

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**YATAY YÜKLÜ DÜŞEY KAZIKLARIN
ARAZİ KOŞULLARINDA MODELLENMESİ
VE
HESAP YÖNTEMLERİ**

İnş. Müh. Gülnur KAYIŞ

**F.B.E İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM

İSTANBUL, 2006

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	iii
ŞEKİL LİSTESİ	vi
ÇİZELGE LİSTESİ	xii
ÖNSÖZ	xiv
ÖZET	xv
ABSTRACT	xvi
1. GİRİŞ	1
2. YATAY YÜKLÜ DÜŞEY KAZIKLARIN TASARIM VE ANALİZ YÖNTEMLERİ	4
2.1 Yanal Yüklü Kazıkların İzin Verilebilir Yük - Deplasman Limitleri ve Davranış Esasları	4
2.2 Yatay Yüklü Düşey Kazıklarda Son Taşıma Gücünün Bulunuş Yöntemleri	8
2.2.1 Brinch Hansen Yöntemi	8
2.2.2 Broms Yöntemi	10
2.2.2.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Yanal Yüklü Kazıklar	11
2.2.2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Yanal Yüklü Kazıklar	17
3. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARDA DEPLASMANLARIN TAHMİNİ	22
3.1 Giriş	22
3.2 Yatak Katsayısı Yaklaşımı	22
3.2.1 Kohezyonsuz Zeminler için Yatak Katsayısı Yaklaşımı	23
3.2.2 Kohezyonlu Zeminler için Yatak Katsayısı Yaklaşımı	31
3.3 Broms Yöntemi ile Zemin Yüzeyindeki Deplasmanların Tahmini	33
3.3.1 Kohezyonsuz Zeminlerde, Zemin Yüzeyindeki Kazık Deplasmanının Tahmini ..	33
3.3.2 Kohezyonlu Zeminlerde, Zemin Yüzeyindeki Kazık Deplasmanının Tahmini	34
3.4 Elastik Ortam Yaklaşımı	36
3.4.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Elastik Ortam Yaklaşımı	37
3.4.2 Kohezyonlu Zeminlerde Elastik Ortam Yaklaşımı	41
3.5 Karakteristik Yük Yöntemi (CLM)	47
3.5.1 CLM Yönteminin Doğruluğu	51
3.6 p-y Analiz Yöntemi	51
3.6.1 Giriş	51
4. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARLA ARAZİ VE LABORATUVARDA YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR	56
4.1 Vaka Analizi 1	56
4.2 Vaka Analizi 2	60
4.3 Vaka Analizi 3	67

4.4	Vaka Analizi 4	70
4.5	Vaka Analizi 5	72
4.6	Vaka Analizi 6	74
4.7	Vaka Analizi 7	75
4.8	Vaka Analizi 8	78
4.9	Vaka Analizi 9	79
4.10	Vaka Analizi 10	82
4.11	Vaka Analizlerinin Karşılaştırılması	84
4.12	Yapılan Çalışmalara İlişkin Yorumlar	85
5.	ARAZİDE YAPILAN YANAL YÜKLÜ KAZIK DENEYİ	88
5.1	Giriş	88
5.2	Araziye İlişkin Zemin Özellikleri	88
5.2.1	Zemin Litolojisi	88
5.2.2	Laboratuar Deney Sonuçları ve SPT Değerleri	91
5.2.3	Zemin Sınıflandırması	93
5.3	Kazık Özellikleri	93
5.4	İnklinometre Okumaları	97
6.	ARAZİDE VE BİLGİSAYARDA YAPILAN DENEY SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI	100
6.1	Giriş	100
6.2	Durum Araştırmaları	100
6.2.1	1 No'lu Kazıkta Yapılan Analizler	102
6.2.2	2 No'lu Kazıkta Yapılan Analizler	111
7.	SONUÇLAR ve ÖNERİLER	119
	KAYNAKLAR	121
	EKLER	125
	ÖZGEÇMİŞ	131

SİMGE LİSTESİ

$A_{y, M, S, V, p}$	Kohezyonsuz zeminlerdeki serbest başlı kazıkta yatay yük için yerdeğiştirme, moment, eğim, keme kuvveti ve zemin reaksiyonu katsayıları
b	Kazık kısa kenar uzunluğu
$B_{y, M, S, V, p}$	Kohezyonsuz zeminlerdeki serbest başlı kazıkta moment için yerdeğiştirme, moment, eğim, kesme kuvveti ve zemin reaksiyonu katsayıları
c	Kohezyon
c_a	Adhezyon
C_m	Kohezyonsuz zeminlerdeki tutulu başlı kazıkta moment katsayısı
C_p	Kohezyonsuz zeminlerdeki tutulu başlı kazıkta zemin reaksiyonu katsayısı
c_u	Drenajsız kayma mukavemeti
c_u^1	Drenajlı deneyden elde edilen kayma mukavemeti
C_y	Kohezyonsuz zeminlerdeki tutulu başlı kazıkta yerdeğiştirme katsayısı
D	Kazık çapı
dx	Zemin reaksiyonu hesabının yapıldığı birim yükseklik
e	Kazığa etkiyen yükün zemin seviyesine olan uzaklığı
E	Kazık malzemesinin elastisite modülü
E_{50}	Broms (1964a)'a göre drenajsız koşullarda son gerilmenin yarısındaki secant modülü
f	Maksimum momentin olduğu derinlik
F	Kısa kazıklarda kazık ucunda etkidiği varsayılan kuvvet
g	$L-f-1.5D$ değerine karşılık gelen uzunluk
I	Kazık kesitinin atalet momenti
K_c	Yatay direnç katsayısı
k_h	Kohezyonlu zeminlerde yatak katsayısı
K_p	Pasif toprak basınç katsayısı
K_q	Yatay direnç katsayısı
k_x	Palmer ve Thompson (1948)'a göre yatak katsayısı
k_x	Terzaghi (1955)'ye göre yatak katsayısı tanımında kullanılan bir sabit
L	Kazık gömülü boyu
M	Kazığa etkiyen moment
M_A	Q_g yatay yükü nedeniyle x derinliğinde oluşan moment
M_B	M_g momenti nedeniyle x derinliğinde oluşan moment
M_{akma}	Kazık kesiti akma momenti

M_u	Kazık son moment taşıma gücü
M_g	Yatak katsayısı yaklaşımında kazık başına uygulanan moment
n	Palmer ve Thompson (1948), Davisson ve Prakash (1963)'e göre yatak katsayısı tanımında yer alan sıfırdan büyük veya eşit bir sabit.
n_h	Yatak katsayısı sabiti
p	Birim uzunluktaki zemin reaksiyonu
p_A	Q_g yatay yükü nedeniyle x derinliğinde oluşan zemin reaksiyonu
p_B	M_g momenti nedeniyle x derinliğinde oluşan zemin reaksiyonu
p_L	Kazık ucundaki zemin reaksiyonu
p_u	Birim uzunluktaki son zemin reaksiyonu
p_u	Birim uzunluktaki son zemin reaksiyonu
p_{xu}	Her hangi bir derinlikteki zemin reaksiyonu
p_0	Kazığın zemin yüzeyi seviyesindeki zemin reaksiyonu
P	Kazığa etkiyen aşağı yöndeki yük
P_{ul}	Kazığa etkiyen çekme yükü
R	Kohezyonlu zeminler için fiktif rijitlik boyu
S	Eğim
S_A	Q_g yatay yükü nedeniyle x derinliğinde oluşan eğim
S_B	M_g momenti nedeniyle x derinliğinde oluşan eğim
q^1	Düşey efektif gerilme
q_u	Zeminin serbest basınç direnci
Q	Kazığa etkiyen yatay yük
Q_g	Yatak katsayısı yaklaşımında kazık başına uygulanan yatay yük
Q_u	Kazık son yatay taşıma gücü
T	Granüler zeminler için fiktif rijitlik boyu
x	Kazık boyunca herhangi bir derinlik
x_r	Kazık dönme noktasının zemin yüzeyinden derinliği
V	Kesme kuvveti
V_A	Q_g yatay yükü nedeniyle x derinliğinde oluşan kesme kuvveti
V_B	M_g momenti nedeniyle x derinliğinde oluşan kesme kuvveti
W	Kazık kesiti mukavemet momenti
y	Kazık deformasyonu
y_A	Q_g yatay yükü nedeniyle x derinliğinde oluşan yerdeğiştirme
y_B	M_g momenti nedeniyle x derinliğinde oluşan yerdeğiştirme

y_0	Kazığın zemin yüzeyi seviyesindeki yatay deplasmanı
z	Zemin yüzeyinden derinlik
Z	Derinlik katsayısı
$Z_{\max}$	Maksimum derinlik katsayısı
ΣF_y	Kazığa etkiyen yatay yöndeki kuvvetlerin toplamı
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ϕ^1	Efektif içsel sürtünme açısı
$\phi_{(x)}$	Zemin modülü fonksiyonu
β	Kohezyonlu zeminlerde yatak katsayısı, kazık çapı ve kazık rijitliğine bağlı parametre
θ	Kazığın dönme miktarı
θ_A	Q_g yatay yükü nedeniyle x derinliğinde oluşan dönme
θ_B	M_g momenti nedeniyle x derinliğinde oluşan dönme
η	Kohezyonsuz zeminlerde yatak katsayısı sabit ve kazık rijitliğine bağlı parametre
σ_a	Kazık malzemesinin akma gerilmesi
σ_v^1	Düşey efektif gerilme
γ	Zeminin doğal birim hacim ağırlığı

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 1.1 Yatay yüklere karşı inşa edilen kazıklar, a) dayanma yapıları b) köprü ayakları c) iskeleler d) palplanjlı dayanma yapıları, (Tomlinson, 1994)..	2
Şekil 2.1 Yatak katsayısının derinlikle değişimi a) aşırı konsolide kohezyonlu zemin b) granüler zemin ve normal konsolide silt ve killeri c) kurumuş normal konsolide kil d) yumuşak yüzey tabakaları (Davisson, 1963).....	6
Şekil 2.2 Brinch Hansen Yöntemi.....	9
Şekil 2.3 x/B oranına bağlı K_c ve K_q katsayıları.....	10
Şekil 2.4 Yanal yüklü kazıklarda plastik mafsallı oluşumu.....	11
Şekil 2.5 Granüler zeminde dönme yapabilen kısa kazık ve zemin reaksiyonu.....	12
Şekil 2.6 Serbest başlı kısa kazıklarda a)Deformasyon diyagramı b)Zemin reaksiyonu c)Kesme kuvveti d)Eğilme momenti grafikleri.....	13
Şekil 2.7 Granüler zeminlerde kısa kazıkların taşıyabileceği yük.....	14
Şekil 2.8 Granüler zeminlerde uzun kazıkların davranışı.....	15
Şekil 2.9 Granüler zeminlerde uzun kazıkların taşıyabileceği yük.....	15
Şekil 2.10 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı kısa kazıklar(Broms 1964).....	16
Şekil 2.11 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı uzun kazıklar(Broms 1964).....	17
Şekil 2.12 Kohezyonlu zeminlerde a) yerdeğiştirme b) olası zemin reaksiyonu dağılımı, (Poulos ve Davis, 1980).....	18
Şekil 2.13 Kohezyonlu zeminlerde serbest başlı kısa kazık davranışı.....	18
Şekil 2.14 Kohezyonlu zeminlerde kısa kazık çözümü.....	19
Şekil 2.15 Kohezyonlu zeminlerde serbest başlı uzun kazıklar.....	19
Şekil 2.16 Kohezyonlu zeminlerde uzun kazıklar için çözüm.....	20
Şekil 2.17 Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı kısa kazıklar.....	21
Şekil 2.18 Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı uzun kazıklar.....	21
Şekil 3.1 Yatak katsayısı yaklaşımına göre yatay yüklü kazık davranışı a) elastik zemine oturan kiriş b) Winkler idealizasyonu c) zeminde yatay yüklü kazık d) yatay yüklü kazık yaylı ortam, (Prakash ve Sharma, 1989).....	22
Şekil 3.2 Tamamen gömülü bir kazıkta Q_g yatay yükü ve M_g momenti etkisinde a) deplasman, y , b) eğim dy/dx , c) moment, $EI(d^2y/dx^2)$, d) kesme kuvveti, $EI(d^3y/dx^3)$, e) zemin reaksiyonu, $EI(d^4y/dx^4)$ (Reese ve Matlock, 1956).....	24
Şekil 3.3 Kohezyonsuz zeminlerde serbest başlı kazıkların yatak katsayısı yaklaşımı ile çözümü için A_y , B_y , A_m ve B_m katsayıları, (Reese ve Matlock, 1956).....	28
Şekil 3.4 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı kazıkların yatak katsayısı yaklaşımı ile çözümü için a) yerdeğiştirme C_y b) moment C_m c) zemin reaksiyonu katsayıları, (Reese ve Matlock, 1956).....	30

Şekil 3.5	Serbest başlıklı, zemin modülünün derinlikle değişmediği zeminler için a) kazığa yatay kuvvet ve sıfır moment etkimesi durumu b) kazığa sıfır yatay yük ve moment etkimesi durumunda yerdeğiştirme ve moment katsayıları, (Davisson ve Gill, 1963).....	32
Şekil 3.6	Kohezyonsuz zeminlerde kazık yanal yerdeğiştirmesi (Broms, 1964b)...	34
Şekil 3.7	Kohezyonlu zeminlerde kazık yanal yerdeğiştirmesi (Broms, 1964a).....	35
Şekil 3.8	Gerilme etkisi a) kazığa b) kazıktan, kazık çevresindeki zemine, (Poulos, 1971a).....	37
Şekil 3.9	Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için I_{pH} değerleri (Poulos ve Davis, 1980).....	38
Şekil 3.10	Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için I_{pM} değerleri (Poulos ve Davis, 1980).....	39
Şekil 3.11	Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için F_p^l değerleri (Poulos ve Davis, 1980).....	39
Şekil 3.12	Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için maksimum moment (Poulos ve Davis, 1980).....	40
Şekil 3.13	Tutululu başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için a) I_{pF}^l b) F_p^l değerleri (Poulos ve Davis, 1980)	40
Şekil 3.14	Tutululu başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için kazık başındaki tutululuk momenti (Poulos ve Davis, 1980)	41
Şekil 3.15	Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için a) I_{pH} değerleri b) I_{pM} ve $I_{\theta H}$ (Poulos, 1971a)	43
Şekil 3.16	Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için $I_{\theta M}$ değerleri (Poulos, 1971a).	45
Şekil 3.17	Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için maksimum moment, (Poulos, 1971a)	45
Şekil 3.18	Tutululu başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için I_{pF} değerleri (Poulos, 1971a)	46
Şekil 3.19	Tutululu başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için kazık başındaki tutululuk momenti (Poulos, 1971a)	46
Şekil 3.20	CLM Yöntemiyle yatay yük nedeniyle oluşan ötelenmeler, (Duncan vd, 1994).	48
Şekil 3.21	CLM Yöntemiyle moment nedeniyle oluşan ötelenmeler, (Duncan vd, 1994)	49
Şekil 3.22	Yük-moment eğrileri, (Duncan vd 1994)	49
Şekil 3.23	a) Yatay yük etkisindeki bir kazık b) yatay yüklemeden önce zemin reaksiyonunun dağılışı, c) yatay yüklemeden sonra zemin reaksiyonunun dağılışı.....	51
Şekil 3.24	Yatay yüklü kazıklar için p-y eğrileri a) zemin yüzeyinin altında çeşitli derinliklerde p-y eğrileri b) p-y eğrilerinin X-Y eksenleri üzerinde gösterimi c) yerdeğiştirmelerin kazık boyunca gösterimi, (Matlock, 1970)	54
Şekil 3.25	p-y eğrileri a) yumuşak kil b) katı kil c) kumlar (Mazurkiewicz, 1987)...	54
Şekil 3.26	Tipik p-y eğrileri, (Coduto, 1994)	55
Şekil 4.1	LPILE ve GROUP 5'te kullanılan zemin profili.....	57
Şekil 4.2	SPT deneylerinde ortaya çıkan zemin profili.....	57
Şekil 4.3	Deney kazıklarından bir görünüm.....	58
Şekil 4.4	Yükleme deney düzeneği.....	58
Şekil 4.5	Seçilen p-y değişkenleri ile meydana gelen yük-deplasman eğrisi.....	60

Şekil 4.6	SPT – N değerlerinin yüksekliğe bağlı olarak değişimi.....	61
Şekil 4.7	Deney alanının genelleştirilmiş planı.....	62
Şekil 4.8	Yükleme Düzenegi.....	63
Şekil 4.9	Ölçülen Yük-Deplasman Eğrileri.....	63
Şekil 4.10	Kazık SB-2 için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğiştirmeler.....	64
Şekil 4.11	Kazık SB2 için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması.....	65
Şekil 4.12	Kazık P3 için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması.....	65
Şekil 4.13	Kazık R5A için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması.....	66
Şekil 4.14	<u>Kazık C6 için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması.....</u>	66
Şekil 4.15	Bagnolet’te kullanılan kazık kesiti.....	68
Şekil 4.16	Bagnolet, Durum 1 için deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanın karşılaştırılması.....	68
Şekil 4.17	Bagnolet, Durum 2 için deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanın karşılaştırılması.....	69
Şekil 4.18	Bagnolet, Durum 3 için deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanın karşılaştırılması.....	69
Şekil 4.19	Houston, statik yüklemeye için deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanın karşılaştırılması.....	71
Şekil 4.20	Houston, statik yüklemeye için P_1 ’nin 445 kN değeri için eğilme momenti eğrilerinin karşılaştırılması.....	71
Şekil 4.21	Houston, çevrimli yüklemeye için deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanın karşılaştırılması.....	72
Şekil 4.22	Brent Cross, deneysel ve hesaplanan kazık başı deplasmanlarının karşılaştırılması.....	73
Şekil 4.23	Maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması, Japonya.....	75
Şekil 4.24	Maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması, Japonya.....	75
Şekil 4.25	Lake Austin, statik yüklemeye için P_1 ’nin 80.9 kN değeri için eğilme momenti eğrilerinin karşılaştırılması.....	77
Şekil 4.26	Maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması, Lake Austin.....	77
Şekil 4.27	Sabine’de statik yüklemeye altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması.....	79
Şekil 4.28	Sabine’de çevrimsel yüklemeye altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması.....	79
Şekil 4.29	Sabine’de statik yüklemeye altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması.....	81
Şekil 4.30	Sabine’de çevrimsel yüklemeye altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması.....	82
Şekil 4.31	Mustang Island’de statik yüklemeye altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması.....	83

Şekil 4.32	Mustang Island, statik yükleme için P_t 'nin 210 kN değeri için eğilme momenti eğrilerinin karşılaştırılması.....	83
Şekil 4.33	Mustang Island'de çevrimsel yükleme altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması.....	84
Şekil 4.34	Servis yükündeki deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momentlerinin karşılaştırılması.....	87
Şekil 4.35	Servis yükündeki deneysel ve hesaplanan kazık başı deplasmanlarının karşılaştırılması.....	87
Şekil 5.1	Kemberburgaz arazisine ilişkin örnek sandığı.....	88
Şekil 5.2	Kemberburgaz arazisi tahmini zemin kesiti.....	91
Şekil 5.3	SK-1 sondajı çeşitli derinliklerdeki granülometri eğrileri.....	92
Şekil 5.4	SK-2 sondajı çeşitli derinliklerdeki granülometri eğrileri.....	92
Şekil 5.5	Deney mekanizması ve kazık yerleşimi.....	94
Şekil 5.6	Deney düzeneğinin yukarıdan görünümü.....	94
Şekil 5.7	1 No'lu kazığa yükün eşit olarak iletilmesini sağlayacak parçalar.....	95
Şekil 5.8	2 No'lu kazığa yükün tam iletilmesini sağlayan parçalar ile 0.6inch'lik grip.....	95
Şekil 5.9	60 Ton'luk hidrolik krik ve inklinometre cihazı.....	96
Şekil 5.10	50 Bar (4 ton) yükleme sonrası görülen deplasman ve griplerde meydana gelen açılma.....	96
Şekil 5.11	100 Bar (8.25 ton) yükleme sonrası zeminde meydana gelen deformasyon ve kazık ötelenmesi.....	97
Şekil 5.12	1 No'lu kazıkta A-A yönünde ve B-B yönünde alınan okumalar.....	98
Şekil 5.13	2 No'lu kazıkta A-A yönünde ve B-B yönünde alınan okumalar.....	99
Şekil 6.1	Eşdeğer beton çapı.....	101
Şekil 6.2	Durum 1 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri.....	102
Şekil 6.3	Durum 1 için kontrollü dolgu tabakasına ait parametreler.....	102
Şekil 6.4	Arazi değerleri ile tutulu başlı kazık analiz değerlerinin kazık başı yerdeğiştirmesi ile yanal yüke bağlı olarak karşılaştırılması.....	103
Şekil 6.5	Arazi değerleri ile tutulu başlı ve serbest başlı kazık analiz değerlerinin $\theta=35.7^\circ$ için kazık başı yerdeğiştirmesi ile yanal yüke bağlı olarak karşılaştırılması.....	103
Şekil 6.6	Durum 2 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri.....	104
Şekil 6.7	Arazi değerleri ile tutulu başlı kazık analiz değerlerinin $\theta=32^\circ$, $\theta=37^\circ$ ve $\theta=35.7^\circ$ için kazık başı yerdeğiştirmesi ile yanal yüke bağlı olarak karşılaştırılması.....	104
Şekil 6.8	Durum 3 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri.....	105
Şekil 6.9	Durum 3 için $\theta=30^\circ$ ve $\theta=38^\circ$ durumundaki deplasmanların karşılaştırılması.....	105
Şekil 6.10	Durum 4 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri.....	106
Şekil 6.11	Durum 4 için $c = 30 \text{ kN/m}^2$ ve 50 kN/m^2 durumundaki deplasmanların karşılaştırılması.....	106
Şekil 6.12	Durum 5 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri.....	107
Şekil 6.13	Durum 5 için $\theta = 28^\circ$ ve $\theta = 33^\circ$ durumundaki deplasmanların karşılaştırılması.....	107
Şekil 6.14	Durum 6 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri.....	108
Şekil 6.15	Durum 6 için $\theta = 35^\circ$ ve $\theta = 42^\circ$ durumundaki deplasmanların karşılaştırılması.....	108

Şekil 6.16	Durum 7 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri.....	109
Şekil 6.17	Durum 7 için $c=360 \text{ kN/m}^2$ durumundaki deplasmanların karşılaştırılması.....	109
Şekil 6.18	Durum 1 için tüm zemin parametrelerinin aynı olup zemin yüzü açısının 4° eğimli olması.....	110
Şekil 6.19	Durum 1 için tüm zemin parametrelerinin aynı olup zemin yüzü açısının 4° eğimli olması.....	110
Şekil 6.20	Durum 1 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri.....	112
Şekil 6.21	Durum 1 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması.....	112
Şekil 6.22	Durum 2 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri.....	113
Şekil 6.23	Durum 2 çeşitli $\emptyset$ açıları için inklinometre değerleri ile AllPile analiz değerlerinin karşılaştırılması.....	113
Şekil 6.24	Durum 2 kazığa uygulanan yükün $\%40$ 'ının kazığa iletilmesi durumunda çeşitli $\emptyset$ açıları için inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması.....	114
Şekil 6.25	Durum 3 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri.....	115
Şekil 6.26	Durum 3 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması.....	115
Şekil 6.27	Durum 4 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri.....	116
Şekil 6.28	Durum 4 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması.....	116
Şekil 6.29	Durum 5 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri.....	117
Şekil 6.30	Durum 5 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması.....	117
Şekil 6.31	Durum 6 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri.....	118
Şekil 6.32	Durum 6 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması.....	118

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 2.1 Düşey kazıklar için izin verilebilir yatay yükler (McNulty, 1956).....	4
Çizelge 2.2 Kumlar için n_h (kN/m ³) değerleri (Terzaghi, 1955).....	7
Çizelge 2.3 Kohezyonlu zeminler için farklı araştırmacılar tarafından önerilen n_h (kN/m ³) değerleri.....	7
Çizelge 2.4 Farklı kıvamdaki killeri için k_1 katsayısının değerleri.....	8
Çizelge 3.1 Serbest başlı uzun kazıkların ($Z_{max} \geq 5$) yatak katsayısı yöntemi için A katsayıları, (Matlock ve Reese, 1961, 1962).....	26
Çizelge 3.2 Serbest başlı uzun kazıkların ($Z_{max} \geq 5$) yatak katsayısı yöntemi için B katsayıları, (Matlock ve Reese, 1961, 1962).....	27
Çizelge 3.3 Kazık bükülebilirlik faktörünün K_R farklı zemin ve kazık türleri için değerleri (Poulos ve Davis, 1980).....	44
Çizelge 3.4 CLM Yöntemi için minimum uzunluklar.....	50
Çizelge 4.1 Yeraltı su seviyesi.....	64
Çizelge 4.2 Bagnolet'te bulunan zemin özellikleri.....	68
Çizelge 4.3 Aşırı konsolide killeri için alınabilecek ε_{50} değerleri.....	70
Çizelge 4.4 Brent Cross araştırmasında kullanılan zemin özellikleri.....	73
Çizelge 4.5 Japonya'daki araştırmada kullanılan zemin özellikleri.....	74
Çizelge 4.6 Lake Austin zemini özellikleri.....	76
Çizelge 4.7 Normal konsolide killeri için tipik ε_{50} değerleri.....	78
Çizelge 4.8 Manor'da yapılan deney kazığının mekanik özellikleri.....	80
Çizelge 4.9 Manor'da yapılan deneydeki zemin özellikleri.....	80
Çizelge 4.21 Farklı durumlar için yüklenen kazıklarda yanal yükleme analizi.....	85
Çizelge 4.22 Yanal yükleme altındaki kazıklara ait analiz sonuçları.....	86
Çizelge 5.1 Laboratuvar deney sonuçlarına ilişkin $\omega_n, \omega_L, \omega_p, I_p$ değerleri.....	91
Çizelge 6.1 Kazık analiz programlarının karşılaştırılması.....	100

ÖNSÖZ

Yaptığım çalışmaların bütün aşamalarında her yönden iyi bir çalışma yapmam için eleştirileri ile yol gösteren tez danışmanım Sayın Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM'a çok teşekkür ederim.

Tez çalışmam sırasında manevi en büyük dayanağım olan Sayın İnş. Y. Müh. Mehmet Akif ARSLAN'a sonsuz teşekkür ederim.

Özellikle deneysel çalışmalarımın yapılması aşamasında çok değerli zamanını bana ayıran arkadaşlarım Araştırma Görevlisi İnş. Müh. Çiğdem ÖZÇELİK'e ve aydınlatıcı fikirlerinden dolayı İnş. Müh. Sami Gültekin'e çok teşekkür ederim.

Tez çalışmam sırasında yardımını aldığım Araştırma Görevlisi Sayın İnş. Y. Müh. Niyazi Uğur TERZİ'ye teşekkür ederim. En sıkıntılı zamanımda yardımlarını aldığım Araştırma Görevlisi Pelin TOHUMCU ve Murat TONAROĞLU'na teşekkür ederim.

Arazi deney çalışmasının tümüne ekipman ve personeliyle destek olan TEMELTAŞ A.Ş.'den İnş. Müh. İhsan MERT'e ve İnş. Müh. Emre Özcan'a çok teşekkür ederim.

Tez çalışmamın tüm aşamalarında benden destek ve katkılarını esirgemeyen ve her anımda maddi, manevi tüm desteklerini gördüğüm başta babam Nurettin KAYIŞ olmak üzere tüm aile üyelerime ve hayatımıza renk katan Nisa'ya çok teşekkür ederim.

ÖZET

Kazıklar ve kazıklı temeller yüzyıllardan beri insanoğlu tarafından yapı yüklerinin zemine güvenle taşıtılamadığı durumlarda kullanılmaktadır. Kazıklar, düşey basınç, düşey çekme ve yatay yöndeki yükleri karşılamak amacı ile inşa edilmektedir. Bu çalışma ise yatay yük etkisindeki düşey kazıkların hesap ve analiz yöntemleri ile arazide yapılan deney çalışmasına ait ayrıntıları içermektedir.

Kazıklı temeller, özellikle gevşek ve problemlı zeminlerde yapı yüklerinin daha derinlere aktarılması için çok eski tarihlerden beri kullanılmaktadır. Son 50 yıl içinde kazıklar ve kazık grupları üzerinde, güvenilir tasarım yöntemleri geliştirmek için çok yoğun ve kapsamlı analitik ve deneysel çalışmalar yapılmıştır. Yapılan çok sayıdaki model ve gerçek deneylerden kazık zemin davranışının analizi açısından önemli bilgiler elde edilmiştir.

Bu tez çalışmasında, tabakalı zeminlerde imal edilen yatay yük etkisindeki düşey kazıkların incelenmesi amacı ile arazi koşullarında bir deney çalışması yapılmıştır. Bu amaçla Kemerburgaz, İstanbul'da iki çelik kazıkta deney yapılmıştır. Birinci kazığın dış çapı 16.5 cm, et kalınlığı 0.4 cm ve gömülü boyu 8m, ikinci kazığın ise 7.5m.'dir. Kazıkların üzerine monte edilen bir yükleme düzeneği kullanılarak, iki kazık da aynı anda yanal yük altında deneye tabi tutulmuştur. Kazıkların uygulanan yükler altındaki davranışı bir inklinometre yardımıyla ölçülmüştür. İnklinometre borusu ise kazığın iç kısmına yerleştirilmiştir.

Arazideki deney sonuçları ile AllPile programının verdiği sonuçlar karşılaştırılmıştır. Kazık 1 ve Kazık 2 için yapılan karşılaştırmalar 6. Bölüm'de anlatılmıştır. Kazık 1 için ortaya çıkan kazık başı deplasmanlarının, deney sonuçları ve analiz sonuçlarının birbiriyle oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.

Bölüm 2 ve Bölüm 3'te çeşitli yanal yüklü kazık analiz yöntemlerinden bahsedilmiştir. Bölüm 4'te yanal yüklü kazıklarla ilgili yapılmış çalışmalar verilmiştir. Bölüm 5'te, arazi deneyleri deney düzeneği, laboratuvar deneyleri, zemin stratigrafisi ve zemin sınıflandırması yapılmıştır. Kazık başı deplasmanlarının karşılaştırılması ise Bölüm 6'da verilmiştir. Bölüm 7'de ise deney sonuçları yorumlanmıştır.

ABSTRACT

Piles and pile foundations are being used for centuries by the human, in cases in which structural loads can't be carried safely by the soil. Piles are constructed to carry vertical compression loads, vertical tension loads and lateral loads as well. This MSc. Thesis studies the calculations and analysis of laterally loaded vertical piles and the details about a field test.

Pile foundations are being used since ancient times in order to transfer the structural loads to the deeper strata, when the soils are weak and/or problematic. Especially in the last 50 years, intensive and comprehensive analytical and experimental studies are carried out in order to improve reliable design methods. Important and valuable informations about pile-soil interaction are obtained by many model and full scale tests.

The subject of this MSc. Thesis is, a full-scale field test, which is carried out in order to study the laterally loaded vertical piles in layered soils. For this purpose, two steel-pipe piles were tested at Kemberburgaz, İstanbul. The outside diameter of the first pile was 16.5 cm, its wall thickness was 0.4 cm and its penetration was 8 m., and the second pile penetration was 7.5m. Using a load frame, that was mounted on the piles, two piles were tests at the same time by applying a lateral load to pull them together. The behaviour of the pile under applied loads was observed by an inclinometer. The inclinometer casing was attached inside of the pile.

The results obtained from the field tests are compared with the AllPile results. The comparisons of pile-head deflection for Pile 1 and Pile 2, are shown in the sixth part. Pile 1 was in a good agreement between results from experiment and from analysis, with computations for pile-head deflection.

Chapter 2 and Chapter 3 are describes several laterally-loaded pile analyse methods. In Chapter 4, the case studies about the laterally loaded piles are given. Chapter 5, describes the field testing program, in situ tests, laboratory tests, soil stratigraphy and soil classification. The comparisons of pile-head deflection, are shown in Chapter 6. The results of the load tests are discussed in Chapter 7.

1. GİRİŞ

Kazıklar, yapı yüklerinin zayıf tabakadan geçerek daha sağlam tabakalara veya kaya tabakalarına aktarılarak yüksek taşıma gücüne gerek duyulan durumlarda kullanılır. Ayrıca zemine yukarı doğru çekme kuvvetlerinin etkidiği durumlarda ve zayıf zemin koşullarında yatay yükleri karşılamak amacıyla da kullanılırlar.

Kazıklar karşıladıkları yüklere göre üç gruba ayrılır.

1. Basınç kazığı,
2. Çekme kazığı,
3. Yatay yüke çalışan kazıklar (düşey ve eğik kazıklar)

Kazıklı temeller tasarlanırken, kazığa etkiyen kuvvetler iki sınıfa ayrılır; düşey ve yatay yükler. Düşey yükler kazık eksenine paralel olarak etkir. Yatay yükler kazık aksına dik yönde etkir. Bununla birlikte, yapıdan kazığa aktarılan kesme ve moment kuvvetleri de yatay yükler oluşturur.

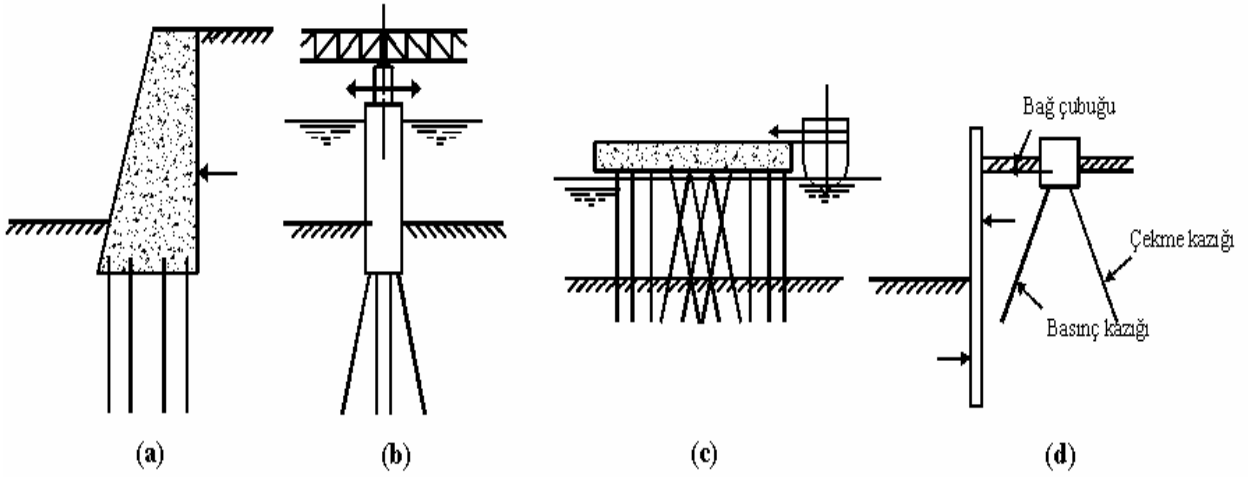
Yatay yük etkisindeki düşey kazıklarda kazığın uzun-kısa kriteri önemli olmaktadır. Ayrıca kazık başlığının serbest veya tutulu olması da bu tür kazıkların davranış ve yük aktarma mekanizması açısından önemli hususlardan biridir. Düşey yük altındaki bir kazığın, etkiyen yükleri hem zemin olarak, hem de kazık malzemesi olarak güvenli bir şekilde taşıması gerekmektedir. Ayrıca bu yükler altında oluşan deplasmanların kabul edilebilir sınırlar içinde olması gerekir. Bu çalışmanın diğer bölümlerinde yatay yük altındaki düşey kazıklarla ilgili hesap ve analiz yöntemleri ayrıntılı şekilde anlatılmıştır.

Kazıklara düşey yüklere ek olarak yatay yük ve moment kuvvetleri de etkiyebilmektedir. Bu nedenle kazıkların yalnızca etkiyen düşey yükleri değil yatay kuvvetleri ve momentleri de güvenli bir şekilde zemine aktarması ve kazık malzemesi olarak bu yükleri güvenli bir şekilde taşıması gerekmektedir. Yatay yükler aşağıdaki nedenlerle ortaya çıkmaktadır:

1. Rüzgar yükleri,
2. Deprem kuvvetleri,
3. Toprak basınçları,
4. Gemi çarpma kuvvetleri,

5. Gemi bağlama kuvvetleri,
6. Dalga kuvvetleri,
7. Kolonlardaki düşey eksantrik yükler,
8. Akarsu akıntılarının köprü ayaklarında oluşturduğu yatay kuvvetler,
9. Elektrik direklerindeki kablo kuvvetleri,
10. Köprülerde araçların fren ve ilerleme hareketleri.

Üstyapı yükü yatay bileşeninin, küçük olduğu durumlarda, yükler düşey kazıklarla güvenle taşınabilmektedir. Bununla birlikte rıhtım ve dalgakıranların kazıkları, köprü ayaklarının kazıklı temelleri, petrol arama kule ve vinçlerinin kazıklı temelleri, yüksek baca yapılarının temelleri ve dayanma yapıları gibi yapıların kazıklı temelleri oldukça yüksek mertebelerdeki yatay yük bileşenleri etkisinde kalabilmektedir. Bu yükler gözönüne alınmaksızın tasarlanıp, inşa edilen düşey kazıkların üst yapı yüklerini güvenli şekilde taşımaları olanaksızdır. Bu durumda yatay yükler gözönüne alınarak tasarlanan düşey kazıklarla veya bu kazıkların da taşıma gücü açısından yetersiz kaldığı durumlarda ise eğik kazıklar inşa edilerek yüksek yatay taşıma gücü sağlanabilmektedir. Şekil 1.1'de bu tür kazıkların kullanıldığı yerler gösterilmiştir.



Şekil 1.1 Yatay yüklere karşı inşa edilen kazıklar, a) dayanma yapıları b) köprü ayakları c) iskeleler d) palplanjlı dayanma yapıları, (Tomlinson, 1994).

Dayanma yapılarında (Şekil 1.1.a) toprak basıncı her zaman aynı yönde, yani duvar arkasından duvar yönünde etkir. Duvar altına inşa edilecek düşey kazıklar hem duvarın kendi ağırlığını hem de yatay kuvvetleri karşılayacak şekilde tasarlanır. Ancak yeterli taşıma gücü sağlanamaması durumunda Şekil 1.1.b'de gösterildiği şekilde eğik kazıklar inşa edilir. Şekil

1.1.b'deki köprü ayağında fren ve araç trafiğinin çekme kuvveti yatay yüke neden olmaktadır. Bu durumda kuvvetler iki yönde etkimektedir. Bu durumda da önce bu yükler gözönüne alınarak tasarlanan düşey kazıklar veya eğik kazıklar Şekil 1.1.b'de gösterilen şekilde tasarlanması uygun olmaktadır. Köprü ayaklarının derin olduğu durumlarda su akıntısı yönünde ek yükler de söz konusu olmaktadır. Deniz yapılarında gemi çarpma ve dalga kuvvetleri önemli yatay yükler oluşturmaktadır. Bu yükleri karşılamak amacıyla yapılabilecek kazık tasarımı Şekil 1.1.c' de gösterilmiştir. Şekil 1.1.d'de gösterilen perde dayanma yapısında yatay yükler yine eğik kazıklarla karşılanmaktadır.

2. YATAY YÜKLÜ DÜŞEY KAZIKLARIN TASARIM VE ANALİZ YÖNTEMLERİ

2.1 2.1 Yanal Yüklü Kazıkların İzin Verilebilir Yük - Deplasman Limitleri ve Davranış Esasları

Kazık başlığının yatay yerdeğiştirmesi, binalarda yaklaşık 6 mm, geniş binalarda 12 mm alınabilir. İzin verilebilecek yanal yükler için McNulty (1956) tarafından deneylere dayanılarak Çizelge 2.1’deki değerler verilmiştir.

Çizelge 2.1 Düşey kazıklar için izin verilebilir yatay yükler (McNulty, 1956).

Kazık cinsi	Kazık başlığı	Zemin cinsi	İzin verilebilir (kN)
Ahşap (30 cm. çapında)	Mafsal	Kum	7
		Orta kil	7
	Ankastre*	Kum	20
		Orta kil	18
Beton (40 cm çapında)	Mafsal veya ankastre	Orta kum	32
		İnce kum	25
		Orta kil	23

(*) Ankastrelik kazık başlığının en az 60 cm. betona sokulması ile sağlanacaktır.

Yumuşak kil veya silt içinde düşey olarak inşa edilmiş kazıkların yanal direncine zemin katkısı azdır. Bu yüzden böyle zeminlerde, inşa edilmiş yanal yük alan kazıklara eğilme dirençlerini arttıracak şekilde daha çok donatı konulmak zorundadır.

İshii vd (1960), kazıkların yanal direnci için killi zeminlerde en çok 50 kN, üst 2 m. si kazılıp kum doldurulmuş killi zeminler için en çok 70 kN ve kumlu zeminler için en çok 100 kN değerlerinin Japonya için standart olduğunu bildirmektedirler. Bu yükler için kazık başının yerdeğiştirmesinin 5-10 cm. mertebesinde olacağı da belirtilmektedir. Kazık gruplarının direnci ise her kazığın direncinin toplamı olacaktır.

Genellikle, şartnamelerde düşey kazıkların taşıyabilecekleri yatay yükler hakkında ayrıntılı kayıtlar bulunmamaktadır. Almanya’da, kazık grubunu oluşturan kazıklara gelen düşey yükün %3’ü (maksimum %5’i kadar) bir yanal kuvvete izin verilmektedir. Yanal yük izin verilen değerden fazla ise eğik kazıklar çakılması zorunludur, (Toğrol, 1970).

Bazı yapılarda yatay yüklü derin temellerin tasarımı son kazık yatay taşıma gücü açısından yeterli olmaktadır. Bununla birlikte bazı yapılarda yatay zemin gücünün mobilize olması için büyük deplasmanların oluşmasına izin verilmemektedir. Mesela bazı köprü ve benzeri yapılarda 6-18 mm den fazla deplasmana izin verilmemektedir. Bu yüzden izin verilebilir yatay deplasman için belli sınırlar var ise yük-deformasyon analizi yapılarak yatay yüke karşı deplasman değerleri belirlenmelidir, (Coduto, 1994).

2.2 Yatay Yükler Altındaki Düşey Kazıkların Davranış Esasları

Kazık zemin arasındaki etkileşimde en önemli etkenlerden biri kazık uzunluğudur. Uzun ve kısa kazıkların yük altında davranışlarının farklılık göstermesi nedeniyle, kazık uzunluk-kısalığı önemli bir kriterdir. Bir kazığın kısa veya uzun olduğu şu şekilde belirlenmektedir.

Kısa rijit kazıklarda $\rightarrow L/T \leq 2$ veya $L/R \leq 2$,

Uzun bükülebilir kazıklarda $\rightarrow L/T \geq 4$ veya $L/R \geq 3.5$ olarak uygulanır.

Burada;

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} \Rightarrow \text{Kohezyonsuz zeminler için fiktif rijitlik boyu} \quad (2.1)$$

$$R = \left(\frac{EI}{k_h} \right)^{1/4} \Rightarrow \text{Kohezyonlu zeminler için fiktif rijitlik boyu} \quad (2.2)$$

E = kazık malzemesinin elastisite modülü,

I = kazık kesitinin atalet momenti,

k_h = Kohezyonsuz zeminlerde (ve normal konsolide olmuş killerde) yatak katsayısının derinlikle doğrusal arttığı varsayılabilir ve $k_h = n_h \cdot x$ yazılabilir.

Aşırı konsolide kohezyonlu zeminlerde ise yatak katsayısı derinlikle sabit kabul edilebilir ve kayma mukavemetine bağlı olarak

$$k_s = 67 \frac{S_u}{B} \quad (2.3)$$

alınması önerilir, ancak yapılan son araştırmalar bunun çok tutucu bir yaklaşım olacağını ve 2 katının alınması gerektiğini göstermektedir.

n_h = yatak katsayısı sabiti,

Zemin üstündeki bir kirişin herhangi bir noktasında gerilme (p) ile o noktanın yerdeğiştirmesi (y) yani çökmesi arasındaki orana yatak katsayısı denir,

$$k_h = \frac{P}{y} \quad (2.4)$$

p = birim uzunluktaki zemin reaksiyonu

y = kazık deformasyonudur.

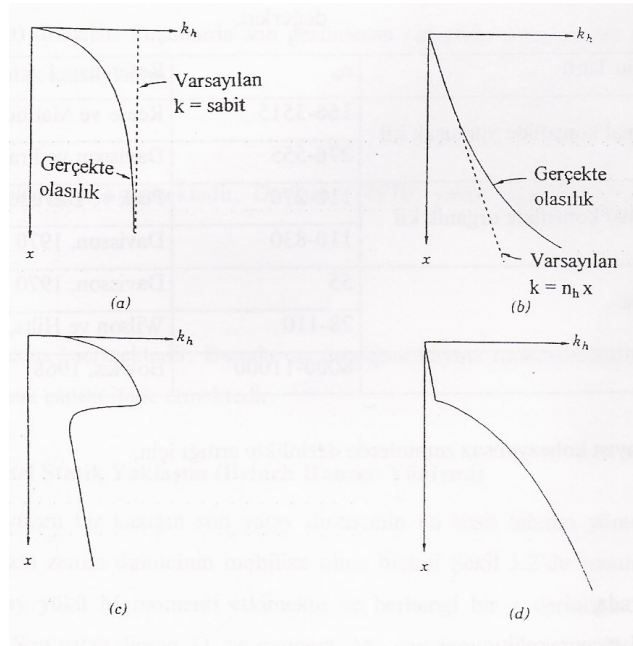
Bu tanımlama, kirişin herhangi bir noktasının çökmesinin yalnızca o noktadaki gerilme etkisinde oluştuğunu varsaymaktadır. Terzaghi (1955) kazıkları düşey kirişler gibi düşünerek bir yatak katsayısı (k_h) tanımlamıştır. Bu katsayı kohezyonlu zeminlerde, zeminin serbest basınç direnci (q_u) ile kabaca orantılıdır. Öte yandan, normal konsolide olmuş killerin ve siltlerin serbest basınç direnci derinlikle lineer olarak arttığı için, böyle zeminlerde, yatak katsayısının da derinlikle büyüdüğü söylenebilir. Üzerindeki buzulların kalkması, v.s. gibi nedenlerle aşırı konsolide olmuş killerde yatak katsayısı derinlikle değişmez. Buna karşılık kuruma ile aşırı konsolide olmuş zeminlerde yatak katsayısı derinlikle azalabilir. Şekil 2.1’de yatak katsayısının farklı zemin ve yük koşulları için değişimi grafik olarak verilmiştir. Palmer ve Thompson (1948), yatay yatak katsayısını aşağıdaki formda açıklamışlardır;

$$k_x = k_h \left(\frac{x}{L} \right)^n \quad \text{burada;} \quad (2.5)$$

k_h = kazık ucunda veya $x = L$ derinliğindeki k_x değeridir

x = kazık boyunca herhangi bir nokta

n = sıfırdan büyük veya eşit bir sabittir.



Şekil 2.1 Yatak katsayısının derinlikle değişimi a) aşırı konsolide kohezyonlu zemin b) granüler zemin ve normal konsolide silt ve killer c) kurumuş normal konsolide kil d) yumuşak yüzey tabakaları (Davisson, 1963).

Kumlar ve normal konsolide killeri için uzun dönem yüklemelerinde “n” genellikle bir değerini almaktadır. Aşırı konsolide killeri için “n” sıfır alınır. Davisson ve Prakash (1963), drenajsız koşullarda kumlar için $n = 1.5$ ve killeri için $n = 0.15$ değerini önermektedirler. $n = 1$ değeri için k_h ın derinlikle değişimi

$$k_h = n_h x \quad (2.6)$$

olarak ifade edilir. Burada n_h yatak katsayısı sabitidir ve kumlu ve kohezyonlu zeminler için aldığı değerler sırasıyla Çizelge 2.2 ve Çizelge 2.3’de sunulmaktadır.

Çizelge 2.2 Kumlar için n_h (kN/m³) değerleri (Terzaghi, 1955).

Kumun relatif sıkılığı	Gevşek	Orta	Sıkı
Kuru veya nemli kumda	2400	7100	18000
Su altındaki kumda	1500	4500	11000

Çizelge 2.3 Kohezyonlu zeminler için farklı araştırmacılar tarafından önerilen n_h (kN/m³) değerleri.

Zemin Türü	n_h	Referans
Normal konsolide yumuşak kil	166-3515	Reese ve Matlock, 1956
	276-555	Davisson ve Prakash, 1963
Normal konsolide organik kil	110-276	Peck ve Davisson, 1962
	110-830	Davisson, 1970
Turba	55	Davisson, 1970
	28-110	Wilson ve Hilts, 1967
Lös	8000-11000	Bowles, 1968

Yatak katsayısı kohezyonsuz zeminlerde derinlikte arttığı için,

$$k_h = n_h \frac{z}{B} \quad (2.7)$$

yazılır. Burada,

n_h = yatak katsayısı sabiti

z = derinlik

B = kazık çapıdır.

Yatay yatak katsayısının hesaplanması için araştırmacılar tarafından geliştirilen ampirik yöntemlerin bir kısmı aşağıdaki eşitliklerde verilmektedir.

Terzaghi (1955) yatay yatak katsayısı, k_h , killerde,

$$k_h = \frac{k_1}{1.5B} \quad (2.8)$$

ifadesi ile hesaplanabileceğini belirtmiştir. Farklı kıvamdaki killeri için k_1 sayısının değerleri Çizelge 2.4’de verilmektedir.

Çizelge 2.4 Farklı kıvamdaki killeri için k_1 katsayısının değerleri

	Zemin Türü			
	Yumuşak kil	Katı kil	Çok katı kil	Sert kil
k_1 (kN/m ³)	0-15000	25000	50000	100000

Broms (1964) drenajsız koşullarda son gerilmenin yarısındaki E_{50} secant modülüne bağlı olarak yatay yatak katsayısının,

$$k_h = 1.67E_{50}/B \quad (2.9)$$

ile hesaplanabileceğini önermektedir.

2.3 2.2 Yatay Yüklü Düşey Kazıklarda Son Taşıma Gücünün Bulunuş Yöntemleri

2.4 2.2.1 Brinch Hansen Yöntemi

Zemin basıncı kuramına dayalı bir yöntem olup c , ϕ zeminlere uygulanabilir, tabakalı zeminler içinde elverişlidir, ancak sadece kısa rijit kazıklar için uygundur. Dönme noktasının belirlenebilmesi için deneme - yanılma çözümleri gerekir.

Burada kazığa, Q yatay yükü M momenti etkimekte ve herhangi bir x derinliğindeki son zemin direnci p_u dur. Son yatay direnç, Q_u ve moment, M_u , son zemin direnci p_u ile ifade edilebilir. Kazığın rijit olduğu varsayılarak yatay kuvvetler ve moment denge denklemlerinden aşağıdaki bağıntılar elde edilir:

$$\text{Yatay yöndeki kuvvetlerin toplamı} = \Sigma F_y = 0$$

$$Q_u - \int_{x=0}^{x=x_r} p_{xu} dx + \int_{x=x_r}^{x=L} p_{xu} dx = 0 \quad (2.10)$$

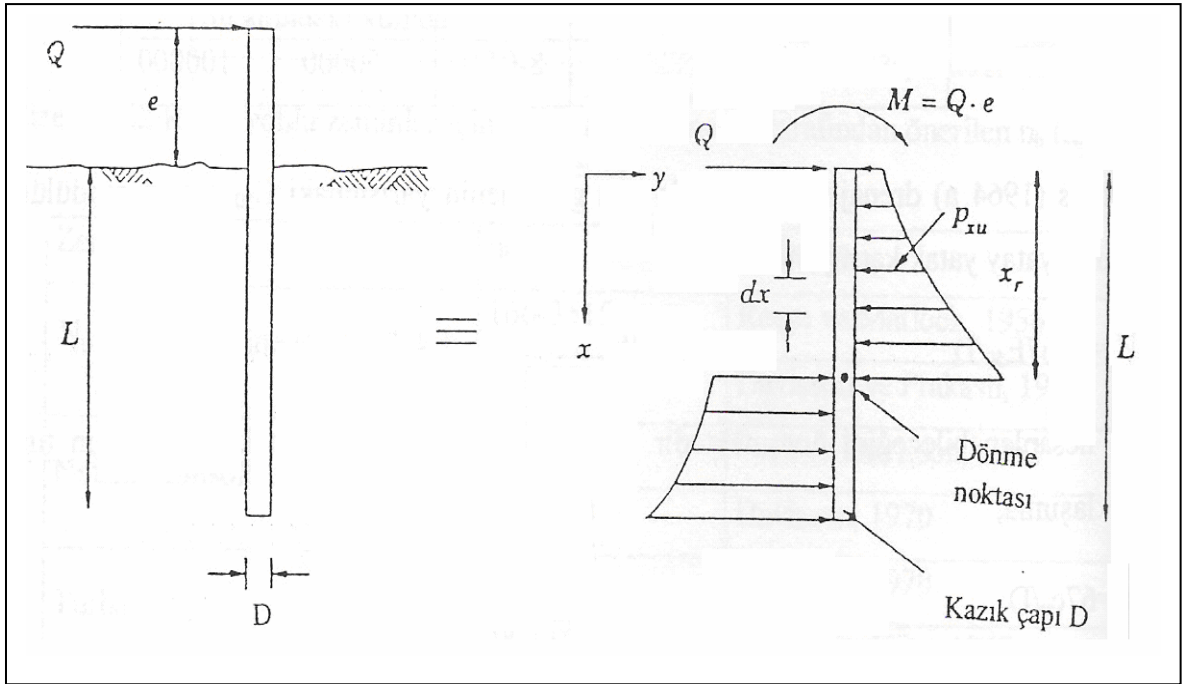
$$\Sigma_{\text{Moment}} = 0$$

$$Q_u e + \int_{x=0}^{x=x_r} p_{xu} dx dx - \int_{x=x_r}^{x=L} p_{xu} dx dx = 0 \quad (2.11)$$

Burada ,

B = kazık çapı

x_r = dönme noktası derinliğidir.



Şekil 2.2 Brinch Hansen Yöntemi

p_{xu} yatay zemin direnci aşağıdaki eşitlikten hesaplanmaktadır:

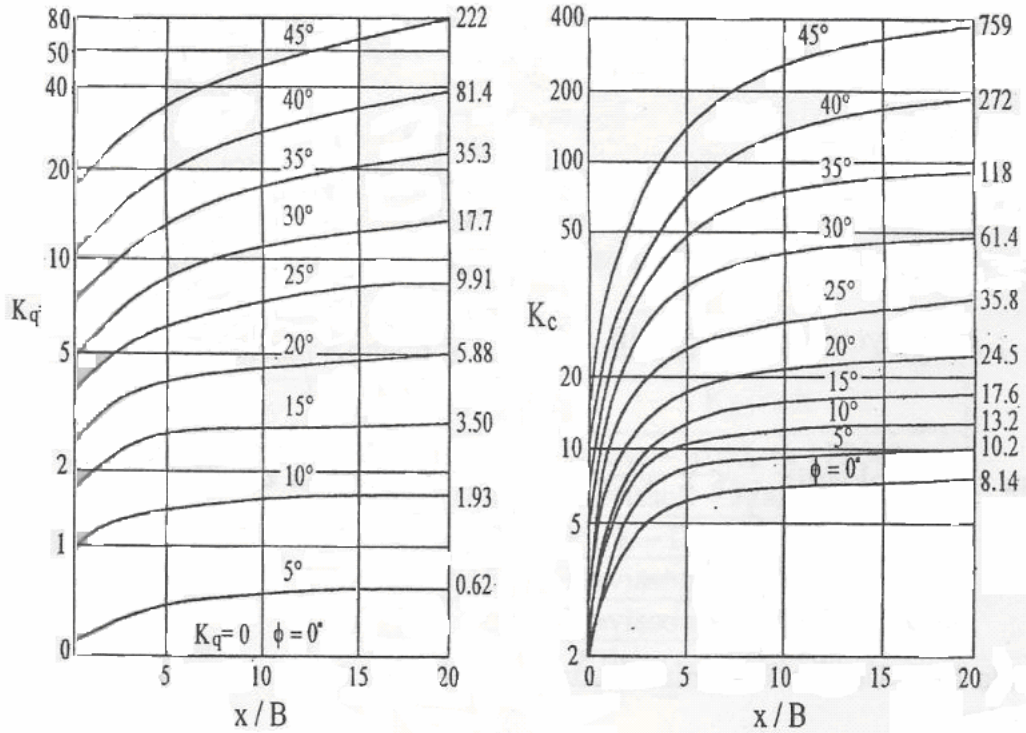
$$p_{xu} = qK_q + cK_c \quad (2.12)$$

Burada,

q = düşey efektif gerilme,

c = kohezyon

K_q , K_c = yatay direnç katsayılarıdır.



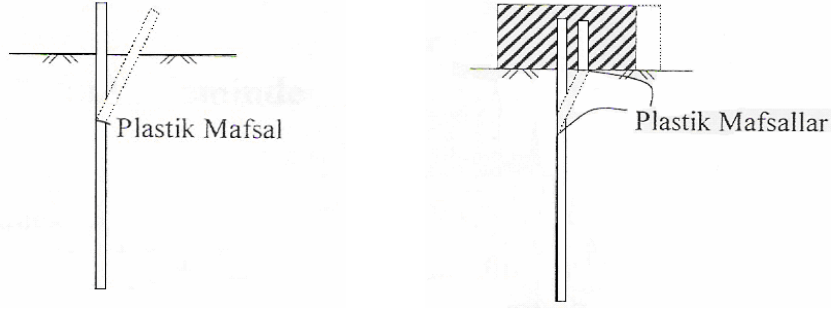
Şekil 2.3 x/B oranına bağlı K_c ve K_q katsayıları

Brinch Hansen c - ϕ zeminlerin son yatay direncinin belirlenmesi için zemin basınç kuramına dayanan diğer bir yöntem geliştirmiştir. Yöntem tabakalı zeminler için de elverişli olup sadece kısa rijit kazıklarda uygulanabilir. Bu yöntemde zemin direncinin kazık boyunca derinlikle değişimi gözönüne alınmaktadır. Herhangi bir x derinliğindeki son direnç yukarıdaki (2.12) eşitliğinden hesaplanmaktadır. Bu eşitlikte kullanılan K_q ve K_c yatay direnç katsayıları ϕ ve x/B 'ye bağlı olarak Şekil 2.3'de sunulmuştur. Kısa süreli analizler için c ve ϕ drenajsız parametreleri kullanılmalıdır. Mesela dalga ve gemi çarpma yüklerine karşı tasarımlar bu gruba girmektedir. Toprak basıncı gibi sürekli yüklere karşı tasarımlarda ise uzun süreli c' ve ϕ' drenajlı mukavemet parametreleri kullanılmalıdır. Uzun süreli, drenajlı parametrelere göre analiz yapılırken, yapının inşa aşamasındaki kısa süreli yüklere karşı da güvenli olduğundan (drenajsız parametreler kullanılarak) yapılacak analizlerle emin olunmalıdır. (2.12) eşitliği kohezyonlu zeminler için $p_{xu} = cK_c$ şeklinde olmaktadır.

2.5 2.2.2 Broms Yöntemi

Broms yöntemi kazığın mekanik ve dayanım özelliklerini ve kazık üzerine gelen yanal basınçları statik ilişkiler ve limit dayanım ilkeleri içinde ele alarak sunan bir yöntemdir. Bu yöntem; yanal yük taşıyan kazıkların nihai taşıma gücünü "limit veya sınır değer" kavramı ile tanımlamaktadır. Dayanım yapılarının davranışı gibi yanal yük taşıyan bir yapı, zemini

zorladığında zemin gerilmeleri zeminin limit basınç dayanımına doğru bir artış gösterir. Limit durumda ise genellikle pasif gerilme durumuna varılır ve yapı üzerindeki zemin tepkisi pasif basınç meydana getirir. Diğer taraftan; zeminle kazık arasındaki etkileşim sonucu kazıklarda deplasman görülür ve eğilmeler meydana gelebilir. Bu sırada kazığın kritik bir kesitindeki moment, dayanım momentini aşarsa kazık o kesitte kırılır ve bir “plastik mafsallık” oluşur. Kazık başının kazık radyesi ile monolitik bir bağlantı oluşturabilmesi için kazığın boyu ve kazık başının serbestliğinin rolü göz önüne alınmalıdır. Bu bağlantı; yapım şekline bağlı olarak kazık başının üst yapıdan uygulanan moment nedeni ile dönmesine izin verebilir.



Şekil 2.4 Yanal yüklü kazıklarda plastik mafsallık oluşumu

Broms yöntemi sadece tam kohezyonsuz ve tam kohezyonlu zeminler için uygulanmakta olup $c - \phi$ zeminlere uygulanamamaktadır. Broms serbest ve tutulu başlı kazıkların, kısa ve uzun durumlarını gözönüne alarak ayrı ayrı hesap yöntemi geliştirmiştir. Bu bölümde Broms yönteminin kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler için uygulanışı ayrıntılı şekilde anlatılmıştır.

2.5.1 2.2.2.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Yanal Yüklü Kazıklar

Kohezyonsuz zeminlerde iki göçme tarzı düşünülebilir. Bunlar zeminin göçmesi ile kazıkta plastik mafsallık sonucunda kazık göçmesidir. Broms bu tür zeminlerde zeminin taşıma gücünü Rankine pasif basıncının üç misli olarak kabul etmiştir.

Bu duruma göre; z derinliği zemin yüzeyinden başlayan derinliği göstermek üzere birim kazık uzunluğundaki direnç şu şekildedir:

$$P_z = 3\gamma B_z K_p \quad (2.13)$$

eşitliği ile verilebilir.

Burada,

B = kazık çapı

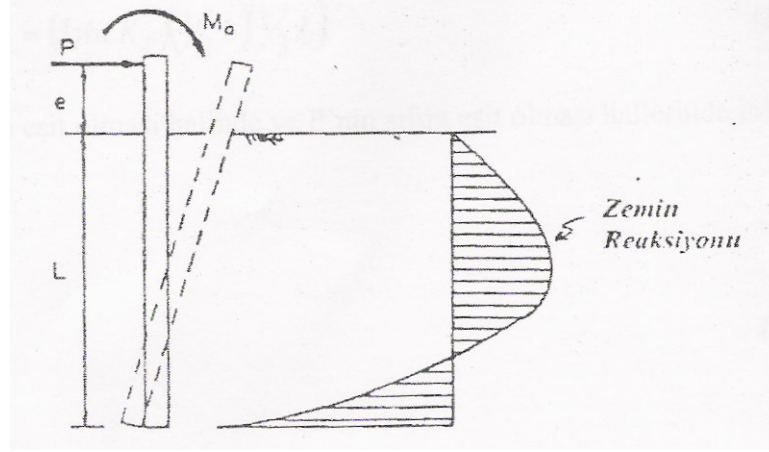
γ = zeminin birim hacim ağırlığı

$$K_x = K_p = \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) = \text{Rankine Pasif Zemin basıncı katsayısı}$$

ϕ = Zeminin içsel sürtünme açısı

Kohezyonsuz Zeminlerde Serbest Başlı Kısa Kazıklar

Serbest başlı kısa kazıklarda dönmeye bağlı olarak zemin göçmesi görülür. Derinliğe bağlı olarak değişen zemin reaksiyonu değişimini gösteren eğri Şekil 2.5’de verilmiştir. Bu şekilde kazık başında bir M_a momenti meydana gelir. Çünkü kazığa hem P hem de M_a ’nın etkimesi ile e eksantrisitesinin artırılması halinde statik eşdeğerlilik açısından yeterli olacaktır.



Şekil 2.5 Granüler zeminde dönme yapabilen kısa kazık ve zemin reaksiyonu

Şekil 2.6’da seçilen modelin davranışı gösterilmiştir. Göçme; kazığın nihai göçme yüküne ulaşması sırasında kazığın dönmesine bağlı olarak gelişerek hareketin merkezinden zemin yüzeyine doğru meydana gelir. Kazık tabanına doğru zemin reaksiyonunun yüksek değerlere ulaşması nedeniyle bu yük kazık tabanına etkiyen çizgisel tekil yük gibi göz önüne alınarak Şekil 2.6’da gösterilmiştir. Kazık tabanına göre moment alınırsa aşağıdaki eşitlik ortaya çıkar:

$$Q_u(e + L) + M_t = (3\gamma' BLK_p) \left(\frac{L}{2} \right) \left(\frac{L}{3} \right) \quad (2.14)$$

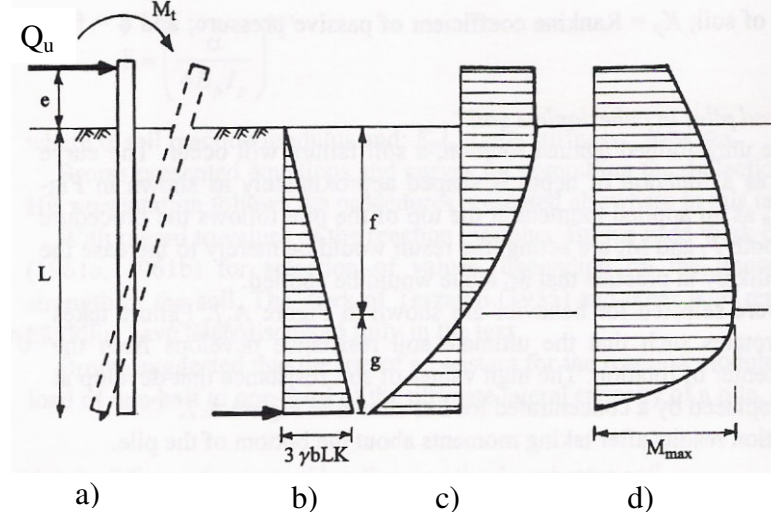
$M_t = 0$ alınarak Q_u denklemden çekilirse;

$$Q_u = \frac{0.5\gamma' BL^3 K_p}{(e + L)} \quad (2.15)$$

$Q_u = 0$ alınarak M_t çözülürse;

$$M_t = 0.5\gamma' BL^3 K_p \quad (2.16)$$

Denklem (2.14), (2.15) ve (2.16) denklemleri yüke veya momente göre ya da her ikisinin birlikte yer alması halinde göçme yükünün tahmininde kullanılırlar. Daha sonra zemin yüzeyinden f derinliğindeki maksimum moment hesaplanır ve kazığın moment kapasitesi ile karşılaştırılır. f derinliği kesme kuvvetinin sıfır olduğu noktada çözüm yapılarak da hesaplanabilir.



2.5.1.1 Şekil 2.6 Serbest başlı kısa kazıklarda a)Deformasyon diyagramı b)Zemin reaksiyonu c)Kesme kuvveti d)Eğilme momenti grafikleri

$$Q_u - (3\gamma' BfK_p)\left(\frac{f}{2}\right) = 0 \quad \text{veya} \quad Q_u = \frac{3}{2}\gamma' Bf^2 K_p = 0 \quad (2.17)$$

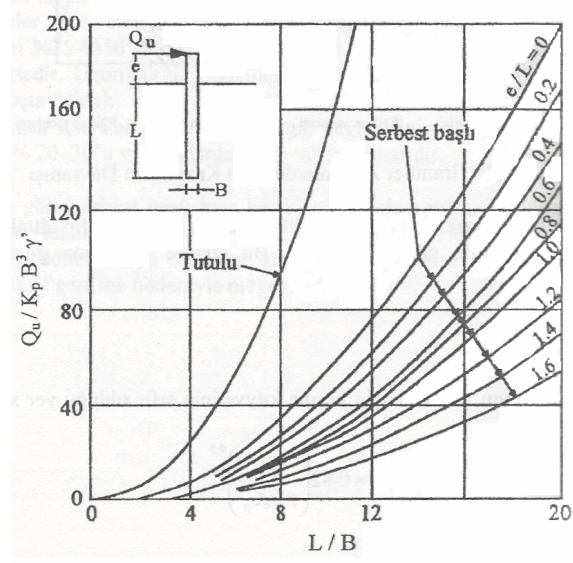
2.17 denkleminde f çekilerek

$$f = 0.816 \left(\frac{Q_u}{\gamma' B K_p} \right)^{0.5} \quad (2.18)$$

Maksimum pozitif eğilme momenti Şekil 2.6'ya bağlı olarak hesaplanırsa;

$$M_{\max}^{\text{poz}} = Q_u (e + f) - \frac{K_p \gamma b f^3}{2} + M_t \quad \text{veya} \quad M_{\max}^{\text{poz}} = Q_u (e + f) - \frac{Q_u f}{3} + M_t \quad (2.19)$$

Denklemlerinden biri ile çözüm yapılır.



Şekil 2.7 – Granüler zeminlerde kısa kazıkların taşıyabileceği yük

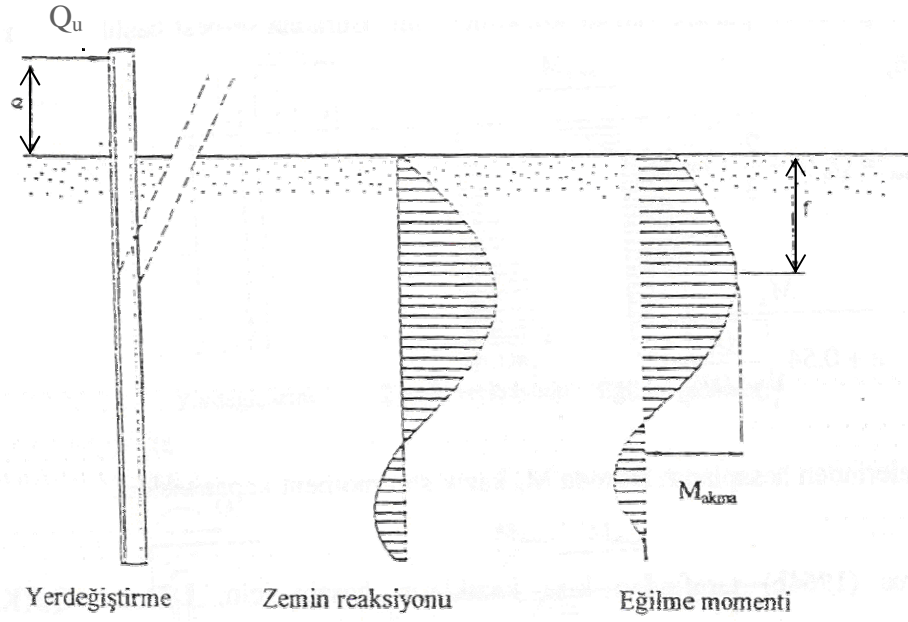
Kohezyonsuz Zeminlerde Serbest Başlı Uzun Kazıklar

Kohezyonlu zeminlerde serbest başlı kazıklarda; kazık boyunun uzamasına bağlı olarak, eğer (2.15) eşitliğinden hesaplanan Q_u ile bulunan moment kazık kesitinin akma momentinden büyük ise uzun kazık durumu geçerlidir. Uzun kazık olmanın diğer koşulu $L/T > 4$ dür. Bu durumda $M_{\max} = M_{\text{akma}}$ olur, (2.17) eşitliğinden Q_u bulunmalıdır. Maksimum eğilme momenti, sıfır kesme momentinin olduğu yerde olacağından kısa kazıklar için geçerli olan aynı (2.17) eşitliği yardımıyla maksimum momentin olduğu yer bulunabilir. f derinliğinde bir plastik mafsalsöz konusudur. Buradan serbest başlıklı uzun kazık son taşıma gücü,

$$M_{\max} = Q_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) = M_u \quad (2.20)$$

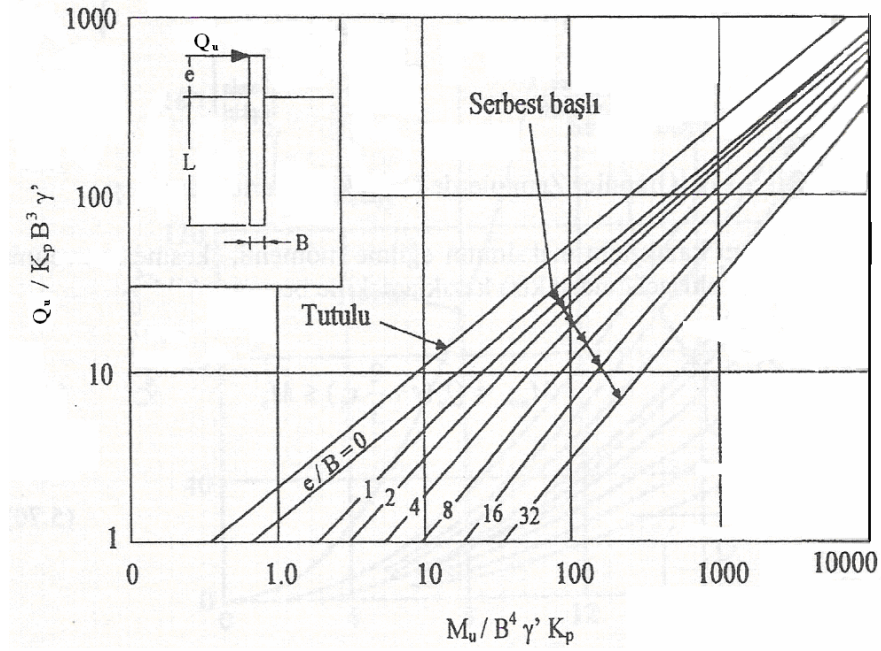
$$Q_u = \frac{M_u}{e + 0.54 \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma' B K_p}}} \quad (2.21)$$

eşitliklerinden hesaplanır. Burada M_u kazığın ulaşabileceği son moment değeridir.



Şekil 2.8 – Granüler zeminlerde uzun kazıkların davranışı

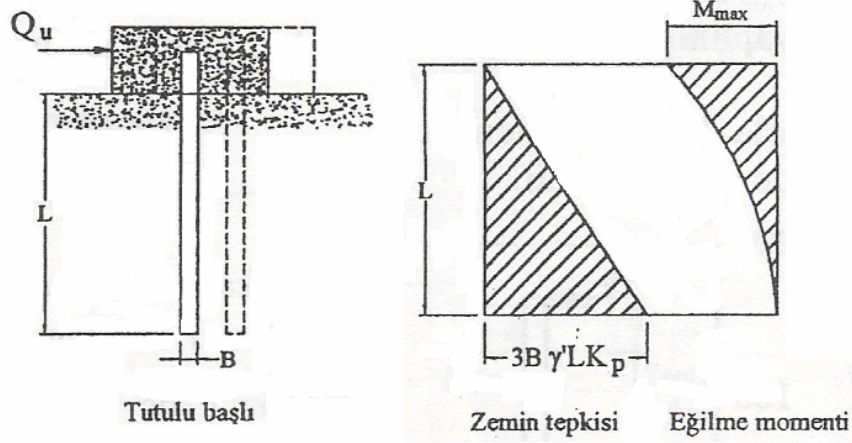
Broms (1964b) tarafından kısa kazıkların hesabı için, L/B ve $Q_u/(K_p \gamma B^3)$ boyutsuz katsayılarını kullanarak; uzun kazıkların hesabı için ise $Q_u/(K_p \gamma B^3)$ ve $M_{akma}/(B^4 \gamma' K_p)$ katsayılarını kullanarak hesabı için hazırlanan diyagramlar sırasıyla Şekil 2.7 ve Şekil 2.9'da gösterilmektedir.



Şekil 2.9 – Granüler zeminlerde uzun kazıkların taşıyabileceği yük

Kohezyonsuz Zeminlerde Tutulu Başlı Kısa Kazıklar

Tutulu başlı kısa kazıkların göçme biçimi, son zemin direnci ve eğilme momenti Şekil 2.10'da gösterilmektedir. Kısa kazık olarak adlandırılan biçimde maksimum moment, başlığın hemen altında oluşmaktadır (Şekil 2.10). Yatay denge durumundan, son yanal direnç doğrudan doğruya zeminin pasif direncine eşit olmaktadır:



Şekil 2.10 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı kısa kazıklar(Broms 1964).

Kısa tutulu başlı kazıklarda ise göçme ötelenme şeklinde olup yatay kuvvet dengesinden

$$Q_u = 1.5 \gamma L^2 B K_p \quad \text{ve} \quad M_{\max} = \frac{2}{3} Q L \quad \text{ile hesaplanabilir.} \quad (2.22)$$

Kohezyonsuz Zeminlerde Tutulu Başlı Uzun Kazıklar

Bu durumda hem kazık başında bir negatif moment hem de kazık boyunca f derinliğinde bir pozitif moment nedeni ile iki plastik mafsallı oluşacaktır. Bu durumda f derinliği denklem 2.24'den elde edilecektir. Kohezyonsuz zeminlerdeki tutulu başlı uzun kazıkların göçme biçimi, son zemin direnci ve eğilme momenti Şekil 2.11'de gösterilmektedir. f derinliğinde ikinci plastik mafsallın oluşması ile uzun kazık durumu ortaya çıkar. Bu durumda son yükü aşağıdaki eşitlik ile verebilir.

$$Q_u = \frac{2M_u}{e + 0.67f} \quad (2.23)$$

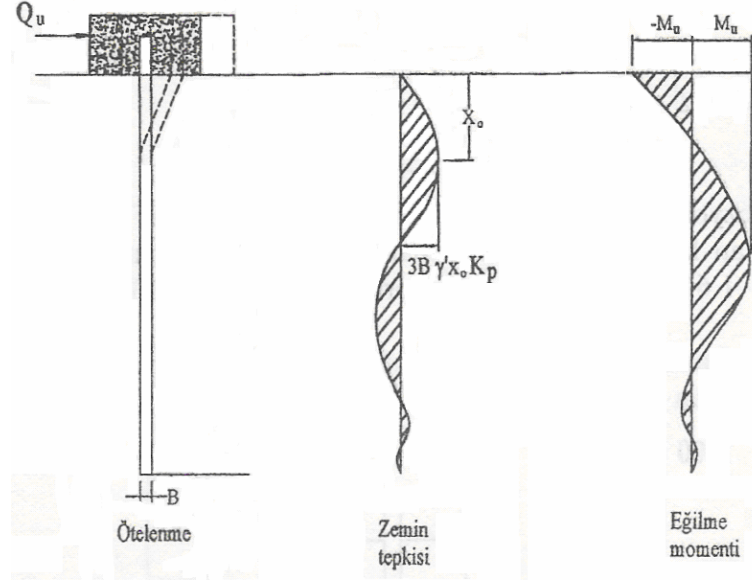
Maksimum momentin oluştuğu derinlik;

$$f = 0.82 \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma B K_p}} \quad (2.24)$$

ve maksimum moment;

$$M_{\max} = Q(e + 0.67f) \quad (2.25)$$

dir.



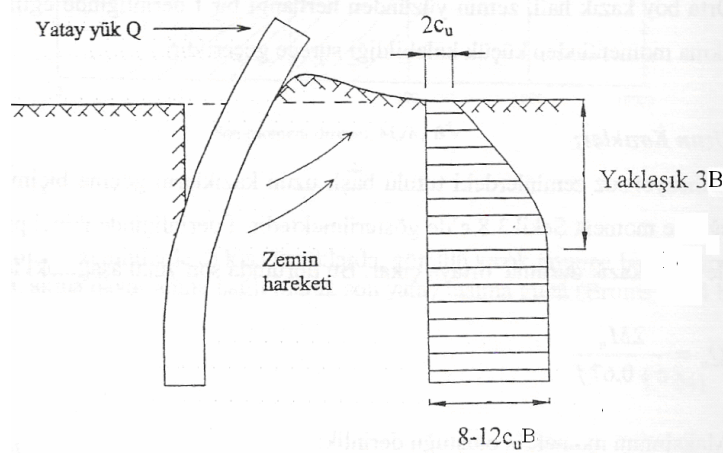
Şekil 2.11 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı uzun kazıklar(Broms 1964)

Broms tarafından kısa kazıkların hesabı için, L/B ve $Q_u/(K_p\gamma B^3)$ boyutsuz katsayılarına, uzun kazıkların hesabı için ise $Q_u/(K_p\gamma B^3)$ ve $M_u/(B^4\gamma K_p)$ katsayılarına bağlı olarak hazırlanan diyagramlar sırasıyla Şekil 2.7 ve Şekil 2.9'da sunulmaktadır.

2.5.2 2.2.2.2 Kohezyonlu Zeminlerde Yanal Yüklü Kazıklar

Kohezyonlu Zeminlerde Serbest Başlı Kısa Kazıklar

Broms, yumuşak bir kil içindeki bir kazığın yatay yük altındaki taşıma gücünü hesaplayabilmek için basitleştirilmiş bir zemin profilinde bir limit direnç dağılımı belirlemiştir. Deneysel ve teorik çalışmalar, kohezyonlu zeminlerde inşa edilen yanal yüklenmiş bir kazığa karşı zemin direncinin, zemin yüzeyinde $2c_u$ değerinde olduğunu ve $3B$ derinlikte ise 8 ila $12c_u$ değerine ulaştığını göstermiştir, Şekil 2.12. Bu yüzden, bu dağılıma göre; B kazık çapını, c zeminin kohezyonunu göstermek üzere kazık başı seviyesinden itibaren $1.5B$ derinliğe kadar zeminin sıkışarak zemin üst seviyesinden yukarı doğru hareket edebileceği düşünülüp bu derinliğe kadar olan tepki gözönüne alınmamış ve bu derinlikten kazık tabanına kadar sabit şekilde $9cB$ büyüklüğünde devam etmiştir. Şekil 2.13'de bu durum belirtilmiştir.



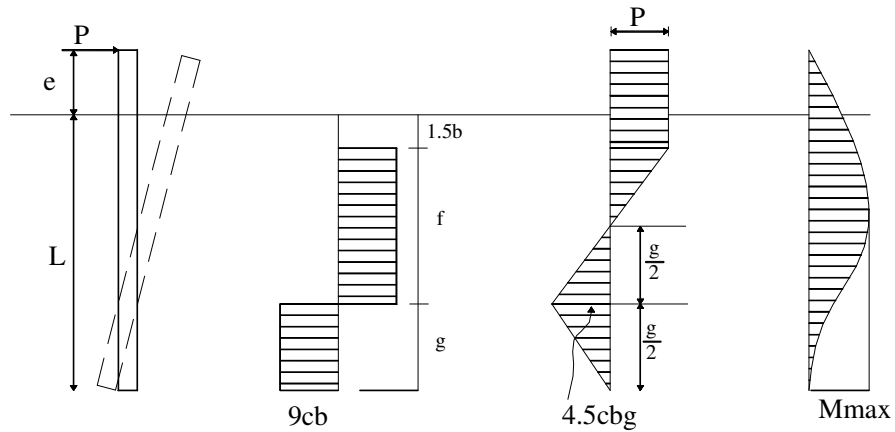
Şekil 2.12 Kohezyonlu zeminlerde a) yerdeğiştirme b) olası zemin reaksiyonu dağılımı, (Poulos ve Davis, 1980)

Kısa kazık halinde yanal direnç zeminin direnci ile karşılanır. Maksimum moment oluşan kesitte kesme kuvveti sıfır olacağından f uzunluğu

$$f = \frac{Q_u}{9c_u B} \quad (2.26)$$

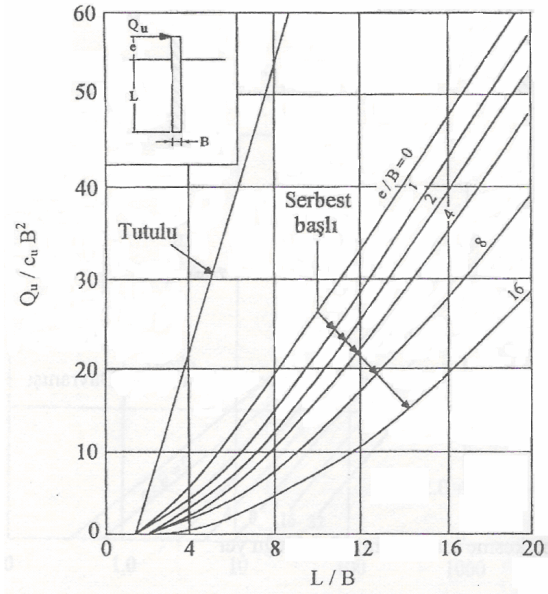
olarak yazılabilir. Burada Q_u kazığın taşıyabileceği son yanal kuvveti, c_u drenajsız deney ile bulunan kohezyonu, B kazık çapını göstermektedir. Maksimum momentin oluştuğu noktaya göre moment alınır;

$$M_{\max} = 2.2.5B(L-f)^2 c_u = Q_u (e + 1.5B + 0.5f) \quad (2.27)$$



Şekil 2.13 – Kohezyonlu zeminlerde serbest başlı kısa kazık davranışı

elde edilir. (2.26) ve (2.27) denklemlerinin çözümünden Q_u son yatay taşıma gücü elde edilir. Broms'un, kısa kazığın son yatay taşıma gücünün hesabını kolaylaştırmak amacı ile boyutsuz L/B ve $Q_u/c_u B^2$ oranlarına bağlı olarak hazırladığı grafik Şekil 2.14'de verilmiştir.



Şekil 2.14 – Kohezyonlu zeminlerde kısa kazık çözümü

Kohezyonlu Zeminlerde Serbest Başlı Uzun Kazıklar

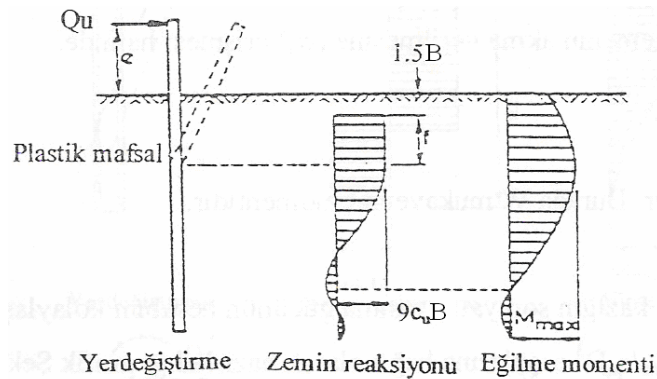
Uzun kazıklarda; kazıkta maksimum momentin oluştuğu enkesitin tümü üzerindeki betonarme çeliğinin akma sınırına ulaşıldığında bu enkesitte bir plastik mafsall oluşur. Bu durumda mafsallın ulaşacağı derinlik $1.5B+f$ ile gösterilmiştir. Bu nedenle hesaplarda akma momentini esas almak gerekir, (Şekil 2.15). Uzun kazık halinde,

$$M_{\max} = M_{\text{akma}} \quad (2.28)$$

yazılabileceğinden, (2.26) ve (2.27) ifadesinin ikinci kısmı kullanılarak son yanal yük için bir çözüm elde edilir. Buradaki M_{akma} bir kesitin akma momentidir. Bir kesitin her noktasında gerilmenin malzemenin akma gerilmesine (σ_a) erişmesi halinde,

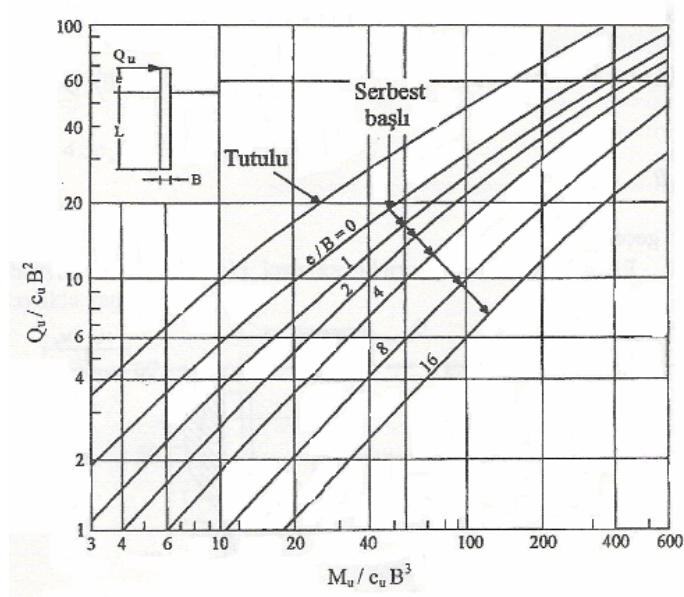
$$M_{\text{akma}} = \sigma_a W \quad (2.29)$$

olarak hesaplanır. Burada W mukavemet momentidir.



Şekil 2.15 – Kohezyonlu zeminlerde serbest başlı uzun kazıklar

Broms'un, uzun kazığın son yatay taşıma gücünün hesabını kolaylaştırmak amacı ile boyutsuz $Q_u/c_u B^2$ ve $M_u/c_u B^3$ oranlarına bağlı olarak hazırladığı grafik Şekil 2.16'da verilmiştir.



Şekil 2.16 – Kohezyonlu zeminlerde uzun kazıklar için çözüm

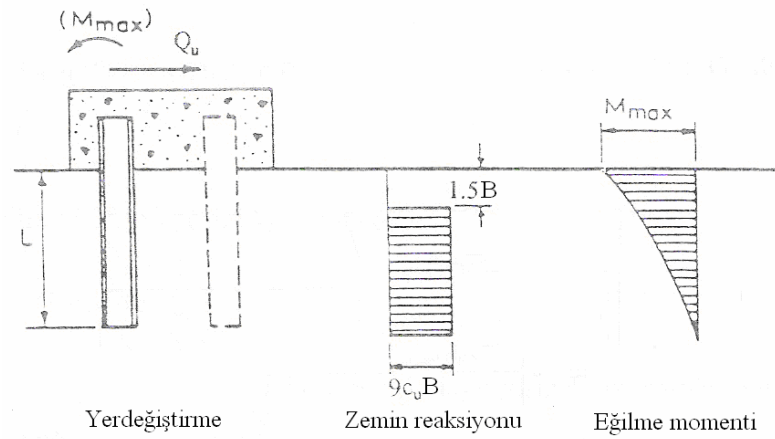
Kohezyonlu Zeminlerde Tutulu Başlı Kısa Kazıklar

Kazığının kısa bir kazık olması halinde kazık eğilip bükülmeden zemin içerisinde ötelenir, limit zemin gerilmesi durumuna ulaşıldığında kazık başından itibaren $1.5B$ uzunluğu dışında bütün kazık uzunluğu boyunca aynı gerilme değeri etkir. Son yanal yük ve maksimum moment değerleri aşağıdaki bağıntılar ile elde edilebilir;

$$Q_u = 9c_u B(L - 1.5B) \quad (2.30)$$

$$M_{\max} = Q_u (0.5L + 0.5B) \quad (2.31)$$

Son yük boyutsuz eksenlere göre düzenlenmiş Şekil 2.16'daki grafikte hesaplanabilir.



Şekil 2.17 Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı kısa kazıklar

Kohezyonlu Zeminlerde Tutulu Başlı Uzun Kazıklar

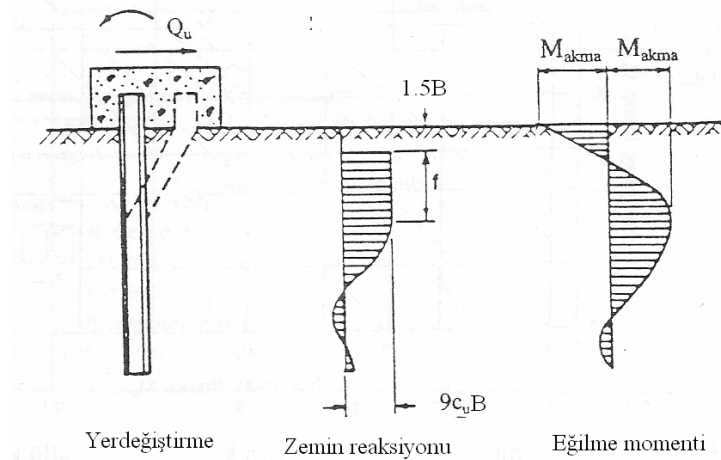
Kazığın uzun kazık olması durumunda maksimum moment kesitinde ikinci plastik mafsall oluşur. Tutulu başlı uzun kazık halinde son yük,

$$Q_u = \frac{2M_{akma}}{(1.5B + 0.5f)} \quad (2.32)$$

eşitliği ile verilebilir.

$$Q_u^2 + 27c_u B^2 Q_u - 36c_u B M_{akma} = 0 \quad (2.33)$$

bulunur. Son kazık taşıma gücünün hesabını kolaylaştırmak amacıyla geliştirilmiş olan boyutsuz eksenlere göre hazırlanmış diyagram Şekil 2.16'da verilmiştir.



Şekil 2.18 Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı uzun kazıklar

3. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARDA DEPLASMANLARIN TAHMİNİ

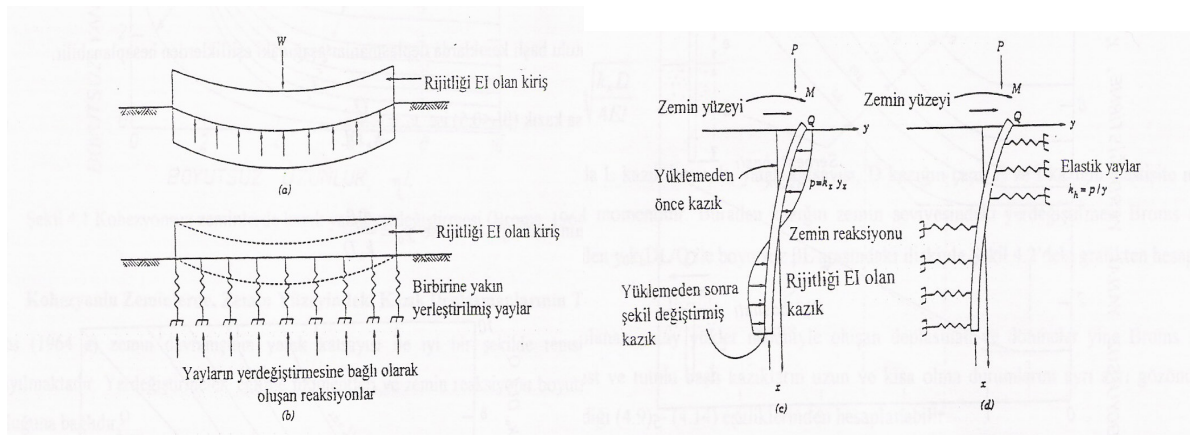
3.1 Giriş

Bu bölümde; kazıklarda oluşan deplasmanların hesaplanması için kullanılan yöntemler, uygulanan yüklere bağlı olarak kazık kesitinde oluşan momentlerin hesabı, yatay yük etkisindeki kazıkların yük - deplasman davranışlarının analiz yöntemleri anlatılmıştır.

Yatay yüklü kazık problemi, elastik zemine oturan kiriş problemine benzer bir şekilde açıklanabilir. Aradaki fark, elastik zemine oturan kirişte dış yükler kiriş boyunca çeşitli noktalardan etkirken, kazık için Q yatay yükü ya da M momenti, kazık başında etkimektedir. Bununla birlikte, zeminin lineer olmayan özellikleri için, bir hesap yöntemi olan, elastik zemine oturan kiriş teorisi, zemin kazık ilişkisi için yanal yüklü kazıklarda daha gerçekçi çözümler elde etmek amacıyla genişletilmiştir. Bu da zeminin lineer olmayan yük-deformasyon özellikleri gözönüne alınmasıyla olabilir ve zeminin plastik deformasyonlarının da hesaba katılmasıyla yapılmıştır. Zemin içindeki bir kazığın x derinliğindeki p gerilmesi nedeniyle yaptığı y yerdeğiştirmesini gösteren, p - y eğrilerinden yararlanılmıştır. Kazık davranışını analiz etmek amacıyla kullanılan, yatak katsayısı yaklaşımı ve elastik analiz yöntemleri de ayrıntılı bir şekilde bu bölümde anlatılmıştır. Ayrıca CLM karakteristik yük yöntemine de yer verilmiştir.

3.2 Yatak Katsayısı Yaklaşımı

Yatak katsayısı yaklaşımında yatay yüklü kazık elastik zemine oturan kiriş gibi düşünülür,



Şekil 3.1 Yatak katsayısı yaklaşımına göre yatay yüklü kazık davranışı a) elastik zemine oturan kiriş b) Winkler idealizasyonu c) zeminde yatay yüklü kazık d) yatay yüklü kazık yaylı ortam, (Prakash ve Sharma, 1989).

(Şekil 3.1.c). Kiriş Winkler zemin modelinde olduğu gibi elastik zemin ortamı ile desteklenmektedir ve sonsuz sayıda yerleştirilen bağımsız yaylarla modellenmektedir.

Bu yayların sıklıkları k_h Brooms yöntemi bölümünde anlatılan yatak katsayısı $k_h = p/y$ olarak tanımlanmaktadır.

3.2.1 Kohezyonsuz Zeminler İçin Yatak Katsayısı Yaklaşımı

Serbest Başlı Kazık

Şekil 3.2’de Q_g yatay yükü ve M_g momenti etkisindeki serbest başlı bir kazıkta kazık deplasmanı y , deplasmanların kazık boyunca değişimi $S = dy/dx$, moment M , kesme kuvveti V ve zemin reaksiyonunun kazık boyunca değişimi gösterilmektedir. Kazık davranışı,

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0$$

(3.1)

eşitliği ile ifade edilebilir. Bu eşitliğin çözümü

$$y = f(x, T, L, k_h, EI, Q_g, M_g)$$

(3.2)

şeklinde olacaktır. Burada,

x = zemin yüzeyinden derinlik

T = fiktif rijitlik boyu

L = kazık boyu

$k_h = n_h x$ yatay yatak katsayısı

n_h = yatak katsayısı sabiti

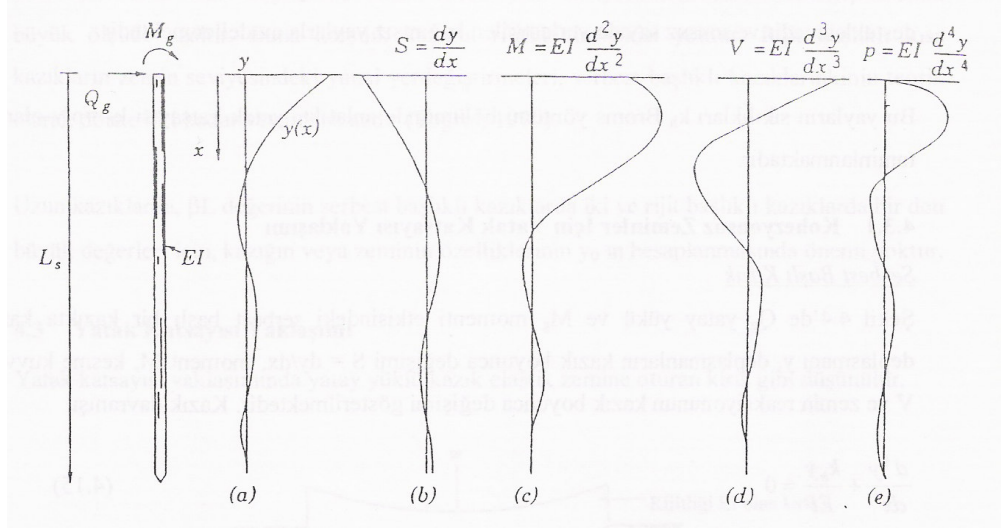
B = kazık çapı veya genişliği

EI = kazık rijitliği

Q_g = kazık başına uygulanan yatay yük

M_g = kazık başına uygulanan momentdir.

Elastik davranışın, kazık boyutlarına göre küçük deplasmanlar için geçerli olduğu varsayılmaktadır ve süperpozisyon ilkesi geçerlidir. Daha büyük deformasyonlar için ilerdeki bölümlerde anlatılan p - y yöntemi kullanılarak analiz yapılabilir.



Şekil 3.2 Tamamen gömülü bir kazıkta Q_g yatay yükü ve M_g momenti etkisinde a) deplasman, y, b) eğim, dy/dx , c) moment, $EI(d^2y/dx^2)$, d) kesme kuvveti, $EI(d^3y/dx^3)$, e) zemin reaksiyonu, $EI(d^4y/dx^4)$ (Reese ve Matlock, 1956)

Q_g yatay kuvvetinden dolayı x derinliğinde oluşan yerdeğiştirme y_A , ve M_g momentinden dolayı aynı derinlikte oluşan yerdeğiştirmeyi y_B ayrı ayrı hesaplanıp süperpoze edildiğinde x derinliğinde oluşan toplam yerdeğiştirme;

$$y = y_A + y_B \quad \text{dir.} \quad (3.3)$$

Burada

$$\frac{y_A}{Q_g} = f_1(x, T, L, k_h, EI) \quad \text{ve} \quad (3.4)$$

$$\frac{y_B}{M_g} = f_2(x, T, L, k_h, EI) \quad (3.5)$$

dir. f_1 ve f_2 aynı terimlerin farklı iki fonksiyonunu göstermektedir. Her durum altı terim ve iki boyut (kuvvet ve uzunluk) içermektedir. Sonuçta boyutsuz büyüklükler aşağıdaki ifadelerle açıklanmıştır.

$$\frac{y_A EI}{Q_g T^3}, \frac{x}{L}, \frac{L}{T}, \frac{k_h T^4}{EI} \quad (3.6)$$

$$\frac{y_B EI}{M_g T^2}, \frac{x}{L}, \frac{L}{T}, \frac{k_h T^4}{EI}$$

(3.7)

Uygun benzerlik durumları için her bir gruptaki benzer modeller eşitlendiğinde, aşağıdaki boyutsuz terimler elde edilir;

$$\text{Derinlik katsayısı; } Z = \frac{X}{T}$$

(3.8)

$$\text{Maksimum derinlik katsayısı; } Z_{\max} = \frac{X}{T}$$

(3.9)

$$\text{Yatak katsayısı fonksiyonu; } \phi_{(x)} = \frac{k_h T^4}{EI}$$

(3.10)

$$\text{Yatay yük için yerdeğiştirme katsayısı; } A_y = \frac{y_A EI}{Q_g T^3}$$

(3.11)

$$\text{Moment için yerdeğiştirme katsayısı; } B_y = \frac{y_B EI}{M_g T^2}$$

(3.12)

Sonuç olarak boyutsuz analiz yöntemi ile yatay yüklü bir kazığın y yerdeğiştirmesi, θ dönmesi, M momenti, V kesme kuvveti ve p zemin reaksiyonu için aşağıdaki ifadeler elde edilmiştir.

$$y = y_A + y_B = A_y \frac{Q_g T^3}{EI} + B_y \frac{M_g T^2}{EI}$$

(3.13)

$$\theta = \theta_A + \theta_B = A_\theta \frac{Q_g T^2}{EI} + B_\theta \frac{M_g T}{EI}$$

(3.14)

$$M = M_A + M_B = A_M Q_g T + B_M \frac{M_g}{T}$$

(3.15)

$$S = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{EI} + B_s \frac{M_g T}{EI}$$

(3.16)

$$V = V_A + V_B = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T}$$

(3.17)

$$p = p_A + p_B = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T^2}$$

(3.18)

Matlock ve Reese'in bu boyutsuz analiz sonucu, A ve B katsayıları için elde ettiği çözümler Şekil 3.3'de diyagram, Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2'de çizelge halinde sunulmuştur.

Çizelge 3.1 Serbest başlı uzun kazıkların ($Z_{\max} \geq 5$) yatak katsayısı yöntemi için A katsayıları, (Matlock ve Reese, 1961, 1962).

Z	A _y	A _s	A _m	A _v	A _p
0,0	2,435	- 1,623	0,000	1,000	0,000
0,1	2,273	- 1,618	0,100	0,989	- 0,227
0,2	2,112	- 1,603	0,198	0,956	- 0,422
0,3	1,952	- 1,578	0,291	0,906	- 0,586
0,4	1,796	- 1,545	0,379	0,840	- 0,718
0,5	1,644	- 1,503	0,459	0,764	- 0,822
0,6	1,496	- 1,454	0,532	0,677	- 0,897
0,7	1,353	- 1,397	0,595	0,585	- 0,947
0,8	1,216	- 1,335	0,649	0,489	- 0,973

0,9	1,086	- 1,268	0,693	0,392	- 0,977
1,0	0,962	- 1,197	0,727	0,295	- 0,962
1,2	0,738	- 1,047	0,767	0,109	- 0,885
1,4	0,544	- 0,893	0,772	- 0,056	- 0,761
1,6	0,381	- 0,741	0,746	- 0,193	- 0,609
1,8	0,247	- 0,596	0,696	- 0,298	- 0,445
2,0	0,142	- 0,464	0,628	- 0,371	- 0,283
3,0	- 0,075	- 0,040	0,225	- 0,349	0,226
4,0	- 0,050	0,052	0,000	- 0,106	0,201
5,0	- 0,009	0,025	- 0,033	0,103	0,046

$Z_{\max} = 2$ için kazık deformasyonlarının rijit kazıklarinkine benzer şekilde olduğu anlaşılmıştır. Bu nedenle $Z_{\max} \leq 2$ için kazık, kısa kazık davranışı gösterir. Ayrıca $Z_{\max} = 5$ ve 10 için deplasman katsayıları aynıdır. Bu yüzden $Z_{\max} > 5$ ise deplasman değişmemektedir.

Çizelge 3.2 Serbest başlı uzun kazıkların ($Z_{\max} \geq 5$) yatak katsayısı yöntemi için B katsayıları, (Matlock ve Reese, 1961, 1962).

Z	B_y	B_s	B_m	B_v	B_p
0,0	1,623	- 1,750	1,000	-	0,000
0,1	1,453	- 1,650	1,000	- 0,007	- 0,145
0,2	1,293	- 1,550	0,999	- 0,028	- 0,259
0,3	1,143	- 1,450	0,994	- 0,058	- 0,343
0,4	1,003	- 1,351	0,987	- 0,095	- 0,401
0,5	0,873	- 1,253	0,976	- 0,137	- 0,436
0,6	0,752	- 1,156	0,960	- 0,181	- 0,451
0,7	0,642	- 1,061	0,939	- 0,226	- 0,449
0,8	0,540	- 0,968	0,914	- 0,270	- 0,432
0,9	0,448	- 0,878	0,885	- 0,312	- 0,403
1,0	0,364	- 0,792	0,852	- 0,350	- 0,364

1,2	0,223	- 0,629	0,775	- 0,414	- 0,268
1,4	0,112	- 0,482	0,688	- 0,456	- 0,157
1,6	0,029	- 0,354	0,594	- 0,477	- 0,047
1,8	- 0,030	- 0,245	0,498	- 0,476	0,054
2,0	- 0,070	- 0,155	0,404	- 0,456	0,140
3,0	- 0,089	0,057	0,059	- 0,213	0,268
4,0	- 0,028	0,049	-0,042	0,017	0,112
5,0	-	0,011	- 0,026	0,029	- 0,002

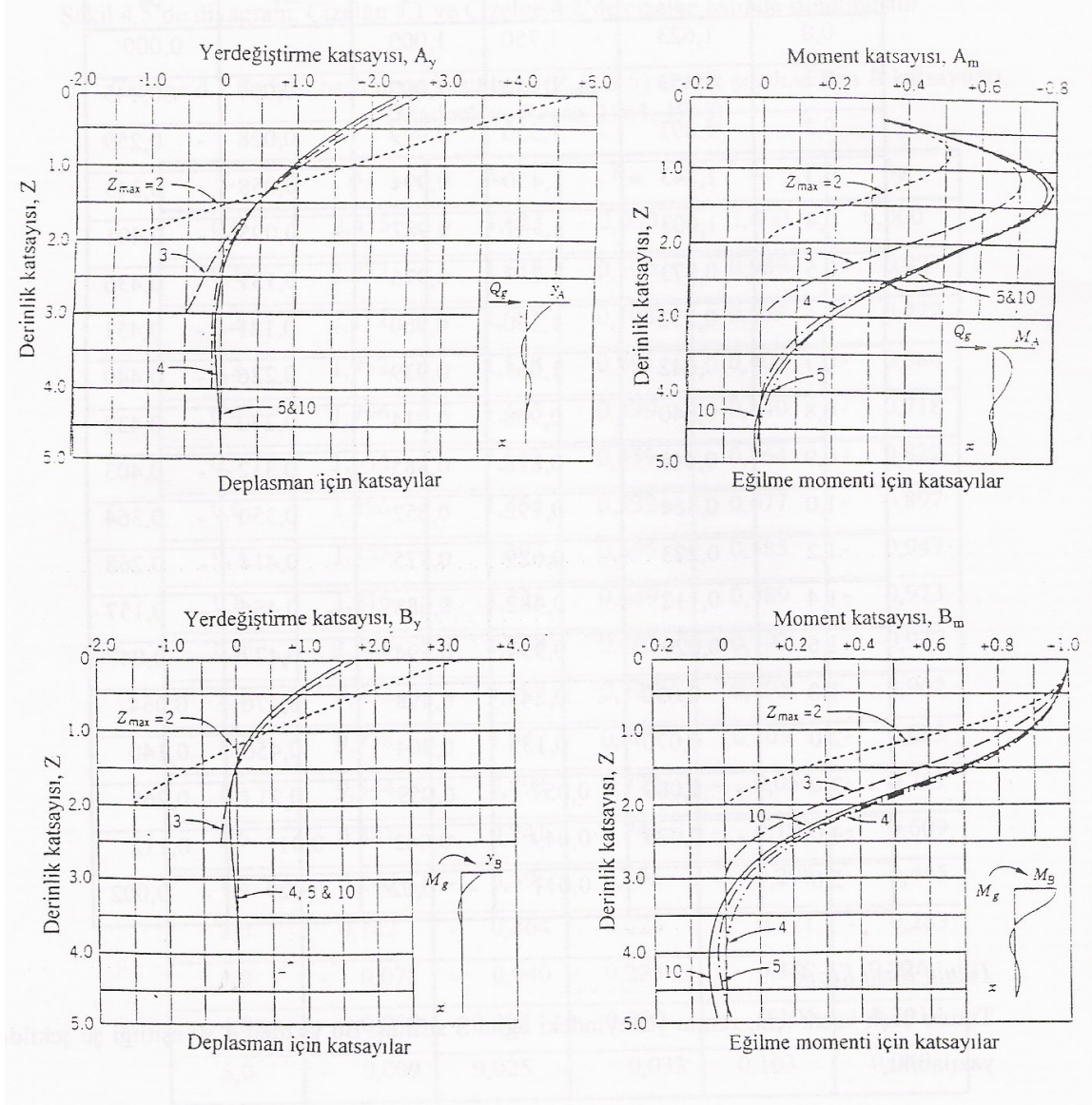
Tutulu Başlı Kazık

Tutulu başlı kazık için, zemin yüzeyindeki eğim S sıfırdır. Bu yüzden 3.16 eşitliği şu şekilde yazılabilir,

$$S = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{EI} + B_s \frac{M_g T}{EI} = 0 \quad (3.19)$$

buradan,

$$x = 0 \text{ zemin yüzeyinde} \quad \frac{M_g T}{Q_g T} = - \frac{A_s}{B_s}$$



Şekil 3.3 Kohezyonsuz zeminlerde serbest başlı kazıkların yatak katsayısı yaklaşımı ile çözümü için A_y , B_y , A_m ve B_m katsayıları, (Reese ve Matlock, 1956).

Çizelge 3.1 ve Çizelge 3.2 den $Z = x/T = 0$ için.

$$\frac{A_s}{B_s} = \frac{-1.623}{1.75} = -0.93 \quad (3.20)$$

Bu yüzden, $M_g/Q_gT = -0.93$. M_g/Q_gT terimi Prakash (1962) tarafından boyutsuz tutululuk faktörü olarak tanımlanmıştır. Tutulu başlı kazık için deplasman ve moment eşitlikleri yeniden aşağıdaki şekilde yazılabilir.

$$y = A_y \frac{Q_g T^3}{EI} + B_y \frac{M_g T^2}{EI} \quad (3.21)$$

yukarıdaki eşitlikde $M_g = -0.93Q_gT$ konulursa,

$$y = (A_y - 0.93B_y) \frac{Q_g T^3}{EI}$$

(3.22)

veya

$$y = C_y \frac{Q_g T^3}{EI}$$

(3.23)

benzer bir şekilde,

$$M = C_m Q_g T$$

(3.24)

elde edilir. C_y ve C_m değerleri Şekil 3.4'den alınabilir.

Kısmen Tutulu Başlı Kazıklar

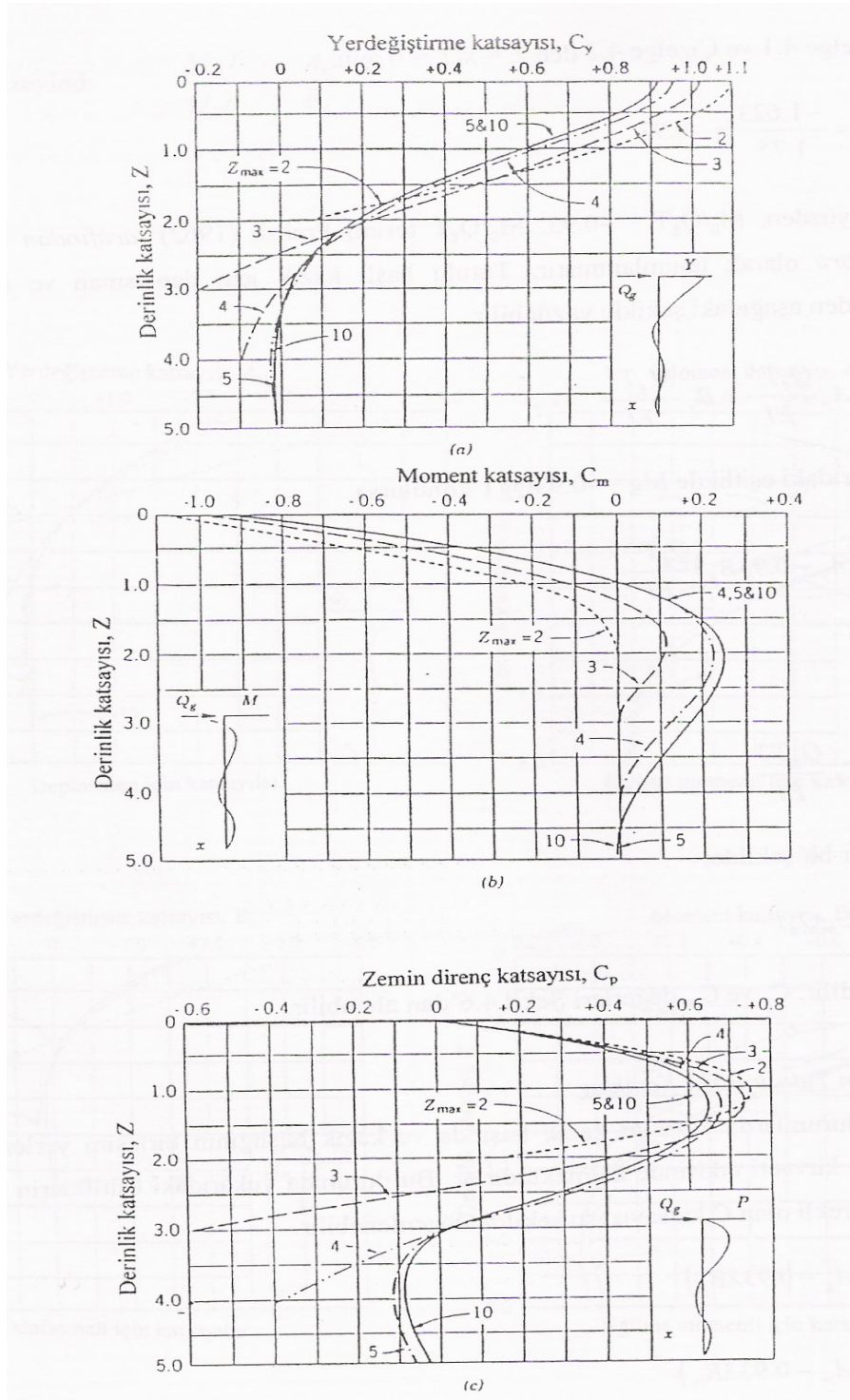
Bazı durumlarda kazıklar kazık başında ve kazık başlığının birleşim yerlerinde bir miktar dönme kuvveti etkisinde kalmaktadırlar. Bu durumda yukarıdaki eşitliklerin kullanılabilmesi için gerekli olan C katsayısı şu şekilde düzenlenebilir.

$$C_y = (A_y - 0.93\lambda B_y)$$

(3.25)

$$C_m = (A_m - 0.93\lambda B_m)$$

(3.26)



Şekil 3.4 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı kazıkların yatak katsayısı yaklaşımı ile çözümü için a) yerdeğiştirme C_y b) moment C_m c) zemin reaksiyonu katsayıları, (Reese ve Matlock, 1956).

Buradaki λ tutululuk yüzdesidir. %100 tutululuk durumu için $\lambda = 1$, tümüyle serbest başlı kazık için $\lambda = 0$ dır. %25 tutululuk durumu için $\lambda = 0.25$ ve %50 tutululuk durumu için $\lambda=0.50$ dir.

3.2.2 Kohezyonlu Zeminler İçin Yatak Katsayısı Yaklaşımı

Normal konsolide killerde yatak katsayısı derinlikle lineer olarak artmaktadır. Aşırı konsolide killerde ise yatak katsayısı derinlikle değişmemektedir. Bu tür killere için yerdeğiştirme katsayıları,

$$A_{yc} = \frac{y_A EI}{Q_g R^3}$$

(3.39)

$$B_{yc} = \frac{y_b EI}{M_g R^2}$$

(3.40)

şeklinde yazılabilir. Burada A_{yc} ve B_{yc} , uygulanan yatay yük Q_g ve moment için M_g yerdeğiştirme katsayılarıdır. (3.13) eşitliği herhangi bir derinlikteki y yerdeğiştirmesi için

$$y = A_{yc} \frac{Q_g R^3}{EI} + B_{yc} \frac{M_g R^2}{EI}$$

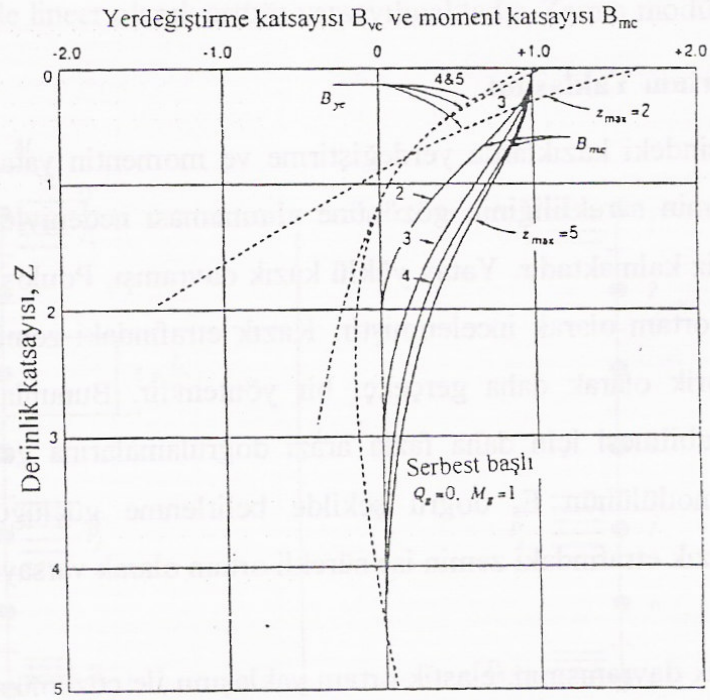
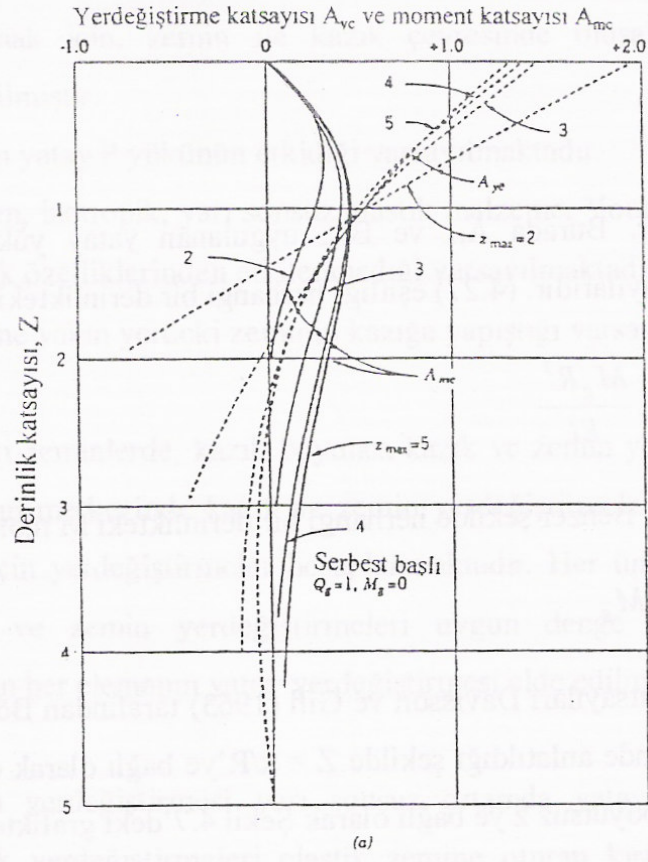
(3.41)

şeklinde yazılabilir. Benzer şekilde herhangi bir derinlikteki M moment,

$$M = A_{mc} Q_g R + B_{mc} M_g$$

(3.42)

olacaktır. A ve B katsayıları Davisson ve Gill (1963) tarafından Bölüm 2.3.3.1’de kohezyonsuz zeminler için çözümde anlatıldığı şekilde $Z = x/R$ ’ye bağlı olarak çözülmüştür. A_{yc} , A_{mc} , B_{yc} ve B_{mc} , katsayıları boyutsuz z ye bağlı olarak Şekil 3.5’deki grafikten alınabilir. Şekil 3.5’deki katsayılar uzun ve kısa kazıklar için kullanılabilir. $z_{max} (=L/R) \leq 2$ ise kazık kısa kazık gibi davranır. $z_{max} (=L/R) \geq 4$ ise kazık uzun kazık gibi davranır.



Şekil 3.5 Serbest başlıklı, zemin modülünün derinlikle değişmediği zeminler için a) kazığa yatay kuvvet ve sıfır moment etkimesi durumu b) kazığa sıfır yatay yük ve moment etkimesi durumunda yerdeğiştirme ve moment katsayıları, (Davisson ve Gill, 1963)

3.3 Broms Yöntemi İle Zemin Yüzeyindeki Deplasmanların Tahmini

3.3.1 Kohezyonsuz Zeminlerde, Zemin Yüzeyindeki Kazık Deplasmanının Tahmini

Yatak katsayısı kohezyonsuz zeminlerde derinlikte arttığı için, $k_h = n_h Z/B$ eşitliğinin yazılabileceği Bölüm 2.1 de açıklanmıştır. n_h 'ın farklı relatif sıkılık ve farklı suya doygunluk koşulları için aldığı değerler Çizelge 2.2 ve Çizelge 2.3'de verilmiştir. Bu durumda boyutsuz derinlik ηL olarak yazılır. η nın değeri

$$\eta = \sqrt[5]{\frac{n_h}{EI}} = \frac{1}{T} \quad (3.43)$$

eşitliği ile hesaplanır. Buradan kazığın zemin seviyesindeki yerdeğiştirmesi Broms tarafından önerilen $y_0(EI)^{3/5}(n_h)^{2/5}/QL$ ile boyutsuz ηL arasındaki ilişkiyle Şekil 3.6'daki grafikten hesaplanabilir.

Uygulanan yatay yükler nedeniyle oluşan deplasman ve dönmeler yine Broms tarafından serbest ve tutulu başlı kazıkların uzun ve kısa olma durumlarını ayrı ayrı gözönünde bulundurarak önerdiği (3.43)–(3.49) eşitliklerinden hesaplanabilir.

Serbest başlı kazıklarda deplasman ve dönmeler aşağıdaki eşitliklerden hesaplanabilir.

$$\text{Kısa kazık } (\eta L > 2.0) \text{ ise } y_0 = \frac{18Q(1 + \frac{4}{3}e/L)}{L^2 n_h} \quad (3.44)$$

$$\theta = \frac{24Q(1 + 1.5e/L)}{L^3 n_h} \quad (3.45)$$

Uzun kazık ($\eta L > 4.0$) ise $y_0 = \frac{2.4Q}{n_h^{3/5} (EI)^{2/5}} + \frac{1.6Qe}{n_h^{2/5} (EI)^{3/5}}$

(3.46)

$$\theta = \frac{1.6Q}{n_h^{2/5} (EI)^{3/5}} + \frac{1.74Qe}{n_h^{1/5} (EI)^{4/5}}$$

(3.47)

Tutulu başlı kazıklarda deplasmanlar aşağıdaki eşitliklerden hesaplanabilir.

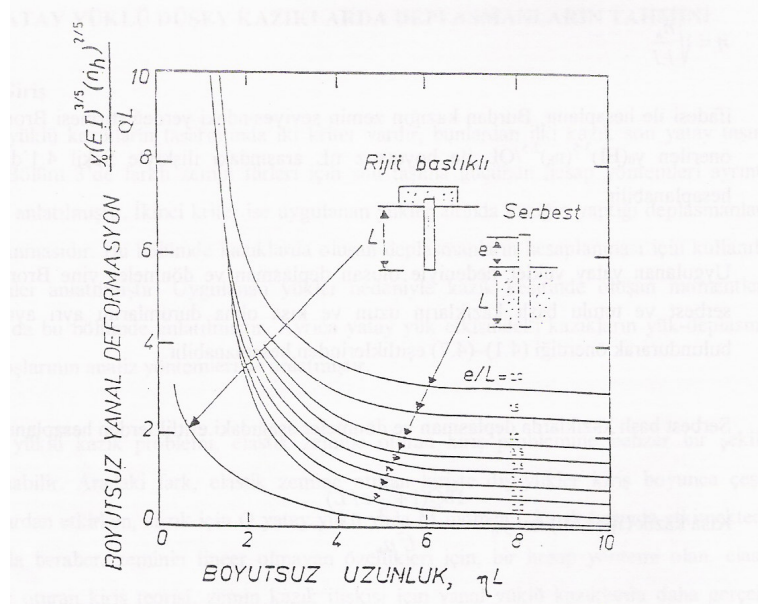
Kısa kazık ($\eta L > 2.0$) ise $y_0 = \frac{2Q}{L^2 n_h}$

(3.48)

Uzun kazık ($\eta L > 4.0$) ise $y_0 = \frac{0.93Q}{n_h^{3/5} (EI)^{2/5}}$

(3.49)

Bu eşitliklerde E, kazık elastisite modülü, I, kazık kesitinin atalet momentidir.



Şekil 3.6 Kohezyonsuz zeminlerde kazık yanal yerdeğiştirmesi (Broms, 1964b)

3.3.2 Kohezyonlu Zeminlerde, Zemin Yüzeyindeki Kazık Deplasmanlarının Tahmini

Broms (1964a) zemin davranışının yatak katsayısı ile iyi bir şekilde temsil edildiği varsayılmaktadır. Yerdeğiştirmeler, eğilme momentleri ve zemin reaksiyonu boyutsuz bir βL

uzunluğuna bağlıdır,

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k_h B}{4EI}}$$

(3.50)

burada L kazık boyu, k_h yatak katsayısı, B kazığın çapı, E ve I kazığın elastisite modülü ve atalet momentidir. Buradan kazığın zemin seviyesindeki yerdeğiştirmesi Broms tarafından önerilen $y_0 k_h BL/Q$ ile boyutsuz βL arasındaki ilişkiyle şekil 3.7'deki grafikten hesaplanabilir.

Uygulanan yatay yükler nedeniyle oluşan deplasman ve dönmeler yine Broms tarafından serbest ve tutulu başlı kazıkların uzun ve kısa olma durumlarını ayrı ayrı gözönüne alarak önerdiğı (3.51) – (3.56) eşitliklerinden hesaplanabilir.

Serbest başlı kazıklarda deplasman ve dönmeler aşağıdaki eşitliklerden hesaplanabilir.

Kısa kazık ($\beta L < 1.5$) ise $y_0 = \frac{4Q(1+1.5e/L)}{k_h BL}$

(3.51)

$$\theta = \frac{6Q(1+2e/L)}{k_h BL^2} \quad (3.52)$$

Uzun kazık ($\beta L > 2.5$) ise $y_0 = \frac{2Q\beta(E\beta+1)}{k_h B}$

(3.53)

$$\theta = \frac{2Q\beta^2(2E\beta+1)}{k_h B}$$

(3.54)

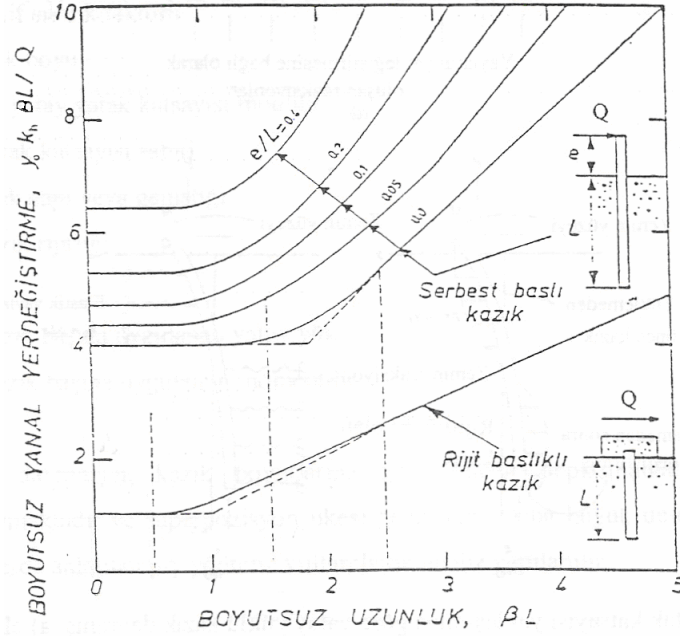
Tutulu başlı kazıklarda deplasmanlar aşağıdaki eşitliklerden hesaplanabilir.

Kısa kazık ($\beta L < 0.5$) ise $y_0 = \frac{Q}{k_h BL}$

(3.55)

Uzun kazık ($\beta L > 1.5$) ise $y_0 = \frac{Q\beta}{k_h B}$

(3.56)



Şekil 3.7 Kohezyonlu zeminlerde kazık yanal yerdeğiştirmesi (Broms, 1964a)

Kısa kazıklarda kazık boyunun artması, zemin yüzü seviyesindeki kazık yerdeğiştirmesini büyük ölçüde azaltır. Buna karşılık kazığın rijitliğinin etkisi yoktur. Tutulu başlıklı kısa kazıkların zemin seviyesindeki yanal yerdeğiştirmeleri, serbest başlıklı kazıklarının teorik olarak dörtte biri kadar veya daha azdır (Toğrol, 1970).

Uzun kazıklarda, βL değerinin serbest başlıklı kazıklarda iki ve rijit başlıklı kazıklarda bir den büyük değerleri için, kazığın veya zeminin özelliklerinin y_0 ın hesaplanmasında önemi yoktur.

3.4 Elastik Ortam Yaklaşımı

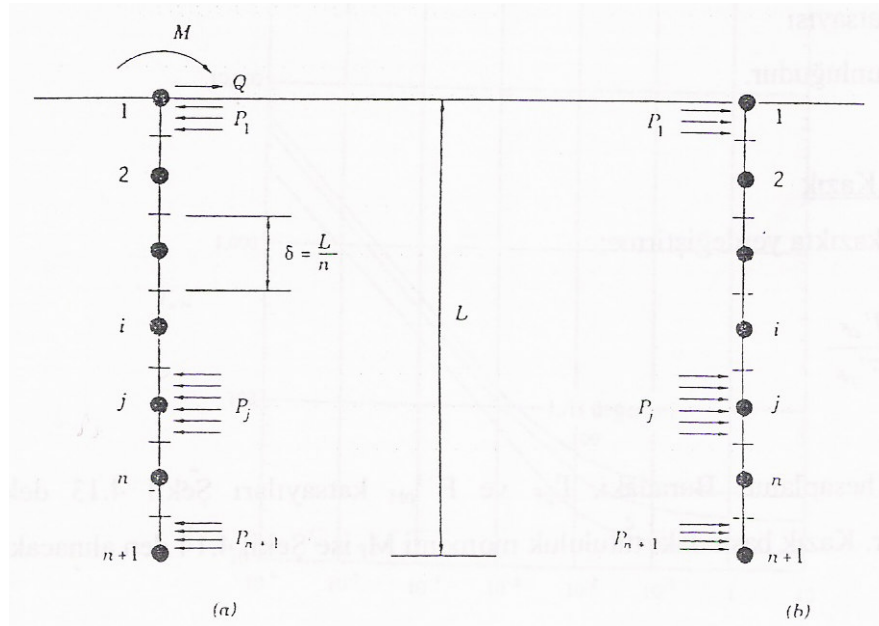
Yatay yük etkisindeki kazıklarda yerdeğiştirme ve momentin yatak katsayısı yaklaşımı ile belirlenmesi, zemin sürekliliğinin gözönüne alınmaması nedeniyle konunun gerçek analizi açısından yetersiz kalmaktadır. Yatay yüklü kazık davranışı, Poulos (1971 a ve b) tarafından zeminin elastik ortam olarak incelenmiştir. Kazık etrafındaki zeminin elastik ortam olarak varsayılması teorik olarak daha gerçekçi bir yöntemdir. Bununla birlikte, bu yaklaşımın güvenle kullanılabilmesi için daha fazla arazi doğrulamalarına gereksinim duyulmaktadır. Ayrıca zemin modülünün E_s doğru şekilde belirlenme güçlüğü vardır. Elastik ortam

yaklaşımında, kazık etrafındaki zemin ise sürekli ortam olarak varsayılmaktadır.

Yatay yüklü kazık davranışının, elastik ortam yaklaşımı ile çözümü aşağıdaki varsayımlar ile yapılmaktadır.

1. Şekil 3.8’de görüldüğü gibi kazık B genişliğinde, L uzunluğunda ve EI sabit rijitliğinde ince, uzun ve düşey dikdörtgen olarak varsaymaktadır (Dairesel kazıklarda B genişliği kazık çapı olarak alınmalıdır). Kazık, kazık başı ve dibi hariç (n+1) sayıda eşit uzunluktaki parçaya ayrılmaktadır. Bu uzunluk ($\delta/2$) dir.
2. Analizi kolaylaştırmak için, zemin ile kazık çevresinde oluşabilecek yatay kesme gerilmeleri ihmal edilmiştir.
3. Her elemana üniform yatay P yükünün etki ettiği varsayılmaktadır.
4. Zemin ideal, homojen, izotropik, yarı sonsuz elastik malzeme, Young modülü E_s , Poisson oranı ν_s olan ve kazık özelliklerinden etkilenmediği varsayılmaktadır.
5. Kazığın arka yüzeyine yakın yerdeki zeminin kazığa yapıştığı varsayılmaktadır.

Tam elastik koşullardaki zeminlerde, kazık boyunca kazık ve zemin yerdeğiştirmeleri eşittir. Poulos birim elemanların merkezinde kazık ve zemin yerdeğiştirmelerini eşitlemektedir. Uç ve üstteki iki eleman için yerdeğiştirmeler hesaplanmaktadır. Her üniform aralıklı noktada kazık boyunca kazık ve zemin yerdeğiştirmeleri uygun denge koşulları kullanılarak eşitlenmektedir. Buradan her elemanın yatay yerdeğiştirmesi elde edilmektedir.



Şekil 3.8 Gerilme etkisi a) kazığa b) kazıktan, kazık çevresindeki zemine, (Poulos, 1971a).

3.4.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Elastik Ortam Yaklaşımı

Serbest Başlı Kazık

Poulos ve Davis (1980) e göre serbest başlı kazıkta yerdeğiştirme;

$$y_g = \frac{Q_g}{N_h L^2} \left(I'_{\rho H} + \frac{e}{L} I'_{\rho M} \right) \frac{1}{F'_{\rho}} \quad (3.57)$$

eşitliğinden hesaplanır. Buradaki, $I'_{\rho H}$, $I'_{\rho M}$ ve F'_{ρ} katsayıları Şekil 3.9, 3.10 ve 3.11 deki grafiklerde K_N e bağlı olarak verilmektedir. F'_{ρ} nin belirlenmesi için gerekli olan Q_u Broms yöntemi ile elde edilecektir. Maksimum moment ise Şekil 3.12'den elde edilecektir. L ise kazık boyunu göstermektedir. Buradaki K_N kazık rijitlik faktörü olup,

$$K_N = \frac{E_p I_p}{N_h L^5} \quad (3.58)$$

eşitliğinden hesaplanmaktadır. Burada,

E_p = kazık elastise modülü

I_p = kazık kesitinin atalet momenti

N_h = yatak katsayısı

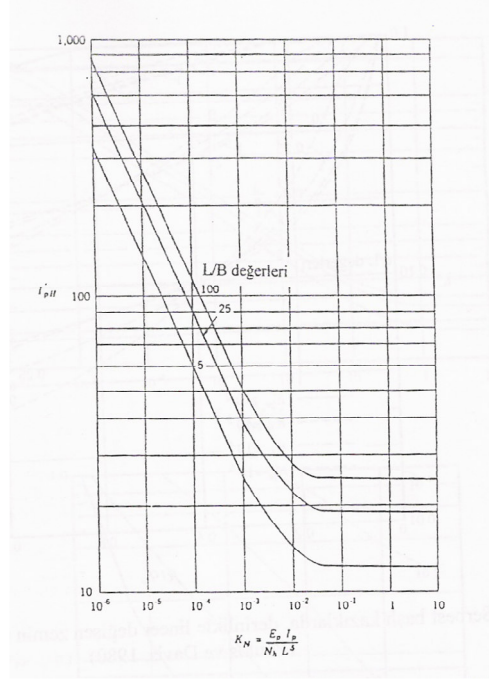
L = kazık uzunluğudur.

Tutulu Başlı Kazık

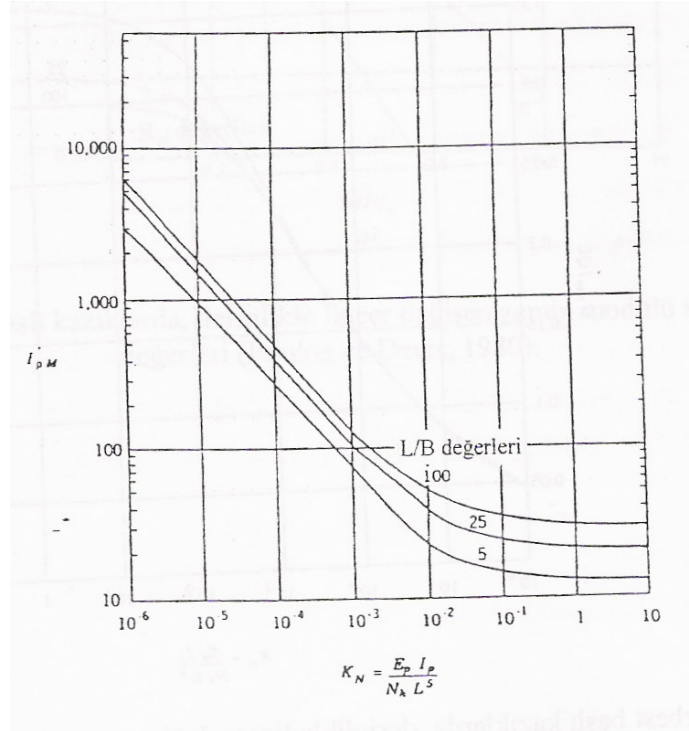
Tutulu başlı kazıkta yerdeğiştirme;

$$y_g = \frac{Q_g}{N_h L^2} \frac{I'_{\rho F}}{F'_{\rho F}} \quad (3.59)$$

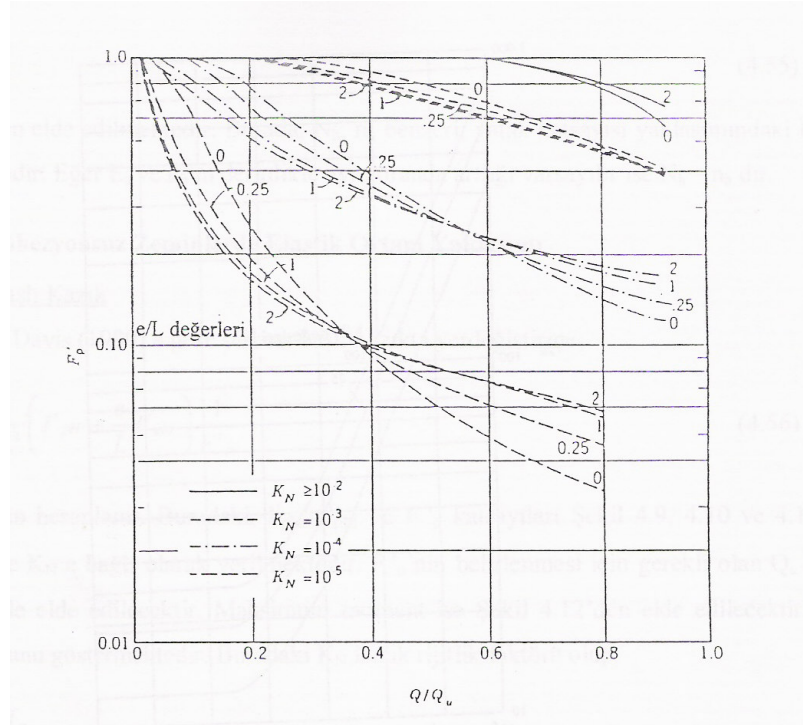
eşitliğinden hesaplanır. Buradaki, $I'_{\rho F}$ ve $F'_{\rho F}$ katsayıları Şekil 3.13'deki grafiklerde verilmektedir. Kazık başındaki tutululuk momenti M_f ise Şekil 3.14'den alınacaktır.



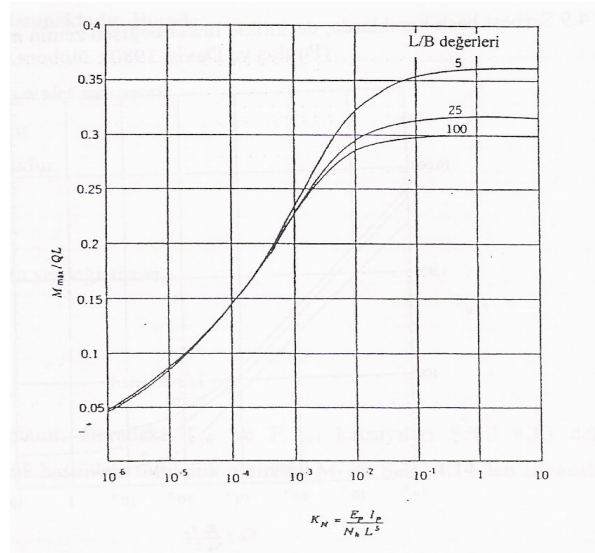
Şekil 3.9 Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için I'_{pH} değerleri (Poulos ve Davis, 1980).



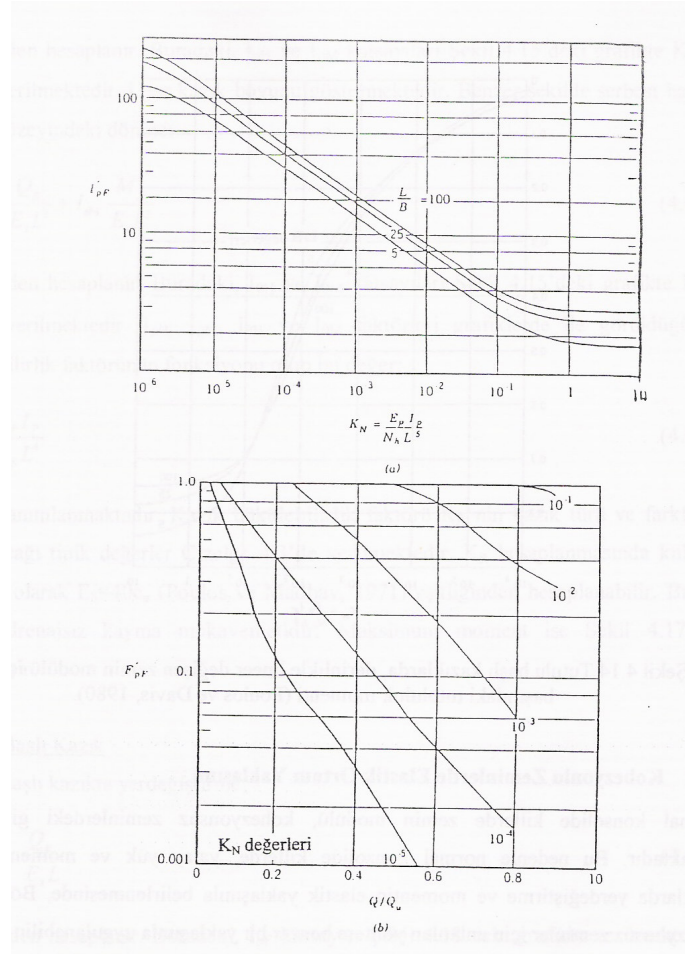
Şekil 3.10 Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için I'_{pM} değerleri (Poulos ve Davis, 1980).



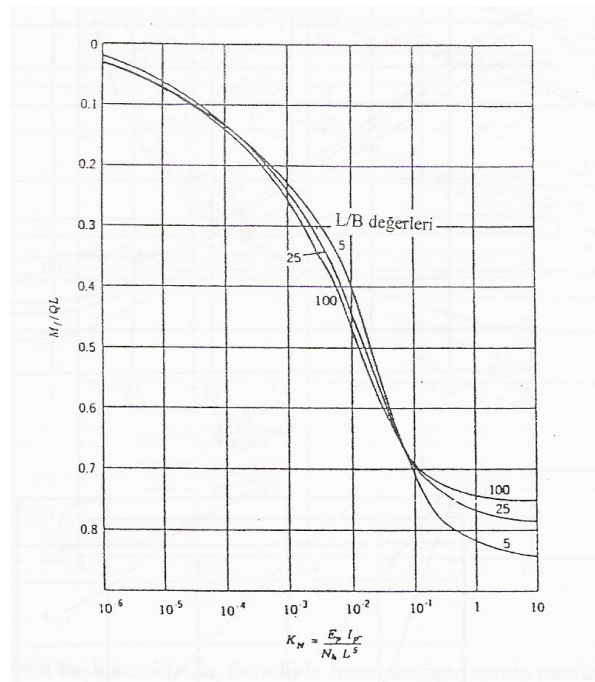
Şekil 3.11 Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için F_p değerleri (Poulos ve Davis, 1980)



Şekil 3.12 Serbest başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için maksimum moment (Poulos ve Davis, 1980).



Şekil 3.13 Tutulu başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için a) $I_{\rho F}$ b) $F_{\rho F}$ değerleri (Poulos ve Davis, 1980).



Şekil 3.14 Tutulu başlı kazıklarda, derinlikle lineer değişen zemin modülü için kazık başındaki tutululuk momenti (Poulos ve Davis, 1980).

3.4.2 Kohezyonlu Zeminlerde Elastik Ortam Yaklaşımı

Normal konsolide killerde zemin modülü, kohezyonsuz zeminlerdeki gibi derinlikle artmaktadır. Bu nedenle normal konsolide killerde, yatay yük ve moment etkisindeki kazıklarda yerdeğiştirme ve momentin elastik yaklaşımla belirlenmesinde, Bölüm 3.4.1 de kohezyonsuz zeminler için anlatılan yöntem benzer bir yaklaşımla uygulanabilir.

Poulos ve Madhav (1971), zemin modülünün derinlikle değişmediği aşırı konsolide killer için yatay yük ve moment etkisindeki, serbest ve tutulu başlı kazıkta yerdeğiştirme ve moment hesabı için bir çözüm geliştirmiştir. Yöntemin ayrıntıları aşağıda sunulmuştur.

Serbest Başlı Kazık

Serbest başlı kazıkta yerdeğiştirme;

$$y = I_{\rho H} \frac{Q_g}{E_s L} + I_{\rho M} \frac{M_g}{E_s L^2} \quad (3.60)$$

eşitliğinden hesaplanır. Buradaki, $I_{\rho H}$ ve $I_{\rho M}$ katsayıları Şekil 3.15'deki grafikte K_R ye bağlı olarak verilmektedir. L ise kazık boyunu göstermektedir. Benzer şekilde serbest başlı kazıkta zemin yüzeyindeki dönme;

$$\theta = I_{\theta H} \frac{Q_g}{E_s L^2} + I_{\theta M} \frac{M_g}{E_s L^2} \quad (3.61)$$

eşitliğinden hesaplanır. Buradaki, $I_{\theta H}$ ve $I_{\theta M}$ katsayıları Şekil 3.15'deki grafikte K_R e bağlı olarak verilmektedir. $I_{\rho H}$, $I_{\rho M}$, $I_{\theta H}$ ve $I_{\theta M}$ faktörleri grafiklerde de görüldüğü gibi K_R bükülebilirlik faktörünün fonksiyonu olup bu değer;

$$K_R = \frac{E_P I_P}{E_s L^4} \quad (3.62)$$

olarak tanımlanmaktadır. Kazık bükülebilirlik faktörü K_R nin kazık türü ve farklı zeminler

için alacağı tipik değerler Çizelge 3.3’de verilmektedir. K_R hesaplanmasında kullanılan E_s ampirik olarak $E_s=40c_u$ (Poulos ve Madhav, 1971) eşitliğinden hesaplanabilir. Buradaki c_u , zemin drenajsız kayma mukavemetidir. Maksimum moment ise Şekil 3.17’den elde edilecektir

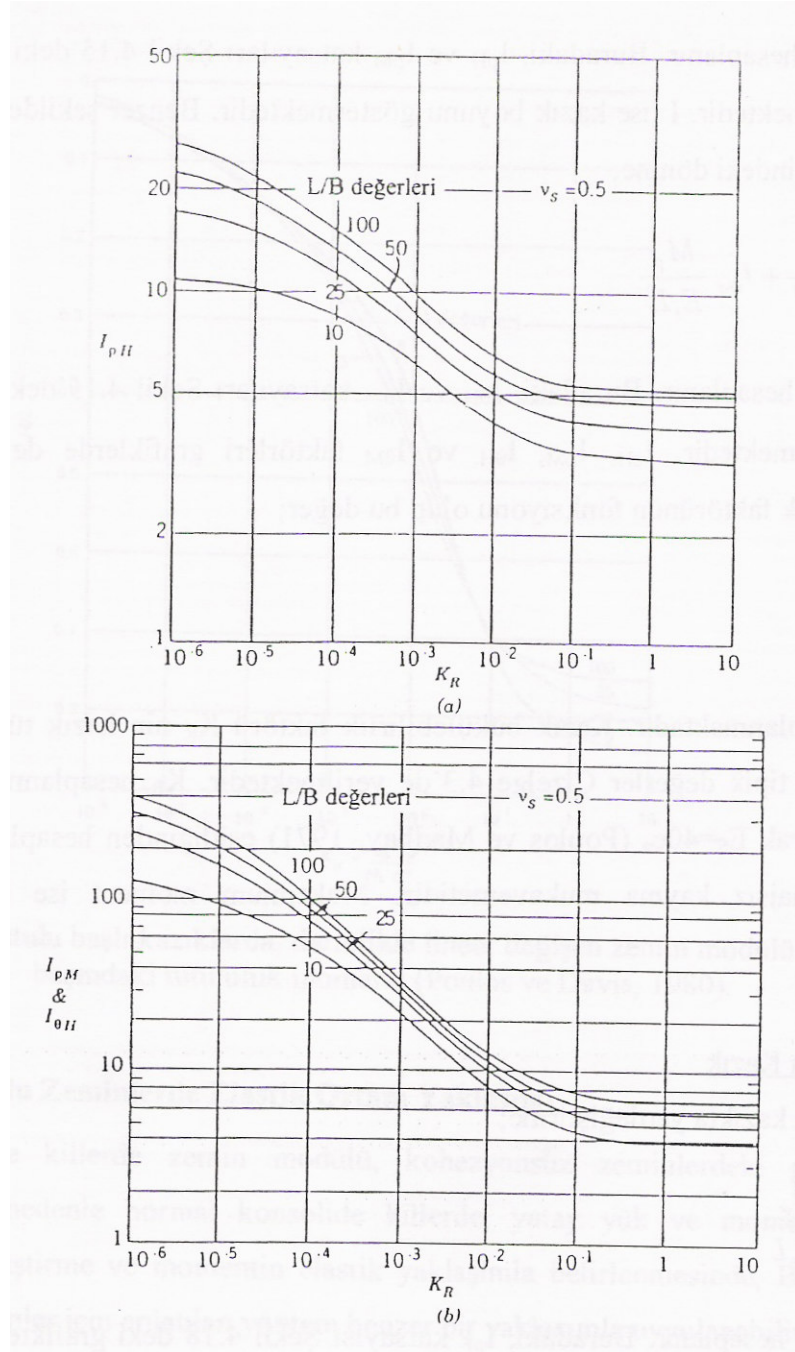
Tutulu Başlı Kazık

Tutulu başlı kazıkta yerdeğiştirme;

$$y_g = I_{\rho F} \frac{Q_g}{E_s L}$$

(3.63)

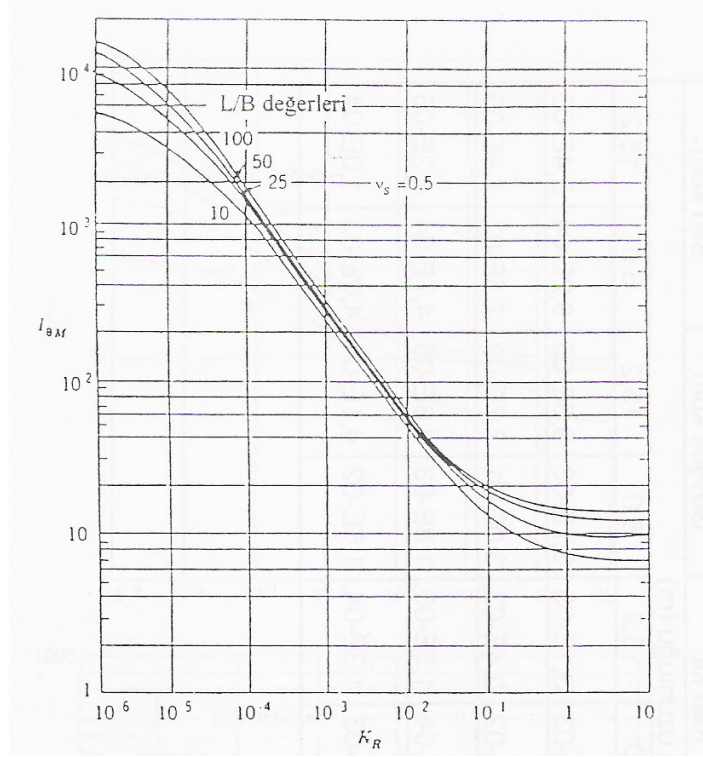
eşitliğinden hesaplanır. Buradaki, $I_{\rho F}$ katsayısı Şekil 3.18’deki grafikte verilmektedir. Kazık başındaki tutululuk momenti M_f ise Şekil 3.19’dan alınacaktır.



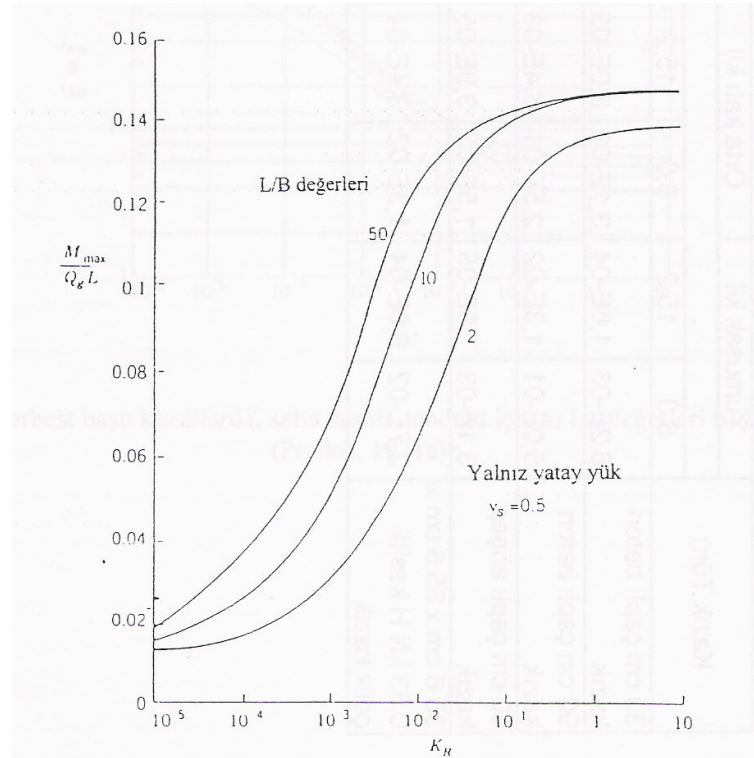
Şekil 3.15 Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için a) I_{pH} değerleri b) I_{pM} ve $I_{\theta H}$ (Poulos, 1971a).

Çizelge 3.3 Kazık bükülebilirlik faktörünün K_R farklı zemin ve kazık türleri için değerleri (Poulos ve Davis, 1980).

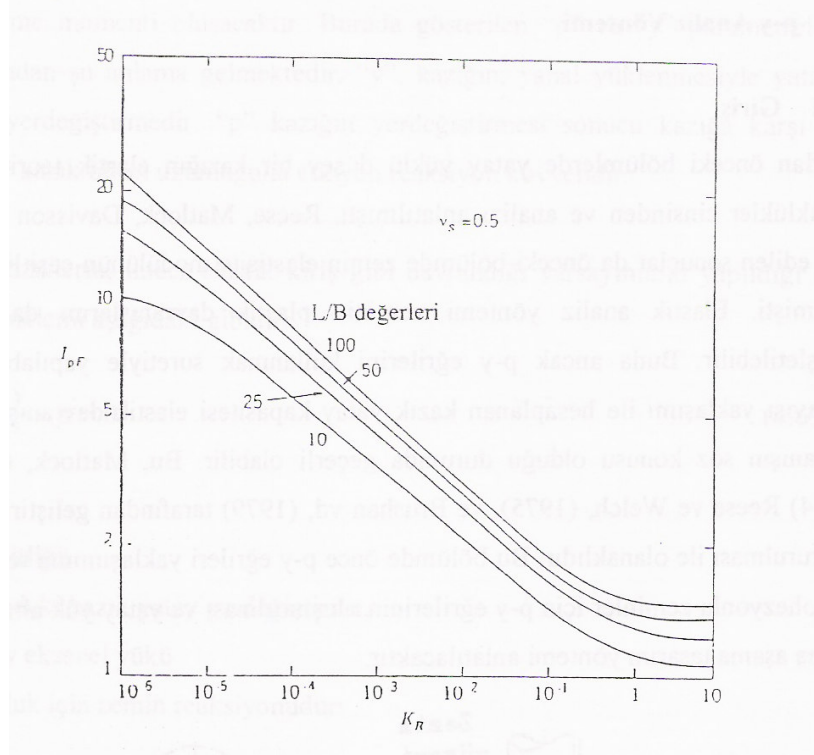
Kazık Türü	Yumuşak kil		Orta katı kil		Kazık uzunluğu (m)		Kazık uzunluğu (m)		Gevşek kum		Sıkı kum	
	6,0	15,2	6,0	15,2	6,0	15,2	6,0	15,2	6,0	15,2	6,0	15,2
30 cm çaplı beton kazık	6,2E-03	1,6E-04	3,1E-03	8,0E-05	1,2E-03	3,1E-05	3,7E-03	9,5E-05	9,2E-04	2,4E-05		
90 cm çaplı beton kazık	5,0E-01	1,3E-02	2,5E-01	6,4E-03	9,4E-02	2,4E-03	3,0E-01	7,7E-03	7,5E-02	1,9E-03		
30 cm çaplı ahşap kazık	3,1E-03	7,9E-05	1,5E-03	3,8E-05	6,0E-04	1,5E-05	1,8E-03	4,6E-05	4,7E-04	1,2E-05		
35.6 cm x 35.6 cm x 0.53 kN H kesitli çelik kazık	2,7E-02	6,9E-04	1,3E-02	3,4E-04	5,0E-03	1,3E-04	1,6E-02	4,1E-04	4,0E-03	1,0E-04		



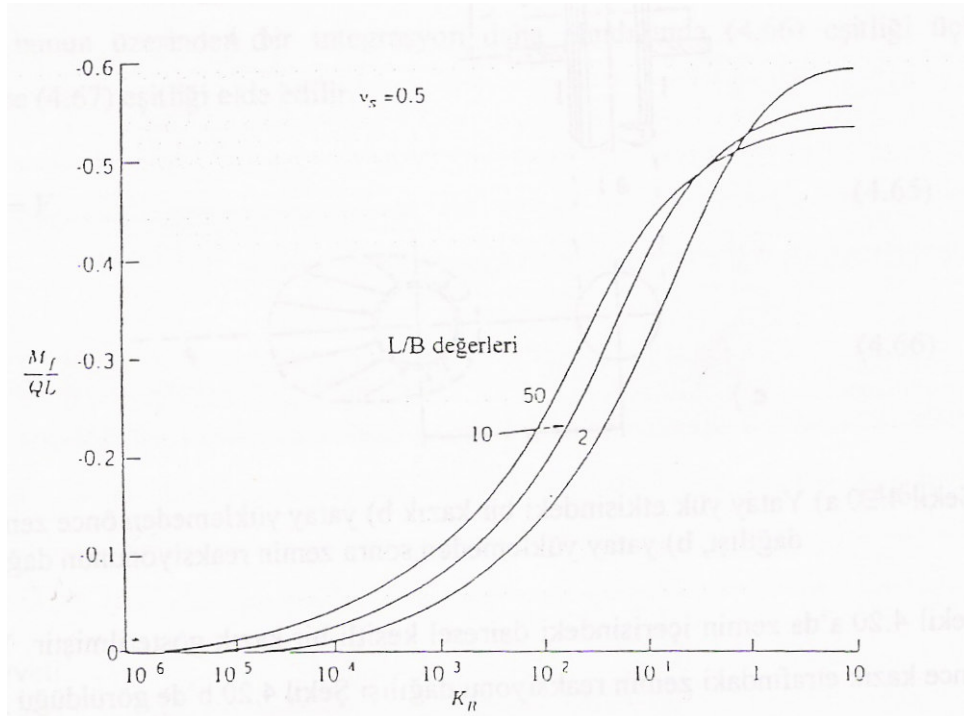
Şekil 3.16 Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için I_{0M} değerleri (Poulos, 1971a).



Şekil 3.17 Serbest başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için maksimum moment, (Poulos, 1971a).



Şekil 3.18 Tutulu başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için I_{pF} değerleri (Poulos, 1971a).



Şekil 3.19 Tutulu başlı kazıklarda, sabit zemin modülü için kazık başındaki tutululuk momenti (Poulos, 1971a).

3.5 Karakteristik Yük Yöntemi (CLM)

p-y yönteminin arazi yükleme deneyleri ile uyum göstermesi tek kazığın yanal yüklemesi için iyi bir referans oluşturmaktadır. Yöntemin veri hazırlama ve hesaplamada uzun zaman alışı bazı projelerde kullanılmasını kısıtlanmakta olup Duncan vd (1994) tarafından CLM yöntemi buna iyi bir alternatif oluşturmaktadır (Yıldırım, 1995).

Yöntemde kazığın çap ve eğilme rijitliği ile zemin mukavemet ve gerilme-gerinim davranışı özelliklerini içeren karakteristik bir yük ve karakteristik bir moment tanımlanmaktadır.

Karakteristik yük;

$$\text{kilde } P_c = 7.34 B^2 (E_p R_I) \left(\frac{S_u}{E_p R_I} \right)^{0.68}$$

(3.64)

$$\text{kumda } P_c = 1.57 B^2 (E_p R_I) \left(\frac{\gamma^I B \Phi^I K_p S_u}{E_p R_I} \right)^{0.57}$$

(3.65)

ve karakteristik moment;

$$\text{kilde } M_c = 3.86 B^3 (E_p R_I) \left(\frac{S_u}{E_p R_I} \right)^{0.46}$$

(3.66)

$$\text{kumda } M_c = 1.33 B^3 (E_p R_I) \left(\frac{\gamma^I B \Phi^I K_p S_u}{E_p R_I} \right)^{0.40}$$

(3.67)

olarak tanımlanmaktadır. Burada R_I atalet momenti oranı olup,

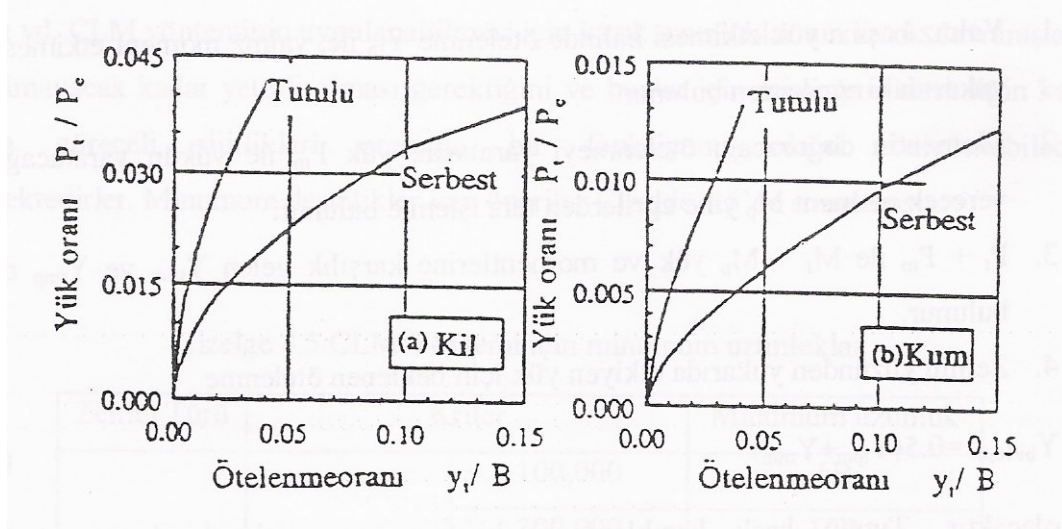
$$R_I = \frac{I_p}{I_{daire}}$$

(3.68)

şeklinde verilemektedir. Burada I_p kazık atalet momenti, I_{daire} ise dolu dairesel kesit atalet momentini göstermektedir. γ için yeraltı suyu altında su altındaki, yeraltı suyu üzerinde

toplam birim hacim ağırlığı alınacaktır. K_P Rankine pasif itki katsayısıdır. Drenajsız kayma mukavemeti S_U nun arazi veyn veya üç eksenli basınç deneyleriyle, ϕ nin ise arazi deneyleri ile bulunması önerilmektedir. Yatay yük etkisinde kazık başı civarının davranışı önemli olduğundan zemin yüzeyinden itibaren $8B$ derinliğe kadar ortalama S_U ve ϕ almak yeterlidir. Donatılı kazıklarda eğilme rijitliği $E_P I_P$ nin kesit tesirlerinin çatlama yaratacak büyüklükte olması halinde azaltılmalıdır. Azaltılmanın miktarı, hesaplanan maksimum momentin son moment kapasitesi veya çatlak yaratacak momente oranına göre alınmalıdır.

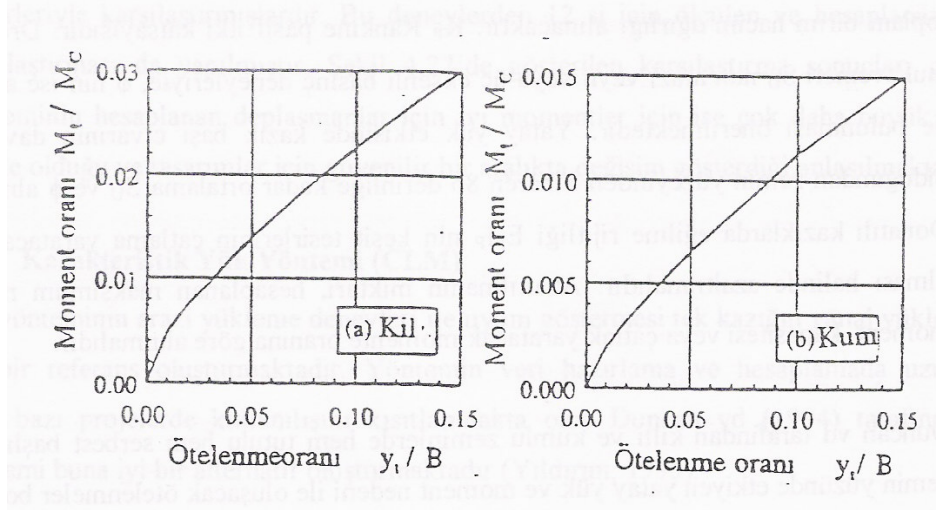
Duncan vd tarafından killi ve kumlu zeminlerde hem tutulu hem serbest başlı kazıklar için zemin yüzünde etkiyen yatay yük ve moment nedeni ile oluşacak ötelenmeler boyutsuz olarak eğriler şeklinde verilmektedir.



Şekil 3.20 CLM Yöntemiyle yatay yük nedeniyle oluşan ötelenmeler, (Duncan vd, 1994).

Eğriler verilen bir yük nedeni ile ötelenmeleri tahmin etmekte kullanıldığı gibi izin verilebilir bir ötelenme için, yükü sınırlandırma türü çözümlerde de kullanılabilir. Eğrilerden kazık başı tutuluğunun deplasmana olan büyük etkisi görülmektedir. Pratikte kazıkların kazık başlıklarına yeterince gömülüp moment transferi için gerekli donatı yerleştirilen durumlarda kazık başının tutulu olduğu varsayılır. Kazık başında moment etkimesi halinde yatay ötelenmeler yine boyutsuz formda Şekil 3.21'den tahmin edilebilir.

Eğer yatay kuvvet zemin yüzeyinden yukarıda etkiyorsa, bu zemin yüzeyine bir yatay kuvvet ve bir moment olarak indirgenir. Kazıkların yük ve moment etkisinde davranışı lineer olmadığından lineer bir süperpozisyon yerine aşağıda belirtilen yolla lineer olmayan bir süperpozisyon önerilmektedir.



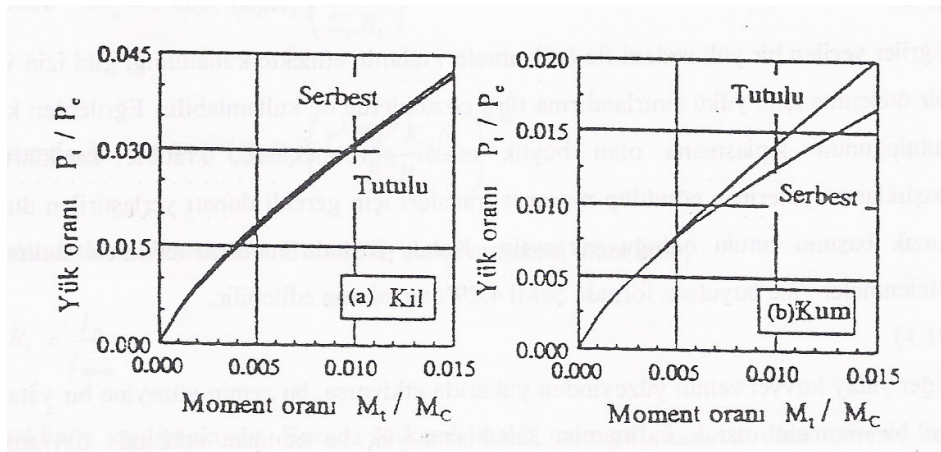
Şekil 3.21 CLM Yöntemiyle moment nedeniyle oluşan ötelenmeler, (Duncan vd, 1994).

1. Yalnız başına yük etkimesi halinde ötelenme Y_{tp} ile, yalnız moment etkimesi halinde Y_{tm} yukarıdaki eğrilerden bulunur.
2. Momentin doğuracağı ötelenmeyi yaratacak yük P_m ile yükün yaratacağı ötelenmeyi verecek moment M_p yine eğrilerden ters işlemle bulunur.
3. $P_t + P_m$ ile $M_t + M_p$ yük ve momentlerine karşılık gelen Y_{tpm} ve Y_{tmp} deplasmanları bulunur.
4. Zemin yüzünden yukarıda etkiyen yük için beklenen ötelenme

$$Y_{\text{birleşik}} = 0.5(Y_{tpm} + Y_{tmp})$$

(3.69)

olacaktır. Tutulu başlı kazıklarda maksimum momentin kazık tepesinde oluşacağı bilinmektedir. Maksimum moment için Şekil 3.22'deki grafikler kullanılabilir.



Şekil 3.22 Yük-moment eğrileri, (Duncan vd 1994)

Serbest başlı kazıklarda ise maksimum moment, zemin yüzeyinden derinde oluşmaktadır. Bunun yeri ve büyüklüğü derinlikle artan yatak katsayısı varsayımı ile tahmin edilebilir (Matlock ve Reese, 1961). Zemin yüzeyindeki ötelenme CLM ile tahmin edildikten sonra ,

$$Y_{birleşik} = \frac{2.43P_t}{E_p I_p} T^3 + \frac{1.62M_t}{E_p I_p} T^2$$

(3.70)

yazılabilir. Eşitlikteki 2.43 ve 1.62 değerleri “yatak katsayısı yaklaşımında” anlatılan A_y ve B_y katsayılarıdır. Bu eşitlikden T karakteristik uzunluğu çekilirse,

$$M_Z = A_m P_t T + B_m M_t$$

(3.71)

momentin derinlikle değişimi bulunabilir. A_m ve B_m “yatak katsayısı yaklaşımında” anlatılan katsayılarıdır. Maksimum momentin $Z = 0$ ile $Z = 1.3T$ arasında yeralacağı anlaşılmaktadır.

Duncan vd. CLM yönteminin uygulanabilmesi için kazık uzunluklarının kazık davranışlarında etkili olmayacak kadar yeterli olması gerektiğini ve bunun için minimum derinliğin kazıkla zeminin göreceli rijitlikleri oranının bir fonksiyonu olarak belirlenebileceğini belirtmektedirler. Minimum derinlikler için öneriler Çizelge 3.4’de sunulmuştur.

Çizelge 3.4 CLM Yöntemi için minimum uzunluklar

Zemin Türü	Kriter		Minumum uzunluk
Kil	$E_p R_t / S_u$	100,000	6B
		300,000	10B
		1,000,000	14B
		3,000,000	18B
Kum	$E_p R_t / \gamma' B \phi^1 K_p$	10,000	8B
		40,000	11B
		200,000	14B

Minumun önerilen boydan daha kısa kazıklarda ötelenmelerin CLM ile hesaplanandan daha fazla, momentlerin daha az olması beklenmektedir.

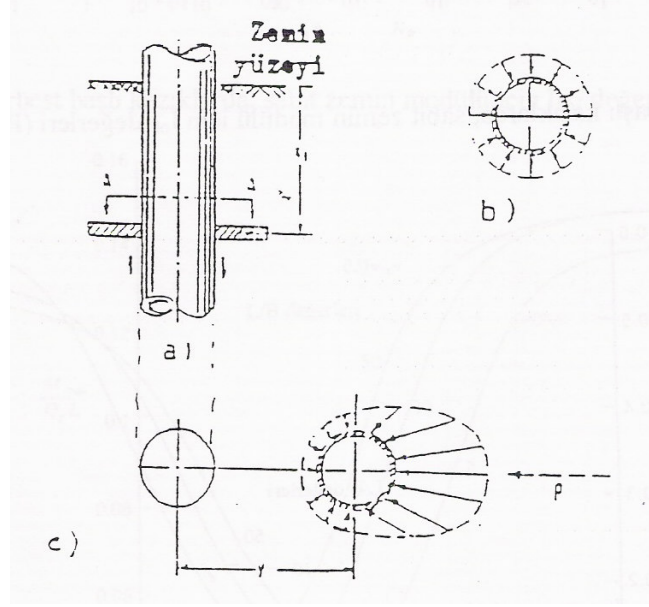
3.5.1 CLM Yönteminin Doğruluğu

Yöntem Reese vd. (1975) in gerçekleştirdiği yatay yükleme sonuçlarına uygulandığında killi zeminde tahmin edilen ötelenme ölçülenden %70 daha fazla olmuşken, ölçülen ve tahmin edilen momentler uyum içinde bulunmuştur. Kumlu zeminlerde ise hesaplanan ve ölçülen ötelenmeler yalnızca %10 farketmiş, momentler ise birbirine çok yakın bulunmuştur.

3.6 p-y Analiz Yöntemi

3.6.1 Giriş

Bundan önceki bölümlerde yatay yüklü düşey bir kazığın elastik teoriye göre, boyutsuz büyüklükler cinsinden ve analizi anlatılmıştı. Reese, Matlock, Davisson ve Gill tarafından elde edilen sonuçlar da önceki bölümde zemin elastisite modülünün çeşitli fonksiyonları için verilmişti. Elastik analiz yöntemi zeminin plastik davranışlarını da içerecek şekilde genişletilebilir. Buda ancak p-y eğrilerini kullanmak suretiyle yapılabilir. Ayrıca yatak katsayısı yaklaşımı ile hesaplanan kazık yatay kapasitesi elastik davranışın ötesinde plastik davranışın söz konusu olduğu durumda geçerli olabilir. Bu, Matlock, (1979), Reese vd, (1974) Reese ve Welch, (1975), ve Brushan vd, (1979) tarafından geliştirilen p-y eğrilerinin oluşturulması ile olanaklıdır. Bu bölümde önce p-y eğrileri yaklaşımının teorisi, kohezyonsuz ve kohezyonlu zeminler için p-y eğrilerinin oluşturulması ve yatay yük altındaki kazıklar için aşama aşama tasarım yöntemi anlatılacaktır.



Şekil 3.23 a) Yatay yük etkisindeki bir kazık b) yatay yüklemeden önce zemin reaksiyonunun dağılışı, c) yatay yüklemeden sonra zemin reaksiyonunun dağılışı.

Şekil 3.23.a’da zemin içerisindeki dairesel kesitli bir kazık gösterilmiştir. Yatay yüklemeden önce kazık etrafındaki zemin reaksiyonu dağılışı Şekil 3.23.b’de görüldüğü gibi olmaktadır ve birim gerilme üniform şekilde dağılım göstermektedir. Kazığın y kadar yerdeğiştirme yapması durumunda, kazık arkasındaki gerilme azalmakta, ön kısmında artmaktadır, (Şekil 3.23.c). Bu durumda kazığın birim uzunluğu için p kuvveti oluşur. Bu koşullar altında kazıkta içten bir kesme ve eğilme momenti oluşacaktır. Burada gösterilen “p” ve “y” parametreleri yatay yükleme açısından şu anlama gelmektedir. “y”, kazığın, yanal yüklenmesiyle yatay yönde oluşan yanal yerdeğiştirme. “p” kazığın yerdeğiştirmesi sonucu kazığa karşı zeminde ortaya çıkan ve kazık birim uzunluğuna etkileyen reaksiyon kuvvetidir.

Yatay yüklü kazıkların, lineer elastik kiriş gibi davrandığı varsayımının yapıldığı durumun diferansiyel denklemi aşağıdaki gibidir:

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0$$

(3.72)

Burada;

EI = kazığın rijitliği,

y = x derinliğindeki kazık yatay yerdeğiştirme,

P = kazık düşey eksenel yükü

p = birim uzunluk için zemin reaksiyonudur:

$$p = ky$$

(3.73)

şeklinde tanımlanabilir. Burada k , p 'yi y 'ye bağlayan katsayıdır. (3.72) eşitliğinin integrasyonundan (3.65) eşitliği, bunun üzerinden bir integrasyon daha alındığında (3.75) eşitliği üçüncü integrasyonda ise (3.67) eşitliği elde edilir.

$$EI \frac{d^3 y}{dx^3} + P \frac{dy}{dx} = V$$

(3.74)

$$EI \frac{d^2 y}{dx^2} = M$$

(3.75)

$$\frac{dy}{dx} = S$$

(3.76)

Burada,

V = kesme kuvveti

M = kazık eğilme momenti

S = elastik eğrinin eğimidir.

“ k ” katsayısının nümerik açıklaması en iyi şekilde p zemin reaksiyonunun y yerdeğiştirmesinin fonksiyonu olarak eğrilerle olanaklıdır (Reese ve Welch, 1975). Bu eğriler genellikle lineer değildir ve derinlik, zemin kayma dayanımı parametresi ve yük tekrar sayısı gibi çok sayıda parametreye bağlıdır. Bu yüzden yatay yüklü kazık probleminin çözümü için p - y eğrilerinin tahmin edilmesi gerekmektedir. Eğer bu eğriler oluşturulabilir ise (3.72) ve (3.74) eşitlikleri kolayca çözülür ve buna bağlı olarak kazık yerdeğiştirmesi, dönmesi, eğilme momenti, kesme kuvveti ve zemin tepkisi kolaylıkla belirlenebilir.

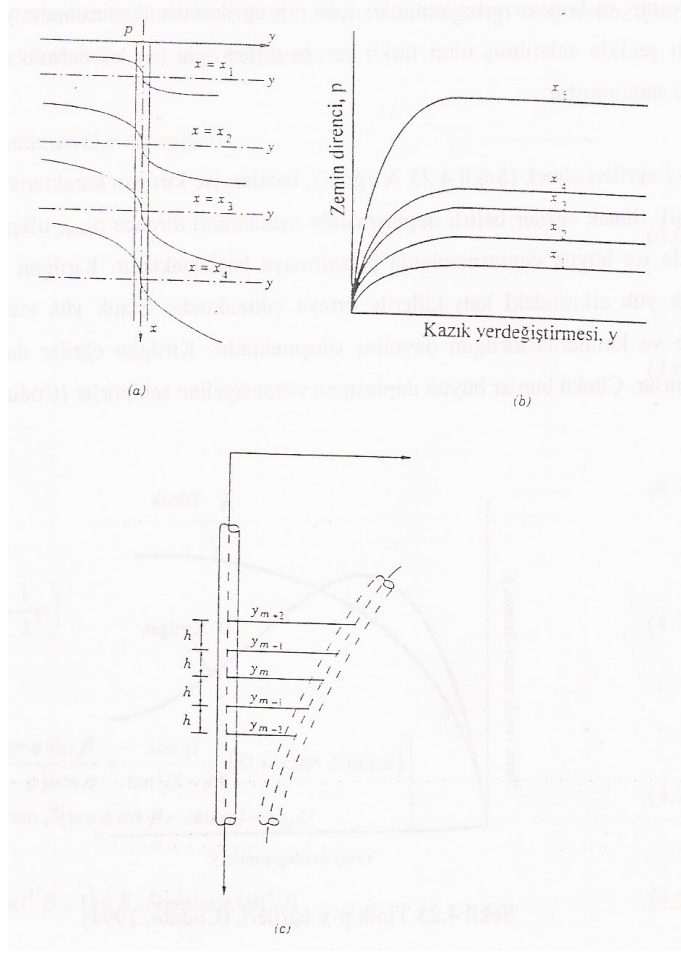
p - y analizlerinde, p - y ilişkisinin Şekil 3.24.b’de olduğu gibi derinlikle değişim gösterdiği gözönüne alınmalıdır. p - y eğrilerinin özellikleri Şekil 3.25’te gösterilmiştir. Bu eğriler oluşturulurken şu varsayımlar yapılmaktadır.

1. p-y eğrileri uygulanan yatay yük altında zemin yatay deformasyonlarının, herhangi bir derinlikteki kazık kesitinin yaptığı deplasmanları gösterir.
2. Eğriler kazık şekil ve rijitliğinden bağımsız olup zemin kesit alanının denkleştiği derinliğin altında ve üstünde yüklemeden etkilenmemektedir. Bu varsayım tam olarak doğru değildir ancak, konuyla ilgili deneyler, pratik amaçlar için, p-y eğrileri esasen sadece söz konusu derinlikteki zemin reaksiyonuna bağlı olduğunu göstermiştir. Böylece, zemin Şekil 3.24.b’de olduğu gibi p-y karakteristiklerine denk gelecek şekilde tekrar yerleştirilebilir.

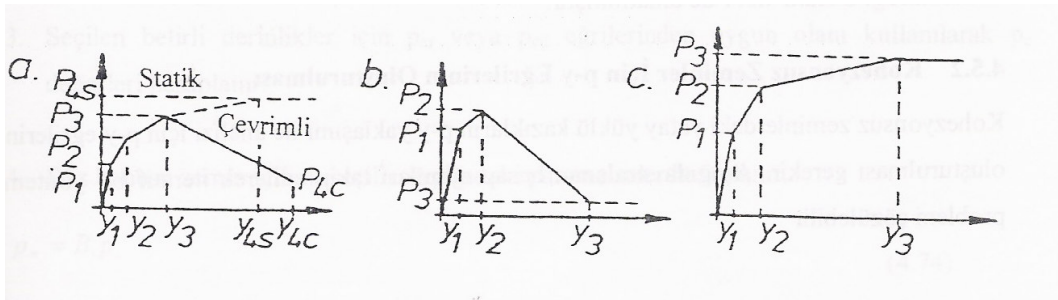
p-y analiz yöntemiyle bir kazığa ait hesaplanan yerdeğiştirmelerin elastik yaklaşımla hesaplanan yerdeğiştirme ile uyum içinde olması gerekir.

Zemin deformasyonlarının, yatay basıncın sıfırdan zemin akma gerilmesine kadar ki değişim aralığında alacağı değerler p-y eğrileriyle Şekil 3.24.a’daki gibi gösterilebilir.

p-y analiz yöntemi, yatay yüklü kazığın lineer olmayan davranışını gözönünde bulundurması nedeniyle oldukça gerçekçi bir analiz yöntemidir. Bununla birlikte gerekli hesapların yapılabilmesi için bilgisayar ortamına gerek vardır ve hesapların yapılması uzun zaman alabilmektedir.

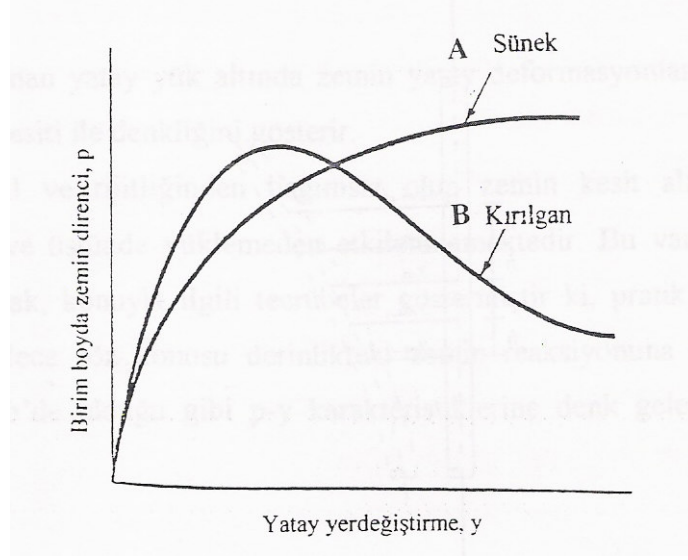


Şekil 3.24 Yatay yüklü kazıklar için p-y eğrileri a) zemin yüzeyinin altında çeşitli derinliklerde p-y eğrileri b) p-y eğrilerinin X-Y eksenleri üzerinde gösterimi c) yerdeğiştirmelerin kazık boyunca gösterimi, (Matlock, 1970).



Şekil 3.25 p-y eğrileri a) yumuşak kil b) katı kil c) kumlar (Mazurkiewicz, 1987)

Bazı p-y eğrileri sünek (Şekil 3.26 A eğrisi), bazıları ise B gibi kırılğan özelliktedir. Sünek eğriler büyük deplasmanda maksimum dirence p_{max} ulaşmaktadır. Kırılğan eğrilerde ise büyük deplasmanlarda p azalmaya başlamaktadır. Kırılğan davranış özellikle dinamik yük etkisindeki katı killerde ortaya çıkmaktadır.



Şekil 3.26 Tipik p-y eğrileri, (Coduto, 1994).

4. YATAY YÜKLÜ KAZIKLARLA ARAZİ VE LABORATUVARDA YAPILMIŞ ÇALIŞMALAR

4.1 Vaka Analizi 1

Proje 4ST-20a Köprülerin Minikazıklarla İyileştirilmesi

Rory Philip Alfred Ball tarafından, Profesör James H. Long danışmanlığında yürütülen bu araştırma Urbana-Champaign’de Illinois Üniversitesinde Ocak-Ağustos, 2002 tarihinde hazırlanmıştır. [1]

Özet

Deprem mühendisleri ile geoteknik mühendislerinin birlikte çalışması ile, çeşitli köprülerde farklı büyüklüklerde tekrarlı aralıklarla oluşan tipik zemin hareketleri incelenmiştir. Çeşitli depremlerde köprülerde oluşabilecek beklenen hasarın saptanarak değerlendirilmesine çalışılmıştır.

Bu raporda, depreme hazırlıksız olduğu varsayılan bir karayolu köprüsü incelenmiştir. Bu karayolu köprüsü New Madrid fay hattı üzerindeki Interstate 57, Cairo, Illinois’ta bulunmaktadır. Bu köprü araştırmasına yardımcı olmak amacıyla, arazi deneyleri yapıldıktan sonra bilgisayar modellemesi ile karşılaştırılmıştır.

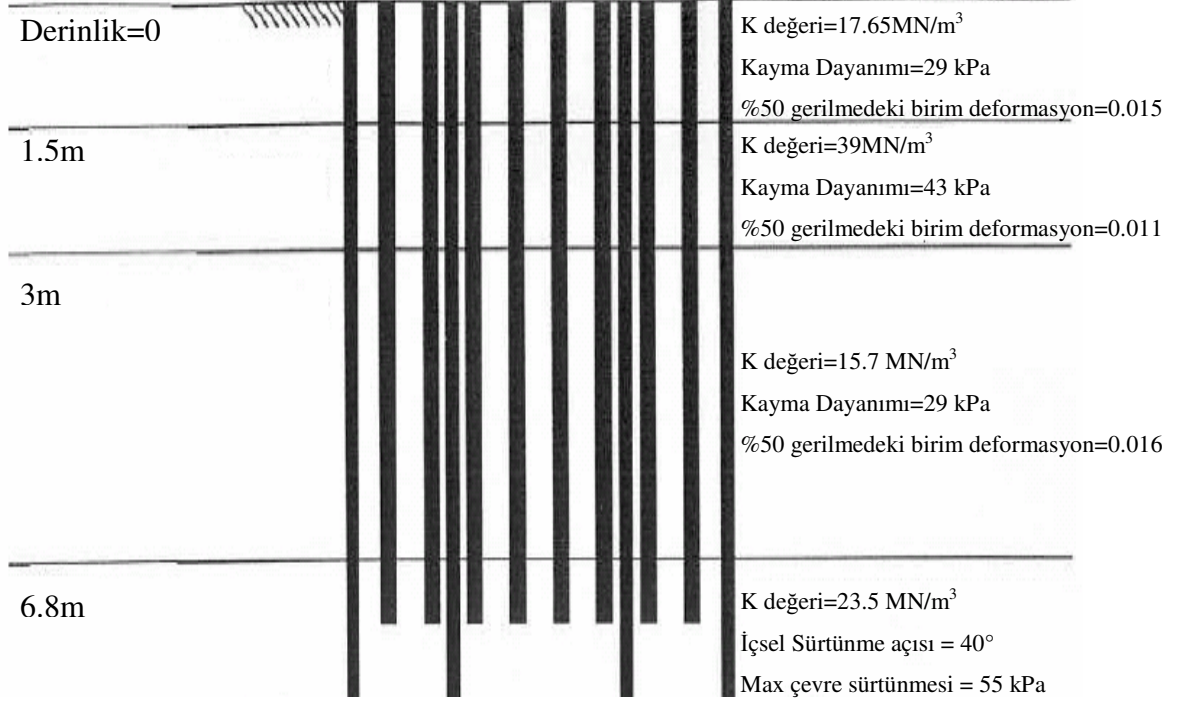
Minikazıkların Özellikleri

Minikazıklar genellikle 25cm çapta, uzunlukları 7.5m veya daha fazla, taşıma güçleri ise 300-1000kN kadardır. Yeni enjeksiyon yöntemleri kullanılarak, minikazıklar oluşan enjeksiyon-zemin bağı nedeniyle kazık çevresinde bir sürtünme kazığı kadar yük taşıyabilmektedir.

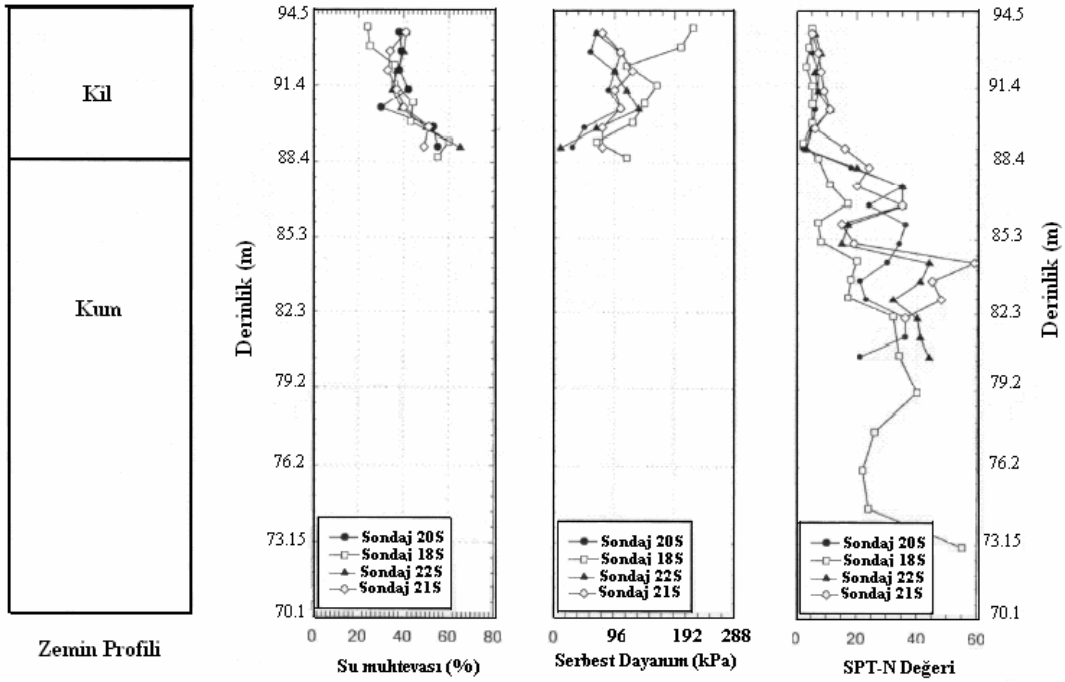
Zemin Profili

1968 yılında bu bölgede toplam 29 zemin sondajı yapılmıştır, ayrıca 1999 yılında köprü merkezinde 7 adet yeni sondaj yapılmıştır. Sondaj derinlikleri 12.65 m ile 20.27 m arasında değişmekte bazılarında ise 20.27 m ile 24.84 m arasındadır. Bu araştırmada zemin örnekleri alınmış, görsel sınıflandırma yapılmış ve SPT değerleri belirlenmiştir. Bu projede yapılan araştırmada ortaya çıkan zemin profili 15,24 m derinliğe kadar 4 tip zemin sınıfından oluşmaktadır. Tüm zemin sınıflandırmasına ait bilgiler Şekil 4.1’de görülmektedir. Bu zemin sınıflarının bilgisayarda tanımlanması sırasında ilk 1.5m’lik kısım doymuş yumuşak kil, sonraki 1.5 m’lik kısım doymuş kil içerisinde bulunan farklı özelliklere sahip malzemeden oluşmaktadır. Üçüncü tabaka ise 3,81m olup özellikleri Şekil 4.1’de belirtilmiştir. Kilin serbest dayanımı yüzeye yakın tabakada 67 kN/m², 3,35 m derinlikte 105 kN/m²’ye artmakta,

kil tabakasının taban kısmına doğru ise 38 kN/m^2 'ye düşmektedir. Bu nedenle, üst kısımda üç bölümden oluşan kil tabakası gözönüne alınırsa bunların kayma dayanımı değerleri yumuşak ile orta değer arasındadır. Son tabaka olan 8,38m derinlikteki tabaka ise kum zemindir ve bu tabaka orta sıkı kum tabakasıdır. Zemin özellikleri Şekil 4.1 ve Şekil 4.2'de ayrıntılı olarak verilmiştir.



3. Şekil 4.1 – LPILE ve GROUP 5'te kullanılan zemin profili



Şekil 4.2 – SPT deneylerinde ortaya çıkan zemin profili

Yanal Yükleme Deneyleri

Kazık yerleşimi

Illinois Üniversitesi'nden bir araştırma grubu tarafından arazi deneyleri yönetilmiştir. Adı geçen karayolu köprüsünün 17 nolu ayağında birkaç yanal yükleme deneyi yapılmıştır. Burada 12 adet minikazığa zikzak biçiminde 28 günlük basınç dayanımındaki çimento enjeksiyonu 27.6 MPa basınç altında uygulanmıştır. $\phi 20$ 'lik etriyeler ile düzenlenen 5,6 ve 7 nolu kazıklar dışındaki diğer kazıklara tüm kazık boyunca $\phi 11$ 'lik etriye yerleştirilmiştir. Bu 12 adet kazığın çevresinde bulunan alan 1,83 m. derinliğe kadar kazılmış ve bu kazıkların başına deney düzeneği yerleştirilmiştir.



4. Şekil 4.3 – Deney kazıklarından bir görünüm

Deney Düzeneği

Bir yükleme düzeneği kazık başlarına yerleştirilmiş, iki kazık yüklenerek birlikte hareketi sağlanmıştır. Arazi deney düzeneği Şekil 4.4’de gösterilmiştir. Deney düzeneği elle kumanda edilebilen 2 adet 130kN hidrolik krikodan oluşmaktadır. Hidrolik krikoların her ikisinde basınç 414kPa değerine kadar çıkmıştır.



Şekil 4.4 – Yükleme deney düzeneği

Sonuçlar

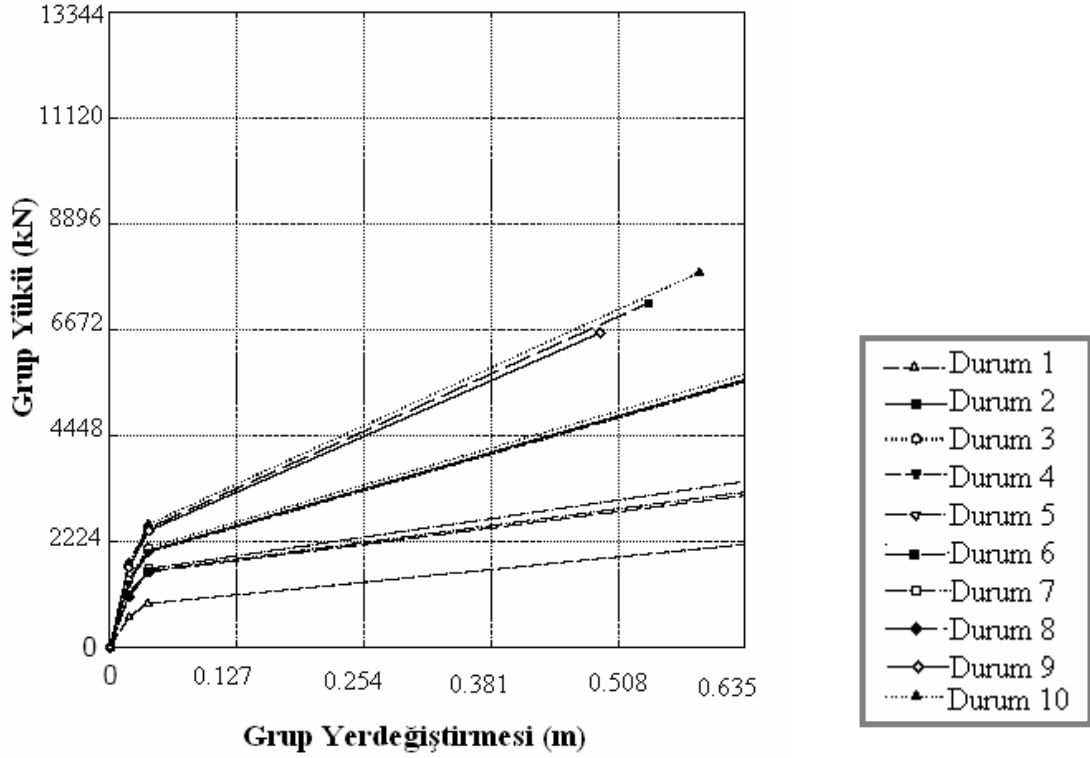
Kazıklar arasındaki aralık birbirleriyle etkileşimini önlemek için yeterlidir. Sonuçlar LPILE ile tahmin edilen deformasyonların arazideki değerlerle uyumlu olduğunu göstermiştir. Tahminler ile arazide ortaya çıkabilecek deplasman farklılıklarının zeminin yapısındaki değişikliklerden, kazıklarda oluşabilecek farklı eğilme rijitliklerinden, veya LPILE programında girilen p-y parametrelerinde gerekli görülerek değiştirilmesinden kaynaklanabileceği düşünülmüştür. Deney sonrasında, kazıkların 2,4 m derinliğe kadar

kazılarak incelenmesi sonucu, donatı bağlantısının yüzeye yakın bir kısımda kaldığı görülmüş; bu noktalarda eğilme momentinin oldukça yüksek olduğu ve minikazıkların oluşturulması sırasında da zeminin bu bölgede fazla örselendiği sonucuna varılmıştır. Bu nedenle bağlantı noktalarının olduğu bölgedeki koruyucu kaplamada kopma ve bağlantı noktalarının birbirinden ayrıldığı görülmüştür. Minikazıkta yapısal olarak zayıf nokta bulunması; güçlendirmede meydana gelebilmesi olası bir sorun olarak görülmüştür.

Durum Araştırmaları

Aşağıda farklı durumlarda kazık grubunun kullanıcının belirlediği yüklere bağlı ötelenmeleri GROUP5 programı ile incelenmiştir:

1. **Durum:** İyileştirme yapılmamış köprü temellerinin analizi yapılmıştır.
2. **Durum:** Önerilen iyileştirme halindeki köprü temellerinin analizi yapılmıştır.
3. **Durum:** 2.Durum, tüm kazık çaplarının ahşap kazıkların kazık çapı olan 30,48 cm olarak değiştirilmesi durumunun analizi yapılmıştır.
4. **Durum:** 2.Durum, tüm kazık çaplarının minikazıkların kazık çapı olan 24,4 cm. olarak değiştirilmesi durumunun analizi yapılmıştır.
5. **Durum:** 2.Durum, fakat mini kazıkların elatisite modülünün (E) 5488MPa alınması durumunun analizi yapılmıştır.
6. **Durum:** 2.Durum, fakat ahşap kazıkların elatisite modülünün (E) 3756 MPa alınması durumunun analizi yapılmıştır.
7. **Durum:** 5.Durum, fakat tüm kazık çapları 30,48 cm. olarak değiştirilmiştir.
8. **Durum:** 5.Durum, fakat tüm kazık çapları 24,4 cm. olarak değiştirilmiştir.
9. **Durum:** 6.Durum, fakat tüm kazık çapları 24,4 cm olarak değiştirilmiştir.
10. **Durum:** 6.Durum, fakat tüm kazık çapları 30,48 cm olarak değiştirilmiştir.



4.1 Şekil 4.5 - Seçilen p-y değişkenleri ile meydana gelen yük-deplasman eğrisi

5. 4.2 Vaka Analizi 2

6. Özet

Sanjeev Kumar, Mike Alizadeh, Latika Lalvani tarafından yapılan bu çalışma; arazide kum zeminde yanal yükleme deneyi yapılmış, dört tekil kazığın tahmini ve arazide ölçülen zemin tepkilerinin karşılaştırılmasını incelemektedir [2]. Arazinin en üst tabakasında bulunan kohezyonlu zemine kum ile geri dolgu yapılmıştır. Deney sonuçları LpilePlus isimli program ile analiz edilmiştir.

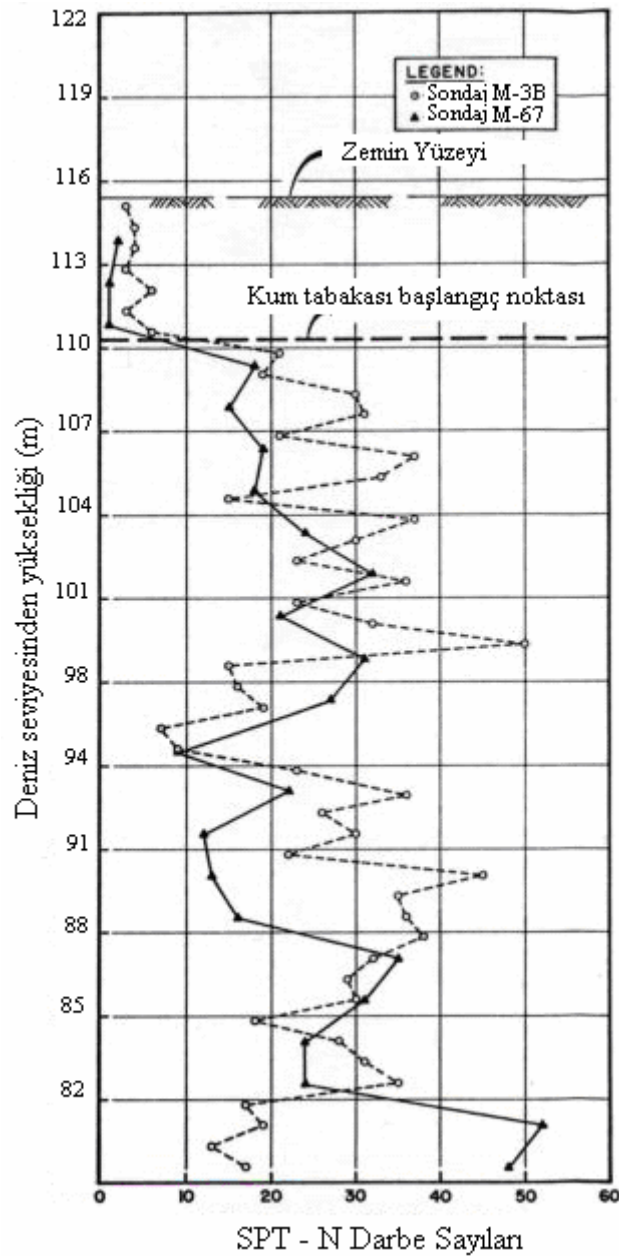
Yapının ağır bir şekilde yüklenmiş kısımlarının çakma kazıklarla taşınması önerilmiş olup, yükün büyük bir bölümü çevre sürtünmesi ile karşılanmaktadır. Deneyde; hazır betonarme kazık, yivli kazık, betonarme dolgu çelik kazıklar kullanılmıştır. Hazır betonarme kare bir kazık; ve yerinde dökme beton kazıklar uç kısma doğru incelen kazıklardır.

6.1 Arazi Çalışmaları Ve Zemin Özellikleri

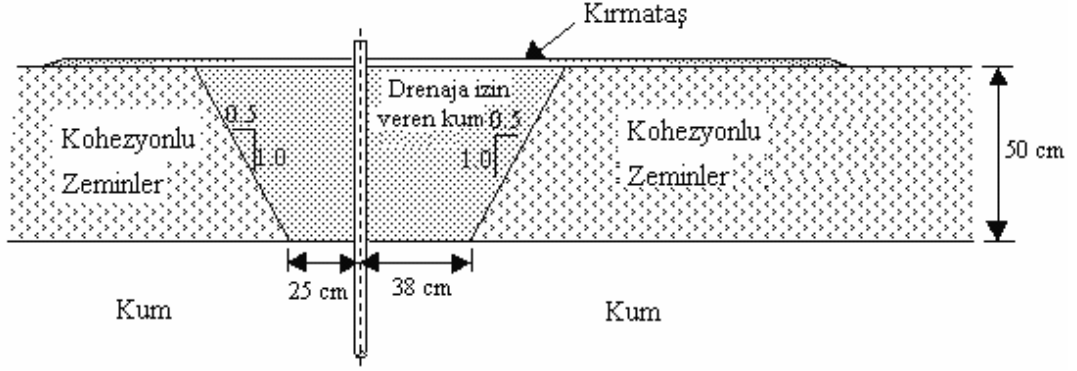
Arazi incelemesinde projenin tümünü kapsayan 97 noktada yapılan sondaj çalışmasındaki derinlikler 4,88 m ile 44,20 m arasında değişmektedir. Arazi zemini iki farklı tabakadan oluşmuştur. Üst tabaka kil ve silt içerikli, aşağı yukarı 3,05 m ile 9,14 m arasındaki derinlikte

olup, çökme oluşan kısımlar dışındaki bazı bölümlerde 15,24 m'ye kadar ulaşmaktadır. Kil ve silt içerikli tabakanın altında yer alan kaba kum tabakası ise 24,38 m ile 36,58 m derinlikleri arasında yer almaktadır. Kum tabakası içerisinde kil ve silt mercikleri de görülmektedir. Nehre yakın olan kısımlarda, kireçtaşı anakayasasının 36,58 m ile 42,67 m derinlikte olduğu ve nehirden batıya doğru uzaklaştıkça kaya tabakasının hızla 9,14 m ile 12,19 m derinliğe düştüğü görülmüştür.

Sondajlarla belirlenen standard penetrasyon dirençleri arazi içinde (Sondaj M-3B) ve arazi dışında (Sondaj M-67) ile Şekil 4.6'da gösterilmiştir. Kum tabakasında ortalama SPT-N değeri üstteki 9,14 m derinlikte 25 vuruştur. Üstteki 9,14 m ile 15,24 m derinlikte kum tabakasının sıklığı %70 olarak tahmin edilmiştir.



Şekil 4.6 SPT – N değerlerinin yüksekliğe bağlı olarak değişimi



Şekil 4.7 – Deney alanının genelleştirilmiş kesiti

6.2 Deney Kazıkları

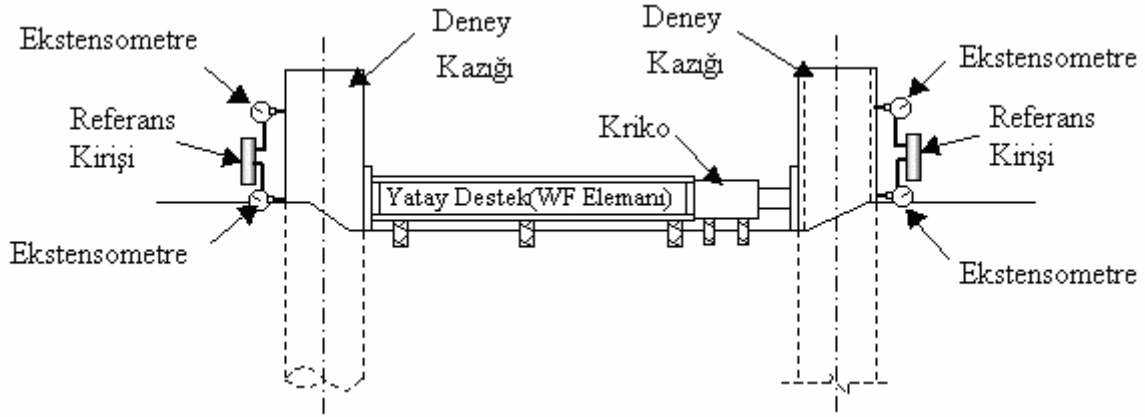
Aşağıda belirtilen dört kazık türünün yanal yük dayanımlarının belirlenmesi amacıyla yükleme yapılmıştır.

- 1) Hazır betonarme kazık, yivli ve (SB-2), 0,40 m. çaptadır, uzunluğu 18,29 m olup tabana 4,57 m kala konikleşmeye başlamaktadır.
- 2) İçi beton dolgulu çelik çakma kazığın çapı 0,40 cm olup et kalınlığı 4,7 mm uzunluğu ise 19,81 m'dir (P-3).
- 3) Hazır betonarme kare kazığın, (C-6) bir kenarı 0,40 cm., uzunluğu 18,29 m'dir.
- 4) Yerinde dökme betonarme kazığın (R-5A) çapı 40,64 cm. , uzunluğu 18,29 m olup tabana doğru konikleşmektedir.

Betonarme kazıkların yerleştirilmesi sırasındaki gerilme ve elastisite modülü değerleri beton dökümü sırasında silindirik örnek alınarak belirlenmeye çalışılmıştır.

Yükleme Çerçevesi Ve Aygıtlar

Kazıklara uygulanan yanal yük bir hidrolik kriko yardımıyla birbirine yakın kazıklarda uygulanmıştır. Kriko ile yatay destek arasına bir yükölçer yerleştirilerek uygulanan yükün daha doğru ölçülmesi sağlanmıştır. Uygulanan yük normale dik doğrultuda uygulanıp yüzey seviyesinin hemen üzerinden etkimektedir. Bütün yüklemenin güvenle tamamlanması için yanal yük 50 ton ile sınırlandırılmıştır. Yükleme düzeneği Şekil 4.8'de görülmektedir.

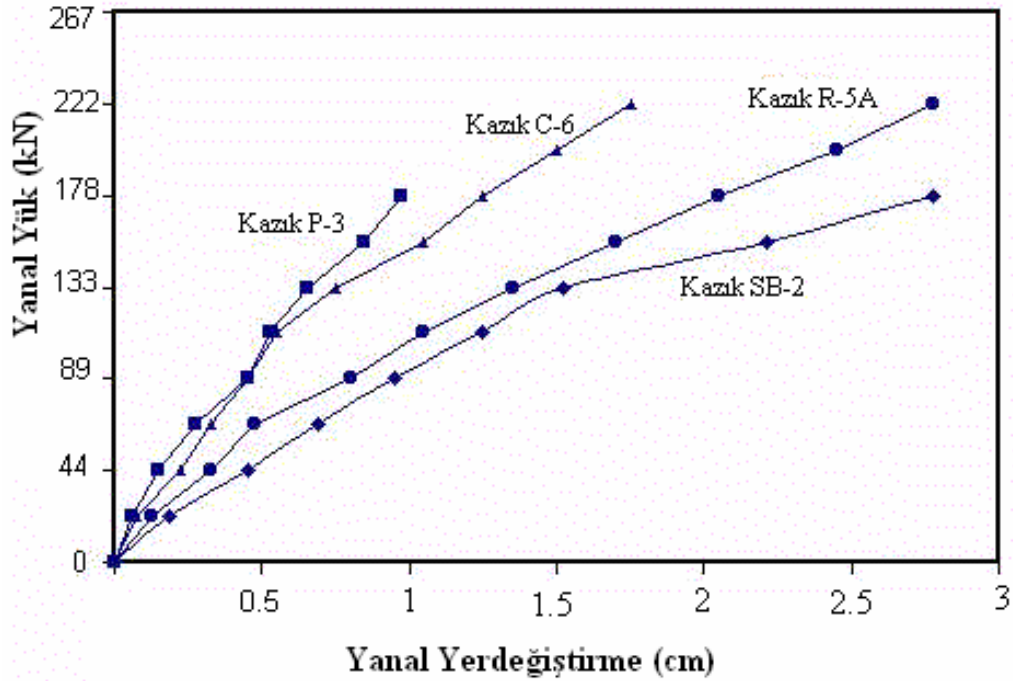


Şekil 4.8 – Yükleme Düzenneği

Yanal yük dakikada 2.5 tonluk bir artışla kazığa aktarılmıştır. Herbir yük kademesinde 15 dakikadan az olmamak koşulu ile deformasyonun durduğu zamana kadar beklenmiştir.

6.3 Yük – Deplasman Eğrileri

Tüm kazıklarda ölçülen yük-deplasman eğrileri Şekil 4.9’da gösterilmiştir. Deney sırasında her bir kazığa ait yeraltı su seviyesi Çizelge 4.1’de görülmektedir.



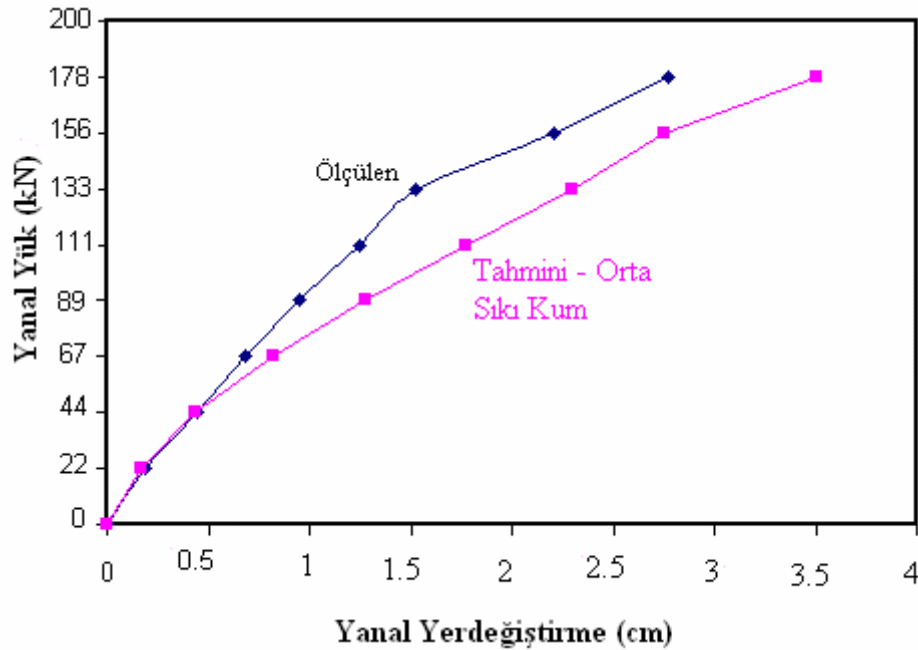
Şekil 4.9 Ölçülen Yük-Deplasman Eğrileri

Çizelge 4.1 Yeraltı su seviyesi

Kazık Tanımı	Kazık Tipi	Üst Çap (cm)	YASS Derinliği (m)
SB-2	Hazır betonarme kazık	40,64	4,57
P-3	Çelik dolgulu betonarme	40,64	4,57
R-5A	Yerinde dökme kazık	40,64	1,22
C-6	Önceden dökülmüş betonarme kazık	40,64	1,22

Tahmin Edilen Ve Ölçülen Tepkilerin Karşılaştırılması

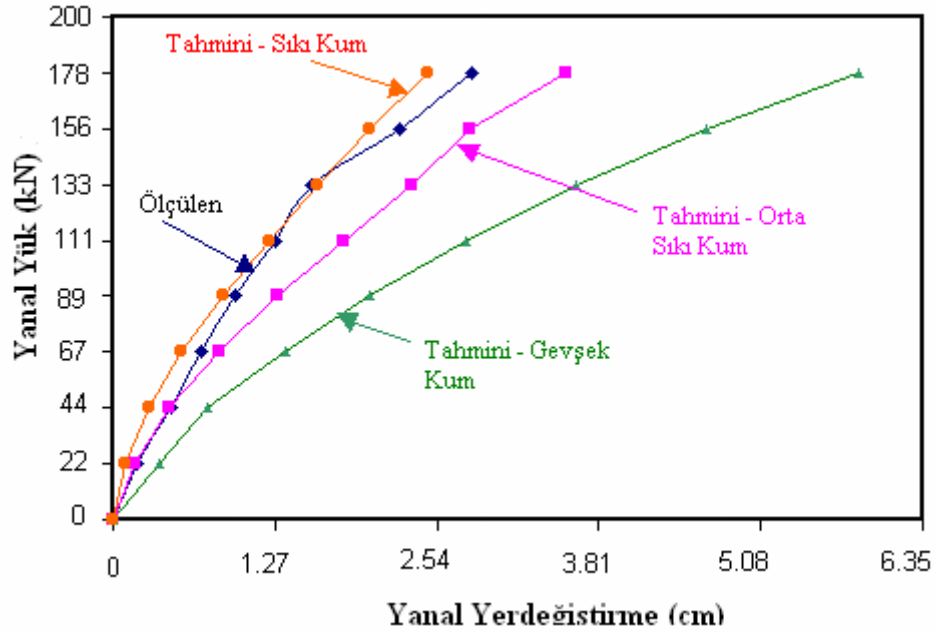
SB-2 kazığı için p-y yöntemine bağlı tahmin edilen yük-deplasman eğrileri ve ölçülen değerler Şekil 4.10'da görülmektedir. Daha önce sözedildiği gibi kazık çevresindeki kumun göreceli sıkılığı %31-90 arasında ve ortalama değeri %58 değerindedir, diğer bir deyişle bilgisayarda yapılan hesaplamalar sırasında zemin orta sıkı kum diye adlandırılabilir.



Şekil 4.10 - Kazık SB-2 için ölçülen ve tahmin edilen yanıl yerdeğıştirmeler

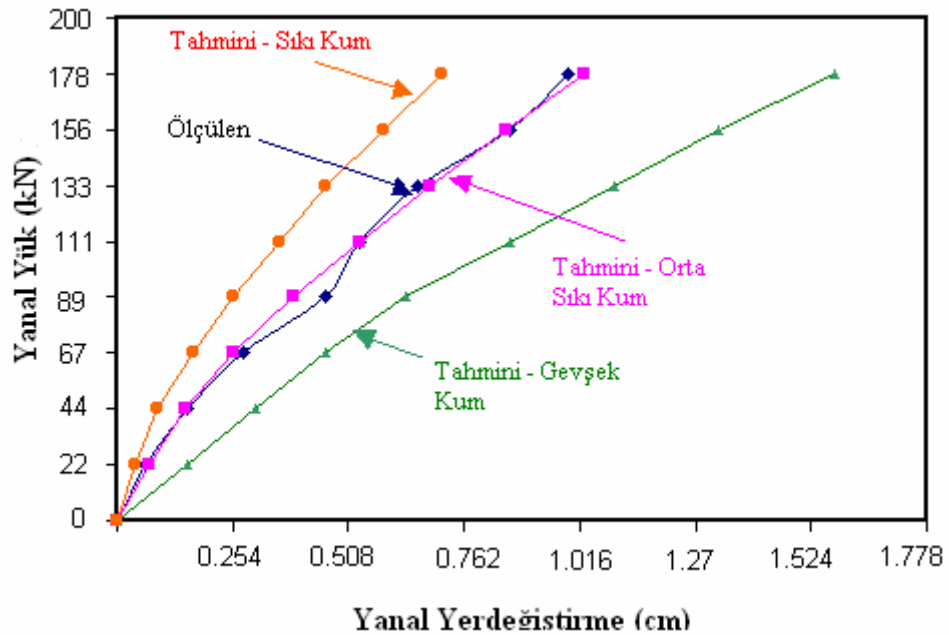
Şekil 4.10'da görüldüğü gibi 0.51 cm yanıl yerdeğıştirmeye kadar; ölçülen ve tahmin edilen yanıl yerdeğıştirme grafiklerinin birbiriyle uyum içerisinde olduğı görülmüştür. 0,51 cm'den fazla deplasmanlarda ise ölçülen değerler ile tahmin edilen değerlerin birbirinden oldukça farklı olduğı görülmektedir. Kumun sıkılığının %31 ile %90 arasında değışmesi nedeniyle,

tahmin edilen zemin tepkisi; kumun gevşek ve sıkı bölgelerinde farklılık göstermektedir. Şekil 4.11’de gevşek, orta sıkı ve sıkı kum tanımında tahmin edilen eğriler görülmektedir.

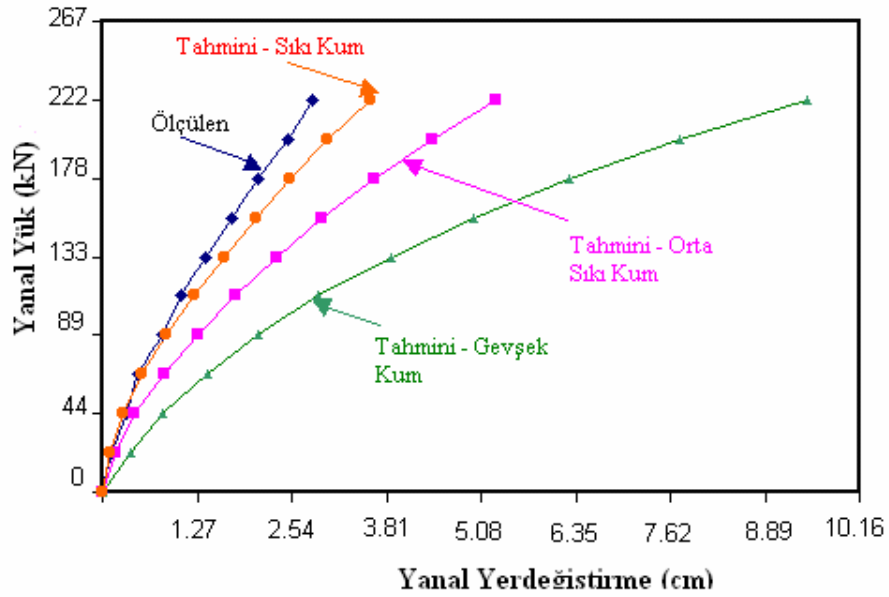


Şekil 4.11 -Kazık SB2 için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması

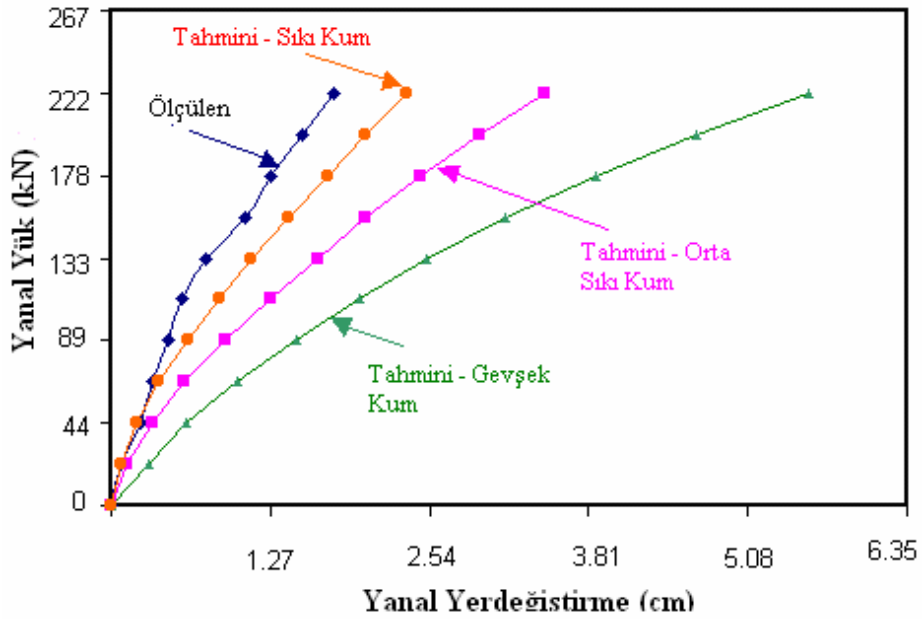
Şekil 4.11’de sıkı kum için ortaya çıkan eğrinin arazi eğrisine daha yakın olduğu görülmektedir. Arazideki kumun sıklık değerinin diğer kazıklarda verdiği sonuçları görmek için bilgisayarda tüm kazıklarda gevşek, orta sıkı ve sıkı değerlerine göre eğriler oluşturulmuştur. Tahmini ve ölçülen değerler Şekil 4.12 - 4.14 ‘de gösterilmiştir.



Şekil 4.12 - Kazık P3 için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğiştirmelerin karşılaştırılması



Şekil 4.13-Kazık R5A için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğıştirmelerin karşılaştırılması



Şekil 4.14 - Kazık C6 için ölçülen ve tahmin edilen yanal yerdeğıştirmelerin karşılaştırılması

Şekil 4.12, p-y eğrileri yönteminin ölçülenlerle uyumlu sonuç verdiğini göstermektedir, ancak R-5A ve C-6 kazıklarının tahmini ve ölçülen değerlerinin uyumlu olmadığı görülmektedir.

Sonuçlar

Kum zeminde yanal yük altında dört kazık üzerinde deney yapılmıştır. Arazi alanının üst katmanında bulunan kohezyonlu zemin kaldırılıp doymun kum ile geri dolgu yapılmıştır. Tüm kazıkların deplasman değerleri p-y eğrileri yöntemi kullanılarak tahmin edilmiştir. Kazıklardan bir tanesinde tahmin edilen deplasman değerinin arazide ölçülen değerlere çok

yakın olduğu görülmüştür. Kazıklar için p-y eğrileri yönteminin tutucu sonuçlar verdiği görülmektedir.

4.3 Vaka Analizi 3

Bagnolet

Kerisel (1965) kısa süreli yanal yükleme deneyi yapılan üç kazıkta bir araştırma yapmıştır. Şekil 4.15’de kazık kesiti gösterilmiştir. İki palplanşın kaynakla birleştirilmesi ile kazık oluşturulmuştur. Aynı kazık üzerinde üç deney yapılmış, ilk deneyden sonra kazık yeniden yüklenmiştir. Eğilme rijitliği $E_p I_p$ 25,500 kN-m² olarak verilmiş, elastisite modülü (E) 200.000 MPa olarak seçilmiş ve atalet momenti (I) 0.0001275 m⁴ olarak hesaplanmıştır. Kazığın dairesel bir kazıkta eşdeğer çapının yapılan hesaplamalarla 0.43m olacağı bulunmuştur.

Farklı sınır durumları ve gömülü derinliklerde üç deney yapılmıştır. Tüm yapılan deneylerde kazık başı dönmeye karşı serbest olup yanal yük zemin yüzeyinden farklı yüksekliklerde uygulanmıştır.

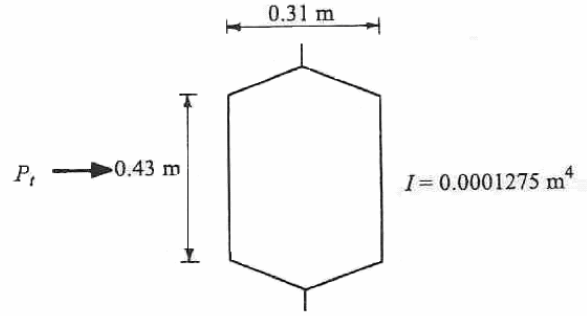
Deneyler Paris’in güneyinde yapılmış, zemin Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırılmasına göre sınıflandırılmıştır. Şekil 4.16 – 4.18’de yapılan deney sonuçları gösterilmiştir. Grafiklerden de görülebileceği gibi, deney gerçeğe yakın değerler verdiği görülmektedir.

Bununla birlikte, kazığın içerisindeki çelikte akmaya neden olan akma momenti deneylerde bulunan momentin 1.5 katı olduğu görülmüştür. Bu nedenle, kazığın içerisindeki çelikte akmaya neden olan akma momenti deneylerde bulunan momentin 1.5 katı olduğu görülmüştür.

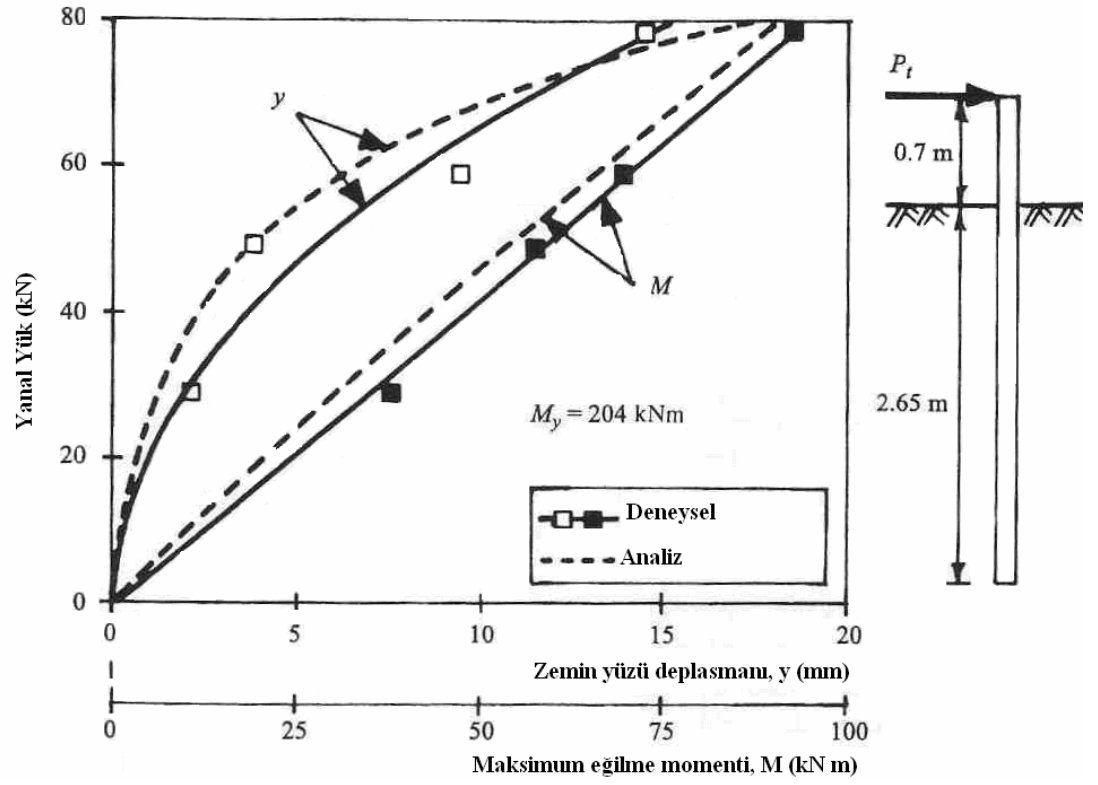
Grafiklerin yeniden incelenmesi sonucu Bagnolet’te elde edilen sonuçlar, yanal yüklü kazık davranışının yanal yükün 1.5 katı olduğu görülmüştür. Deformasyona uğramış kazık şekline (burada verilmemiştir) bakıldığında kazık tabanında deplasman oluşmadığı gözlenmiştir. Bununla birlikte kazığın birinci durumda maksimum moment değerinde uyumlu bir artış gözlenmemiştir.

Çizelge 4.2 – Bagnolet’te bulunan zemin özellikleri

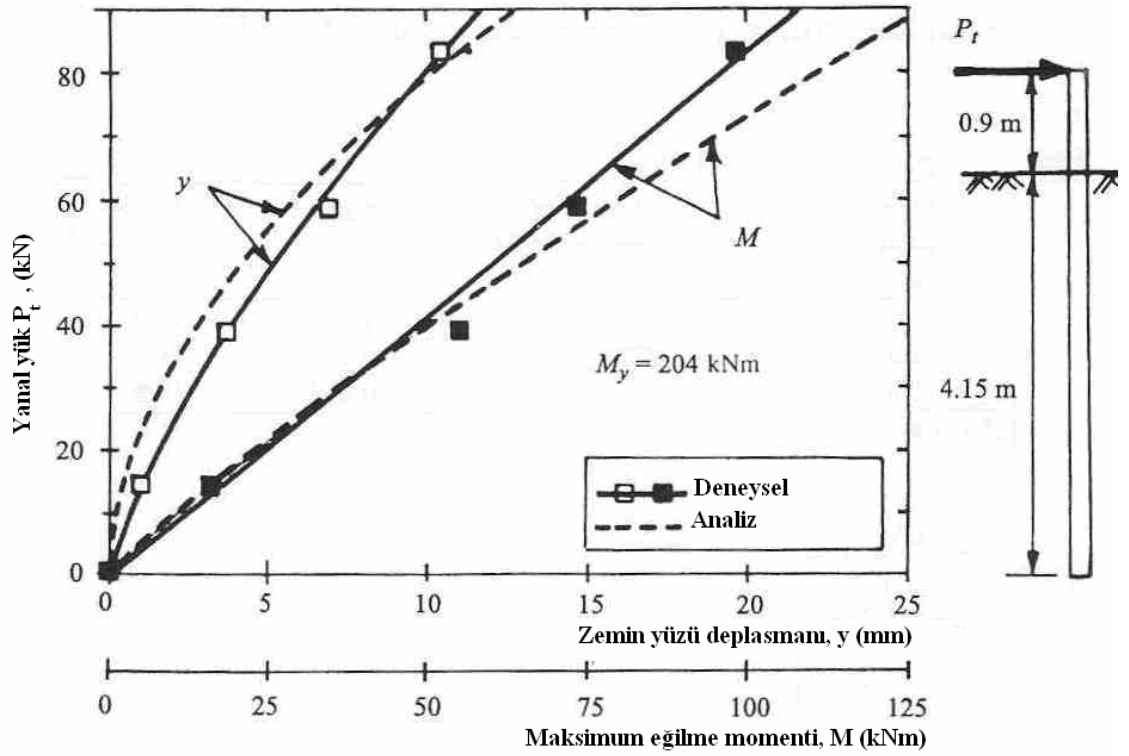
Derinlik (m)	Su muhtevası (%)	Drenajsız Kayma Dayanımı (kPa)	ϵ_{50}^*	Toplam Birim Hacim Ağırlık (kN/m ³)
0	-	100	0.005	17.9
3.96	31.5	125	0.005	17.9
4.69	29.0	130	0.005	17.9



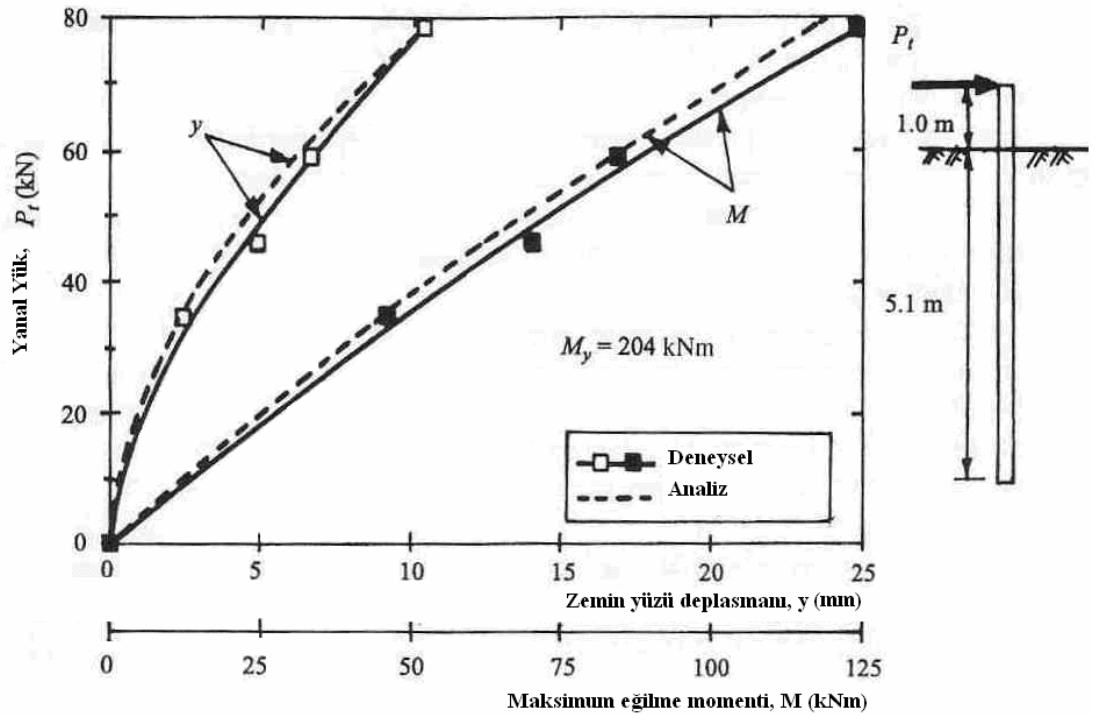
Şekil 4.15 – Bagnolet’te kullanılan kazık kesiti



Şekil 4.16 - Bagnolet, Durum 1 için deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanın karşılaştırılması



Şekil 4.17 – Bagnolet, Durum 2 için deneySEL ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanının karşılaştırılması



Şekil 4.18 - Bagnolet, Durum 3 için deneySEL ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanının karşılaştırılması

4.4 Vaka Analizi 4

Houston

Reese&Welch (1975) çapı 0.762m ve gömülü boyu 12.8m olan bir çelik çekirdekli kazıkla deney yapmışlardır. 0.260m çap ve 6.35mm et kalınlığındaki aletsel olarak donatılmış bir çelik kazık deney kazığının çekirdeğini oluşturmaktadır. Donatı kafesi, 0.610m çapında olup 20 adet 44.5mm çaplı donatıdan oluşmaktadır. Çeliğin akma dayanımı 276MPa olup betonun basınç dayanımı 24.8MPa. Eğilme rijitliği $E_p I_p$ değeri $4.0 \times 10^5 \text{ kN-m}^2$ 'dir. Plastik mafsalın olduğu noktadaki eğilme momenti değeri 2030 kN-m olarak ölçülmüştür.

Zemin aşırı konsolide kil olup, bölgesel olarak Beaumont kili olarak tanımlanan yapıdadır. Arazi deneylerinden ölçülen yeraltı su düzeyi 5.5m'dir. Deney örnekleri; 100mm çaplı tüplerde alınmıştır. Drenajsız kayma dayanımının bulunduğu konsolidasyonsuz-drenajsız üç eksenli basınç deneylerinde hücre basıncı örtü basıncına eşit seviyede tutulmuştur. Çizelge 4.3 verilen ϵ_{50} değerleri laboratuvarında yeniden incelenmiştir. Bazı örnekler çevrimli yük etkisi altında incelenmiştir.

Çizelge 4.3 – Aşırı konsolide killeri için alınabilecek ϵ_{50} değerleri

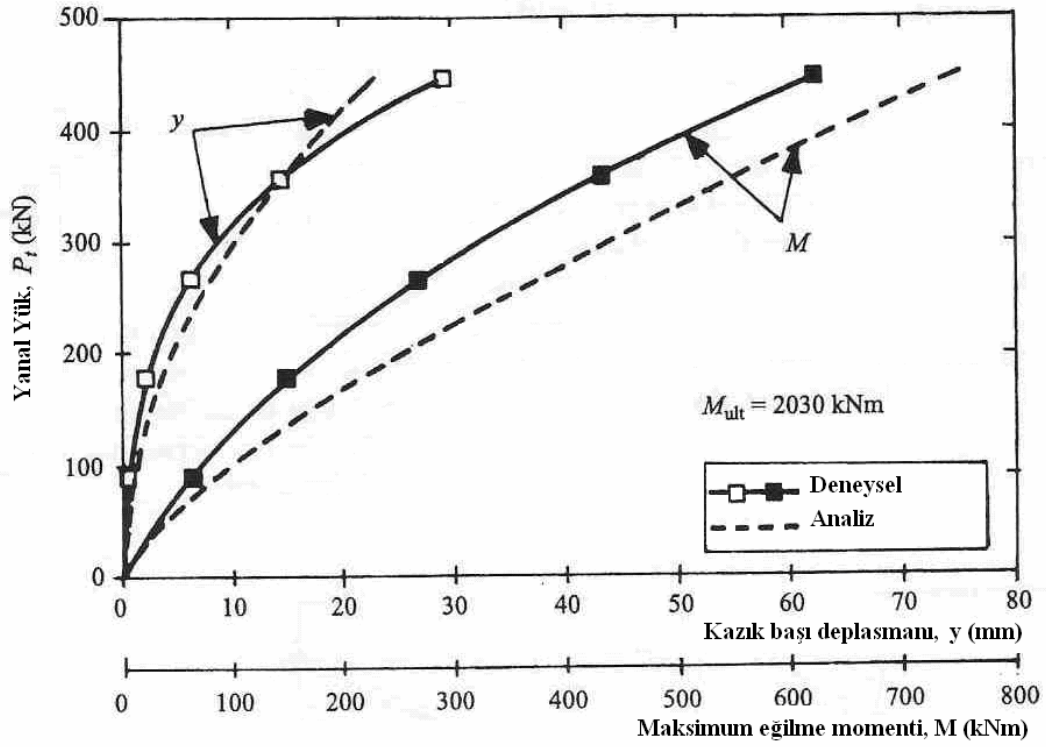
Ortalama Drenajsız Kayma Dayanımı Değerleri (kPa)			
	50 – 100	100 - 200	300 - 400
ϵ_{50}	0.007	0.005	0.004

Yanal yükler statik ve çevrimli olarak zemin yüzünden 0.076m yükseklikte uygulanmıştır. Aynı kazık farklı yükleme koşullarında yüklenmiştir. Herbir yanal yük artışında, okumalar büyük yüklerde 1, 5, 10 ve 20 çevrimde bir alınmıştır. Çevrimli yüklemelerin sonuçlarının analiz edilebilmesi için gerilme seviyesi ve çevrim sayısına dayanan bir tahmin yöntemi geliştirilmiştir.

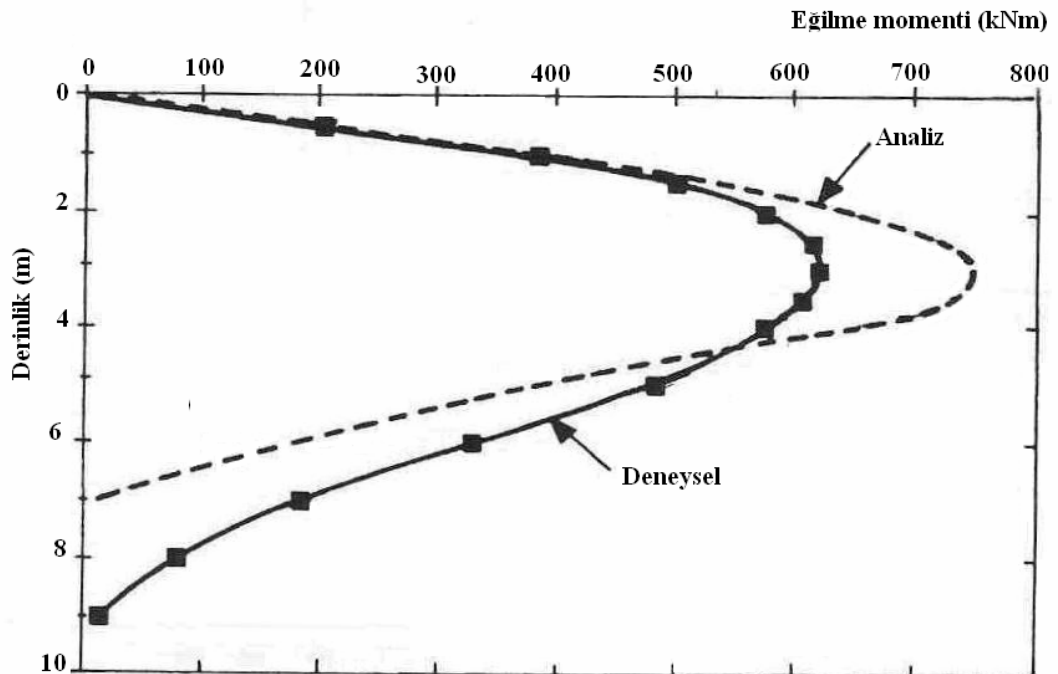
Statik yüklemeler altındaki kazığa ilişkin kazık başı deplasmanı ve maksimum eğilme momenti değerleri Şekil 4.19'da gösterilmiştir. Kazık başında okunan deplasmanın tahmin edilenlerle son derece uyumlu olduğu, eğilme momentinin ise tahmin edilenden küçük değerler verdiği görülmüştür. Maksimum eğilme momentinin olduğu derinlikteki ölçülen ve tahmini değerlerin uyum gösterdiği, bununla birlikte eğilme momentinin sıfır olduğu noktanın beklenenin 1-2 metre altında olduğu görülmüştür.

Kazık başı deplasmanının ve maksimum eğilme momentinin çevrimli yükler için

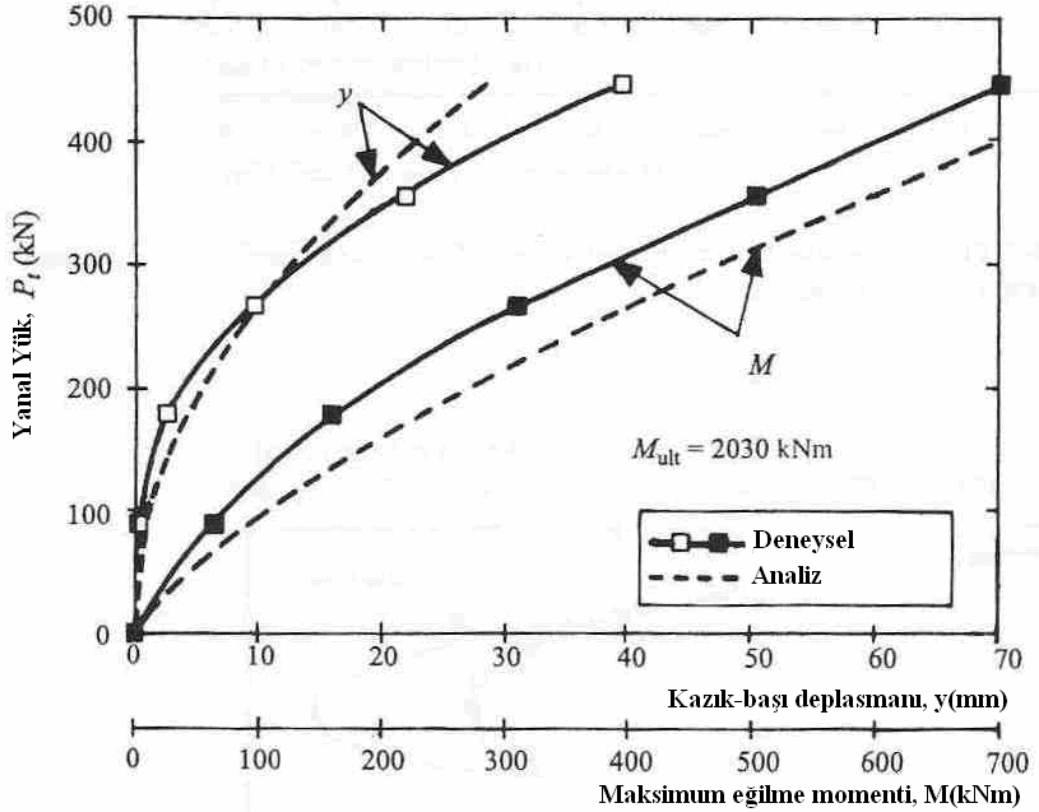
karşılaştırıldığı grafik Şekil 4.21’de görülmektedir. Sonuçlar 20 çevrim durumu için verilmiştir. Büyük yükler dışında yapılan deplasman tahminleri oldukça iyi sonuçlar vermiş ve analitik yöntemin eğilme momenti hesaplamalarında daha tutucu sonuçlar verdiği görülmüştür.



Şekil 4.19 – Houston, statik yükleme için deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanın karşılaştırılması



Şekil 4.20 – Houston, statik yükleme için P_t 'nin 445 kN değeri için eğilme momenti eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 4.21 - Houston, çevrimli yükleme için deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanın karşılaştırılması

4.5 Vaka Analizi 5

Brent Cross

Price&Wardle (1981) çelik bir kazıkta Londra Kil'i olarak tanımlanan zeminde bir araştırma yapmışlardır. Kazık çapı 0.406m olup 16.5m gömülü boydadır. Kazığın atalet momenti, I_p $2.448 \times 10^{-4} \text{ m}^4$ ve eğilme rijitliği $E_p I_p$ $5.14 \times 10^4 \text{ kN-m}^2$. Eğilme momentinin 301 kN-m olduğu noktada kazık liflerinden bazıları akmaya yaklaşmış ve plastik mafsall oluşmasına neden olan son eğilme momenti değerinin 392 kN-m olduğu görülmüştür.

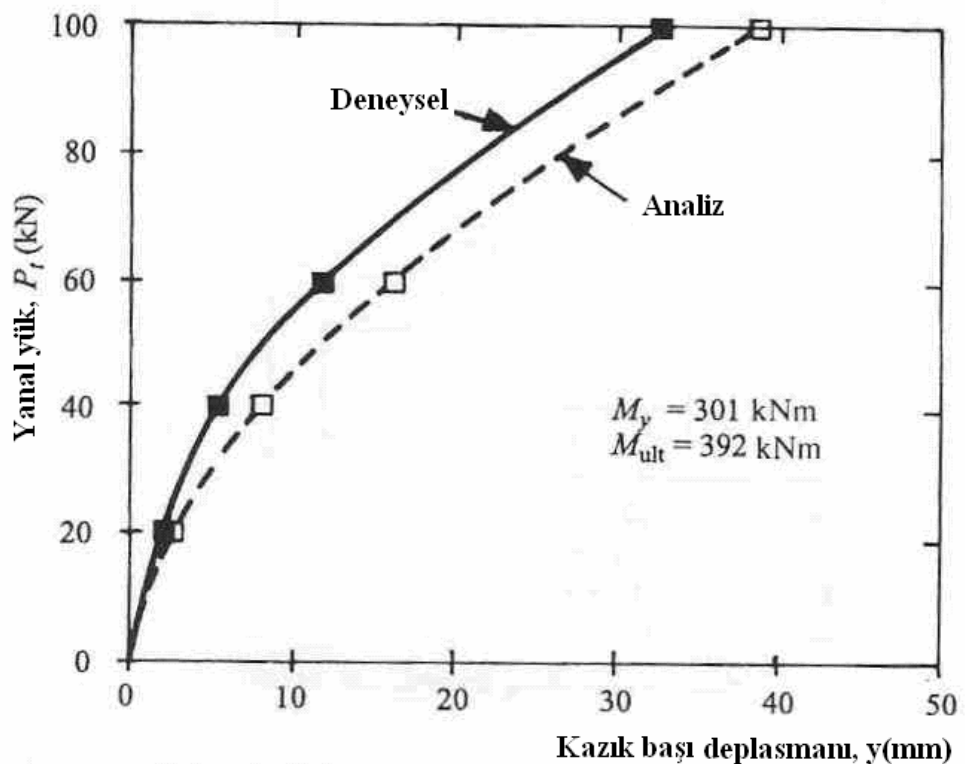
Londra Kiline ilişkin örnekler 98mm çaplı ince kenarlı tüplerle araziden alınarak incelenmiştir. Yeraltı su düzeyinin zemin yüzünden biraz aşağıdadır. Çizelge 4.4'te verilen araziye ait drenajsız kayma değerleri de görülmektedir. Kilin dayanımının yüzeye yakın bölgelerde aşırı konsolide killere göre düşük olduğu görülmüştür. Verilerde zeminin katılığı hakkında herhangi bir bilgi verilmemiş olması nedeniyle ϵ_{50} değerleri Çizelge 4.3'ten

alınarak hesaplamalarda kullanılmıştır. ε_{50} değeri için önerilen değerler düşük plastisiteli killer için yapılan deneylerden çıkan sonuçlara dayanarak Jardine vd.(1986) tarafından önerilmiştir. Analizlerde kullanılan p-y eğrilerinde susuz ortamdaki katı kil kriteri kullanılmıştır.

Çizelge 4.4 – Brent Cross araştırmasında kullanılan zemin özellikleri

Derinlik (m)	ε_{50}	Drenajsız kayma mukavemeti
0	0.007	44.1
4.6	0.007	85.2
6.2	0.007	80.6
19	0.005	133.3

Yanal yük zemin yüzeyinin 1.0m yukarısında statik ve çevrimsel olarak yüklenmiştir. Çevrimsel yüklerin statik yüklerden küçük olması sonucu sonraki statik yüklemelerin bundan etkilenmeyeceği varsayılmıştır. Aşağıda statik yükleme sonuçları Şekil 4.22’de verilmiştir. Deney sonuçları ve analiz sonuçlarının birbiriyle uyumlu ancak analitik yöntemle elde edilen sonuçların tutucu değerler olduğu görülmektedir.



Şekil 4.22 – Brent Cross, deneysel ve hesaplanan kazık başı deplasmanlarının karşılaştırılması

4.6 Vaka Analizi 6

Japonya

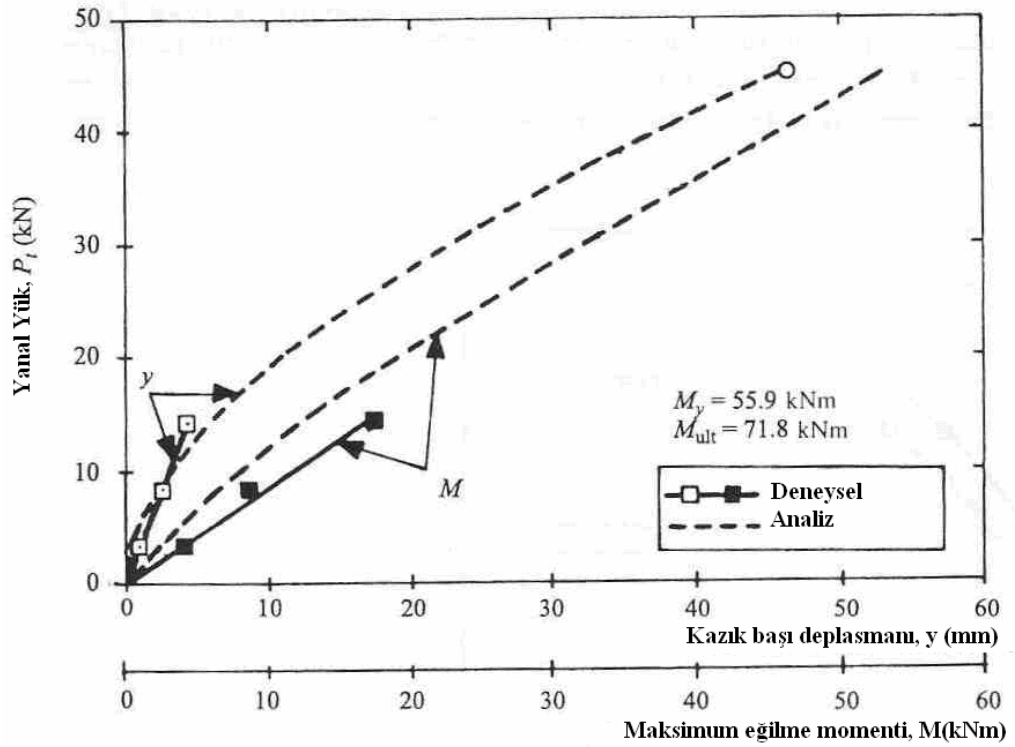
Deprem etkisindeki kazık davranışını inceleyen komite (1965) tarafından kapalı uçlu bir çelik kazık üzerinde deney yapılmıştır. Çelik kazığın dış çapı 305mm ve et kalınlığı 3.18mm olup gömülü boyu 5.18m'dir. Atalet momenti, I_p , $3.43 \times 10^{-5} \text{ m}^4$ ve eğilme rijitliği, $E_p I_p$ değeri 6868 kN-m²'dir. Çeliğin liflerinde akmayı başlatan eğilme momenti M_y değeri 55.9 kN-m olup, son eğilme momenti değeri M_{ult} ise 71.8 kN-m olarak ölçülmüştür.

Arazide bulunan zemin yumuşak, orta, yüksek plastisiteli siltli kil olup duyarlılığı yüksektir. Drenajsız kayma dayanımı ve zeminin katılığı üç eksenli kesme deneylerinden elde edilmiştir. Göçmenin olduğu noktadaki birim deformasyon değeri %5'in altında olup zemin gevrek bir şekilde kırılmıştır. Çizelge 4.5'de zemin özellikleri gösterilmiştir. Drenajsız kayma dayanımı değerleri normal konsolide killerdeki gibidir. Gerilme-birim deformasyon eğrilerinin bulunmaması nedeniyle Çizelge 4.3'te verilen ϵ_{50} değerleri kullanılmıştır. Statik yüklemdeki p-y eğrileri; serbest su içeren yumuşak kil kriterine göredir. Bununla birlikte, statik yüklemdeki p-y eğrilerinin serbest su içermeyen katı kil kriterine göre analiz edildiğinde hemen hemen benzer sonuçlar verdiği görülmüştür.

Yükleme zemin yüzeyinden 0.201m yükseklikte yapılmış olup, maksimum yanal yük değeri 14.24 kN, kazık başında 4.83mm deplasman oluşturmuş ve maksimum eğilme momenti değeri ise 17.34 kN-m'dir. Ölçülen ve hesaplanan statik yüklemeye ait deplasman değerleri Şekil 4.23'de gösterilmiştir. Uygulanan yüklerdeki ölçülen ve hesaplanan kazık başı deplasmanlarının birbiriyle oldukça uyum içinde olduğu görülmüştür.

Çizelge 4.5 – Japonya'daki araştırmada kullanılan zemin özellikleri

Derinlik (m)	Drenajsız kayma mukavemeti (kPa)	ϵ_{50}	Su altında birim hacim ağırlık (kN/m ³)
0	27.3	0.02	4.9
5.18	43.1	0.02	4.9



Şekil 4.23 – Maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması, Japonya

4.7 Vaka Analizi 7

Lake Austin

Matlock (1970) çapı 319mm, et kalınlığı 12.7mm ve uzunluğu 12.8m olan bir çelik boru kazıktaki yanal yükleme deneylerinin sonuçlarını incelemiştir. Kazığın eğilme rijitliği 31280 kN-m^2 'dir. Kazığın yerleştirildiği kil Lake Austin, Texas'ta bulunan, kuruma nedeniyle aşırı konsolide olup ,az fissürlü ve Birleştirilmiş Sınıflandırma'da CH grubuna girmektedir. Drenajsız kayma dayanımı değeri arazide kanatlı bir kesici ile ölçülmüş olup, derinlik hemen hemen değişmeyen bir değer göstermekte ve $(c_u)_{\text{vane}}$ değeri ortalama 38.3 kPa'dır.

Çizelge 4.6'da zemin özellikleri gösterilmiş ve yapılan hesaplamalar bu değerlere dayanmaktadır. Üç eksenli deney sonuçlarından elde edilen ϵ_{50} değerleri ortalama 0.012'dir. Su altındaki birim hacim ağırlık değeri, çamur yüzeyinin altındaki birkaç noktada belirlenmiş ve ortalama değeri 10.0 kN/m^3 'tür. Su seviyesi tüm deney sırasında zemin yüzeyinin üzerinde bulunmaktadır.

Çizelge 4.6 - Lake Austin zemini özellikleri

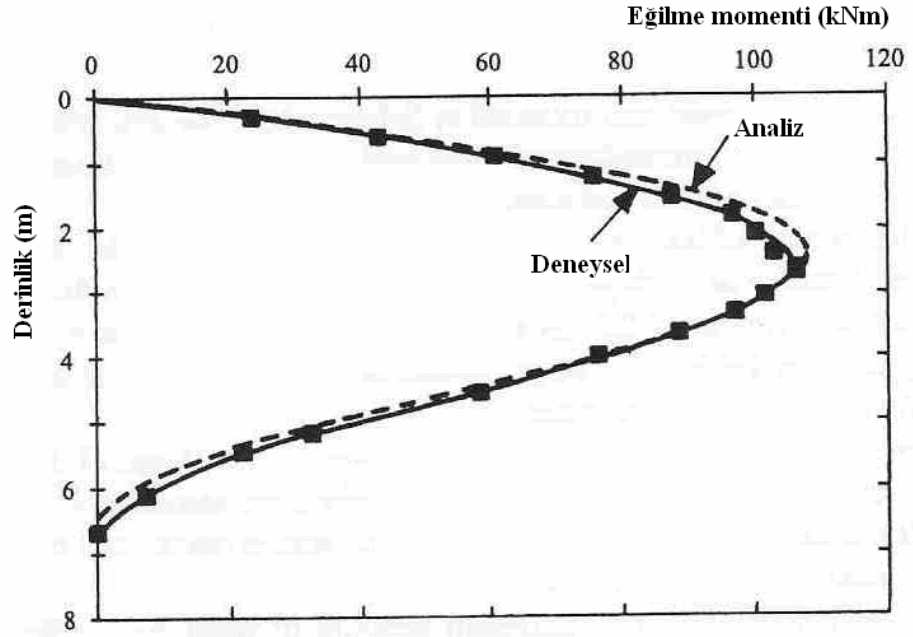
Derinlik (m)	Su muhtevası (%)	Drenajsız kayma dayanımı (kPa)
0	29.0	30.2
1.14	33.5	32.2
1.14	33.5	42.3
3.39	50.1	17.5
3.70	49.6	30.1
4.30	48.3	23.4
5.69	46.1	51.8
7.25	54.5	29.8
9.47	55.5	32.6
14	-	32.6

Deney kazığı ilk olarak statik yükleme altında yüklenmiş olup daha sonra kaldırılıp, geri yerleştirildikten sonra çevrimsel yükleme yapılmıştır. Yükleme zemin seviyesinin 0.0635m yukarısında gerçekleştirilmiştir.

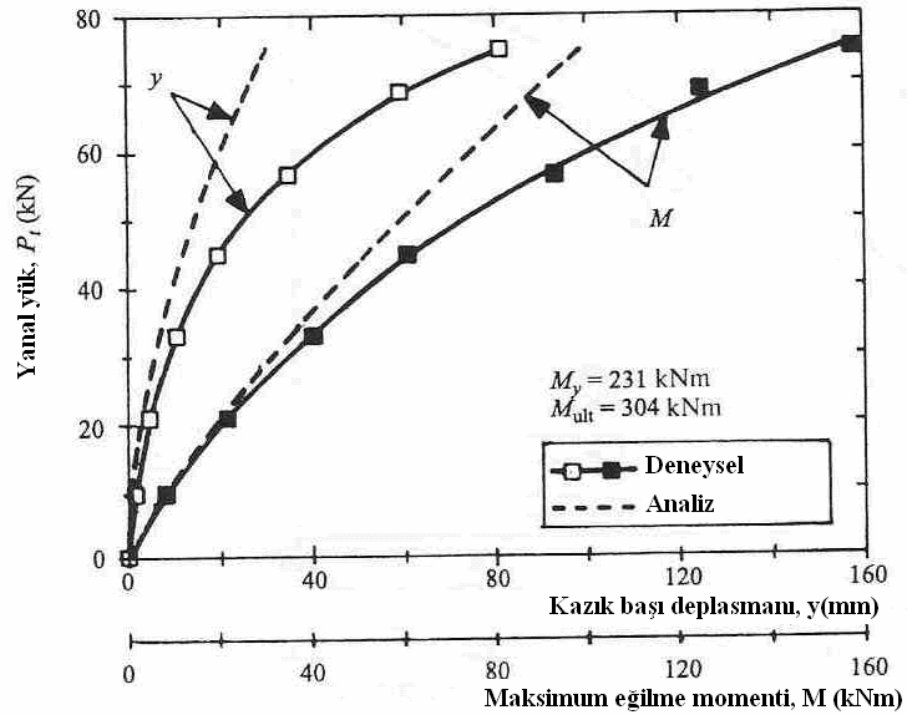
Kazık içine enstrümanlar yerleştirilmiş ve kapalı aralıklarda, eğilme momentinin ölçülmesi için elektrikli deformasyon ölçerler monte edilmiştir.

Çevrimsel yükleme sırasında, çeşitli şekillerde yapılan yüklemelerde birim deformasyon ölçerler ile okumalar alınmıştır. Yük kazığa iki yönde etkitilmiş, ileri yönde etkitilen yükten sonra ikiden fazla ve daha büyük şiddette geri yönde yükleme yapılmıştır. Yeterli sayıda yapılan çevrimlerden sonra, peşpeşe yapılan deplasman okumalarının birbirinin aynı olması ile bir denge durumu olduğu varsayılmıştır.

Analizlerde p-y eğrilerinin oluşturulması için serbest su yüzeyi olan yumuşak kil kriteri kullanılmıştır. Statik yüklemelerdeki kazık başı deplasmanları ve maksimum eğilme momenti değerlerinin karşılaştırılması Şekil 4.26'daki grafikte gösterilmiştir. Karşılaştırma sonuçlarının uyumlu olduğu görülmüştür.



Şekil 4.25 – Lake Austin, statik yükleme için P_t 'nin 80.9 kN değeri için eğilme momenti eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 4.26 - Maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması, Lake Austin

4.8 Vaka Analizi 8

Sabine

Lake Austin’de yapılan deneyde kullanılan kazık çıkarılarak Sabine’de yumuşak kil zeminde yeniden yüklenmiştir. Kazık daha önce olduğu gibi yine statik ve çevrimli yük etkisinde yüklenmiştir. Kazık başının davranışı dönmeye karşı serbest ve tutulu olarak incelenmiştir.

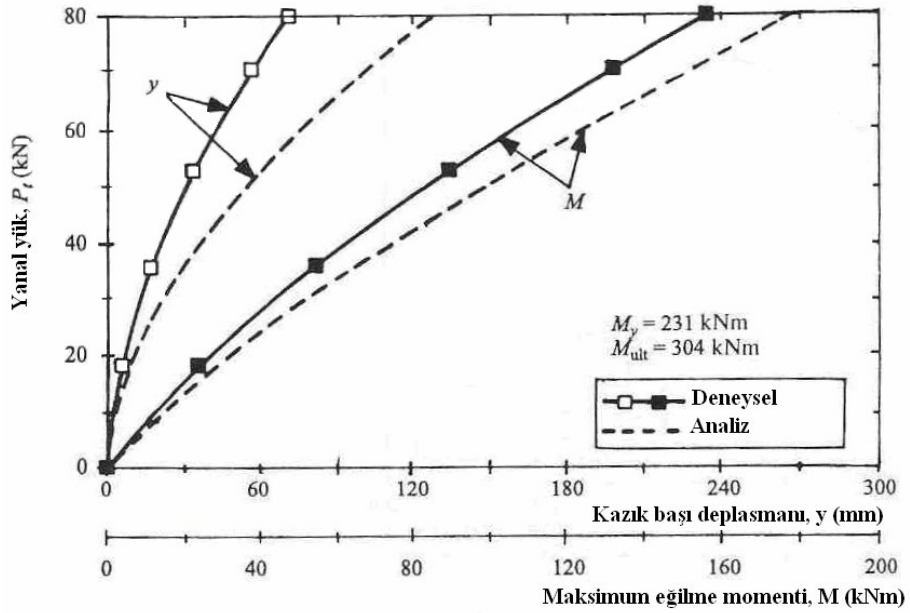
Meyer (1979) Sabine’de yapılan deney sonuçlarını analiz etmiş ve hafif aşırı konsolide denizel depozitli kil zeminde yaptığı araştırma sonucunda drenajsız kayma dayanımı değerinin 144 kN/m^2 , ve su altındaki birim hacim ağırlığı 5.5 kN/m^3 olduğu görülmüştür. Yapılan ölçümlerdeki ϵ_{50} değerinin 0.02 olduğu Çizelge 4.7’de belirlenmiştir. P-y eğrilerinin analizinde serbest su yüzeyine sahip yumuşak kil kriteri kullanılmıştır.

Çizelge 4.7 – Normal konsolide killeri için tipik ϵ_{50} değerleri

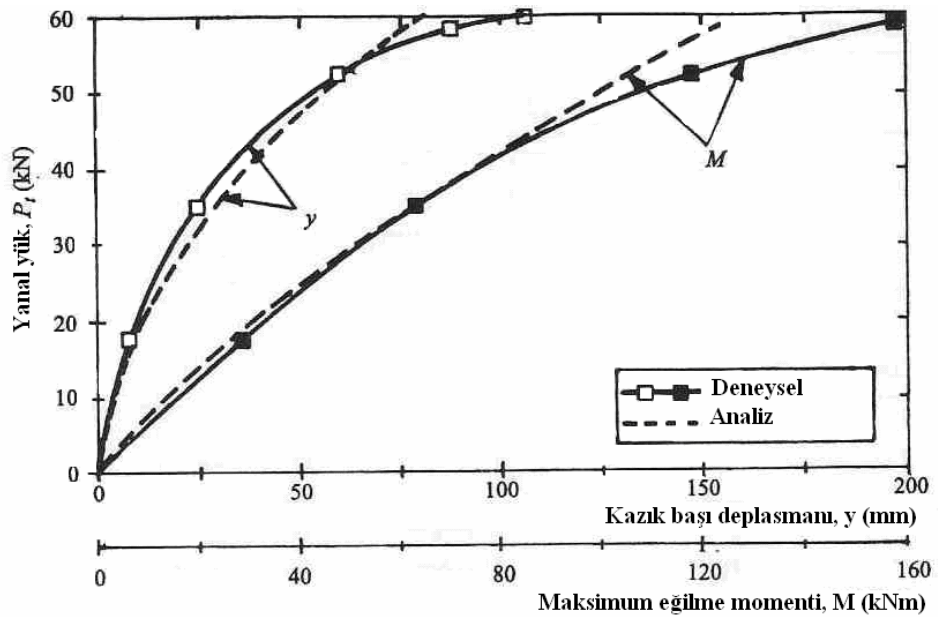
Kilin kıvamı	Peck vd. (1974) önerilen kPa	ϵ_{50}
Yumuşak	<48	0.020
Orta	48 -96	0.010
Katı	96 - 192	0.005

Yanal yükleme zemin yüzeyinden 0.305m yukarıda yapılmıştır. Kazık başı deplasmanı ve maksimum eğilme momentinin statik yükleme altındaki karşılaştırmalı eğrileri Şekil 4.27’de gösterilmiştir. Analitik yöntemle elde edilen deplasmanların tutucu değerler verdiği, buna karşın maksimum eğilme momenti değerlerinin daha uyumlu değerler verdiği görülmüştür.

Çevrimli yüklemelerdeki kazık başı deplasmanı ve maksimum eğilme momenti değerleri Şekil 4.28’de gösterilmiştir. Karşılaştırılan deplasman ve eğilme momenti değerlerinin son derece uyumlu olduğu görülmektedir.



Şekil 4.27 – Sabine’de statik yükleme altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması



Şekil 4.28– Sabine’de çevrimsel yükleme altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması

4.9 Vaka Analizi 9

Manor

Reese vd. (1975) uzunluğu 15.2m, üst kısımda çapı 0.641m olan, alt kısımdaki çapı 0.610m olan iki çelik kazıkta yanal yükleme deneyleri yapmışlardır. Kazıklar Manor, Texas’taki katı kil zeminde yüklenmişlerdir. Çizelge 4.8’de her bir kazığa ait yükleme özellikleri ve mekanik özellikleri verilmiştir.

Arazideki kil zemin katı aşırı konsolide bir zemin özelliği göstermektedir. Kilin drenajsız

kayma dayanımı konsolidasyonsuz-drenajsız üç eksenli deneylerde örtü basıncına eşit halde tutularak ölçülmüştür. Kile ait özellikler Çizelge 4.9’da gösterilmiştir. ϵ_{50} değerleri deneysel olarak bulunmuş olmasına karşın dağılımının oldukça iyi olduğu görülmüş bunun nedeninin ise ikincil tabakalı kil zeminden kaynaklandığı düşünülmüştür. ϵ_{50} değerleri Çizelge 4.3’ten alınmış, ve deneysel sonuçların Çizelge 4.9’dakilerle uyumlu olduğu görülmüştür.

Yükün kazığa uygulanma noktası zemin yüzeyinden 0.305m yukarıdadır. Kazık 1; statik yükleme altında yüklemiş olup, eğilme momentinin akma momentine yaklaştığı noktada yükleme bitirilmiştir.

Kazık 2; çevrimli yükleme altında yüklenmiş ve çevrimler herbir artışta deplasmanların dengeye ulaştığı ana kadar devam etmiştir. Yüklemede 100 çevrim yapılmış ve bir dakikada iki çevrim sayısına ulaşılmıştır. Düşük şiddetteki yüklemeler dışında; kazıktaki yükün kaldırılması sırasında kazık önünde bir aralık belirlenmiş, bu aralığa suyun dolması sonrasında su dışarı çıkmış, su danelerin taşınmasına neden olmuştur. Deney sırasında, kazık önündeki yüzeyde çizgisel çatlaklar gelişmiş ve sonraki incelemede aşınmanın kazık önünden dışarı doğru geliştiği görülmüştür.

Çizelge 4.8 – Manor’da yapılan deney kazığının mekanik özellikleri

Kazık No	Bölüm (m)	I (m ⁴)	EI (kN-m ²)	M _y (kN-m)	M _u (kN-m)
1	Üst 7.01	0.002335	493.700	1757	2322
	Alt 8.23	-	168.400	-	-
2	Üst 7.01	0.002335	480.400	1757	2322
	Alt 8.23	-	174.600	-	-

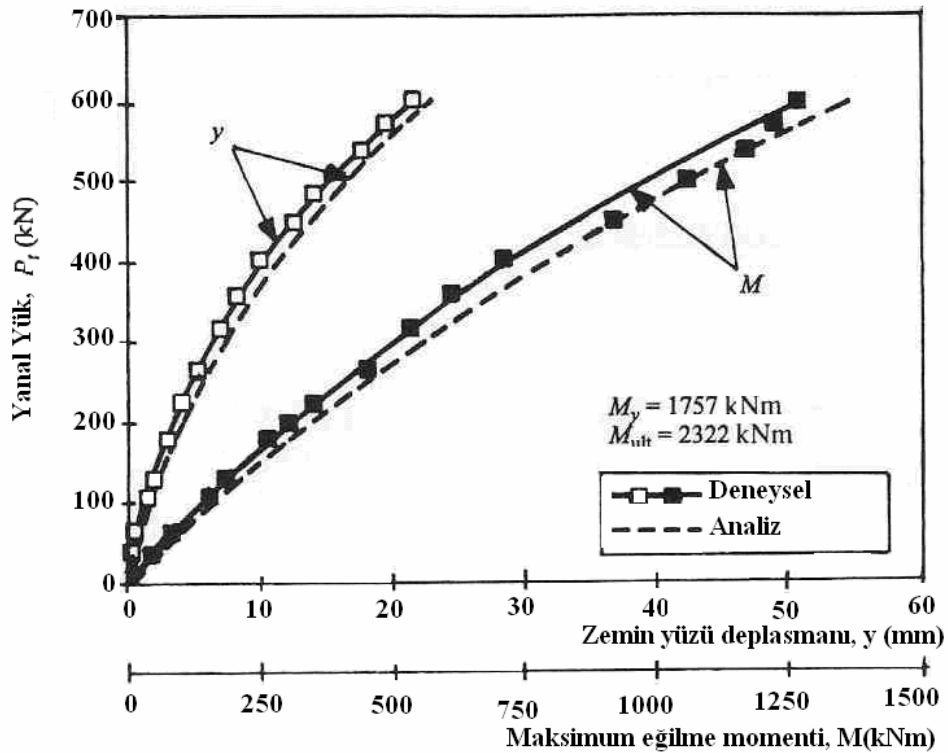
Çizelge 4.9 – Manor’da yapılan deneydeki zemin özellikleri

Derinlik (m)	Su muhtevası (%)	Drenajsız kayma dayanımı (kPa)	ϵ_{50}	Toplam birim hacim ağırlık (kN/m ³)
0	-	25	0.007	-
0.9	37	70	0.007	18.1
1.52	27	163	0.005	19.4
4.11	22	333	0.004	20.3
6.55	22	333	0.004	20.3
9.14	19	1100	0.004	20.8
20.00	-	1100	0.004	-

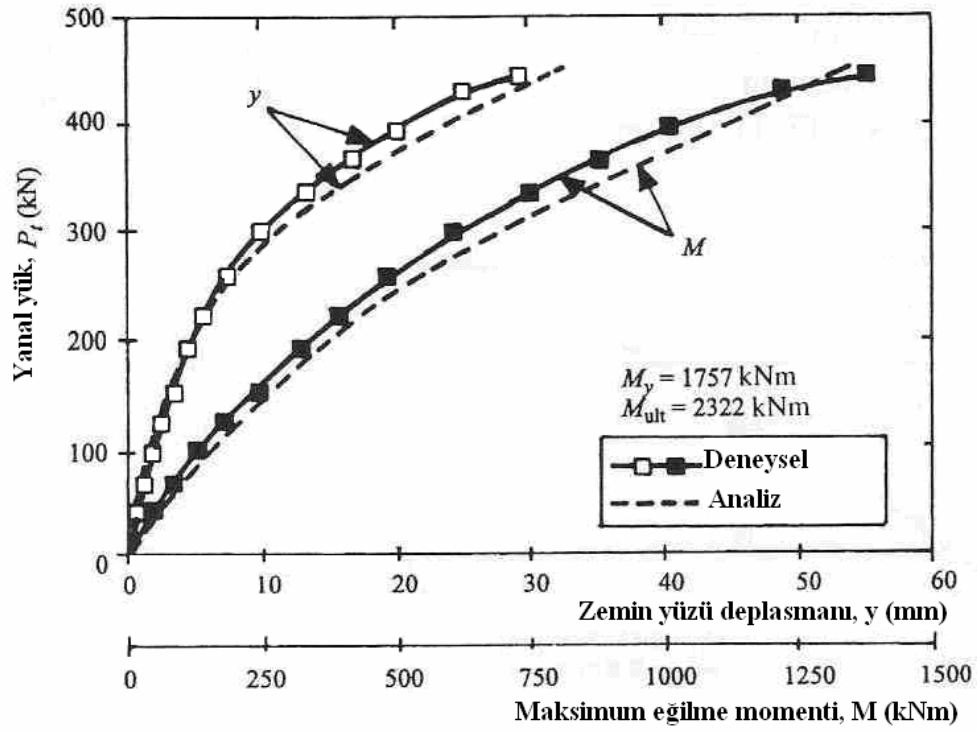
Analizler; altında serbest su bulunduran katı kil kriteri ile yapılmıştır. Kazık 1 için kazık başı deplasmanı ve maksimum eğilme momenti değerlerinin karşılaştırılması statik yükleme halinde Şekil 4.29'daki grafikte görülmektedir. Örneklerdeki uyumun son derece iyi olduğu görülmüştür.

Kazık 2 için, zemin yüzeyindeki deplasman ve maksimum eğilme momenti değerleri çevrimli yükleme durumu için Şekil 4.30'da verilmiştir. Deneysel ve ölçülen sonuçlar arasında mükemmel bir uyum olduğu ve ölçümlerde maksimum eğilme momenti ve zemin yüzü deplasmanının az tutucu değerler verdiği görülmüştür. Maksimum eğilme momenti değeri 1385 kN-m olarak ölçülüp akma momenti ve son eğilme momentinden daha düşüktür.

Sonuç olarak, Manor'da yapılan bir seri deneye ait deneysel ve hesaplanan değerlerin uyumunun oldukça iyi olduğu görülmüştür.



Şekil 4.29 - Sabine'de statik yükleme altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması



Şekil 4.30 - Sabine’de çevrimsel yükleme altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması

Çevrimli yüklemede aşınma önemli bir konu olup diğer verilere de gerek duyulmaktadır çünkü Manor’daki zemine ait bazı özellikler aşırı konsolide killerden daha fazla aşınmaya neden olabilir.

4.10 Vaka Analizi 10

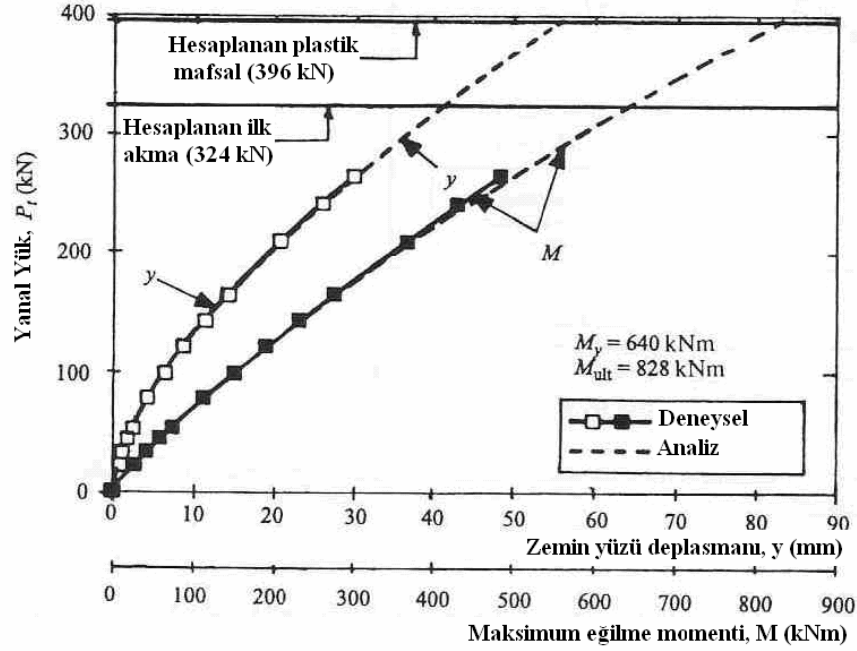
Mustang Adası

Cox vd. (1974) 21m. uzunluğundaki iki çelik boru kazıkta yanal yüklü deneyler yapmışlardır. Kazıklar kumlu zeminde yüklenmişlerdir. $I_p=8.0845 \times 10^{-4} \text{ m}^4$; $E_p I_p = 163.000 \text{ kN-m}^2$; $M_y=640 \text{ kN-m}$; $M_{ult}=828 \text{ kN-m}$ ’dir. Bazı kazıklara eğilme momentinin hesaplanabilmesi için iç kısma yerleştirilen elektriksel dirençli birim deformasyon ölçerler yerleştirilmiştir. Kazıklar ayrı ayrı yüklenmiş; Kazık 1’de statik yükleme ve Kazık 2’de çevrimli yükleme yapılmıştır. Yük kazıklara zemin yüzeyinin 0.305m yukarisından uygulanmıştır.

Arazideki zemin üniform daneli temiz kum olup; içsel sürtünme açısı 39° ’dir. Su altındaki birim hacim ağırlığı 10.4 kN/m^3 , ve göreceli sıkılığı ortalama %90’dır. Su seviyesi deney süresince zemin yüzeyinin yaklaşık 150mm üzerindedir. Kazıklar açık uçlu olarak zemine yerleştirilmiştir.

Veriler kohezyonsuz zemin kriterlerine göre analiz edilmiştir (Reese vd. 1974) Kazık 1 için zemin yüzü deplasmanı ve maksimum eğilme momenti değerlerinin karşılaştırılması statik

yüklemeye halinde Şekil 4.31’de görülmektedir. Grafikte yapılan karşılaştırmanın uyumlu olduğu görülmektedir.

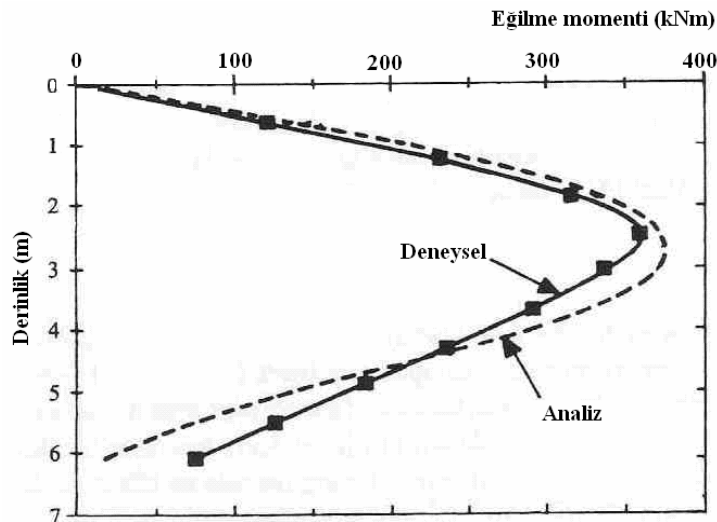


Şekil 4.31 – Mustang Island’de statik yüklemeye altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması

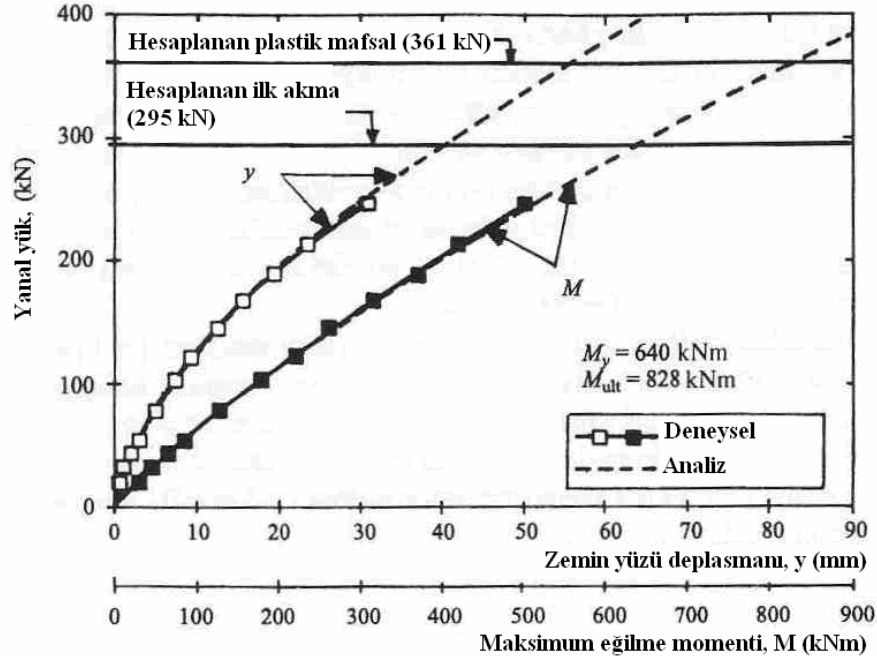
Mustang Adası’nda yapılan deneyde, Şekil 4.32’de gösterilen karşılaştırmada 210 kN’luk statik yanal yük için ilk akmaya ulaşılırken güvenlik sayısı değeri 1.5’tur.

Zemin yüzü deplasmanı ve maksimum eğilme momentinin Kazık 2 için karşılaştırılması çevrimli yüklemeye durumu için Şekil 4.33’de gösterilmiştir. Belirli derinlikteki uyumun son derece iyi olduğu görülmektedir.

Sonuç olarak, Mustang Adası’nda yapılan bir seri deneye ait deneysel veriler ve hesaplanan değerlerin uyumunun oldukça iyi olduğu görülmektedir.



Şekil 4.32 - Mustang Island, statik yükleme için P_t 'nin 210 kN değeri için eğilme momenti eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 4.33 - Mustang Island'de çevrimsel yükleme altında maksimum eğilme momenti ve kazık başı deplasmanlarında ölçülen ve hesaplanan değerlerin karşılaştırılması

4.11 Vaka Analizlerinin Karşılaştırılması

Burada yanal yük altındaki kazıklarda yapılan çalışmalarda analizlerin toplu bir değerlendirilmesi verilmektedir. Çalışmalarda izlenen yol aşağıda verilmektedir.

1. Eğilme momenti M_y boyunca çelik liflerde akmaya neden olan değer, son eğilme momenti olan M_{ult} değeri olarak hesaplamalar sırasında bulunur (1).
2. Zemin özellikleri değerlendirilip, uygulanan yükün çeşidine göre p-y eğrileri oluşturulur, yükün uygulama noktası belirlenir ve servis yükleri için sınır durumlar belirlenir.
3. Yükler adım adım artar ve bilgisayar çözümleri göçmeye neden olan eğilme momenti (M_y veya M_{ult}) için yükler bulunur, veya nadir olarak yükler bulunarak fazla deplasmana sebep olan durum bulunur.

Yukarıda sözü geçen adımlarla yapılan çalışmalar değerlendirildiğinde son eğilme momenti değerinin kontrol edildiği ve tasarım sırasında meydana gelen deplasmanın kontrol edilmediği varsayılır. Bu bölümde yapılan çalışmalarda durumlar bir bütün olarak incelendiğinde, kazığın düz bir şekilde ötelenme yaptığı Bagnolet ve belki de Lake Austin'deki çevrimli yükleme durumu dışında, yapılan varsayımın geçerli olduğu görülmektedir.

Bir çelik kazıkla deney yapılması durumunda M_y 'ye neden olan yanal yük değeri hesaplanıp, P_t olarak tanımlanır. Yük faktörü 1.8 varsayılmıştır. Servis yükü altındaki P_t değeri P_t 'nin yük

faktörüne bölünmesi ile elde edilmektedir. Servis yükündeki bilgisayarda hesaplanan ve deneylerde ölçülen ötelenme değerleri ile eğilme momenti değerleri tablolaştırılıp; genel güvenlik sayısı deneysel eğilme momentinin hesaplanan eğilme momenti M_y 'ye bölünmesi ile elde edilmiştir.

Aynı yöntem fore kazıklar için izlenirse göçme sırasındaki P_t 'nin değeri M_{ult} değerinin akmaya karşılık gelen yanal yük değeri olduğu bulunur. Farklı servis yüklerindeki P_t değeri; göçme sırasındaki P_t değerinin güvenlik faktörü 2.2'ye bölünmesi ile hesaplanmıştır.

Çizelge 4.10'da yapılan çalışmalara ilişkin sonuçlar birlikte değerlendirilmiştir. Çizelge 4.11'de ise analiz sonuçları verilmiştir. Japonya'da yapılan çalışmanın dışındaki tüm durumlarda maksimum eğilme momentinin deneysel değerleri yük faktörüne karşılık gelen moment değeri kadar büyük olduğu görülmüştür. Hesaplanan güvenlik sayıları, 1.82 ile 3.38 arasında olup, ortalama 2.48 değerindedir. Momentin yük ile artışının nonlineer olması nedeniyle ortalama güvenlik sayısı değerleri yük faktörü değerlerinden büyüktür.

Çizelge 4.10 – Farklı durumlar için yüklenen kazıklarda yanal yükleme analizi

Durum	Çap m	Zemin Türü	Kazık malzemesi	Yükleme türü	Nihai moment, Kn-m
Bagnolet					
Durum 1	0,43	Yumuşak kil	Çelik	Statik	204
Durum 2					
Durum 3					
Houston	0,762	Katı kil w/o	Betonarme donatılı	Statik Çevrimli	2030 2030
Japonya	0,305	Yumuşak kil	Çelik	Statik	55,9
Lake Austin	0,319	Yumuşak kil	Çelik	Statik Çevrimli	231 231
Sabine	0,319	Yumuşak kil	Çelik	Statik Çevrimli	231 231
Manor	0,641 0,61	Katı kil h ₂ O	Çelik	Statik Çevrimli	1757 1757
Mustang Island	0,61	Kum	Çelik	Statik Çevrimli	640 640

4.12 Yapılan Çalışmalara İlişkin Yorumlar

Eğilme momenti değeri incelenirse, herbir çalışmaya ilişkin deney sonuçlarında yeterli bir güvenlik sayısı bulunmuştur. Dört tanesi çevrimli yüklemeye oluşan deneylerde hesaplanan

güvenlik faktörü değerinin ortalamasının 2.76 olduğu görülmüştür. Deneylerden dört tanesi fore kazıkla yapılmış ve ortalama güvenlik sayısı değeri ortalama 2.81'dir. Geriye kalan deneyler çelik kazıklarla yapılmış olup hesaplanan ortalama güvenlik sayısı değeri 2.28'dir. Zemin türleri yumuşak kil ile yumuşak kaya gibi farklı özelliklerdedir, Bagnolet'te yapılan deneyde ise 2'den küçük bir değer hesaplanmıştır.

Şekil 4.34'de servis yükleri altındaki deneysel ve hesaplanan maksimum momentler gösterilmiştir. Eğrilerdeki uyumun mükemmel olduğu görülmektedir.

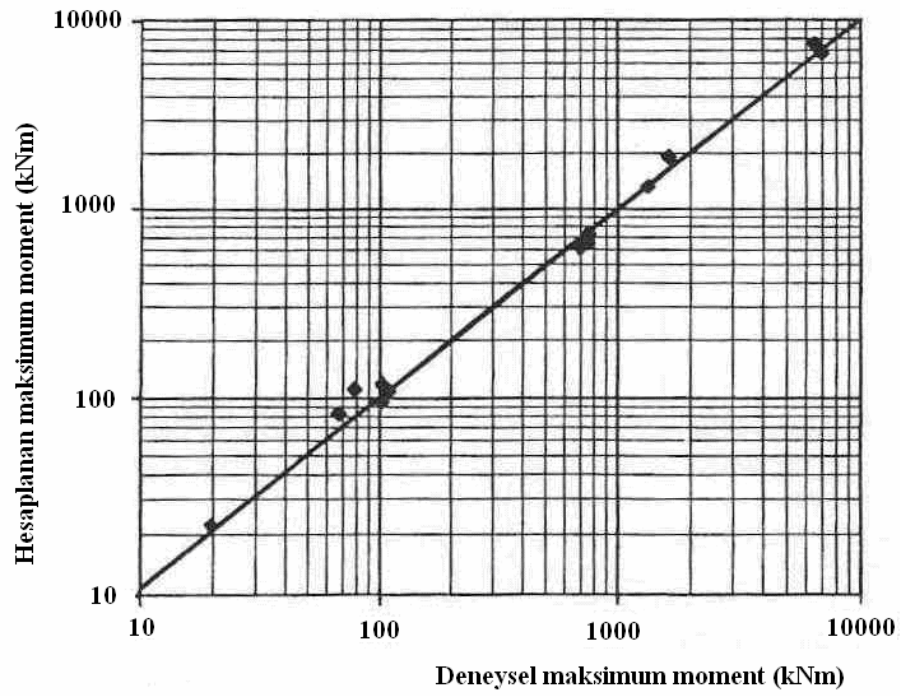
Deplasmanlar incelenmek istendiğinde ise; Lake Austin'de çevrimli yüklemeler altında yapılan deney dışındaki çalışmalarda, karşılaştırılan değerler içerisinde önemsenmeyecek kadar küçük farklılıklar görülmüştür. Pratik bir bakış açısıyla, deneysel değer hesaplanan değerden yaklaşık iki kat daha büyük olduğu görülmektedir. Benzer bir sonuç, Sabine'de çevrimli yükleme altında yapılan deneyde, deneysel değer hesaplanan değerden 1.52 kat daha büyük olduğunu göstermektedir. Lake Austin ve Sabine'de yapılan deney sonuçlarının temelinde, yumuşak kilde çevrimli yükleme için deplasmanın kritik bir değerde olduğu görülmektedir. Tüm deneysel ve hesaplama eğrilerinin yeniden gözden geçirilmesi sonucu bilgisayar hesaplamalarının oldukça uyumlu sonuçlar verdiği görülmektedir.

Analizi yapılan deney sonuçları gözden geçirildiğinde yanal yük altındaki kazık davranışındaki birkaç parametrenin kritik olduğu görülmektedir. Arzu edilen kalitede zemin verisinin sağlanmasına bağlı olarak, özellikle eğilme momentinin ölçülmesi ve yüklemenin çevrimli yapıldığı durumlarda zorluklarla karşı karşıya gelindiği açıktır.

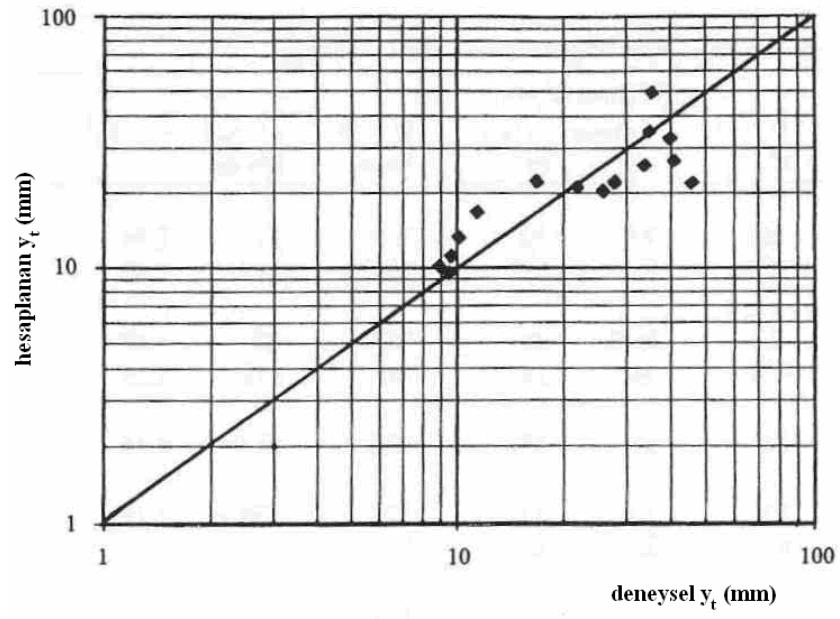
Çizelge 4.11 – Yanal yükleme altındaki kazıklara ait analiz sonuçları

				Servis yükü değerleri				
Durum	M_{ult} (kN-m)	P_t göçme (kN)	P_t servis. (kN)	y_t comp (mm)	y_t deney. (mm)	M com kN-m	M deney. kN-m	Güv. Faktörü
Bagnolet								
Durum2	204	138	76,7	9,6	9,6	104	95	2,34
Durum 3	204	130	72,2	9,4	9,5	105	112	1,82
Houston								
Statik	2030	950	432	20,2	26	702	600	3,38
Çevrimli	2030	900	409	20,6	34	742	642	3,16
Japonya								
Statik	55,9	50	28	22	28**	19,6	21,9**	2,55
Lake								
Austin								
Statik	231	145	81	35	35	110	106	2,18
Çevrimli	231	113	63	22	46	79	110	2,18

Sabine								
Statik	231	99	55	49	36	103	96	2,4
Çevrimli	231	72	40	27	41	68	82	2,82
Manor								
Statik	1757	693	385	11	9,7	760	715	2,46
Çevrimli	1757	543	302	13,1	10,2	710	610	2,88
Mustang								
Is.	640	324	180	16	16	305	305	2,1
Statik	640	295	164	15	15	320	320	2
Çevrimli								



Şekil 4.34 – Servis yükündeki deneysel ve hesaplanan maksimum eğilme momentlerinin karşılaştırılması



Şekil 4.35 - Servis yükündeki deneysel ve hesaplanan kazık başı deplasmanlarının karşılaştırılması

5. ARAZİDE YAPILAN YANAL YÜKLÜ KAZIK DENEYİ

5.1 Giriş

Bu çalışmada, yatay yüklü kazıkların arazi koşullarında modellenmesi amaçlanmıştır. Bu nedenle arazide kazıkların yatay yüklenmesi için bir düzenek tasarlanmış ve bu arazi deney düzeneğinde deneyler yapılmıştır. Bu bölümde araziye ilişkin zemin özellikleri, arazide hazırlanan kazık özellikleri, yükleme düzeneği, arazideki kazıklar üzerinde yatay yüklemenin yapılışı, yatay yükleme sonucunda elde edilen deney sonuçları anlatılmıştır.

5.2 Araziye İlişkin Zemin Özellikleri

Bu arazi çalışması, Temeltaş İnş. San. Ve Tic. A.Ş.'nin katkılarıyla Kemerburgaz malzeme depolama alanında yapılmıştır. Arazide SK-1 ve SK-2 olmak üzere 12m derinlikte iki adet sondaj çalışması yapılmış olup bu sondajlara ilişkin örnekler Şekil 5.1'deki resimde gösterilmiştir.



Şekil 5.1 – Kemerburgaz arazisine ilişkin örnek sandığı

5.2.1 Zemin Litolojisi

Gürpınar (Danişmen) Formasyonu

Trakya havzasında ekonomik kömür seviyeleri içeren, kıltaşı, miltaşı, kumtaşı ardalanması Danişmen formasyonu olarak adlandırılmaktadır. Birim, adını Keşan' ın Danişmen köyünden alır. Danişmen formasyonu adı, ilk kez De/Boyer (1954) tarafından verilmiştir. Keskin(1974) söz konusu yerin birimin tüm özelliklerini yansıtmadığını, formasyonun tam karşılığı olan tipik yüzeylemelerin Pınarhisar güneyinde bulunduğunu ileri sürmüştür.

Ekonomik değer taşıdığından, Trakya' nın en iyi incelenen birimidir. Danişment formasyonu, Trakya havzasında geniş bir alana yayılmaktadır. Tekirdağ, Silivri, Çorlu, Marmara denizi kıyılarında, Uzunköprü, Meriç nehri yöresinde; çalışma alanı güney kesimlerinde ise Silivri, Selimpaşa, Celaliye, Kamiloba, Ovayenice, Gazitepeköy, Akören köyleri dolaylarında yüzeilenmektedir.

Danişmen formasyonu, inceleme alanında Kurfallı-Akören köyleri ve Kadıköy kuzeyinde Süloğlu formasyonu üzerine uyumlu olarak oturur. Vize yöresindeki kömür sondajlarında Danişmen formasyonu, kömürlü seviyelerinin balıklı serinin (Süloğlu formasyonu) üzerinde yer aldığı saptanmıştır. Danişmen formasyonu ile Süloğlu formasyonunun laminealı şeyllerinin ayrılamadığı alanlarda iki birim ayırtlanmadan bırakılmış veya tek birim olarak haritalanmıştır. Danişmen formasyonu üzerine, Kamiloba kuzeyi, Akören güneyinde, çakıl formasyonu, uyumlu olarak ; Celaliye kuzeyinde ve Kurfallı köyü civarında, antaköy formasyonu; Kurfallı kuzeyinde Ergene formasyonu; Kadıköy dolayında Trakya formasyonu uyumsuz olarak oturmaktadır.

Danişmen formasyonu çalışma sahasında sarımsı gri, gri, kahvems gri renkli, mikalı kumtaşı ve onlarla ardalanmalı gri renkli marn, kiltarı, ender çakıltaşı ve linyit damarlarından oluşur. akıltaşı düzeylerinin çoğu, kanal dolgusudur. Mercek şeklindeki, çakıltaşı ve kumtaşı düzeyleri yanal yönde incelererek, miltaşı ve kiltarı içinde kamalanmaktadır. Kumtaşları belirgin, orta tabakalı kaba kum boyutunda olup, bitki yaprak izlidir. Kiltarıları ise laminealıdır. Danişmen formasyonu, yanal ve düşey yönde farklılıklar gösterir. Kıyı kentte ve Güzelce sahilindeki şevlerde ince taneli kumtaşlarında asimetrik dalęalı, ince taneli kumtaşı-miltaşı ardalanmaları ve miltaşı üzerinde tane boyu büyümesi ile gelişen kumtaşları gözlenir. Bear ve Wright (1960) birimin kalınlığının havzanın batısında 670 m. kadar olduğunu belirtmiştir. Havzanın doğusunda, Sinekli yöresinde yapılan kömür sondajında 430 m. ; Vize dolaylarında sondajlarda ise 300 m. kalınlık kesilmiştir. Uzunköprü-öpköy dolayındaki sondaj çalışmalarında 460 m. geçildiği halde birimin tabanına ulaşılamamış olması, birimin havza ortasında çok kalın olduğunu göstermektedir. Havza kenarına doğru, kalınlık giderek azalmaktadır. Danişmen formasyonu, ender olarak gastropod, balık ve bitki fosili içerir. Kömür ocaklarında ise omurgalı fosiller olağandır. Danişmen formasyonunda, lamelli brans ve gastropotlar iyi korunmuş olmasına rağmen, kumlu seviyelerdeki fosiller, oldukça kötü korunmuş olup yaş belirlenmesine olanak vermemektedir.

Danişmen formasyonu, yukarı doğru tane büyümesi gösteren bir istifdir. Bu istifler, deltaların denize, veya göle doğru ilerlemelerinden oluşmaktadır. Formasyonun tabanında görünen mavimsi yeşil renkli kiltarı ve çamur taşlarının delta önü veya kıyı ötesinde çökeldiği

düşünülebilir. Genel olarak yatay katmanlı kumtaşı ve kilitaşı-militaşı, ardalanması olarak görülen bu formasyonun akıntıların yer yer görülebildiği durgun su koşullarında çökelmiş oldukları düşünülebilir.

Alüvyon:

İstanbul Yarımadası'nda geniş alüvyonlar Büyükçekmece Gölü ile Küçükçekmece Gölü kuzeyinde vadilerde gelişmiştir. Ayrıca Ayamama Deresi ile Çavuşbaşı Dere'nin mansap kısmı ve Çırpıcı Çayırı geniş alüvyon düzlükleridir. Bunların dışında Alibey Deresi, Kağıthane Deresi, Kemerburgaz vadisi ve Boğluca vadisinde alüvyonlar gelişmiştir.

Baltalimanı'nda MTA sondajlarında 6 ve 11,50 m alüvyon kesilmiştir. Yer yer ise 5, 8, 6.60 m kolüvyal (örtü toprağı) nitelikli toprak örtü kesilmiştir.

Genelde tutturulmamış kil-silt-kum ve ufak çakıllı seviyelerin birbirleriyle geçişli ve ardalanımından oluşan alüvyon; Kanbalta (1987), Kızılırmak (1985), Özkan (1987), Özen (1987), Kartal (1988), Uğurlu (1988), Ünsal (1987) tarafından 0-15m kalınlıklarda verilmiştir. Pehlivan (1990), Salamcı (1992), Temiz (1990), Çapkın (1992), Aslantaş (1989), Davran (1992), Tozak (1982) yaptıkları çalışmalarda alüvyonun 10-20 m arasında, Yılmaz (1988) ve Farhudi (1987) 25m'ye ulaştığını bildirmişlerdir.

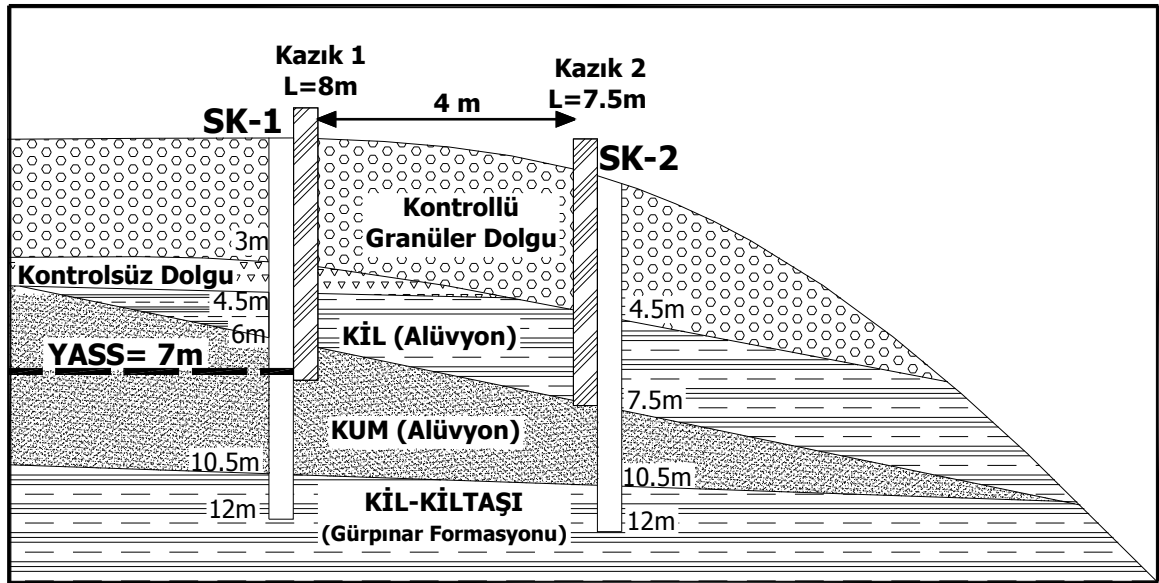
Küçükçekmece kuzeyindeki Yarımburaz sazlığında yapılan sondajlarda 3 m kadar güncel alüvyon altında; üstte kahverenkli, sarımsı kumlu ve siltli killeri, altta siyah-koyu gri, çakıllı ve kokulu bataklık killeri, tabanda da 5 m'ye varan çakıl, ortada 43 m'ye ulaşan kenarlara incelen alüvyon, Küçükçekmece Nakkaş Dere 2,5 km iç kısmında 14 m alüvyon MTA sondajlarında kesilmiştir.

Avamama Deresi mansap kısmında Meriç ve diğerleri (1991) yaptıkları çalışmada, güncel alüvyon altında Holosen yaşlı, Kuşdili adını verdikleri en kalın 23,80 m (13 m, 20 m, 6.2 m, 1.3 m) kesilmiş bir istifini incelemişlerdir. Birim taban kesimleri çakıllı, kalınlıkları ve yanal devamlılıkları değişken kumlar ile gri-siyah renkli kil ve çamurlardan oluşur. Birimde foraminifer, ostrakod ve mollusk saptanmış, istifte iki ayrı düzeyde yoğun jips oluşumları bulunmuştur. Birim düşük enerjili acısulu lagün-bataklık ortamında oluşmuştur. Oktay, F. sözlü bildirimlerinde bu istifin Avamama vadi yamacında ve sırt üzerinde yaklaşık 40 m kotlarında Bakırköy Formasyonu üzerinde kalan yüzey olarak gördüğünü söylemektedir.

Avamama Deresi'nin E-5'in yakın kuzeyinde MTA'nın yaptığı sondajlarda 13m'ye varan kalınlıkta alüvyon sığ yamaca yakın kısımda kesilmiştir.

5.2.2 Laboratuvar Deney Sonuçları ve SPT Değerleri

EK 2 ve EK 3’de yapılan sondajlarda gözlenen birimler sondaj loglarında gösterilmiş olup bu sondajlara ilişkin SPT deney sonuçları, örneklere ilişkin görsel özellikler ile yeraltı su seviyesinin konumu verilmiştir. Arazide malzeme depo alanının inşaaından önce sondaj loglarından da görülebileceği gibi SK-1’de ilk 3.5m’ye kadar, SK-2’de ise ilk 4.5m’ye kadar kontrollü dolgu yapılmıştır. Arazide dolgu yapılmasının nedeni bölgenin zaman zaman kış aylarında yağışlarla çevredeki arazilerden düşük kotta olup su baskını etkisinde kalmasıdır. Sondajlarda üst kısımlarda 3-10m aralıkta güncel alüvyon tabakalanmaya rastlanmıştır. SPT değerleri ise 7.5m derinlikten sonra oldukça yüksek değerler vermektedir. 10.5-12m aralıkta ise Gürpınar Formasyonuna rastlanmıştır. Zeminin yeraltı su seviyesi ise SK-1 sondajında 7m olarak belirlenmiştir.



Şekil 5.2 – Kemberburg arazisi tahmini zemin kesiti

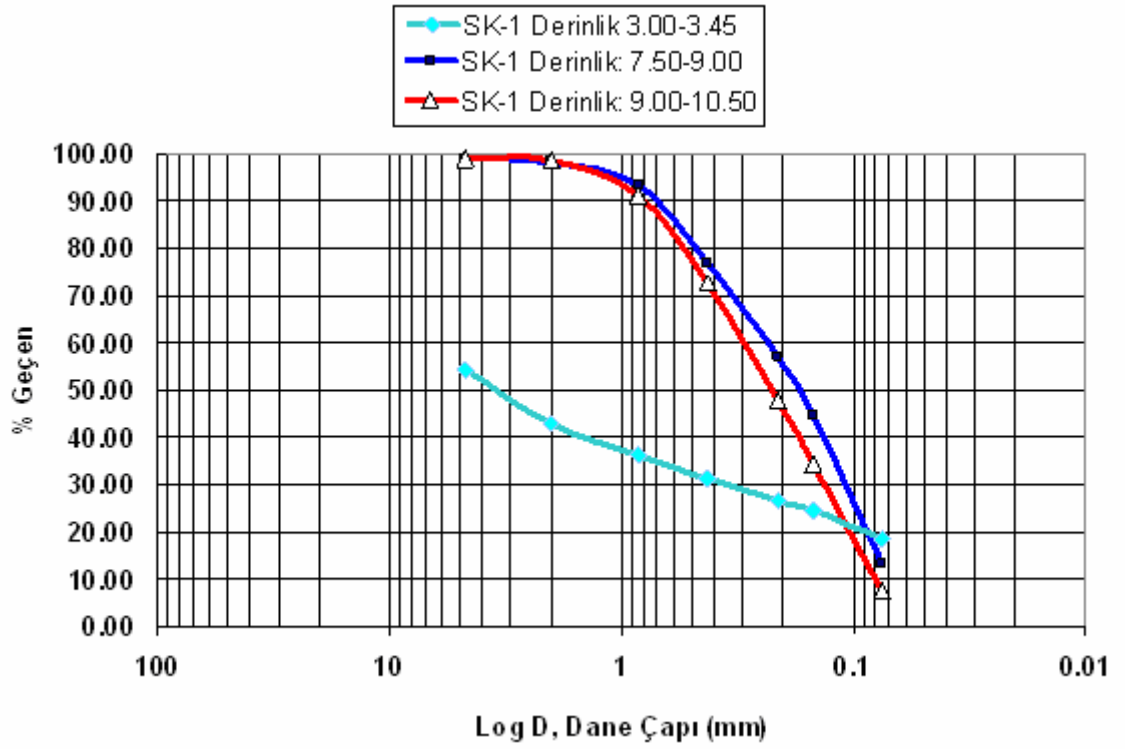
Laboratuvarda gelen örnekler üzerinde likit limit, plastik limit, su içeriği, elek analizi deneyleri yapılmış ve örneklere ilişkin granülometri eğrileri hazırlanmıştır. Bu eğriler Şekil 5.3’te ve Şekil 5.4’te gösterilmiş ve likit limit, plastik limit, doğal su içeriği ve plastisite indeksi değerleri ise Çizelge 5.1’de verilmiştir.

Çizelge 5.1 – Laboratuvar deney sonuçlarına ilişkin ω_n , ω_L , ω_P , I_P değerleri

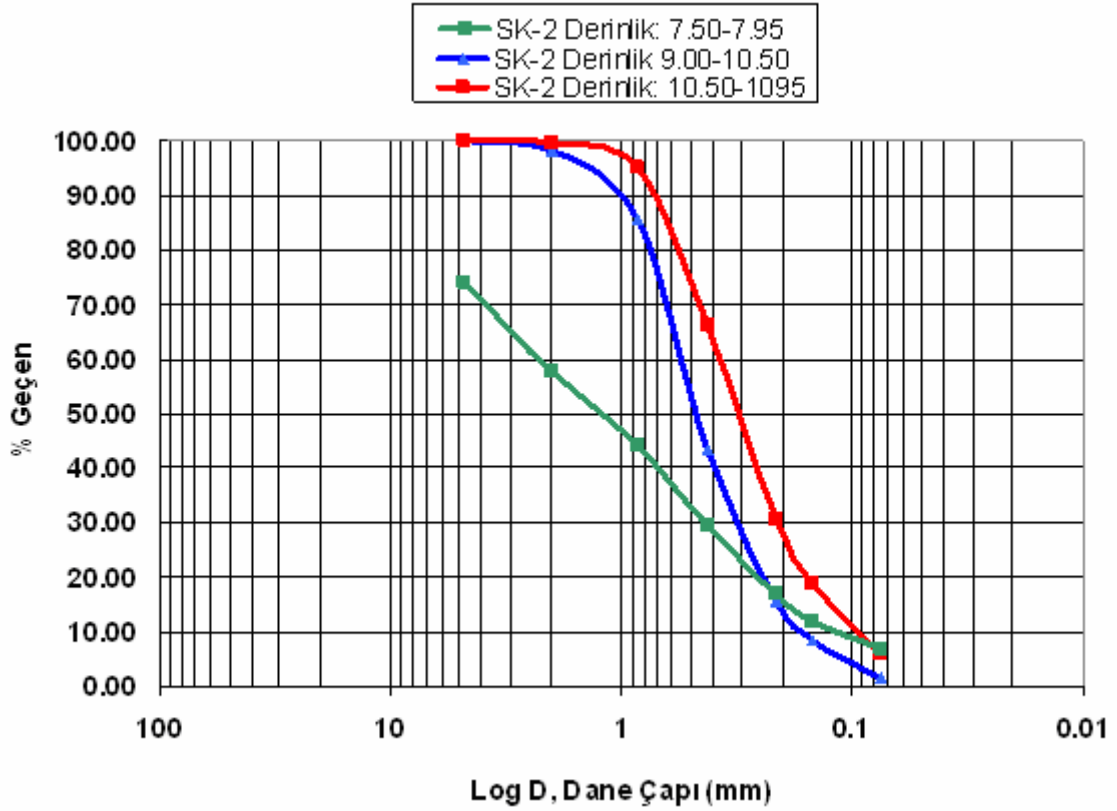
Sondaj No	Derinlik	ω_n (%)	ω_L (%)	ω_P (%)	I_P
SK-1	3.00-4.50	37	57	27	29
SK-1	4.50-6.00	26	39	21	17

SK-1	10.50-12.00	19	49	27	22
SK-2	4.50-6.00	26	39	21	17
SK-2	10.50-12.00	16	47	24	23

Arazide yapılan sondajlarda ortaya çıkan sondaj logları EK I'de gösterilmiştir. Zemin özellikleri ve Standart Penetrasyon Deneyi N değerleri bu loglarda gösterilmiştir.



Şekil 5.3 – SK-1 sondajı çeşitli derinliklerdeki granülometri eğrileri



Şekil 5.4 – SK-2 sondajı çeşitli derinliklerdeki granülometri eğrileri

5.2.3 Zemin Sınıflandırması

Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırmasına göre sınıflandırma yapıldığında;

- *SK-1 sondajı 3.00-3.45 aralığındaki zeminin granülometri eğrisi ve plastisitesi incelendiğinde; $\omega_L = \%57$ ve $I_p = \%29$. Zemin örneğinde yapılan elek analizinde 200 No'lu elek üzerinde kalan kısım $\%81 > 50$ olduğundan iri daneli zeminler ana grubundandır. 4 No'lu elekten geçen kısım yüzde $\%54 > 50$ olduğu için de kumdur. 200 No'lu elekten geçen malzeme $\%18 > 12$ olduğu için zemin **SM** veya **SC** grubuna girebilir. Ayrıca likit limit değerinin $\%57$ ve plastisite indisinin $\%29$ olması nedeniyle zemin plastisite kartında **CH** bölgesindedir. Sonuç olarak Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırmasına göre zemin **SC** olarak sınıflandırılmıştır.*

SC → Killi kumlar, fena derecelenmiş kum – kil karışımları

- *SK-1 sondajı 4.50-6.00 aralığındaki zeminin $\omega_L = \%39$ ve $I_p = \%17$ olarak bulunmuştur. Killi zeminin $\omega_L = \%38 < 50$ olduğundan ve $I_p = \%17$ olduğundan zemin plastisite kartında **CL** sınıfına dahil edilir.*

CL → Düşük, orta plastisiteli inorganik killler

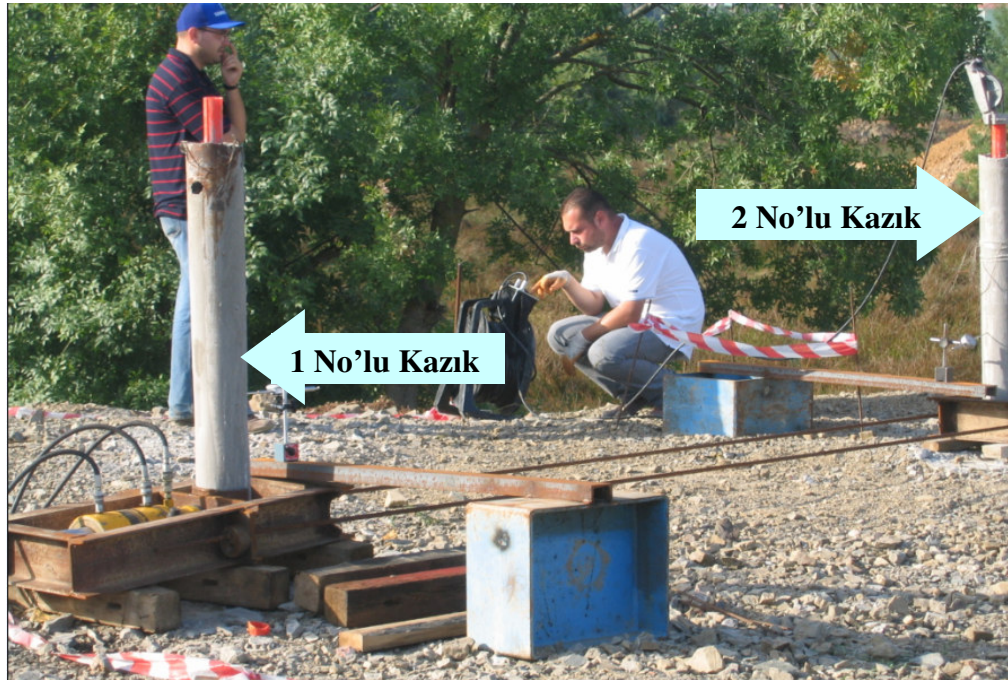
- *SK-1 sondajı 10.50-12.00 aralığındaki zeminin $\omega_L = \%49$ ve $I_p = \%22$ olarak bulunmuştur. Zeminin likit limit değerinin $\%50$ 'ye yakın olması nedeniyle plastisite kartında bulunan ikili simge kullanılması gerekmektedir. Zemin için **CL – CH** sınıflandırması yapılabilir.*

CL → Düşük, orta plastisiteli inorganik killler

CH → Yüksek plastisiteli inorganik killler, yağlı killler

5.3 Deney Kazığının Özellikleri

Burada anlatılan yanal yüklü kazık deneyi 4.Bölüm içerisinde sözü geçen Illinois Üniversitesi'nde Profesör James H. Long denetiminde Rory Ball tarafından Ocak-Ağustos, 2002 tarihinde yapılan “Proje 4ST-20A-Partial Retrofit of Bridges” isimli projede uygulanan çeşitli arazi deneylerinden biri örnek alınarak hazırlanmıştır.



Şekil 5.5 – Deney düzeneği ve kazık yerleşimi

Deney kazıklarında yalnızca boylar farklı olup 1 No'lu kazıkta 8m, ikincisinde 7.5m olup diğer özellikleri aşağıdaki gibidir;

1 No'lu Kazık

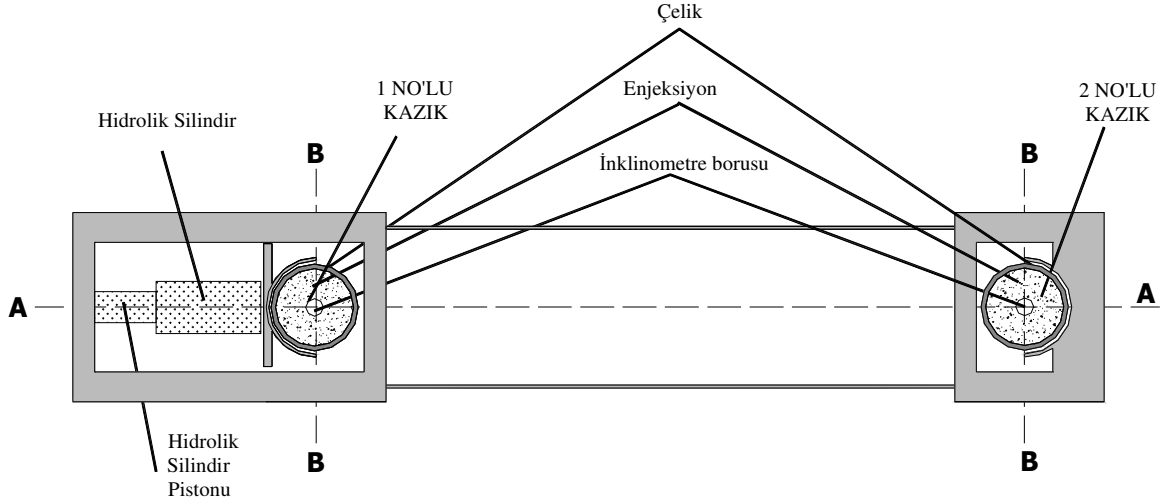
Kazık Uzunluğu (L) = **8.00 m**

Çelik Boru Dış Çapı ($D1$) = 16,5 cm

Çelik Boru İç Çapı ($D2$) = 15,7 cm

İnklinometre Borusu Dış Çap ($B1$) = 5,5 cm

İnklinometre Borusu İç Çap ($B2$) = 4,7 cm



Şekil 5.6 – Deney düzeneğinin yukarıdan görünümü

Kazıklar aşağıdaki şekilde hazırlanmıştır;

- 1) Eldeki mevcut çelik boru şeklindeki kazıklar zemine çakılarak yerleştirilmiştir. Kazıklar arasındaki aralığın kazığa yük verme sırasında birbirini etkilememesi için **4m** olarak seçilmiştir.
- 2) Her iki kazık da yerleştirildikten sonra bu kazıkların içine inklinometre borusu yerleştirilip inklinometre boruları enjeksiyonla sabitlenmiştir.
- 3) Daha sonra çelik boru ile inklinometre borusu arasında kalan kısma enjeksiyon yapıp 7 gün süreyle dayanım kazanması için her iki kazık da beklemeye bırakılmıştır.
- 4) Bu sırada 140mm'lik U profili ile hazırlanmış olan Şekil 5.7'de gösterilen 1 No'lu kazığa uygulanan hidrolik krik o ile kazık arasındaki etkileşimi sağlaması düşünülen parçalar hazırlanmıştır.



Şekil 5.7 – 1 No'lu kazığa yükün eşit olarak iletilmesini sağlayacak parçalar

Şekil 5.7.b’de gösterilen parçanın yapısının iki önemli görevi bulunmaktadır. Birinci görevi kazığa hidrolik krika ile gelen yükü eşit olarak dağıtmak, ikincisi ise hidrolik krikonun kazığa basma yüzeyinin daha düzgün olması sayesinde güvenliği sağlamak ve hidrolik krikonun kaymasını önlemektir.



Şekil 5.8 – 2 No’lu kazığa yükün tam iletilmesini sağlayan parçalar ile 0.6inch’lik grip



Şekil 5. 9 – 60 Ton’luk hidrolik krika ve inklinometre cihazı

5) 7 günlük bekleme sonrasında çeşitli yük aşamalarında deney yapılmıştır. Bunun için öncelikle inklinometre aygıtı ile yükleme yapılmadan önce “0” okuması alınmıştır. Daha sonra ise aşamalı olarak yük artırılmıştır. Aşağıda değerleri verilen yük aşamalarının herbirinde inklinometre okuması alınmıştır ve bu okumaların sonuçları ile grafikleri sonraki sayfalarda ek olarak gösterilmiştir.

Yük Aşamaları:

Manometrede yük için uygulanan basınç aşamaları, 20 bar , 40 bar, 50 bar, 60 bar, 70 bar, 90 bar, 100 bar, 120 bar, 150 bar, 200 bar, 300 bar, 600 bar olup bunlar sırasıyla 15.7kN, 31.4 kN, 39.27 kN, 47.12 kN, 54.97 kN, 70.68 kN, 78.53 kN, 94.24 kN, 117.8 kN, 157 kN, 235,6 kN, 471kN yüke karşılık gelmektedir.

6) Bu yüklemelerin sonuncusunda meydana gelen kalıcı deformasyonlar ve kazık hareketi aşağıdaki resimlerde gösterilmektedir.



Şekil 5.10 - 50 Bar (39.27 kN) yükleme sonrası görülen deplasman ve griplerde meydana gelen açılma



Şekil 5. 11 – 100 Bar (78.5 kN) yükleme sonrası zeminde meydana gelen deformasyon ve ötelenme

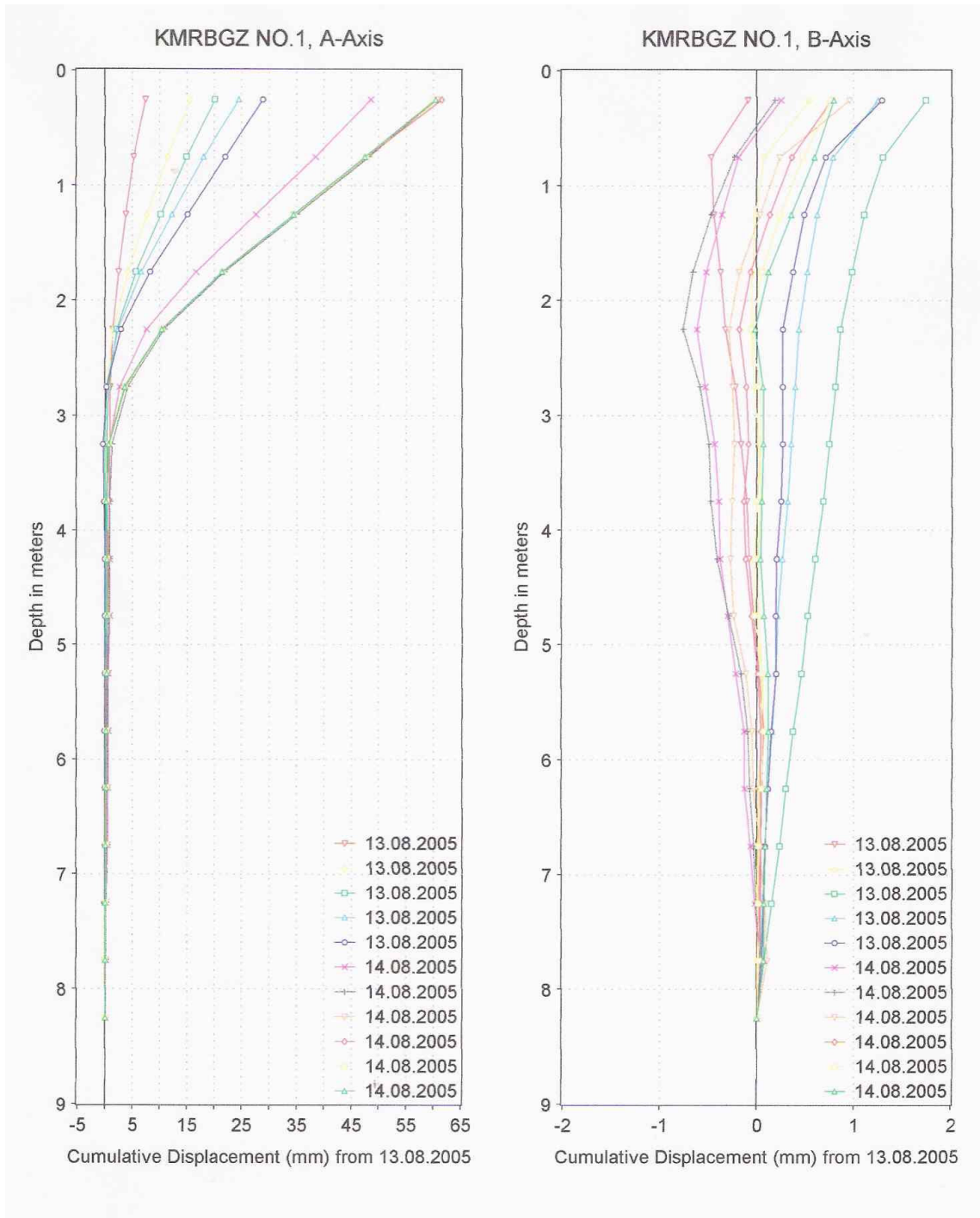
7) Hidrolik krikoya ilişkin kalibrasyon deneyi İ.T.Ü’de yapılmış olup EK 1 olarak gösterilmiştir.

8) Ankraj halatlarının güvenli gerilme değerinin 16 ton mertebesinde olması ve akma sınırının 25 ton mertebesinde olması nedeniyle 600 bar (Yaklaşık 471kN) basınca gelindiğinde her bir ankraj halatına düşen gerilme değerin 235 kN olması nedeniyle ankraj halatının kopma tehlikesine karşı çok daha özenli çalışmak gereği duyulmuştur.

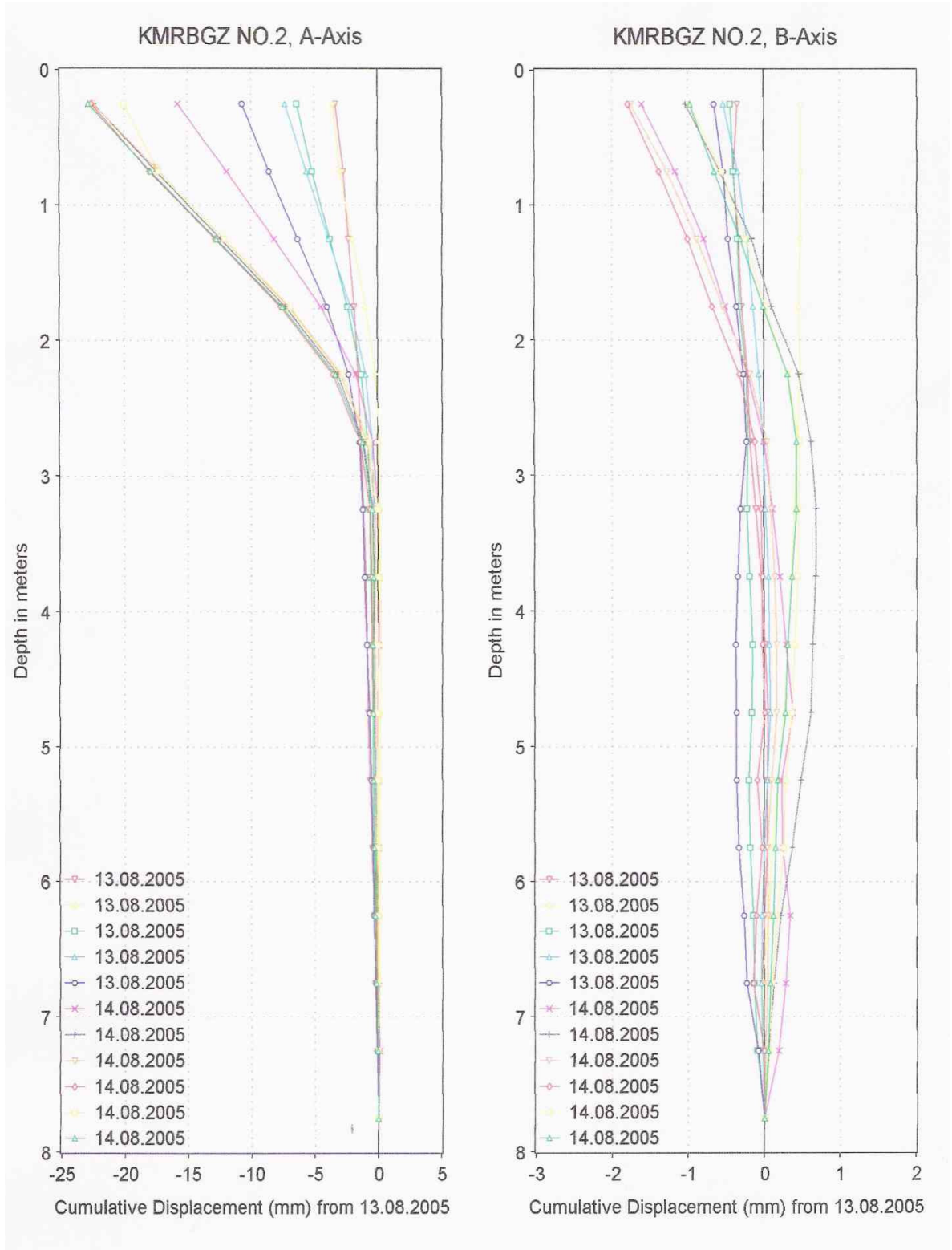
5.4 İnklinometre Okumaları

1 No'lu kazıkta A yönünde ve B yönünde alınan inklinometre okumalarına bağlı olarak elde edilen grafikler Şekil 5.12'de gösterilmiştir. Kazığın her yükleme sırasında her iki yönde de hareket ettiği görülmektedir. Kazığın A-A yönündeki maksimum yerdeğiştirmesi ise kazık başında 61mm'dir. Kazık hareketinin sadece A-A yönünde oluşması beklenirken B-B yönünde de çok azda olsa deplasman yaptığı grafikten de görülmektedir. B-B yönündeki kazık hareketinin ise en fazla 1.5mm mertebesinde olduğu görülmektedir. Yani oluşturulan deney düzeneğinin tek yönlü hareketi sağlamada önemli ölçüde etkisi olduğu açıktır. Yapılan yüklemeler sonucunda kazıklar 100 Bar(yani 78,5 kN) mertebesinde sonra önemli bir yerdeğiştirme yapmamıştır. A-A yönündeki deplasman grafiği incelendiğinde 100 Bar, 150 Bar, 200 Bar, ve 300 Bar yüklemelerinde meydana gelen deplasman birbirine oldukça yakındır. Bu durumun nedeni Bölüm 6'da yapılan analizlerde açıklanacaktır.

Şekil 5.13'te ise 2 No'lu kazıkta A-A yönünde ve B-B yönünde alınan okumalara bağlı olarak elde edilen grafik gösterilmiştir. 2 No'lu kazıkta A-A yönündeki deplasman değerinin 23mm olduğu görülmektedir. B-B yönünde meydana gelen deplasman ise maksimum 1.8mm mertebesinde.



Şekil 5.12 - 1 No'lu kazıkta A-A yönünde ve B-B yönünde alınan okumalar



Şekil 5.13 - 2 No'lu kazıkta A-A yönünde ve B-B yönünde alınan okumalar

6. ARAZİDE VE BİLGİSAYARDA YAPILAN DENEY SONUÇLARININ KARŞILAŞTIRILMASI

6.1 Giriş

Bu bölümde arazide yapılan yanal yüklü kazık deneyi sırasında yapılan her yükleme için alınan inklinometre okumaları; laboratuvar deney sonuçlarına, SPT deney sonuçlarına, arazi özelliklerine ve kazık özelliklerine bağlı olarak AllPile programı ile incelenmiş ve çeşitli durumlar gözönüne alınmıştır. Çizelge 6.1’de AllPile ile diğer analiz programlarının karşılaştırması yapılmıştır. Görüldüğü gibi AllPile programı hem kullanıcı arabiriminin kolaylığı açısından hem de yaptığı analizler açısından daha çok alanda analiz olanağı sağlamaktadır. Bunun yanında AllPile programı laboratuvar sonuçlarının eksik veya yetersiz olması durumunda sadece SPT-N darbe sayılarını kullanarak analiz olanağı vermektedir. Bu durum ise veri eksikliği durumunda bütünüyle doğru bir tahmin yapılmasa bile yaklaşık sonuçlar alınmasına olanak sağlamaktadır. Bu olanak programın önemli bir kolaylığını teşkil etmektedir.

Çizelge 6.1 – Kazık analiz programlarının karşılaştırılması

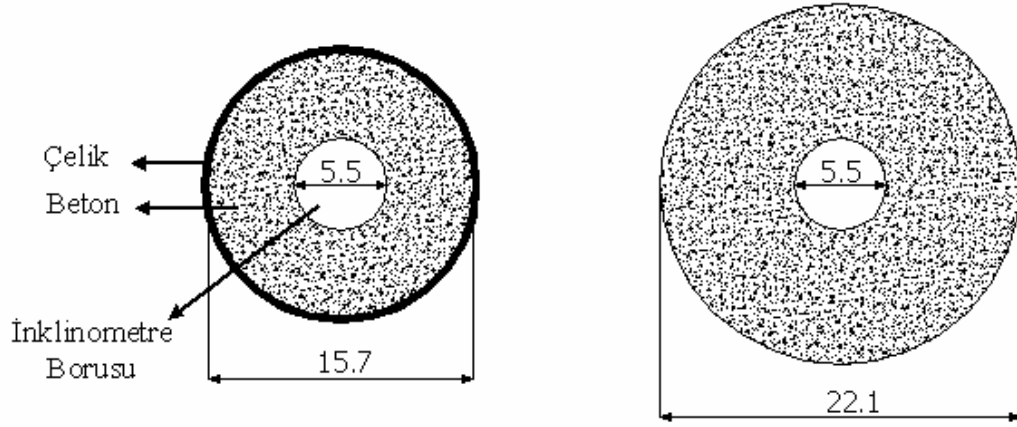
	ALLPILE	LPILE	APILE	COM624P	GROUP	SHAFT	ALP
Düşey yük	✓		✓		✓	✓	
Yanal Yük	✓	✓		✓	✓		✓
Grup Kazıklar	✓				✓		
Tekil Kazık	✓	✓	✓	✓		✓	✓
Köprü Temelleri	✓						
Keson (FHWA Metod)	✓					✓	
Yüzeysel Temeller	✓						
P-Y Eğrisi	✓	✓		✓			
T-Z Eğrisi	✓		✓		✓		
Laboratuvar Zemin Özellikleri	✓						
Etkileşimli Kullanıcı Arabirim	✓						
Oturma Analizi	✓		✓		✓	✓	

6.2 Durum Araştırmaları

Bu bölümde AllPile programına veri girişi yapılması sırasında kazığın yarıçapı eşdeğer beton çapına dönüştürülmüştür. Mevcut çelik kazığın içerisine inklinometre borusunun sabitlenebilmesi için; inklinometre borusu ile içi boş çelik kazık arasına yapılan enjeksiyon nedeniyle kazık malzemesi çelik ve beton olmak üzere iki malzemeden oluşmuştur. Bu iki farklı malzemenin bir bütün olarak düşünülebilmesi için kazık çapı eşdeğer çapa dönüştürülmüştür.

İki malzemeli bu kesit için eşdeğer çap:

$$157 + \left[2 \times 4 \times \frac{200}{25} \right] = 221 \text{ mm} = 22,1 \text{ cm}$$



Şekil 6.1 – Eşdeğer beton çapı

$$\text{Efektif Alan} = \frac{\pi \times (22.1)^2}{4} - \frac{\pi \times (5.5)^2}{4} = 360 \text{ cm}^2$$

$$\text{Efektif Atalet Momenti (I)} = \frac{\pi \times (22.1)^4}{64} - \frac{\pi \times (5.5)^4}{64} = 11664 \text{ cm}^4$$

Eşdeğer çap 22.1 cm olarak hesaplandıktan sonra aşağıdaki sıralanan durumlar için analiz yapılmıştır.

Durum 1: SPT-N darbe sayılarına bağlı olarak AllPile programının belirlediği zemin parametreleri kullanılarak bulunan deplasman değerlerinin arazide ölçülen inklinometre sonuçlarıyla karşılaştırılması yapılmıştır.

Durum 2: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp kontrollü dolgu zeminde $\emptyset$ açısının 32° ve 37° olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 3: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp kontrolsüz dolgu zemine ait $\emptyset$ açısının 30° ve 38° olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 4: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 4.5 - 6.0 m aralığındaki kil zeminin kohezyonunun 30 kPa ve 50 kPa olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 5: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 6.0 – 7.50 m aralığındaki kum zemine ait $\emptyset$ açısının 28° ve 33° olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 6: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 7.50 – 10.50 m aralığındaki kum zemine ait $\emptyset$ açısının 38° ve 42° olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 7: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 10.50-12.00m aralığındaki kil zeminin kohezyonunun 360 kPa olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 8: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp zemin yüzeyinin 4° eğimli olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Burada sadece Durum 1 için program verileri ayrıntılı olarak incelenmiştir. Durum 2-8 için yalnızca zemin verileri ve meydana gelen deplasmanlar gösterilmiştir.

6.2.1 1 No'lu Kazıkta Yapılan Analizler

Durum 1

SPT-N darbe sayılarına bağlı olarak AllPile programının belirlediği zemin parametreleri kullanılarak ortaya çıkan deplasman değerlerinin arazide ölçülen inklinometre sonuçlarıyla karşılaştırmalı analizi yapılmıştır. Bu durum için AllPile programının değişik derinlikler için oluşturduğu P-y eğrileri EK 4'te verilmiştir.

The screenshot shows the 'AllPile' software window with the 'Soil Properties' tab selected. The 'Soil Property Table' is displayed with the following data:

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m3	Phi	C-kN/m2	k-MN/m3	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
3.400	KONTROLSÜZ DOLGU	18.4	33.9	0.0	15.8	39.56	12
4.500	KİL	19.6	0.0	41.9	48.7	1.08	7
6.000	KUM	17.4	31.3	0.0	7.1	26.44	7
7.500	KUM[W]	11.0	40.6	0.0	46.7	89.68	54
10.500	KİLTAŞI[W]	12.0	0.0	231.6	504.0	0.38	39
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

At the bottom, there is a note: 'Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended)'.

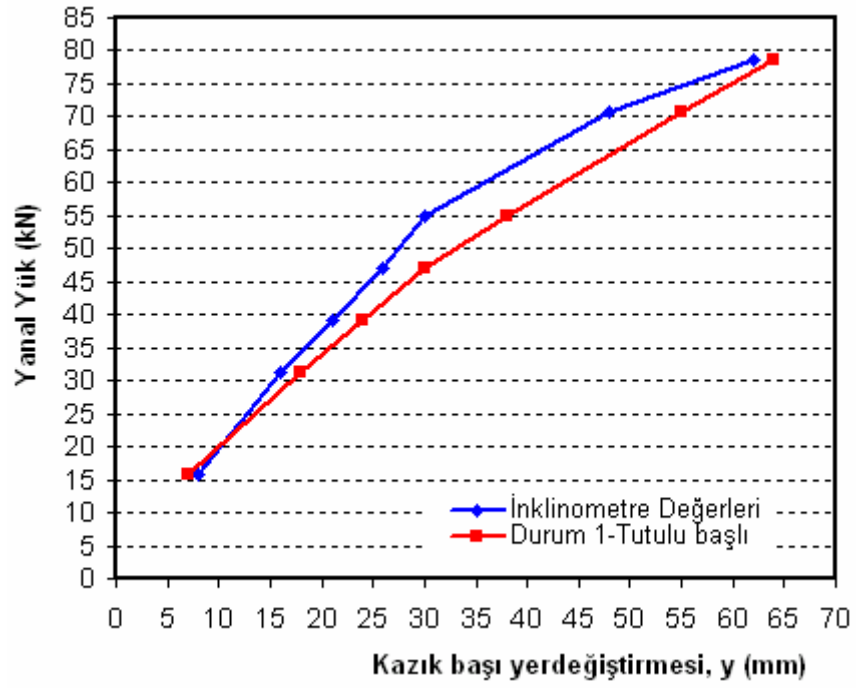
Şekil 6.2 – Durum 1 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri

The screenshot shows the 'Soil Parameter Screen' for 'KONTROLLÜ DOLGU' at a depth of 0.000 m. The parameters are as follows:

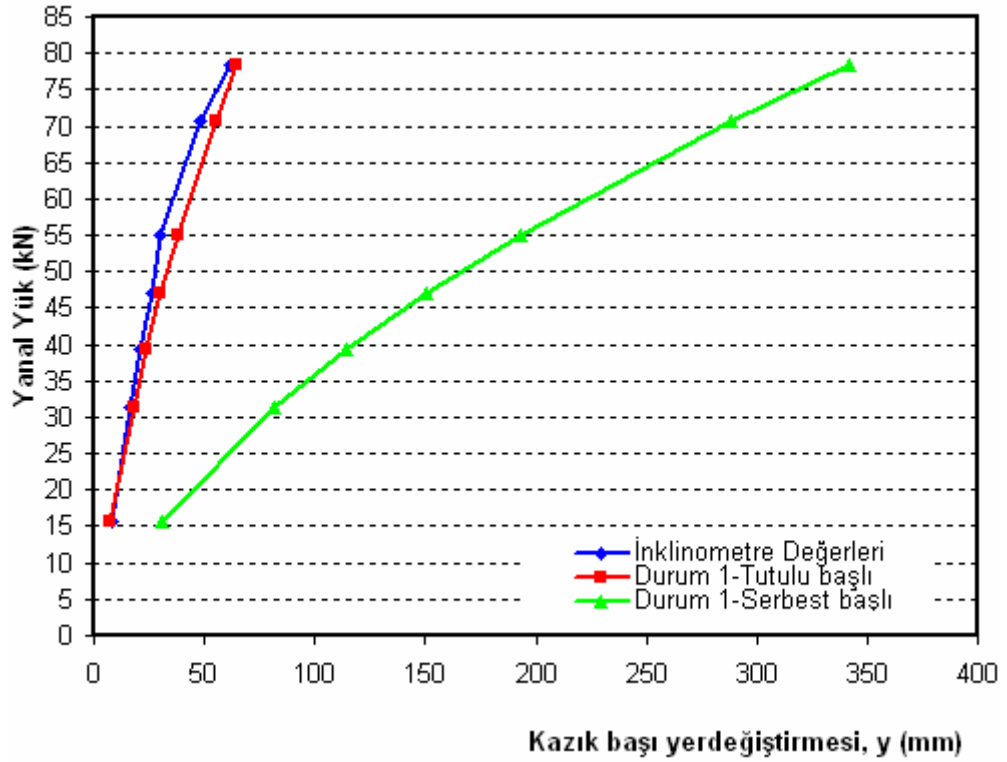
- Soil Type:** Sand/Gravel (selected)
- Depth:** 0.000
- Description:** KONTROLLÜ DOLGU
- N (spt):** 17
- G:** 120.3 lb/ft3 (18.9 kN/m3)
- Friction:** 35.7
- C:** 0.00 kip/ft2 (0.00 kN/m2)
- K:** 90.0 lb/in3 (24.4 MN/m3)
- Dr:** 49.28%

The screen includes a 'Links' checkbox and 'Apply' and 'Cancel' buttons at the bottom.

Şekil 6.3 – Durum 1 için kontrollü dolgu tabakasına ait parametreler



Şekil 6.4 – Arazi değerleri ile tutulu başlı kazık analiz değerlerinin kazık başı yerdeğiştirmesi ile yanal yüke bağlı olarak karşılaştırılması



Şekil 6.5 – Arazi değerleri ile tutulu başlı ve serbest başlı kazık analiz değerlerinin $\phi=35.7^\circ$ için kazık başı yerdeğiştirmesi ile yanal yüke bağlı olarak karşılaştırılması

Durum 2

Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp kontrollü dolgu zeminde ϕ açısının 32° ve 37° olması durumunda analiz yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 1.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

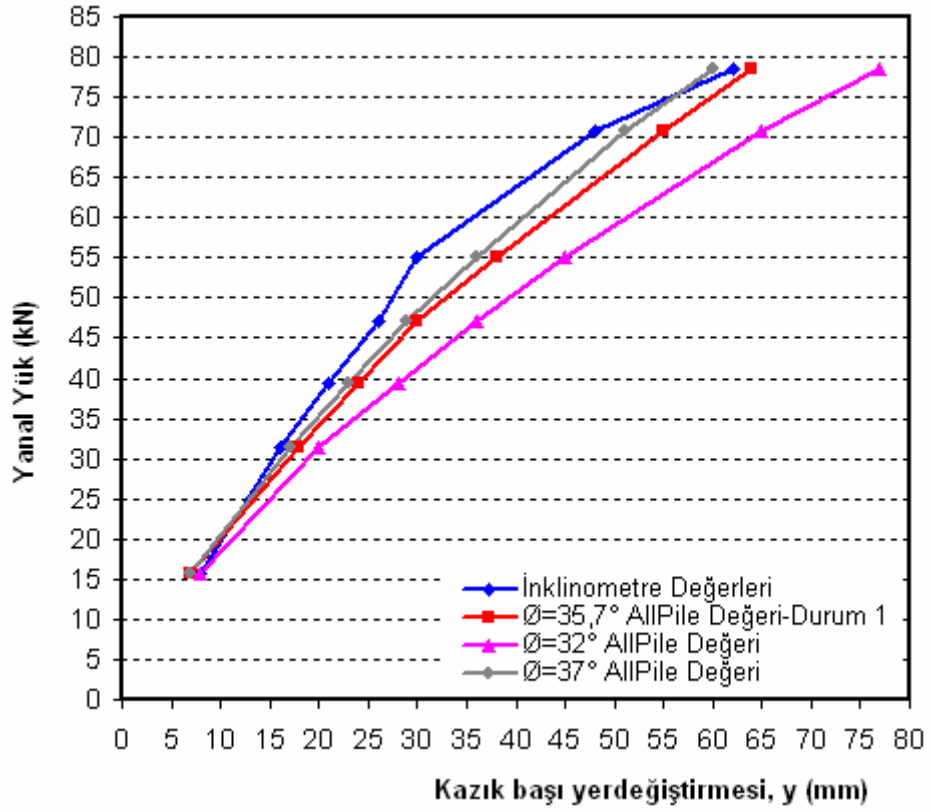
Pile Type | Pile Profile | Pile Properties | Pile No.and Loading | Soil Properties | Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	32	0.0	24.4	49.28	17
3.400	KONTROLSÜZ DOLGU	18.4	33.9	0.0	15.8	39.56	12
4.500	KİL	19.6	0.0	41.9	48.7	1.08	7
6.000	KUM	17.4	31.3	0.0	7.1	26.44	7
7.500	KUM[W]	11.0	40.6	0.0	46.7	89.68	54
10.500	KİLTAŞI[W]	12.0	0.0	231.6	504.0	0.38	39
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.6 – Durum 2 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.7 – Arazi değerleri ile tutulu başlı kazık analiz değerlerinin $\varnothing=32^\circ$, $\varnothing=37^\circ$ ve $\varnothing=35.7^\circ$ için kazık başı yerdeğiştirmesi ile yanal yüke bağlı olarak karşılaştırılması

Durum 3

Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp kontrolsüz dolgu zeminde $\varnothing$ açısının 30° ve 38° olması durumunda analizi yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 1.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

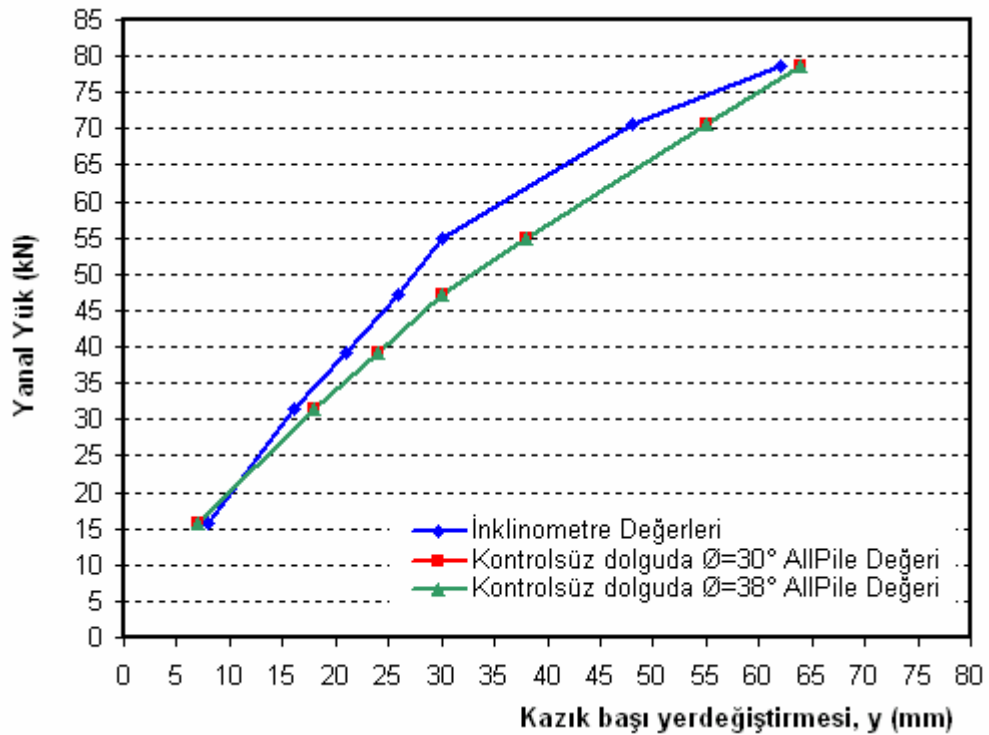
Pile Type | Pile Profile | Pile Properties | Pile No. and Loading | Soil Properties | Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
3.400	KONTROLSÜZ DOLGU	18.4	30	0.0	15.8	39.56	12
4.500	KİL	19.6	0.0	41.9	48.7	1.08	7
6.000	KUM	17.4	31.3	0.0	7.1	26.44	7
7.500	KUM[W]	11.0	40.6	0.0	46.7	89.68	54
10.500	KİLTAŞI[W]	12.0	0.0	231.6	504.0	0.38	39
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.8 – Durum 3 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri

Şekil 6.9 – Durum 3 için $\varnothing = 30^\circ$ ve $\varnothing = 38^\circ$ durumundaki deplasmanların karşılaştırılması

Durum 4

Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 4.5-6.0 m aralığındaki kil zeminin kohezyonunun $c = 30$

kN/m^2 ve $c = 50 \text{ kN/m}^2$ olması durumunda analiz yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 1.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

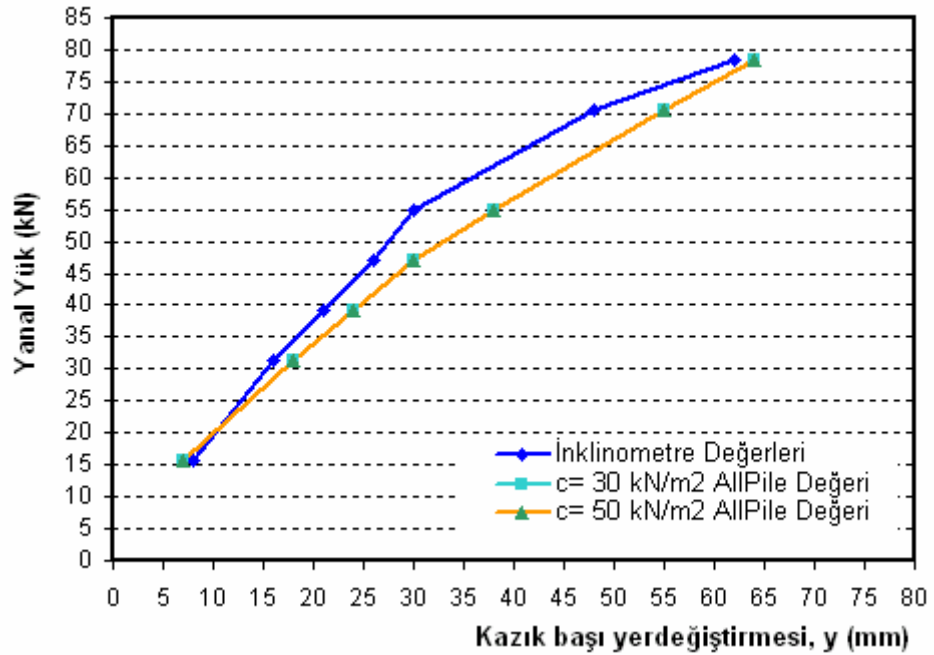
Pile Type Pile Profile Pile Properties Pile No. and Loading Soil Properties Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m3	Phi	C-kN/m2	k-MN/m3	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
3.400	KONTROLSÜZ DOLGU	18.4	33.9	0.0	15.8	39.56	12
4.500	KİL	19.6	0.0	30	48.7	1.08	7
6.000	KUM	17.4	31.3	0.0	7.1	26.44	7
7.500	KUM[W]	11.0	40.6	0.0	46.7	89.68	54
10.500	KILTAŞI[W]	12.0	0.0	231.6	504.0	0.38	39
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.10 – Durum 4 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.11 – Durum 4 için $c = 30 \text{ kN/m}^2$ ve 50 kN/m^2 durumundaki deplasmanların karşılaştırılması

Durum 5

Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 6.0 – 7.50 m aralığındaki kum zemine ait ϕ açısının 28° ve 33° olması durumunda analiz yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 1.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

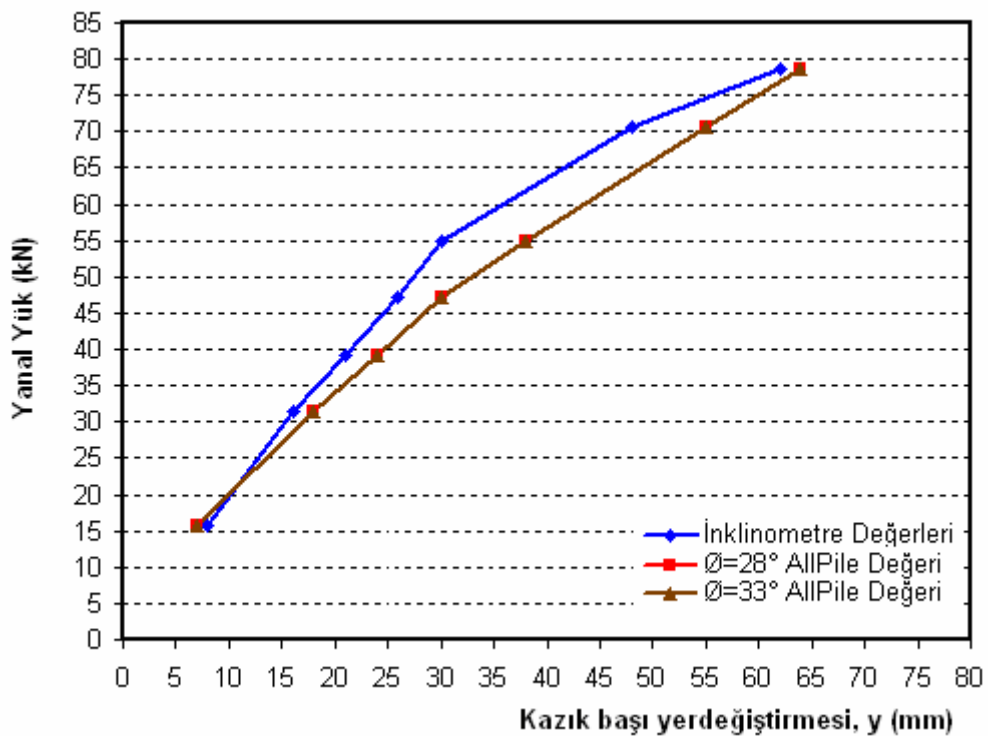
File Type | File Profile | **File Properties** | File No. and Loading | Soil Properties | Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
3.400	KONTROLSÜZ DOLGU	18.4	33.9	0.0	15.8	39.56	12
4.500	KİL	19.6	0.0	41.9	48.7	1.08	7
6.000	KUM	17.4	28	0.0	7.1	26.44	7
7.500	KUM[W]	11.0	40.6	0.0	46.7	89.68	54
10.500	KİLTAŞI[W]	12.0	0.0	231.6	504.0	0.38	39
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.12 – Durum 5 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.13 – Durum 5 için $\phi = 28^\circ$ ve $\phi = 33^\circ$ durumundaki deplasmanların karşılaştırılması

Durum 6

Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 7.50 – 10.50 m aralığındaki kum zemine ait ϕ açısının 35° ve 42° olması durumunda analiz yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 1.alp

File Edit Run Setup Help

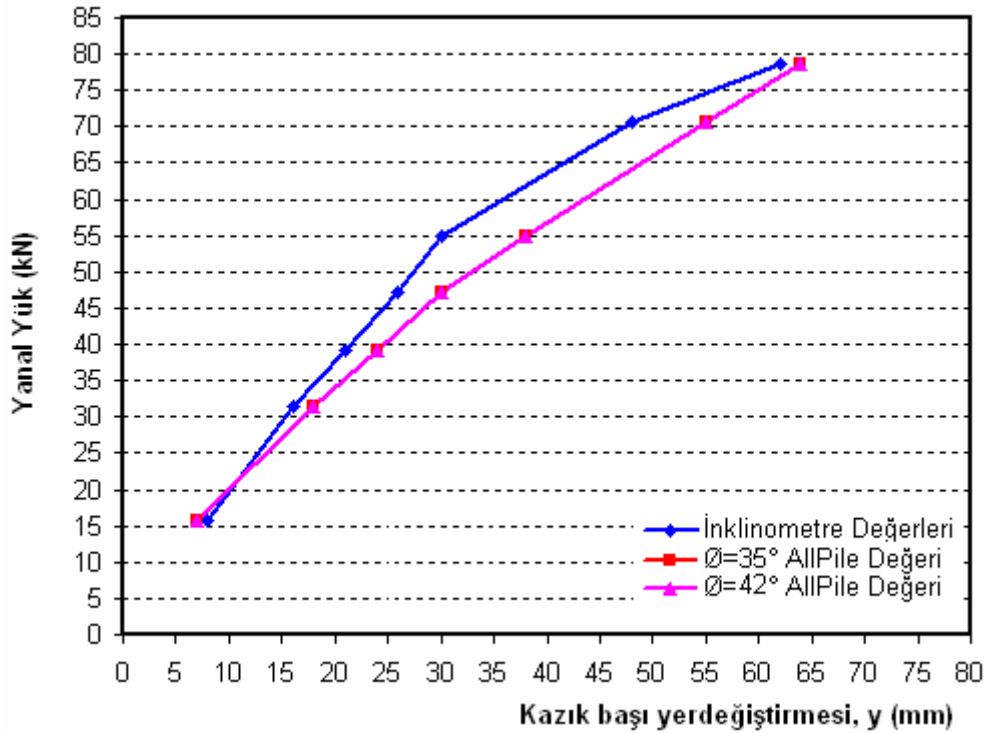
Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
3.400	KONTROLSÜZ DOLGU	18.4	33.9	0.0	15.8	39.56	12
4.500	KİL	19.6	0.0	41.9	48.7	1.08	7
6.000	KUM	17.4	31.3	0.0	7.1	26.44	7
7.500	KUM[w]	11.0	35	0.0	46.7	89.68	54
10.500	KİLTAŞI[w]	12.0	0.0	231.6	504.0	0.38	39
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.14 – Durum 6 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.15 – Durum 6 için $\phi = 35^\circ$ ve $\phi = 42^\circ$ durumundaki deplasmanların karşılaştırılması

Durum 7

Durum 1 için tüm verilerin aynı 10.50-12.00m aralığındaki kil zeminin kohezyonunun 360 kN/m² olması durumunda analiz yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 1.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

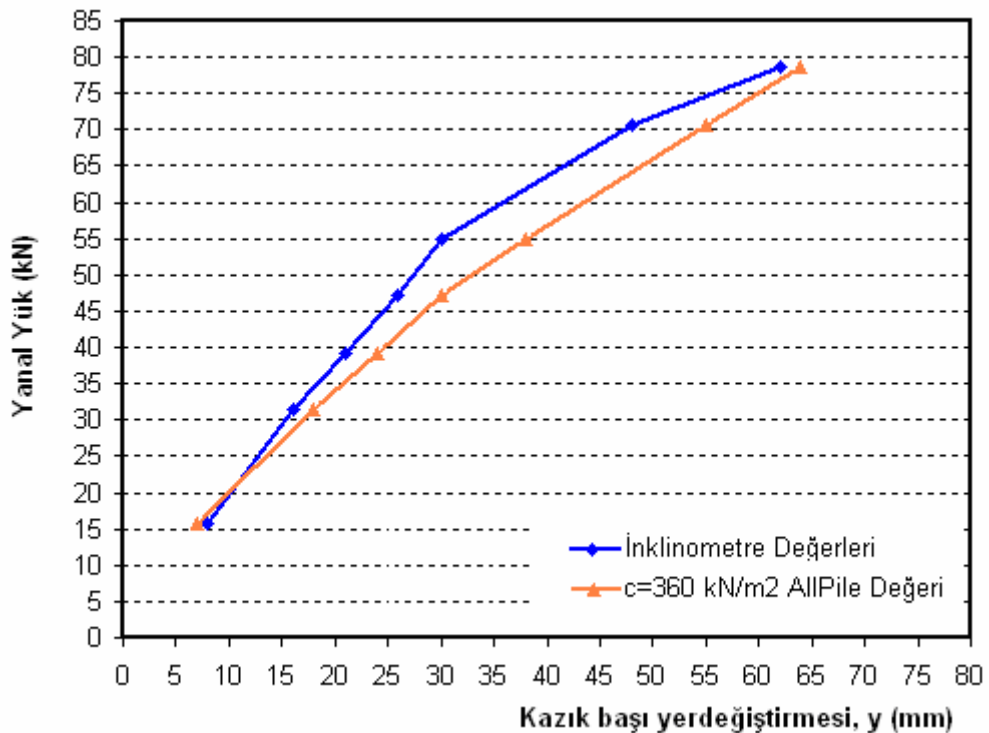
Pile Type | Pile Profile | Pile Properties | Pile No. and Loading | Soil Properties | Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
3.400	KONTROLSÜZ DOLGU	18.4	33.9	0.0	15.8	39.56	12
4.500	KİL	19.6	0.0	41.9	48.7	1.08	7
6.000	KUM	17.4	31.3	0.0	7.1	26.44	7
7.500	KUM[W]	11.0	40.6	0.0	46.7	89.68	54
10.500	KİLTAŞI[W]	12.0	0.0	360	504.0	0.38	39
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

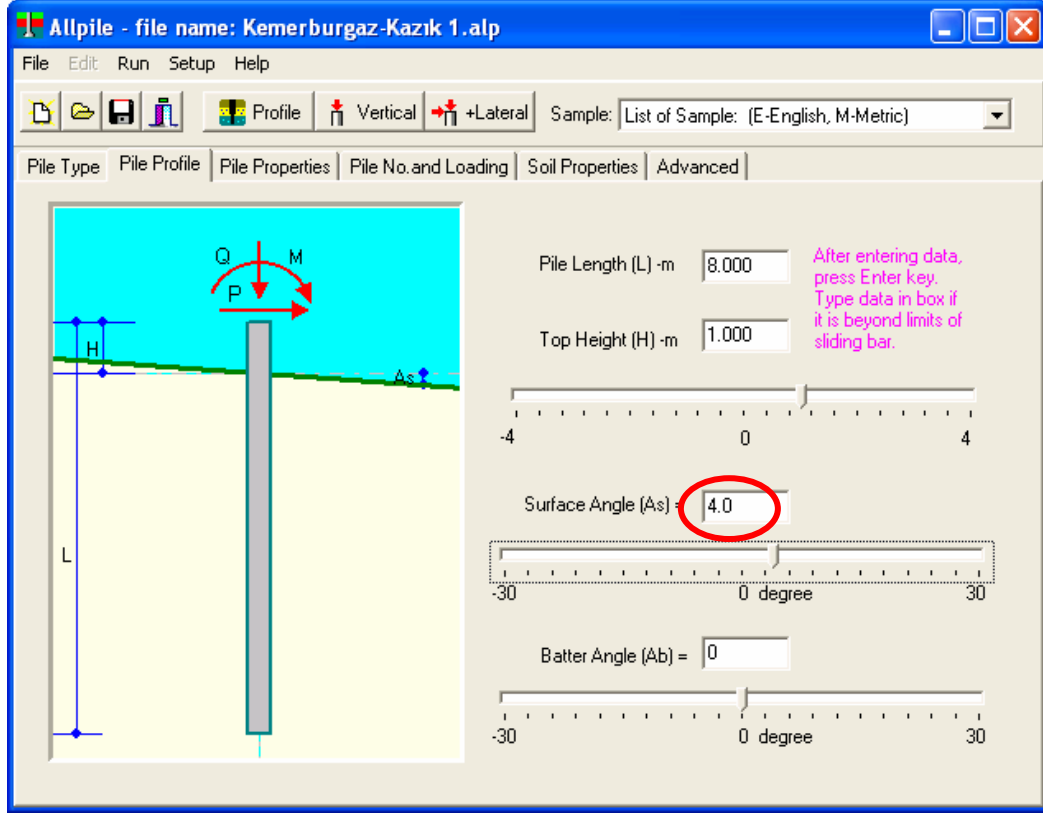
Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.16 – Durum 7 için yapılan analizde kullanılan zemin parametreleri

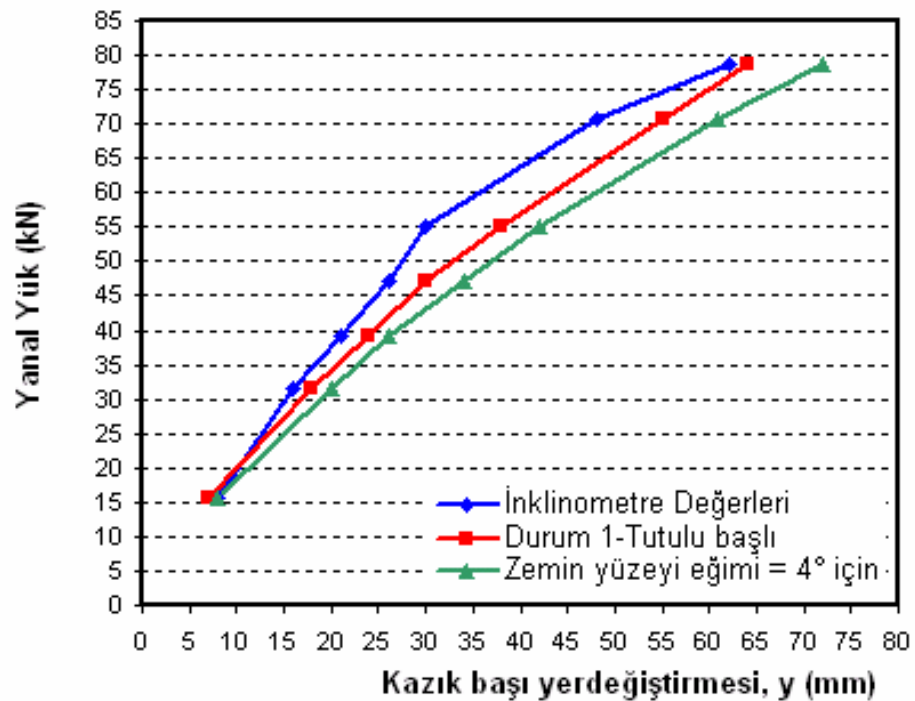


Şekil 6.17 – Durum 7 için $c = 360 \text{ kN/m}^2$ durumundaki deplasmanların karşılaştırılması

Durum 1 için tüm zemin parametrelerinin aynı kalıp zemin yüzeyinin 4° eğimli olması durumunda analiz yapılmıştır.



Şekil 6.18 – Durum 1 için tüm zemin parametrelerinin aynı olup zemin yüzü açısının 4° eğimli olması



Şekil 6.19 – Durum 1 için tüm zemin parametrelerinin aynı olup zemin yüzü açısının 4° eğimli olması

6.2.2 2 No'lu Kazıkta Yapılan Analizler

Durum 1: SPT-N darbe sayılarına bağı olarak AllPile programının belirlediği zemin parametreleri kullanılarak ortaya çıkan deplasman değerlerinin arazide ölçülen inklinometre sonuçlarıyla karşılaştırılması yapılmıştır.

Durum 2: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp dolgu zeminde $\emptyset$ açısının 31° , 33° , 37° olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 3: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 4.50 - 6.00 m aralığındaki kil zeminin kohezyonunun 60 ve 100 kPa olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 4: Durum 1 için tüm verilerin aynı 6.00 – 7.50 m aralığındaki kil zeminin kohezyonunun 25 ve 35 kPa olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 5: Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 7.50 – 10.50 m aralığındaki kum zemine ait $\emptyset$ açısının 35° ve 40° olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 6: Durum 1 için tüm verilerin aynı 10.50 - 12.00 m aralığındaki kiltaşının kohezyonunun 150 ve 220 kPa olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Durum 1

SPT-N darbe sayılarına bağlı olarak AllPile programının belirlediği zemin parametreleri kullanılarak ortaya çıkan deplasman değerlerinin arazide ölçülen inklinometre sonuçlarıyla karşılaştırılması yapılmıştır. Bu durum için AllPile programının değişik derinlikler için oluşturduğu P-y eğrileri EK 5'te verilmiştir.

AllPile - file name: Kemberburgaz-Kazık 2.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

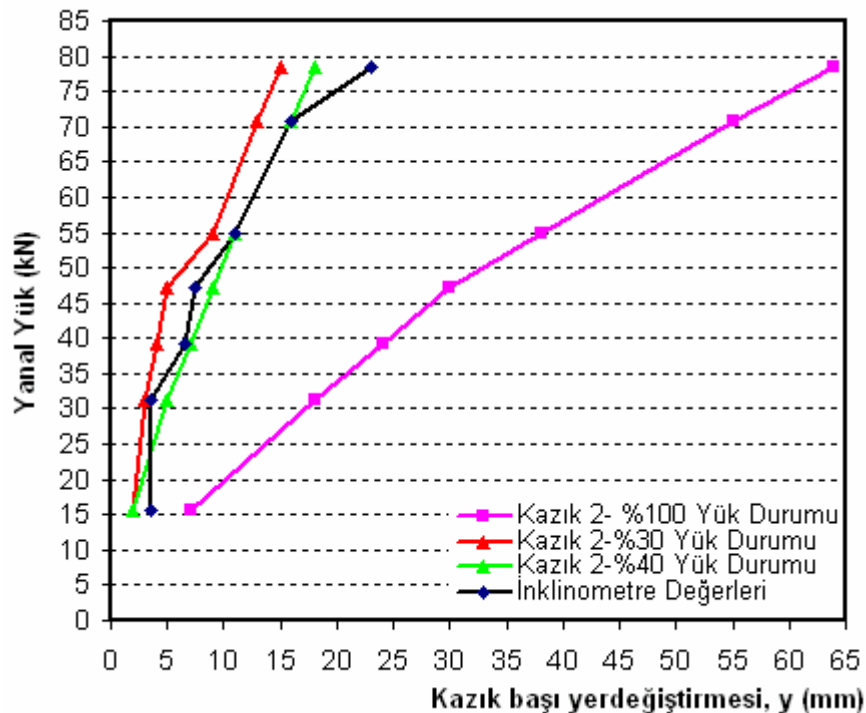
Pile Type | Pile Profile | Pile Properties | Pile No. and Loading | Soil Properties | Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
4.500	KİL	20.6	0.0	77.8	123.6	0.74	13
6	KİL	18.7	0.0	29.9	25.9	1.33	5
7.5	KUM[W]	9.8	38.8	0.0	31.6	73.30	38
9	KUM[W]	9.4	37.4	0.0	22.2	60.29	25
10.5	KILTAŞI[W]	11.6	0.0	185.5	386.4	0.44	31
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.20 – Durum 1 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.21 – Durum 1 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin

karşılaştırılması

Durum 2

Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp dolgu zeminde $\emptyset$ açısının $31^\circ, 33^\circ, 37^\circ, 40^\circ, 45^\circ$ olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 2.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

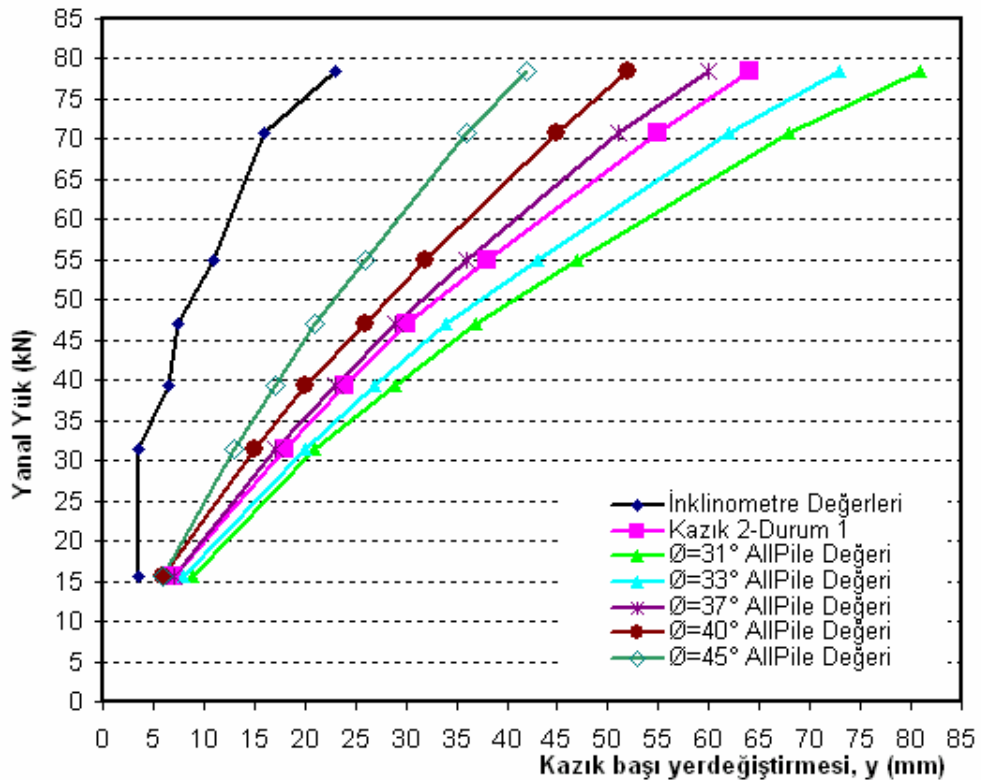
Pile Type Pile Profile Pile Properties Pile No. and Loading Soil Properties Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

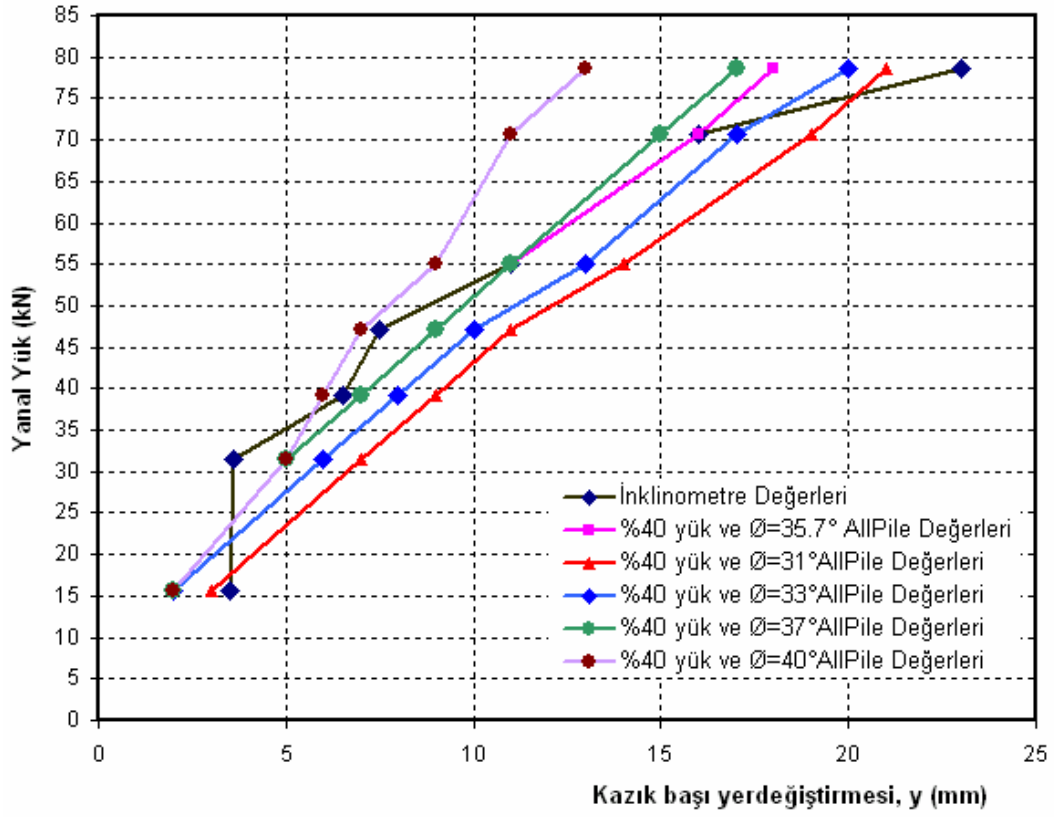
Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	31	0.0	24.4	49.28	17
4.500	KİL	20.6	0.0	77.8	123.6	0.74	13
6	KİL	18.7	0.0	29.9	25.9	1.33	5
7.5	KUM[W]	9.8	38.8	0.0	31.6	73.30	38
9	KUM[W]	9.4	37.4	0.0	22.2	60.29	25
10.5	KİLTAŞI[W]	11.6	0.0	185.5	386.4	0.44	31
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.22 – Durum 2 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.23 – Durum 2 çeşitli $\emptyset$ açıları için inklinometre değerleri ile AllPile analiz değerlerinin karşılaştırılması



Şekil 6.24 – Durum 2’de kazığa uygulanan yükün %40’ının kazığa iletilmesi durumunda çeşitli $\emptyset$ açıları için inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması

Durum 3

Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 4.50 - 6.00 m aralığındaki kil zeminin kohezyonunun 60 ve 100 kPa olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 2.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

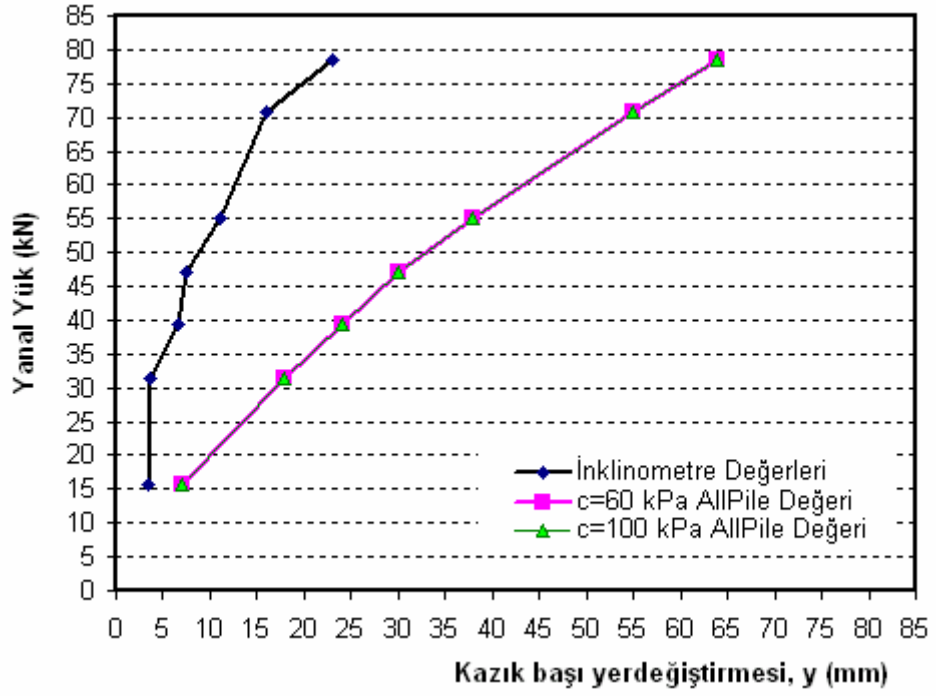
Pile Type | Pile Profile | Pile Properties | Pile No. and Loading | Soil Properties | Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
4.500	KİL	20.6	0.0	60	123.6	0.74	13
6	KİL	18.7	0.0	29.9	25.9	1.33	5
7.5	KUM[W]	9.8	38.8	0.0	31.6	73.30	38
9	KUM[W]	9.4	37.4	0.0	22.2	60.29	25
10.5	KİLTAŞI[W]	11.6	0.0	185.5	386.4	0.44	31
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.25 – Durum 3 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.26 – Durum 3 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması

Durum 4

Durum 1 için tüm verilerin aynı 6.00 – 7.50 m aralığındaki kil zeminin kohezyonunun 25 ve 35 kN/m² olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 2.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

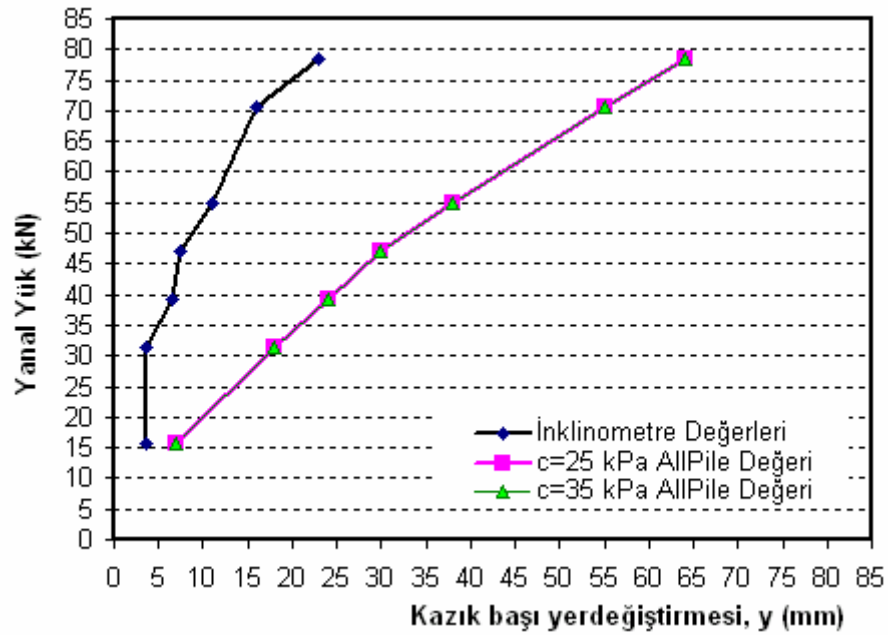
Pile Type | Pile Profile | Pile Properties | Pile No. and Loading | Soil Properties | Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
4.500	KİL	20.6	0.0	77.8	123.6	0.74	13
6	KİL	18.7	0.0	25	25.9	1.33	5
7.5	KUM[W]	9.8	38.8	0.0	31.6	73.30	38
9	KUM[W]	9.4	37.4	0.0	22.2	60.29	25
10.5	KİLTAŞI[W]	11.6	0.0	185.5	386.4	0.44	31
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.27 – Durum 4 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.28– Durum 4 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması

Durum 5

Durum 1 için tüm verilerin aynı kalıp 7.50 – 10.50 m aralığındaki kum zemine ait ϕ açısının 35° ve 40° olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 2.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

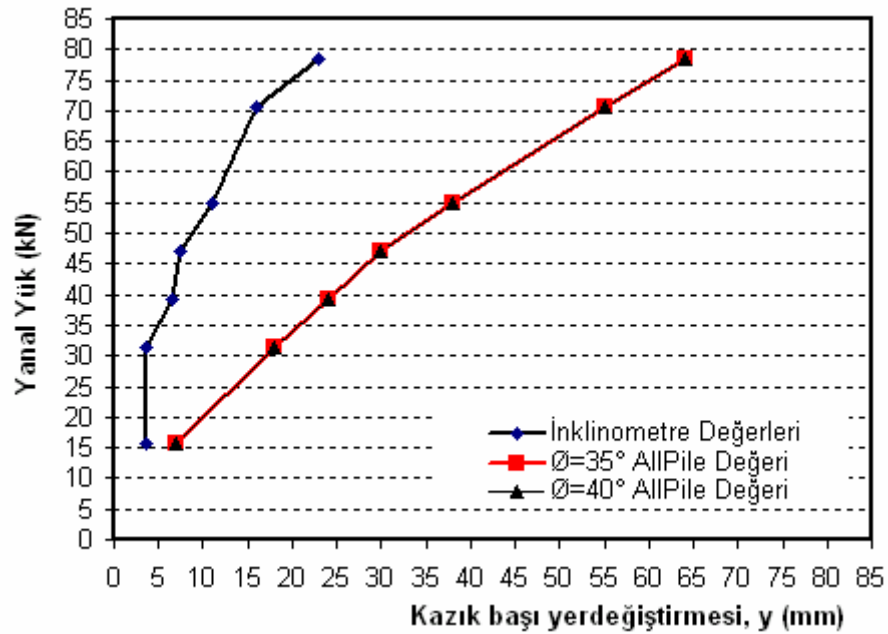
File Type | File Profile | File Properties | File No. and Loading | Soil Properties | Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
4.500	KİL	20.6	0.0	77.8	123.6	0.74	13
6	KİL	18.7	0.0	25	25.9	1.33	5
7.5	KUM[W]	9.8	35	0.0	31.6	73.30	38
9	KUM[W]	9.4	35	0.0	22.2	60.29	25
10.5	KİLTAŞI[W]	11.6	0.0	185.5	386.4	0.44	31
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.29 – Durum 5 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.30 – Durum 5 için meydana gelen inclinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması

Durum 6

Durum 1 için tüm verilerin aynı 10.50 - 12.00 m aralığındaki kıltaşının kohezyonunun 150 ve

220 kPa olması durumunun karşılaştırmalı analizi yapılmıştır.

Allpile - file name: Kemberburgaz-Kazık 2.alp

File Edit Run Setup Help

Profile Vertical +Lateral Sample: List of Sample: (E-English, M-Metric)

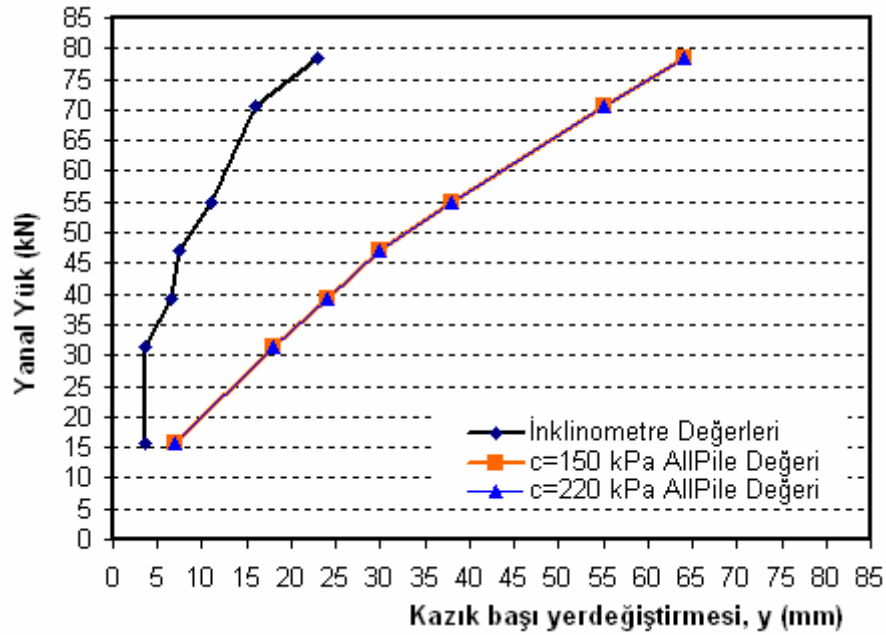
Pile Type Pile Profile Pile Properties Pile No. and Loading Soil Properties Advanced

Soil Property Table Water Table 7.000 Ground Elevation (Optional)

Top Depth-m	Soil Data Input	G-kN/m ³	Phi	C-kN/m ²	k-MN/m ³	e50 or Dr	Nspt
0.000	KONTROLLÜ DOLGU	18.9	35.7	0.0	24.4	49.28	17
4.500	KİL	20.6	0.0	77.8	123.6	0.74	13
6	KİL	18.7	0.0	29.9	25.9	1.33	5
7.5	KUM[W]	9.8	38.8	0.0	31.6	73.30	38
9	KUM[W]	9.4	37.4	0.0	22.2	60.29	25
10.5	KİLTAŞI[W]	11.6	0.0	150	386.4	0.44	31
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						
	Click to Open						

Tip resistance based on stratum from pile tip extend to 10 time of pile diameter (10 recommended).

Şekil 6.31 – Durum 6 için hesaplamalarda kullanılan zemin parametreleri



Şekil 6.32 – Durum 6 için meydana gelen inklinometre değerleri ile AllPile değerlerinin karşılaştırılması

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Arazide yapılan yanal yüklü deney sonuçlarından; Kazık 1 için arazide ölçülen inklinometre değerleri, AllPile programı ile analizi yapılan kazık başı yer değiştirmesi ile karşılaştırılmıştır ve Bölüm 6'da Durum 1 olarak tanımlanmıştır. Ayrıca Bölüm 6'da diğer tabakaların özellikleri sabit tutularak, zemin tabakasının içsel sürtünme açısı veya kohezyonu değiştirilerek AllPile programı ile analiz edilmiştir. Bu analizler ise Kazık 1 için Durum 2 – 7 arasında gösterilmiştir. Durum 8'de; zemin yüzeyi açısının 4° olması durumunda meydana gelebilecek kazık başı yer değiştirmeleri analiz edilmiştir.

- Durum 1'de $\phi=35.7^\circ$ için arazide ölçülen inklinometre değerleri ile AllPile programı analiz sonuçlarının birbirine oldukça yakın değerler verdiği görülmektedir. AllPile programında yapılan analizle kazık başında oluşan moment 109 kNm ve kazık başında meydana gelen maksimum kesme kuvveti değeri ise 87.5 kN olarak bulunmuştur.
- Durum 2'de kontrollü dolgu tabakasının içsel sürtünme açısı değerinin 32° ve 37° olması durumundaki yer değiştirmeler incelenmiştir. Buna göre; $\phi=32^\circ$ için yanal yer değiştirmelerin Durum 1'e göre artış gösterdiği, $\phi=37^\circ$ için ise yanal yer değiştirmelerin azaldığı görülmektedir. Bu analizler; yanal yüklü kazıklarda üstteki yaklaşık 8 çaplık derinlikteki zemin özelliğinin yanal yer değiştirmelerde ana etken olduğu gerçeğini doğrulamaktadır.
- *Durum 3*'de 3.40 – 4.50 m aralığındaki kontrolsüz dolgu tabakasının başlangıçtaki içsel sürtünme açısı değeri 33.9° olmasına karşın $\phi=30^\circ$ ve $\phi=38^\circ$ durumları için ayrı ayrı analiz yapılmıştır. *Durum 4*'de 4.50 – 6.00 m. aralığındaki kil zemin için $c = 41.9 \text{ kN/m}^2$ olarak alınmıştır. Kilin kohezyonunun 30 kN/m^2 ve 50 kN/m^2 olması durumları için ayrı ayrı analiz yapılmıştır. *Durum 5*'de 6.00 – 7.50 m aralığındaki kum tabakasının başlangıçtaki ϕ değeri 31.3° olmasına karşın $\phi=28^\circ$ ve $\phi=33^\circ$ durumları için ayrı ayrı analiz yapılmıştır. *Durum 6*'da 7.50 – 10.50 m aralığındaki kum tabakasının başlangıçtaki ϕ değeri 40.6° olmasına karşın $\phi=35^\circ$ ve $\phi=42^\circ$ durumları için ayrı ayrı analiz yapılmıştır. *Durum 7*'de 10.50 – 12.00 m. aralığındaki kil zemin için $c = 231 \text{ kN/m}^2$ olarak alınmıştır. Kilin kohezyonunun 360 kN/m^2 olması durumları için analiz yapılmıştır. Bu analizler kazık başından belirli bir derinlikten sonraki zemin özelliklerinin kazık başı yer değiştirmesinde etkisi olmadığının bir göstergesidir.

- *Durum 8*'de zemin yüzeyi açısının 4° olması durumu için analiz yapılmıştır. Bu durumda kazık başı yerdeğiştirmelerinde bir artış olduğu yapılan analizden de görölmektedir. Yapılan bu analizle 78.5 kN yanal yük için kazık başı momentinin 113 kNm olduğu ancak zemin yüzü açısının 0° olması durumunda ise kazık başında meydana gelen momentin 109 kNm'ye düştüğu görölmektedir.
- *Kazık 2*'de yapılan analizler için *Durum 1* gözönüne alındığında, inklinometre okumalarında görölen maksimum kazık başı yerdeğiştirmesi 78kN yanal yük altında 23mm olmasına karşın AllPile programı 64 mm kazık başı yerdeğiştirmesi hesaplamıştır. Bu durum *Kazık 2*'ye ait yükleme parçasının kazık ekseninden kaymış olmasından, yükün tam olarak iletilememiş olmasından, SPT deneyi ile arazide doğru okuma alınamamış olmasından ya da dolgu tabakasının *Kazık 2*'nin bulunduğu noktada fazla sıkıştırılmış olmasından kaynaklanabileceği düşünölmektedir.
- *Kazık 2* için yapılan analizlerde *Durum 1*'de kazığın %30 ve %40 yük alması durumları gözönüne alınarak analiz yapılmıştır. Buna bağlı olarak kazık başı yerdeğiştirmelerine bakıldığında *Kazık 2*'nin %30-40 aralığında yük aldığı düşünölmektedir.
- Arazide yanal yüklü kazık deneyi yapılmak istendiğinde, arazi deney düzeneğinin tasarlanmasındaki yöntemin deney başarısında etkili olduğu açıktır. Eğer iki kazık yanal olarak yüklenmek istenirse; hidrolik silindirin bir adet olması durumunda iki kazığın ortasında bir yere yerleştirilmesi daha iyi bir düzeneğin oluşturulmasını sağlayabilecektir.
- Dairesel kazık kullanılması durumunda yükün tam olarak dağılımının sağlanması özellikle önemli olduğu bilinmektedir. Eğer serbest başlı kazık davranışı incelenmek isteniyorsa, kazık başına kare veya dikdörtgen kesitli bir kazık başlığı yapmak yerine yükün hidrolik silindirden moment aktarmayacak ve eğilmenin engellenmeyeceği biçimde yük aktarılmasının sağlanması gerekecektir.
- Deney sonunda kazığın kırılması isteniyorsa bunun için hidrolik silindir hareket yeteneğinin iyi belirlenmesi gerekecektir.

KAYNAKLAR

Ashour, M., Norris, G., and Pilling, P., "(1998), "Lateral Loading of a Pile in Layered Soil Using The Strain Wedge Model, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 303-315, April.

Berilgen, M.M., (1996), Ankrajlı Perdelerde Zemin Yapı Etkileşiminin İncelenmesi, Doktora Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul (yayınlanmamış).

Bhushan, K., Haley, S. C., and Fong, P. T., (1979), "Lateral Load Tests on Drilled Piers in Stiff Clays", J. Geotech. Eng. Div. ASCE, Vol. 105, No. GT8, pp. 969-985.

Brinch Hansen, J., (1961), "The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces", Danish Geotechnical Enstitute (Geoteknisk Institut) Bull. No. 12, Copenhagen.

Broms, B. B., (1964 a) "Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 90, No. SM2, pp. 27-63.

Broms, B. B., (1964 b) "Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils", Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering, ASCE, Vol. 90, No. SM3, pp. 123-156.

Broms, B. B., (1972), "Stability of Flexible Structures Piles and Piles Groups", Proc. 5th Eur. Conf. Soil. Mech. Fndn. Eng., Vol. 2, pp. 239-269, Madrid.

Chen, L. T., and Poulos, H. G., (1997), "Piles Subjected to Lateral Soil Movements", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 802-811, September.

Coduto, D. P., (1994), Foundation Design Principles and Practices, Prentice-Hall Inc, New Jersey.

Cox, W. R., Reese, L. C., and Grubbs, B. R., (1974), "Field Testing of Laterally Loaded Piles in Sand", Proc., S_xth Annual Offshore Technol. Conf., OTC, pp. 459-472, Houston.

Davisson, M. T., (1963), "Estimating Buckling Loads for Piles", Proceedings of the Secant Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. I, pp. 351-369.

Davisson, M. T., (1970), "Lateral Load Capacity of Piles", High. Res. Rec., No. 333, pp. 104-112.

Davisson, m. T., Gill, H. L., (1963), "Laterally-Loaded Piles in a Layered Soil System", J. Soil. Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 89, No. SM3, pp. 63-94.

Davisson, M. T., and Prakash, S., (1963), "A Review of Soil-Pile Behavior", High Res. Rec., No. 39, pp. 25-48.

De Beer, E. E., (1977), "Piles Subjected to Lateral Loads" State of the Art Report, Proceedings of Specialty Session 10-IX International Conference on Soil Mechanics and

Foundation Engineering, Tokyo.

Dinçer, E., (1986), Yatay Yük Etkisindeki Model Kazıkların Davranışı, Doktora Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul (yayımlanmamış).

Duncan, J. M., Evans, Jr, L. T., and Ooi, S. K., (1994), "Lateral Load Analysis of Single Piles and Drilled Shafts", J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 20, No. 5, pp. 1018-1033.

Gandhi, S. R., and Selvam, S., (1997), "Group Effect on Driven Piles Under Lateral Load", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 702-709, August.

Ishii, Y., Hayashi, S., and KoichiKubo, (1960), "Review on the Current Procedures and Research Activities on the Aseismic Design of Quaywalls in Japan", Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures and Foundations in Japan, The Japan Society of Civil Engineering, pp. 39-56.

Matlock, H., (1970), "Correlation for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay", Proceeding Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 1204, Houston.

Matlock, H., and Reese, L. C., (1961), "Foundation Analysis of Offshore Pile Supported Structures", Proceeding Fifth International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Vol. 2, pp. 91-97, Paris.

Matlock, H., and Reese, L. C., (1962), "Generalized Solutions for Laterally Loaded piles", Transactions of the American Society of Civil Engineering, Vol. 127, part 1, pp. 1220-1247.

Mazurkiewicz, B. K., (1987), Offshore Platforms and Pipelines, Trans Tech Publications, Germany.

McClelland, B., and Focht, J. A. Jr., (1958), "Soil Moduls for Laterally Loaded Piles", Transactions, ASCE 123, pp. 1049-1086.

McNulty, J. F., (1956), "Thrust Loading on Piles" Journal of Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, SM2, pp. 1-25.

Nalçakan, M. S., (1999), Stabilization of Landslides By Piles In Cohesive Soils With Special Reference To Group Action Reduction, Doktora Tezi, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Ankara (yayımlanmamış).

İnan, Ö., (2000), Destekli Derin Kazılarda İnklinometrik Gözlem, Yüksek Lisans Tezi, Yıldız Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul (yayımlanmamış).

Palmer, L. A., and Thompson, j. B., (1948), "The Earth Pressure and Deflection Along the Embedded Lengths of Piles Subjected to Lateral Thrusts", Proc. 2nd Int. Conf. S. M. and F. E., Rotterdam, Vol. 5, pp. 156-161.

Peck, R. B., and Davission, M. T., 81962), Discusion. Trans., ASCE, Vol. 127, pt. 4:143.

Poulos, H. G., (1971 a) "Behavior of Laterally Loaded Piles: I- Single Piles", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 97, No SM5, pp. 711-731.

Poulos, H. G., (1971 b) "Behavior of Laterally Loaded Piles: II- Pile Groups", J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 97, No SM 5, pp. 733-751.

Poulos, H.G. and Davis, E.H., (1980), Pile Foundation Analysis and Design, John Willey and Sons Inc., New York.

Poulos, H. G., and Madhav, M. R., (1971), "Analysis of the Movement of Battered Piles" Proceedings 1st Australian-New Zealand Conference on Geomechanics, pp. 268-275, Melbourne, Australia.

Prakash, S., (1962), "Behavior of Pile Groups Subjected to Lateral Loads", Ph. D. Thesis, University of Illinois, Urbana.

Prakash, S., (1996), "Nonlinear Lateral Pile Deflection Prediction in Sands", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 130-138, February.

Prakash, S. and Sharma, H., (1989), Pile Foundations in Engineering Practice, John Willey and Sons Inc., New York.

Rao, S. N., and Raju, G. B., (1996), "Behavior of Pile-Supported Dolphins in Marine Clay Under Lateral Loading", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 607-612, August.

Reese, L. C., Cox, W. R., and Koop, F. D., (1974), "Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand", Proceedings Offshore Technology Conference, Paper No. OTC 2080, pp. 473-48, Houston.

Reese, L. C., Impe, W. F. V., (2001), Single Piles and Pile Groups Under Lateral Loading, A. A. Balkema, Rotterdam.

Reese, L. C., Matlock, H., (1956), "Non-dimensional Solutions for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth", Proceeding 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, p:1-45.

Reese, L. C., and Wang, S. T., (1986), Method of Analysis of Piles Under Lateral Loading, Marine Geotechnolgy and Nearshore/Offshore Structure, ASTM STP 923, R. C. Chaney and H. Y. Fang, Ed., pp. 199-211.

Reese, L. C., and Welch, R. C., (1975), "Laterally Loading of Deep Foundations in Stiff Clay", J. Geotech. Eng. Div., ASCE, Vol. 101, No. GT7, pp. 633-649.

Rollins, K. B., Peterson, K. T., and Weaver, T. J., (1998), "Lateral Load Behavior of Full-Scale Pile Group in Clay", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 468-478, June.

Reuss, R., Wang, S. T., Reese, L. C., (1992), "Tests of Piles under Lateral Loading at the Pyramid Building, Memphis, Tennessee", Geotech News, Vancouver, 10(4), pp. 44-49, Canada.

- Ruesta, P. F., and Townsend, F. C., (1997), "Evaluation of Laterally Loaded Pile Group at Roosevelt Bridge", Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, pp. 1153-1161, December.
- Skempton, A. W., (1951), "The Bearing Capacity of Clays", Proceedings, Building Research Congress, Division 1, London, England.
- Sowers, G. F., (1979), Introductory Soils Mechanics and Foundation Engineering, Macmillan Publishing Co., Newyork.
- Steenfelt, J. S., (1973), "Sand Laying Techniques", Tecnical Report, Danish Geotechnical Institute.
- Terzaghi, K., (1955), "Evaluation of Coefficients of Sub-grade Reaction", Geot., Vol. 5,
- Toğrol, E., (1970), Kazıklı Temeller, Temel Araştırma Yayınları No:1, İstanbul.
- Tomlinson, M.J., (1994), Foundation Design and Construction, Longman, Great Britain.
- Vakai, A., Gose, S., and Ugai, K., (1999), 3-D Elasto-Plastic Finite Element Analyses of Pile Foundations Subjected to Lateral Loading", Soils and Foundations Japanese Geotechnical Society, Vol. 39, No. 1, pp. 97-111.
- Wilson, S. D., and Hilts, D. E., (1967), "How to Determine Lateral Load Capacity of Piles" in Pile Foundation Know-How (41-45), Amer. Wood. Pres. Inst., Washington.
- Yıldırım, S., (1995), Kazıklı Temellerin Tasarımı, 1995.

İNTERNET KAYNAKLARI

- [1] www.mae.ce.uiuc.edu / Education / Student / Graduate / SCOJ / V3N1 / ball.pdf
- [2] www.ejge.com / disc_how.htm

EKLER

Sondaj Logları
Hidrolik Kriko Yükleme Sertifikası
P-y eğrileri