin yapısına bağlı olduğunu görülmüştür (Gündüz ve Arman, 2005).



Resim 3.4. 1999 Depreminde Sakarya ilinde zemin sıvılaşması sonucu devrilen bina (Bird, Crowley, Pinho ve Bommer, 2005)



Resim 3.5. Zemin sıvılaşması ve yetersiz temel boyutlandırması sonucu yana devrilmiş bir yapı (Fırat, Mengene ve Aruntaş, 2002)

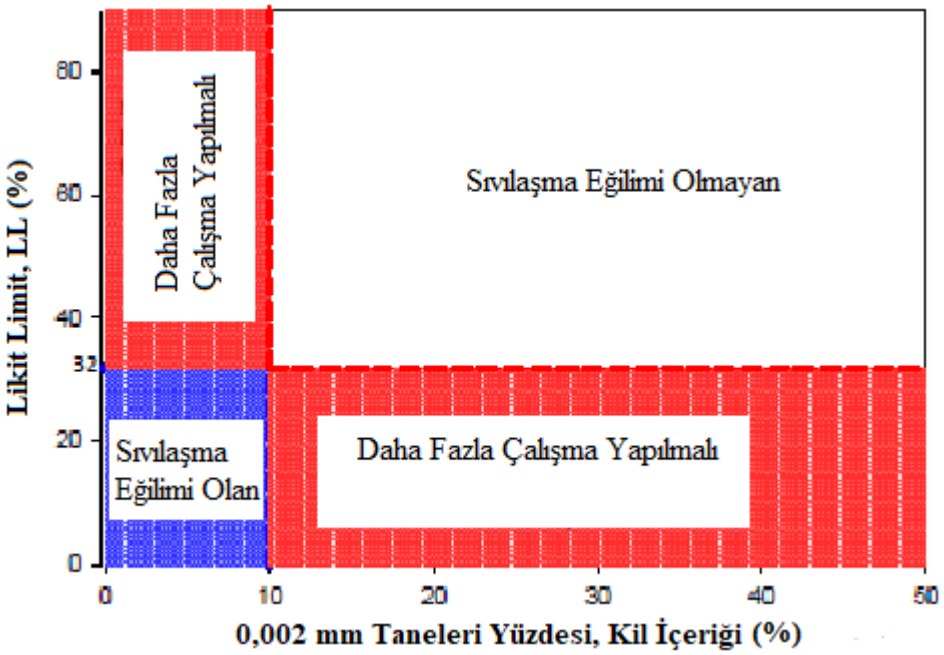
3.1. Sıvılaşmayı Etkileyen Faktörler

Deprem yükleri altında sıvılaşmayı etkileyen başlıca faktörler şunlardır: Zeminin fiziksel özellikleri, zeminin drenaj özellikleri, zeminin boşluk oranı, rölatif sıkılığı, zeminin geçmiş dönemde maruz kaldığı yükler, depremin büyüklüğü, depremin yükleme süresi ve frekansı. Bir zeminin sıvılaşma riski taşıyıp taşımadığı birçok faktörün bir arada değerlendirilmesi ile anlaşılabilmekte, bu faktörler zeminin iç yapısı ve sıvılaşmaya yol açan dış etkenin özellikleri olmak üzere iki alt başlık altında toplanmaktadır (Tonaroğlu, 2006).

3.1.1. Sıvılaşan zeminlerin fiziksel özellikleri

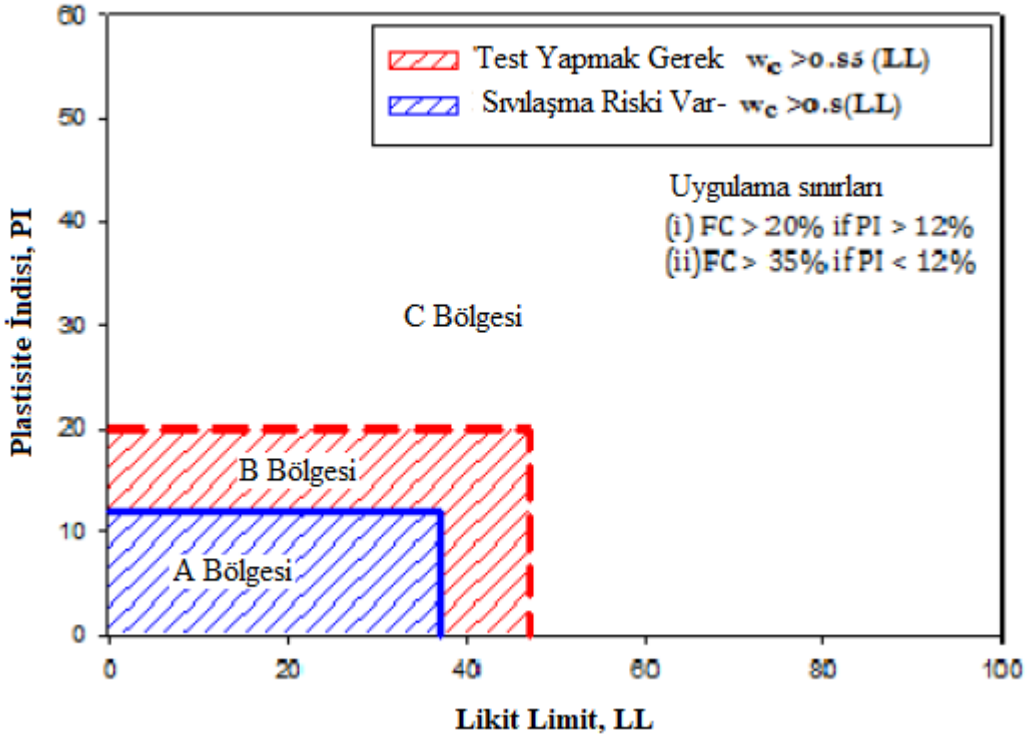
Sıvılaşma olayı genel anlamda kumlar ve plastik özellik göstermeyen siltlerde oluşmakta, plastik özellik gösteren levha şekilli siltlerde ve killerde sıvılaşma olayının meydana gelme olasılığı düşük olmaktadır. Ayrıca duyarlı killerde tekrarlı kesme gerilmeleriyle birlikte rijitlik ve dayanım kaybı oluşabilmekte ve sıvılaşmaya benzer bir etki oluşmaktadır (Yıldırım, 2009:424). Çin kriteri olarak bilinen sıvılaşma potansiyelinin ölçütleri Wang (1979) tarafından önerilmiştir. Wang (1979) göre zemindeki kil yüzdesi % 20'den az, likit limitin (LL) 21-35 arasında, plastik limiti (PL) 4-14 arasında ve arazi su içeriği likit limitlerinin 0,9 katından büyük olan zeminlerde sıvılaşma görülebilmektedir. Çin kriterinin yanısıra bazı araştırmacılar zeminlerin sıvılaşabilirliği üzerine yeni yaklaşımlarda bulunmuşlardır. Bunlardan bazıları şu şekildedir:

Andrews ve Martin (2000), zemin sıvılaşma potansiyelini zemin indeksleri ile açıklamışlardır; zeminin 0,002 mm taneleri % 10'dan küçük ve LL değeri 32'den az olduğu durumlarda sıvılaşmanın gerçekleşebileceğini ileri sürmüşlerdir. Bu durum Şekil 3.1'de gösterilmiştir.



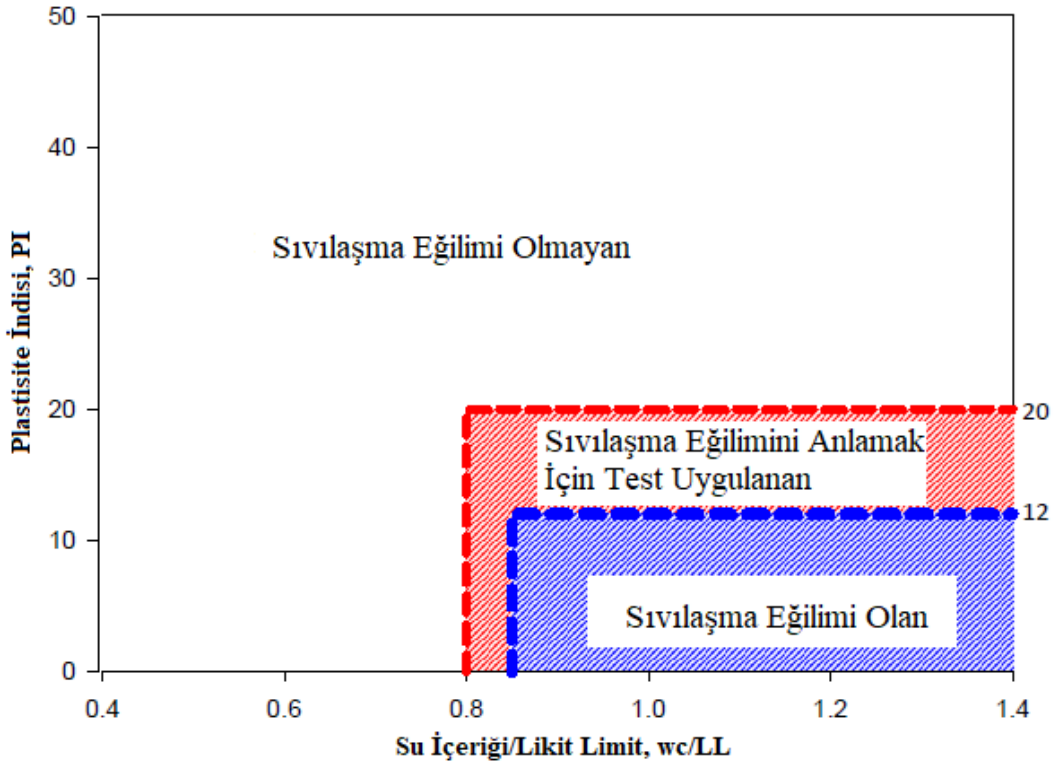
Şekil 3.1. Andrews ve Martin (2000) tarafından önerilen zemin sıvılaşma duyarlılık kriterleri

Seed ve diğerleri (2003), zeminlerin sıvılaşabilirliğini zemin indeks parametrelerine bağlı olarak Şekil 3.2'de gösterildiği gibi belirtmişlerdir: i) zemin indeks değerleri PI<12, LL<37, wc/LL>0,8 aralıklarında ise A bölgesindeki zeminin sıvılaşabilir olduğu, ii) zemin indeks değerleri 12 <PI<20, 37 <LL<47, wc/LL>0,85 aralıklarında ise B bölgesindeki zeminin sıvılaşma ihtimalinin orta seviyede olduğu ancak başka testlerin de yapılması gerektiği, iii) bu bölgelerin dışında kalan zemin C bölgesi olarak tarif edilmiş ve sıvılaşma riskinin olmadığı belirtilmiştir. Chaudhary, Jawaid ve Zafar (2015) çalışmalarında; Seed ve diğerlerinin (2003) önerdiği yöntemin, Modifiye Çin Kriter ölçütlerine ve Andrews ve Martin (2000) kriterine göre daha güvenilir olduğunu belirtmişlerdir.



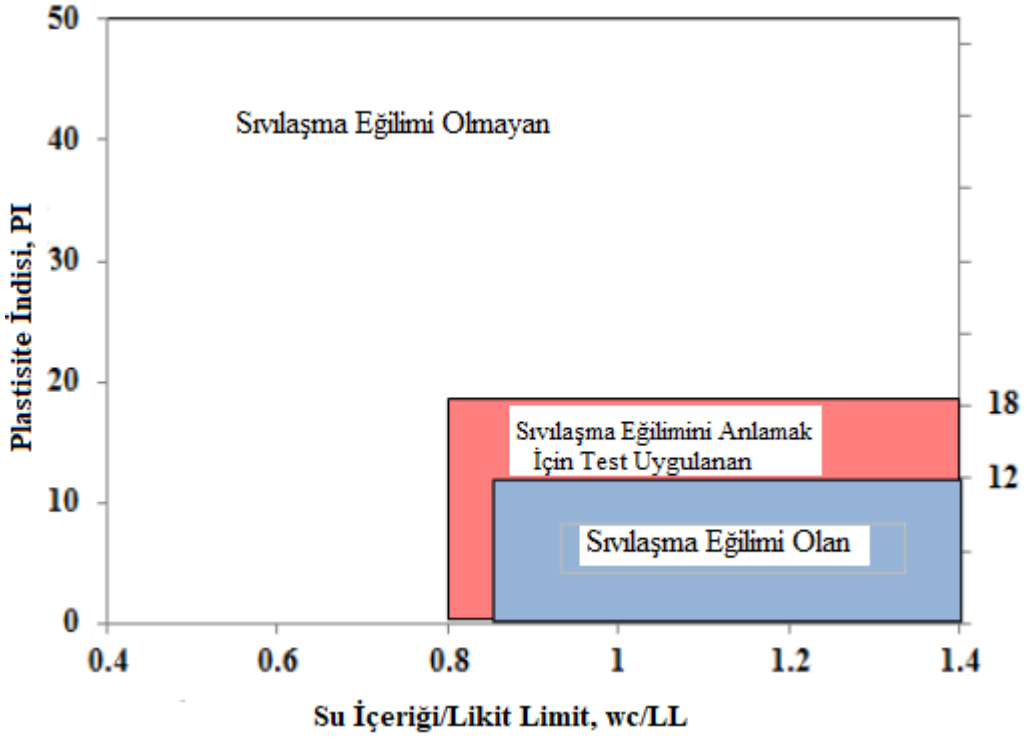
Şekil 3.2. Seed ve diğerlerinin (2003) önerdiği ince taneli zeminler için sıvılaşma sınırları

Bray, Sancio, Riemer ve Durgunoğlu (2004), zeminlerin svılaşma riskini zemin parametrelerine göre şu şekilde tanımlamışlardır: i) wc/LL≥0,85, PI≤12 ise sıvılaşma potansiyelinin olduğu, ii) wc/LL≥0,80, 12<PI<20 durumunda sıvılaşma veya çevrimsel hareketliliğe meyilli bir zeminle karşı karşıya olunduğu ve gerçek sıvılaşma potansiyelini belirleyebilmek için ileri laboratuvar testlerinin yapılması gerektiğini belirtmişlerdir. Bu kriter şematik olarak Şekil 3.3'de gösterilmiştir. Ayrıca PI değeri 20'den büyük olan zeminleri yüksek kil içeriğinden dolayı sıvılaşamaz olarak kabul etmişlerdir.



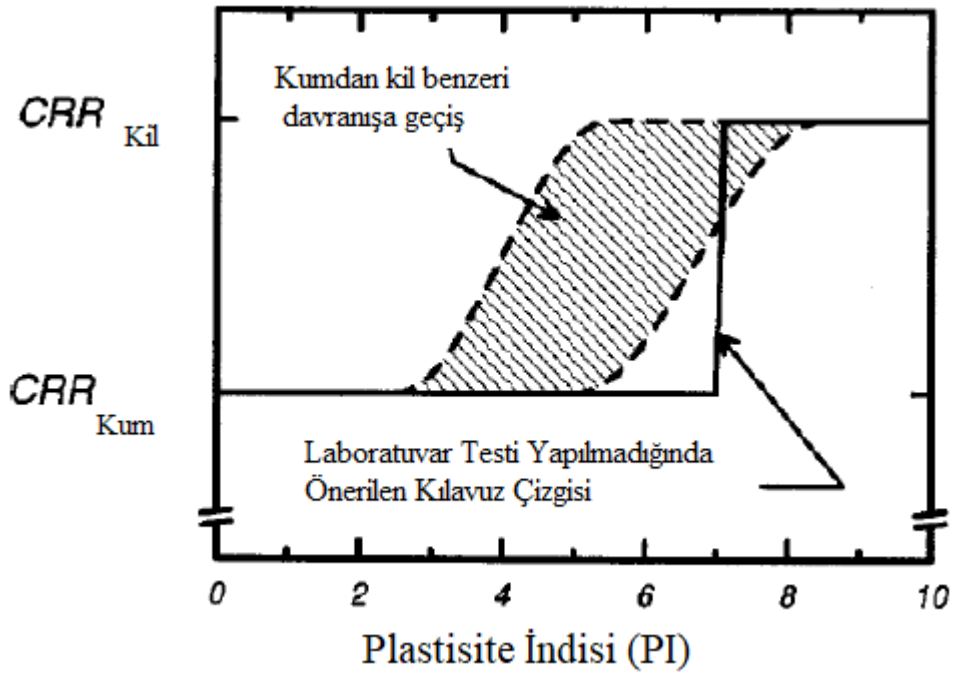
Şekil 3.3. Bray ve diğerleri (2004) sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi

Bray and Sancio (2006), Bray (2004) tarafından önerilen kriterleri geliştirerek yeni bir yaklaşımda bulunmuşlardır. Zemin özellikleri i) wc/LL>0,85 ve PI<12 ise zeminin sıvılaşabileceğini, ii) wc/LL>0,80 ve 12<PI<18 olan zeminlerde sıvılaşma riski mevcut ancak detaylı laboratuvar testleri yapılması gerektiğini, iii) PI>18 olduğu zeminlerin yüksek miktarda kil içerdikleri için sıvılaşma riskinin olmadığını belirtmişlerdir (Şekil 3.4).



Şekil 3.4. Bray and Sancio (2006) sıvılaşma potansiyeli değerlendirmesi

Boulanger ve Idriss'e (2004, 2006) göre, Attaberg limitlerinde kumlu zemin davranışından, killi zemin davranışına ince bir geçiş olduğundan bahsetmişlerdir. İnce taneli zeminlerin, PI≥7 (CL-ML zeminler için PI≥5) olduğu durumlarda killi zemin davranışı sergilediğini öne sürmüşlerdir. Bunun yanı sıra 3≤PI≤6 arasında bir değere sahip ise ince taneli zeminlerin tam olarak hangi davranış sergilediği kestirilemediği için bu aralıktaki zeminler için daha fazla laboratuvar deneylerinin yapılması gerektiğinden söz etmişlerdir. Bununla birlikte Boulanger ve Idriss, wc/LL değerinin bilinmesinin kumlu mu yoksa killi zemin davranışına yatkınlığı hakkında kesin bir bilgi vermeyeceğinin altını çizmişlerdir. Boulanger ve Idriss, PI değerine karşılık gelen sıvılaşma direncini tanımlamak için kullanılan çevrimsel kayma mukavemeti oranını (CRR) şematik olarak göstermişlerdir (Şekil 3.5).



Şekil 3.5. Artan PI değerine karşılık gelen kumlu zemin davranışından killi zemin davranışına geçişin şematik gösterimi (Boulanger ve Idriss, 2006)

3.1.2. Dış etken ile ilgili özellikler

Arazide sıvılaşmaya neden olan etken çoğunlukla deprem hareketi olduğundan ve bu nedenle sıvılaşma potansiyeli incelenirken olası depremler ile ilgili özelliklerin mutlaka göz önünde tutulması gerekmektedir (Tonaroğlu, 2006). Deprem ivmesinin yüksek olması ve tekrarlı gerilmelerin süresinin artması sıvılaşma potansiyelini arttıran etmenlerdir.

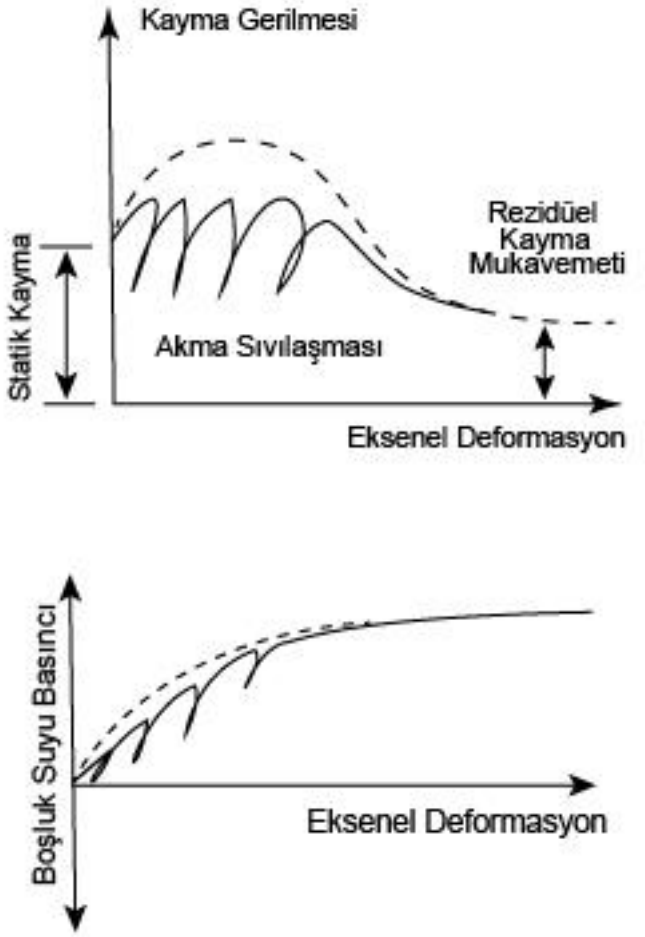
3.2. Sıvılaşma Türleri

Hasar çeşitlerine göre baktığımızda iki türlü sıvılaşma vardır:

1. Akma türü sıvılaşma
2. Devirsel hareketlilik (mobilite).

3.2.1. Akma sıvılaşması

Akma sıvılaşması, tekrarlı yükler altında zemin kütlesinin statik dengesi için gerekli olan kayma gerilmesinin, zeminin sıvılaşmış haldeki dayanımından büyük olması durumunda gerçekleşir (Şekil 3.6).



Şekil 3.6. Akma sıvılaşması oluşumu ve suya doygun gevşek zeminin drenajsız şartlarda davranışı (Yağcı, 2011)

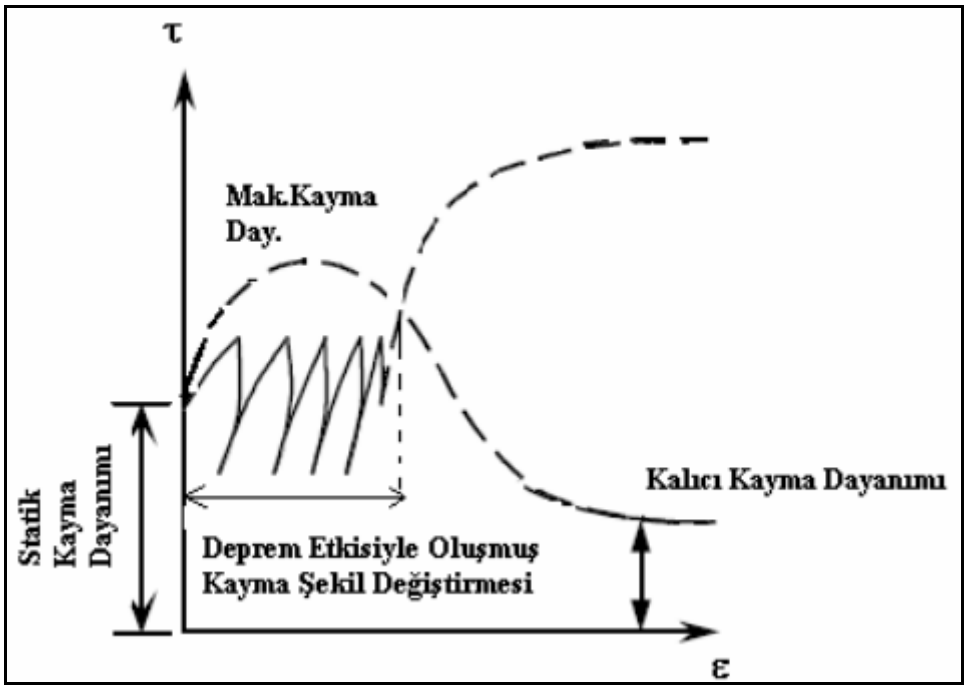
Bu tür bir sıvılaşmada katı parçacıklar arasındaki statik dengenin, bir şev üzerine inşa edilen yeni binaların zemine ek yük bindirmesi gibi statik bir yükleme veya deprem, patlatma, kazık çakılması gibi tetikleyici bir dinamik yüklemeyle birlikte artan boşluk suyu basıncı ile bozulması sonucu oluştuğu belirtilmiştir (Aydın, 2008).

Akma sıvılaşması aniden ortaya çıkarak, hızlı gelişir ve genellikle de sıvılaşan malzemenin büyük mesafede hareket etmesi ile kendini belli eder. Zeminlerde oluşan taşıma gücü kaybı

nedeniyle yapılarda taşıyıcı sistemin yapısal olarak hasar görmeden dönmesi akma sıvılaşmasına örnek olarak verilebilir.

3.2.2. Devirsel hareketlilik

Devirsel hareketlilik, akma sıvılaşmasının aksine, statik kayma gerilmesinin sıvılaşmış zeminin kayma dayanımından küçük olduğu durumlarda gerçekleşir (Elibol, 2005). Bu durum Şekil 3.7'de gösterildiği gibi oluşmaktadır. Devirsel hareketlilikte oluşan deformasyonların nedeni hem statik gerilmeler hem de tekrarlı gerilmelerdir. Devirsel hareketlilik sonucunda oluşan deformasyonlar sismik yükler süresinde artarak devam eder.



Şekil 3.7. Devirsel hareketlilik oluşumu (Erken, 2003)

Az eğimli yamaçlarda, suya yakın düzlüklerde zeminde meydana gelen yerdeğiştirmeler yanal yayılma olarak bilinmektedir. Bu yerdeğiştirmeler sonucunda yapıda kalıcı hasarlar meydana gelmektedir.

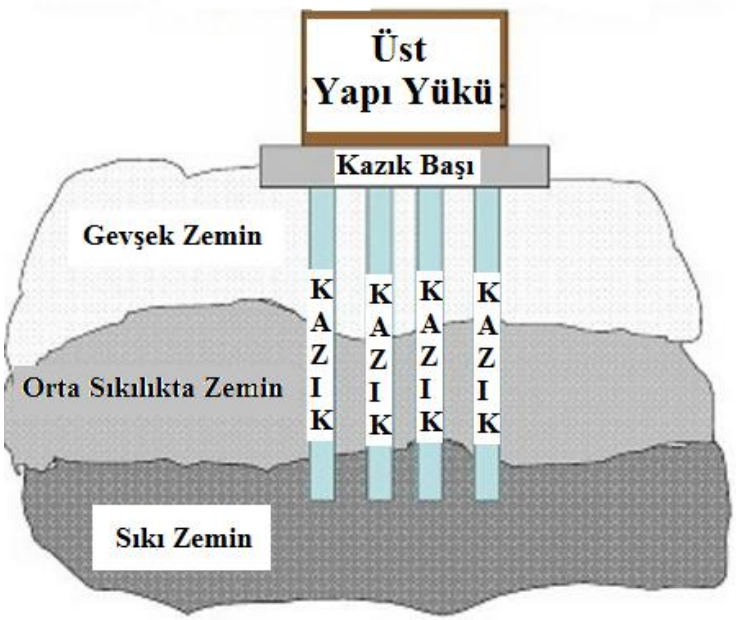
Devirsel hareketliliğin diğer alt başlığı, düz yüzey sıvılaşması durumudur. Bu sıvılaşma türünde statik kayma gerilme değeri sıfır olduğundan dolayı deprem sırasında büyük boyutlu hareketler oluşsa da yatay şekil değiştirmeler çok küçük boyutta kalmaktadır. Bu

tür sıvılaşmada zeminin yenilmesine neden olan faktör deprem sırasında artan boşluk suyu basıncının sönümlenmesi durumunda suyun yukarı doğru çıkmasıdır.

Akma sıvılaşması veya devirsel sıvılaşma durumlarının çeşitli zararlara ve hasarlara neden olabildiği bilinmekte ve sıvılaşmanın sonunda oluşacak zararlı etkileri en aza indirmek için zeminlerin sıvılaşabilirliği, sıvılaşmaya neden olacak durumlar ve sıvılaşmanın meydana gelmesi durumunda ortaya çıkabilecek hasarların değerlendirilmesi gerekmektedir (Özaydın, 2007).

4. KAZIK TEMELLER

Kazık temeller, yapı sisteminin bir parçası olup üzerlerindeki yükleri taşımak ve sağlam zeminlere aktarmak için kullanılır. Kazık temel şematik olarak Şekil 4.1'de gösterilmiştir (Peiris, 2014). Kazık temeller, genelde taşıma kapasitesi düşük zeminler üzerinde inşaa edilecek olan yüksek katlı binalarda, köprülerde, barajlarda, dayanma yapılarında, kıyı-liman yapılarında, su tanklarının altında vs. kullanılmaktadır.



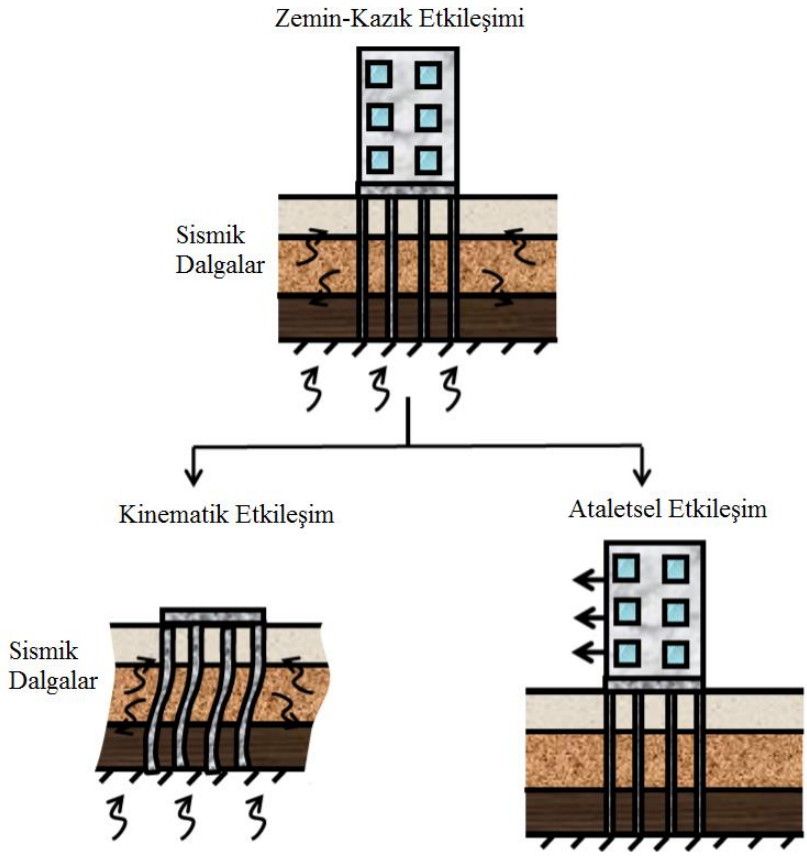
Şekil 4.1. Kazık temel örneği (Peiris, 2014)

Zemin türü, kazık temellerin tasarımda büyük rol oynamaktadır. Bu nedenle kazık temelleri tasarlamadan önce arazide ve laboratuvarda deney çalışmalarının düzgün bir şekilde yapılıp zemin profilinin doğru bir şekilde belirlenmesi gerekmektedir. Farklı zemin profillerinde dinamik ve statik yükler altındaki kazık davranışı farklılık göstereceği için yapılacak olan tasarımda zemin özelliklerinin belirlenmesi oldukça önemlidir.

4.1. Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Davranışı ve Göçme Teorileri

Mühendislik uygulamalarında zemin-yapı etkileşimi denilince genellikle yapı temelinde zemin-yapı ara yüzünde kabul edilen eşdeğer yaylar kullanılmakta olup bu durum temel zemini kütlesinin etkileşimden dışlanmasına sebep olmaktadır (Çetin ve diğerleri, 2013). Aslında meydana gelen durum ise ataletsel ve kinematik etkileşimin bir neticesidir.

Günümüzde yapılan en büyük mühendislik hatalarından biri; deprem yükleri altında yumuşak zeminlerdeki kazık tasarımları yapılırken yalnızca ataletsel etkilerin göz önünde bulundurulmasıdır. Kazıklı temellerin sismik tasarım yöntemi için hem ataletsel etkileri hem de zemin deformasyonlarının göz önüne alınması gerekmektedir (Murono ve Nishimura, 2000). Şekil 4.2'de şematik olarak zemin-kazık etkileşimi gösterilmiştir.

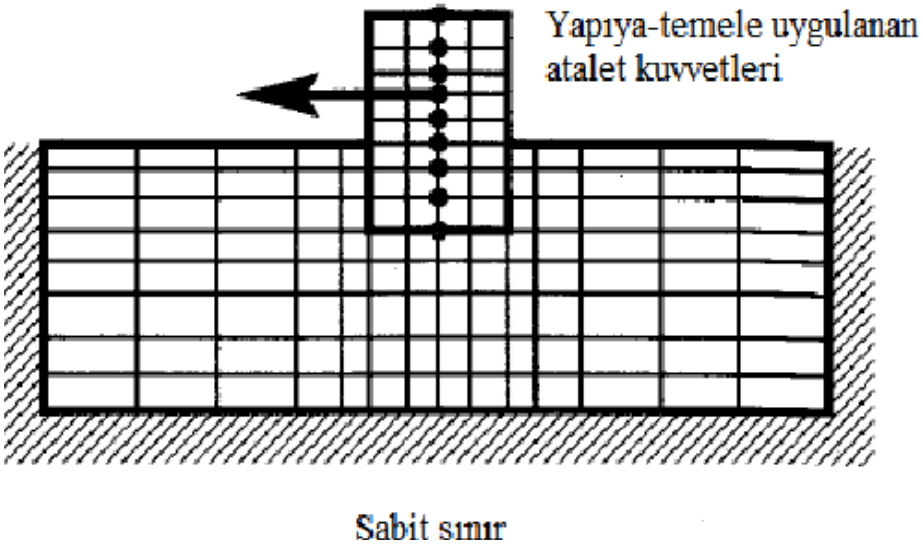


Şekil 4.2. Zemin-kazık etkileşimi (Peiris, 2014)

Kazıklı temellerde deprem yükleri altında zemin sıvılaşması sonucunda hasarlar meydana gelebilir. Sıvılaşan zeminlerde kazık temellerde meydana gelen hasarlar yalnız ataletsel etkilerden kaynaklı değil aynı zamanda zeminin kinematik etkilerinden kaynaklanmaktadır (Wang, Liu ve Zhang, 2017). Kinematik zemin-kazık etkileşimi, sismik dalgaların zeminde meydana getirdiği deplasmanlardan kaynaklanmakta ayrıca ataletsel yapı-zemin-kazık etkileşimide üst yapıdan gelen yüklerden dolayı oluşmaktadır (Chenaf ve Chazelas, 2008).

Ataletsel etkileşim, taban kesme ve moment gibi atalet kuvvetlerinden kaynaklanan bir yapının temel seviyesindeki yerdeğiştirme ve dönmeleri ifade etmektedir (Soil-Structure Interaction for Building Structures, (NIST), 2012). Ataletsel etki, yapı ve temel

ağırlıklarından kaynaklı dinamik tepkilerle ortaya çıkmaktadır. Yapı tabanında bulunan zeminin uygun olması durumunda temel ile zemine aktarılan kuvvetler sabit tabanlı yapıda oluşmayacak bir temel hareketi oluşturacaktır. Bunun neticesinde oluşacak tepkide zemin uyumluluğunun etkileri ataletsel etkileşimden kaynaklanmaktadır. Şekil 4.3'de gösterildiği gibi ataletsel etkileşim analizinde atalet yükü yalnızca yapıya uygulanır ve zeminin tabanı hareketsizdir (Kramer, 2003; 380, 381).



Şekil 4.3. Ataletsel etkileşim analizi (Kramer, 2003)

Kinematik etkileşim, yüzeye doğru ilerleyen deprem dalgalarının genellikle rijit teşkil edilen kazıklı radye veya radye temel elemanına rastladığında temel zeminlerine kıyasla yüksek impedans farkları sebebi ile uğradığı yansıma ve kırılmayı ifade eder (Siyahi, Çetin ve Bilge, 2013). Kinematik etki, frekansa bağlı bir aktarma fonksiyonu olarak tanımlanmakta ve aktarma fonksiyonu da üst yapının bulunmadığı durumlarda temel hareketinin serbest saha hareketine oranı olarak açıklanmaktadır (Peiris, 2014). Kinematik etkileşim, gevşek zeminlerde bulunan kazıklı temel davranışında etkin rol oynamaktadır. Tabakalı zeminlerde, keskin rijitlik değişimlerinin bulunduğu tabaka geçiş bölgelerinde, deprem dalgalarının üst tabakalara iletimi sırasında büyük birim şekil değiştirmeler meydana gelmekte, bu noktalara denk gelen kazık kısımlarında da kinematik yükler nedeni ile yüksek eğilme momentleri oluşmaktadır (Erdoğan ve diğerleri, 2007). Genellikle ihmal edilen kinematik kazık-zemin etkileşimi, kazıklarda büyük zorlanmalara neden olabilmektedir (Ordu ve Özkan, 2006). Gevşek zeminlerde, sismik yükler altında kinematik etkiden dolayı kazık temellerde oluşacak eğilme davranışının her iki yatay

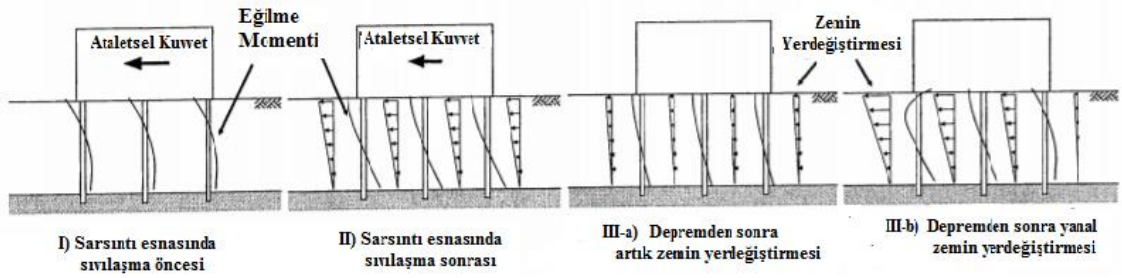
doğrultuda kontrolü yapılmalıdır. Kazık uzunluğu boyunca zemin profillerinin değiştiği bölgelerde ve kazık başlığının bulunduğu kısımlarda kesme ve eğilme momentleri kontrol edilmelidir.

Özellikle sıvılaşma olayının öncesinde ataletsel etkilerin hakim olduğu sıvılaşma ile birlikte kinematik etkilerin de devreye girdiği çeşitli araştırmacıların yaptığı model deneyler ve çalışmalarda görülmüştür (Kutanis ve Elmas 2005, Tokimatsu ve diğerleri, 2005).

Sıvılaşan zeminlerdeki kazık davranışını tam kestirebilmek için hem ataletsel etkilerin hem de kinematik etkilerin göz önünde bulundurulması gerekmektedir. Kazık temeller için geçmişte yapılan çalışmalar neticesinde göçme senaryoları oluşturulmuş ve açıklanmıştır (Tokimatsu ve Suzuki, 2005, Tokimatsu, Oh-oka, Satake, Shamoto ve Asaka, 1998, Bhattacharya, 2003).

Üst yapının doğal periyodu (Tb), zeminin doğal periyodundan (Tg) büyük ise, en büyük eğilme momentini bulabilmek için ataletsel yüklerden kaynaklı eğilme momentinin (Mi) karesi ve kinematik yüklerden kaynaklı eğilme momentinin (M_k) kareleri toplamının karekökünün alınması gerekmektedir (Tokimatsu ve Suzuki, 2005). Ayrıca üst yapının doğal periyodu (Tb), zeminin doğal periyodundan (Tg) küçük ise, en büyük eğilme momentini bulabilmek için ataletsel yüklerden kaynaklı eğilme momentinin (Mi) ve kinematik yüklerden kaynaklı eğilme momentinin (M_k) toplamı alınmalıdır (Tokimatsu and Suzuki, 2005).

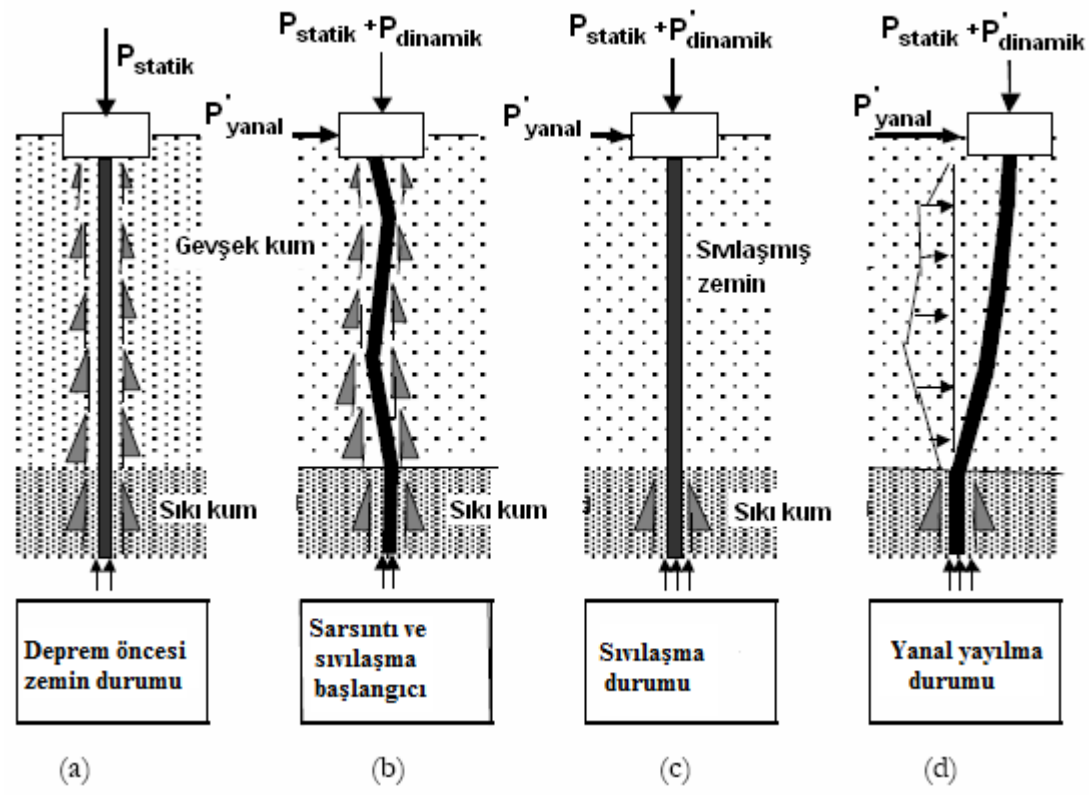
Genellikle kazık tasarımı yapılırken yönetmelikler kinematik etkileri yok varsaymıştır. Sıvılaşan zeminlerde kazık-zemin-yapı etkileşimi belirlenirken deprem yükleri etkimeden önce ataletsel etkilerin etkin olduğu (Durum-I), sarsıntı esnasında büyük yerdeğiştirmeler meydana gelecek bu durumda kinematik etkilerin önemli bir rol oynadığı (Durum-II), sarsıntının sonuna doğru, kalıcı yatay zemin yerdeğiştirmesi artık zemin deformasyonu birikitirecek ve yanal yayılan zeminde, kazık performansı üzerinde kinematik etki baskın hale gelecektir (Durum- III), (Tokimatsu ve Asaka, 1998). Bu durumlar Şekil 4.4'de gösterilmiştir.



Şekil 4.4. Sıvılaşan zeminlerde zemin-kazık-yapı etkileşimi (Tokimatsu ve Asaka, 1998)

Bhattacharya'nın (2003) önerdiği göçme mekanizması deprem sırasında sıvılaşmadan dolayı kazıklarda meydana gelen yenilme durumu olup, Şekil 4.5'de gösterilmiştir. Deprem öncesi zemin durumunda kazık üst yapıdan kaynaklı statik yükler altındadır (Şekil 4.5-a). Üst yapı salınımı başlamadan önce, kazıklar rijitliklerine bağlı olarak zemin hareketlerini izlemeye zorlanabilir. Bu noktada, zemin ve kazık kinematik etkileşimin parçası olabilir ve kazığın hareketi serbest saha hareketinden farklılık gösterebilir. Bu durum, kazıkta eğilme momentlerine neden olabilir. Üst yapı salınmaya başladığı sırada atalet kuvvetleri oluşur ve bu kuvvetler yanal kuvvetler ve devirme momenti olarak kazık başına iletilir. Kazık başları bunu, eksenel yük ve eğilme momentine dönüştürür. Bu nedenden dolayı kazıklarda eksenel ve yatay yüklere ilave olarak da eğilme momentleri görülür. Bu durumda:

1. Şekil 4.5-b'de gösterilen sarsıntı ve sıvılaşma başlamadan önceki durumda, kazık elastik temel üzerinde kiriş gibi davranacak ve zemin kazığa halen yanal destek sağlayacaktır (Şekil 4.5-b).
2. Gevşek doygun kumlu zeminde salınım devam ederken boşluk suyu basıncı artarak zemin sıvılaşmaya başlayacaktır. Sıvılaşma başladığı sırada zemin dayanımı kaybolacak, kazıklar desteksiz kolon davranışı gösterecektir (Şekil 4.5-c). Yüksek narinlik oranına sahip kazıklar eksenel kararsızlığa meyilli olacak, kazıklarda burkulma göçmesi meydana gelecektir. Ayrıca plastik akmanın başlamasından dolayı eğilme rijitliğinde bozulmalar ve yatay kuvvet dağılımında artışlar meydana gelecektir.
3. Eğimli zeminlerde, kazıklar bahsi geçen yükleme durumlarına dayansa bile, zeminde meydana gelen yanal yayılmadan kaynaklı ek yükler alacaktır. Bu koşullarda kazık kiriş veya kolon gibi davranabilir (Şekil 4.5-d).



Şekil 4.5. Kazık göçme mekanizması (Bhattacharya, 2003)

4.2. Kazık Davranışı

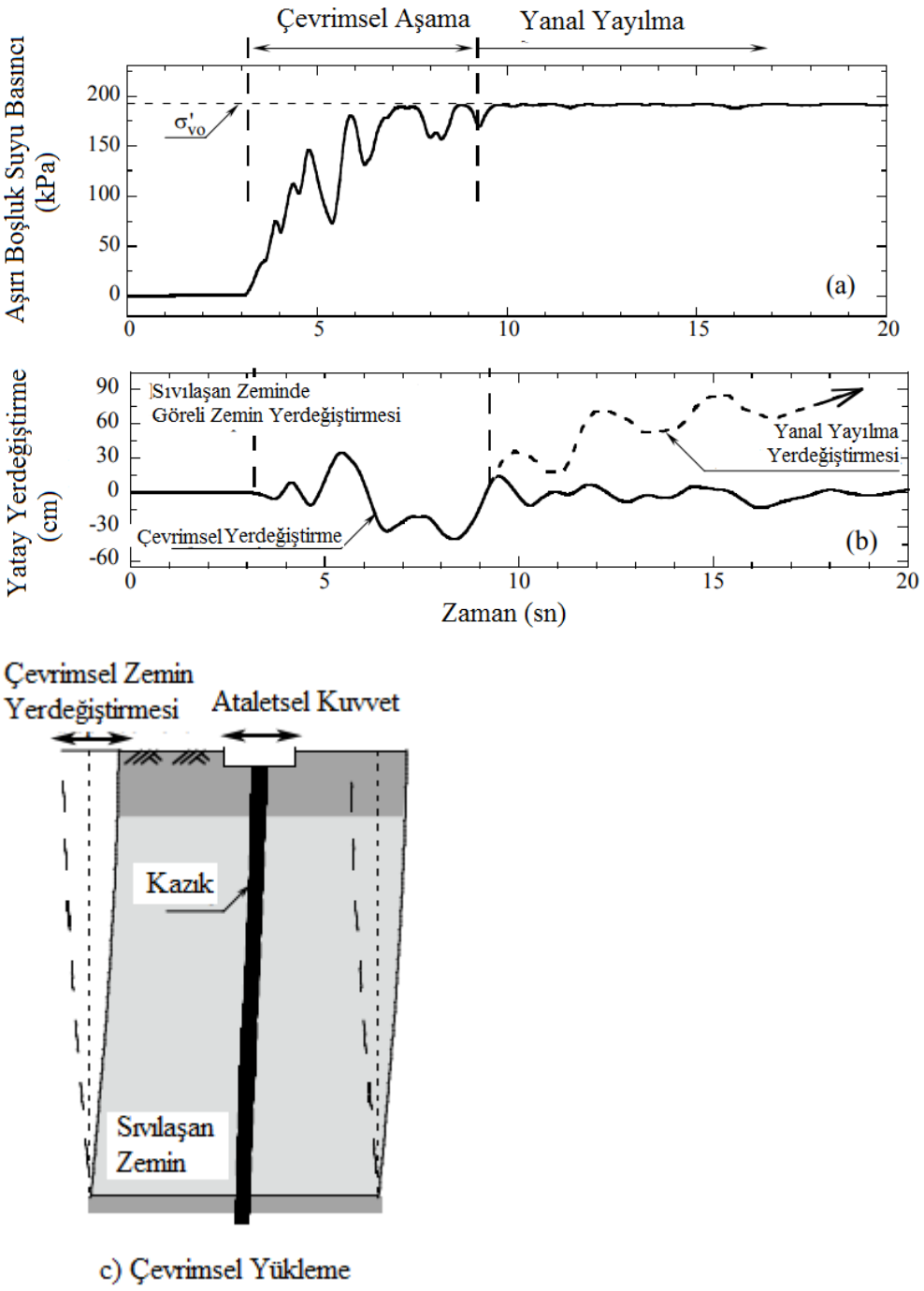
Deprem etkisi altında sıvılaşan zeminlerde yüklü kazıkların davranışını kestirmek oldukça zordur. Zemin-kazık-yapı etkileşimini bir bütün olarak düşünmek gerekmektedir. Sıvılaşan zeminlerde zemin-kazık-yapı etkileşimini deprem sırasında ve depremden sonra diye iki aşamada değerlendirmek mümkündür; çevrimsel aşama ve yanal yayılma (Tokimatsu ve Asaka, 1998).

4.2.1. Çevrimsel aşama

Sıvılaşan zeminlerdeki zemin-kazık etkileşimi neticesinde, deprem yüklemesi anında ve deprem yüklemesi sonrasında zemin rijitliğinde, dayanımında ve kazıklar üzerindeki yanal yüklemelerde önemli değişiklikler meydana gelir.

Çevrimsel aşama sırasında, Şekil 4.6-a'da gösterildiği gibi deprem sarsıntısının ilk birkaç saniyesinde aşırı boşluk suyu basıncı yaklaşık sıfır olarak devam eder ve daha sonra artarak deprem öncesi efektif gerilme seviyesine ulaşır ve Şekil 4.6-b'de ise rijitlik ve

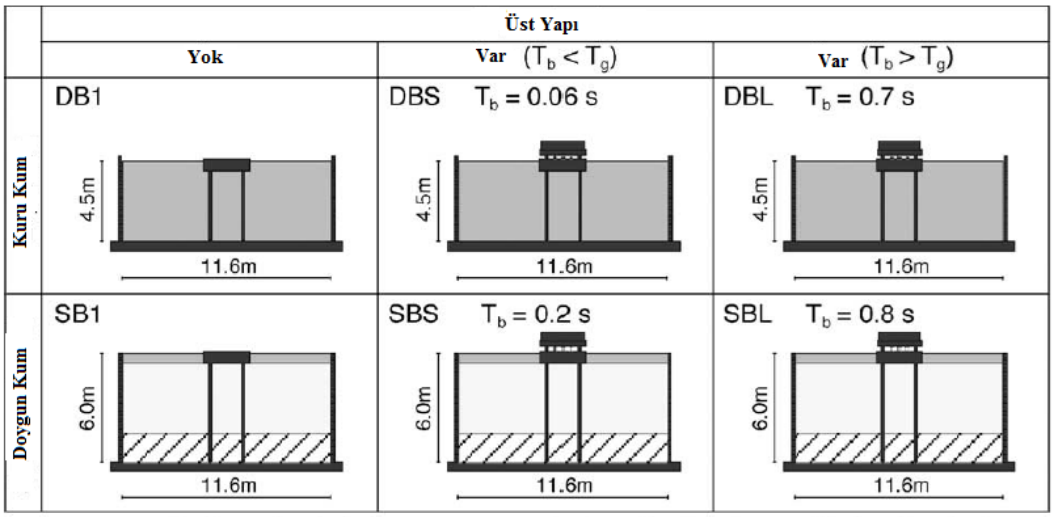
mukavemet kaybına uğrayan zeminde büyük yanal deplasmanlar oluşabilir. Şekil 4.6-c'de kazıklar, yüksek ivmeli sismik hareket altında ve sıvılaşmanın oluşmasıyla, yanal zemin hareketi ve üst yapının titreşiminden kaynaklanan atalet yükleri etkileriyle önemli kinematik yüklere maruz kalırlar (Cubrinovski, Haskell ve Bradley, 2012).



Şekil 4.6. Sıvılaşan zeminde zemin-kazık etkileşimi ve zemin tepkisi a) aşırı boşluk suyu basıncı b) yanal zemin yer değiştirmesi c) çevrimsel aşama (Cubrinovski, Haskell ve Bradley, 2012)

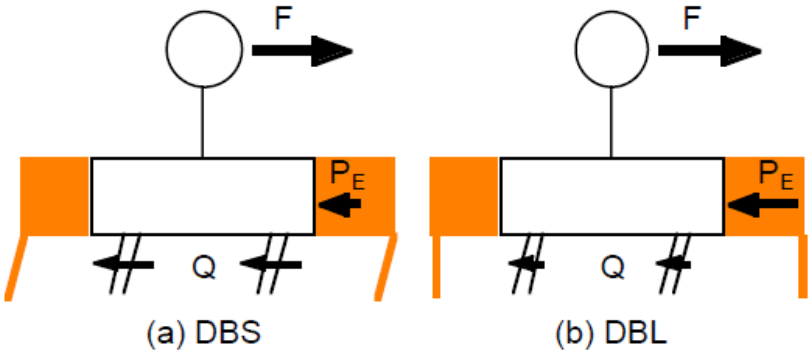
Geçmişte yapı-zemin etkileşiminin çevrimsel aşamasını gösterebilmek amacıyla sarsma tablası deneyi ve analitik yöntemle çözümlemeler yapılmıştır (Cubrinovski ve diğerleri, 1999, Tokimatsu ve diğerleri 2005, Tamura ve diğerleri, 2000).

Çevrimsel aşama sırasında kazık davranışı üst yapıdan gelen ataletsel yüklerden ve çevrimsel zemin deplasmanları kaynaklı kinematik yüklerden etkilenmektedir (Bowen, 2007). Üst yapının periyodu zeminin periyodundan küçük olduğu durumlarda (Tb<Tg), zemin deplasmanı ataletsel kuvvetle aynı yönde eğilim gösterip kinematik ve ataletsel etkilerin aynı anda etkidiği düşünülebilir (Tokimatsu ve diğerleri, 2005). Tam tersi üst yapının periyodu zeminin periyodundan büyükse (Tb>Tg) zemin deplasmanı ataletsel kuvvet tersi yönde eğilim gösterip, ataletsel etkilerin azalıp kinematik etkinin arttığı söylenebilir (Tokimatsu ve diğerleri, 2005). Her iki durum Şekil 4.7'de gösterilmiştir.



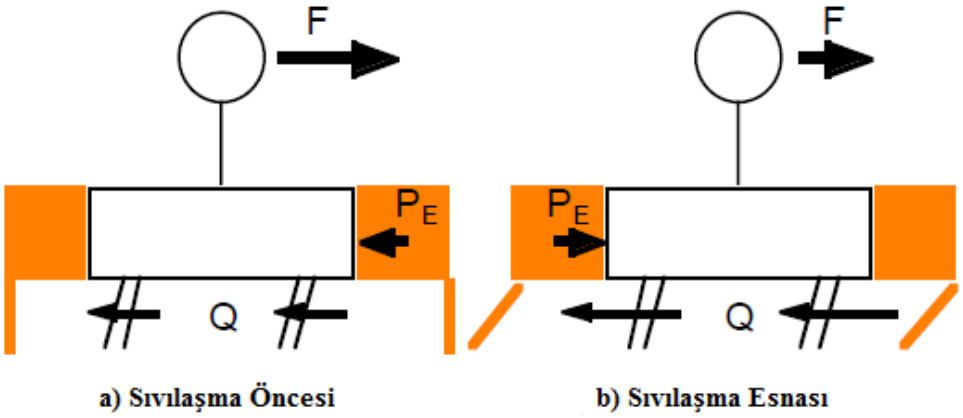
Şekil 4.7. Sarsma tablası deneyinde zemin-kazık-yapı etkileşim modeli (Tokimatsu ve diğerleri, 2005)

Şekil 4.8'de kuru kumlar üzerinde yapılan deneye göre Şekil 4.8-a'da zemin direnci tamamen oluşmuş olup kazık üzerindeki kesme kuvveti düşük mertebede oluşmuştur. Şekil 4.8-b'de zemin direnci oluşmuş zeminden kazığa etkiyen yük kesme kuvvetleri doğurmuştur.



Şekil 4.8. Ataletsel etkileşim yükü ve zemin direnci a) DBS ve b) DBL deneyi (Tokimatsu ve diğerleri, 2005)

Doygun kumlar üzerinde yapılan deneyde; sıvılaşmadan önce ataletsel ve kinematik etkilerinin ters yönlerde etkidiğini, sıvılaşmadan sonra ise aynı yönde ve kesme kuvvetinin de artarak kazık üzerine etkidiği görülmüştür (Tokimatsu ve diğerleri, 2005). Şekil 4.9'da gösterilen SBS ve SBL deneylerinin her ikisinin sonucunda sıvılaşmadan sonra ataletsel kuvvet ve zemin yerdeğiştirme değeri arttığında eğilme momenti değeri maksimum olduğu sonucuna varılmıştır. Bu da ataletsel ve kinematik kuvvetin her iki durum için etkidiği ve sıvılaşan zemin periyodunun yapı periyodundan büyük olduğunu göstermiştir. Bu yüzden sıvılaşan zeminlerde çevrimsel aşama için kazık tasarımı yaparken hem ataletsel etki hem de kinematik etki göz önünde bulundurulmalıdır (Bowen, 2007).



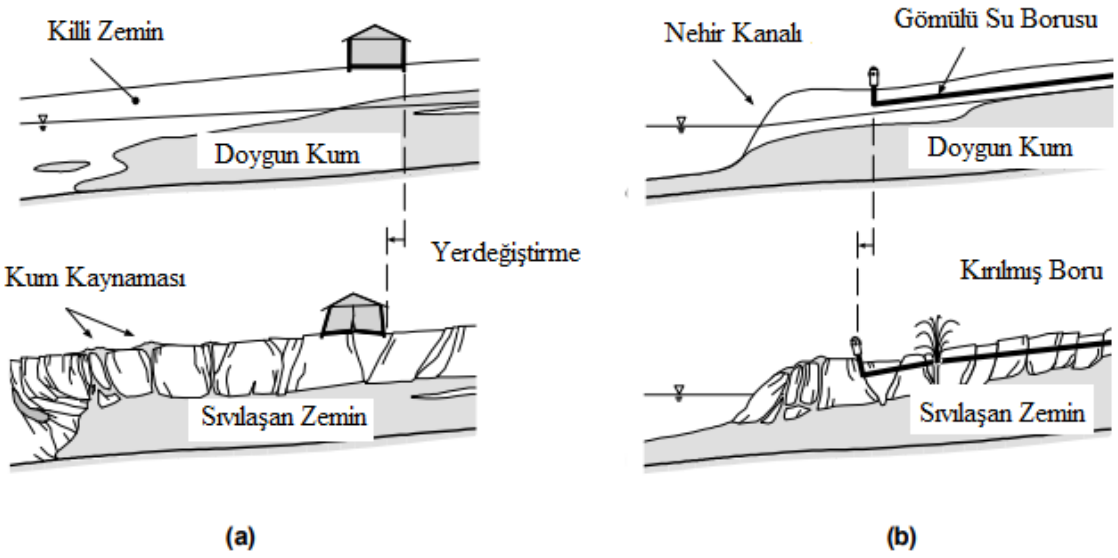
Şekil 4.9. Zemin direncinin değişimi a) sıvılaşma öncesi ve b) sıvılaşma esnası (Tokimatsu ve diğerleri, 2005)

4.2.2. Yanal yayılma

Zemin statik denge durumundayken kazık için uyguladığı desteği, sıvılaşma anında kaybeder ve eğimli arazilerde meydana gelen, sıvılaşma durumunun ardından meydana gelen yanal yayılma kazık üzerinde büyük yanal zemin gerilmeleri uygulayabilir. Şiddetli depremler sonunda kazıkta büyük hasarlar meydana gelebilir. Gevşek kumların bulunduğu ve yeraltı su seviyesinin yüzeye yakın olduğu, eğimi % 0,1-% 6 arasında değişebilen yamaçlarda yanal yayılma oluşabilecektir (Bardet, Mace, Tobita ve Hu, 1999).

Literatürde yanal yayılma hakkında birçok çalışma bulunmaktadır, bu çalışmalarda sarsma tablası/santrifüj deneyleri yapılmış ve sayısal modeller oluşturulmuş, sonuçları değerlendirilmiştir (Sasaki ve diğerleri, 1992, Towhata ve diğerleri, 1992, Tokida ve diğerleri, 1993). Araştırmacılar tarafından sıvılaşan zeminlerde yanal yayılma davranışını anlayabilmek için sarsma tablası deneylerinde, yüzey ve alt tabakadaki zemin eğimleri, zemin tabaka kalınlıkları, zemin birim hacim ağırlıkları vs. birçok parametre değiştirilmiş ve sonuçlar yorumlanmıştır.

Sıvılaşmanın tetiklediği yanal yayılma, eğimli zeminlerde aşırı boşluk suyu basıncının artması ve sığ derinlikte depremler esnasında sıvılaşma olayının meydana gelmesiyle zeminin yanal yer değiştirmesi olarak tanımlanabilir (Rauch, 1997). Yanal yayılma, serbest yüzeye doğru ve serbest yüzeyin bulunmadığı yamaçlarda meydana gelen yanal yayılma olmak üzere iki başlık altında toplanabilir. Bu durum şematik olarak Şekil 4.10-a ve 4.10-b'de açıklanmıştır. Serbest yüzey koşulu ile ilgili yanal yayılmadan kaynaklanan zemin yer değiştirmeleri, serbest yüzeyin yüksekliğinin ve serbest yüzeye olan uzaklığın bir fonksiyonuyken serbest yüzeyin bulunmadığı yamaçlarda gelişen yanal yayılma yüzey topoğrafyasının eğimine bağlıdır (Hasançebi, 2011).



Şekil 4.10. Sıvılaşma ve yanal yayılma durumu a) serbest yüzeyin bulunmadığı yamaçlarda ve b) serbest yüzeylerde (Rauch, 1997)

Yanal yayılma ile zeminde oluşan yer değiştirmeler, sıvılaşan zemin tabakasının kalınlığı, zemin yüzeyinin eğimi, deprem büyüklüğü, sismik enerji kaynağına olan uzaklığı ve zeminin ince tane oranı ile tane boyu gibi faktörlerle ilgilidir (Bartlett ve Youd, 1995).

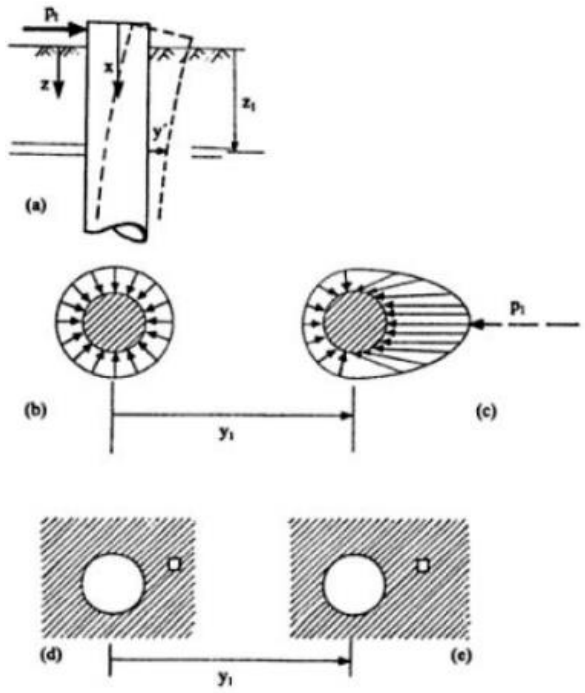
5. SIVILAŞABİLEN ZEMİNLERDE DEPREM YÜKLERİ ALTINDA ZEMİN-KAZIK ETKİLEŞİMİNİN SAYISAL MODELLENMESİ

Bu tez kapsamında, yatay yüklü kazıkların zemin-kazık etkileşimlerini modellemek amacıyla doğrusal olmayan p-y eğrileri sonlu elemanlar yöntemi (pseudo-statik yaklaşım, BNWF) ve zaman alanında doğrusal olmayan sonlu farklar analizleri kullanılmıştır.

5.1. P-y Eğrileri Yöntemi

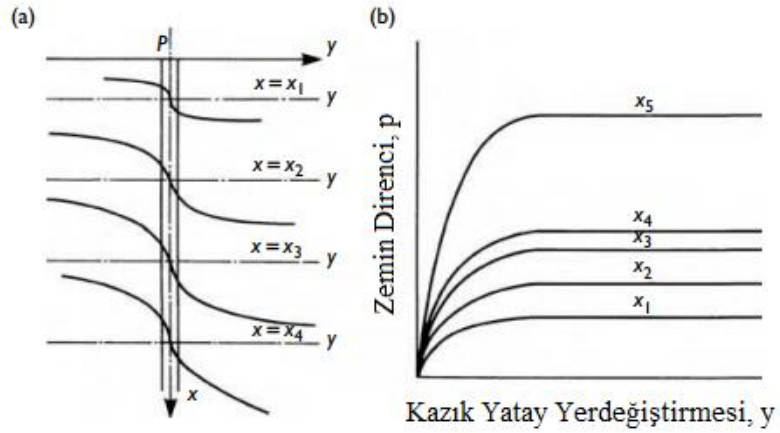
Yatay yüklü kazıkların tasarımında kullanılan en yaygın metotlardan biri p-y eğrileri yöntemidir. P-y yöntemi üzerine birçok araştırmacı çalışmalar yapmıştır (Matlock, 1970, Reese, Cox ve Koop, 1974, Reese ve Welch, 1975). Bu yöntemde, kazık boyunca gerilme-şekil değiştirme fonksiyonu için bir kabul yapılmakta ve bu nedenle zemin modülünün derinlikle birlikte doğrusal olarak arttığı veya belirli bir fonksiyona bağlı olarak değiştiği kabul edilmektedir (Akbay, 2009). Eğer zemin direnci-kazık yerdeğiştirme bağıntısı doğrusal değilse problemin çözümünde zeminin elasto-plastik davranışı göz önünde bulundurulmalıdır. Bu durumda ya bir elastik yöntemin ardışık uygulanmasıyla, zeminin doğrusal olmayan davranışının simülasyonu yapılmakta veya kazık-zemin sisteminin fiziksel modeli hazırlanarak yatay yüklenmiş kazığın davranışı bu modelle incelenmektedir (Akbay, 2009). P değişkeni birim genişlikte zemin direncini ve y herhangi bir derinlikte yerdeğiştirmeyi göstermektedir.

Şekil 5.1-a'da zeminin içerisinde dairesel kesitli kazık modeli gösterilmiştir. Kazık yatay yükle yüklenmeden önce gerilme dağılımı Şekil 5.1-b'deki gibi meydana gelmektedir. Kazık yatay yüke maruz kalıp, yerdeğiştirme yaptıktan sonra zemin gerilme dağılımı kazık arkasında azalmakta, ön kısımda artmaktadır (Şekil 5.1-c). Bu durumda kazığın birim uzunluğu için P kuvveti oluşur.



Şekil 5.1. Yatay yük altında kazıkların etrafında oluşan gerilme dağılımı (Reese ve Van Impe, 2001)

P-y eğrilerinin temsili görseli Şekil 5.2-a'da gösterilmiştir. Zemin yüzeyinin altında çeşitli derinliklerde bulunan p-y eğrileri Şekil 5.2-b'de gösterildiği gibi ortak eksen çifti üzerinde çizilebilir. P-y eğrileri doğrusal olmadıkları ve derinliğin bir fonksiyonu oldukları için yatay yüklü kazık probleminin çözümünde iterasyon yapılmalıdır (Gürgüç, 2013).



Şekil 5.2. Yanal yüklü kazıklar için p-y eğrileri a) zemin yüzeyinin altında çeşitli derinliklerde bulunan p-y eğrileri b) p-y eğrilerinin x-y eksenlerindeki durumu (Tomlinson, 1994, 242)

5.2. Zaman Alanında Sayısal Analiz Yöntemleri

Zeminlerde sıvılaşma analizleri için kullanılan sonlu elamanlar ve sonlu farklar yöntemlerinin kullanıldığı sayısal gerilme-deformasyon analizi yöntemlerinde boşluk suyu basıncı değişimlerinin modellenmesi gerekmektedir (Özaydın, 2007). Bu nedenden dolayı sonlu elemanlar ve sonlu farklar analiz yöntemlerinde kullanılan bünye modellerinde, devirsel kayma gerilmeleri altında meydana gelen hacim değişimleri ve aşırı boşluk suyu basıncı ile yükleme çevrim sayısı arasındaki ilişkinin yanı sıra, deneysel veriler doğrultusunda boşluk suyu basıncı-efektif gerilme ile göçme yüzeyi arasındaki ilişkinin modellenmesi hedeflenmektedir.

5.2.1. Sonlu elemanlar yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi, tekrar eden çok sayıda işlemleri ve karmaşık, elle hesaplanması oldukça zaman alan mühendislik problemlerini kabul edilebilir bir yaklaşımla çözebilen bir sayısal çözüm yöntemidir (Gürgüç, 2013). Sonlu elamanlar analizleri karmaşık geometriye sahip sistemlerin sürekli bir ortamın sonlu elaman olarak nitelendirilen basit geometriye sahip parçalara ayrılması ile elde edilen matematiksel bir çözüm yöntemidir. Bu yöntem, gerilme, yer değiştirme, sıcaklık veya basınç gibi herhangi bir sürekli büyüklüğün, küçük ve sürekli parçaların birleşmesinden oluşan bir modele dönüştürülmesi esasına dayanmaktadır (Örnek, 2009). Sonlu elemanlar analizinde bütün parçanın sonsuz sayıda küçük parçalara bölünüp ilgili diferansiyel denklemleri her bir parçaya uygulayıp sınır koşullarına bağlı yeni denklemler üretilerek tüm problem için sonuç elde edilmektedir. Sonsuz parçalara ayırma işleminin doğru bir şekilde yapılması analiz sonuçlarının doğruluğunu etkilemektedir.

5.2.2. Sonlu farklar yöntemi

Sonlu farklar yönteminde bilinmeyen fonksiyonun türev değerleri sonlu farklar yardımı ile fonksiyon değerlerine bağlanarak diferansiyel denklem, cebrik denkleme dönüşür (Mazak, 2016). Sonlu farklar yöntemi probleminin fonksiyonunu eşit aralıklara bölüp bu fonksiyonun çözümü ile sonuç elde edilmesi işlemidir. Eşit aralıklara bölünmesi ayrıklaştırma işlemidir. Sonlu fark yöntemindeki ayrıklaştırma prosedürü, fiziksel problemleri yöneten denklemlerin sürekli türevlerinin değişken içindeki değişimin küçük

fakat sonlu bir artış üzerinden değiştirilmesiyle oluşmaktadır (Tyagi, 2015). Sonlu farklar yönteminde diferansiyel denklemler fark denklemlerine dönüşür. Sonlu farklar yöntemi aşağıdaki gibi açıklanmaktadır (Bartlett, 2010);

- Eski ve basit bir tekniktir.
- Başlangıç koşulları ve sınır koşulları bilinmelidir.
- İlgili diferansiyel denklemdeki türevler, alan değişkenleri (gerilme-basınç, hız, yerdeğiştirme) bakımından cebirsel ifade ile değiştirilmelidir.
- Uzaydaki ayrışık noktalarda açıklanan alan değişiklikleri tanımlanmalıdır.
- Alan değişkenleri düğüm noktaları arasında tanımlanmamıştır.
- Matris işlemleri gerektirmez.

Bu yöntem şu şekilde kullanılır;

- ✓ Çözümü küçük zaman aralıkları gerektiren adımlarda
- ✓ Her zaman aralığında grid değerleri oluşturmada
- ✓ Dinamik ve büyük deformasyonlu analizler oluşturmada.

5.3. Parametrik Çalışmalarda Kullanılan Bilgisayar Programları ve Özellikleri

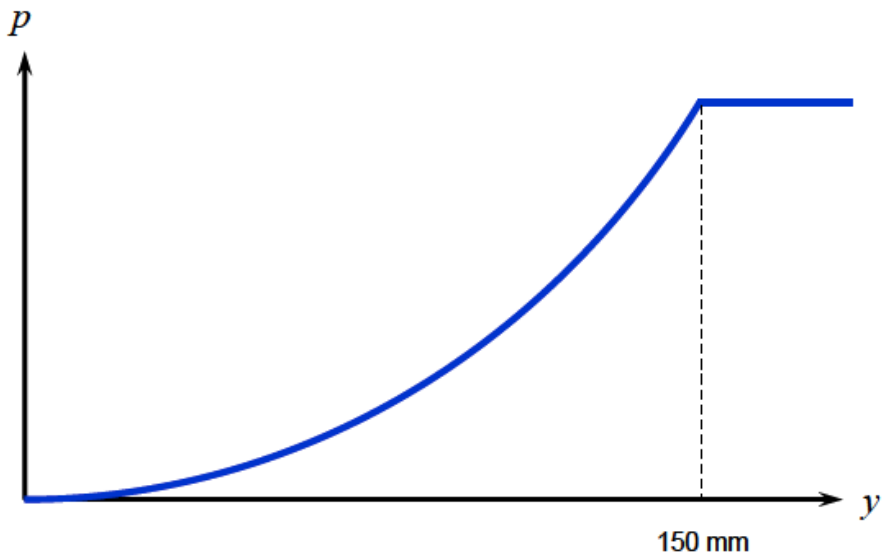
5.3.1. LPILE programı ve çalışmada kullanılan p-y eğrileri

LPILE, p-y eğrileri yöntemi kullanarak yanal yüklü kazıkları rasyonel prosedürlere dayalı çözüm yapan özel amaçlı bir yazılımdır. LPILE programı, kiriş-kolon çözümü için sonlu elemanlar yaklaşımı kullanarak diferansiyel denklemleri çözer. Program yanal yüklü kazıkların uzunluğu boyunca eğilme momenti, kesme kuvveti ve zemin tepkilerini hesaplar.

Bu tez kapsamında LPILE programında tanımlanan p-y eğrilerinde sıvılaşan zeminler için ve kabuk zemin tabakası için Rollins'in sıvılaşan kum modeli, Reese'in sert kil modeli ve Reese kum modeli kullanılmıştır.

Rollins'in sıvılaşan kum modeli

Sıvılaşma özelliği gösteren kumlardaki derin temel uygulamalarında yanal zemin dirençleri oldukça önemlidir. Sıvılaşmamış zeminler için p-y eğrilerini tanımlamak için makul ve kabul görmüş yöntemler geliştirilmiş olmasına rağmen sıvılaşmış kum tarafından ne kadar yanal yük aktarım direncinin sağlanabileceğine ilişkin önemli belirsizlik devam etmektedir (Isenhower ve Wang, 2011). Bazı durumlar karşısında sıvılaşan zeminlerin zemin direncinin olmadığı varsayılmaktadır. LPILE programında bu varsayım uygun p azaltma çarpanı kullanılarak veya kum için çok düşük sürtünme açısı girilerek uygulanmaktadır. Rollins, Hales ve Ashford (2005-b) sıvılaşan kumlu zeminde kazık grupları üzerinde yaptıkları yükleme testinin sonuçları dahilinde p-y eğrilerini geliştirmişlerdir. Bu çalışmanın sonucunda elde edilen p-y eğrileri yukarı doğru iç bükey şekildedir, eğriler Şekil 5.3'de gösterilmiştir.



Şekil 5.3. Sıvılaşan zeminde örnek p-y eğrisi (Isenhower ve Wang, 2011)

Rollins'in modelinde sıvılaşmayı takiben, aşırı boşluk suyu basıncının yayılmasıyla p-y eğrileri giderek daha rijit hale gelecektir. Boşluk suyu basınçlarının azalmasıyla p-y eğrisi şekli yukarı doğru iç bükeyden aşağı doğru dış bükey şeklini alacaktır. Rollins ve diğerleri (2005-a), yük testlerinin sonuçlarını geliştirerek sıvılaşan kumun yük-deplasman tepkisini derinliğin bir fonksiyonu olarak tanımlamışlardır. Bu fonksiyonlar için geliştirilen denklemler aşağıda sırayla 5.1 ile 5.5 arasında verilmiştir;

$p_{0,3m=}A(By)^{C} \leq 15kN/m$ (5.1)

$p= p_{0,3m}P_d$ (5.2)

$A= 3x10^{-7}(z+1)^{6,05}$ (5.3)

$B=2,80(z+1)^{0,11}$ (5.4)

$C=2,85(z+1)^{-0,41}$ (5.5)

Rollins ve diğerleri (2005-b), p-y eğrilerinde kullandıkları çap düzeltme faktörünü bazı düzenlemeler yaparak 5.6'daki gibi açıklamış ve kazık çapı 0,3 m-2,6 m arasındaki durumlar için geçerli olduğunu ayrıca kazık çapının 0,3 m'den küçük olduğu durumlarda P_d'nin 5.7'de olduğu gibi hesaplanacağı belirtmişlerdir.

$P_d=3,81In \left| b \right| +5,6 \qquad 0,3\ m<b<2,6m$ (5.6)

$P_d = (b/0,3\ m) \quad b<0,3\ m$ (5.7)

$P_{0,3}$ 0.3m'deki sınırlamanın geçerli olduğu koşullarda, p'nin maksimum değerine, 150 mm'den daha düşük yanal sapmalarda ulaşılması mümkündür. Bu gibi durumlarda, p'nin maksimum değerlerine ulaşılan yanal sapma 5.8 kullanılarak hesaplanabilir.

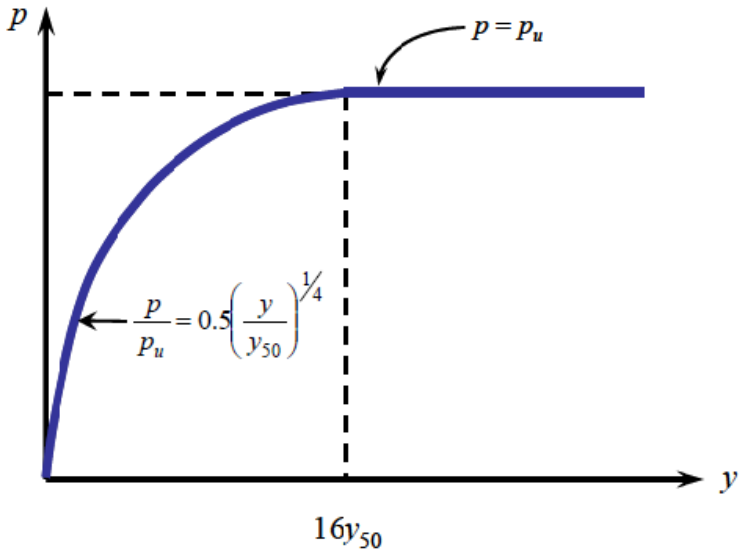
$$y_u = e^{\left[\frac{\ln\left|\frac{p_u}{p_d A}\right|}{c} - \ln|B|\right]} \quad (5.8)$$

Reese'in sert kil modeli

Welch ve Reese (1972), Reese ve Welch (1975) yapmış oldukları yanal kazık yükleme deneyleri sonucunda; serbest suyun bulunmadığı durumda, sert killerde p-y eğrilerini geliştirmişlerdir. Bu çalışmalarda kullanmış oldukları deney düzeneklerini killerde bulunan kazıklarla yapılan iki deney için kullanılan prosedürlerin aksine hem statik hem de çevrimsel p-y eğrilerinin geliştirilmesi için kullanmışlardır. Bu deneylerde yükleme iki yönde değil tek yönde yapılmıştır.

Bu yükleme testleri sonucunda elde edilen p-y eğrileri şekil bakımdan tutarlılık göstermiş ve çevrimsel yükleme sırasında yanal deplasman artışları gözlemlenmiştir. Meydana gelen yanal deplasmanlar, gerilme ve tekrarlı yükleme sayısı ile formüle edilmiştir.

Sert killerde statik yükler altındaki p-y eğrileri Şekil 5.4'de, tekrarlı yükler altındaki p-y eğrileri Şekil 5.5'de gösterilmiştir. Statik yükler altındaki sert killer için p-y eğrileri hesaplanmasında kullanılan formüller 5.9 ile 5.12 arasında, tekrarlı yükler altındaki p-y eğrileri hesaplanmasındaki formüller 5.13 ve 5.14'de gösterilmiştir.



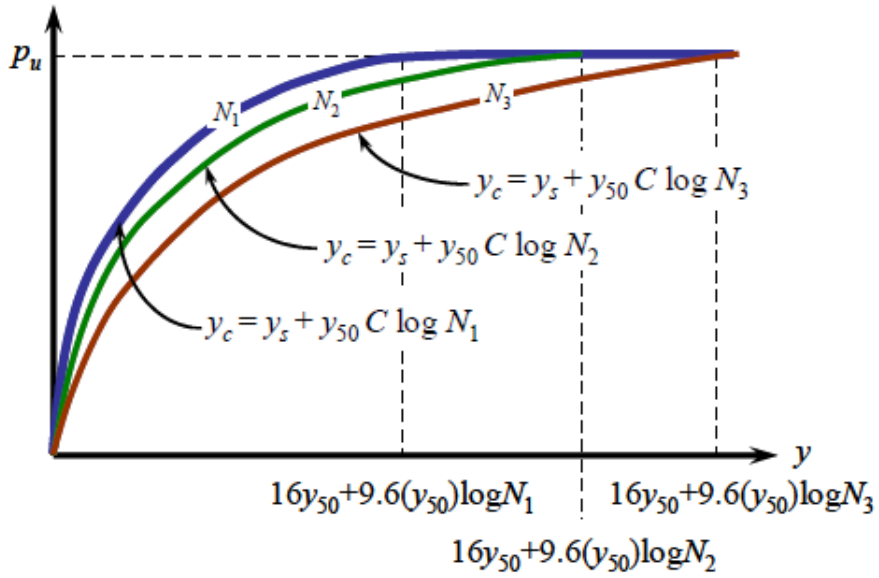
Şekil 5.4. Serbest su yüzeyi olmayan sert killerin statik yük altındaki p-y eğrisinin karakteristik şekli (Isenhower ve Wang, 2011)

$$p_u = \left[3 + \frac{\gamma' avg}{c}x + \frac{J}{b}x\right]cb \qquad (5.9)$$

$p_u = 9cb$ (5.10)

$y_{50} = 2.5\varepsilon_{50}b$ (5.11)

$$p = \frac{p_u}{2}\left(\frac{y}{y_{50}}\right)^{0,25} \qquad (5.12)$$



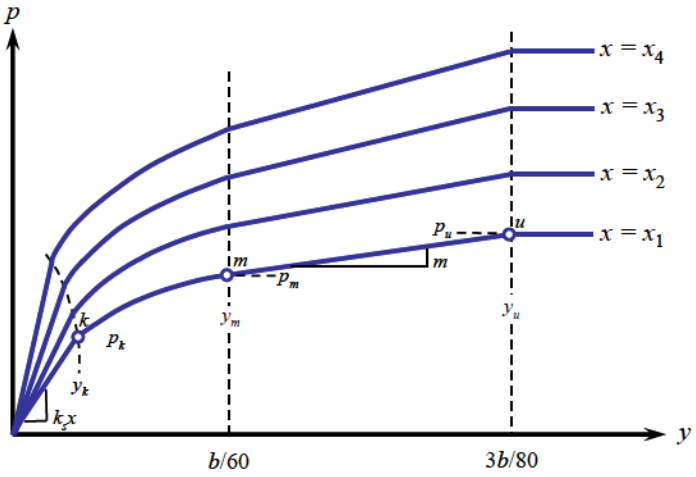
Şekil 5.5. Serbest su yüzeyi bulunmayan sert killerin tekrarlı yük altındaki p-y eğrisinin karakteristik şekli (Isenhower ve Wang, 2011)

$$C=9{,}6(p/pu)^4 \quad (5.13)$$

$$y_c = y_s + y_{50} C\log \left| N \right| \quad (5.14)$$

Reese kum modeli

Reese ve diğerlerinin (1974) yılında yapmış oldukları yöntem yatay yüklü kazıkların, hem kısa süreli statik yükler altında hemde tekrarlı yükler altındaki p-y eğrileri prosedürlerini kapsamaktadır. Bu prosedürler Şekil 5.6' da gösterilmiştir.



Şekil 5.6. Statik ve dinamik yükler altında kum modelinin p-y eğrileri (Isenhower ve Wang, 2011)

Statik yükler ve tekrarlı yükler altındaki kum için p-y eğrileri hesaplamasında kullanılan formüller 5.15 ile 5.19 arasında gösterilmiştir.

$\alpha=\phi/2$, $\beta=45^\circ+\phi/2$, $K_0=0{,}4$ ve $K_A=\tan^2(45^\circ-\phi/2)$ (5.15)

$p = \min [p_{st}, p_{sd}]$;

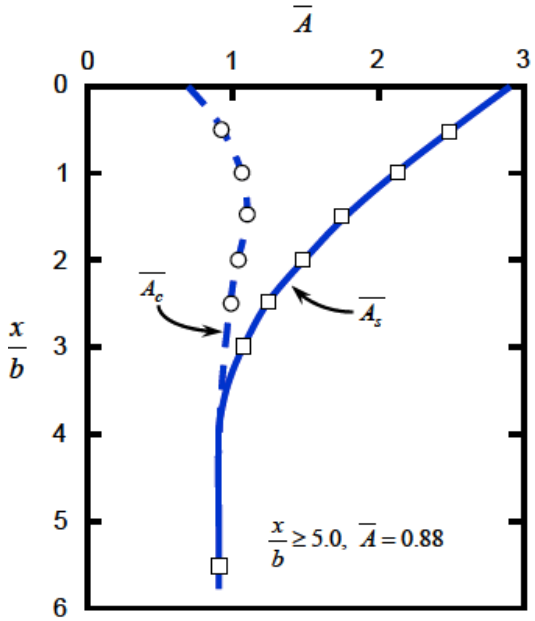
$$p_{st} = \gamma x\left[\frac{K_0 \tan\phi \sin\beta}{\tan(\beta-\phi)\cos\alpha}+\frac{\tan\beta}{\tan(\beta-\phi)}(b+x\tan\beta\tan\alpha)\right.$$
$$\left.+K_0 x\tan\beta(\tan\phi\sin\beta-\tan\alpha)-K_A b\right] \quad (5.16)$$

$p_{sd}=K_A b\gamma x(\tan^8\beta-1)+K_0 b\gamma x\tan\phi\tan^4\beta$ (5.17)

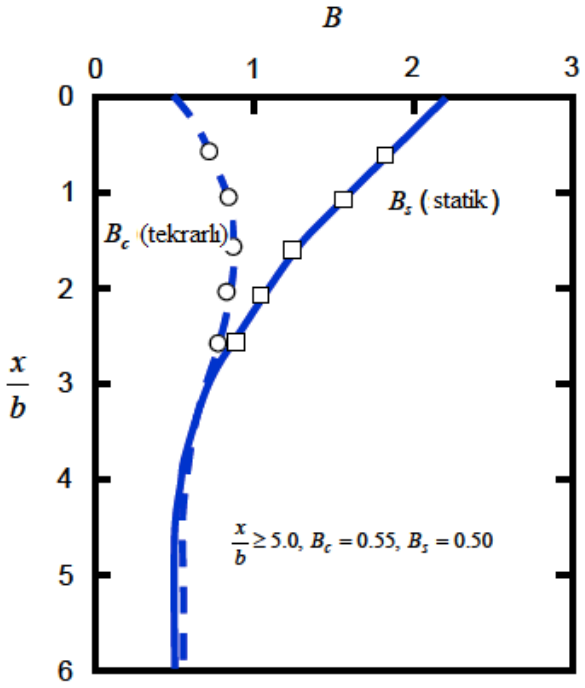
$y_u=3b/80$, $p_u=\bar{A}_s p_s$ veya $p_u=\bar{A}_c p_s$ (5.18)

$y_m=b/60$, $p_m=B_s p_s$ veya $p_m=B_c p_s$ (5.19)

5.18'de verilen $\bar{A}_s$ ve $\bar{A}_c$ değerleri ile 5.19'da verilen B_s ve B_c değerleri Şekil 5.7 ve Şekil 5.8'de verilen grafiklerden elde edilmektedir. $\bar{A}_s$, $\bar{A}_c$ ve B_s, B_s kazık çapı ve zemin derinliğine bağlı olan katsayılardır.



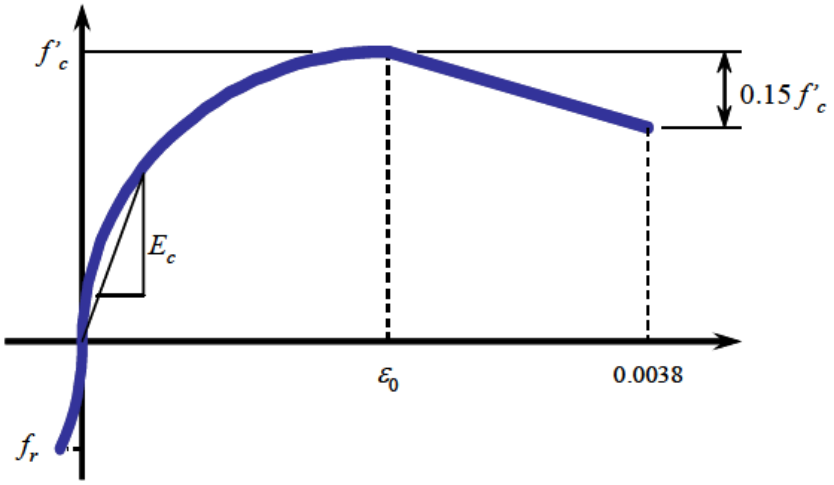
Şekil 5.7. $\bar{A}_s$ ve $\bar{A}_c$ değerleri grafiği (Isenhower ve Wang, 2011)



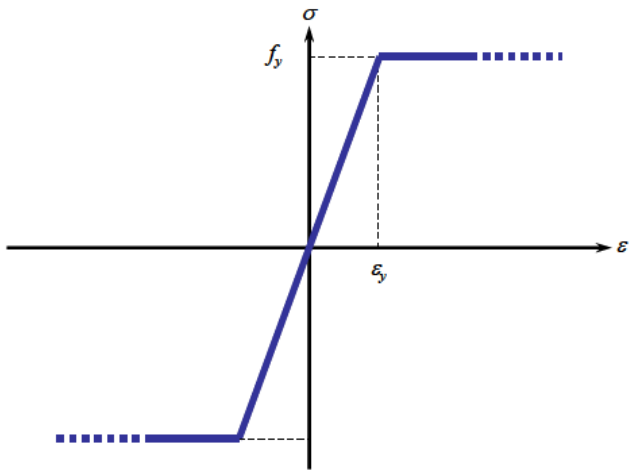
Şekil 5.8. B_s ve B_c değerleri grafiği (Isenhower ve Wang, 2011)

5.3.2. LPILE programında kullanılan malzeme modelleri

LPILE programında beton ve çelik kazıkların nominal moment kapasitesini hesaplamak ve kazıkların eğilme dirençlerini bulabilmek için moment veya eğilme eğriliklerine göre önemli özellikler geliştirilmiştir (Isenhower ve Wang, 2011). LPILE programında kullanılan beton ve çelik gerilme-birim deformasyon grafikleri Şekil 5.9 ve Şekil 5.10'da gösterilmiştir.



Şekil 5.9. LPILE programında kullanılan beton gerilme-birim deformasyon grafiği (Isenhower ve Wang, 2011).

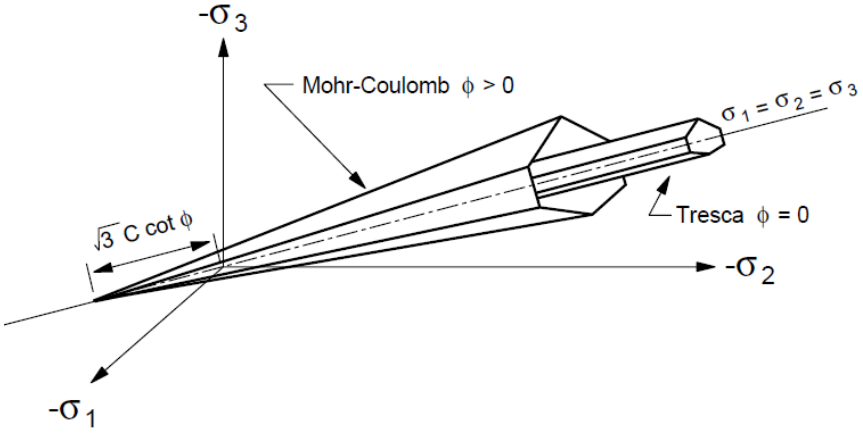


Şekil 5.10. LPILE programında kullanılan çelik gerilme-birim deformasyon grafiği (Isenhower ve Wang, 2011)

5.3.3. FLAC2D programında kullanılan malzeme ve bünye modelleri

Mohr-Coulomb modeli

Mohr Columb modeli zeminlerde ve kayalarda kesme yenilmelerini modellemek için kullanılan klasik bir modeldir (FLAC2D- Fast Lagrangian Analysis of Continua User's Guide, Constitutive Models: Theory and Implementation, 2002). FLAC2D sonlu farklar programında Mohr-Coulomb yenilme kriteri kohezyon (c) ve sürtünme açısına (ϕ) bağlıdır. Mohr-Coulomb modeli aynı eksene sahip düzensiz bir altıgen piramit ile temsil edilir ve bu model Şekil 5.11'de gösterilmiştir.



Şekil 5.11. Gerilme uzayında Mohr-Coulomb ve Tresca yenilme yüzeyleri (FLAC2D- Fast Lagrangian Analysis of Continua User's Guide, Constitutive Models: Theory and Implementation, 2002)

FLAC programında, yenilme modeli ve akma fonksiyonu Mohr-Coulomb modelinde ele alınırken sertleşme/yumuşama fonksiyonları bu modele dahil edilmemiştir (Lee, 2014). Akma modeli, plastik akışın gerçekleştiği durumdaki gerilme durumunu belirler. Genelleştirilmiş gerilme alanında artımsal elastik veya plastik davranış yenilme modelinin tanımladığı yüzeyin altında veya üzerinde olması durumu ile belirlenir.

Akış modeli, akma deformasyonlarını tanımlamak için kullanılır ve yenilme zarfı ile plastik gerilme artış vektörünün yönü arasındaki ilişkiyi tanımlar.

Finn sıvılaşma modeli

Sıvılaşan zeminleri simüle etmek amacıyla FLAC sonlu farklar programında kullanılan Finn Modeli, varsayılan lineer elastik-mükemmel plastik gerilme-şekil değiştirme davranışıyla birlikte Mohr-Coulomb yenilme kriterlerini kullanır (Soroush ve Koohi, 2004). Doğrusal elastik davranış, sıvılaşma esnasında zemin rijitliğinin azalması karşılayacak şekilde sıkışmazlık ve kesme modülüyle kontrol edilmektedir. Finn modeli kullanılarak dinamik yükler altında oluşan kalıcı hacimsel birim deformasyonlar hesaplanarak aşırı boşluk suyu basıncı bulunabilmektedir. Bu modelde boşluk oranı, hacimsel birim deformasyon ve diğer parametrelerin bir fonksiyonu olarak hesaplanabilmektedir.

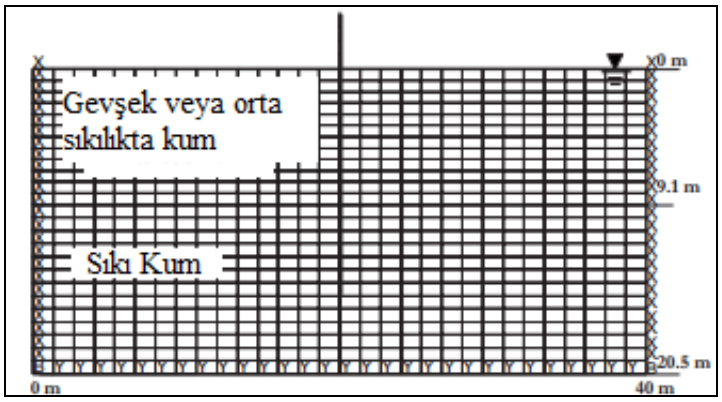
Martin, Finn ve Seed (1975), tekrarlı yüklemenin boşluk suyu basıncı üzerindeki etkisini zemin kütlesinin, kalıcı hacimsel birim deformasyonlar sonucu olarak tanımlamıştır. Bu durumda; taneler arasındaki boşluklar azalmaya çalışacak ve boşluk suyu basıncı artacaktır. Oluşturdukları formülasyonda, dinamik yüklemenin herhangi bir döngüsünde meydana gelen hacimsel birim deformasyon artışı ($\Delta\varepsilon_v$), bu döngüde meydana gelen kayma şekil değiştirmesi (γ) ve önceden birikmiş hacimsel şekil değiştirmeye (ε_v) bağlıdır. Model eşitliği 5.20'de gösterilmiştir.

$$\Delta\varepsilon_v/\gamma = C_1 \exp(-C_2(\varepsilon_v/\gamma)), \quad [C_1 = 7600 (D_r)^{-2.5} = 8.7 (N_1)_{60}{}^{-1.25}, C_2 = 0.4/C_1] \qquad (5.20)$$

5.4. Doğrulama Analizleri

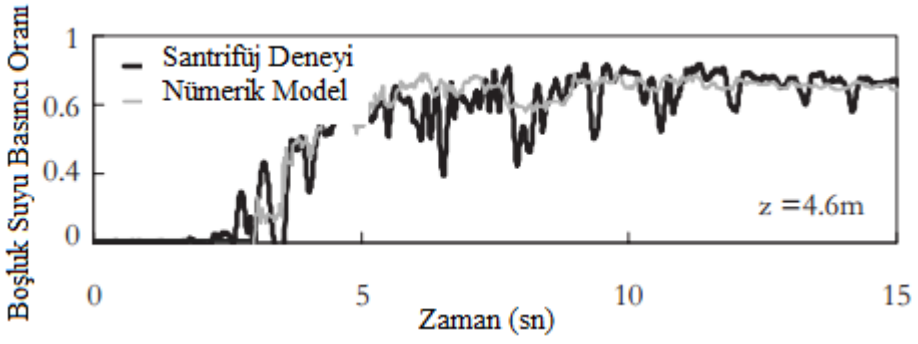
5.4.1. Literatürden alınan doğrulama analizleri

Haldar ve Babu (2010), sıvılaşan zeminde kazık yenilmeleri üzerine parametrik bir çalışma yapmış, santrifüj deneyi ve sayısal analiz sonuçlarını karşılaştırmalı bir çalışma ile sunmuşlardır. Zemin, kazık, deprem etkisinde kazıkların eğilme ve burkulmadan yenilebileceklerinden bahsetmişlerdir. Sonlu farklar programında kullanılan model Şekil 5.12'de gösterilmiştir.

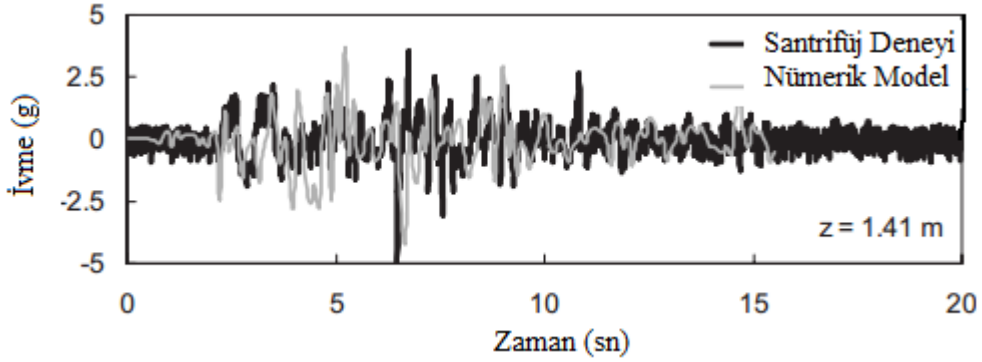


Şekil 5.12. Sonlu farklar modelinin şematik gösterimi (Haldar ve Babu, 2010)

Haldar ve Babu (2010), FLAC sonlu farklar programı ile yapmış oldukları analiz sonuçlarını, Wilson, Boulanger ve Kutter (2000) yaptıkları santrifüj deney sonuçları ile karşılaştırmışlardır. Sayısal analiz ve santrifüj deneyinde; zemin yüzeyinden 4,6 m aşağıda elde edilen boşluk suyu basıncı ve zemin yüzeyinden 1,41 m aşağıdaki ivme-zaman kaydı grafikleri Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'de gösterilmiştir.

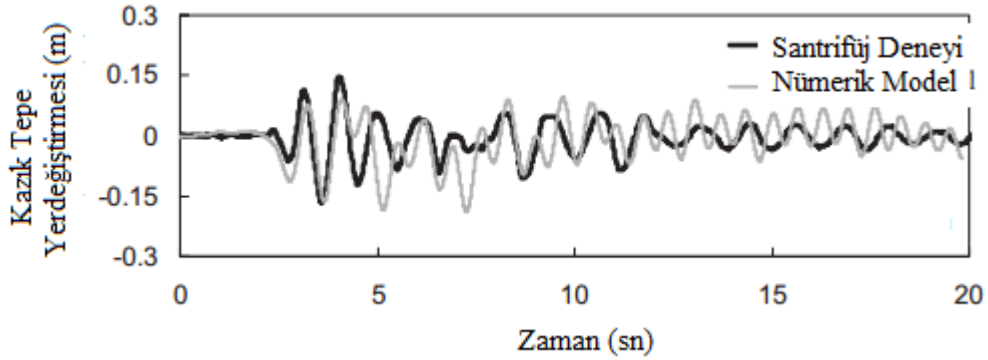


Şekil 5.13. Zemin yüzeyinden 4,6 m aşağıda elde edilen boşluk suyu basıncı grafiği (Haldar ve Babu, 2010)



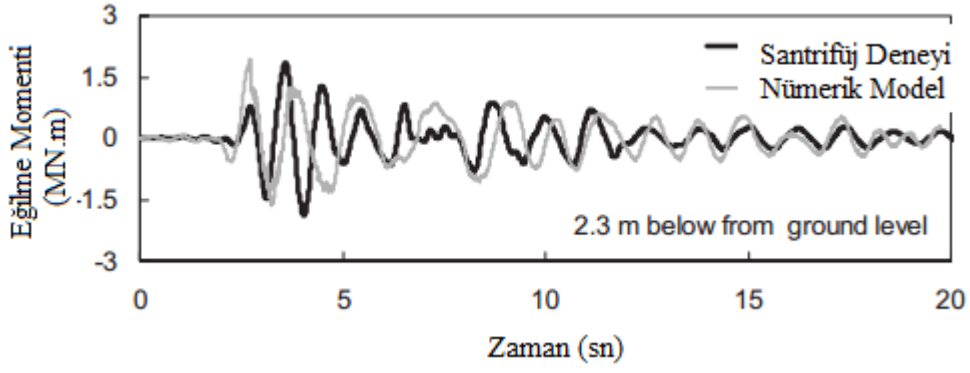
Şekil 5.14. Zemin yüzeyinden 1,41 m aşağıdaki ivme-zaman kaydı grafiği (Haldar ve Babu, 2010)

Santrifüj deneyi ve sayısal analiz sonuçlarından elde edilen kazık tepe yerdeğiştirmesi ve zaman grafiği Şekil 5.15'de gösterilmiştir.



Şekil 5.15. Kazık tepe yerdeğiştirmesi-zaman grafiği (Haldar ve Babu, 2010)

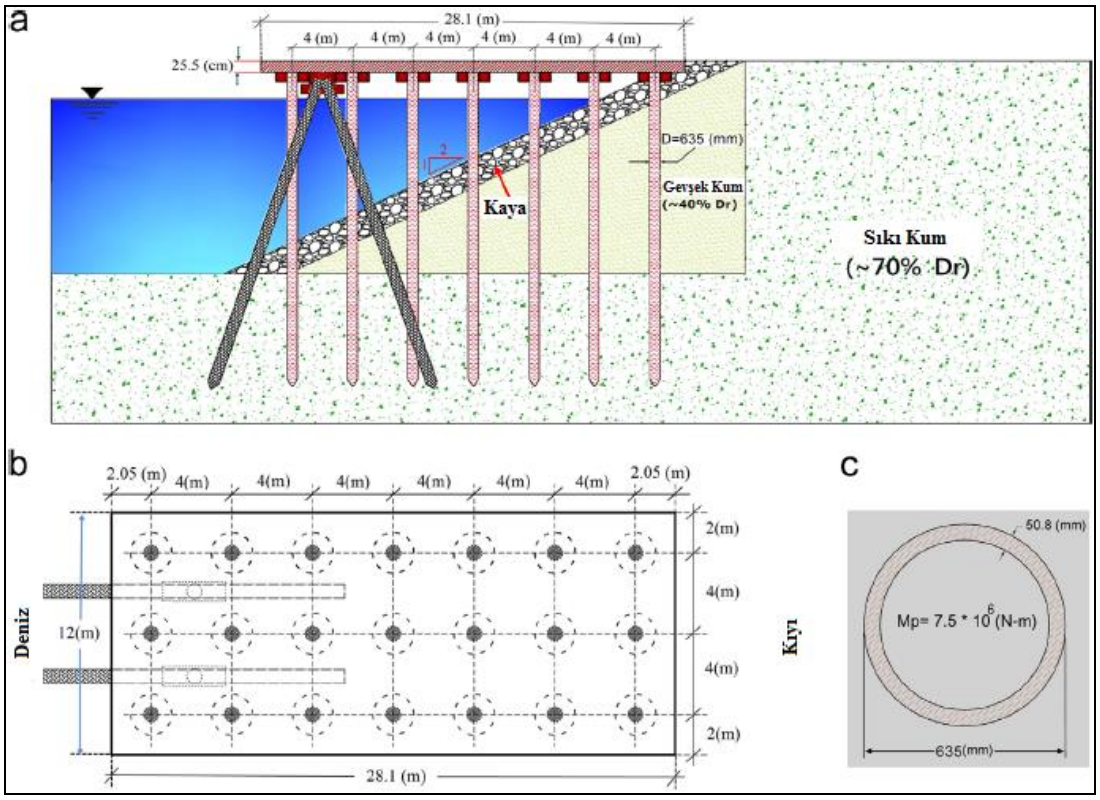
Santrifüj deneyi ve FLAC sonlu farklar programından kazığın zemin seviyesinden 2,3 m aşağısında kazıkta oluşan eğilme momenti ve zaman grafiği Şekil 5.16'da gösterilmiştir.



Şekil 5.16. Eğilme momenti-zaman grafiği (Haldar ve Babu, 2010)

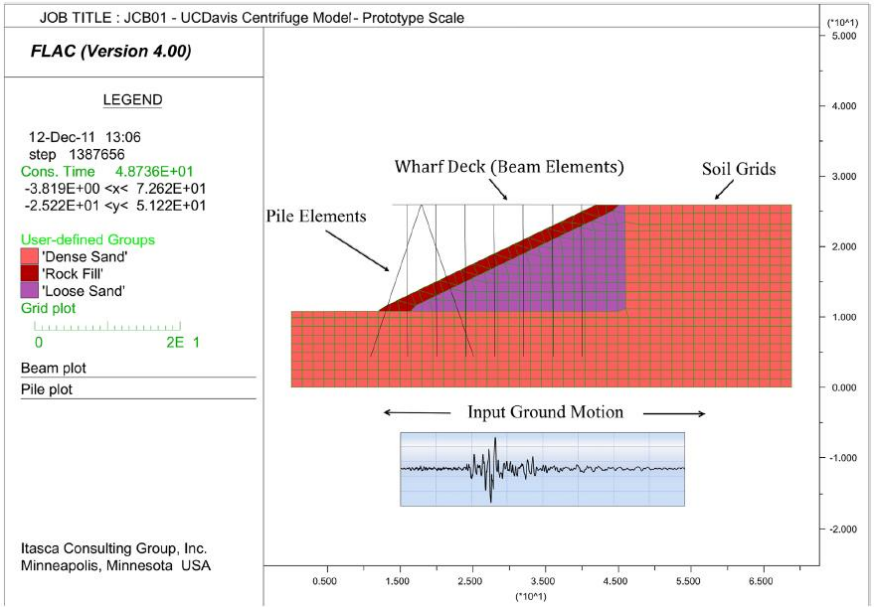
Wilson ve diğerlerinin (2000) yaptıkları santrifüj deneyi sonuçları ile Haldar ve Babu'nun (2010) FLAC sonlu farklar programı ile yapmış oldukları analiz sonuçlarının yakın mertebelerde çıktıkları ve sıvılaşabilen zeminlerde kazık analizi yaparken FLAC sonlu farklar programının kullanabileceği anlaşılmıştır.

Heidary-Torkamani, Bargi, Amirabadi ve McCllough (2014), kazık destekli kıyı yapılarındaki kazık davranışını anlayabilmek amacıyla Kaliforniya Üniversitesinde yapılan santrifüj modelleri ile FLAC2D sonlu farklar programı ile yapılan sayısal modellin sonuçlarını karşılaştırmışlardır. Santrifüj deneyinde kullanılan kazık modelinin kesiti ve kıyı yapısının görünüşü Şekil 5.17'de gösterilmiştir.



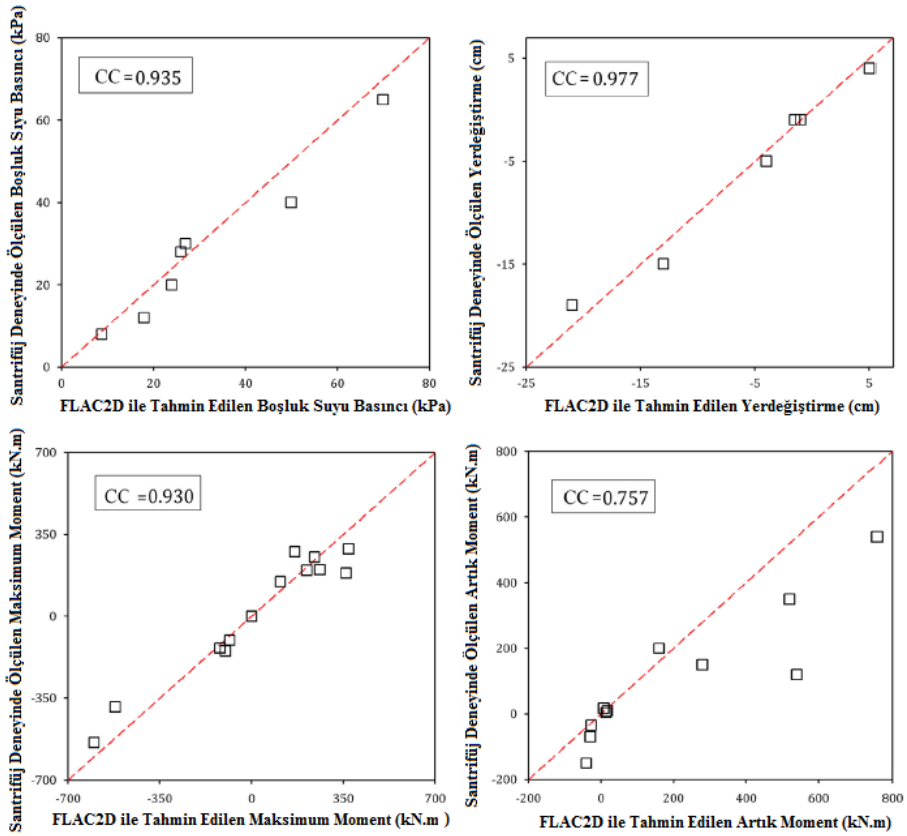
Şekil 5.17. Santrifüj deneyi ve sayısal analizde kullanılan a) prototip olarak küçültülmüş kıyı yapısı kesiti b) kıyı yapısı görünüşü c) alimünyum kazık kesiti (Heidary-Torkamani ve diğerleri, 2014)

Analizler için sekiz tane farklı deprem kaydı kullanılmıştır. Sayısal modelleme FLAC2D sonlu farklar programı ile yapılmıştır. Sonlu farklar analizinde her bir grid aralığı 1 m olarak alınmış ve kazık destekli kıyı yapısının FLAC2D modeli Şekil 5.18'de gösterilmiştir. Analizlerde sıvılaşan zemin modeli olarak Finn modeli kullanılmıştır.



Şekil 5.18. FLAC2D ile oluşturulan sayısal model (Heidary-Torkamani ve diğerleri, 2014)

Loma Prieta deprem kaydı için yaptıkları zaman tanım alanındaki analiz sonuçları ve santrifüj deney sonuçları karşılaştırılmış ve bu durum Şekil 5.19'da gösterilmiştir.



Şekil 5.19. Santrifüj deneyi ve FLAC2D sayısal model karşılaştırması (Heidary-Torkamani ve diğerleri, 2014)

Sismik yükler altında yapılan sonlu farklar analizi ve deneysel verilerin oldukça yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

5.4.2. Bu çalışma kapsamında yapılan doğrulama analizleri

Showa Köprüsü

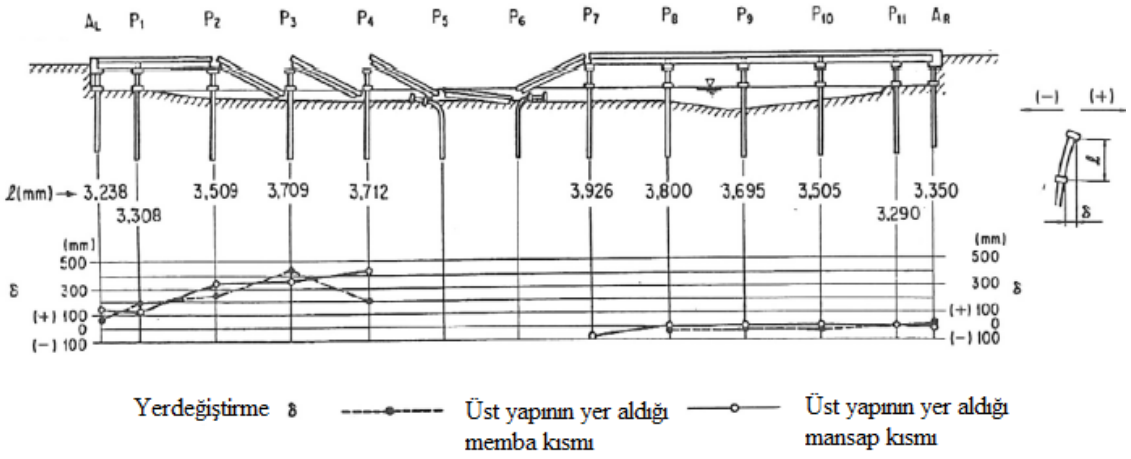
Showa köprüsü alüviyonal ova üzerinde Shiano nehrinde inşaa edilmiştir ve Resim 5.1'de gösterilmiştir. Köprü 1964 yılında Niigata depreminde sıvılaşmadan ve yanal yayılmadan kaynaklı hasar görmüştür. Köprünün uzunluğu 307 m olup, 12 tane kirişten oluşmuş ve her kiriş arasındaki mesafe 24 m'dir.



Resim 5.1. Showa köprüsü (Bhattacharya ve diğerleri, 2014)

Köprüde meydana gelen hasarlar birçok araştırmacı tarafından tartışılmıştır. Bhattacharya ve diğerleri (2014) köprünün hasar alan ayaklarının yanal yayılmadan dolayı hasar gördüğünü söylemişlerdir. Yoshida ve diğerleri (2007) ise yanal yayılmanın, köprü ayakları hasar aldıktan sonra olduğunu belirtmişlerdir.

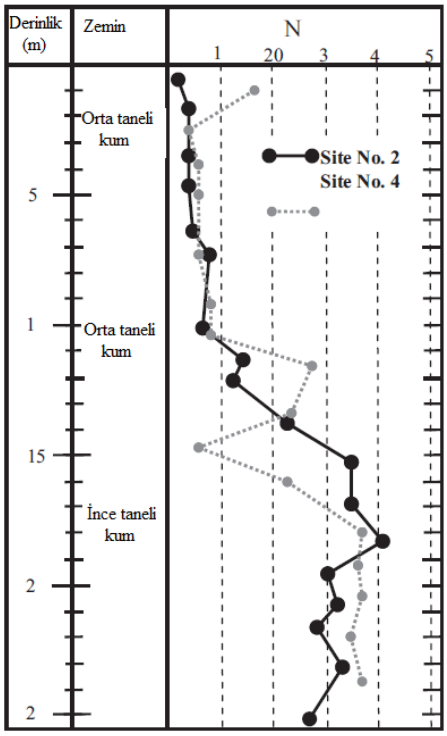
Şekil 5.20'de köprünün hasarlı kısımları şematik olarak gösterilmiştir. P5 ve P6 ayakları zıt yönlere devrilmiş arasındaki kiriş nehir üzerine ve 12 kirişden 5 tanesi kazık üzerine düşmüştür. Köprü üzerindeki tabliyelerin göreli yerdeğiştirmesi 30 cm'den fazla çıkmıştır.



Şekil 5.20. Showa köprüsünün hasar görmüş halinin şematik görünümü (Bhattacharya ve diğerleri, 2014)

Bhattacharya ve diğerleri (2014) tarafından sunulan vaka analiz edilmiştir. Çalışmada P6 kazığı ele alınmıştır.

Showa köprüsü alüvyonal ova üzerinde kurulmuş, zeminde bulunan kum üniform derecelenmiş ve D_{60}=0,3 mm olduğu belirtilmiştir. Zemin profilinde 10 m'lik kazık yüksekliği boyunca sıvılaşan zemin tabakası, 6 m'lik kazık kısmında sıvılaşmayan zemin tabakası mevcuttur. Zeminin batık birim hacim ağırlığı 10 kN/m^3'dür. Yeraltı su seviyesi 3 m'dir. Showa köprüsünün bulunduğu saha için SPT değerleri Şekil 5.21'de verilmiştir. Grafiksel verilen SPT değerleri bilgisayar programı yardımıyla sayısal hale dönüştürülmüştür.



N	Z(m)
2,59	0,35
3,66	1,61
4,31	3,32
4,53	4,67
4,74	6,21
8,19	7,29
7,11	10,05
15,09	11,32
12,72	12,15
23,06	13,68
35,78	15,16
35,18	16,83
40,95	18,26
31,03	19,45
33,19	20,71
28,88	21,54
34,27	22,99
26,94	25,00

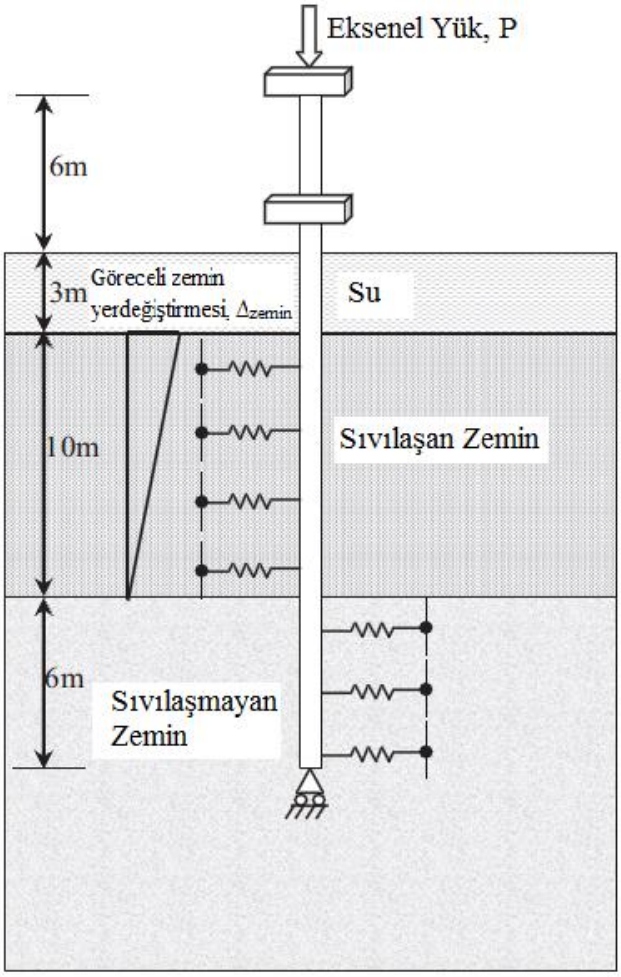
Şekil 5.21. Showa köprüsünün bulunduğu sahanın zemin profili (Bhattacharya ve diğerleri, 2014)

İyisan (1996), çalışması referans alınarak SPT değerlerinden Vs kayma dalgası hızı bulunmuş ve buna bağlı olarak formüller yardımıyla elastisite-kayma modülleri hesaplanmıştır.

Sayısal analizde kullanılan kazık örneği; 25 m uzunluğunda 0,609 m çapında içi boş çelik kazıktır. Kazığın ilk 12 m'lik kısmının kazık et kalınlığı 16 mm, alttaki 13 m'lik kısmın kazık et kalınlığı 9 mm 'dir. Kazık özellikleri Çizelge 5.1'de ve kazık profili Şekil 5.22'de gösterilmiştir.

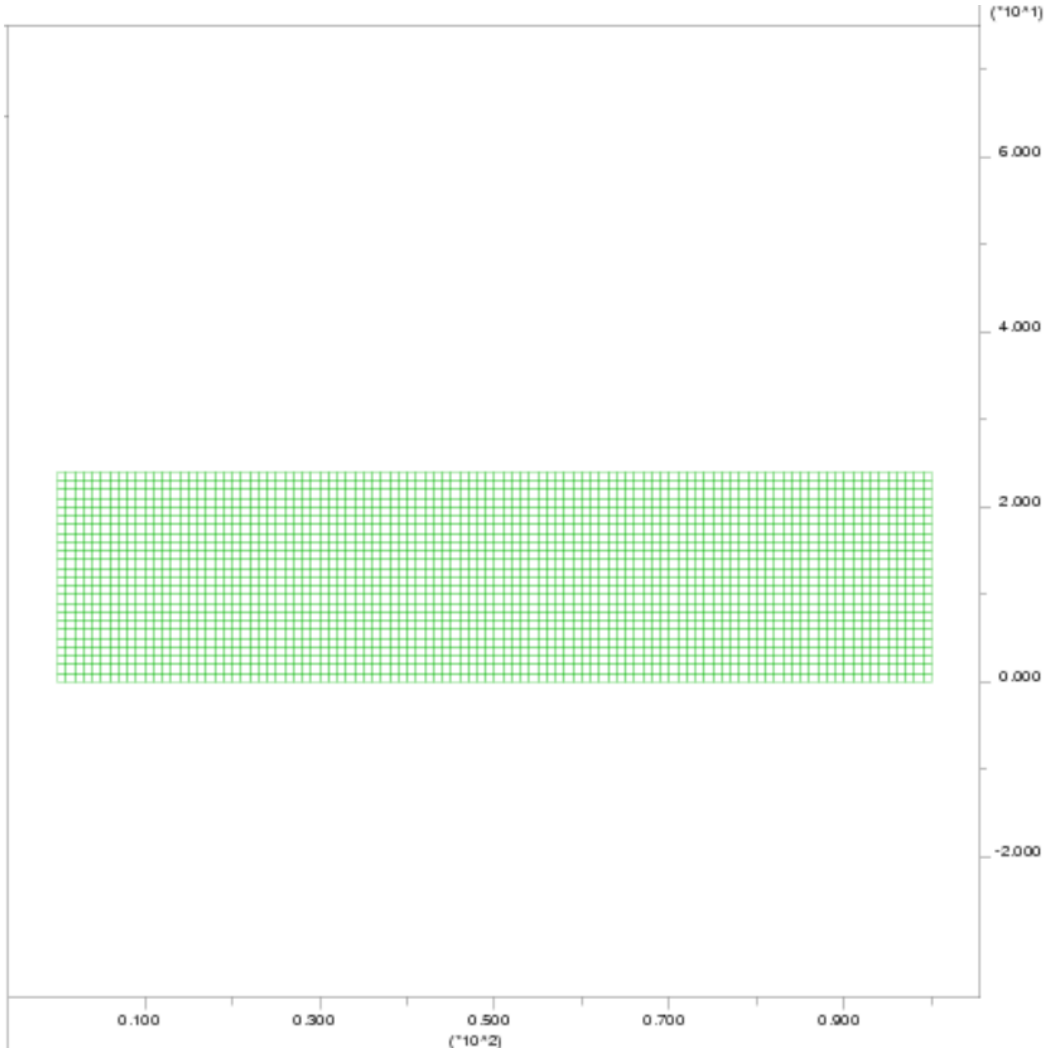
Çizelge 5.1. FLAC2D sayısal analizinde kullanılan Showa köprüsü çelik kazığın özellikleri

Kazık Derinliği(m)	Dış çap (m)	Kazık et kalınlığı (m)	Atalet Momenti (m^4)
0-12	0,609	0,016	1,311e-3
12-25	0,609	0,009	7,636e-4



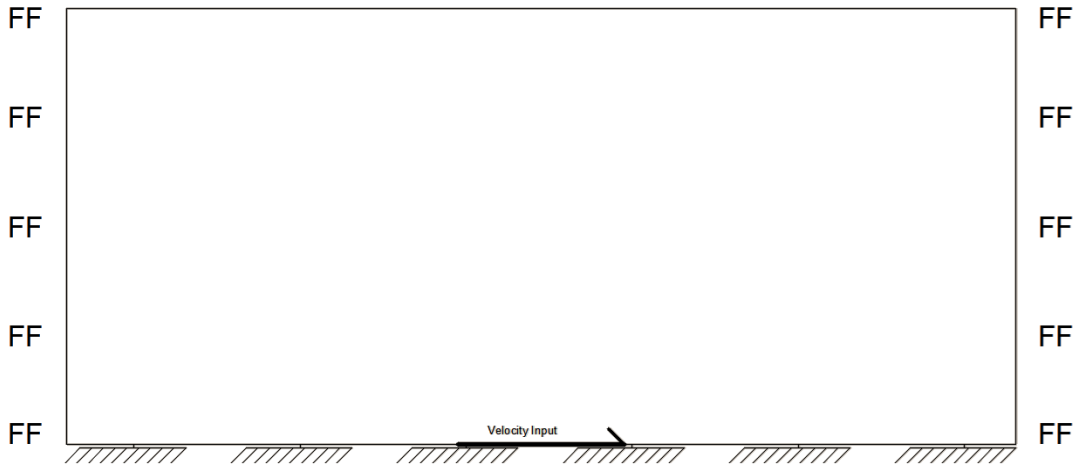
Şekil 5.22. Kazık profili (Bhattacharya ve diğerleri, 2014)

FLAC2D programında yapılan analizde zemin sınırlarını belirlemek için 100x26 boyutunda sonlu farklar ağı tanımlanmış, şematik olarak Şekil 5.23'de gösterilmiştir. Sonlu farklar analiz süresini makul bir seviyeye çekmek amacıyla sonlu farklar ağı aralıkları 1 m olarak belirlenmiştir.



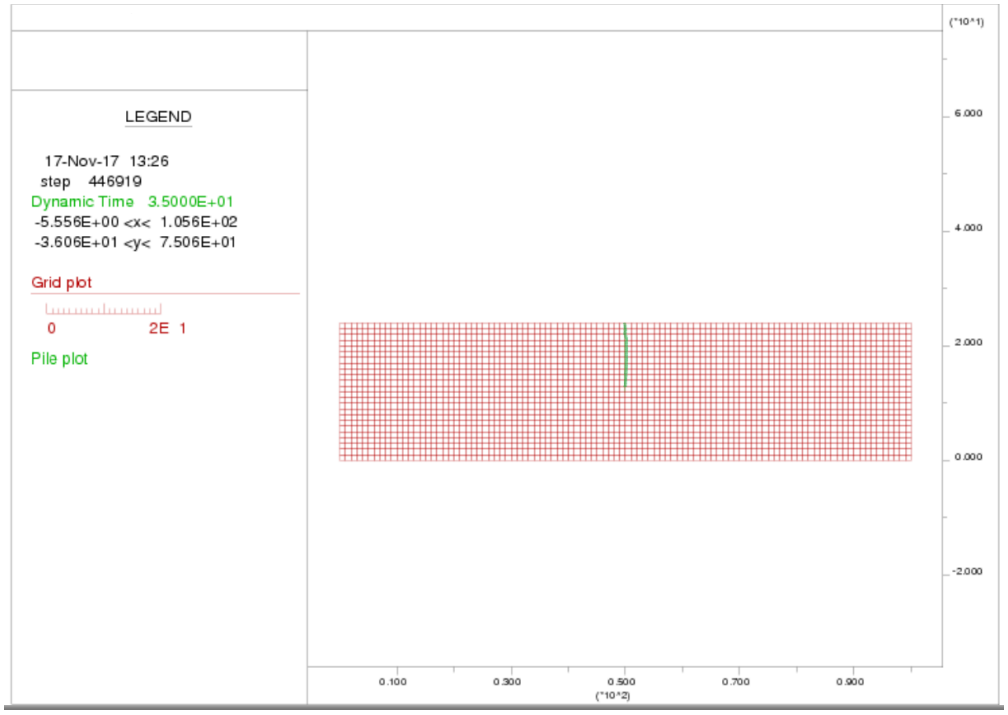
Şekil 5.23. Sonlu farklar ağı noktaları

FLAC2D x ve y eksenlerinde sınır koşulları Şekil 5.24'de gösterildiği gibi alınmıştır.

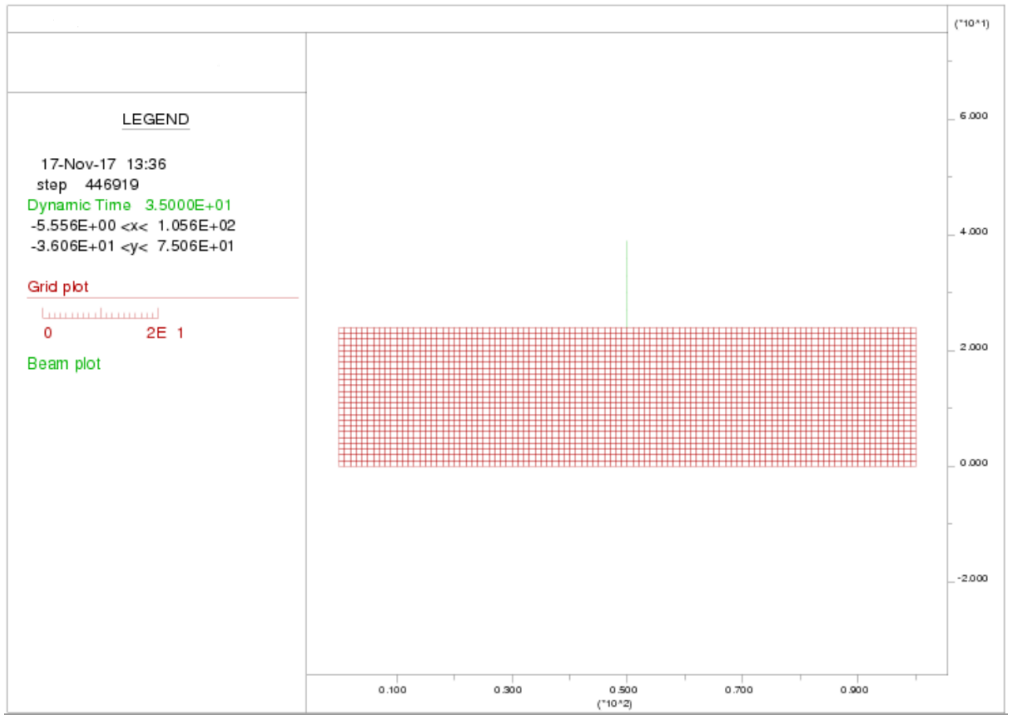


Şekil 5.24. Analizde kullanılan sınır koşulları

Sayısal analizde kazık örneği ve üzerindeki tabliye, kiriş eleman olarak modellenmiştir. FLAC2D yapılan analiz ara yüzündeki görselleri Şekil 5.25 ve 5.26'da gösterilmiştir.



Şekil 5.25. FLAC2D kazık profili



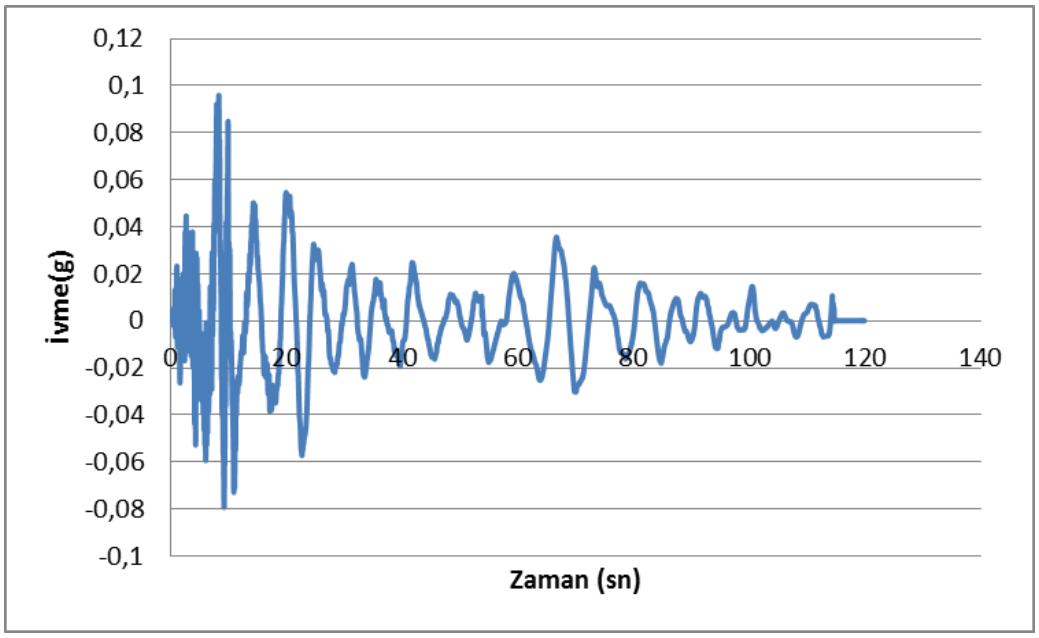
Şekil 5.26. FLAC2D kiriş profili

Kazık üzerindeki tabliyeden gelen ölü ağırlık 740 kN olarak alınmıştır. Sıvılaşan zemin tabakasında “Finn Sıvılaşma Modeli”, sıvılaşmayan kısımlarda “Mohr Coulmb Modeli” kullanılmıştır. Modelin her tabakasındaki zemin özellikleri Çizelge 5.2’de verilmiştir. Kazık-zemin arayüzünde “interface elemanlar” kullanılmıştır.

Çizelge 5.2. Zemin özellikleri

Zemin Tabakası (m)	Yoğunluk (kN/m^3)	Vs (m/s)	Sürtünme Açısı (ϕ)
0-8	20	116	24
8-10	20	200	32
10-16	20	293	34
≥16	20	311	42

Sayısal analizde kullanılan 1964 Niigata depreminin moment büyüklüğü 7,6, epicenter mesafesi 55 km’dir. FLAC2D ile yapılan modelde kullanılan sonlu farklar ağı aralıkları 5 hertz üstündeki deprem dalgalarını geçirmediği için deprem kaydı filtrelenmiştir. Niigata deprem kaydı üzerinde DEEPSOIL programında dekonvolüsyon işlemi yapılmıştır. Yüzeyde etkiyen deprem dalgası dekonvolüsyon işlemi yapıldıktan sonra zemin altından etkitilmiştir. Dekonvolüsyon yapılmış deprem ivme-zaman grafiği Şekil 5.27’de verilmiştir. Sismik veri-işlem akışının değişmez bir aşaması olan dekonvolüsyon işlemi matematiksel olarak bir ters çözüm işlemidir ve yaygın olarak sismik verilerin zamansal ayrımlılığını arttırmak için kullanılır. Dekonvolüsyon sismik dalgacığı sıkıştırır, hayalet yansımaları ve tekrarlı yansımaları önemli oranda zayıflatır (Güney, Karslı ve Dondurur, 2013).



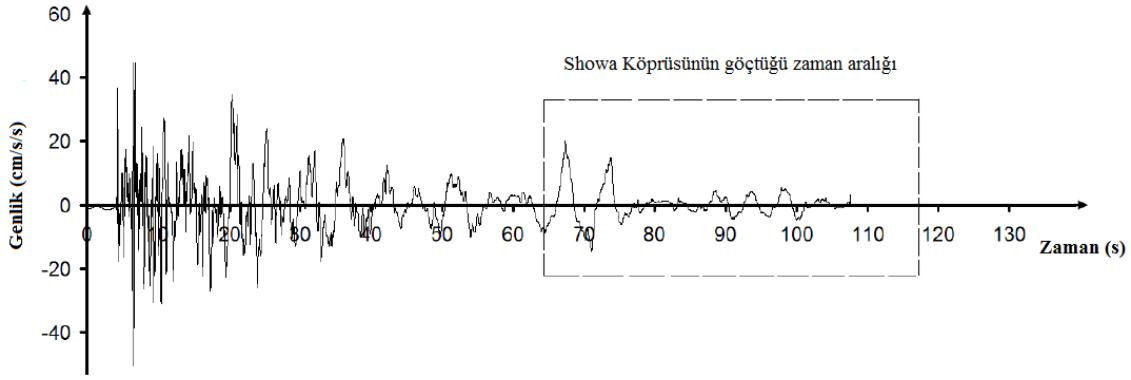
Şekil 5.27. Niigata depreminin dekonvolüsyon yapılmış ivme-zaman kaydı

FLAC2D program analizi sonucunda maksimum moment değeri elde edilmiştir. Aynı tabliye yüklemesi için analizi yapılan vaka verileri ile FLAC2D program çıktıları karşılaştırılmış ve sonuçları Çizelge 5.3'de verilmiştir.

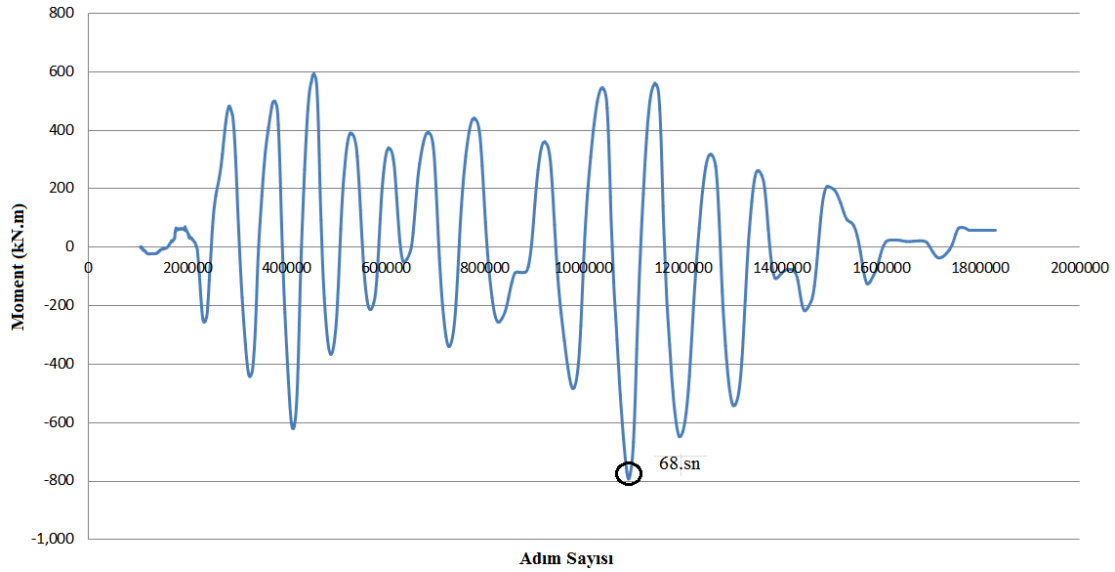
Çizelge 5.3. Kazık iç kuvvet değerleri

	Kazık Derinliği (m)	Dış çap (m)	Kazık et kalınlığı (m)	Max.Moment (kN.m)
İncelenen vaka	12-25	0,609	0,009	680
FLAC2D				800

Showa köprüsünün 2 km yakınından alınan kayıt verileri, Şekil 5.28'de ve FLAC2D programı ile yapılan analiz sonunda kazığının maksimum moment değeri buna karşılık gelen adım sayısı Şekil 5.29'da verilmiştir. FLAC2D analizinde maksimum kazık momentlerinin 68.sn'de oluştuğu görülmüştür.

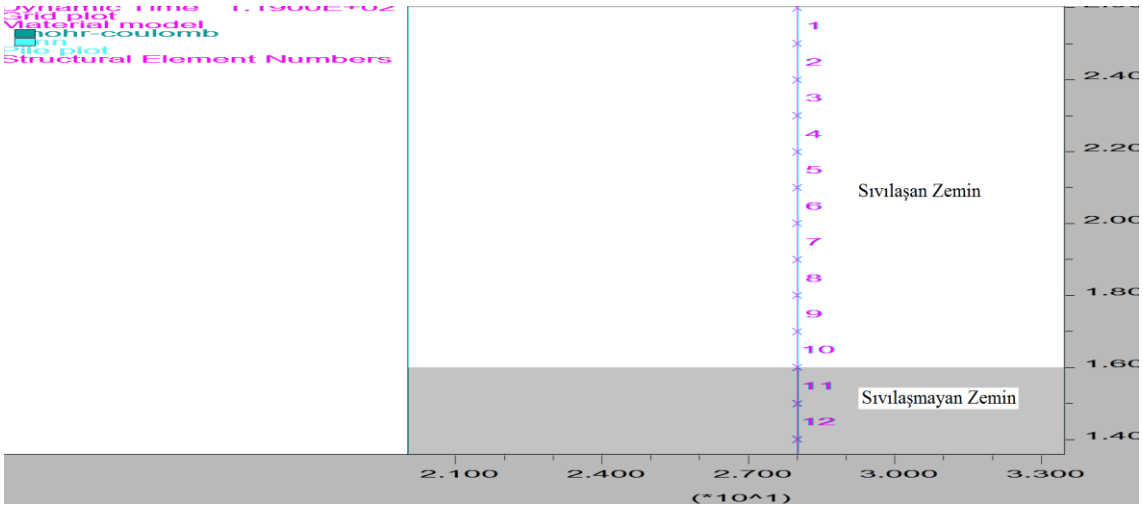


Şekil 5.28. Showa köprüsünün P6 kazığının göçme anındaki genlik-zaman grafiği



Şekil 5.29. FLAC2D analizindeki kazığın maksimum momente ulaştığı zaman ve adım sayısı

FLAC2D'de yapılan analizde maksimum moment beklenildiği gibi tabakalar arasındaki geçiş bölgesinde oluşmuştur ve bu durum Şekil 5.30'da gösterilmiştir. FLAC2D'de sıvılaşma olayı 13.sn'den sonra gerçekleşmiştir. Bhattacharya ve diğerlerinin (2014) yaptığı çalışmada ise sıvılaşma olayı 12.sn'de meydana gelmiştir.



Şekil 5.30. Maksimum yenilme momentinin oluştuğu element

FLAC2D'de yapılan analiz sonuçları ile Bhattacharya ve arkadaşlarının (2014) yaptığı sonlu elemanlar analiz sonuçları karşılaştırılmış ve doğrulama amaçlı yapılan analizlerin Bhattacharya ve arkadaşlarının (2014) yaptığı analizlerle oldukça yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.

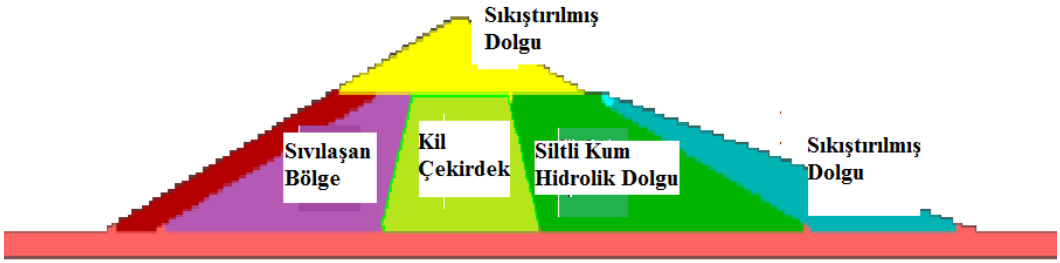
Aşağı San Fernando barajı

Aşağı San Fernando Barajı; 9 Şubat 1971'de 6,6 Richter büyüklüğünde meydana gelen San Fernando depreminde hasar gören yapılardan biridir. Güney Kaliforniya'da yer alan barajın memba şevinde ve kret kısmında zemin yerdeğiştirmesi (zemin kayması) meydana gelmiştir (Castro, Seed, B. R., Keller ve Seed, H. B., 1992). Saha gözlemleri kaymaya, memba şevinin yakınındaki hidrolik dolgu kumlu tabakanın sıvılaşmasının neden olduğunu göstermiştir (Seed, H.B., Seed, R.B., Harder ve Jong, 1989). Geçmişte San Fernando barajının performansını ve sıvılaşma potansiyelini değerlendirmek amacıyla birçok çalışma yapılmıştır (Seed ve Harder, 1990, Seed, 1987).

San Fernando barajını literatürdeki verilerle doğrulamak amacıyla yapılan çalışmanın sayısal modellemesi FLAC2D sonlu farklar programı ile yapılmıştır. Bu modellemenin amacı Finn sıvılaşma modelinin barajın yenilmesinin tahminini ne doğrulukta yapabileceğini belirlemektir. Zemin profili sekiz bölgeye ayrılmış, zemin özellikleri Çizelge 5.4'de ve şematik olarak da Şekil 5.31'de gösterilmiştir.

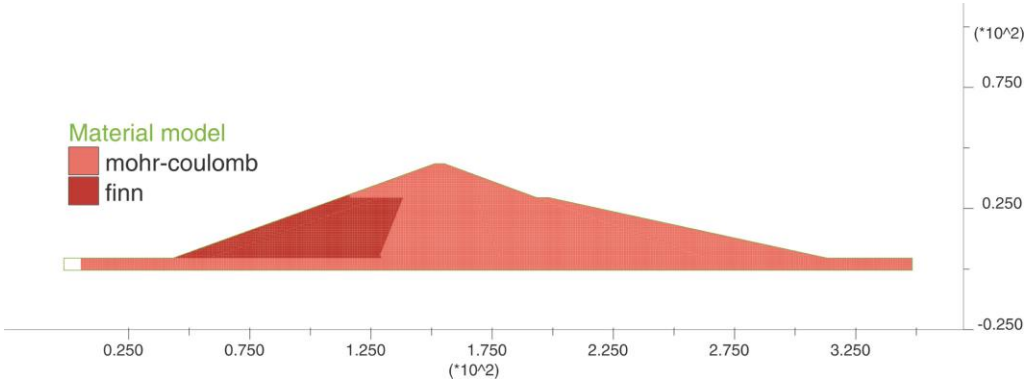
Çizelge 5.4. FLAC2D programında kullanılan zemin özellikleri

Bulk Modülü (kN/m^2)	Kesme Modülü (kN/m^2)	Kohezyon (kN/m^2)	Sürtünme Açısı (ϕ)
$6{,}67\times10^4$	$3{,}07\times10^4$	5	38
$2{,}50\times10^4$	$1{,}15\times10^4$	5	30
$1{,}75\times10^4$	$0{,}80\times10^4$	5	27
$1{,}75\times10^4$	$0{,}80\times10^4$	5	27
$1{,}75\times10^4$	$0{,}80\times10^4$	40	8
$5{,}00\times10^4$	$2{,}31\times10^4$	30	40
$6{,}67\times10^4$	$3{,}07\times10^4$	5	38
$6{,}67\times10^4$	$3{,}07\times10^4$	5	38



Şekil 5.31. Zemin profillerinin şematik gösterimi

FLAC2D analizinde sıvılaşmayan zemin profili için elastik-mükemmel plastik "Mohr Columb Modeli", sıvılaşan zemin kısmı içinde "Finn Sıvılaşma Modeli" kullanılmıştır. Bu modellerin şematik olarak görseli Şekil 5.32'de gösterilmiştir. Finn sıvılaşma modeli için kullanılan zemin özellikleri Çizelge 5.5'de gösterilmiştir.

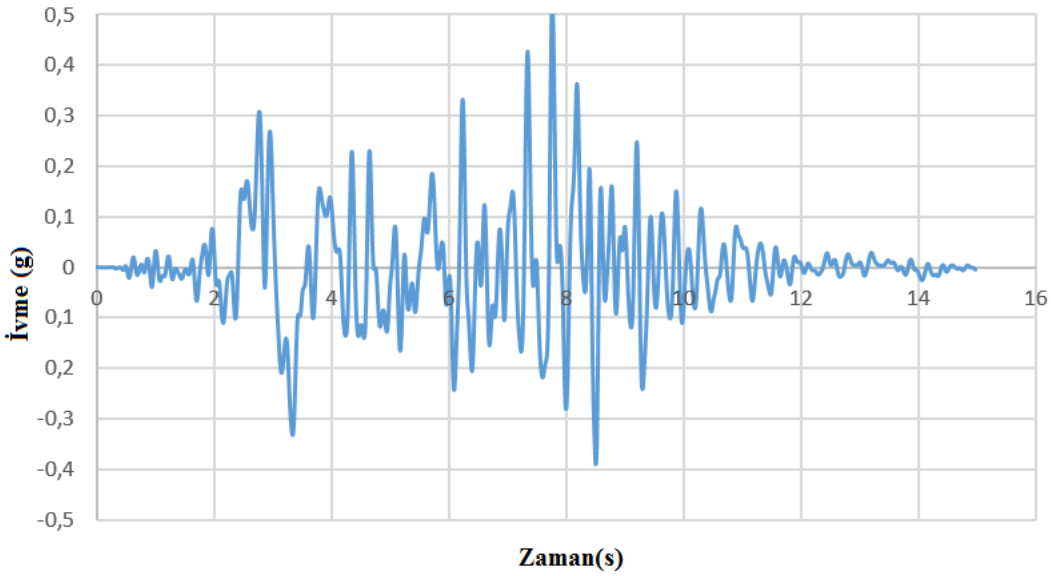


Şekil 5.32. FLAC2D'de sıvılaşan zemin modeli

Çizelge 5.5. Finn sıvılaşma modelinde kullanılan zemin özellikleri

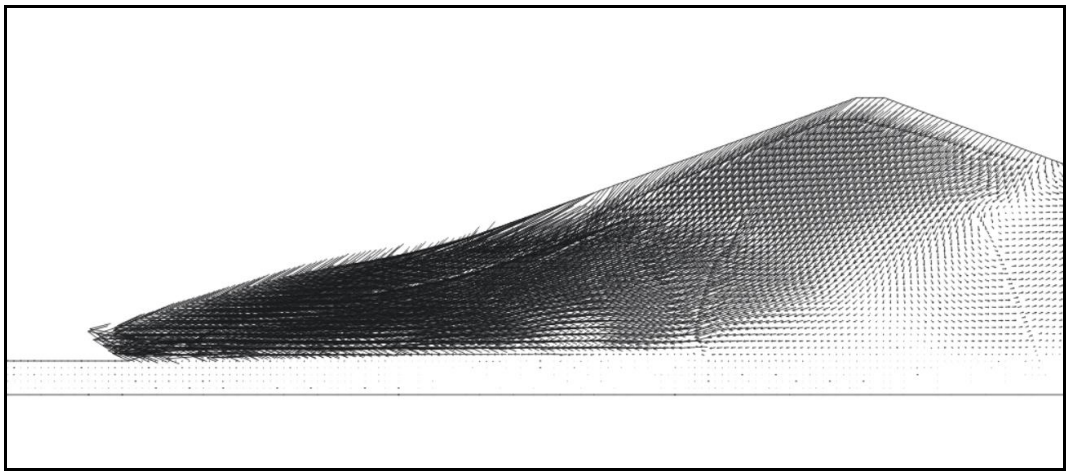
Model	Birim Hacim Ağırlık (kN/m^3)	Bulk Modülü (kN/m^2)	Kesme Modülü (kN/m^2)	Kohezyon (kN/m^2)	Sürtünme Açısı (ϕ)
Finn Model	20	17500	8077	1	27
Finn Model	20	17500	8077	1	27

FLAC2D analizlerinde San Fernando deprem kaydı kullanılmış ve kayıt Şekil 5.33'de gösterilmiştir.



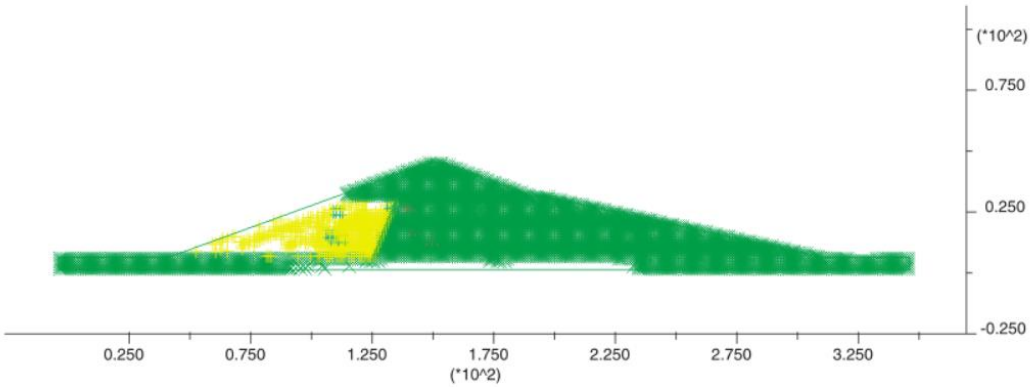
Şekil 5.33. San Fernando depremi ivme-zaman grafiği

FLAC2D programı ile yapılan analizde ilk olarak baraj kendi gerilmeleri altında çözümlenmiş, daha sonra durağan durumdaki boşluk suyu basınçlarını oluşturabilmek için sızıntı analizi yapılmıştır. Bu aşamada boşluk suyu basıncı ve efektif gerilme değişimleri incelenmiştir. En son durumda ise deprem kaydı kullanılarak dinamik analiz yapılmıştır. Bu analizin sonunda memba şevinden itibaren kayan baraj zemininde büyük yer değiştirmeler meydana gelmiş ve deformasyonlar Şekil 5.34'de gösterilmiştir. Castro ve diğerleri (1992) tarafından sunulan, Aşağı San Fernando Barajının sıvılaşan zeminde meydana gelen yerdeğiştirme düzlemi ile FLAC2D analizinden elde eldilen yerdeğiştirmeler birbirlerine yakın çıkmıştır.

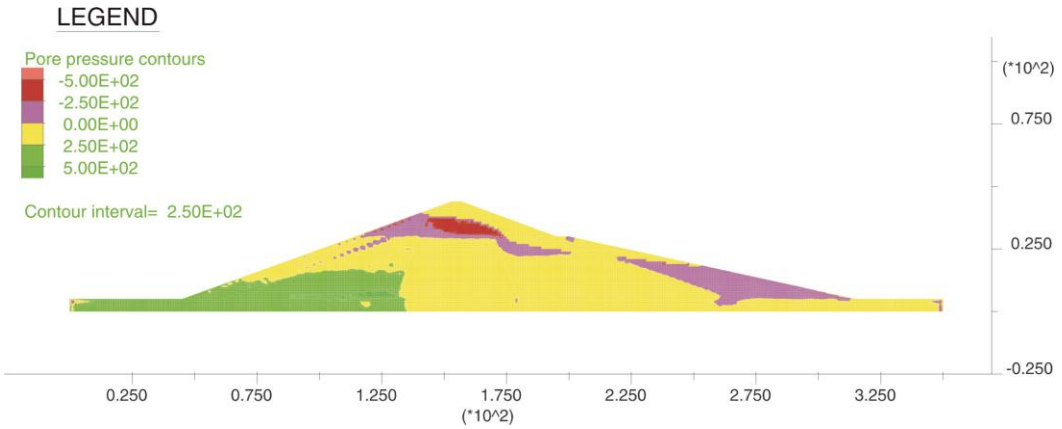


Şekil 5.34. FLAC2D programında deprem sonunda memba tarafında kayan zeminin yer değiştirmesi

Gerçek vaka ile FLAC2D analiz sonuçları karşılaştırıldığında zeminin kesme yenilmesi oluşan kısmının ve sıvılaşan noktalarda oluşan aşırı boşluk suyu artışlarının aynı bölgelerde oluştuğu tespit edilmiş ve sonuçlar Şekil 5.35 ve Şekil 5.36'da gösterilmiştir. FLAC2D programı ile yapılan sayısal analizin gerçeğe yakın sonuçlar verdiği görülmüştür.



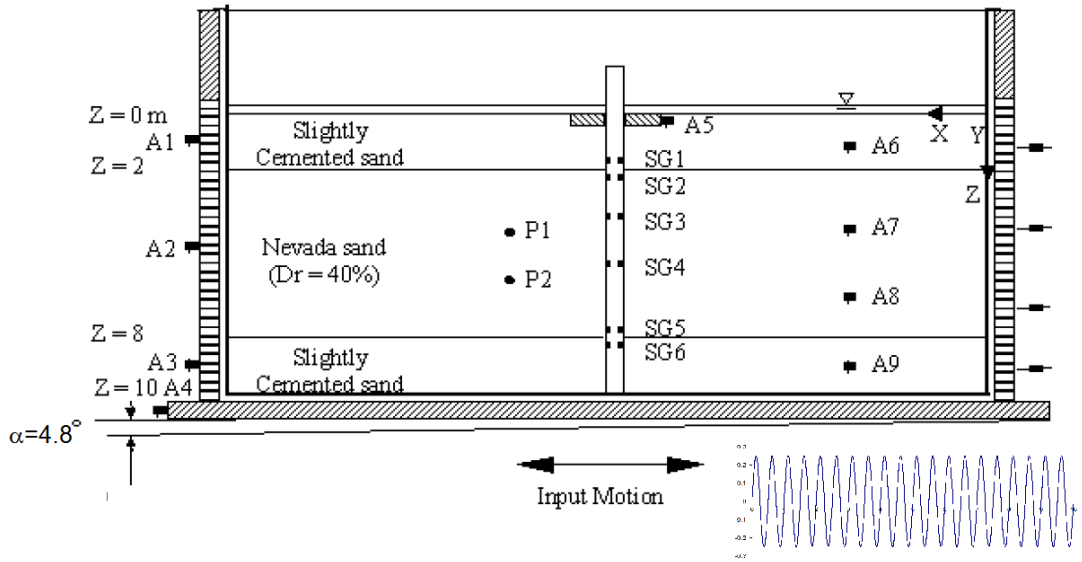
Şekil 5.35. Dinamik analiz sonunda zeminde meydana gelen plastik bölge dağılımı



Şekil 5.36. Deprem sonunda oluşan boşluk suyu basınç dağılımı

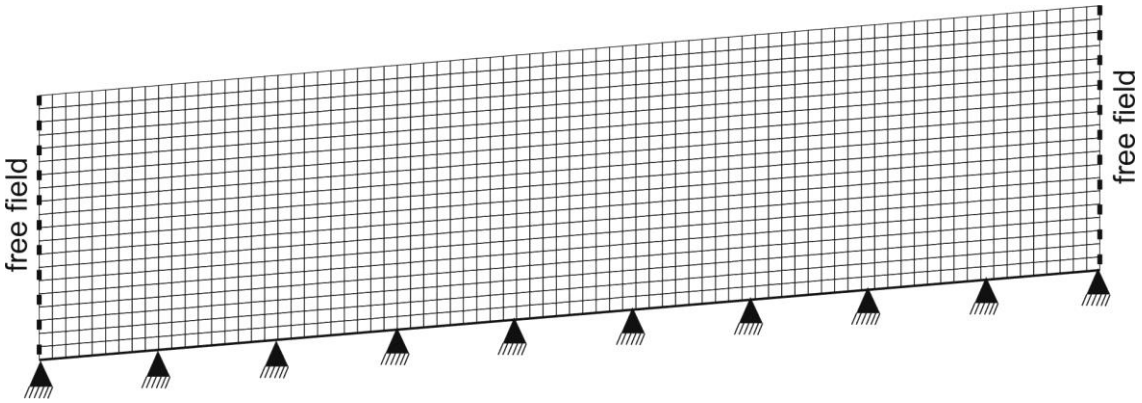
Santrifüj deneyleri

Çalışma kapsamında, sıvılaşma kaynaklı yanal yayılmanın kazıklara etkisinin değerlendirildiği santrifüj deneyleri araştırılmıştır. Bu kapsamda Abdoun ve Wang (2003) tarafından sunulan santrifüj deneyleri incelenmiştir. Her iki çalışmada da prototip model (gerçek dünya boyutlarına ölçeklenmiş model), en üstte 2 metresi sıvılaşmayan hafif çimentolu Nevada kumundan, bu seviyenin altında 6 metre kalınlığında sıvılaşabilir % 40 rölatif sıkılıkta Nevada kumundan ve en altta yine 2 metre kalınlığında sıvılaşmayan hafif çimentolu Nevada kumundan oluşmaktadır. Santrifüj modelinde zemin tamamen suya doygun biçimde davranacak şekilde viskozitesi ayarlanmış akışkanlar ile doygun hale getirilmiştir. Prototip model yatay ile 4,8^{o} açı yapacak şekilde eğimlidir. Böylece deney sırasında yanal yayılma oluşması sağlanmıştır. Santrifüj kutusunun tabanından prototip model ölçeğinde frekansı 2 Hz olan maksimum değeri 0,25 g olan sinüs dalgası biçiminde değişken yatay ivmeler uygulanmıştır. Aşağıdaki Şekil 5.37'de prototip model görülmektedir.

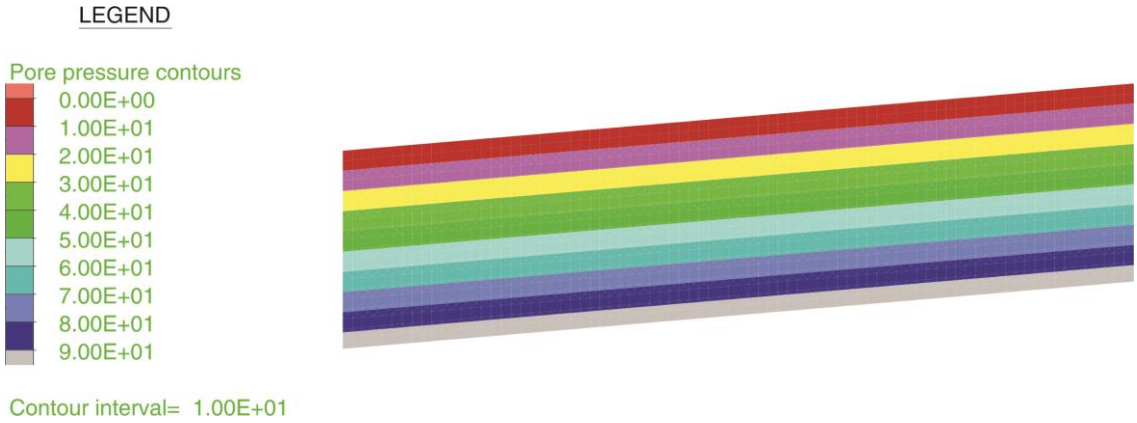


Şekil 5.37. Doğrulama analizleri için kullanılan santrifüj deneylerinin prototip modeli (Abdoun ve Wang, 2003)

Santrifüj deneylerinde kullanılan kazık prototip boyutları 60 cm çaplı EI değeri 8000 kN.m^2 olan kazıklardır. Kazık başı dönmeye sınırlandırılmıştır. Santrifüj deneylerinde kullanılan kutu laminar bir kutudur, sınır koşulları kalıcı yatay deformasyona izin verecek şekilde, serbest zemin (free field) koşullarını benzeştirecek biçimde esnek elemanlar ile oluşturulmuştur. Bu nedenle doğrulama analizleri için oluşturulan FLAC sonlu farklar ağı da dinamik analiz sırasında serbest zemin sınır koşulları ile modellenmiştir. Sonlu farklar analizleri dört aşamadan oluşmaktadır. İlk aşamada zemin ağırlığından kaynaklanan toplam gerilmeler modellenmiştir. İkinci aşamada sadece su akımı çözümü ile zemin yüzeyinden derinlikle birlikte doğrusal olarak artacak boşluk suyu basınçları oluşturulmuş, bu aşamayı takip eden üçüncü aşamada mekanik çözüm yapılarak modelin dengeye gelmesi sağlanmıştır. Böylelikle dinamik analiz öncesi modelin dengeye ulaşması sağlanmıştır. Son aşamada ise sıvılaşabilen orta tabaka için Finn sıvılaşma modeli kullanılarak dinamik analizler yapılmıştır. Sonlu farklar analizlerinde kullanılan elemanlar ve sınır koşulları aşağıda Şekil 5.38'de gösterilmiştir. Modelin yatay boyutu sağ ve sol serbest zemin koşullarından etkilenmeyecek şekilde derinliğin dört katı olarak seçilmiştir. Şekil 5.39'da ise statik analizler sonucunda belirlenen tam doygun zemin koşulları için boşluk suyu basıncı dağılımı sunulmuştur.



Şekil 5.38. Sonlu farklar analizlerinde kullanılan elemanlar ve sınır koşulları



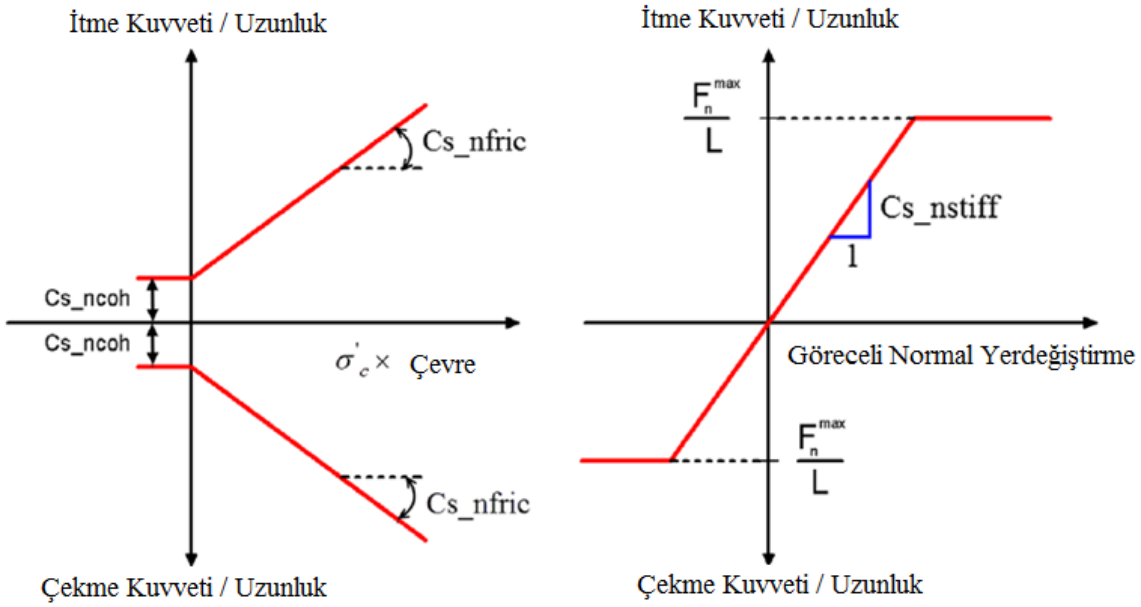
Şekil 5.39. Statik analiz aşamaları sonucunda elde edilen boşluk suyu basıncı dağılımı

Rölatif sıkılığı % 40 olan Nevada kumunun hacim azalma ve boşluk suyu basıncı gelişim parametreleri Itasca FLAC kullanma kılavuzunda Finn sıvılaşma modeli (Byrne, 1991) için önerilen eşitlik kullanılarak hesaplanmıştır. Eşitlikler 5.21 ve 5.22'de verilmiştir. Böylelikle C_1 değeri 0,764 ve C_2 değeri 0,523 olarak hesaplanmıştır. Nevada kumunun % 40 sıkılıktaki içsel sürtünme açısı değeri 33° olarak alınmıştır (Arulmoli, Muraleetharan, Hossain ve Fruth, 1992). Hafif çimentolanmış tabakalar için ise ilaveten 10 kPa kohezyon alınmış ve bu tabakalar elastik mükemmel plastik Mohr Coulomb modeli ise modellenmiştir. Dinamik çözüm sırasında Rayleigh sönüm modeli kullanılmış ve sönüm oranı olarak % 2 ve % 5 kullanılmıştır.

$$C_1=7600(D_r)^{-2,5} \quad (5.21)$$

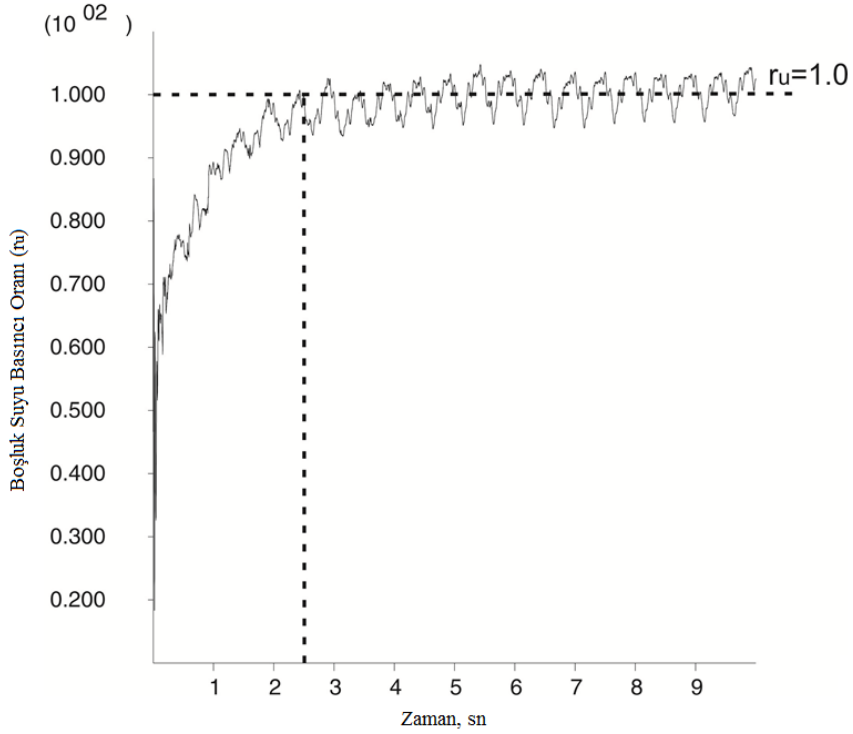
$$C_2= 0,4/C_1 \quad (5.22)$$

Yanal yayılma sırasında kazık zemin etkileşimini kontrol eden ara yüzey etkileşim parametreleri FLAC kullanma kılavuzunda belirtildiği gibi alınmış ve Şekil 5.40'da gösterilmiştir. Prototip model derinliği yaklaşık 10 metre olduğundan kazık parametreleri düzlem deformasyon analizi için ölçeklenmiştir.

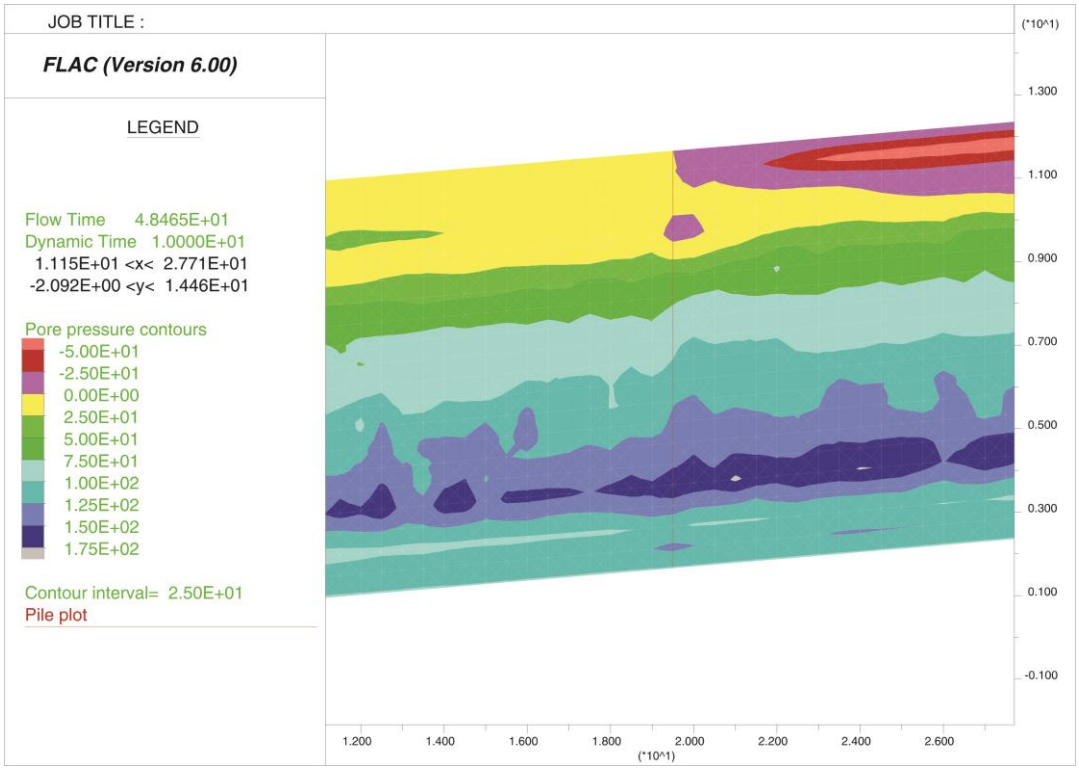


Şekil 5.40. Kazık zemin etkileşim parametreleri (FLAC2D- Fast Lagrangian Analysis of Continua User's Guide, Dynamic Analysis, 2002)

Abdoun ve Wang (2003) santrifüj deneylerinde 5 çevrim (2,5) saniyede ölçülen boşluk suyu basıncı değerlerinin boşluk suyu basıncı katsayılarının (r_u) 1 olduğunu ve yükleme sonunda da 1 değerini koruduğunu belirtmektedir. Bu nedenle FLAC sonlu farklar analizlerinde sıvılaşabilir Nevada kumunun orta tabakasındaki boşluk suyu basıncı değeri gözlenmiş ve yüzde 5 sönüm oranı için yapılan analizlerde boşluk suyu basıncı değişim grafiği, Şekil 5.41'de sunulmuştur. Şekil 5.41 incelendiğinde boşluk suyu basıncının maksimum değerine 2,5 saniye mertebesinde ulaştığı ve analiz boyunca bu değerini koruduğu görülmektedir. Şekil 5.42'de ise kazık çevresinde dinamik yükleme sonunda elde edilen boşluk suyu basıncı dağılımı görülmektedir.

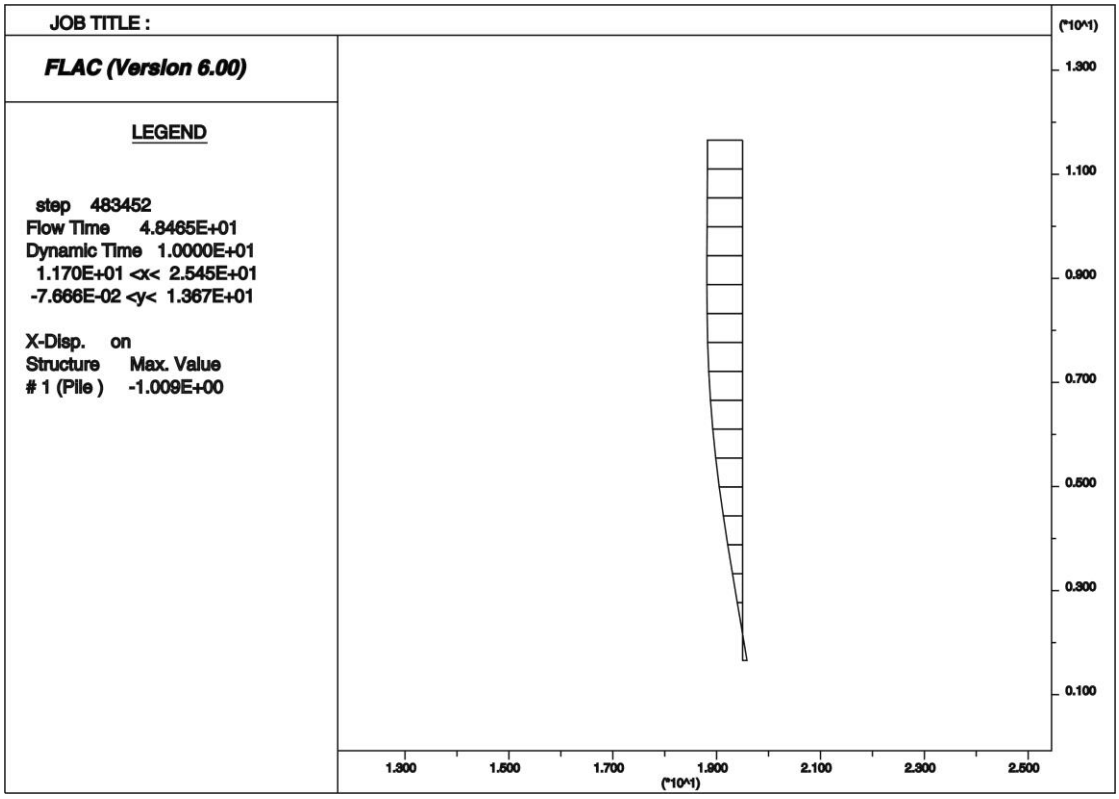


Şekil 5.41. Yüzde 5 sönüm oranı kullanılarak yapılan analizlerde boşluk suyu basıncı değişim grafiği

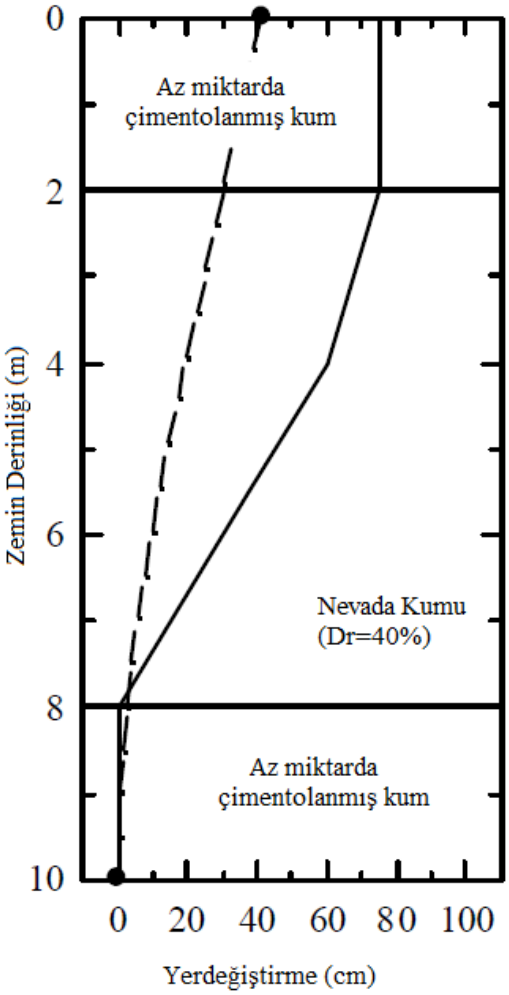


Şekil 5.42. Kazık çevresinde dinamik yükleme sonunda elde edilen boşluk suyu basıncı dağılımı

Abdoun ve Wang (2003) santrifüj deneylerinde üst tabaka ile alt sıvılaşabilir tabaka arasındaki maksimum momenti 270 ve 305 kN.m olarak ölçmüşlerdir. Kazık başlığının 85 cm ötelendiği serbest zemin yüzeyinin ise 70 cm yerdeğiştirdiği belirlenmiştir. Sönüm oranı % 2 alındığında serbest zemin yüzeyinin 131 cm kazık başlığının ise 125 cm yatay deplasman yaptığı, sönüm oranı % 5 alındığında ise serbest zemin yüzeyinin 104 cm, kazık başlığının ise 100 cm yatay deplasman yaptığı belirlenmiştir. Şekil 5.43'de similasyon sonunda kazıkta oluşan yatay deplasman dağılımı verilmiştir. Sönüm oranı % 2 alındığında geçiş sınırı maksimum momenti 320 kN.m, sönüm oranı % 5 alındığında ise 260 kN.m olarak tespit edilmiştir. Şekil 5.44'de ise Abdoun ve Wang (2003) tarafından rapor edilen, santrifüj deneyinde ölçülen kazık yerdeğiştirme grafiği sunulmuştur.



Şekil 5.43. Similasyon sonunda kazıkta oluşan yatay deplasman dağılımı



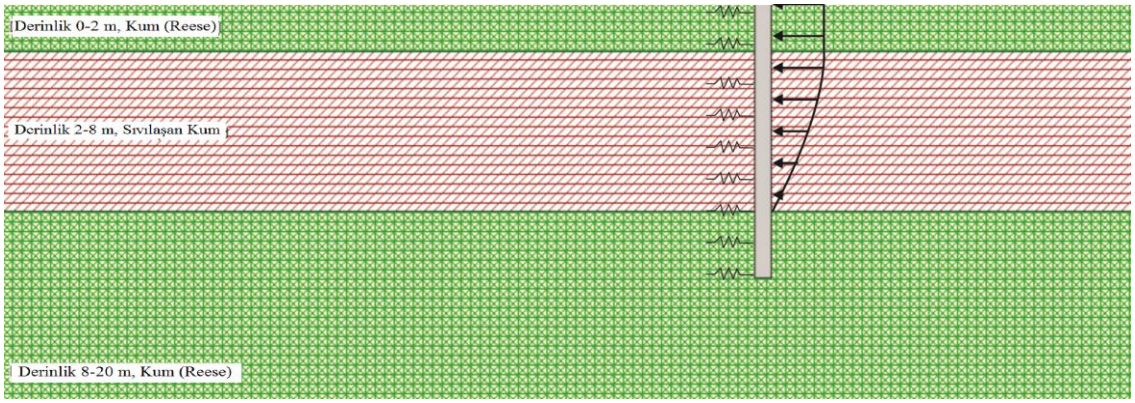
Şekil 5.44. Santrifüj deneyinde ölçülen kazık yerdeğiştirme grafiği (Abdoun ve Wang, 2003)

Şekil 5.43 ve Şekil 5.44 incelendiğinde FLAC analizleri ile elde edilen deformasyonların şekil olarak ölçülen deformasyonlar ile uyumlu olduğu görülmektedir. Özellikle sıvılaşmayan kapak tabakasının deformasyon şekli kiriş–yay modeli çözümleri için önerilen şekil ile uyuşmaktadır. FLAC analizleri boşluk suyu basıncı gelişimini ve moment değerlerini santrifüj deneyleri ile uyumlu biçimde tahmin etmiş, ancak deformasyonlar santrifuj deneylerine göre bir parça yüksek hesaplanmıştır. Bunun muhtemel sebebinin Finn (Byrne, 1991) modelinin sıvılaşma anında artan kesme birim deformasyonlarının belirli bir eşikten sonra zeminde hacim eğilimi artışına yol açmasıyla oluşan efektif gerilme artışı ve bu nedenle oluşan tersinir rijitlik artışlarını modelleyememesi olarak düşünülmektedir. Literatürde UBCSAND ve benzeri daha gelişmiş sıvılaşma bünye modelleri bu davranışı nispeten modelleyebilmektedir ancak bu modellerde kullanılan parametrelerin karmaşıklığı, gereken analiz süresi dikkate alınarak sıvılaşma ve kazık

davranışının temel özelliklerini modelleyebildiği görülen Finn modelinin kullanımı tercih edilmiştir.

Kiriş yay modeli çözümü

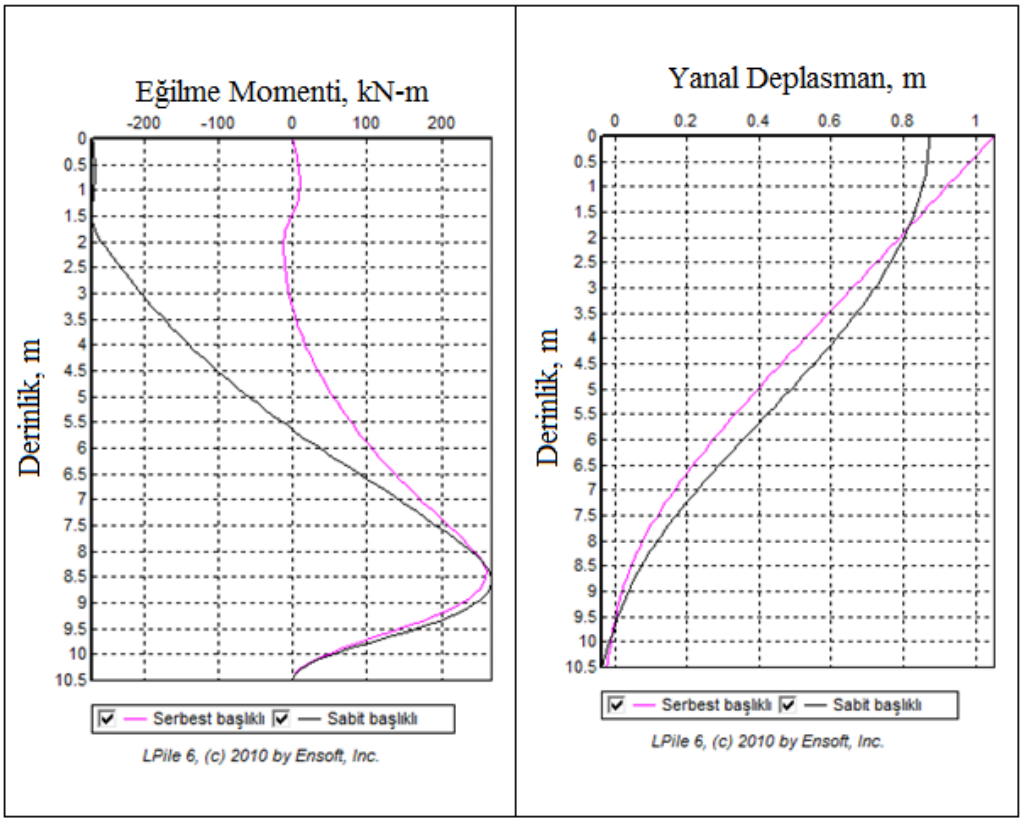
Santrifüj deneyinin analizleri kiriş yay modeli kullanılarak da yapılmıştır. Kazık kesit özellikleri yukarıda anlatıldığı şekilde alınmıştır. Santrifüj deneyinde ölçülen serbest zemin yüzeyi ötelemesi olan 70 cm kazığa uygulanmıştır. Sıvılaşmayan üst tabakada 70 cm tabaka kalınlığı boyunca etkitilmiş, sıvılaşan tabakada ise kosinüs fonksiyonu şeklinde uygulanmıştır (Şekil 5.45).



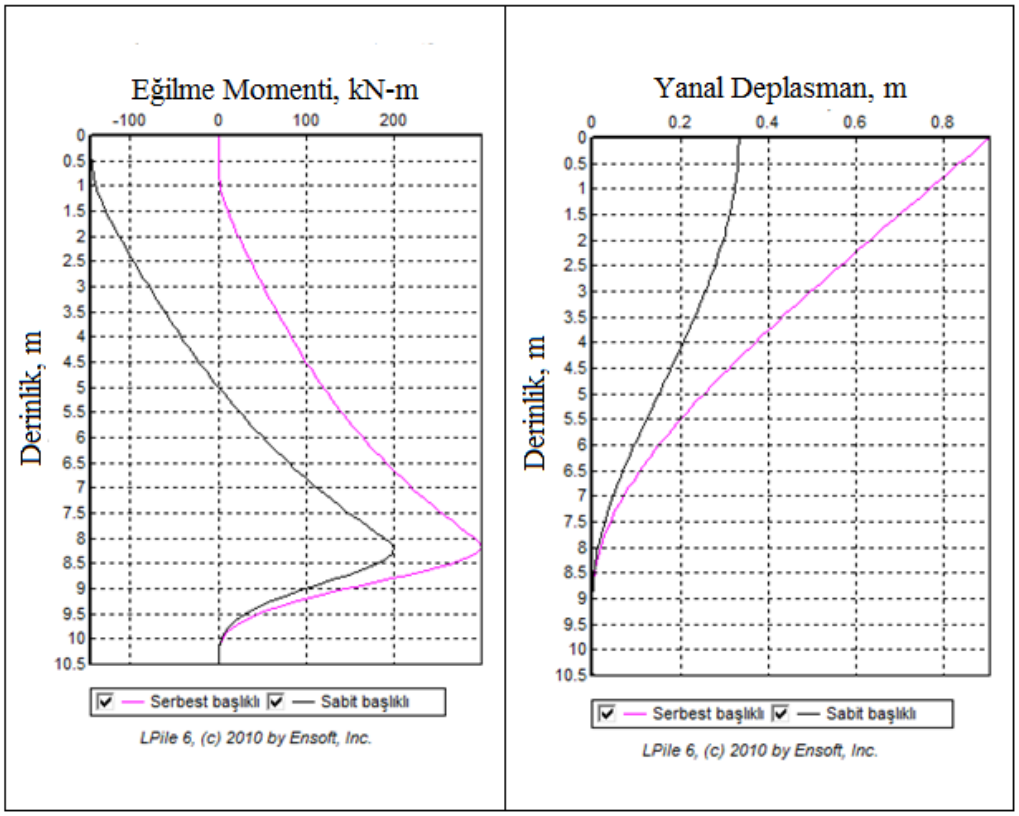
Şekil 5.45. LPILE ile oluşturulan model

Üst ve alt kısımda bulunan sıvılaşmayan tabakalara Reese kum modeli p–y eğrileri kullanılmıştır. Sıvılaşan zemin modeli için ise Rollins sıvılaşan kum modeli ve Reese p–y eğrileri p çarpanı 1/50 olacak biçimde iki farklı p–y eğrisi uygulanmıştır. Sıvılaşan zemin modeli olarak Rollins modeli kullanıldığında sabit başlıklı kazık için (santrifüj modeli sabit başlıklıdır) geçiş bölgesi momenti 265 kN.m, kazık başlığı deplasmanı ise 86,5 cm olarak hesaplanmıştır. Sıvılaşan zemin modeli olarak Rollins modeli kullanıldığında serbest başlıklı kazık için geçiş bölgesi momenti 257 kN.m, kazık başlığı deplasmanı ise 101,5 cm olarak hesaplanmıştır. Rollins modeli kullanıldığında elde edilen moment diyagramı ve deformasyon grafikleri Şekil 5.46'da verilmiştir. Sıvılaşan zemin modeli olarak 1/50 p çarpanı ile Reese modeli kullanıldığında sabit başlıklı kazık için (santrifüj modeli sabit başlıklıdır) geçiş bölgesi momenti 200 kN.m, kazık başlığı deplasmanı ise 33,5 cm olarak hesaplanmıştır. Aynı model için serbest başlıklı kazık durumunda geçiş bölgesi momenti 300 kN.m, kazık başlığı deplasmanı ise 90,5 cm olarak hesaplanmıştır. Sıvılaşan zemin

modeli olarak 1/50 p çarpanı ile Reese modeli kullanıldığında elde edilen moment diyagramı ve deformasyon grafikleri Şekil 5.47'de verilmiştir.



Şekil 5.46. Rollins modeli kullanıldığında elde edilen moment diyagramı ve deformasyon grafikleri

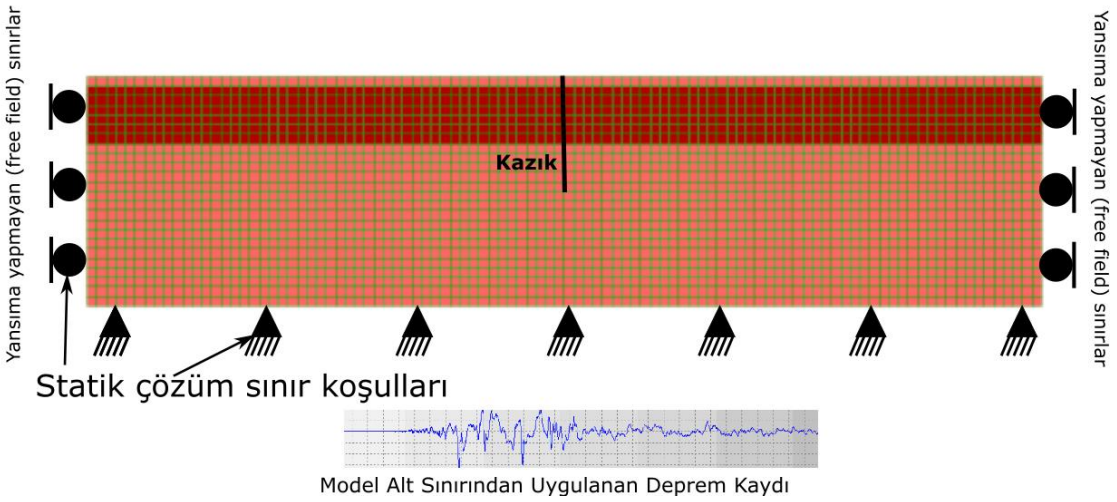


Şekil 5.47. Sıvılaşan zemin modeli olarak 1/50 p çarpanı ile Reese modeli kullanıldığında elde edilen moment diyagramı ve deformasyon grafikleri

Sonuçlar santrifüj modeli ile kıyaslandığında Rollins modeli ile kiriş yay çözümünün hem kazık deplasmanını hem de moment değerlerini çok başarılı biçimde belirlediği anlaşılmıştır. Bununla birlikte özellikle burkulma değerlendirmelerinde Rollins modeli kullanımı sayısal çözüme ulaşamama-stabilite problemlerine neden olabilmektedir. Ashford, Boulanger ve Brandenberg (2011), konveks p-y eğrilerinin bazı durumlarda sayısal çözüm problemlerine neden olabileceğinden bahsetmişlerdir.

5.4.3. Sonlu farklar yöntemi ile yapılan parametrik analizler

Farklı çapta kazıkların, farklı kalınlık ve rölatif sıkılıklardaki sıvılaşabilir zeminler içerisinde davranışlarının belirlenebilmesi için zaman alanında sonlu farklar analizleri yapılmıştır. Bu analizlerde kullanılan sonlu farklar ağı, sınır koşulları ve kazık eleman Şekil 5.48'de sunulmuştur. Şekil 5.48'den de görülebileceği gibi modelin yan sınırlarında sahada bulunan zemin etkisini yansıtmak için yansıma yapmayan özel deprem sınır (free field) koşulları kullanılmıştır.

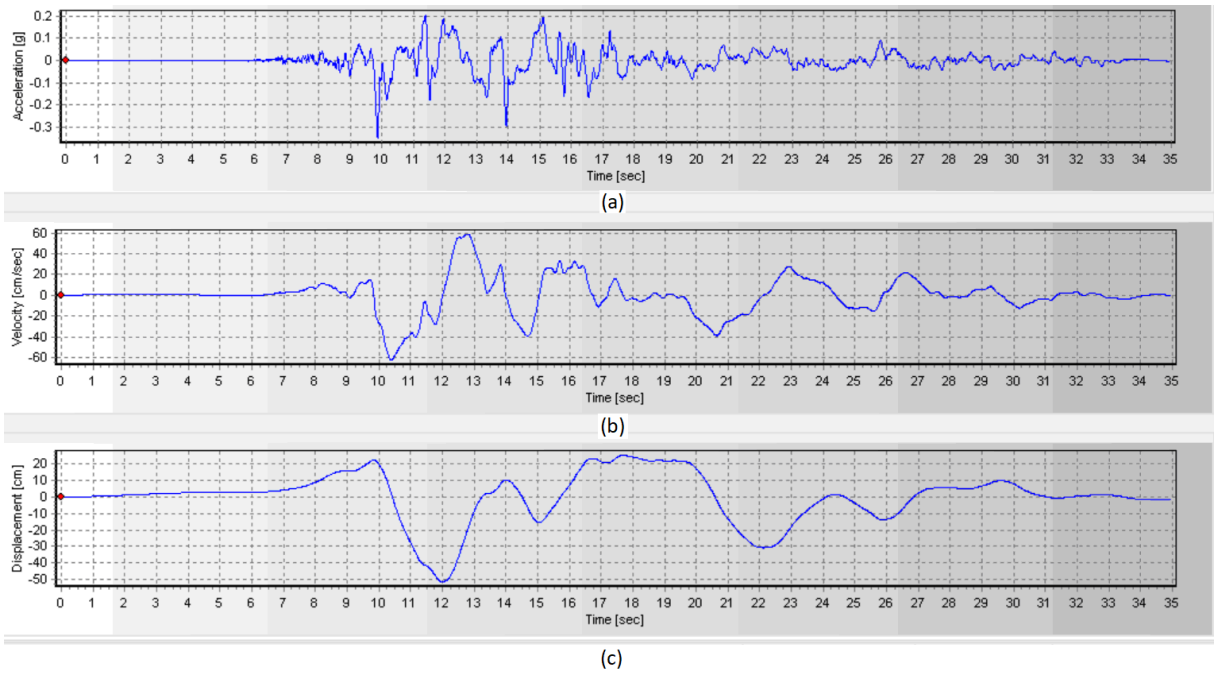


Şekil 5.48. Parametrik sonlu farklar analizlerinde kullanılan sınır koşulları ve sonlu farklar ağı

Analizlerde öncelikle kazık ve üst yapıdan kaynaklanan ataletsel yükleri temsil edici yapı elemanı olmadan statik koşullarda yeraltı suyu seviyesinin yüzeyde olduğu durum için boşluk suyu basınçları ve zemin kütlesine etki eden efektif gerilmeler hesaplatılmıştır. Bu aşamadan sonra kazık ve yapı elemanı modele etkitilmiş, statik koşullar altında çözüm yapılmış ve oluşan deformasyonlar sadece deprem kaynaklı deformasyonların değerlendirilebilmesi için sıfırlanmıştır. Bu aşamadan sonra dinamik analizler yapılmıştır. Analizlerde kazıklar betonarme kesit özellikleri kullanılarak FLAC2D içerisinde bulunan "pile" elemanı ile modellenmiştir.

FLAC2D ile yapılan sonlu farklar analizinde 8 m boyunda doğal titreşim periyodu 0,6 sn'ye (genellikle viyadük ayaklarının doğal titreşim periyodu 0,6-0,8 sn aralığındadır) denk gelecek şekilde bir yapı elamanı modellenmiştir. Yapı elemanının kazığa uyguladığı eksenel yükler emniyetli kazık taşıma gücü olarak 0,6 metre çaplı kazık için 348 kN, 1 metre çaplı kazıklar için 716 kN olacak biçimde ayarlanmıştır. Sıvılaşan zeminlerde kazık davranışını anlayabilmek için yapılan parametrik çalışmada 0,6 m ve 1 m çaplı, kazık başı hareketleri serbest olan kazıkların sıvılaşabilen düzeltilmiş SPT değerleri ($(N_1)_{60}$) 5, 10 ve 15 olacak şekilde ayarlanmış zemin profillerinde analizleri yapılmıştır. Analizlerde, geniş periyot aralığında yüksek spektral ivmeler oluşturduğu için 1999 Marmara depreminde kaydedilmiş "Kocaeli Deprem Kaydı" kullanılmıştır (Şekil 5.49). Sayısal analizlerde Kocaeli deprem kaydı kullanılmadan önce analizlerde kullanılan sonlu farklar ağı, 5 hertz frekansı üstündeki deprem dalgalarını geçirmediği için filtrelenmiş ve deprem sonunda hızın ve deplasmanın sıfırlanmasını sağlayacak düzeltme (baseline correction) işlemi

yapılmıştır. Yüzeyde kaydedilmiş olan Kocaeli ivme kaydının FLAC2D modelinin tabanına taşınabilmesini sağlamak için deprem kaydına DEEPSOIL programında dekonvolüsyon işlemi yapılmıştır.



Şekil 5.49. Dinamik sonlu farklar analizlerinde kullanılan Kocaeli deprem kaydının a) ivme-zaman b) hız-zaman c) yer değiştirme-zaman grafikleri

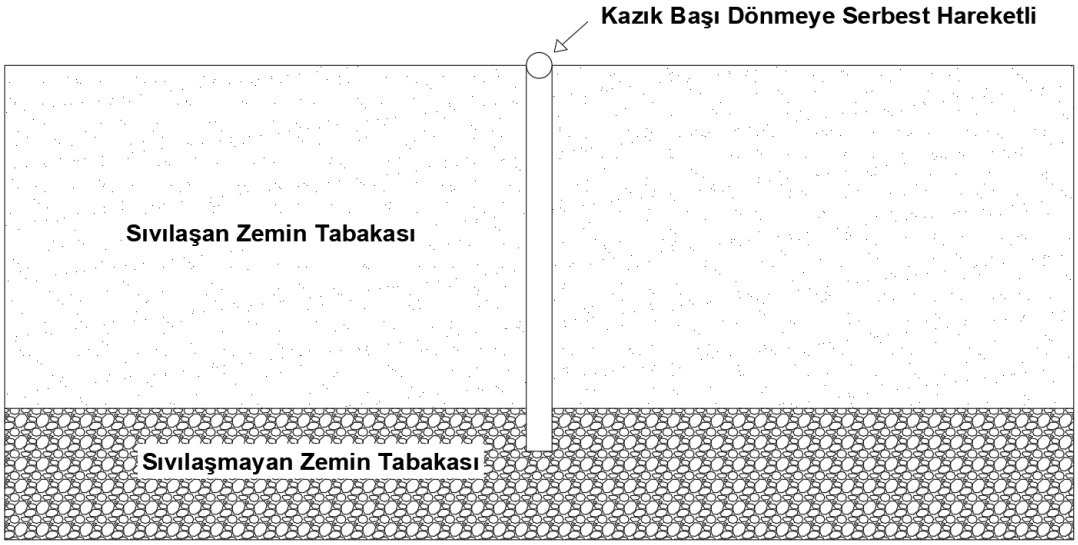
Sıvılaşan zemin için "Finn Sıvılaşma Modeli" kullanılmış boşluk suyu basıncı gelişimini kontrol eden model parametreleri (C_1, C_2) önerilen eşitliklerle düzeltilmiş SPT değerlerinden hesaplanmıştır. Kazıkların soketlendiği tabaka katı kil varsayılmış ve elastik mükemmel plastik zemin modeli ile yenilme kriteri olarak "Mohr Columb" seçilerek modellenmiştir. Kullanılan model parametreleri Çizelge 5.6'da sunulmuştur.

Çizelge 5.6. Dinamik sonlu farklar analizlerinde kullanılan zemin parametreleri

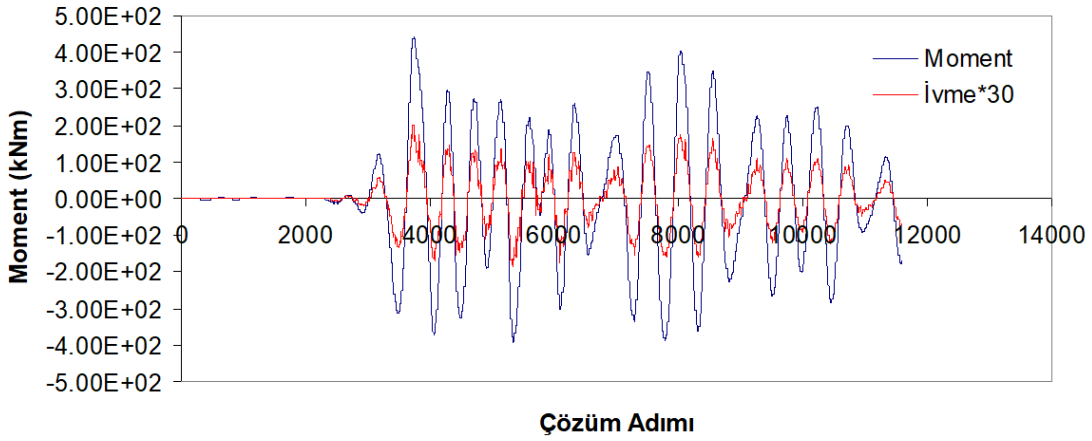
Sıvılaşmayan Tabaka (Katı Kil)		Sıvılaşabilen Kum Tabaka								
		$(N_1)_{60}$ = 5			$(N_1)_{60}$ = 10			$(N_1)_{60}$ = 15		
Drenajsız Kohezyon (kPa)	Drenajsız Elastisite Modülü (MPa)	ϕ^o	E (MPa)	C_1 C_2	ϕ^o	E (MPa)	C_1 C_2	ϕ^o	E (MPa)	C_1 C_2
120	40	29°	25	1,164 0,344	30°	50	0,489 0,818	32°	75	0,295 1,357

Analizlerde kazık zemin arayüzey elemanları kullanılmış, analizler düzlem deformasyon koşullarında yapıldığı için 0,6 ve 1 m çaplı kazıklarda kazık aralığı, çap oranları aynı olacak şekilde kazık kesit özellikleri ölçeklenmiştir.

Kazık başlığı dönmeye serbest olarak modellenmiştir. Ancak kazıklar üst yapı elemanına bağlı olduğu için kazık başlığı yay kiriş yöntemlerinde olduğu gibi tamamen dönmeye serbest değildir. Model şematik olarak Şekil 5.50'de gösterilmiştir. Sonlu farklar analizlerinde kazıklarda yüksek momentlerin tabaka geçişlerinde ve kazık üst kısımlarında oluştuğu görülmüş ve momentlerin üst yapıya etki eden ivmeler ile aynı fazda olduğu belirlenmiştir. Bir başka ifadeyle maksimum ivmelerin oluşması ile maksimum momentlerin oluşması aynı anlara denk gelmektedir. Örnek olarak Şekil 5.51'de 8 metresi sıvılaşabilen zemin içerisinde olan toplam boyu 12 metre, çapı 0,6 metre, ilk 1 metresi sıvılaşmayan kabuk tabakası içinde olan kazıkta geçiş bölgesinde oluşan momentin ve yapı elemanı üst noktasındaki ivmelerin çözüm adımlarıyla değişim grafiği verilmiştir. Grafikte ivmelerin belirgin olabilmesi için m/sn^2 biriminde olan ivmeler 30 kat büyütülmüştür.



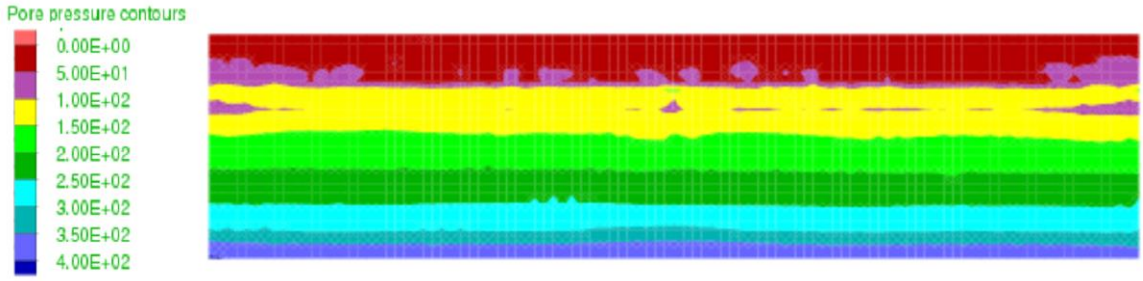
Şekil 5.50. Kazık başının dönmeye serbest olduğu kazık örneği



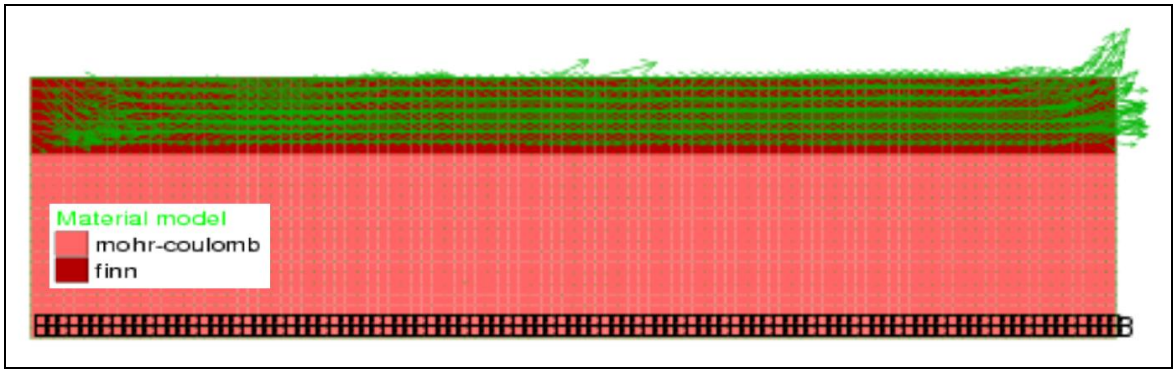
Şekil 5.51. 8 metresi sıvılaşabilen zemin içerisinde olan toplam boyu 12 metre, çapı 0,6 metre, ilk 1 metresi sıvılaşmayan kabuk tabakası içinde olan kazıkta geçiş bölgesinde oluşan momentin ve yapı elemanı üst noktasındaki ivmelerin çözüm adımlarıyla değişim grafiği

Bu durum sıvılaşan zeminlerde ataletsel ve kinematik etkilerin aynı anda etkitilmesi gerekliliğini göstermektedir.

Örnek olarak Şekil 5.52'de 8 metre boyunda, 0,6 metre çaplı kazık için sonlu farklar analizlerinden elde edilen analiz bitimindeki boşluk suyu basıncı dağılımı gösterilmiştir. Şekil 5.53'de ise aynı analiz için elde edilen deformasyon vektörleri verilmiştir.



Şekil 5.52. 8 metre boyunda, 0,6 metre çaplı kazık için sonlu farklar analizlerinden elde edilen analiz bitimindeki boşluk suyu basıncı dağılımı



Şekil 5.53. 8 metre boyunda, 0,6 metre çaplı kazık için sonlu farklar analizlerinden elde edilen analiz bitimindeki deformasyon vektörleri

İlk grup analizlerde toplam boyu 8 metre olan, ilk 7 metresi sıvılaşabilen zemin içerisinde yer alan kazıklar modellenmiştir. Analizlerden elde edilen sonuçlar ise Çizelge 5.7'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.7. 8 m boyundaki kazıkların, kazık başı dönmeye serbest varsayımıyla sonlu farklar yöntemi ile yapılan analizlerin sonuçları

Çap (m)	Kazık başında oluşan yerdeğiştirme (m)			Maksimum moment (kN.m)		
	SPT 5	SPT 10	SPT 15	SPT 5	SPT 10	SPT 15
0,6	0,70	0,52	0,32	210	190	180
1,0	0.68	0.58	0.34	502	500	467

Kazıkların çalışma eksenel yükleri altında moment kapasiteleri 0,6 m çap için 391 kN.m, 1 metre çap için ise 1469 kN.m'dir. Analizler sonucunda elde edilen moment değerleri kazık moment kapasitelerinin altındadır. Bununla birlikte kazık tepe deformasyonları yüksek görünmektedir. Kazıkların 1 metre sıvılaşmayan zemine soketlenmesi yetersiz görülmektedir.

Kazık boyu 12 m ve soket derinliği 4 m olarak değiştirilmiş, analizler yine düzeltilmiş SPT değerleri 5, 10 ve 15 olan sıvılaşabilir zeminler için tekrarlanmıştır. Analizler sonunda elde edilen sonuçlar Çizelge 5.8'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.8. 12 m boyunda, kazık başı dönmeye serbest, soket boyu 4 m olan kazıklar için yapılan sonlu farklar analizlerin sonuçları

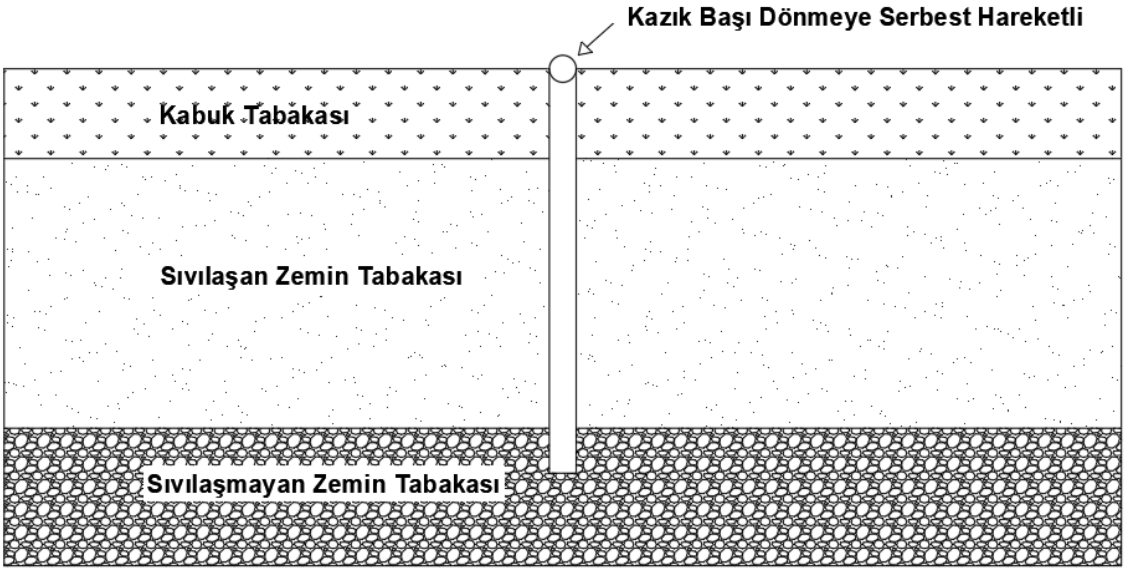
Çap (m)	Kazık başında oluşan yerdeğiştirme (m)			Maksimum moment (kN.m)		
	SPT 5	SPT 10	SPT 15	SPT 5	SPT 10	SPT 15
0,6	0,56	0,62	0,30	290	270	250
1,0	0,37	0.37	0,16	835	820	790

SPT değeri 5 olan örnekte, moment değerleri ve kazık tepe yerdeğiştirme değeri diğer örneklere göre daha büyük çıkmıştır. Soket derinliğinin arttırılması kazık tepe deformasyonlarını azaltmış, momentleri ise arttırmıştır. Kazık çapı arttığında momentin artmasının iki sebebi bulunmaktadır; öncelikle kazık çapı arttıkça emniyetli kazık taşıma gücü arttığı için daha yüksek eksenel yük ve dolayısıyla daha yüksek ataletsel yanal kuvvetler uygulanmaktadır, ikinci olarak daha rijit elemanlar benzer deformasyonlara maruz kaldıklarında daha yüksek kesit gerilmeleri oluşmaktadır.

Devam eden parametrik çalışmada; zemin profilinin üst kısmına 1 m'lik sıvılaşmayan kabuk tabakası eklenmiş ve 12 m boyundaki kazık için analizler tekrarlanmıştır. Analiz sonuçları Çizelge 5.9'da verilmiştir. Kabuk tabakası eklenmiş zemin profilinin şematik olarak görseli Şekil 5.54'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.9. 12 m boyunda, kazık başı dönmeye serbest, soket boyu 4 m ve 1 metre sıvılaşmayan kabuk tabakası olan kazıklar için yapılan sonlu farklar analizlerinin sonucu

Çap (m)	Kazık başında oluşan yerdeğiştirme (m)			Maksimum moment (kN.m)		
	SPT 5	SPT 10	SPT 15	SPT 5	SPT 10	SPT 15
0,6	0,48	0,47	0,45	940	905	890
1,0	0,60	0,61	0,49	2505	2520	2340



Şekil 5.54. Kazık başının dönmeye serbest ve kabuk tabakası bulunan kazık örneği

Sonuçlar incelendiğinde kabuk tabakasının moment değerlerini çok fazla arttıran bir etkisinin olduğu görülmüştür. Her iki çaplı kazıklarda da moment kapasiteleri aşılmıştır. İlerleyen bölümde benzer koşullarda yapılan yay kiriş modeli (LPILE) analizlerinde de sıvılaşmayan kabuk tabakası bulunduğunda kazıklar moment kapasitelerine ulaşmışlardır. Bununla birlikte LPILE ile elde edilen moment değerleri kapasite değerindedir. Bunun sebebi LPILE'da kesitler için doğrusal olmayan beton modeli kullanılması FLAC analizlerinde, programda doğrusal olmayan kesit davranış modeli olmadığı için kesitlerde elastik model kullanılmasıdır. FLAC ile yapılan analizlerde kesit kapasitesine ulaşmış olsa da elastik davrandığı için hesaplanan momentler artmaya devam etmektedir.

5.4.4. P-y yöntemi ile yapılan analizler

Daha önce de belirtildiği gibi sıvılaşan zeminlerde kazık davranışı yay kiriş yaklaşımı kullanılarak da modellenebilmektedir. Bu yaklaşım zaman alanında doğrusal olmayan sonlu elamanlar-sonlu farklar simülasyonlarına göre nispeten daha basit olduğu için parametrik analizler yay-kiriş yaklaşımı kullanılarak da yapılmıştır.

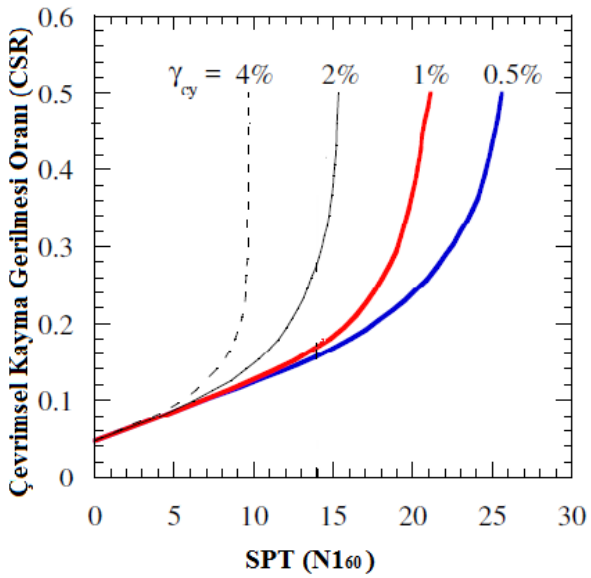
Yay-kiriş yöntemi için Ensoft firmasının geliştirmiş olduğu LPILE isimli yazılım tercih edilmiştir. LPILE bünyesinde farklı araştırmacılar tarafından geliştirilmiş doğrusal olmayan p-y modellerini içermektedir. Ayrıca yazılımda betonarme kazıklar hem doğrusal elastik hem de moment eğrilik modelleri ile modellenebilmektedir. Yazılım p-Δ

(geometrik-nonlinearite) etkisi ile ikinci mertebe momentleri de modelleyebildiği için burkulma problemleri de çözülebilmektedir (Isenhower ve Wang, 2011).

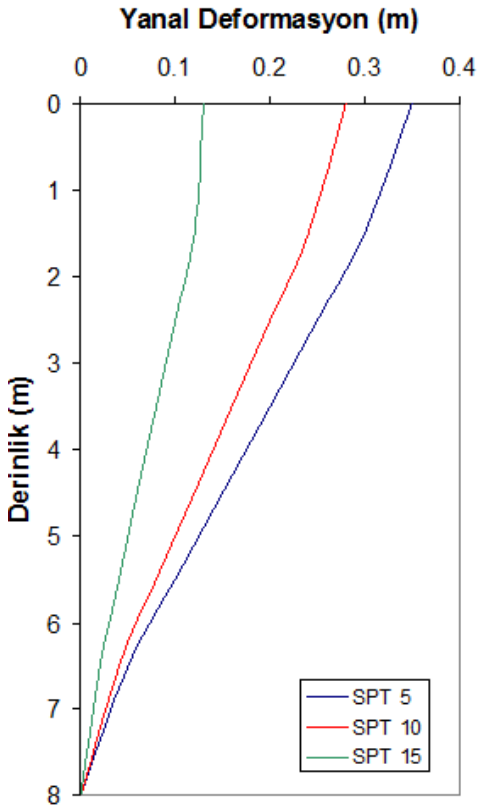
LPILE programında sıvılaşan zeminlerde kazık davranışını anlayabilmek için farklı SPT değerlerine sahip zemin profillerinde, farklı kazık çaplarında (0,6 m, 0,8 m ve 1 m çaplarında) ve eksenel yük değeri % 15, % 20, % 25, % 35 oranında etkitilerek taban kesme kuvveti olarak uygulanan parametrik bir çalışma yapılmıştır.

İlk olarak taban kesme kuvveti, eksenel yükün % 35'i oranında uygulanarak analiz edilmiştir. Ancak bu analizler sonunda kazıklar yenildiği için çözümleme yapılamamış, % 15, % 20 ve % 25 oranlarında uygulanarak analizler tekrarlanmıştır. LPILE programında % 15, % 20, % 25 oranında uygulanarak yapılan analizlerin sonunda elde edilen maksimum moment değerleri çalışma eksenel yüküne karşılık gelen değerlerdir.

Tokimatsu ve Asaka (1998), sıvılaşmadan kaynaklı devirsel kesme birim deformasyonlarının belirlenebilmesi için ampirik bir abak geliştirmişlerdir, bu abak Şekil 5.55'de gösterilmiştir. Devirsel kesme gerilmelerinin oluşturacağı yanal deformasyonlar bu yöntem kullanılarak belirlenmiş ve deformasyonlar Şekil 5.56'da şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 5.55. Çevrimsel kesme deformasyonlarının hesaplanmasında kullanılan ampirik abak (Tokimatsu ve Asaka,1998)



Şekil 5.56. Devirsel kesme gerilmelerinin oluşturacağı yanal deformasyon grafiği

LPILE programında yapılan analizler için kullanılan zemin özellikleri Çizelge 5.10'da gösterilmiştir. Kum için Rollins'in sıvılaşan kum modeli, kil için Reese'in sert kil modeli kullanılmıştır. P-y yöntemi ile yapılan analizlerin tümünde aynı zemin özellikleri kullanılmıştır.

Çizelge 5.10. LPILE programında kullanılan zemin özellikleri

	Sıvılaşabilir kum özellikleri
Derinlik (m)	0-7
ϕ	30
Batık birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	8
	Katı kil özellikleri
Derinlik (m)	7-12
c_u (kN/m^2)	120
Batık birim hacim ağırlığı (kN/m^3)	8
ε_{50}	0,005

Parametrik çalışma soket derinliği değiştirilerek ve kabuk tabakası eklenerek yapılmıştır. Soket derinliği 5 m, kazık boyu 12 m olan tüm kazıklar için kullanılan parametreler Çizelge 5.11, 5.12 ve 5.13'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.11. 0,6 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler

Boyu (m)		12	
Çapı (m)		0,6	
SPT(N)	5	10	15
Kazıktaki eksenel yük (kN)		348	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 15)		52	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 20)		70	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 25)		87	

Çizelge 5.12. 0,8 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler

Boyu (m)		12	
Çapı (m)		0,8	
SPT(N)	5	10	15
Kazıktaki eksenel yük (kN)		518	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 15)		78	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 20)		104	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 25)		129	

Çizelge 5.13. 1 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler

Boyu (m)		12	
Çapı (m)		1	
SPT(N)	5	10	15
Kazıktaki eksenel yük (kN)		716	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 15)		107	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 20)		143	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 25)		179	

Soket derinliği 1 m, kazık boyu 8 m olan tüm kazıklar için kullanılan parametreler Çizelge 5.14, 5.15 ve 5.16'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.14. 0,6 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler

Boyu (m)		8	
Çapı (m)		0,6	
SPT(N)	5	10	15
Kazıktaki eksenel yük (kN)		218	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 15)		33	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 20)		44	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 25)		55	

Çizelge 5.15. 0,8 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler

Boyu (m)		8	
Çapı (m)		0,8	
SPT(N)	5	10	15
Kazıktaki eksenel yük (kN)		324	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 15)		49	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 20)		65	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 25)		81	

Çizelge 5.16. 1 m çaplı kazığın analizinde kullanılan değerler

Boyu (m)		8	
Çapı (m)		1	
SPT(N)	5	10	15
Kazıktaki eksenel yük (kN)		457	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 15)		69	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 20)		92	
Taban kesme kuvveti (kN) (% 25)		114	

LPILE programı ile yapılan, soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye serbest, kazık boyu 12 m olan kazık analizleri

0,6 m, 0,8 m ve 1 m çapında $(N_1)_{60}$ değeri 5, 10,15 olan ve taban kesme kuvveti, emniyetli taşıma gücü hesabına göre hesaplanmış eksenel yükün % 15, % 20, % 25'i oranında uygulanan, soket derinliği 5 m, toplam boyu 12 m olan kazık analizleri, LPILE sonlu elemanlar programında yay-kiriş yaklaşımı ile yapılmıştır. Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri, deplasman değeri ve nominal moment değeri kıyaslaması Çizelge 5.17'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.17'de görüldüğü gibi genel itibari ile 0,6 m çaplı kazıklar moment taşıma kapasitelerine ulaşmış, SPT 5 ve SPT 15 zemin profilindeki, hesaplanmış eksenel yükün % 25 oranında taban kesme kuvveti uygulanmış analizlerde ise kazık, eksenel yük, taban kesme kuvveti ve zemin deformasyonlarını taşıyamadığı için eğilme kaynaklı yenilmiştir.

0,8 m çaplı kazıklarda SPT 5, hesaplanmış eksenel yükün % 20 ve % 25 oranında taban kesme kuvveti uygulanmış analizlerde eğilmeden kaynaklı yenilmeler oluşmuş, bu analizler dışında 0,8 m çaplı kazıklar genel itibari ile moment taşıma kapasitesine ulaşmıştır.

Kazık çapı 1 metre olduğunda ise kazık rijitliği daha yüksek olduğu için genel olarak kazıkların moment kapasitelerine ulaşmadıkları görülmektedir.

Bazı analizlerde yazılımın çözüme ulaşamamasının, yazılımın aşırı deplasman limitine ulaşmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Bu durum özellikle artan taban kesme kuvveti ve kazık çapı küçüldükçe görülmektedir.

Çizelge 5.17. LPILE programında kazık başı dönmeye serbest, soket derinliği 5 m, toplam boyu 12 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları

Kazık Çapı (m)	Taban Kesme Kuvveti %	Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Deplasman (m)			Nominal Moment Değeri (kN.m)			Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Maksimum Moment (kN.m)			Moment Kapasitesi Kullanım Oranı		
		SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15
0,6	15	0,430	0,350	0,216	391			394	394	336	1,00	1,00	0,85
	20	Çözüme ulaşmadı	0,390	0,240				Çözüme ulaşmadı	394	355	-	1,00	0,91
	25		Çözüme ulaşmadı	0,280				Çözüme ulaşmadı		367	-	-	0,94
0,8	15	0,330	0,250	0,156	758			765	765	627	1,00	1,00	0,82
	20	Çözüme ulaşmadı	0,340	0,200				Çözüme ulaşmadı	765	700	-	1,00	0,92
	25		0,380	0,240					765	726	-	1,00	0,95
1,0	15	0,220	0,187	0,100	1469			1282	1207	915	0,87	0,82	0,62
	20	0,270	0,217	0,140				1376	1287	1103	0,94	0,87	0,75
	25	0,330	0,285	0,180				1454	1406	1244	0,99	0,96	0,85

LPILE programı ile yapılan soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye sınırlı, kazık boyu 12 m olan kazık analizleri

0,6 m, 0,8 m ve 1 m değişen çaplı 12 m boyunda, soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye sınırlı olan kazıklar üzerine taşıma gücüne göre hesaplanan eksenel yükler % 15, % 20, % 25 oranında taban kesme kuvveti olarak uygulanıp analizler yapılmıştır.

Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment ve nominal moment oranları karşılaştırılmıştır. Kazıkların kapasitelerine ulaşıp ulaşmadığı tespit edilmiş, sonuçlar Çizelge 5.18'de verilmiştir.

Çizelge 5.18. LPILE programında kazık başı dönmeye sınırlı, soket derinliği 5 m, toplam boyu 12 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları

Kazık Çapı (m)	Taban Kesme Kuvveti %	Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Deplasman (m)			Nominal Moment Değeri (kN.m)			Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Maksimum Moment (kN.m)			Moment Kapasitesi Kullanım Oranı		
		SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15
0,6	15	0,210	0,150	0,069		391		400	395	281	1,02	1,01	0,71
	20	0,230	0,173	0,084				402	402	335	1,02	1,02	0,86
	25	0,270	0,203	0,108				404	404	385	1,03	1,03	0,98
0,8	15	0,064	0,064	0,048		758		577	575	495	0,76	0,76	0,65
	20	0,088	0,088	0,057				699	696	579	0,92	0,92	0,76
	25	0,137	0,127	0,068				780	776	660	1,02	1,02	0,87
1,0	15	0,028	0,028	0,027		1469		735	733	726	0,50	0,49	0,49
	20	0,042	0,042	0,039				934	931	901	0,63	0,63	0,61
	25	0,058	0,058	0,048				1141	1137	1046	0,77	0,77	0,71

Genel itibari ile 0,6 m çaplı kazıklar moment kapasitelerine ulaşmıştır. 0,8 m ve 1 m çaplı kazıklar için yapılan analizlerin sonuçlarına bakıldığında kazıkların halen moment kapasitelerinin bulunduğu görülmektedir. Her kazık çapını kendi içinde değerlendirdiğimizde SPT değeri arttıkça çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman değerleri azalmıştır.

LPILE programı ile yapılan kabuk tabakası 1 m, soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye serbest, kazık boyu 12 m olan kazık analizleri

0,6 m, 0,8 m ve 1 m çapında SPT değeri 5, 10, 15 olan ve taban kesme kuvveti, taşıma gücü hesabına göre hesaplanmış eksenel yükün % 15, % 20, % 25'i oranında ile uygulanmış, zemin profilinin üst kısmına 1 m'lik sıvılaşmayan kabuk tabakası eklenmiş, soket derinliği 5 m, kazık boyu 12 m, kazık başı dönmeye serbest kazık örnekleri için LPILE programı kullanılarak yay-kiriş modeli ile sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır.

Kazıklardaki çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değerleri, deplasman değerleri ve nominal moment değerleri karşılaştırılmış, kazıkların moment kapasitelerine ulaşıp ulaşmadığı belirlenmiş ve sonuçlar Çizelge 5.19'da gösterilmiştir.

Çizelge 5.19. LPILE programında kabuk tabakası 1 m, soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye serbest, toplam boyu 12 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları

Kazık Çapı (m)	Taban Kesme Kuvveti %	Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Deplasman (m)			Nominal Moment Değeri (kN.m)			Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Maksimum Moment (kN.m)			Moment Kapasitesi Kullanım Oranı		
		SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15
0,6	15	0,380	0,282	0,154		391		394	387	305	1,00	0,99	0,78
	20	0,385	0,310	0,155				394	393	288	1,00	1,00	0,73
	25	0,389	0,310	0,158				394	393	288	1,00	1,00	0,73
0,8	15	0,380	0,300	0,152		758		765	763	618	1,00	1,00	0,81
	20	0,383	0,300	0,154				765	763	620	1,00	1,00	0,81
	25	0,387	0,310	0,156				765	764	621	1,00	1,00	0,82
1,0	15	0,370	0,290	0,149		1469		1476	1424	1123	1,00	0,97	0,76
	20	0,373	0,300	0,151				1477	1429	1131	1,00	0,97	0,76
	25	0,379	0,300	0,153				1478	1434	1138	1,00	0,97	0,77

Genel olarak bakıldığında kazıklar SPT 5 ve SPT 10 zemin profillerinde moment taşıma kapasitelerine ulaşmışlardır. SPT 15 zemin profilindeki tüm kazıkların moment kapasitelerininbulunduğu görülmektedir. Her kazık kendi içinde değerlendirildiğinde SPT değeri arttıkça deplasman değeri azalmıştır. Kabuk tabakasının bulunması durumunda kazıklarda daha yüksek kesit tesirleri oluştuğu görülmektedir.

LPILE programı ile yapılan kabuk tabakası 1 m, soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye sınırlı, toplam boyu 12 m olan kazık analizleri

0,6 m, 0,8 m ve 1 m çapında SPT değeri 5, 10, 15 olan ve taban kesme kuvveti taşıma gücü hesabına göre belirlenmiş olan eksenel yükün % 15, % 20, % 25'i oranında uygulanmış, soket derinliği 5 m, kazık boyu 12 m, zemin profilinin üst kısmında 1 m'lik sıvılaşmayan kabuk tabakası bulunan, kazık başı dönmeye sınırlı kazık örnekleri için LPILE programı kullanılarak yay-kiriş yöntemiyle sonlu elemanlar analizleri yapılmıştır.

Analizler sonunda her kazık için izin verilen eksenel yüke karşılık gelen moment değeri ve nominal moment değeri oranları karşılaştırılmıştır. Kazıkların moment kapasitelerine ulaşıp ulaşmadığı tespit edilmiş, sonuçlar Çizelge 5.20'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.20. LPILE programında kabuk tabakası 1 m, soket derinliği 5 m, kazık başı dönmeye sınırlı, toplam boyu 12 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları

Kazık Çapı (m)	Taban Kesme Kuvveti %	Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Deplasman (m)			Nominal Moment Değeri (kN.m)			Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Maksimum Moment (kN.m)			Moment Kapasitesi Kullanım Oranı		
		SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15
0,6	15	0,358	0,285	0,140		391		399	399	387	1,02	1,02	0,99
	20	0,360	0,287	0,141				401	401	393	1,02	1,02	1,00
	25	0,363	0,289	0,142				403	403	399	1,02	1,02	1,01
0,8	15	0,353	0,282	0,140		758		773	773	774	1,01	1,01	1,02
	20	0,357	0,284	0,140				776	776	776	1,02	1,02	1,02
	25	0,359	0,285	0,141				779	779	779	1,02	1,02	1,02
1,0	15	0,330	0,226	0,124		1469		1492	1492	1487	1,01	1,01	1,01
	20	0,340	0,270	0,132				1496	1496	1496	1,02	1,02	1,02
	25	0,349	0,280	0,137				1500	1500	1500	1,02	1,02	1,02

Sıvılaşmayan kabuk tabakası 1 m, soket derinliği 5 m, kazık boyu 12 m, kazık çapı 0,6 m, 0,8 m,1 m ve kum zeminin SPT 5, SPT 10, SPT 15 değerleri için yapılan kazık başı dönmeye sınırlı kazık örneklerinin analizleri için elde edilen sonuçlarda kazıklar moment kapasitesi kullanım yüzdesine erişmiştir. Bu analizler neticesinde kabuk tabakasının kazık davranışına oldukça olumsuz bir etkisi olduğu görülmüştür.

LPILE programı ile yapılan soket derinliği 1 m, kazık başı dönmeye serbest, toplam boyu 8 m olan kazık analizleri

Kazık boyu 8 m, soket derinliği 1 m, çapı 0,6, 0,8 ve 1 metre olan kazık örneklerine eksenel yüklerinin % 15, % 20, % 25'i taban kesme kuvveti olarak uygulanmış ve analizler yay kiriş yöntemi kullanılarak yapılmıştır.

Analizler sonunda çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment ve nominal moment oranları karşılaştırılmıştır. Kazıkların moment kapasitelerine ulaşıp ulaşmadığı tespit edilmiş, sonuçlar Çizelge 5.21'de verilmiştir.

Çizelge 5.21. LPILE programında kazık başı dönmeye serbest, soket derinliği 1 m, toplam boyu 8 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları

Kazık Çapı (m)	Taban Kesme Kuvveti %	Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Deplasman (m)			Nominal Moment Değeri (kN.m)			Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Maksimum Moment (kN.m)			Moment Kapasitesi Kullanım Oranı		
		SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15
0,6	15	0,440	0,360	0,220	370			114	110	100	0,30	0,29	0,27
	20	0,460	0,390	0,240				124	122	116	0,33	0,32	0,31
	25	Çözüme ulaşmadı						Çözüme ulaşmadı			-	-	-
0,8	15	Çözüme ulaşmadı			711			Çözüme ulaşmadı			-	-	-
	20	2,720	2,720	2,720				106	106	106	0,15	0,15	0,15
	25	3,080	3,080	3,040				101	101	101	0,14	0,14	0,14
1,0	15	2,010	2,010	2,010	1386			109	109	109	0,08	0,08	0,08
	20	2,340	2,340	2,340				103	103	103	0,07	0,07	0,07
	25	2,650	2,650	2,650				97	97	97	0,06	0,06	0,06

Kazık boyu 8 m, soket derinliği 1 m; 0,6 m, 0,8 m ve 1 m çaplarındaki kazıkların soket derinlikleri yeterli gelmediği için genel itibari ile minimum eğilme yaparak kısa rijit kazık davranışı göstermiş, eğilmeden dönmüşlerdir. Soket derinlikleri yetersiz olduğundan ve kazık başları serbest hareket ettiğinden dolayı çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman değerleri diğer analiz sonuçlarına göre yüksek çıkmıştır.

LPILE programı ile yapılan soket derinliği 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, toplam boyu 8 m olan kazık analizleri

Kazık boyu 8 m, soket derinliği 1 m, kazık çapı 0,6 m, 0,8 m ve 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı olan kazık örnekleri, kazıkların taşıma gücü değeri % 15, % 20, % 25'i oranında taban kesme taban kesme kuvveti olarak etkitilerek analizlere dahil edilmiştir.

Kazık örneklerinin nominal moment kapasiteleri ile kazıkların çalışma eksenel yükü altındaki moment kapasitesi kullanım yüzdesi değerleri Çizelge 5.22'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.22. LPILE programında kazık başı dönmeye sınırlı, soket derinliği 1 m, toplam boyu 8 m olan kazıklar için yapılan analizlerin sonuçları

Kazık Çapı (m)	Taban Kesme Kuvveti %	Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Deplasman (m)			Nominal Moment Değeri (kN.m)			Çalışma Eksenel Yüküne Karşılık Gelen Maksimum Moment (kN.m)			Moment Kapasitesi Kullanım Oranı		
		SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15	SPT5	SPT10	SPT15
0,6	15	0,230	0,170	0,090		370		375	361	252	1,01	0,97	0,97
	20	0,260	0,190	0,100				376	375	301	1,01	1,01	0,81
	25	0,300	0,230	0,120				377	377	344	1,01	1,01	0,92
0,8	15	0,209	0,150	0,060		711		720	699	476	1,01	0,98	0,66
	20	0,230	0,160	0,078				722	720	544	1,01	1,01	0,76
	25	0,260	0,190	0,090				723	723	617	1,01	1,01	0,86
1,0	15	0,060	0,060	0,040		1386		954	950	816	0,68	0,68	0,58
	20	0,070	0,078	0,050				1131	1124	925	0,81	0,81	0,66
	25	0,035	0,101	0,030				767	1288	754	0,55	0,92	0,54

Kazık boyu 8 m, soket derinliği 1 m, kazık çapı 0,6 m, 0,8 m ve 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı olan kazıklarda; kazık çapı 1 m olan ve kuru zeminin SPT değeri 15 olan, 0,6 m ve 0,8 m çaplı kazıklar haricinde tüm kazıklar moment kapasitelerine erişmiştir. SPT 15 zemin profilindeki zemin tabakası daha rijit davranmış kazıklara yeterli desteği sağlamıştır.

Bu nedenle SPT 15 zemin profilinde bulunan kazıkların çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman değerleri SPT 5 ve SPT 10 değerlerindekine göre daha düşük çıkmıştır.

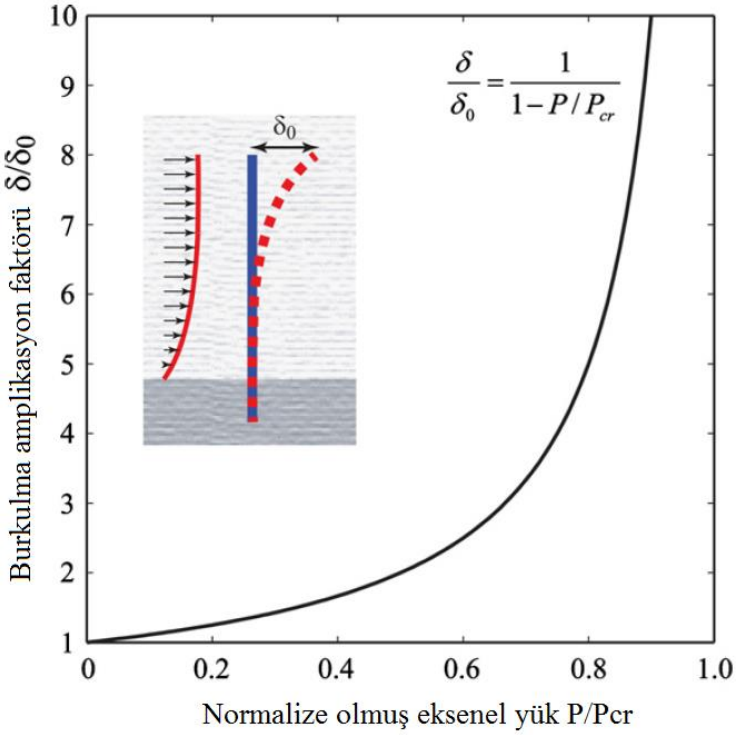
5.5. Yanal Yayılma ve Kazıklarda Burkulma Etkisi

Kazıklar deprem yükleri altında hem eksenel yüke hem de yanal yük etkisine maruz kalarak kiriş-kolon gibi davranırlar (Dash, Bhattacharya ve Blakeborough, 2010). Kazıklarda eksenel yükün varlığı düşey ekseninde sapmalara neden olarak burkulma olayını meydana getirebilir. Eksenel yük burkulma kritik değerine yaklaştıkça, kazıklarda yanal rijitlik kayıpları oluşabilir ve bunun sonunda kazık yenilebilir.

Bhattacharya ve Goda (2013) sıvılaşan zeminlerde kazıkların burkulma etkisinin stabiliteleri üzerinde çok önemli bir etkisinin olduğunu vurgulamıştır. Bununla birlikte birçok şartnamede (Örn: Japon şartnamesi), burkulma etkisi dikkate alınmamaktadır. Euler teorisi ile burkulmaya yol açan kritik yük aşağıdaki eşitlik 5.23 ile hesaplanabilir.

$$P_{cr} = \frac{\pi^2}{L_{eff}^2} EI \tag{5.23}$$

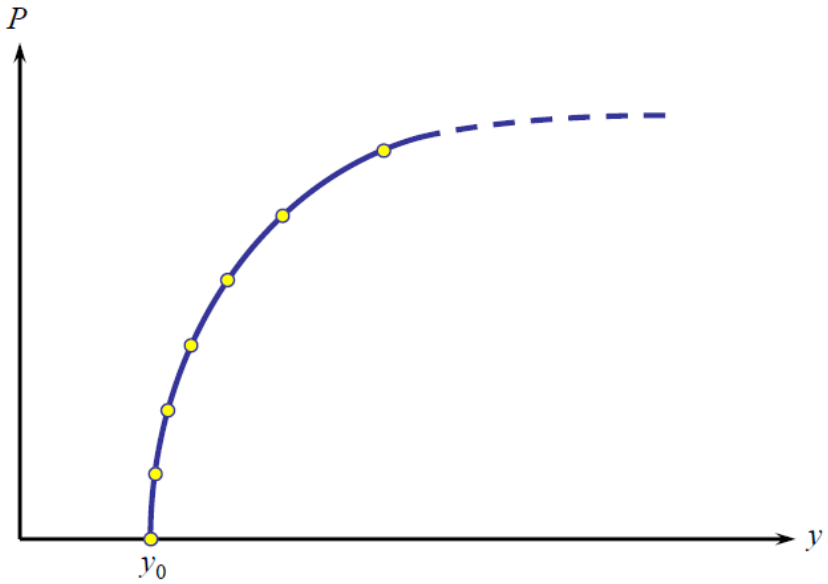
Kazık üzerindeki eksenel yük kritik burkulma yüküne yaklaştıkça kazıklara etkiyen deformasyonlar ve dolayısıyla kesit tesirleri artmaktadır (Şekil 5.57).



Şekil 5.57. Eksenel yükün kazık üzerindeki etkisi (Bhattacharya ve Goda, 2013)

5.5.1. LPILE ile burkulma analizleri

Tez çalışması kapsamında kullanılan kiriş yay yöntemi yazılımı LPILE, p-Δ etkisini hesaba katabildiği için burkulma analizleri yapılabilmektedir (Isenhower ve Wang, 2011). Burkulma analizi için LPILE ile eksenel yükler adım adım arttırılarak yatay ötelenme hesaplanmış ve eksenel yük yanal ötelenme grafiği elde edilmiştir (Şekil 5.58).



Şekil 5.58. LPILE ile elde edilen tipik bir burkulma yük deformasyon eğrisi (Isenhower ve Wang, 2011)

Programın çözüm yapamadığı eksenel yük değeri veya deformasyonların birden çok yükseldiği eksenel yük değeri, burkulma yükü olarak tanımlanmıştır (Isenhower ve Wang, 2011). Bu şekilde elde edilen burkulma yükü, Euler eşitliğine oranla daha düşük çıkmıştır. 0,6 m, 0,8 m ve 1 m çaplı sıvılaşan zemin tabakasının 8 m olduğu durum için yapılan parametrik çalışmanın Euler teorisi ile hesaplanan burkulma yükü Çizelge 5.23'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.23. 0,6 m, 0,8 m ve 1 m çaplı kazık örneklerinin Euler burkulma yükü

Sıvılaşan tabakadaki kazığın efektif boyu (m)	Kazığın çapı (m)	Betonarme kazığın Elastisite Modülü (kN/m^2)	Euler Burkulma Yükü (kN)
L_{eff}=2xsıvılaşan tabaka=16	0,6	28000000	6868
	0,8		21705
	1		51989

Yapılan parametrik çalışmada 0,6 m, 0,8 m ve 1 m çapındaki kazıklar, kazık başı dönmeye serbest ve kazık başı dönmeye sınırlı olacak şekilde; Rollins'in sıvılaşan kum modeli, Reese'in kum modelinin β çarpanlarının 1/50 ve 1/1000 oranında azaltılması ile oluşturulan model ve SPT 5, SPT 10 ve SPT 15 zeminleri için Bowen (2007)'e göre hesaplanan çift doğrusal p-y eğrileri kullanılarak analizler yapılmıştır. Bu şekilde 3 farklı p-y eğrisi yaklaşımı kullanılmıştır. Sıvılaşan ve sıvılaşmayan zemin özellikleri her model

için aynı olup, sıvılaşamayan zemin tabakasının batık birim hacim ağırlığı 8 kN/m^3, kohezyon değeri 120 kN/m^2 olarak alınmıştır. Sıvılaşan zemin tabakasının batık birim hacim ağırlığı 8 kN/m^3, sürtünme açısıda 30° olarak analizlere dahil edilmiştir. Tüm modellerde zemin profilinin ilk 8 m'si zeminin sıvılaştığı, diğer 4 m'sinde sıvılaşmadığı kabul edilerek analizler yapılmıştır. Kazıklara etki eden maksimum yanal yayılma yerdeğiştirmesi 50 cm olarak alınmıştır. Her bir model için kazık kesiti hem doğrusal olmayan beton modeli hem de doğrusal elastik beton modeli kullanılarak yapılmıştır.

Japon Şartnamesi (AIJ-2001)'e göre kumlu zeminler için yay sabitleri aşağıdaki 5.24 ile 5.27'i arasındaki eşitlikler ile hesaplanır (Bowen, 2007).

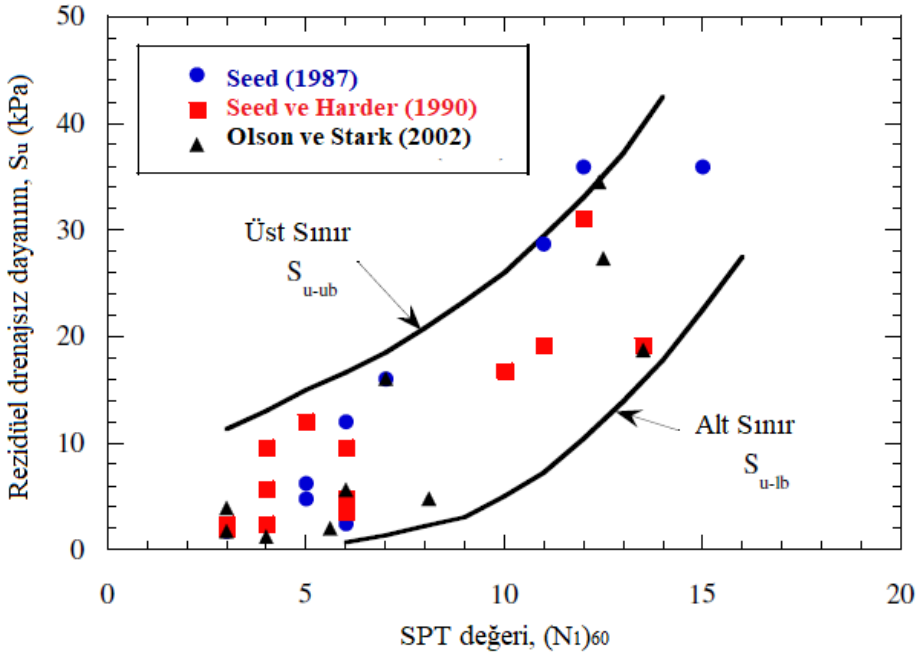
$$\kappa = 56ND_0^{-3/4} \ [MN/m3] \tag{5.24}$$

$$k = \kappa D_0 l \tag{5.25}$$

$$p_{max} = \alpha_u p_{p(z)} \tag{5.26}$$

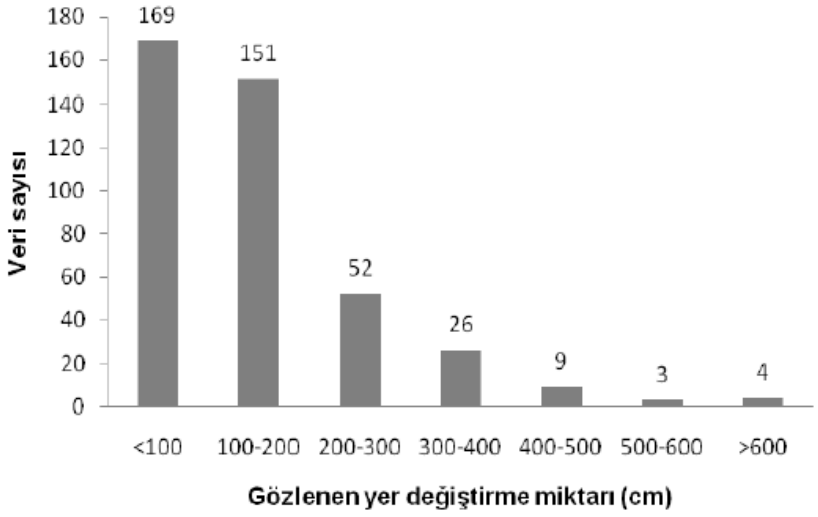
$$p_{p(z)} = K_p \sigma'_v \tag{5.27}$$

Sıvılaşma durumunda bu yay sabitlerinin çevrimsel aşama için 1/10 ile 1/50 arasında, yanal yayılma durumunda ise 1/50 ile 1/1000 arasında azaltılması önerilmektedir. Zeminin maksimum direnci, sıvılaşma sonrasındaki rezidüel kayma dayanımına eşit alınmaktadır (Bowen, 2007). Drenajsız artık kayma dayanımı değerleri aşağıdaki abak vasıtasıyla belirlenmiştir (Şekil 5.59).



Şekil 5.59. Sıvılaşan zeminlerde rezidüel kayma mukavemetini belirlemek için kullanılan ampirik grafik (Idriss ve Boulanger, 2007)

Hasançebi (2011), yaptığı çalışmada dünyanın çeşitli bölgelerinde depremden sonra oluşan yanal yayılma ve zemin koşullarını içeren bir veri tabanı oluşturmuştur. Derlenen yanal yayılma verilerinin histogram grafiği Şekil 5.60'da sunulmuştur. Şekil incelendiğinde yanal yayılma verilerinin % 40, 100 cm'den küçük olduğu görülmektedir. Bu nedenle yanal yayılma değeri, analizlerde kullanılmak üzere 50 cm olarak seçilmiştir.



Şekil 5.60. Yanal yayılma kaynaklı, gözlenen yer değiştirme miktarlarının veri tabanındaki dağılımları (Hasançebi, 2011)

Yanal yayılma genellikle deprem sonuna doğru veya deprem bittiğinde oluştuğundan bu analizlerde kazıklara taban kesme kuvveti uygulanmamıştır.

Kazık başı dönmeye serbest, kazık çapı 0,6 m olan, doğrusal olmayan kesit özellikleri ve elastik kesit özellikleri ile çözümlenmiş analiz sonuçları Çizelge 5.24 ve Çizelge 5.25'de gösterilmiştir.

Kazık çapı 0,6 m olan, kazık başı dönmeye serbest ve çalışma eksenel yükü altında yapılan kesit özelliği doğrusal olmayan çözümde (Çizelge 5.24) Rollins (sıvılaşan kum) modelinin kullanıldığı analizde; çalışma eksenel yüküne karşılık oluşan moment ve deplasman değerinin SPT 15 zemin profilindeki p-y eğrileri yönteminin β=1/50 olduğu durumla birbirlerine yakın sonuçlar verdiği görülmüştür. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminin SPT 10 zemin profili için uygulandığı durumda β=1/50 olması durumunda çözüme ulaşılmamıştır. P-y eğrileri yönteminde β çarpanı değeri azaldıkça, çalışma eksenine karşılık gelen moment ve deplasman değeri azalmıştır. Reese (kum) modelinde β=1/50 ile yapılan çözümde oluşan moment ve deplasman değerleri β=1/1000 ile yapılan çözümden elde edilen verilere göre daha yüksek çıkmıştır. Reese (kum) modelinde β=1/1000 olduğunda p-y eğrileri çok yumuşamakta ve yenilme p değerleri çok düşük hesaplanmaktadır. Bu nedenle yanal yayılma kaynaklı yanal deformasyonlar ve çalışma eksenel yükü kazıkta çok az moment ve deplasman oluşturmuştur.

Kısaca bu analiz grubunda Rollins modeli, kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri modellerinden β çarpanı 1/50 durumunda SPT 10 ve SPT 15 olan zemin koşullarında da kazık çalışma eksenel yükü ve yanal yayılma deplasmanları etkileriyle yenilmiştir. Bununla birlikte Reese modeli ve kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y modellerinden SPT 5 değerinin, β değerinin her iki koşulunda, SPT 10 ve SPT 15'in β çarpanlarının 1/1000 olduğu durumda kazıklar emniyetli çıkmıştır.

Çizelge 5.24. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)	0,6								
Boy (m)	12								
Çalışma eksenel yükü	348								
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese(Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	394,00	131,83	6,06	174,18	107,56	Çözüme ulaşmadı	207,54	394,03	283,36
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,58	0,028	0,0005	0,075	0,025	Çözüme ulaşmadı	0,105	0,58	0,17
Burkulma eksenel yükü (kN)	*	2500	4400	2150	3000	Çözüme ulaşmadı	1600	*	1000

* Kapasitesine ulaşmış

Kazık çapı 0,6 m olan, kazık başı dönmeye serbest, elastik kesit davranışına sahip ve çalışma eksenel yükü altında yapılmış olan analiz sonuçları (Çizelge 5.25) ele alındığında; Rollins (sıvılaşan kum) modeli ile yapılan analizde çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve aynı yükte oluşan deplasman değerinin, Reese (kum) modelinde β=1/50 ve β=1/1000 değerleri için aynı eksenel yüke karşılık gelen değerlerden daha fazla olduğu görülmüştür. Rollins (sıvılaşan kum) modeli ile yapılan çözümlemenin Reese (kum) modeli ile yapılan çözümden daha doğru olduğu düşünülmektedir. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri ile yapılan analiz sonuçlarına bakıldığında SPT değeri arttıkça kazıkta çalışma eksenel yüküne karşılık oluşan moment ve deplasman değeri artmıştır. Bunun sebebi SPT değeri arttıkça hem drenajsız kayma dayanımı hem de zemin rijitliği artmaktadır. Zemin rijitliğinin artması aynı deplasman düzeyinde ise yanal yayılma kaynaklı zemin deformasyonlarının kazıklara daha fazla etki etmesine neden olmaktadır.

Çizelge 5.24 ve Çizelge 5.25 karşılaştırıldığında; elastik olan çözümde meydana gelen burkulma eksenel yükleri ile çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değerleri artmış, çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman değerleri azalmıştır. Kazık elastik özellik gösterdiği için daha fazla burkulma yükü hesaplanmıştır. Tezin bu bölümünde yapılan analizler burkulma analizleri olarak adlandırılmış olmasına rağmen tam olarak elastik burkulma değildir. Bununla birlikte yatay zemin deplasmanları altında artan eksenel yükün oluşturduğu p-Δ etkisidir.

Genel itibari ile kesitin elastik varsayılması plastik burkulma dikkate alınmadığı için burkulma eksenel yüklerinin fazla çıkmasına neden olmaktadır. Rollins modeli büyük çaplı arazi deneyleri kullanılarak özel olarak sıvılaşmış zeminler için geliştirildiğinden ve tez kapsamında yapılan santrifüj deneyi simülasyonunda da başarılı sonuç verdiği için doğrusal olmayan kesit modeli ile kullanılmasının daha doğru olduğu düşünülmektedir.

Çizelge 5.25. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında elastik kesit özellikleri olan analiz sonuçları

Çap (m)					0,6				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					348				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	571,00	128,40	6,08	160,06	106,63	348,13	209,13	790,52	304,40
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,19	0,016	0,0005	0,029	0,018	0,077	0,040	0,38	0,062
Burkulma eksenel yükü (kN)	2000	4000	5300	2772	3000	2147	2728	2767	2370

Kazık başı dönmeye serbest, kazık çapı 0,8 m olan, doğrusal olmayan kesit özellikleri ve elastik kesit özellikleri ile çözümlenmiş analiz sonuçları Çizelge 5.26 ve Çizelge 5.27'de gösterilmiştir. Çizelge 5.26'da elde edilen sonuçlarda çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment ve deplasman değerleri Rollins (sıvılaşan kum) modelinde genel itibari ile daha yüksek çıkmıştır. Çizelge 5.26 ve Çizelge 5.27'de gösterilmiş olan, kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yöntemi analiz sonuçlarına göre genel olarak SPT değeri arttıkça, çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment ve deplasman değeri artmıştır. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde her SPT değeri kendi içinde değerlendirildiğinde β değeri 1/50'den 1/1000'e azaltıldığında çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment ve deplasman değeri azalmış, burkulma eksenel yük değeri ise artmıştır. Elastik kesit varsayımından elde edilen burkulma eksenel yükleri, doğrusal olmayan analizlerden elde edilen sonuçlara göre daha yüksek belirlenmiştir.

Çizelge 5.26. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)	0,8								
Boy (m)	12								
Çalışma eksenel yükü	518								
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	542,35	140,30	6,67	208,99	113,36	487,94	227,85	Çözüme ulaşmadı	334,54
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,098	0,005	0,002	0,012	0,005	0,125	0,020	Çözüme ulaşmadı	0,055
Burkulma eksenel yükü (kN)	6300	9230	3000	5600	7850	2500	5800	Çözüme ulaşmadı	4300

Çizelge 5.27. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında elastik kesit özellikleri olan analiz sonuçları

Çap (m)				0,8					
Boy (m)				12					
Çalışma eksenel yükü				518					
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	513,84	140,23	6,68	209,36	113,50	455,878	227,67	1016,514	338,86
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,030	0,006	0,002	0,013	0,006	0,0515	0,014	0,433	0,0248
Burkulma eksenel yükü (kN)	9000	12500	7000	6029	9475	2685	6215	3530	4470

Kazık başı dönmeye serbest, kazık çapı 1 m olan, doğrusal olmayan kesit özellikleri ve elastik kesit özellikleri ile çözümlenmiş, analiz sonuçları Çizelge 5.28 ve Çizelge 5.29'da gösterilmiştir. Çizelge 5.28 ve Çizelge 5.29'da gösterilmiş olan analiz sonuçlarına bakıldığında Rollins (sıvılaşan kum) modelinin çalışma eksenel yükü altında genel itibari ile daha büyük moment değerini verdiği görülmüştür. SPT değeri arttıkça, çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment ve deplasman değeri artmıştır. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde her SPT değeri kendi içinde değerlendirildiğinde β değeri 1/50'den 1/1000'e azaltıldığında çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment ve deplasman değeri azalmış, burkulma eksenel yük değeri artmıştır.

Tüm analiz sonuçları değerlendirildiğinde kazık kesitinin doğrusal olmayan model analizlerinde, Rollins modelinin daha tutucu sonuçlar verdiği görülmüş ve kabuk tabakasının olmadığı dönmeye serbest kazık başlığına sahip 1 m çaplı kazığın çalışma eksenel yükünde ve 50 cm yanal yayılma etkisi altında yenilmediği belirlenmiştir. Sıvılaşan zeminlerde kullanılan kazıkların çapları arttıkça performansları da artmaktadır.

Çizelge 5.28. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)					1				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					716				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	519,60	157,03	6,71	260,34	119,46	585,02	241,49	1147,53	361,44
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,025	0,0029	0,0002	0,007	0,0026	0,076	0,006	0,48	0,012
Burkulma eksenel yükü (kN)	14641	17830	8000	8699	15000	3000	10000	4000	7000

Çizelge 5.29. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					1				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					716				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	515,44	156,84	7,44	260,58	119,50	571,76	241,50	1184,38	361,44
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,014	0,0032	0,0001	0,0079	0,0029	0,054	0,0068	0,46	0,012
Burkulma eksenel yükü (kN)	18430	27300	36000	9095	20599	3089	11000	4098	7112

Kazık başı dönmeye sınırlı, kazık çapı 0,6 m, 0,8 m, 1 m olan, doğrusal olmayan kesit özellikleri ve elastik kesit özellikleri ile çözümlenmiş, analiz sonuçları Çizelge 5.30- 5.35 arasında verilmiştir. Kazık başı dönmeye sınırlı analiz sonuçları değerlendirildiğinde kazıklarda genel olarak doğrusal olmayan kesit özelliklerinde Rollins (sıvılaşan kum) modelinde çalışma eksenine karşılık gelen moment ve deplasman değeri daha yüksek çıkmıştır. Doğrusal olmayan kesit özelliğine sahip Reese (kum) modelinde β=1/50'de çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve deplasman değeri, burkulma eksenel yükü β=1/1000'deki duruma göre daha büyük çıkmıştır. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde SPT değeri arttıkça aynı zemin deformasyonu altında oluşan moment ve deplasman değeri ise artmış, burkulma yükü değeri azalmıştır.

Her kazık çapının kendi arasında değerlendirildiği; kazık başı dönmeye sınırlı, elastik kesit çözümü ile yapılan parametrik çalışma ile kesit özellikleri doğrusal olmayan sonuca göre yapılan çalışmanın sonuçları karşılaştırıldığında; kazıklarda oluşan burkulma eksenel yükleri daha yüksek hesaplanmıştır. Elastik kesit kullanılması durumunda plastik kesit deformasyonları dikkate alınmamıştır.

Ayrıca hem elastik kesitte hemde doğrusal olmayan kesit özelliklerine sahip kazıklarda kazık çapı arttıkça kazıkta oluşan moment, deplasman ve burkulma eksenel yük değerleri artmıştır.

Çizelge 5.30. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)	0,6								
Boy (m)	12								
Çalışma eksenel yükü	348								
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	300,79	86,56	4,28	86,99	57,33	185,35	108,61	394,35	161,35
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,118	0,005	0,00019	0,0077	0,0048	0,0538	0,017	0,46	0,041
Burkulma eksenel yükü (kN)	*	7350	8210	6900	7320	5950	5500	*	5500

* Kapasitesine ulaşmış

Çizelge 5.31. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)	0,6								
Boy (m)	12								
Çalışma eksenel yükü	348								
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	284,14	86,68	4,30	87,21	57,40	183,03	112,141	393,89	164,95
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,038	0,0056	0,00021	0,0085	0,0053	0,02	0,011	0,063	0,01848
Burkulma eksenel yükü (kN)	6440	10000	21000	11000	12000	6500	6900	7050	7250

Çizelge 5.32. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)					0,8				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					518				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	281,00	92,13	4,64	114,17	60,95	230,081	120,155	541,92	178,33
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,029	0,002	0,000077	0,0035	0,0017	0,016	0,0038	0,106	0,006
Burkulma eksenel yükü (kN)	10690	13889	4999	13800	13889	11720	13000	6700	11500

Çizelge 5.33. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					0,8				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					518				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	281,92	92,14	4,64	114,37	61,05	231,69	120,23	647,05	178,39
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,0094	0,0023	0,000085	0,0039	0,0019	0,01044	0,0042	0.0392	0,0067
Burkulma eksenel yükü (kN)	15000	40000	50000	25000	43200	16990	32740	14250	26100

Çizelge 5.34. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)					1				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					716				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	275,09	100,68	4,65	140,56	63,50	315,59	125,86	790,84	186,22
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,0046	0,001	0,00007	0,0019	0,00077	0,0063	0,0017	0,066	0,0028
Burkulma eksenel yükü (kN)	21300	21393	13799	21300	21392	19300	21390	14310	21393

Çizelge 5.35. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					1				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					716				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	276,78	100,70	5,028	140,93	63,67	311,05	126,11	956,60	186,90
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,0043	0,0011	0,000042	0,0021	0,00086	0,0068	0,0019	0,0265	0,0031
Burkulma eksenel yükü (kN)	83000	112000	148200	58840	98500	31400	68700	28000	51700

Rankine yaptığı gözlemlerde yapısal kolonların eksenel yenilme yüklerinin Euler eşitliğinden tahmin edilenden daha düşük olduğu fark etmiştir (Bhattacharya, Carrington ve Aldridge, 2005). Bu durumun sebebinin burkulmanın yapısal kusurlara ve yatay yüklere çok hassas biçimde bağlı olduğu ve yatay yüklerin ilave eğilme momentleri oluşturdukları görülmüştür (Bhattacharya ve diğerleri 2005).

Kazıklardaki burkulma etkisini farklı bir açıdan görebilmek amacıyla modele 1 m'lik kabuk tabakası eklenerek yeni bir parametrik çalışma yapılmıştır. Bu çalışmada 0,6 m, 0,8 m ve 1 m çapındaki kazıklar, kazık başı dönmeye serbest ve kazık başı dönmeye sınırlı olacak şekilde; Rollins'in sıvılaşan kum modeli, Reese'in kum modelinin β çarpanlarının 1/50 ve 1/1000 oranında azaltılması ile oluşturulan model ve çift doğrusal kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri SPT değeri $(N_1)_{60}$ 5, 10 ve 15 olan zeminler için oluşturulmuştur. Her bir model için elastik ve doğrusal olmayan kesit özellikleri tanımlanmış analizler tekrarlanmıştır. Kabuk tabakası özellikleri her model için aynı olup efektif birim hacim ağırlığı 8 kN/m^3, kohezyon değeri 120 kN/m^2 olarak alınmıştır. Sıvılaşan zemin tabakasının efektif birim hacim ağırlığı 8 kN/m^3, sürtünme açısı 30° olarak analizlere dahil edilmiştir. Tüm modellerde zemin profilinin ilk 1 m'sinin zeminin sıvılaşmadığı, 1 ile 8 m arasının sıvılaştığı, diğer 4 m'sinde sıvılaşmadığı kabul edilerek analizler yapılmıştır. Yanal yayılma nedeni ile oluşan yer değiştirme 50 cm alınmıştır.

Kazık başı dönmeye serbest, kazık çapı 0,6 m olan, doğrusal olmayan kesit özellikleri ile çözümlenmiş analiz sonuçları Çizelge 5.36'da gösterilmiştir. Kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçlarına göre Rollins (sıvılaşan kum) modeli, Reese (kum) modeli ve p-y eğrileri yöntemi SPT 5, SPT 10, SPT 15 β çarpanının 1/50 olduğu durumlar için çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve bu eksenel yüke karşılık gelen deplasman değeri bribirlerine yakın mertebe çıkmıştır (Çizelge 5.36). Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri ve Reese (kum) modeli ile yapılan çözümlemelerde ise β çarpanının 1/1000 olduğu durumlar için kazıklar çözüme ulaşmamış, çalışma eksenel yükünden daha küçük bir eksenel yüklemede kazık yenilmiştir. Bununla birlikte Rollins, Reese β 1/50, SPT 5 β 1/50, SPT 10 β 1/50 ve SPT 15 β 1/50 durumlarında kazıklar plastik moment kapasitelerine ulaşmışlardır.

Ayrıca her bir model için elastik kesit özellikleri de tanımlanmış zemin özellikleri aynı şekilde alınarak analizler tekrarlanmıştır. Çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, elastik

kesit özelliklerine sahip analizin sonuçları Çizelge 5.37'de gösterilmiştir. Bu analizler sonucunda diğer modellere göre Reese (kum) modelinin çalışma eksenel yüküne karşılık gelen ve β çarpanının 1/1000 olduğu durum için çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve burkulma eksenel yükü sonuçları daha büyük çıkmıştır. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri ile yapılan analiz sonuçlarına bakıldığında SPT değeri arttıkça kazıkta çalışma eksenel yüküne karşılık oluşan moment ve burkulma eksenel yükü değeri az da olsa artmıştır çünkü 50 cm zemin ötelenmesine denk gelen rezidüel zemin dayanımı (S_u) değeri SPT 15 zemin profilinde daha yüksek olmaktadır. Elastik kesit özelliklerine sahip bu analiz sonunda Rollins (sıvılaşan kum), Reese (kum) modelleri ve kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasmanlar yakın mertebede çıkmışlardır. Bu durumdan elastik kesit özelliğine sahip kazıklar için kabuk tabakasının bulunması durumunda çalışma eksenine karşılık gelen kazık başı deplasmanın seçilen p-y modellerinden çok etkilenmediği sonucu ortaya çıkmıştır.

Bununla birlikte kesitin elastik kabul edilmesi durumunda hesaplanan burkulma yükleri (p-Δ etkisi) doğrusal olmayan kesit davranışlı analizlere göre oldukça yüksek çıkmaktadır. Elastik kesit varsayımında plastik burkulma etkileri dikkate alınmadığı için analizlerde elastik kesit kullanımının gerçekçi olmayan yüksek kritik burkulma yükleri verdiği görülmüştür.

Çizelge 5.36. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)	0,6								
Boy (m)	12								
Çalışma eksenel yükü	348								
Zemin kabuk tabakası (m)	1								
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	394,05	394,03	Çözüme ulaşmadı	394,04	Çözüme ulaşmadı	394,05	Çözüme ulaşmadı	394,03	Çözüme ulaşmadı
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,53	0,53		0,52		0,53		0,53	
Burkulma eksenel yükü (kN)	*	*		*		*		*	

* Kapasitesine ulaşmış

Çizelge 5.37. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					0,6				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					348				
Zemin kabuk tabakası (m)					1				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	1002,84	1448,00	1449,68	970,73	974,04	985,24	990,67	1019,79	1027,20
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,52	0,51	0,50	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
Burkulma eksenel yükü (kN)	5200	5750	5990	5159	5100	5250	5170	5528	5266

Çapı 0,8 m, kazık başı hareketi serbest, kesit özellikleri doğrusal olmayan kazık için kabuk tabakası 1 m, sıvılaşan zemin tabakası 1 ile 8 metre derinlikleri arasında olan, daha sonraki 4 m'nin sıvılaşmadığı varsayılan durum için analizler yapılmıştır. Bu analizlerin sonuçları Çizelge 5.38'de özetlenmiştir.

Çizelge 5.38'de gösterilen sonuçlara göre Rollins (sıvılaşan kum) modeli ve p-y eğerileri yöntemine göre (SPT 5, β çarpanının 1/50 ve SPT 15, β çarpanının 1/1000 olduğu durumlar hariç) yapılan analizlerde çözüme ulaşılamamıştır. Reese (kum) modeli ile yapılan analizler ve SPT 5, β çarpanının 1/50 ve SPT 15, β çarpanının 1/1000 olduğu analizlerde kazıkların çalışma eksenel yüklerine karşılık gelen moment değeri ve aynı yüke karşılık gelen kazık başı deplasman değerleri birbirne yakın çıkmıştır. Bununla birlikte bu moment değeri plastik moment değeri mertebesindedir, yani kazıklar kapasitelerine ulaşmışlardır.

Aynı analizler çapı 0,8 m, kazık başı hareketi serbest, kesit özellikleri elastik olan kazık ve kabuk tabakasının 1 m, sıvılaşan zemin tabakasının 1 ile 8 metre derinlikleri arasında, daha sonraki 4 m'nin sıvılaşmadığı varsayılan zemin koşulları için yapılmış ve sonuçları Çizelge 5.39'da gösterilmiştir. Bu analiz sonuçlarına göre Reese (kum) modeli ile yapılan analizlerde çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve kazığın burkulması için uygulanan eksenel yük değeri daha yüksek çıkmıştır. Ayrıca Rollins (sıvılaşan kum), Reese (kum) modelleri ve p-y eğrileri yöntemi ile yapılan analizlerde çalışma eksenel yüküne karşılık gelen kazık başı deplasman değerleri birbirlerine oldukça yakın çıkmıştır. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde; SPT değeri arttıkça kendi içlerinde ayrı ayrı incelendiğinde hem β= 1/50 için hem de β= 1/1000 için çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve burkulma yükü değeri artmıştır. SPT değeri 15 olan bir zeminin sıvılaşma durumunda SPT 5 ve 10 durumuna göre daha rijit davrandığı anlaşılmaktadır.

Çizelge 5.38. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)	0,8								
Boy (m)	12								
Çalışma eksenel yükü	518								
Zemin kabuk tabakası (m)	1								
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum Modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	Çözüme ulaşmadı	765,05	765,03	765,05	Çözüme ulaşmadı				765,19
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)		0,53	0,52	0,52					0,52
Burkulma eksenel yükü (kN)		*							*

* Kapasitesine ulaşmış

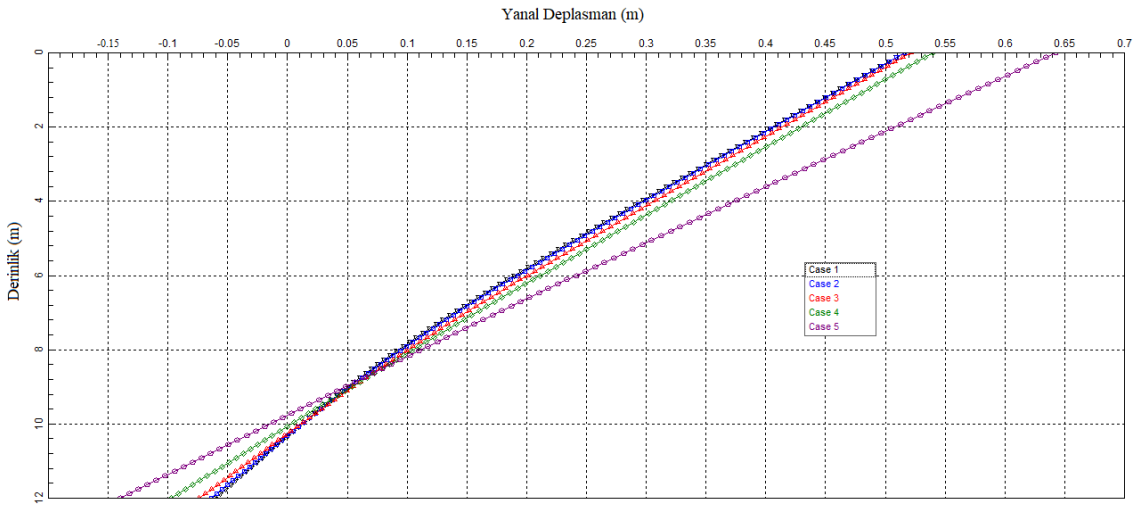
Çizelge 5.39. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					0,8				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					518				
Zemin kabuk tabakası (m)					1				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	1191,74	2036,72	2013,55	1161,05	1160,80	1183,10	1181,65	1236,81	1227,14
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,51	0,49	0,48	0,51	0,509	0,51	0,509	0,515	0,508
Burkulma eksenel yükü (kN)	6500	7800	7450	6150	5960	6450	6019	6970	6100

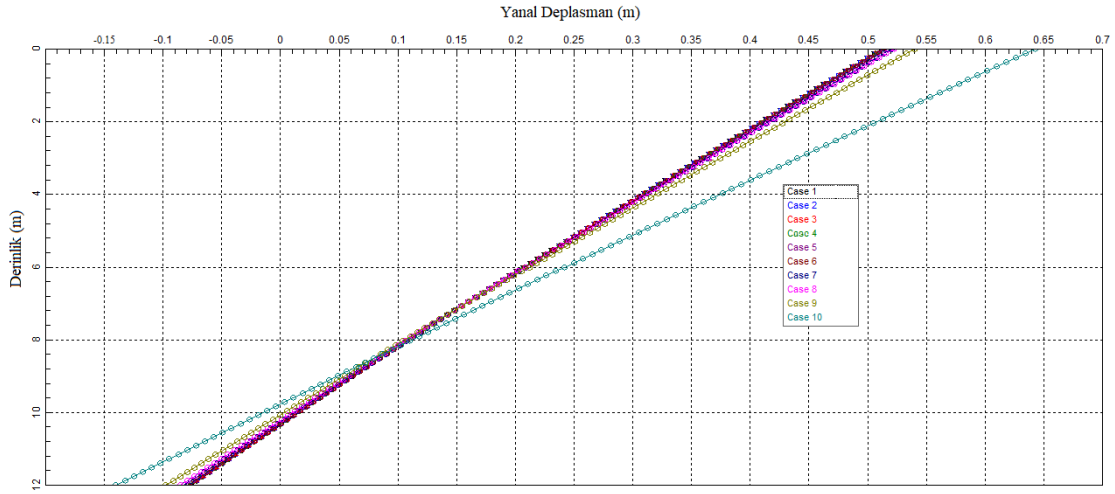
Çapı 1 m, kazık başı hareketi serbest, kesit özellikleri doğrusal olmayan ve elastik kesit özelliklerine sahip kazıklar için kabuk tabakası 1 m, sıvılaşan zemin tabakası 1 ile 8 metre derinlikleri arasında olan, daha sonraki 4 m'nin sıvılaşmadığı varsayılan durum için analizler yapılmış, sonuçlar Çizelge 5.40 ve Çizelge 5.41'de gösterilmiştir. Kesit özellikleri doğrusal olmayan ve elastik kesit özelliklerine sahip kazıkların analiz sonuçlarına bakıldığında Rollins (sıvılaşan kum) modeli, Reese (kum) modeli ve kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri için çalışma eksenel yüküne karşılık gelen kazık başı deplasman değerleri birbirine yakın çıkmıştır. Ancak çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri aynı yanal deplasmanı için p-y eğrileri yönteminde SPT değeri arttıkça artmış, β değerinin 1/50 ve 1/1000 olması durumuna göre çok değişmemiştir.

Kesit özellikleri doğrusal olmayan Reese (kum) modeli analiz sonuçlarında ise β değerinin 1/1000 olması durumunda çözüme ulaşmamış ve kazık yenilmiştir.

Hem doğrusal olmayan hem de elastik kesit özelliklerinin kullanıldığı analizlerde genel olarak hesaplanan burkulma yükleri benzerdir. Bu durum kazıkların derinlik-deformasyon grafiklerinden yorumlanabilir (Şekil 5.61 ve Şekil 5.62)



Şekil 5.61. Kazık çapı 1 m, kabuk tabakası 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında doğrusal olmayan çözümün yanal deplasman-derinlik grafiği



Şekil 5.62. Kazık çapı 1 m, kabuk tabakası 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında elastik olan çözümün yanal deplasman-derinlik grafiği

Şekiller incelendiğinde hem elastik hem de doğrusal olmayan kesitlerde yenilme şeklinin minimum eğilme gerçekleşirken kazığın soketlendiği zeminin yenilmesiyle dönme hareketi şeklinde olduğu anlaşılmıştır. Bu yenilme türünde eğilme (kesit gerilmeleri) geri planda olduğu için elastik kesit çözümü ile plastik kesit çözümleri birbirine çok yakındır.

Çizelge 5.40. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)					1				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					716				
Zemin kabuk tabakası (m)					1				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	1258,38	1478,34	Çözüme ulaşmadı	1241,04	1242,04	1260,16	1260,43	1301,45	1300,50
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,52	0,52	Çözüme ulaşmadı	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51	0,51
Burkulma eksenel yükü (kN)	7400	1400	Çözüme ulaşmadı	7000	6730	7300	3000	7970	6893

Çizelge 5.41. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye serbest, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					1				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					716				
Zemin kabuk tabakası (m)					1				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	1321,45	2404,75	2373,29	1295,97	1293,40	1323,54	1315,83	1390,81	1364,72
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,51	0,48	0,47	0,51	0,509	0,51	0,509	0,514	0,509
Burkulma eksenel yükü (kN)	7400	9000	8660	7000	6720	7300	6780	7965	6891

Aynı şartlardaki parametrik çalışma kazık başı hareketi dönmeye sınırlı yapılarak tekrarlanmıştır. Çapları 0,6 m, 0,8 m, 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, kesit özellikleri doğrusal olmayan ve elastik kesit özelliklerine sahip kazıklar için kabuk tabakası 1 m, sıvılaşan zemin tabakası 1 ile 8 metre derinlikleri arasında olan, daha sonraki 4 m'nin sıvılaşmadığı varsayılan durum için analizler yapılmış, sonuçları Çizelge 5.42 ve Çizelge 5.47 arasında özetlenmiştir.

Kazık çapı 0,6 m olan çalışma eksenel yükü etkisi altında ve doğrusal olmayan kesit özellikleri ile yapılan çözümde Rollins (sıvılaşan kum), Reese (kum) modeli ve kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminin SPT 5, SPT 10 (β=1/50 hariç), SPT 15 zemin profilindeki analiz durumları için çözümleme yapılamamış ve kazıklar yenilmiştir (Çizelge 5.42). Çözümlemesi yapılabilen kazık örneklerinde ise kazıklar kesit kapasitesine ulaşmıştır.

Kazık çapı 0,6 m, çalışma eksenel yükü altında elastik kesit özellikleri kullanılarak yapılan çözümde Rollins (sıvılaşan kum) modeli ile yapılan analiz ile Reese (kum) modeli kıyaslandığında Rollins modelinin çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve deplasman değerinin daha büyük olduğu, burkulma yükünün ise daha düşük çıktığı görülmüştür (Çizelge 5.43). Aynı zamanda kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yöntemi sonuçları da SPT değeri arttıkça kazıkta çalışma eksenel yükünde oluşan moment, deplasman ve burkulma eksenel yük değerinin arttığı belirlenmiştir. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde her SPT değeri kendi içinde değerlendirildiğinde β=1/50 değerinde çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment, deplasman değeri ve burkulma eksenel yükü değeri, β=1/1000 değerindeki duruma göre biraz daha büyük çıkmıştır. Bununla birlikte sonuçlar birbirine yakındır. Kabuk tabakasının olması durumunda Reese modeli, kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri modellerinde kazık başlığı dönmeye sınırlı durumdayken hesaplanan burkulma yükleri birbirine yakın çıkmıştır. Kısaca sıvılaşmayan bir üst tabaka varlığı β çarpanının önemini azaltmıştır.

Çizelge 5.42. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)	0,6							
Boy (m)	12							
Çalışma eksenel yükü	348							
Zemin kabuk tabakası (m)	1							
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)	p-y eğrileri yöntemi					
			SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	Çözüme ulaşmadı					394,60	Çözüme ulaşmadı		
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)						0,499			
Burkulma eksenel yükü (kN)						*			

* Kapasitesine ulaşmış

Çizelge 5.43. Kazık çapı 0,6 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					0,6				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					348				
Zemin kabuk tabakası (m)					1				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	1845,21	1411,55	1226,96	1623,16	1544,03	1732,70	1568,03	1944,49	1575,71
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,30	0,17	0,138	0,255	0,23	0,28	0,239	0,326	0,238
Burkulma eksenel yükü (kN)	8600	9800	9320	8070	7920	8330	8009	8929	8163

Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı olan çalışma eksenel yükü altında doğrusal olmayan kesit özellikleri kullanılarak yapılan çözümlemelerde Rollins (sıvılaşan kum), Reese (kum) modeli (β=1/50 hariç) ve kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrilerini yönteminin SPT 5 (β=1/1000 hariç), SPT 10 (β=1/1000 hariç), SPT 15 (β=1/1000 hariç), zemin profillerindeki analiz durumları için çözümleme yapılamamış ve kazıklar çalışma eksenel yükü ve yanal yayılma etkisi altında yenilmiştir (Çizelge 5.44). Çözümlemesi yapılan örneklerin ise kazık kesitleri moment kapasitelerine ulaşmıştır.

Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı hareketli çalışma eksenel yükü altında yapılan, kesit davranışı elastik olan çözümlerde Rollins (sıvılaşan kum) modeli ile yapılan çözüm ile Reese (kum) modeli kıyaslandığında Rollins modelinin çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve deplasman değerinin daha büyük olduğu, burkulma yükünün ise daha düşük çıktığı görülmüştür (Çizelge 5.45). Aynı zamanda kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileriyle yapılan analiz sonuçlarında SPT değeri arttıkça kazıkta çalışma eksenine denk gelen moment, deplasman ve burkulma eksenel yük değerinin arttığı belirlenmiştir. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde her SPT değeri kendi içinde değerlendirildiğinde β=1/50 değerinde çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment, deplasman değeri ve burkulma eksenel yükü değeri, β=1/1000 değerindeki duruma göre bir miktar büyük çıkmıştır. Bununla birlikte daha önce açıklandığı gibi kabuk tabakasının varlığı β çarpanının hesaplanan burkulma yükü üzerindeki etkisini azaltmaktadır. Beklenildiği gibi kazık başlığı dönmeye sınırlı olduğunda elastik kesit varsayımında hesaplanan burkulma yüklerini arttırmıştır. Bu durum kazık başlığı dönmeye sınırlıyken efektif burkulma uzunluğunun daha kısa olması nedeniyle oluşmaktadır.

Çizelge 5.44. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)	0,8								
Boy (m)	12								
Çalışma eksenel yükü	518								
Zemin kabuk tabakası (m)	1								
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	Çözüme ulaşmadı	765,12	Çözüme ulaşmadı		766,10	Çözüme ulaşmadı	766,07	Çözüme ulaşmadı	766,03
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)		0,50			0,499		0,499		0,499
Burkulma eksenel yükü (kN)		*			*		*		*

* Kapasitesine ulaşmış

Çizelge 5.45. Kazık çapı 0,8 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					0,8				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					518				
Zemin kabuk tabakası (m)					1				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	2697,47	1977,79	1715,47	2426,91	2302,26	2624,00	2355,24	3056,55	2386,86
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,16	0,09	0,069	0,139	0,128	0,156	0,132	0,191	0,134
Burkulma eksenel yükü (kN)	15800	17800	17280	15440	15227	15789	15317	16518	15475

Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı olan çalışma eksenel yükü altında yapılan kesit özellikleri doğrusal olmayan çözümde Reese (kum) modeli β=1/50 için çözümleme yapılamamış ve kazık yenilmiştir (Çizelge 5.46). Bununla birlikte çözümlemesi yapılan analizlerde, Reese modeli β=1/50 analizi hariç tüm modellerdeki kesitler moment kapasitelerine ulaşmıştır.

Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı hareketli çalışma eksenel yükü altında elastik kesitli çözümde Rollins (sıvılaşan kum) modeli ile yapılan çözüm ile Reese (kum) modeli kıyaslandığında Rollins modelinin çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment değeri ve deplasman değerinin daha büyük olduğu, burkulma yükünün ise daha düşük çıktığı görülmüştür (Çizelge 5.47). Aynı zamanda kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminin sonuçlarında, SPT değeri artıkça kazıkta çalışma eksenel yüküne denk gelen moment, deplasman ve burkulma eksenel yük değerinin arttığı belirlenmiştir. Kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde her SPT değeri kendi içinde değerlendirildiğinde β=1/50 değerinde çalışma eksenine karşılık gelen moment, deplasman değeri, β=1/1000 değerindeki duruma göre daha büyük çıkmıştır. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında elastik olan çözümlemelerde genel olarak tüm modellerde burkulma yükleri birbirine yakın hesaplanmıştır.

Çizelge 5.46. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan analiz sonuçları

Çap (m)					1				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					716				
Zemin kabuk tabakası (m)					1				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)				p-y eğrileri yöntemi			
					SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	1480,02	Çözüme ulaşmadı	813,87	1480,12	1480,23	1480,00	1480,24	1479,90	1480,27
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,48		0,499	0,47	0,464	0,48	0,46	0,48	0,46
Burkulma eksenel yükü (kN)	*		*				*		

* Kapasitesine ulaşmış

Çizelge 5.47. Kazık çapı 1 m, kazık başı dönmeye sınırlı, çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri elastik olan analiz sonuçları

Çap (m)					1				
Boy (m)					12				
Çalışma eksenel yükü					716				
Zemin kabuk tabakası (m)					1				
	Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	Reese (Kum modeli)		p-y eğrileri yöntemi					
				SPT 5		SPT 10		SPT 15	
		β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000	β: 1/50	β: 1/1000
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen moment (kN.m)	3520,34	2660,31	2323,84	3260,73	3085,48	3542,05	3160,51	4170,21	3213,59
Çalışma eksenel yüküne karşılık gelen deplasman (m)	0,09	0,055	0,043	0,083	0,076	0,093	0,079	0,116	0,080
Burkulma eksenel yükü (kN)	30000	32940	32390	30090	29830	30399	29926	31300	30087

Kazık başı dönmeye sınırlı, kabuk tabakası olan tüm analiz sonuçları değerlendirildiğinde çalışma eksenel yükü altında doğrusal olmayan kesit çözümlerinde sıvılaşmayan 1 m kalınlığında kabuk tabakası bulunduğunda, kazıklarda yenilme oluşmuş veya kazıklar moment kapasitelerine ulaşmışlardır. Bununla birlikte kesit elastik varsayıldığında hesaplanan momentler nominal kapasitenin üzerindedir, ayrıca elastik kesit varsayımında gerçekçi olmayan yüksek burkulma yükleri hesaplanmıştır. Bu nedenle elastik kesit davranışının gerçekçi olmadığı, analizlerde kullanılmaması gerektiği anlaşılmıştır.

Analiz sonuçları genel olarak değerlendirildiğinde; kabuk tabakası modele eklendiğinde, kazık çapı 0,6 m ve 0,8 m olan, sıvılaşan zemin için kullanılan modellerde kazıklar çalışma eksenel yükü altında kesit özellikleri doğrusal olmayan modellerde yanal yayılma deformasyonlarının etkileri altında yenilmiştir. Kabuk tabakasının bulunduğu 1 m çaplı kazıklar için kesit özellikleri doğrusal olmayan ve elastik kesit özelliklerine sahip kazıkların analiz sonuçlarına bakıldığında Rollins (sıvılaşan kum) modeli, Reese (kum) modeli ve p-y eğrileri için çalışma eksenel yüküne karşılık gelen kazık başı deplasman değerleri birbirine yakın çıkmıştır. Kabuk tabakasının bulunduğu kazık çapı 1 m olan hem doğrusal olmayan hem de elastik kesit özelliklerinin kullanıldığı analizlerde genel olarak hesaplanan burkulma yükleri benzerdir.

Kazıklara etki eden çalışma eksenel yükünün, hesaplanan moment üzerindeki etkisini görebilmek amacıyla eksenel yükler kaldırılarak analizler tekrar edilmiştir. Bu çalışmada 0,6 m, 0,8 m ve 1 m çaplı kazıklar için kazık başı dönmeye serbest, kazık başı dönmeye sınırlı, beton ve çelik malzeme modelinin doğrusal olmaması, 1 m'lik kabuk tabakası bulunup bulunmaması durumları için Rollins'in sıvılaşan kum modeli kullanılarak analizler yapılmıştır. Kazık başı dönmeye serbest olması durumunda elde edilen sonuçlar Çizelge 5.48'de gösterilmiştir.

Çizelge 5.48. Eksenel yük etkisi olmadan yapılan kazık çapı 0,6, 0,8 ve 1 m olan, kazık başı dönmeye serbest analiz sonuçları

Çap (m)	0,6	0,8	1
Boy (m)		12	
Çalışma eksenel yükü (kN)		0	
Kesit özellikleri		Doğrusal olmayan	
		Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	
Maksimum moment (kN.m)	336,71	491,88	498,64

Analizler kazık başı dönmeye sınırlı, 0,6 m, 0,8 m ve 1 m kazık çaplı, malzeme özellikleri doğrusal olmayan durumlar için tekrarlanmıştır. Elde edilen sonuçlar Çizelge 5.49'da gösterilmiştir. Genel itibari ile kazık başı dönmeye sınırlı durum için elde edilen moment değerleri kazık başı dönmeye serbest durumdan elde edilen duruma göre daha düşük çıkmıştır.

Çizelge 5.49. Eksenel yük etkisi olmadan yapılan kazık çapı 0,6, 0,8 ve 1 m olan, kazık başı dönmeye sınırlı analiz sonuçları

Çap (m)	0,6	0,8	1
Boy (m)		12	
Çalışma eksenel yükü (kN)		0	
Kesit özellikleri		Doğrusal olmayan	
		Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	
Maksimum moment (kN.m)	282,17	281,00	273,82

Eksenel yükün olmadığı, kazık çaplarının 0,6 m, 0,8 m ve 1 m, kazık başı dönmeye serbest ve sınırlı olduğu, malzeme özelliklerinin doğrusal olmadığı analizlere, 1 m'lik kabuk tabakası dahil edilerek parametrik çalışma tekrarlanmıştır. Analiz sonuçları Çizelge 5.50 ve Çizelge 5.51'de verilmiştir.

Eksenel yükün sıfır olduğu, kabuk tabakasının bulunduğu durum, kabuk tabakasının bulunmadığı durumla kıyaslandığında moment değerlerinin arttığı görülmüştür. Bu sonuçlar neticesinde zeminde kabuk tabakası bulunması aynı zamanda kazık başının dönmeye sınırlı olması durumunun kazık performansını olumsuz etkilediği anlaşılmıştır (Çizelge 5.51).

Çizelge 5.50. Eksenel yük etkisi olmadan yapılan kazık çapı 0,6, 0,8 ve 1 m olan, kazık başı dönmeye serbest analiz sonuçları

Çap (m)	0,6	0,8	1
Boy (m)		12	
Çalışma eksenel yükü (kN)		0	
Kabuk tabakası (m)		1	
Kesit özellikleri		Doğrusal olmayan	
		Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	
Maksimum moment (kN.m)	337,69	633,78	1199,24

Çizelge 5.51. Eksenel yük etkisi olmadan yapılan kazık çapı 0,6, 0,8 ve 1 m olan, kazık başı dönmeye sınırlı analiz sonuçları

Çap (m)	0,6	0,8	1
Boy (m)		12	
Çalışma eksenel yükü (kN)		0	
Kabuk tabakası (m)		1	
Kesit özellikleri		Doğrusal olmayan	
		Rollins (Sıvılaşan kum modeli)	
Maksimum moment (kN.m)	Çözüme ulaşmadı	Çözüme ulaşmadı	1247,64

Eksenel yükün bulunmadığı ve bulunduğu durumdaki sonuçların kıyaslaması Çizelge 5.52 ile Çizelge 5.55 arasında verilmiştir.

Çizelge 5.52. Kabuk tabakasının olmadığı, kazık başının dönmeye serbest olduğu durumda eksenel yükün hesaplanan moment değerlerine etkisinin karşılaştırması

	Rollins (Sıvılaşan kum) Modeli	
Eksenel yük	Yok	Var
Kesit özellikleri	Doğrusal olmayan	
Kazık çapı (m)	Moment değeri (kN.m)	
0,6	336,71	394,00
0,8	491,88	542,35
1	498,64	519,60

Çizelge 5.53. Kabuk tabakasının olmadığı, kazık başının dönmeye sınırlı olduğu durumda eksenel yükün hesaplanan moment değerlerine etkisinin karşılaştırması

	Rollins (Sıvılaşan kum) Modeli	
Eksenel yük	Yok	Var
Kesit özellikleri	Doğrusal olmayan	
Kazık çapı (m)	Moment değeri (kN.m)	
0,6	282,17	300,79
0,8	281,00	281,00
1	273,82	275,09

Çizelge 5.54. Kabuk tabakasının olduğu, kazık başının dönmeye serbest olduğu durumda eksenel yükün hesaplanan moment değerlerine etkisinin karşılaştırması

	Rollins (Sıvılaşan kum) Modeli	
Eksenel yük	Yok	Var
Kesit özellikleri	Doğrusal olmayan	
Kazık çapı (m)	Moment değeri (kN.m)	
0,6	337,69	394,00
0,8	633,78	Çözüme ulaşmadı
1	1199,24	1258,38

Çizelge 5.55. Kabuk tabakasının olduğu, kazık başının dönmeye sınırlı olduğu durumda eksenel yükün hesaplanan moment değerlerine etkisinin karşılaştırması

	Rollins (Sıvılaşan kum) Modeli	
Eksenel yük	Yok	Var
Kesit özellikleri	Doğrusal olmayan	
Kazık çapı (m)	Moment değeri (kN.m)	
0,6	Çözüme ulaşmadı	
0,8	Çözüme ulaşmadı	
1	1247,64	1480,02

Eksenel yük ihmal edilerek yapılan çözümlerde hesaplanan moment değerleri, eksenel yük etkisi dikkate alınarak yapılan çözümlere göre daha düşük çıkmıştır. Aradaki fark özellikle kazık çapı azaldıkça daha belirgin hale gelmektedir. Eksenel yük, p-Δ etkisi dikkate alındığında güvensiz tasarım yapılma olasılığı bulunmaktadır.

6. SONUÇ VE ÖNERİLER

Bu tez çalışması kapsamında deprem yükleri altında suya doygun sıvılaşabilir zeminlerdeki kazık davranışı incelenmiştir. Düşey yükler altındaki kazıkların davranışını basit yaklaşımlarla çözümlemek mümkün olmasına rağmen yatay yüklü kazıkların davranışını basit yöntemlerle belirlemek pek mümkün değildir. Bu amaçla çeşitli yaklaşımlarda bulunulmuş ya da bilgisayar yazılımlarından faydalanılmıştır. Çalışma kapsamında dinamik yükler altında sıvılaşma riski yüksek kohezyonsuz zeminlerdeki kazık davranışının ataletsel ve kinematik etkiler altındaki davranışı incelenmiş ve sonuçları literatürdeki bazı vakalarla karşılaştırılmıştır.

Sıvılaşma potansiyeli yüksek olan kohezyonsuz zeminlerin yatay yükler altındaki davranışını çözümlemek amacıyla FLAC2D sonlu farklar programı ve yay-kiriş yöntemi için geliştirilen LPILE programından yararlanılmıştır. Sıvılaşan zeminlerdeki kazık davranışı doğrusal olmayan p-y eğrileri kullanılarak kiriş-yay yaklaşımı ve zaman alanında iki boyutlu doğrusal olmayan sonlu farklar analizleri kullanılarak çalışılmıştır.

FLAC2D programı ile yapılan analizlerde sıvılaşma sırasında ataletsel ve kinematik etkilerin yaklaşık aynı anda etki ettiği anlaşılmış, sıvılaşan zeminlerde yatay yüke maruz kalan kazıklar için tasarım yapılırken kinematik ve ataletsel etkilerin bütün halinde düşünülmesi gerektiği sonucuna varılmıştır. FLAC2D programı ile yapılan analizlerde sıvılaşan zemin üzerinde sıvılaşmayan zemin bulunması kazık davranışı üzerinde olumsuz etkiler oluşturmuş, kazıkta oluşan moment değerlerini arttırmıştır.

Yay-kiriş yöntemi için kullanılan LPILE programında farklı çaplı (0,6 m, 0,8 m, 1 m) kazık örnekleri, kazık başı dönmeye sınırlı ve dönmeye serbest olma durumlarına göre sıvılaşan zemin derinlikleri değiştirilerek, kabuk tabakası bulunup bulunmaması durumuna göre ve zeminin SPT değerleri $(N_1)_{60}$, 5, 10, 15 alınarak analiz edilmiş, sonuçlar karşılaştırılmıştır. Analizlerde kazıkların izin verilen taşıma gücüne göre hesaplanan eksenel yükleri % 15, % 20 ve % 25'i oranında uygulanıp, taban kesme kuvveti olarak etkitilmiştir. Analizler sonunda kazıkta oluşan maksimum moment ve kazık başında oluşan maksimum deplasman değerleri kıyaslanmıştır. Elde edilen sonuçlar neticesinde kazık çapı arttıkça kazıkta oluşan moment değerleri artmış, kazık başında oluşan deplasman değerleri

ise azalmıştır. Analizler sonucunda farklı zemin yükleme ve kazık koşulları için moment kapasite kullanım tabloları oluşturulmuştur.

Sıvılaşan zeminlerde, yanal yayılma etkisinde kazıklar üzerinde burkulma etkilerini anlamak amacıyla LPILE programında Rollins (sıvılaşan kum), Reese (kum) ve Japon şartnamesinde tanımlandığı şekliyle çift doğrusal p-y eğrileri modelleri kullanılara,k 0,6 m, 0,8 m, 1 m çaplı kazık örnekleri ele alınmıştır. Analizler iki ana başlık altında yapılmıştır. İlk olarak bütün yöntemler ilk 8 m'si sıvılaşan zemin tabakasının bulunduğu ve 4 m'sinin sıvılaşmayan zemin tabakasının olduğu, ikincisi ise 0 ile 1 metre arasında sıvılaşmayan kabuk tabakası, 1 ile 8 metresi sıvılaşan zemin tabakası ve geri kalan 4 metresi de sıvılaşmayan zemin tabakası olan analizler yapılmıştır. Analizler sonunda kazıklarda çalışma eksenel yüklerine karşılık gelen moment ve kazık başı deplasman değerleri ve p-Δ etkileri sonucunda oluşan burkulma yükleri karşılaştırılmıştır. Kabuk tabakası bulunmayan analizlerde; Reese (kum) modeli özellikle β=1/1000 alındığında oluşan p-y eğrileri çok yumuşak olduğu için bu model kullanılarak yapılan analizlerde, çalışma yükü altında ve yanal yayılma deformasyonu etkisi altında kazıkla oluşan deformasyonlar ve gerilmeler diğer yöntemlere oranla çok düşük çıkmıştır. Kabuk tabakası bulunmayan analizlerde, kullanıcı tanımlı çift doğrusal p-y eğrileri yönteminde genel olarak β çarpanı azaldıkça hesaplanan burkulma yükü artmıştır. Kabuk tabakasının bulunmadığı durumda, Rollins yöntemi ile p-y eğrileri belirlendiğinde, çalışma eksenel yükü ve yanal yayılma deformasyonu altında oluşan moment ve deformasyonlar diğer yöntemlere kıyasla daha büyük çıkmıştır. Yani daha tutucu bir yöntem olduğu görülmüştür. Kabuk tabakası bulunmayan ve kazık başının dönmeye sınırlı olduğu durumda, beklenildiği gibi burkulma yükleri dönmeye serbest başlıklı kazığa oranla daha yüksek hesaplanmıştır. Benzer biçimde çalışma eksenel yükü ve yanal yayılma deplasmanları etkisinde kazık başının dönmeye sınırlı olduğu kazıkta, dönmeye serbest duruma oranla daha düşük moment ve deplasman değerleri belirlenmiştir.

Kabuk tabakası modele eklendiğinde, genel olarak sıvılaşan zemin için kullanılan tüm modellerde kazıklar çalışma eksenel yükü ve yanal yayılma deformasyonlarının etkileri altında yenilmiştir. Kabuk tabakası varken de, kazık başlığının dönmeye sınırlı olması beklendiği gibi hesaplanan burkulma yükünü arttırmıştır.

Elde edilen sonuçlara göre Rollins'in sıvılaşan kum modelinin genellikle en güvenli tarafta kalan çözümü verdiği anlaşılmıştır. Rollins modeli genel olarak orta sıkı kumlar için oluşturulmuştur. Tez çalışması kapsamında yapılan, literatürden verileri alınmış santrifüj deneyinin Rollins p-y eğrileri ile yay kiriş modeli analizi sonucunda moment ve kazık deformasyon değerleri deneysel veriler ile oldukça uyumlu çıkmıştır. Bununla birlikte ileride yapılacak çalışmalarda modelin çok gevşek-gevşek kumlar için de geliştirilmesi önerilir.

Yapılan analizlerde belirlenen burkulma yüklerinin, Euler yaklaşımı kullanılarak hesaplanan kritik burkulma yüküne göre daha düşük olduğu belirlenmiştir. Bu nedenle kazık tasarımında sıvılaşan zeminleri temsil eden p-y eğrileri ile eksenel kuvvetler de dahil edilerek p-Δ etkilerinin dikkate alınarak çözümlenmesi gerektiği anlaşılmıştır. Küçük kesitli kazıkların performansları genellikle yetersiz olduğu için, p-Δ etkisinin minimum seviyede oluşacağı biçiminde rijit kazıklar kullanılması tavsiye edilir.

Eksenel yükün bulunmadığı analizlerde kazıkların moment değerlerinin daha düşük çıktığı yani moment kapasitelerine ulaşmadığı görülmüştür. Analizlerde eksenel yük ve p-Δ etkisinin dikkate alınmaması güvensiz tasarımlara yol açabilir.

Hem sonlu farklar analizlerinde hem de yay kiriş modeli kullanılarak yapılan analizlerde üst kısımda sıvılaşmayan bir kabuk tabakasının varlığının kazık performansını ciddi derecede azalttığı görülmüştür. Sahada üst kısımda sıvılaşmayan zemin tabakasının bulunmadığı belirlense bile yeraltı suyu seviyesinin düşmesi üst kesimde sıvılaşmayan bir zonun oluşmasına neden olacaktır. Bu durum tasarımda muhakkak dikkate alınmalıdır.

Bu çalışma sonunda şu önerilerde bulunulmuştur;

- Rollins modeli çok gevşek zeminler için de geliştirilmelidir.
- Çalışmada 0,6, 0,8 ile 1 metre arasında çapa sahip betonarme kazıkların performansı değerlendirilmiştir. Bununla birlikte daha büyük çaplı kazıklarda literatürde bulunan p-y eğrilerinin nasıl sonuç verdiği belirgin değildir, bu konu üzerinde çalışmalar yapılmalıdır.
- Benzer biçimde farklı kesitlere sahip çelik kazıkların sıvılaşan zeminlerdeki performansları farklı zemin koşulları için çalışılmalıdır.

KAYNAKLAR

Abdoun, T. and Wang, Y. (2003). *Performance of retrofitted pile foundations subjected to seismically induced lateral spreading*. Pacific Conference on Earthquake Engineering, University of Canterbury, Christchurch, New Zealand.

Abdoun, T., Dobry, R., Zimmie, T.F. and Zeghal, M. (2005). Centrifuge research of countermeasures to protect pile foundations aganist liquefaction-induced Lateral Spreading. *Journal of Earthquake Engineering*, 9(1), 105-125.

Abdrabbo, F.M. and Gaaver, K.E. (2012). Simplified analysis of laterally loaded pile groups. *Alexandria Engineering Journal*, 51(2), 121-127.

Akbay, Z. (2009). *Yatay yüklü grup kazıkların analizi*, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Andrews, D.C.A. and Martin, G.R. (2000). *Criteria for liquefaction of silty soils*. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zeland.

Architectural Institute of Japan (AIJ). (2001). *Recommendations for the Design of Building Foundations*, Japan.

Armstrong, R.J., Boulanger, R.W. and Beaty, M.H. (2013). Liquefaction effects on piled bridge abutments: centrifuge tests and numerical analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(3), 433-443.

Arulmoli, K., Muraleetharan, K.K., Hossain, M.M. and Fruth, L.S. (1992). VELACS: Verification of liquefaction analyses by centrifuge studies, laboratory testing program. Soil Data Report, Irvine, California Report-Project, *California*, 90-0562.

Ashford S.A., Boulanger R.W. and Brandenberg S.J. (2011). *Recommended design practice for pile foundations in laterally spreading ground.* Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, Berkeley.

Ashford, S.A., Boulanger, R.W., Brandenberg, S.J. and Shantz, T. (2009). *Overview of recommended analysis procedures for pile foundations in laterally spreading ground*. Technical Council on Lifeline Earthquake Engineering Conference (TCLEE), Oakland, California.

Ashford, S.A., Juirnarongrit, T., Sugano, T. and Hamada, M. (2006). Soil-pile response to blast-induced lateral spreading. I: Field test. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(2), 152-162.

Aydın, C. (2008). *Sıvılaşma analizi ile ilgili bir inceleme*, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Aydınoğlu, M.N. (2011). Zayıf zeminlerde yapılan binalarda dinamik yapı-kazık-zemin etkileşimi için uygulamaya yönelik bir hesap yöntemi. Boğaziçi Üniversitesi Kandilli Rasathanesi ve Deprem Araştırma Enstitüsü Deprem Mühendisliği Anadilim Dalı Raporu, *İstanbul*, 1.

Azizinamini, A., Yakel, A., Sherafati, A., Taghinezhad, R. and Gull, J.H. (2016). Flexible pile head in jointless bridges: design provisions for H-piles in cohesive soils. *Journal of Bridge Engineering*, 21(3), 1-34.

Bardet, J.P., Mace, N., Tobita, T. and Hu, J. (1999*). Large-scale modeling of liquefaction-induced ground deformation part I: A four parameter MLR model.* Proceedings of the 7th U.S.-Japan Workshop on Earthquake Resistant Design of Lifeline Facilities and Countermeasures Against Soil Liquefaction, Seattle, Washington, 155-173.

Bartlett, S.F. and Youd, T.L. (1992). *Emprical analysis of horizontal ground displacement generated by liquefaction-induced lateral spreads*. Technical Report, *Provo*.

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

Bhattacharya S. and Goda K. (2013). Probabilistic buckling analysis of axially loaded piles in liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 45, 13-24.

Bhattacharya, S., Carrington, T. M., & Aldridge, T.R. (2005). *Buckling considerations in pile design.* In Proceedings of the International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics, London.

Bhattacharya, S. (2003). *Pile Instability During Earthquake Liquefaction*, PhD Thesis, University of Cambridge, UK, 3-35.

Bhattacharya, S. and Bolton, M. (2004, August). *Buckling of piles during earthquake liquefaction.* 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, Paper No.95.

Bhattacharya, S., Adhikari, S. and Alexander, N.A. (2009). A simplified method for unified buckling and free vibration analysis of pile-supported structures in seismically liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(8), 1220–1235.

Bhattacharya, S., Tokimatsu, K., Goda, K., Sarkar, R., Shadlou, M. and Rouholamin, M. (2014). Collapse of Showa Bridge during 1964 Niigata earthquake: A quantative reappraisal on the failure mechanisms. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 65, 55-71.

Bird, J. F. and Bommer, J.J. (2004). Earthquake losses due to ground failure. *Engineering Geology*, 75(2), 147-179.

Bird, J.F., Crowley, H., Pinho, R. and Bommer, J.J. (2005). Assesment building response to liquefaction-induced differantial ground deformation. *Bulletin of The New Zealand Society For Earthquake Engineering*, 38(4), 215-234.

Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. (2004). *Evaluating the potential for liquefaction or cyclic failure of silts and clays.* Center for Geotechnical Modeling Department of Civil and Environmental Engineering University of California Davis, *California.*

Boulanger, R.W. and Idriss, I.M. (2006). Liquefaction susceptibility criteria for silts and clays. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 132(11), 1413-1424.

Boulanger, R.W., Curras. C.J., Kutter, B.L., Wilson, B.W. and Abghari, A. (1998). Seismic soil-pile-structure interaction experiments and analyses. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 125(9), 750-759.

Bowen, H.J. (2007). *Behaviour of Piles In Liquefiable Deposits During Strong Earthquakes.* Degree of Master of Engineering in Civil Engineering in the University of Canterbury, Christchurch, New Zealand, 32-34.

Bowen, H.J. and Cubrinovski, M., (2008). Effective stress analysis of piles in liquefiable soil; A case study of a bridge foundation. *Bulletin of The New Zealand Society For Earthquake Engineering*, 41(4).

Brandenberg, S.J., Boulanger, R.W., Kutter B.L. and Chang, D. (2005). Behavior of pile foundations in laterally spreading ground during centrifuge tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(11), 1378-1391.

Brandenberg, S.J., Boulanger, R.W., Kutter, B.L. and Chang, D. (2007-a). Static pushover analyses of pile groups in liquefied and laterally spreading ground in centrifuge tests. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(9), 1055-1066.

Brandenberg, S.J., Boulanger, R.W., Kutter, B.L. and Chang, D. (2007-b). Liquefaction-induced softening of load transfer between pile groups and laterally spreading crusts. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133(1), 91-103.

Brandenberg, S.J., Kashighandi, P., Zhang, J., Huo, Y. and Zhao, M. (2008, May). *Sensitivity Study of an Older-Vintage Bridge Subjected to Lateral Spreading.* Geotechnical Earthquake and Engineering and Soil Dynamics IV Congress, Sacramento, California.

Brandenberg, S.J., Zhao, M. and Kashighandi, P. (2013). Analysis of three bridges that exhibited various performance levels in liquefied and laterally spreading ground. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(7), 1035-1048.

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

Bray, J.D., Sancio, R.B., Riemer, M. and Durgunoglu, H.T. (2004). *Liquefaction Susceptibility of Fine-Grained Soils.* In: Proceedings 11th International Conference On Soil Dynamics and Earthquake Engineering and 3rd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Berkeley, California, 655-662.

Brown, D., Morrison, C. and Reese, L.C. (1988). Lateral load behavior of pile group in sand. *Journal of Geotechnical Engineering*, 114(11), 1261-1276.

Brown, D.A., Reese, L.C. and O'Neill, M.W. (1987). Cyclic lateral loading of a large-scale pile group. *Journal of Geotechnical Engineering*, 113(11), 1326-1343.

Budkowska, B.B. and Elmarakbi, A. (2001). The assessment of shear effect of soil in analysis of laterally loaded models of the piles. *Structural Engineering, Mechanics and Computation*,1, 755-762.

Byrne, P.M. (1991). *A Cyclic Shear-Volume Coupling and Pore-Pressure Model for Sand.* In Proceedings 2nd International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics, Saint. Louis, Missour, 47-55.

Castro, G., Seed, R.B., Keller, T.O. and Seed, H.B. (1992). Steady-State strength analysis of Lower San Fernando Dam slide. *Journal of Geotechnical Engineering*, 118(3), 406-427.

Chang, D., Boulanger, R.W., Kutter, B.L. and Brandenberg, S.J. (2005, January). *Experimental Observations of Inertial and Lateral Spreading Loads on Pile Groups during Earthquakes.* Geo-Frontiers Congress, Austin, Texas, United States.

Chaudhary, N.K., Jawaid, S.M.A. and Zafar, S. (2015). An Overview of Liquefaction Susceptibility Criteria. *Intenational Journal of Chemical and Biological Sciences, Review Paper*, 2(5), 1-6.

Chaudhuri, D. (2005, January). *Pile Foundation Response to Lateral Ground Movement.* Geo-Frontiers Congress, Austin, Texas, United States, 1-15.

Chenaf, N. and Chazelas, J-L. (2008, November). *The Kinematic and Inertial Soil-Pile Interactions: Centrifuge Modelling*. 3rd International Workshop of Young Doctors In Geomechanics, France, 65-68.

Cheng, Z. and Jeremic, B. (2009). Numerical modeling and simulation of pile in liquefiable soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(11-12), 1405-1416.

Choobbasti, A.J., Saadati, M. and Tavakoli, H.R. (2012). Seismic response of pile foundations in liquefiable soil: parametric study. *Arabian Journal of Geosciences*, 5(6), 1307-1315.

Choudhury, D., Kanth, V.S. and Reddy, G.R. (2009). *Recent Advances in Analysis and Design of Pile Foundations in Liquefiable Soils during Earthquake: A Review*. Proceedings of The National Academy of Sciences, India.

Cubrinovski, M. and Ishihara, K. (2004). Simplified method for analysis of piles undergoing lateral spreading in liquefied soils. *Soils and Foundations*, 44(5), 119-133.

Cubrinovski, M., Haskell, J.J.M. and Bradley, B.A. (2012). Analysis of piles in liquefying soils by the pseudo-static approach-sensitivity study. *Special Topics in Geotechnical Earthquake Engineering*, 147-174

Cubrinovski, M., Ishihara, K. and Furukawazono, K. (1999, 21-25 June). *Analysis of Full-Scale Tests on Piles in Deposits Subjected to Liquefaction*. 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Lisbon, Portugal.

Cubrinovski, M., Kokusho, T. and Ishihara, K. (2006). Interpretation from large-scale table tests on piles undergoing lateral spreading in liquefied soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(2-4), 275-286.

Çelebi, E., Fırat, S. ve Çankaya, İ. (2006). Dikdörtgen Rijit Temellerin Dinamik Empedans Fonksiyonları. *İMO Teknik Dergi,* 252, 3827-3849.

Çetin, Ö.K., Bilge, H.T., Yunatcı, A.A., Ünsal Oral, S. ve 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, Ankara.

Dash, S.R. and Bhattacharya, S. (2007, 25-28 June). *Criteria for design of piled foundations ın seismically liquefiable deposits*. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, Thessaloniki, Greece, 1724.

Dash, S.R., Bhattacharya, S. and Blakeborough, A. (2010). Bending-buckling interaction as a failure mechanism of piles in liquefiable soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(1-2), 32-39.

Dash, S.R., Govindaraju, L. and Bhattacharya, S. (2009). A case study of damages of the Kandla Port and Customs Office tower supported on a mat-pile foundation in liquefied soils under the 2001 Bhuj Earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 29(2), 333–346.

DEEPSOIL 6.1, Software program, University of Illinois at Urbana-Champaign.

Dobry, R. and Liu, L. (1994). *Centrifuge Modelling of Soil Liquefaction*. Earthquake Engineering 10. World Conference, Rotterdam, 6801-6809.

Dobry, R., Abdoun, T., O'Rourke, T. D. and Goh, S.H. (2003). Single piles in lateral spreads: Field bending moment evaluation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 129(10), 879-889.

Dutta, S.C. and Roy, R. (2002). A critical review on idealization and modeling for interaction among soil-foundation-structure system. *Computers and Structures*, 80(20-21), 1579-1594.

Dülger, M. (2015). *UBCSAND model ile sıvılaşma davranışının incelenmesi*, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Elibol, B. (2005). *Kısmi doygun kumların tekrarlı yükler etkisi altındaki davranışı*, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Erdoğan, D., Altun, S., Sezer, A. ve Özden, G. (2007). *Kinematik zemin-kazık etkileşiminin winkler temeline oturan kiriş yöntemi ile analizi.* Teori ve Uygulamada Zemin-Yapı Etkileşimi, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 1. Özel Konulu Sempozyumu, İstanbul.

Erken, A. (2003). *Soil dynamics lecture notes.*

Fan, B.F., Gazetas, G., Kaynia, A., Kausel, E. and Ahmad, S. (1991). Kinematic seismic response of single piles and pile groups. *Journal of Geotechnical Engineering*, 117(12), 1860-1879.

Fayyazi, M.S., Taiebat, M., Finn, W.D.L. and Ventura, C.E. (2012, 28-30 May). *Evaluation of p-multipler method for performance based design of piles groups*. Second International Conference On Performance-Based Design In Earthquake Geotechnical Engineering Taormina, Italy.

Fırat, S., Mengene, N. ve Aruntaş, H.Y. (2002). 17 Ağustos 1999 Marmara Depreminde Adapazarı'ndaki betonarme yapılarda sıkça rastlanan yapısal hasarların incelenmesi. *Gazi Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Dergisi*, 15(2), 599-614.

Finn, W.D.L. (2015). 1st Ishihara Lecture: An overview of the behavior of pile foundations in liquefiable and non-liquefiable soils during earthquake excitation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 68, 69-77.

Finn, W.D.L. and Fujita, N. (2002). Piles in liquefiable soils: seismic analysis and design issues. *Soil Dyanamics and Earthquake Engineering*, 22(9-12), 731-742.

FLAC2D (2002). Fast Lagrangian Analysis of Continua User's Guide, Constitutive Models: Theory and Implementation, Itasca Consulting Group Inc. Version 4.

FLAC2D (2002). Fast Lagrangian Analysis of Continua User's Guide, Dynamic Analysis, Itasca Consulting Group Inc. Version 4.

FLAC2D, Software program, Version 6, Itasca Consulting.

Gao, Q, Lin, J.H., Zhong, W.X., Howson, W.P. and Williams, F.W. (2009). Isotropic layered soil-structure interaction caused by stationary random excitations. *International Journal of Solids and Structures*, 46(3-4), 455-463.

Ghosh, B., Mian, J. and Lubkowski, Z.A. (2012). *Design of Piles in Liquefiable Soil: A Review of Design Codes and Methodologies*. The 15th World Conference on Earthquake Engineering, Lisbon.

Gündüz, Z. ve Arman, H. (2005, 23-25 Mart). *Zemin davranışına uygun yapı tasarımı ilkeleri ve uygulanabilirliği*. Deprem Sempozyumu, Kocaeli.

Güney, R., Karslı, H. ve Dondurur, D. (2013). Ofset bağımlı önkestirim dekonvolüsyonu. *Jeofizik*, 18, 3-14.

Gürgüç, S.B. (2013). *İki doğrultuda yatay yüklü kazık grupları ile ilgili bir inceleme*. Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Haldar, S. and Babu, G.L.S. (2010). Failure mechanisms of pile foundations in liquefiable soil: parametric study. *International Journal of Geomechanics*, 10(2), 74-84.

Hamada, M. and O'Rourke T.D. (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.

Hasançebi, N. (2011). *Sıvılaşmayla ilişkili yanal yayılma yer değiştirmesinin kestirimi*. Doktora Tezi, Hacettepe Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

Haskell, J.J.M., Madabhushi, S.P.G., Cubrinovski, M. and Winkley, A. (2013). Lateral spreading-induced abutment rotation in the 2011 Christchurch earthquake: observation and analysis. *Geotechnique*, 63(15), 1310-1327.

Heidary-Torkamani, H., Bargi, K., Amirabadi, R. and McCllough, J.N. (2014). Fragility estimation and sensitivity analysis of an idealized pile-supported wharf with batter piles. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 61-62, 92–106.

Horikoshi, K., Tateishi, A. and Ohtsu, H. (2000). *Detailed Investigation of Piles damaged by Hyogo-ken Nambu Earthquake.* 12th World Conference on Earthquake Enginnering, 2477.

Humar, J.L., Bagchi, A. and Xia, H. (1998). Frequency domain analysis of soil-structure interaction. *Computer and Structures*, 66(2-3), 337-351.

Hussien, M.N., Tobita, T., Iai, S. and Karray, M. (2016). Soil-pile-structure kinematic and inertial interaction observed in geotechnical centrifuge experiments. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 89, 75–84.

Hwang, J., Kim, C., Chung, C. and Kim, M. (2006). Viscous fluid characteristics of liquefied soils and behavior of piles subjected to flow of liquefied soils. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(2-4), 313-323.

Idriss, I. M. and Boulanger, R. W. (2007, 25-28 June). *SPT-and CPT-based relationships for the residual shear strength of liquefied soils*. 4th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering-Invited Lectures, Thessaloniki, Greece.

Isenhower, W.M. and Wang, S. (2011). *Technical manual for lpile*, Version 6. Austin: Ensoft Inc, 101.

Ishihara, K. (1997). *Terzaghi Oration: Geotechnical Aspects of The 1995 Kobe Earthquake.* Proceedings of Fourteenth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Hamburg, 2047-2073.

Ishihara, K. and Cubrinovski, M. (1998, 16-20 November). *Performance of large-diameter piles subjected to lateral spreading of liquefied deposits.* 13th Southeast Asian Geotechnical Conference, Taipei.

İnternet: Bartlett, S.F. (2010). *Numerical methods in geotechnical engineering*. URL: http://www.webcitation.org/query?url=http%3A%2F%2Fwww.civil.utah.edu%2F%7Ebartlett%2FCVEEN6920%2FNumerical%2520Methods%2520in%2520Geotechnical%2520Engineering.pdf&date=2018-02-21 Son Erişim Tarihi: 25.08.2017.

İnternet: Tyagi, W. (2015). *Numerical methods ın geotechnical engineering (2)- finite difference method.* URL: http://www.webcitation.org/query?url=https%3A%2F%2Fgeosynthetic.wordpress.c

om%2F2015%2F10%2F16%2Fnumerical-methods-in-geotechnical-engineering-2-finite-difference-method%2F++&date=2018-02-21 Son Erişim Tarihi: 20.09.2017.

İnternet: Yağcı, B. (2011). *Geoteknik Deprem Mühendisliği Ders Notu-7*. URL: http://www.webcitation.org/query?url=http%3A%2F%2Finsaat.balikesir.edu.tr%2Fdokumanlar%2Fgdm%2Fgeo7.pdf&date=2018-02-20 Son Erişim Tarihi: 16.05.2016.

İyisan, R. (1996). Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results. *Digest 96,* 7(2), 371-374.

Janalizadeh, A. and Zahmatkesh, A. (2015). Lateral response of pile foundations in liquefiable soils. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 7(5), 532- 539.

Jefferies, M. and Been, K. (2016). *Soil liquefaction-a critical state approach* (Second Edition). New York: Taylor&Francis Group, 12.

Kampitsis, A.E., Sapountzakis, E.J., Giannakos, S.K. and Gerolymos, N.A. (2013). Seismic soil–pile–structure kinematic and inertial interaction-A new beam approach. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 55, 211-224.

Klar, A., Baker, R. and Frydam, S. (2004). Seismic soil-pile interaction in liquefiable soil. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(8), 551-564.

Knappett, J.A., Mohammadi, S. and Griffin, C. (2010). Lateral spreading forces on bridge piers and pile caps in laterally spreading soil: Effect of angle of incidence. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 136(12), 1589-1599.

Kramer, S.L. (2003). *Geoteknik deprem mühendisliği* (1. Baskı), Ankara: Gazi Kitapevi, 380-381.

Kramer, S.L. and Elgamal A-W. (2001). Modeling Soil Liquefaction Hazards for Performance-Based Earthquake Engineering. Pacific Earthquake Engineering Research Center College of Engineering University of California, PEER Report, *Berkeley,* 13.

Kutanis, M. ve Elmas, M. (2005, 23-25 Mart). *Yapı zemin dinamik etkileşiminde geometrik narinlik etkisi.* Deprem Sempozyumu, Kocaeli.

Lam, I., Arduino, P. and Mackenzie-Helnwein, P. (2009, 15-19 March). *OPENSEES soil-pile ınteraction study under lateral spread loading*. International Foundation Congress and Equipment Expo 2009, Orlando, Florida, United States.

Ledezma, C. and Bray, J.D. (2008, 18-22 May). *Factors that affect the performance of bridge foundations undergoing liquefaction-ınduced lateral spreading*. Geotechnical Earthquake and Engineering and Soil Dynamics IV Congress, Sacramento, California.

Lee, K.Z., (2014). Verification of FLAC Mohr-Coulomb Model For Granular Materials Under Monotonic Loading. Report DSO-14-02, U.S. Department of the Interior

Bureau of Reclamation Technical Service Center Denver, Geotechnical Engineering Group 3, *Colorado.*

Lew, M., Naeim, F., Huang, S.C., Lam, H.K. and Carpenter, L.D. (2000). Geotechnical and geological effects of the 21 September 1999 Chi-Chi earthquake. *Structural Design of Tall Buildings*, 9(2), 89-106.

Li, Q., Zhang, X. and Yang, Z. (2012, 25-29 March). *Analysis of laterally loaded piles in liquefiable soils with a frozen crust*. Geo Congress, Oakland, California, United States.

Lin, B-S., Chang, D-W. and Ho, H-C. (2010, 3-5 June). *Pile responses under seismic earth pressures of lateral spread using wave equation analysis*. Geo Shanghai International Conference, Shanghai, China.

Liu, H. and Zhai, E. (2013, 25-27 October). *Evaluation of pile foundations subjected to liquefaction ınduced lateral spreading.* Second International Conference on Geotechnical and Earthquake Engineering, Chengdu, China.

Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H.G. (2002). A numerical model for dynamic soil liquefaction analysis. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 22(9-12), 1007-1015.

Liyanapathirana, D.S. and Poulos, H.G. (2003). A pseudo static approach for seismic analysis of piles ın liquefying soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 131(12), 1480-1487.

Lombardi, D. and Bhattacharya, S. (2016). Evaluation of seismic performance of pile-supported models in liquefiable soils. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 45(6), 1019-1038.

LPILE, Software program, Ensoft, Inc.

Maheshwari, B.K., Truman, K. Z., El Naggar, M.H. and Gould, P. L. (2004). Three-dimensional nonlinear analysis for seismic soil-pile-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24(4), 343–356.

Martin, G.R. and Chen, C.Y. (2005). Response of piles due to lateral slope movement. *Computers and Structures*, 83(8-9), 588-598.

Martin, G.R., Finn, W.D.L. and Seed, H.B. (1975). Fundamentals of liquefaction under cyclic loading. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division*, 101(5), 423-438.

Matlock, H. (1970, 22-24 April). *Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay*. Proceedings 2nd Offshore Technology Conference, I, Houston, Texas, 577-594.

Mazak, E. (2016). *Kazık davranışının iki ve üç boyutlu olarak araştırılması*, Yüksek Lisans Tezi, Kocaeli Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Kocaeli.

McGann, C.R., Ardunio, P. and Mackenzie-Helnwein, P. (2011). Applicability of conventional p-y relations to the analysis of piles in laterally spreading soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(6), 557-567.

Miwa, S., Ikeda, T. and Sato, T. (2006). Damage process of pile foundation in liquefied ground during strong ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 26(2-4), 325-336.

Mokhtar, A-S.A., Abdel-Motaal, M.A. and Wahidy, M.M. (2014). Lateral displacement and pile instability due to soil liquefaction using numerical model. *Ain Shams Engineering Journal*, 5(4), 1019-1032,

Murono, Y. and Nishimura, A. (2000). *Evaluation of seismic force of pile foundation induced by inertial and kinematic interaction*. 12WCEE: 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand.

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

Ooi, P.S.K., Chang, B.K.F. and Wang, S. (2004). Simplified lateral load analyses of fixed-head piles and pile groups. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 130(11), 1140-1151.

Ordu, E. ve Özkan, M.T. (2006). Kazıklı temellerin deprem performanslarının üç boyutlu sonlu elemanlar yöntemi ile incelenmesi. *İTÜ Mühendislik Dergisi*, 5(2), 27-34.

Örnek, M. (2009). *Yumuşak kil zeminlerin geogrid donatı ile güçlendirilmesi*, Doktora Tezi, Çukurova Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, Adana.

Özaydın, K. (2007, 16-20 Ekim). *Zeminlerde sıvılaşma*. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.

Özener Tohumcu, P. (2007). *Depremde tabakalı kum zeminde oluşan sıvılaşma ve sıvılaşma sonrası davranışın model deneylerle araştırılması*, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Peiris, T.P. (2014). *Soil-Pile interaction of pile embedded in deep layered marine sediment under seismic excitation*. The degree of Doctor of Philosophy, School of Civil Engineering and Built Environment Science and Engineering Faculty Queensland University of Technology Brisbane, Australia.

Pise, P.J. (1983). Lateral response of fix-head pile. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(8), 1126-1131.

Pise, P.J. (1984). Lateral response of free-head pile. J*ournal of Geotechnical Engineering*, 110(12), 1805-1809.

Prakash, S. and Puri, V.K. (2008, 18-22 May). *Piles under earthquake loads*. Geotechnical Earthquake and Engineering and Soil Dynamics IV Congress, Sacramento, California.

Quinn, B.H. and Civjan, S.A. (2017). Parametric study on effects of pile orientation in integral abutment bridges. *Journal of Bridge Engineering*, 22(4), 1-14.

Rahmani, A. and Pak, A. (2012). Dynamic behavior of pile foundations under cyclic loading ın liquefiable soils. *Computers and Geotechnics*, 40, 114-126.

Rauch, A.F. (1997). *EPOLLS: An emprical method for predicting surface displacement due to liquefaction-ınduced lateral spreading in earthquakes*. Ph. D. Thesis, Virginia Polytechnic Institue, Blacksburg, Virginia.

Reese, L.C. and Van Impe, W.F. (2001). *Single piles and pile groups under lateral loading* (1st edition). A. A. Balkema: CRC press.

Reese, L.C. and Welch, R.C. (1975). Lateral loading of deep foundations in stiff clay. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 101(7), 633-649.

Reese, L.C., Cox, W.R. and Koop, F.D. (1974, 6-8 May). *Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand.* Proceedings 6th Offshore Technology Conference, II, Houston, Texas, 473-484.

Rollins, K.M., Gerber, T.M., Lane, J.D. and Ashford, S.A. (2005-a). Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand. *Journal of the Geotechnical and Geoenvironmental Engineering Division*, 131(1), 115-125.

Rollins, K.M., Hales, L.J. and Ashford, S.A. (2005-b, 16-18 March). P-y curves for large diameter shafts in liquefied sands from blast liquefaction tests. Workshop on Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground, University of California, *United States*, 11-23.

Sarkar, R., Bhattacharya, S. and Maheshwari, B.K. (2014). Seismic requalification of pile foundations in liquefiable soils. *Indian Geotechnical Journal*, 44(2), 183-195.

Sasaki, Y., Towhata, I., Tokida, K., Yamada, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Saya, S. (1992). Mechanism of permenant displacement of ground caused by seismic liquefaction. *Soils and Foundation*, 32(3), 79-96.

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

Seed, H.B., Seed, R.B., Harder, L.F. and Jong, H-L. (1989). Re-Evaluation of The Lower San Fernando Dam. Report 2 Examination of The Post-Earthquake Slide of February 9,1971, Department of The Army US Army Corps of Engineers, *Washington.*

Seed, R.B. and Harder, L.F. (1990). *SPT based analysis of cyclic pore pressure generation and undrained residual strength.* H. Bolton Seed Memorial Symposium Proceedings, Bolton, 351-376.

Seed, R.B., Cetin, K.O., Moss, R.E.S., Kammerer, A.M., Wu, J., Pestana, J.M., Riemer, M.F., Sancio, R.B., Bray, J.D., Kayen, R.E. and Faris, A. (2003). Recent Advances in Soil Liquefaction Engineering: A Unified Consistent Framework. Earthquake Engineering Research Institute Report, *Berkeley, California*, 06.

Sextos, A.G., Mylonakis, G.E. and Mylona E-K.V. (2015). Rotational excitation of bridges supported on pile groups in soft or liquefiable soil deposits. *Computers and Structures,*155, 54-66.

Shanker, K., Basudhar, P.K. and Patra, N.R. (2007). Buckling of piles under liquefied soil conditions. *Geotechnical and Geological Engineering*, 25(3), 303-313.

Sherafati, A. and Azizinamini, A. (2015). Flexible pile head in jointless bridges: experimental investigation. *Journal of Bridge Engineering*, 20(4), 1-12.

Shin, H., Arduino, P., Kramer, S.L. and Mackie, K. (2008). *Seismic response of a typical highway bridge in liquefiable soil.* Geotechnical Earthquake and Engineering and Soil Dynamics IV Congress, Sacramento, California.

Siyahi, B., Çetin, K.Ö. ve Bilge, H.T. (2013, 5-7 Aralık). *Geoteknik deprem mühendisliği açısından zemin-temel-yapı etkileşimine kritik bakış*. 5. Geoteknik Sempozyumu, Adana.

Soil-Structure Interaction for Building Structures. (2012). *U.S. department of commerce national institute of standards and technology engineering laboratory gaithersburg*, MD 20899, (NIST), USA.

Soroush, A., and Koohi, S. (2004). *Numerical analysis of liquefaction-ınduced lateral spreading.* 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada.

Takahashi, A. and Takemura, J. (2005). Liqufection-induced large displacement of pile-suppored wharf. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 25(11), 811-825.

Tamura, S., Suzuki, Y., Tsuchiya, T., Fujii, S. and Kagawa, T. (2000). *Dynamic response and failure mechanisms of a pile foundation during soil liquefaction by shaking table test with a large-scale laminar shear box*. 12th World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand.

Tang, L., Ling, X., Xu, P., Gao, X. and Wang, D. (2009). Shake table test of soil-pile groups-bridge structure ınteraction in liquefiable ground**.** *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 9(1), 39-50.

Tasiopoulou, P., Gerolymos, N., Tazoh, T. and Gazetas, G. (2013). Pile-group response to large soil displacements and liquefaction: centrifuge experiments versus a physically simplified analysis. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 139(2), 223-233.

Tokida, K., Matsumoto, H., Azuma, T. and Towhata, I. (1993). Simplified procedure to estimate lateral ground flow by soil liquefaction. *Transactions on the Built Environment*, 3, 381-396.

Tokimatsu, K. and Asaka, Y. (1998). Effects of liquefaction-induced ground displacements on pile performance in the 1995 Hyogoken-Nambu earthquake. *Special Issue of Soil and Foundations,* 38, 163-177.

Tokimatsu, K. and Suzuki, H. (2005, March). *Effect of Inertial and Kinematic Interactions on Seismic Behaviour of Pile Foundations Based on Large Shaking Table Tests.* Proceedings of The 2nd CUEE Conference on Urban Earthquake Engineering, Tokyo Institute of Technology, Japan.

Tokimatsu, K., Oh-oka, H., Satake, K., Shamoto, Y. and Asaka, Y. (1998, August). *Effects of Lateral Ground Movements on Failure Patterns of Piles In The 1995 Hyogoken-Nambu Earthquake*. Proceedings of a speciality conference, Geotechical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, ASCE Geotechnical special publication 75, Seattle, Washington, United States, 1175-1186.

Tokimatsu, K., Suzuki, H. and Sato, M. (2005). Effects of inertial and kinematic interaction on seismic behavior of pile with embedded foundation. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 25(7-10), 753-762.

Tomlinson, M. J. (1994). *Pile design and construction practice* (Fourth Edition). Oxon, UK: Taylor & Francis Group, 242.

Tonaroğlu, M. (2006). *Sıvılaşmanın nümerik yöntemlerle modellenmesi*, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Towhata, I., Sasaki, Y., Tokida, K., Matsumoto, H., Tamari, Y. and Yamada, K., (1992). Prediction of permanent displacement of liquefied ground by means of minimum energy principle. *Soils and Foundations,* 32(3), 97-116.

Turner, B. J., Brandenberg, S.J. and Stewart, J.P. (2016). Case study of parallel bridges affected by liquefaction and lateral spreading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering,* 142(7), 1-12.

Unutmaz, B. ve Çetin, K.Ö. (2007, 16-20 Ekim). *Sismik zemin sıvılaşmasında zemin-yapı-deprem etkileşimi*. Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı, İstanbul.

Uzuoka, R., Sento, N., Kazama, M., Zhang, F., Yashima, A. and Oka, F. (2007). Three-dimensional numerical simulation of earthquake damage to group-piles in a liquefied ground. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering,* 27(5), 395-413.

Ünsal Oral, S. (2014). *Efektif gerilme temelli zemin bünye modellemesi ve sıvılaşabilir zeminler içindeki kazıklarda sismik kazık-zemin etkileşiminin değerlendirilmesi.* Doktora Tezi, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara.

Velez, B.A., Gazetas, G. and Krishnan, R. (1983). Lateral dynamic response of constrained head piles. *Journal of Geotechnical Engineering*, 109(8), 1063-1081.

Walsh, J.M. (2005). *Full scale lateral load test of a 3x5 pile group ın sand*, Master Thesis, Department of Civil and Environmental Engineering Brigham Young University, Provo.

Wang, R., Liu, X. and Zhang, J-M. (2017). Numerical analysis of the seismic inertial and kinematic effects on pile bending moment in liquefiable soils. *Acta Geotechnica*, 12(4), 773-791.

Wang, W. (1979). *Some findings in soil liquefaction*. Report Water Conservancy and Hydro-electric Power Scientific Research Institute, Beijing, China, 1-17.

Wei, X., Wang, Q. and Wang, J. (2008). *Damage patterns and failure mechanisms of bridge pile foundation under earthquake*. The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China.

Welch, R.C. and Reese, L.C. (1972). Laterally loaded behavior of drilled shafts. Soil Properties as Related to Load Transfer Characteristics in Drilled Shafts Research Project 3-5-65-89, Center for Highway Research, The University of Texas at *Austin.*

Wilson, D.W., Boulanger, R.W. and Kutter, B.L. (2000). Observed seismic lateral resistance of liquefying sand. *Journal of Geotechecnical and Geoenvironmental Engineering*, 126(10), 898-906.

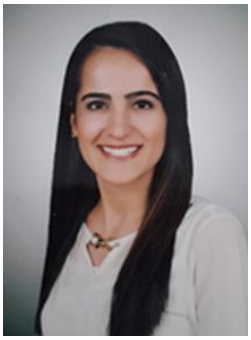
Yıldırım, S. (2009). *Zemin incelemesi ve temel tasarımı* (3. Baskı). İstanbul: Birsen Yayın Evi, 424.

Yoshida, N., Tazoh, T., Wakamatsu, K., Yasuda, S., Towhata, I., Nakazawa, H. and Kiku, H. (2007). Causes of Showa Bridge collapse ın the 1964 Niigata earthquake based on eyewitness testimony. *Soils and Foundations, Japanese Geotechnical Society*, 47(6), 1075-1087.

Zha, J-x. (2005, 16-18 March). Lateral spreading forces on bridge piles. Workshop on Seismic Performance and Simulation of Pile Foundations in Liquefied and Laterally Spreading Ground, University of California, *United States*, 71-82.

ÖZGEÇMİŞ

Kişisel Bilgiler



Soyadı, adı : KARDOĞAN ÖZTÜRK, Pınar Sezin
Uyruğu : T.C.
Doğum tarihi ve yeri : 20.09.1986, Elazığ
Medeni hali : Evli
Telefon : 0 (312) 202 88 97
e-mail : sezinozturk@gazi.edu.tr

Eğitim

Derece	Eğitim Birimi	Mezuniyet Tarihi
Doktora	Gazi Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	24.01.2018
Yüksek lisans	İstanbul Teknik Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	06.07.2012
Lisans	Anadolu Üniversitesi / İnşaat Mühendisliği	12.06.2010

İş Deneyimi

Yıl	Yer	Görev
2011-Halen	Gazi Üniversitesi	Araştırma Görevlisi
2011-2011	Türkerler Holding	Bütçe Planlama Mühendisi

Yabancı Dil

İngilizce

Yayınlar

Fırat S., Öztürk Kardoğan P.S., Işık N.S., Yamak S. and Yılmaz G. (2016, 02-04 Haziran). *Improvement of The Properties Road Subbases Using Steel Slag and Fly Ash.* 4th International Conference on New Developments in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Cyprus, 371-380.

Kılıç Demircan R. and Öztürk Kardoğan P.S. (2017, 15-17 Mart). *Studying The Historical Structure Damage Due to Soil Hazards and Examination of Applied Repairment-Strengthening Techniques.* Proceedings of 3rd International Sustainable Buildings Symposium, Dubai, Volume 2, 550-565.

Kılıç Demircan R., Özdemir A., Öztürk Kardoğan P.S. ve Pınarlık M. (2016, 26-28 Ekim). *Tarihi Yapıların Sürdürülebilirliği Kapsamında Taşıma Yöntemlerinin İrdelenmesi.* 1st International Mediterranean Science and Engineering Congress (IMSEC 2016), Adana, 800-808.

Kılıç Demircan R., Öztürk Kardoğan P.S., Pınarlık M. ve Aytekin, O. (2017, 25-27 Ekim). *Tarihi Şavşat Tbeti Manastırı'nın Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Analizi.* 2nd International Mediterranean Science and Engineering Congress, Adana, 2049-2057.

Onur, M.İ. ve Öztürk Kardoğan, P.S., (2017, 18-20 Ekim). *Deprem Yükleri Altında Konsol İstinat Duvarlarına Gelen İlave Gerilmelerin Belirlenmesi*. 3rd International Soil-Structure Interaction Symposium, İzmir, 479-486.

Öztürk Kardoğan P.S. and Bhattacharya S. (2017, 15-17 Mart). *Review of Liquefaction Around Marine and Pile-Supported Wharf Structures.* Proceedings of 3rd International Sustainable Buildings Symposium (ISBS 2017), Dubai, Volume 1, 905-915.

Öztürk Kardoğan P.S. ve Işık N.S. (2015, 28-30 Mayıs). *Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Davranışının P-y Yöntemi İle İncelenmesi.* 2nd International Sustainable Building Symposium, Ankara, 349-354.

Öztürk Kardoğan P.S. ve Kılıç Demircan R. (2016, 26-28 Ekim). *Betonarme Perdelerin Yapılardaki Burulma Düzensizliğine Etkileri.* 1st International Mediterranean Science and Engineering Congress (IMSEC 2016), Adana, 720-726.

Öztürk Kardoğan P.S. ve Onur M.İ. (2017, 11-13 Ekim). *Uç Kazıkların Deprem Kuvvetleri Altında Davranışı Üzerine Bir Model Çalışması.* 4. Uluslararası Deprem Mühendisliği ve Sismoloji Konferansı (4UDMSK), Eskişehir, Bildiri No:3976.

Öztürk Kardoğan P.S., Işık N.S. ve Fırat S. (2016, 13-14 Ekim). *Sıvılaşan Zeminlerde Kazık Davranışının Belirlenmesine Yönelik Nümerik Bir Çalışma.* Zemin Mekaniği ve Geoteknik Mühendisliği 16. Ulusal Kongresi, Erzurum, 365-374.

Öztürk Kardoğan P.S., Pınarlık M., Işık N.S. and Fırat S. (2017, 15-17 Mart). *Behavior of Dams Under Earthquake Loading-Case of Lower San Fernando Dam*. Proceedings of 3rd International Sustainable Buildings Symposium (ISBS 2017), Dubai, Volume 1, 838-846.

Öztürk Kardoğan P.S., Pınarlık M., Özdemir A. ve Kılıç Demircan R. (2016, 26-28 Ekim). *Sismik Yükler Altında Kazıklı ve Blok Tipi Rıhtım Yapısının davranışının İrdelenmesi.* 1st International Mediterranean Science and Engineering Congress (IMSEC 2016), Adana, 759-766.

Pınarlık M., Öztürk Kardoğan P.S. ve Kılıç Demircan R. (2017). Şev stabilitesine zemin özelliklerinin etkisinin limit denge yöntemi ile irdelenmesi. *Mühendislik Bilimleri ve Tasarım Dergisi,* 5(3), 675-684.

Türkoğlu S.P. and Öztürk Kardoğan P.S. (2017, 15-17 Mart). *The Role and Importance of Energy Efficiency for Sustainable Development of The Countries*. Proceedings of 3rd International Sustainable Buildings Symposium (ISBS 2017), Dubai, Volume 2, 53-60.

Hobiler

Yüzmek, Tenis oynamak, Keman çalmak



GAZİ GELECEKTİR...