

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YATAY YÜKLÜ TEK VE GRUP KAZIKLARIN
DAVRANIŞININ NÜMERİK YÖNTEMLERLE
İNCELENMESİ**

İnşaat Mühendisi Erhan ŞİMŞEK

FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında

Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Yrd.Doç. Dr. Mehmet M. BERİLGİN

İSTANBUL, 2007

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ	v
KISALTMA LİSTESİ.....	vi
ŞEKİL LİSTESİ.....	vii
ÇİZELGE LİSTESİ	xii
ÖNSÖZ	xiii
ÖZET	xiv
ABSTRACT	xv
1. GİRİŞ	1
2. KAZIK-ZEMİN İLİŞKİSİ	2
2.1 Kazıklı Temeller ve Sınıflandırılması.....	2
2.2 Yatay Yüklerin Kazıklara Etkisi	4
2.2.1 Yatay Yüklü Tekil Kazığın Davranışı	4
2.2.2 Yatay Yüklü Kazık Grubunun Davranışı.....	6
3. YATAY YÜK ALTINDA TEK KAZIĞIN ANALİZİ	9
3.1 Giriş	9
3.2 Brinch Hansen (1961) Yöntemi	11
3.3 Broms (1964) Yöntemi	12
3.3.1 Kohezyonlu zemin içindeki kazıklar	14
3.3.1.1 Kohezyonlu zeminde limit zemin direnci	14
3.3.1.2 Kohezyonlu zeminlerde serbest başlı kazıklar	15
3.3.1.3 Kohezyonlu Zeminlerde Tutulu Başlı kazıklar	17
3.3.2 Granüler Zemin İçindeki Kazıklar.....	20
3.3.2.1 Granüler Zeminde Limit Zemin Direnci.....	20
3.3.2.2 Granüler Zeminde Serbest Başlı Kazıklar	20
3.3.2.3 Granüler Zeminlerde Tutulu Başlı Kazıklar	23
3.4 Yatak Katsayısı Yöntemi	25
3.4.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Yatak Katsayısı Metodu	25
3.4.1.1 Serbest Başlıklı Kazıklar.....	25
3.4.1.2 Rijit Başlıklı Kazıklar	30
3.4.2 Kohezyonlu Zeminlerde Yatak Katsayısı Metodu	32
3.5 Poulos Yöntemi	33
3.5.1 Zemin Elastisite Modülü Derinlikle Değişmeyen (Üniform) Yüzen Kazıklar için Çözümler	35
3.5.1.1 Elastik Teori ve Yatak Katsayısı Yönteminin Karşılaştırılması	43
3.5.1.2 Zemin Elastisite Modülleri.....	45
3.5.1.3 Teorik ve Gözlemlenen Kazık Davranışları Arasındaki Karşılaştırmalar	45

3.5.2	Zemin Elastisite Modülleri Lineer Artan Zeminlerde Yüzen Kazıklar İçin Çözümler	48
3.5.2.1	Yatak katsayısı teorisi ile karşılaştırmalar	55
3.6	p-y Yöntemi	56
3.6.1	Kohezyonsuz Zeminlerde p-y Eğrileri	59
3.6.2	Kohezyonlu Zeminlerde p-y Eğrileri	62
3.6.3	Aşırı Konsolide Killerde p-y Eğrileri	66
4.	YATAY YÜK ETKİSİNDE KAZIK GRUPLARININ ANALİZİ	68
4.1	Giriş	68
4.2	Elastik Analiz	68
4.2.1	İki Kazık Arasındaki Etkileşimin Elastik Analizi	69
4.2.2	İki Kazık Etkileşimi İçin Çözüm	70
4.2.3	Dörtlü Kazık Grubunun Analizi	80
4.2.4	Genel Kazık Grupları İçin Elastik Analizler	81
4.2.5	Kare Gruplar İçin Elastik Çözümler	83
4.3	Grup Azaltma Faktörü	87
4.4	Birleştirme Yöntemi	88
4.5	Grup Büyütme Yöntemi, Ooi ve Duncan (1994)	89
4.6	Winkler Etkileşim Modeli	92
4.7	Değiştirilmiş Birim Yük Transferi Yöntemi	92
5.	MPİLE PROGRAMI	93
5.1	Giriş	93
5.2	MPile Programının Özellikleri	93
5.3	MPile’da Kullanılan Analiz Yöntemleri	94
5.3.1	Cap Model	94
5.3.2	Poulos Model	94
5.3.3	Plasti-Poulos Model	95
5.3.4	Cap Soil İnteraction Model	97
6.	FARKLI NÜMERİK YÖNTEMLERLE BELİRLENEN YATAY YÜKLÜ TEK KAZIK DAVRANIŞININ KARŞILAŞTIRILMASI	99
6.1	Giriş	99
6.2	Analizlerde Kullanılan Kazık Ve Zemin Parametreleri	99
6.3	Kohezyonlu Zeminlerde Tek Kazık Analizleri	101
6.4	Kohezyonsuz Zeminlerde Yapılan Tek Kazık Analizleri	104
6.5	Plastisitenin Etkisi	111
7.	YATAY YÜKLÜ KAZIK GRUPLARININ ANALİZİ	112
7.1	Giriş	112
7.2	MPile Programı İçin Doğrulama	112
7.3	Yatay Yüklü Kare Kazık Grupları	117
7.3.1	Kohezyonsuz Zeminlerde Yapılan Analizler	117
7.3.2	Kohezyonlu Zeminlerde Yapılan Analizler	126
8.	SONUÇLAR	134
	KAYNAKLAR	136

EKLER.....	139
Ek 1 MPile programında girdi verilerini oluşturma	140
Ek 2 MPile programında sonuçların görünümü	146
ÖZGEÇMİŞ.....	155

SİMGE LİSTESİ

c	Kohezyon
c_u	Drenajsız kayma mukavemeti
d	Kazık çapı
e	Yükün eksantrisitesi
E_p	Kazık elastisite modülü
E_s	Zemin elastisite modülü
F_ρ	Akma-yer değiştirme faktörü
F_θ	Akma-dönme faktörü
G_e	Grup etkinlik faktörü
H_G	Gruba etkiyen yatay yük
$I_{\rho H}$	Yatay yük için yer değiştirme etki faktörü
$I_{\rho M}$	Moment için yer değiştirme etki faktörü
$I_{\theta H}$	Yatay yük için dönme etki faktörü
$I_{\theta M}$	Moment için dönme etki faktörü
K_p	Rankine pasif toprak basıncı
K_R	Kazık esneklik faktörü
L	Kazık boyu
M_g	Kazık başına etkiyen moment
M_{max}	Maksimum moment
M_u	Kesit dayanım momenti
n_h	Yatak katsayısı sabiti
N_h	Derinlikle Elastisite modülünün artış oranı
p	kazık boyunca birim genişlikteki zemin direnci
Q_g	Kazık başına etkiyen yatay yük
Q_u	Nihai taşıma gücü
R	Kohezyonlu zeminlerde fiktif rijitlik boyu
R_R	Grup azaltma faktörü
R_ρ	Deplasman oranı
s	Kazıklar arası uzaklık
T	Granüler zeminlerde fiktif rijitlik boyu
x_r	Kritik derinlik
α_ρ	Deplasman etki faktörü
α_θ	Dönme etki faktörü
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
γ'	Zeminin efektif birim hacim ağırlığı
γ_d	Zeminin suya doymun birim hacim ağırlığı
γ_k	Zeminin kuru birim hacim ağırlığı
ρ	Yer değiştirme
ρ_G	Grup yer değiştirmesi
σ_v'	Düşey efektif gerilme
ϕ	İçsel sürtünme açısı
ν	Poisson oranı
θ	Dönme

KISALTMA LİSTESİ

ASCE American Society for Civil Engineers

ŞEKİL LİSTESİ

	Sayfa
Şekil 2.1 Kazıkların farklı alanlarda kullanılması : (a) uç kazıkları, (b) sürtünme kazıkları, (c) çekme kazıkları (d) yatay yüklü kazıklar (e) yatay yüklü eğik kazıklar (Prakash,1989).....	3
Şekil 2.2 Yatay yüklü kazığın etrafındaki varsayılan göçme yüzeyleri a) Zemin yüzeyine yakın derinlikler b) Zemin yüzeyinden daha uzak derinlikler (Prakash,1989)	5
Şekil 2.3 Boussinesq gerilme soğanları ve kazık aralıklarının belirlenmesi (Prakash,1989).....	6
Şekil 2.4 Kazıların grup davranışının zemin üzerindeki etkisi (a) Plan, (b) Kesit (Prakash,1989)	7
Şekil 2.5 Yanal yük etkisinde kazık grubunun göçmesi (Fleming ve diğerleri, 1992)	8
Şekil 3.1 Brinch Hansen Yöntemi (Yıldırım,2002).....	11
Şekil 3.2 K_c ve K_q katsayıları (Brinch Hansen,1961).....	12
Şekil 3.3 Yanal yüklü kısa kazıklarda Davranış (Birand,2001)	13
Şekil 3.4 Yanal yüklü orta ve uzun kazıkların davranışı (Birand,2001).....	13
Şekil 3.5 Yumuşak zeminde kabul edilen limit zemin direnci (Broms,1964)	14
Şekil 3.6 Kohezyonlu zeminlerde kısa kazık davranışı (Broms,1964).....	15
Şekil 3.7 Kohezyonlu zeminlerde kısa kazıklar için çözüm (Tomlinson,1994)	15
Şekil 3.8 Kohezyonlu zeminlerde uzun kazık davranışı (Broms,1964)	16
Şekil 3.9 Kohezyonlu zeminlerde uzun kazıklar için çözüm (Tomlinson,1994).....	16
Şekil 3.10 Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı kısa kazık davranışı, a) Kazık deformasyonu, b) zemin direnci, c) eğilme momenti (Broms,1964).....	18
Şekil 3.11 Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı uzun kazık davranışı, a) Kazık deformasyonu, b) zemin direnci, c) eğilme momenti (Broms,1964).....	19
Şekil 3.12 Kohezyonsuz zeminlerde serbest başlı kısa kazık davranışı, a) Kazık deformasyonu, b) zemin direnci, c) eğilme momenti (Broms,1964).....	21
Şekil 3.13 Kohezyonsuz zeminlerde kısa kazıkların taşıyabileceği yük (Tomlinson,1994).....	22
Şekil 3.14 Kohezyonsuz zeminlerde serbest başlı uzun kazık davranışı, a) Kazık deformasyonu, b) zemin direnci, c) eğilme momenti (Broms,1964).....	23
Şekil 3.15 Kohezyonsuz zeminlerde uzun kazıkların taşıyabileceği yük (Tomlinson,1994).....	23
Şekil 3.16 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı kısa kazık davranışı (Broms,1964)	24
Şekil 3.17 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı uzun kazık davranışı (Broms,1964)	24
Şekil 3.18 Q_g ve M_g yükleri altındaki kazığın davranışları; (a) deformasyon, (b) dy/dx , (c) moment, (d) kesme kuvveti, (e) zemin direnci (Prakash,1989)	26
Şekil 3.19 Kohezyonsuz zeminler için A_y, A_m, B_y, B_m katsayıları (a) Serbest başlı (b) Rijit başlıklı (Prakash,1989).....	29
Şekil 3.20 Rijit başlıklı kazıklar için katsayılar (a) deformasyon (b) moment (c) zemin direnci (Prakash,1989).....	31
Şekil 3.21 Yatak katsayısının derinlikle sabit olması durumunda katsayıların bulunması (a) yalnız yatay yük (b) yalnız moment (Prakash,1989)	33
Şekil 3.22 Gerilme dağılımı (Poulos,1971)	34
Şekil 3.23 $I_{\rho H}$: serbest başlı kazık için etki faktörü (Poulos,1980).....	36
Şekil 3.24 Serbest başlı kazık için $I_{\rho M}$ ve $I_{\theta H}$ etki faktörleri (Poulos,1980).....	37
Şekil 3.25 Serbest başlı kazık için $I_{\theta M}$ etki faktörü (Poulos,1980).....	37

Şekil 3.26	Serbest başlı kazıkta akma-deplasman faktörü F_p (sabit E_s ve p_y için) (Poulos,1980).....	38
Şekil 3.27	Serbest başlı kazıkta akma-dönme faktörü F_θ (sabit E_s ve p_y için) (Poulos,1980).....	38
Şekil 3.28	Tutulu başlı kazıkta $I_{\rho F}$ etki faktörü (Poulos,1980)	39
Şekil 3.29	Kazık boyunca tipik yer değiştirme profili (Poulos,1980)	40
Şekil 3.30	Kazık yer değiştirmesinde kazık uzunluğunun ve zemin modülünün etkisi	41
Şekil 3.31	Drenajsız hareketin nihai harekete oranı ρ_u / ρ_f (Poulos,1980).....	42
Şekil 3.32	Serbest başlı kazıkta maksimum moment (Poulos,1980).....	42
Şekil 3.33	Tutulu başlı kazık başında moment (Poulos,1980)	43
Şekil 3.34	Yer değiştirmeler ve dönmeler için yatak katsayısı ve elastik teorelin karşılaştırılması (Poulos,1971)	44
Şekil 3.35	Momentler için yatak katsayısı ve elastik teorelin karşılaştırılması (Poulos,1971).....	44
Şekil 3.36	Ölçülen ve teorik yer değiştirme profillerinin karşılaştırılması, a) Kumlu zemin, b) Killi zemin (Poulos,1971)	46
Şekil 3.37	Teorik ve ölçülen moment dağılımlarının karşılaştırılması (Gleser,1953)	47
Şekil 3.38	Teorik ve ölçülen yük- yer değiştirme eğrilerinin karşılaştırılması (Kerisel ve Adem ,1967).....	47
Şekil 3.39	Serbest başlı kazıkta $I_{\rho H}$ etki faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	50
Şekil 3.40	Serbest başlı kazıkta $I_{\rho M}$ ve $I_{\rho H}$ etki faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	50
Şekil 3.41	Serbest başlı kazıkta $I_{\rho M}$ etki faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	51
Şekil 3.42	Serbest başlı kazıkta F_p = akma – deplasman faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	51
Şekil 3.43	Serbest başlı kazıkta F_θ = akma – dönme faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	52
Şekil 3.44	Yanal nihai yükü H_u (Poulos,1980)	52
Şekil 3.45	Tutulu başlı kazıkta $I_{\rho F}$ etki faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	53
Şekil 3.46	Tutulu başlı kazıkta $F_{\rho F}$ = akma – deplasman faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	53
Şekil 3.48	Serbest başlı kazıkta maksimum moment (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	54
Şekil 3.49	Tutulu başlı kazıkta maksimum moment (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980).....	55
Şekil 3.50	Serbest başlı kazıkta yatak katsayısı ve elastik teorilerinin arasındaki karşılaştırmalar (Poulos,1980).....	55
Şekil 3.51	p-y eğrileriyle kazık deformasyonunun tanımlanması (a) farklı x derinliklerinde eğrilerin durumu (b) eğrilerin eksen takımındaki durumları (c) deforme olmuş kazığın durumu (Prakash,1989)	57
Şekil 3.52	x_r ’ nin ve p-y eğrilerinin elde edilmesi (a) x_r ’ nin bulunması (b) p-y eğrilerinin belirlenmesi (Prakash,1989)	60
Şekil 3.53	Kıvamı yumuşak ve katı arasında kalan killi zeminlerde p-y eğrilerinin	

	elde edilmesi (Prakash,1989).....	64
Şekil 4.1	(a) Kazığa etkiyen basınç ve kuvvetler, (b) zemine etkiyen basınçlar (Poulos,1971).....	69
Şekil 4.2	Sapma açısı ile etkileşim faktörünün tipik değişimi (Poulos,1971)	71
Şekil 4.3	$K_R=10^{-5}$ için α_{pH} (Poulos,1980).....	71
Şekil 4.4	$K_R=10^{-3}$ için α_{pH} (Poulos,1980)	72
Şekil 4.5	$K_R=10^{-1}$ için α_{pH} (Poulos,1980)	72
Şekil 4.6	$K_R=10$ için α_{pH} (Poulos,1980)	73
Şekil 4.7	$K_R=10^{-5}$ için α_{pM} ve $\alpha_{\theta H}$ (Poulos,1980)	73
Şekil 4.8	$K_R=10^{-3}$ için α_{pM} ve $\alpha_{\theta H}$ (Poulos,1980).....	74
Şekil 4.9	$K_R=10^{-1}$ için α_{pM} ve $\alpha_{\theta H}$ (Poulos,1980)	74
Şekil 4.10	$K_R=10$ için α_{pM} ve $\alpha_{\theta H}$ (Poulos,1980)	75
Şekil 4.11	$K_R=10^{-5}$ için $\alpha_{\theta M}$ (Poulos,1980).....	75
Şekil 4.12	$K_R=10^{-3}$ için $\alpha_{\theta M}$ (Poulos,1980).....	76
Şekil 4.13	$K_R=10^{-1}$ için $\alpha_{\theta M}$ (Poulos,1980).....	76
Şekil 4.14	$K_R=10$ için $\alpha_{\theta M}$ (Poulos,1980)	77
Şekil 4.15	$K_R=10^{-5}$ için α_{pF} (Poulos,1980)	77
Şekil 4.16	$K_R=10^{-3}$ için α_{pF} (Poulos,1980)	78
Şekil 4.17	$K_R=10^{-1}$ için α_{pF} (Poulos,1980).....	78
Şekil 4.18	$K_R=10$ için α_{pF} (Poulos,1980).....	79
Şekil 4.19	Etkileşimde Elastisite modülünün etkisi (Poulos,1980).....	80
Şekil 4.20	Dörtlü kazık grubu (Poulos,1980).....	81
Şekil 4.21	R_{RpF} ve R_R 'nin kazık aralığı ile değişimi (a) Kazık rijitliğinin R_{RpF} 'e etkisi (b) L/d 'nin R_{RpF} 'e etkisi (c) Başlık durumunun R_R 'ye etkisi (Poulos,1980) ...	84
Şekil 4.22	Grup genişliğine karşı R_R 'nin değişimi (Poulos,1971)	85
Şekil 4.23	Tutulmuş başlı kazık gruplarında çeşitli durumlarda yatay yük paylaşımları (Poulos,1980).....	86
Şekil 5.1	MPile'de yer alan özellikler.....	94
Şekil 5.2	Yanal yüklü tekil bir kazığın yük-deformasyon ilişkisi	95
Şekil 6.1	Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10,D=0,60$ m)	101
Şekil 6.2	Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10,D=0,80$ m)	102
Şekil 6.3	Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10,D=1,00$ m)	102
Şekil 6.4	Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20,D=0,60$ m)	103
Şekil 6.5	Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20,D=0,80$ m)	103
Şekil 6.6	Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20,D=1,00$ m)	104
Şekil 6.7	Çok yumuşak killi zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri	105
Şekil 6.8	Orta katı killi zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri	105
Şekil 6.9	Katı killi zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri.	106
Şekil 6.10	Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10,D=0,60$ m).....	107
Şekil 6.11	Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10,D=0,80$ m).....	107

Şekil 6.12	Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10, D=1,00$ m).....	108
Şekil 6.13	Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20, D=0,60$ m).....	108
Şekil 6.14	Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20, D=0,80$ m).....	109
Şekil 6.15	Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20, D=0,80$ m).....	109
Şekil 6.16	Çok gevşek kum zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri	110
Şekil 6.17	Gevşek kum zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri	110
Şekil 6.18	Orta sıkı kum zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri	111
Şekil 7.1	Yöntemlerin karşılaştırmasında göz önüne alınan kazık grubu.....	113
Şekil 7.2	Kohezyonlu zeminde üç farklı çözüm metodunun karşılaştırılması.....	115
Şekil 7.3	Kohezyonsuz zeminde üç farklı çözüm metodunun karşılaştırılması.....	116
Şekil 7.4	Kohezyonsuz zeminde 3x3 kazık grubunda yatay yük-deplasman eğrisi.....	116
Şekil 7.5	3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Gevşek kum, $D=0,6m$).....	118
Şekil 7.6	3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Gevşek kum, $D=0,8m$).....	118
Şekil 7.7	3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta sıkı kum, $D=0,6m$)	119
Şekil 7.8	3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta sıkı kum, $D=0,8m$).....	119
Şekil 7.9	2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Gevşek kum, $D=0,6m$).....	120
Şekil 7.10	2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Gevşek kum, $D=0,8m$).....	120
Şekil 7.11	2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta sıkı kum, $D=0,6m$).....	121
Şekil 7.12	2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta sıkı kum, $D=0,8m$).....	121
Şekil 7.13	s/D ve kazık sayısına bağlı olarak H_{ort}/H_{tek} 'in değişimi ($D=0,60$ m için).....	123
Şekil 7.14	s/D ve kazık sayısına bağlı olarak H_{ort}/H_{tek} 'in değişimi ($D=0,60$ m için).....	123
Şekil 7.15	Kohezyonsuz zeminde köşe kazıklarda farklı kazık aralığı ve çapına göre yer değiştirmenin derinlikle değişimi, a) $\varnothing=30, D=0,60$, b) $\varnothing=35, D=0,60$, c) $\varnothing=30, D=0,80$, d) $\varnothing=35, D=0,80$	124
Şekil 7.16	Kohezyonsuz zeminde köşe kazıklarda farklı kazık aralığı ve çapına göre eğilme momentinin (M_x) derinlikle değişimi, a) $\varnothing=30, D=0,60$, b) $\varnothing=35, D=0,60$, c) $\varnothing=30, D=0,80$, d) $\varnothing=35, D=0,80$	125
Şekil 7.17	3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Çok yumuşak kil, $D=0,6m$).....	126
Şekil 7.18	3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Çok yumuşak kil, $D=0,8m$).....	127
Şekil 7.19	3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta katı kil, $D=0,6m$).....	127
Şekil 7.20	3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta katı kil, $D=0,8m$).....	128
Şekil 7.21	2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Çok	

	yumuşak kil , $D=0,6m$).....	128
Şekil 7.22	2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Çok yumuşak kil , $D=0,8 m$).....	129
Şekil 7.23	2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta katı kil, $D=0,6m$).....	129
Şekil 7.24	2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta katı kil, $D=0,8m$).....	130
Şekil 7.25	s/D ve kazık sayısına bağlı olarak H_{ort}/H_{tek} 'in değişimi ($D=0,60 m$ için).....	130
Şekil 7.26	s/D ve kazık sayısına bağlı olarak H_{ort}/H_{tek} 'in değişimi ($D=0,60 m$ için).....	131
Şekil 7.27	Kohezyonlu zeminde köşe kazıklarda farklı kazık aralığı ve çapına göre yer değiştirmenin derinlikle değişimi, a) $c_u=10, D=0,60$, b) $c_u=50, D=0,60$,c) $c_u=10, D=0,80$, d) $c_u=50, D=0,80$	132
Şekil 7.28	Kohezyonlu zeminde köşe kazıklarda farklı kazık aralığı ve çapına göre eğilme momentinin (M_x) derinlikle değişimi, a) $c_u=10, D=0,60$, b) $c_u=50, D=0,60$,c) $c_u=10, D=0,80$, d) $c_u=50, D=0,80$	133

ÇİZELGE LİSTESİ

	Sayfa
Çizelge 3.1 Serbest başlıklı uzun kazıklar ($Z_{maks} \geq 5$) için A katsayıları.....	29
Çizelge 3.2 Serbest başlıklı uzun kazıklar ($Z_{maks} \geq 5$) için B katsayıları.....	30
Çizelge 3.3 Kohezyonsuz zeminler için E_s 'nin ortalama değerleri (Poulos,1971).....	45
Çizelge 3.4 Su altındaki kumlar için tahmini n_h değerleri (Reese,1974).....	60
Çizelge 3.4 A1 ve B1 katsayıları (Reese vd.,1974).....	62
Çizelge 4.1 Yatay yük yönündeki kazık aralığına göre azaltma faktörleri (Yıldırım,2002)	87
Çizelge 4.2 Kohezyonsuz zeminde kazık aralığı/çap oranına göre grup etkinlik faktörü (Yıldırım,2002)	87
Çizelge 4.3 Kohezyonlu zeminde farklı kazık gruplarında kazık aralığı/çap oranına göre grup etkinlik faktörü (Prakash,1989)	88
Çizelge 5.1 Farklı modeller için mevcut seçenekler.....	98
Çizelge 6.1 Kohezyonlu zeminler için yapılan analizlerde kullanılan zemin parametreleri	100
Çizelge 6.2 Kohezyonsuz zeminler için yapılan analizlerde kullanılan zemin parametreleri.....	100
Çizelge 6.3 Analizlerde kullanılan kazık özellikleri	100
Çizelge 7.1 Xu ve Poulos (2000) tarafından çalışmanın MPile ile karşılaştırması.....	113
Çizelge 7.2 MPile ve diğer metotlar arasındaki bağıl farklar (%).....	114

ÖNSÖZ

Bu çalışmada, tek ve grup kazıkların farklı zemin ve kazık boyutlarında yatay yük etkisindeki davranışları nümerik yöntemler kullanılarak incelenmiş ve grup kazıklarda yer alan kazıların birbirlerine olan uzaklıklarının ve gruptaki kazık sayısının kazık başı deformasyonuna etkisi araştırılmıştır. Yapılan bu nümerik analizler için MPile programında yer alan farklı çözüm yöntemlerinden yararlanılmıştır.

Yüksek lisans tez çalışmam sırasında deneyim ve bilgileri benimle paylaşan danışman hocam Yrd. Doç. Dr. Mehmet BERİLGİN'e teşekkürlerimi sunarım.

Tez çalışmam boyunca beni destekleyen ve her zaman yanımda olan aileme gösterdikleri sabır ve anlayış için çok teşekkür ederim.

ÖZET

Bu çalışmada yanal yüklü kazık gruplarında zemin kazık etkileşimi ve grup etkisi (kazık/zemin kazık etkileşimi) farklı nümerik analiz yöntemleri ile incelenmesi amaçlanmıştır. Bu amaçla yatay yüklü tek kazık ve kazık grupları için geliştirilen nümerik analiz yöntemleri gözönüne alınarak farklı yükleme, zemin özellikleri, kazık çap ve boyları için çelik boru kazıkların analizleri yapılmıştır. Bu analizlerde MPile isimli bir yazılımdan yararlanılmıştır. Yapılan analizler ile ilk olarak tek kazıkların yatay yükler altında davranışı Elastik ve Plastik Poulos Yöntemleri ile incelenmiş daha sonra yatay yükler altındaki grup kazıklarda kazık-zemin-kazık etkileşimi dört farklı yöntem ile incelenmiştir. Bu yöntemler Mpile programında verilen adları ile, Cap Model, Cap Soil Interaction Model, Elastik ve Plastik Poulos Model lerdir. Bu yöntemlerden Cap Model’de kazıklar arası etkileşim (kazık-zemin-kazık etkileşimi) gözönüne alınmamakta, Cap-Soil Interaction Model’de elastik Mindlin Kuramı’ndan yararlanılmakta ve Poulos Yöntemi’nde ise kazıklar arası elastik bir ortam olarak modellenmektedir.

Yatay yüklü tek ve grup çelik boru kazıklar üzerinde farklı analiz yöntemleri ile farklı zemin özellikleri ve kazık boyutları için gerçekleştirilen analizlerden elde edilen sonuçlar biribiri ile karşılaştırılmıştır. Yapılan karşılaştırmalarda zeminin elasto-plastik davranışının önemli olduğu ve grup etkisinden dolayı kazık grupları gruptaki bitr kazığa gelenyüke eşit bir yüklemeye maruz tekil kazığa göre daha fazla deplasman yaptığı görülmekte ve kazık-zemin-kazık etkisinin dikkate alınması gerektiği anlaşılmaktadır.

Anahtar kelimeler: Yatay yüklü kazıklar ve kazık grupları, Yatay yüklü kazıkların analizi, Kazık-zemin-kazık etkileşimi,

ABSTRACT

The aim of this research is analyzing pile-soil-pile interaction in laterally loaded pile groups. Before pile-soil-pile interaction analysis, single piles' behavior that are under the effect of lateral loads, are analyzed by considering different soil and pile sizes. Therefore for the analysis MPile program is utilized. Four different pile analysis methods are employed in three dimensional numeric analysis. These methods are Cap Model, Cap Soil Interaction Model, Poulos Elastic Model and Plasti-Poulos Model. The pile length change and diameter effect is researched in laterally loaded piles with different soil parameters and it is deduced that in some cases the elongation of pile length has a slight effect on the pile behavior. In addition to that elastic and plastic methods are compared with each other and plastic effect is examined on the lateral load-deformation. In laterally loaded pile groups, a firstly done study is solved by using MPile in order to test the correctness of the program. Then a laterally loaded pile group is solved via Cap and Cap Soil Interaction Model which uses p-y method and Elasto-Plastic Poulos Model and the difference in these methods are discussed. Finally the effect of pile-soil-pile interaction to lateral load displacement behavior is examined in lateral loaded pile groups. From the analysis, it has been deduced that when the piles come closer to each other, pile-soil-pile interaction is decreased and it starts to look like single pile behavior. Moreover it is also concluded that as the distance between piles diminishes, the displacement of the pile group is increased.

Key words: Pile-soil-pile interaction, Laterally loaded piles, Laterally loaded pile groups, Laterally loaded pile analysis

1. GİRİŞ

Teknolojinin hızla ilerlemesine paralel olarak, büyük kentler ve sanayi bölgelerinde yüksek ve ağır yapıların inşaatı büyük önem kazanmaktadır. Bu tip yapılarda, yapıdan zemine aktarılacak yüklerin çok büyük değerlere ulaşması nedeni ile çoğu zaman yüzeysel temeller oturma ve taşıma gücü koşulunu sağlamamaktadır.

Temel zeminin iyileştirilmesi, zeminin uzaklaştırılarak yerine iyi derecelendirilmiş çakıllı zeminin sıkıştırılarak yerleştirilmesi veya derin temel yapılarak mümkün olabilecektir. Kazıklı temeller en çok kullanılan derin temel sistemidir.

Kazıklı temeller düşey doğrultudaki yükler ile rüzgar, deprem ve benzeri üst yapıya etkileyen yatay yüklerin temel zeminine aktarılmasında kullanılmaktadır. Genel anlamda yanal yüklenmiş kazıklı temellerin davranışları, eksenel yüklenmiş kazıklı temellerin davranışlarından farklıdır. Zemin davranışının doğrusal olmaması sonucu kazıklarda büyük deformasyonlar oluşmaktadır. Bu davranışın değerlendirilmesinde, çok daha karmaşık zemin-yapı etkileşimi analizlerine ihtiyaç gösteren yanal yer değiştirmelerinin ince duyarlılıkla tahmin edilmesi gerekmektedir.

Bu çalışmada, yatay yük etkisindeki kazık gruplarında grup içerisindeki bir kazığın diğer kazıklara olan etkisini araştırmak amacıyla farklı zemin türlerinde ve kazık geometrilerinde kazıklar arası mesafenin ve kazık sayısının davranışa etkisi literatürde yer alan yanal yüklü kazıklar için geliştirilen nümerik yöntemler kullanarak incelenmiştir. Bunun için öncelikle yatay yüklü tek kazıkların davranışına zeminin kayma mukavemetinin ve kazık geometrisinin etkisi elastik ve plastik yöntem kullanılarak araştırılmıştır.

Bu çalışmada, Bölüm 2’de kazık temeller ve kullanım amaçları ile kazık-zemin ilişkisi, Bölüm 3’de yatay yüklü kazıkların hesap yöntemleri, Bölüm 4’de yatay yüklü kazık gruplarının hesap yöntemleri, Bölüm 5’de nümerik analiz yöntemlerini kullanan MPile hakkında genel bilgi, Bölüm 6’da yatay yüklü tek kazıkların nümerik analiz sonuçları, Bölüm 7’de yatay yüklü grup kazıklarının nümerik analiz sonuçları, Bölüm 8’de sonuçlar sunulmuştur.

2. KAZIK-ZEMİN İLİŞKİSİ

2.1 Kazıklı Temeller ve Sınıflandırılması

Yapı yükleri taşıma gücünün yetersizliği yanında çoğu kez oturma şartlarının sağlanamamasından dolayı, derin temel sistemi kullanılarak zemine aktarılmaktadır. Böylece yüzeydeki zayıf tabakalar geçilerek, derindeki taşıyıcı tabakalara ulaşılmakta ve bu anlamda kullanılan yapı elemanları, kazık olarak nitelendirilmektedir. Temel sistemi de adını kullanan yapı elemanından almakta ve kazıklı temel olarak nitelendirilmektedir (Özkan ve Sağlamer,1995).

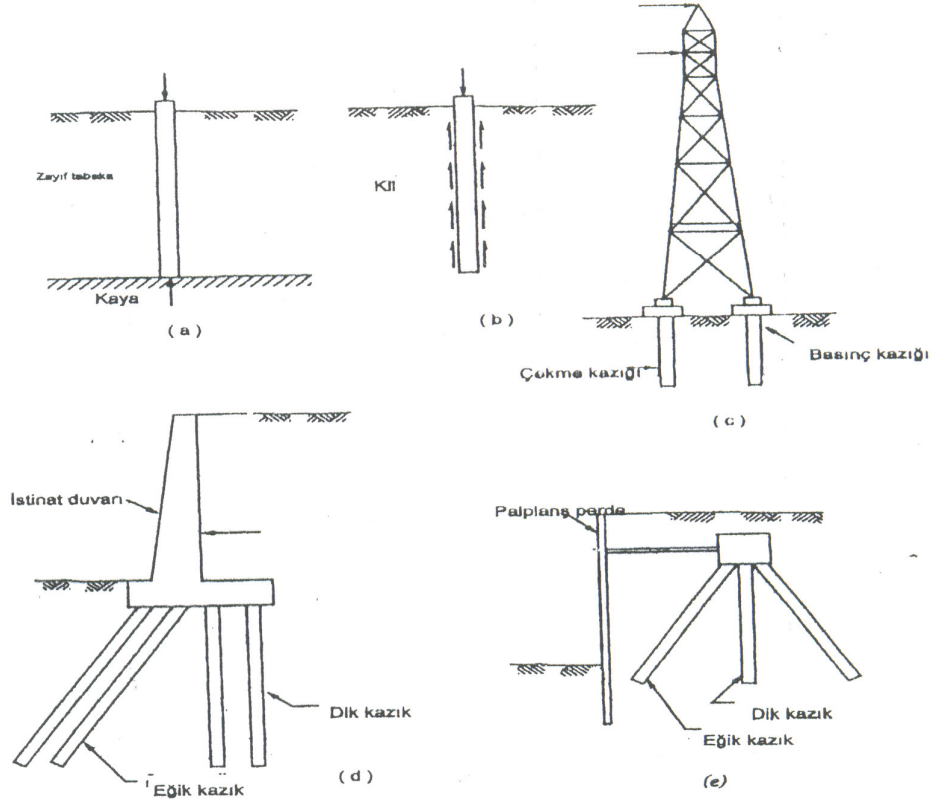
Kazıklar ve kazıklı temeller çok eski zamandan beri kullanılmaktadır. İsviçre'nin neolitik insanının günümüzden 1200 yıl önce sığ göl tabanlarında ahşap kazıklar çakılarak üzerine barınak inşa ettikleri belirlenmiştir (Sowers,1979).

Kazıklı temelleri aşağıda belirtilen kriterlere göre sınıflandırma yapılabilmektedir.

- Kazık malzemesi (ahşap, çelik, betonarme)
- Kazığın yerleştirilmesi sırasında zeminde neden oldukları yer değiştirmelere göre (yer değiştirme kazıkları, yer değiştirme oluşturmeyen kazıklar)
- Kazığın yerleştirme şekli
- Yükün iletilme biçimi (uç,sürtünme, uç+sürtünme)

Günümüzde kullanılan kazıkların en temel fonkiyonu taşınan yükün zeminin sağlam bölgelerine doğru dengeli bir şekilde dağıtılmasıdır. Bir kazık taşıma gücü zayıf zemin tabakalarından geçerek uç kısma taşıma gücü yüksek zemine bir miktar girmişse bu tür kazıklara uç kazığı (Şekil 2.1.a) adı verilir. Bir kazık tarafından taşınması gereken yükün, taşıma gücü yüksek bir zeminin çok derinde bulunması halinde, kazık yüzeyi ile zemin arasında oluşan sürtünme kuvveti ile taşınması prensibine dayanan kazıklara ise sürtünme kazığı (Şekil 2.1.b) adı verilir. Uygulamada çoğunlukla bu iki durumu bir arada görmek mümkündür.

Kazıklar pratikte değişik problemlerde başarıyla kullanılabilir (Şekil 2.1.c,d,e). Çekme kazıkları uzun yapılarda doğabilecek momentlere karşı kazıkların kullanılırlar. Su altında yapılan tesisler veya gömülü tanklar bu tip kazıkların kullanıldığı yerlere örnek olarak verilebilir. Yatay yüklü kazıklar kazık eksenine dik uygulanan kuvvetlerin dengelenmesinde kullanılırlar. Kazık zemine eğik olarak yerleştirilmişse bu tip kazıklara eğik kazıklar denilir ve bu tip kazıklar aynı anda hem yatay hem de düşey yükleri taşıyabilirler. (Prakash,1989)



Şekil 2.1 Kazıkların farklı alanlarda kullanılması : (a) uç kazıkları, (b) sürtünme kazıkları, (c) çekme kazıkları (d) yatay yüklü kazıklar (e) yatay yüklü eğik kazıklar (Prakash, 1989)

Bir başka sınıflandırma, kazıkların zeminde sebep oldukları deformasyon yönünden yapılmakta olup, kazıklar, yer değiştirme kazıkları ve zeminde yer değiştirme oluşturmeyen kazıklar olarak ikiye ayrılabilirler. Birinci tip kazıklar, isminden anlaşılacağı gibi zemin içinde çakılırken yerini aldıkları zemini yana doğru iterek yer değiştirmeye sebep olan çakma kazıklardır. Bu tipe, önceden dökülmüş betonarme çakma kazıklar dahil olduğu gibi, Franki kazıkları gibi önce bir muhafaza borusunun dibine kuru beton konarak bu betonun tokmaklanması sırasında borunun çekilmesi şeklinde özel yöntemlerle oluşturulan kazıklar da dahildir. İkinci tip kazıklar ise genel olarak fore kazık olarak bilinen ve zeminde önce sondaj deliği açarak bunun içine beton (gerekirse demir donatılı olarak) yerleştirilerek oluşturulan kazıklardır. Burada kazığın içine yerleşeceği zemin miktarı önceden kazıldığından kazık imal edilirken herhangi bir yöne doğru yer değiştirmesi veya sıkışması söz konusu olamaz. Dolayısıyla bunlar yer değiştirme kazığı değildirler.

Kazıklar zemine aşağıdaki yöntemlerle yerleştirilirler:

1. Çakma yöntemi ile yerleştirilen kazıklar
2. Dökme kazıklar
3. Burgulanarak yerleştirilen kazıklar (screw)
4. Su jetleri kullanılarak yerleştirilen kazıklar
5. İtilerek yerleştirilen kazıklar (jacking)

2.2 Yatay Yüklerin Kazıklara Etkisi

Liman ve kıyı yapılarında gemi çarpması, açık deniz yapılarında rüzgar ve dalga yükleri, dayanma yapıları temelleri, kule temelleri kazıkların yatay yüklenmesine birer örnektir. Bu tür kazıklarda tasarım kriteri nihai taşıma gücü değil çoğunlukla kazıkların maksimum deformasyonudur. Nihai taşıma gücü ve yer değiştirmelerin yanı sıra kazıkta eğilme ile göçme meydana gelme olasılığına karşı güvenlik gözetilmelidir. Genelde nihai taşıma gücüne aşırı deformasyondan sonra ulaşıldığı için belirleyici olan diğer iki koşul olmaktadır.

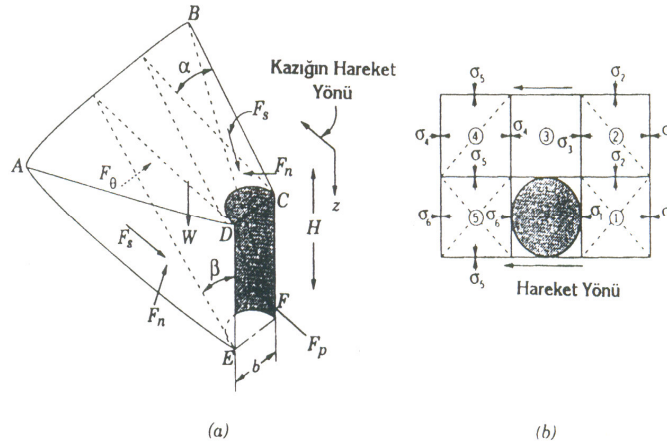
Zemin-yapı etkileşimi problemlerinden birisi olan yanal yüklü kazıkta, temasta olan kazık ve zeminde aynı deformasyon ve yer değiştirme söz konusudur. Zeminde gerilme şekil değiştirme davranışı elastik olmadığından sonuçta yük-moment-ötelenme arasındaki bağıntı güvenli çalışma bölgesinde dahi doğrusal olmayacaktır. (Yıldırım,2002)

Kazıklar çoğunlukla grup olarak kullanılır. Ancak kazıkların grup etkisini incelemeyen önce tekil kazıkların yatay yükler altındaki davranışının incelenmesi gerekmektedir.

2.2.1 Yatay Yüklü Tekil Kazığın Davranışı

Yatay yüklü kazıklardaki nonlinear davranışa neden olan iki faktör vardır. Birincisi kazık etrafındaki zeminin yük-deplasman davranışı nonlineerdir. Yük kazıktan zemine artan bir yüzdeyle iletilirken, deplasman daha büyük bir yüzde ile artmaktadır. Kazığın davranışı lineer olmaya devam ederken, kazık-zemin sisteminin davranışı nonlineer olmaktadır. İkincisi ise kazığın üst kısmındaki zeminin dayanımı nihai değerine ulaştığı zaman ek yükler dayanımın nihai değerine aynı derecede ulaşmadığı daha derinlerdeki zeminlere iletilmelidir. Daha derinlere yükleri transfer etmek için derinlik boyunca kazık daha fazla deplasman yapar ve zemin direnci derinlik boyunca artar. Dolayısıyla momentler kazık başından etkiyen yüke göre çok daha hızlı artmaktadır. Yapılan analizler, maksimum moment ve zemin direncinin yatay yükün büyük değeri için daha derinlerde oluştuğunu göstermektedir (Duncan vd. 1994).

Zemin yüzeyinde, yatay yüklü kazığın zemine etkisi iki boyutlu aktif ve pasif toprak basıncının meydana getirdiği etkiden farklıdır. Yatay yüklü kazığın deplasmana karşı koyan maksimum birim zemin direnci iki boyutlu durum için hesaplanan maksimum birim pasif dirençten daha büyüktür. 3B ve daha büyük derinliklerde yatay yüklü kazık, tamamen zemine gömülü derin temelin taşıma gücünde olduğu gibi zemini etkiler. Yatay yüke olan zemin direnci bu derinliklerde de iki boyutlu zemin direncinden daha büyük değerlere ulaşır. Zemin yüzeyinden yaklaşık 3B derinliğe kadar olan bölgede ise, bu iki deformasyon şekli arasında geçiş olmaktadır (Davisson,1960). Reese ve diğerleri (1974) zemin yüzeyinde ve daha derinlerde olmak üzere iki farklı durumu göz önüne almaktadır. Şekil 2.2' de gösterilen alanlar yukarıda bahsedilen zemin dirençlerinin bulunmasında kullanılmaktadır.



Şekil 2.2 Yatay yüklü kazığın etrafındaki varsayılan göçme yüzeyleri a) Zemin yüzeyine yakın derinlikler b) Zemin yüzeyinden daha uzak derinlikler (Prakash,1989)

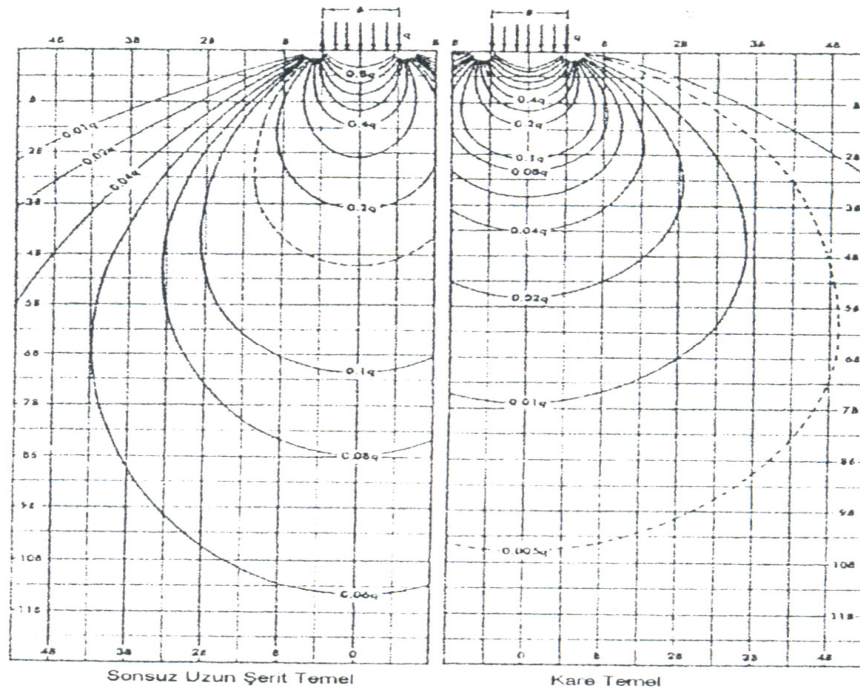
Killi zemindeki tekrarlı yüklere maruz kazıklarda zemine yakın bölgelerde zemin direncinde azalma olmaktadır. Kayma şekil değiştirmeleri kilin rijitliği ve kayma mukavemetinde azalmaya sebep olmaktadır. Eğer tekrarlı yüklerden sonra bir müddet beklenirse zeminin dayanımında artış olmaktadır. Ancak bu etki kilin konsolidasyonu ve tiksotropik özellikleri ile üzerindeki düşey yüke bağlıdır. Killi zeminlerdeki çakma kazıklarda kazığın yanal direncinin zamanla arttığı görülmektedir.

Kumlardaki tekrarlı yüklemelerde yatay yüklü kazığın deplasmanı yükün ilk etkisiyle oluşan deplasmanın iki katı olabilir. Eğer kum gevşek yapıda ise, tekrarlı yükler kumun sıkılığını artırır ve deplasmandaki sonradan oluşan artışları düşürür. Yükün büyüklüğündeki değişikliğe benzer bir artış kumun sıkılığında olmaktadır (Prakash,1989).

2.2.2 Yatay Yüklü Kazık Grubunun Davranışı

Kazık grupları, kazık etki alanlarının, kazık davranışları üzerinde etkili olması nedeniyle tekil kazıklardan daha farklı davranışlar gösterirler.

Bir grup içerisindeki yerleşime göre gruplar geniş ve dar aralıklı diye ikiye ayrılabilir. Geniş aralıklılarda bir kazığın yer değiştirmesi diğerini etkilememekte olup, yanal yük kazıklara eşit bölünüp daha sonra tek kazık analizi yapılabilir. Sık aralıklı gruplarda, kazıklar zemin yoluyla birbirlerini etkilemektedir. Bu davranışa kazık-zemin-kazık etkileşimi denilmektedir (Yıldırım,2002).



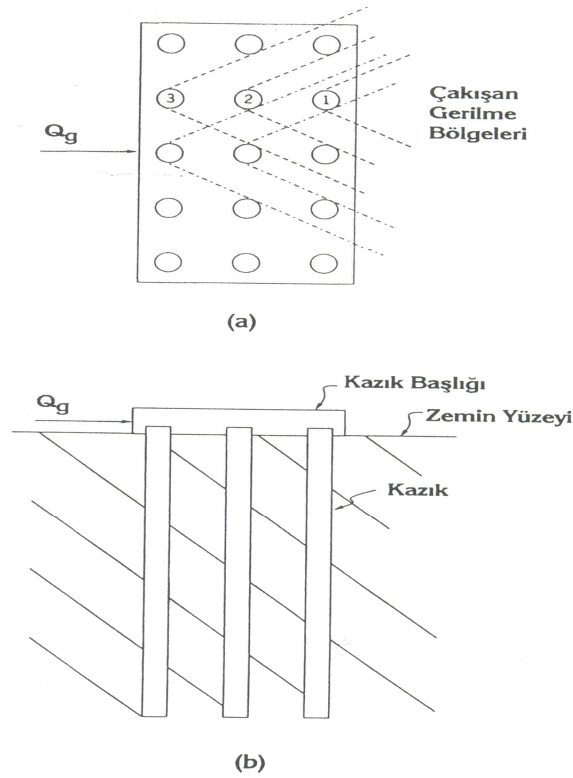
Şekil 2.3 Boussinesq gerilme soğanları ve kazık aralıklarının belirlenmesi (Praskash,1989)

Şekil 2.3’de yarı sonsuz elastik bir ortamda homojen olarak yüklenmiş B genişlikli yüzeyde oluşan gerilme soğanları görülmektedir (Boussinesq soğanları). Kare ve sonsuz uzunluktaki şerit temel için elde edilmiş olan değerlerin yatay yüklü kazıklarda da kullanılması mümkündür. Kaba bir yaklaşımla, düşey kuvvetin zeminin alt tabakalarındaki etkisinin %10 dan daha az olduğu durumdan sonraki etkiler ihmal edilebilir sınırlar içindedir.

Sonsuz uzunluktaki şerit temelde yaklaşık 6B derinlikte %10 luk değerlere ulaşılmıştır. Bu durumda yatay yüklü kazıkların arasındaki mesafenin de yatay yük doğrultusunda 6B civarından olması halinde kazık etkileşimi az olacaktır. Yüke dik yöndeki kazık mesafesinin

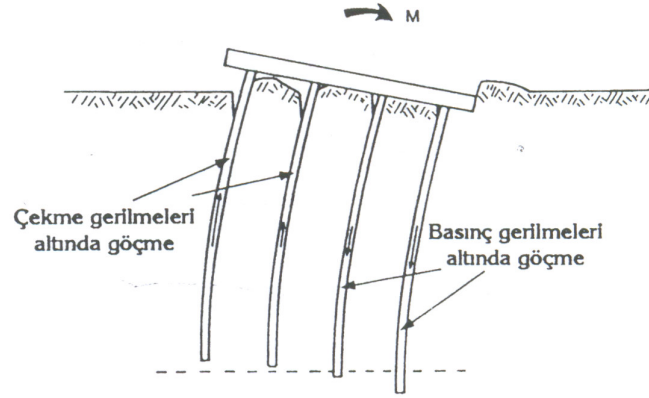
4B civarında olması yeterlidir. Yük doğrultusundaki maksimum mesafenin en fazla 12B olması gerekir. Grup etkisinin neredeyse oluşmadığı kazık mesafesi yüke dik yönde 8B olarak alınmalıdır.

Şekil 2.4'de Q_g yatay kuvveti ile yüklü bir kazık grubunun plan ve profil görünümü görülmektedir (Prakash,1989). Şekil 2.4.a'daki noktali çizgilerle kazıkların komşu kazık üzerindeki etki sahaları görülmektedir. 1 nolu kazık, kazık grubunun dışındaki bölgeyi etkilerken 2 ve 3 nolu kazıklar hemen önlerindeki bölgede etkili olmaktadır. 1 ve 2 nolu kazıkların deformasyonları nedeniyle örselenen zeminden dolayı 2 ve 3 nolu kazıkların karşılaşacakları zemin direnci azalır.



Şekil 2.4 Kazıların grup davranışının zemin üzerindeki etkisi (a) Plan, (b) Kesit (Prakash,1989)

Kazık gruplarının göçmesi fazla deformasyon yapması yanında dönmesinden dolayı da oluşmaktadır. Şekil 2.5 da görüldüğü gibi dönme ekseninin arkasındaki kazıklar çekme gerilmelerinden, önündeki kazıklar ise basınç gerilmelerinden, dolayı göçmektedir. Bu yüzden kazık grubunun genel stabilitesi için yanal kapasitesinin yanında düşey kapasitesi de önemlidir.



Şekil 2.5 Yanal yük etkisinde kazık grubunun göçmesi (Fleming ve diğerleri, 1992)

Serbest başlı kazıklı bir kolonun Q_h yatay yükü ile yüklenmesi durumunda oluşacak y deformasyonu kazık başında $Q_h L^3 / 3EI$ olarak elde edilir. Ancak kazık başının Q_h yatay yükünü iletebilecek şekilde sabitlenmesi durumunda deformasyon $y/4$ olarak oluşacak yani yanal deformasyonda %75 lik bir azalma oluşacaktır. Kazığın içinde bulunduğu zemin türüne göre bu oranın değişmesi mümkün olmakla birlikte sabit başlıklı kazıklarda yanal deformasyon $1/2$ ila $1/2,5$ arasında azaltılması doğru olacaktır.

3. YATAY YÜK ALTINDA TEK KAZIĞIN ANALİZİ

3.1 Giriş

Pratikte kazık ve kazık başlığının göreceli rijitliğine ve birbirlerine bağlı oluş biçimlerine göre serbest başlı kazıklar ve tutulu başlı kazıklar diye iki grup kazık ayırt edilebilir. Bir kazıklı sisteme gelebilecek izin verilebilir yükü bulmakta iki şekilde hareket edilebilir.

- a) Zeminde göçme yaratacak yük yeterli bir güvenlik sayısına bölünebilir. (Taşıma gücü yöntemi)
- b) Kabul edilebilir yatay deplasman yaptıracak büyüklükte yatay kuvvet bulunur. (Deplasman Yöntemi)

Kazıkların yatay yüklemeler altındaki analizleri de bunlara paralel olarak ya nihai göçme yükünü hesaplamaya yönelik yöntemler, ya da yer değiştirmenin tahmin edilmesine yönelik yöntemler olarak geliştirilmişlerdir (Yıldırım,2002). Yatay yüklü tek kazıkların analizinde belirleyici etmen daha çok müsaade edilen maksimum deformasyondur. Ancak, sonuçta her iki durumda incelenerek yukarıdaki iki yöntemden küçük değeri veren yatay yük, tasarım yükü olarak alınır.

I. Yanal taşıma gücünü hesaplayan yöntemler:

A.Brinch Hansen (1961) Yöntemi:

Bu yöntem toprak basıncı teorisine dayanmaktadır ve aşağıdaki avantajlara sahiptir:

- c- ϕ türü zeminlerde kullanılabilir.
- Tabakalı zeminlerde kullanılabilir.

Bunun yanında aşağıdaki dezavantajları da vardır:

- Yalnız kısa kazıklarda kullanılabilir.
- Dönme noktasının bulunması için deneme-yanılma yöntemi kullanılır.

B.Broms Yöntemi:

Bu yöntemin temeli de esas olarak toprak basıncı teorisine dayanır. Ancak nihai mukavemetin dağılımı hakkında bir takım kabuller yapılmıştır. Bu yöntemin avantajları:

- Kısa ve uzun kazıklar için kullanılabilirler.
- Hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminleri içerir.
- Kazık başının durumuna göre (serbest-rijit) hesap yapma imkanı sağlar.

Bu yöntemin dezavantajları ise:

- Tabakalı zeminlerde kullanılamaz.
- c- ϕ türü zeminlerde kullanılamaz.

II. Yük altında izin verilen maksimum deformasyonu hesaplayan metodlar

A. Yatak katsayısı yaklaşımı (Reese ve Matlock) :

Bu metotta zeminin birbirinden bağımsız lineer elastik yaylar şeklinde davrandığı kabul edilir.

Bu metodun avantajları:

- Kolay olması
- Nonlineerlik, yatak katsayısının derinlikle değişimi gibi problemlere adapte olabilen bir yöntemdir. Tabakalı zeminlerde kullanılabilir.

Dezavantajları ise:

- Zeminin sürekliliğini dikkate almaz.
- Yatak katsayısı zeminlerin belirleyici özelliklerinden değildir, deformasyon ve temel boyutlarına göre değişir.

B. Elastik yaklaşım (Poulos) :

Bu metodun avantajları:

- Teorik bir yaklaşımla daha gerçekçi sonuçlar elde edilebilir.
- Derinlikle birlikte meydana gelen değişimler hesaba katılır ve tabakalı zeminlerde kullanılabilir.

Dezavantajları ise:

- Elastisite modülünün elde edilmesiyle ilgili zorluklar.

C. p-y yöntemi

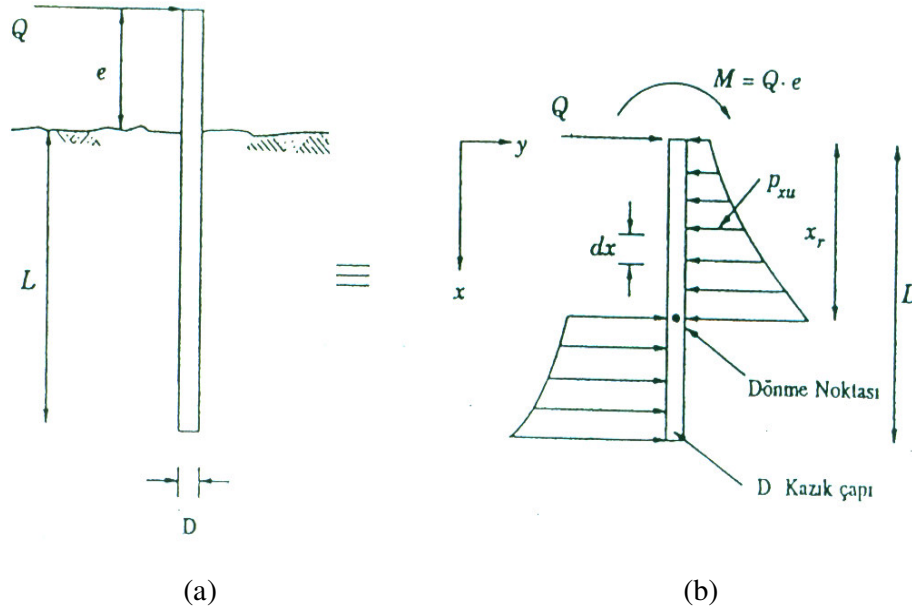
Yatay yüklü kazıklarla ilgili analizlerde yukarıda sayılan metodların dışında sıkça kullanılan yöntemlerin başında (p-y) eğrilerinin teşkil edilmesi ile uygulanan nümerik yöntemler gelmektedir. p-y yönteminde kazık elastik (veya plastik) bir kirişle, zemin ise tanımlanan yük-deplasman eğrileri ile elasto-plastik davranış gösteren yaylar ile modellenmektedir. Bu yöntem için sonlu elemanlardan, sonlu farklar veya sonlu elemanlar yöntemlerinden biri kullanılmaktadır. Bu yöntem ayrıntılı olarak Bölüm 3.6'da ele alınacaktır.

3.2 Brinch Hansen (1961) Yöntemi

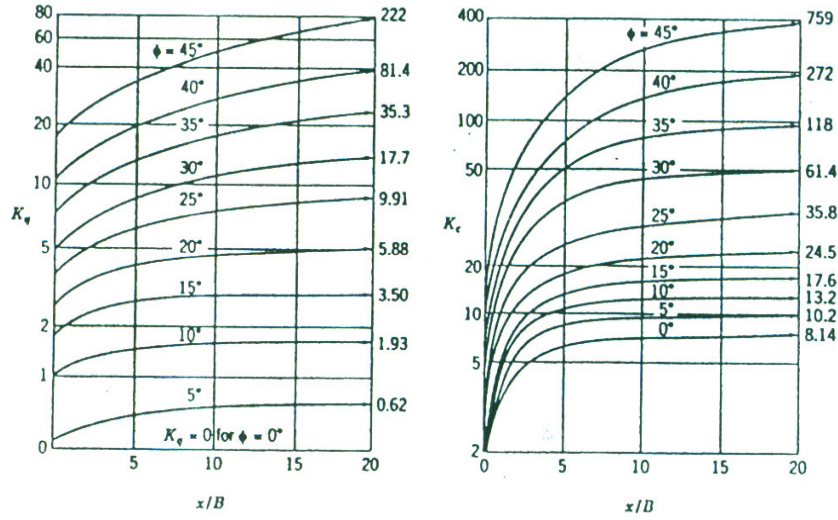
Zemin basıncı teorisine dayalı bir yöntem olup her tür de zeminde yer alan yanal yüklü kazıkların analizinde kullanılabilmektedir. Tabakalı zeminler içinde elverişli olmakla birlikte sadece kısa rijit kazıklar için uygundur. Dönüm noktasının saptanması gerekmekte ve bunun için deneme yanılma çözümleri yapılmaktadır. Şekil 3.1'de yatay yüklü bir kazık için Brinch Hansen yönteminde gözönüne alınan yükleme durumu gösterilmektedir. Şekil 3.1a'da verildiği gibi zemin yüzünden e mesafede bir Q yatay yüküne maruz bir kazıkta nihai yatay yük Q_u 'yu (veya moment $M=Q_u e$) belirlemek için; Şekil 3.1.b'deki kazık çevresinde derinlikle oluşan yük dağılımı için

$$P_{xu} = \sigma_{vx}' K_q + K_c \quad (3.1)$$

yazılabilir. σ_{vx}' düşey efektif gerilme, c kohezyon, K_c ve K_q , ise içsel sürtünme açısı ϕ 'ye ve x/D oranına bağlı olarak Şekil 3.2 'den alınacak katsayılardır. Bu yöntem kullanılırken ilk olarak zemin tabakalara bölünür ve derinlikle P_{xu} değerleri hesaplanır saptanır. Başlangıçta dönme noktasının yeri x_r , için bir varsayımda bulunulur. Kazık tepesine göre moment alınarak toplam momentin sıfır olması koşulu yazılır. Bu sağlanamıyorsa x_r 'nin yeri denge koşulu sağlanıncaya kadar değiştirilir. x_r 'nin doğru değeri saptanınca bu kez x_r 'nin yerine göre moment alınarak göçme yükü Q_u bulunur. (Yıldırım,2002)



Şekil 3.1 Brinch Hansen Yöntemi (Yıldırım,2002)



Şekil 3.2 K_c ve K_q katsayıları (Brinch Hansen, 1961)

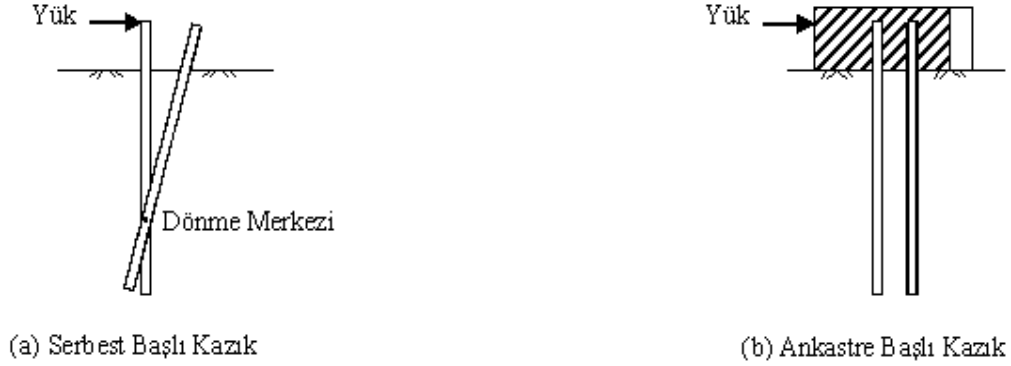
3.3 Broms (1964) Yöntemi

Kazığın esneklik ve dayanım özellikleri ile kazık üzerine gelen zemin yanal basınçlarını statik ilişkiler ve limit dayanım ilkeleri içinde ele alarak çözüm sunan bir yöntemdir.

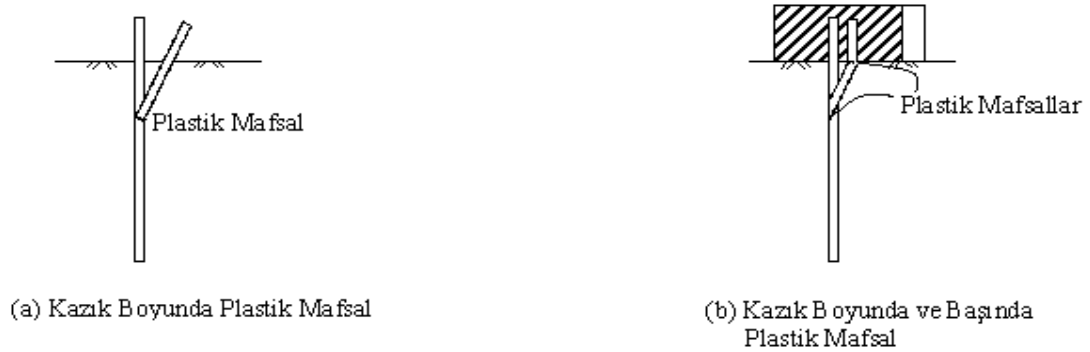
Bu yöntem yanal yük taşıyan kazıkların nihai taşıma gücünü “limit veya sınır değer” kavramı ile yaklaşmaktadır. Dayanma yapılarında olduğu gibi yanal yük taşıyan bir yapı zemini zorladığında zemin gerilmeleri zeminin limit basınç dayanımına (bir diğer deyişle göçme gerilmesine veya taşıma gücüne) kadar bir artış gösterir. Limit durumunda ise pasif basınç ulaşılır ve yapı üzerindeki zemin reaksiyonu pasif basınç olur. Diğer taraftan; zeminle etkileşmekte olan kazıklar da ötelenmeye uğrar ve eğilirler. Bu sırada kazığın kritik bir kesitindeki moment dayanım momentini aşarsa kazık o kesitte kırılır ve bir “plastik mafsallık” oluşur. Ancak bu durumda kazığın “boyu” ve kazık başının serbestliğinin rolü de göz önüne alınmalıdır. Uygulamada kazık başı kazık radyesi ile monolitik bir bağlantı oluşturur ve yapım şekline bağlı olarak kazık başının üst yapıdan uygulanan moment nedeni ile dönmesine izin verebilir veya vermeyebilir (Birand, 2001).

Şekil 3.3.a ve 3.3.b, belli bir zemin içindeki “kısa” kazıklar olsun. Birinci halde kazık başının dönmesine izin verilmektedir. İkinci halde ise dönme engellenmiş durumdadır. Bu durumdaki bir kazık Şekil 3.3.a’da gösterildiği birinci halde yanal yük altında bir dönme merkezi

etrafında döner ve merkezin üstünde kalan kısım ile altında kalan kısım komşu zemine şekilde görüldüğü yönlerde yüklenir. Şekil 3.3.b’de gösterilen ankastre başlı kazık ise bir rijit bütün olarak yükün uygulandığı yönde hareket eder ve kazık boyu boyunca önündeki zemine yüklenir. Her iki durumda hareket biçimlerinin farklılığı nedeniyle kazık boyunca basıncın dağılımı değişik olur. Bu basınç dağılımının niteliği zeminin cinsine de bağlıdır (Birand,2001).



Şekil 3.3 Yanal yüklü kısa kazıklarda Davranış (Birand,2001)



Şekil 3.4 Yanal yüklü orta ve uzun kazıkların davranışı (Birand,2001)

Şekil 3.4.a ve b’de ise kazık boyunun bir miktar uzadığı varsayılmıştır. Bu halde yanal yük altındaki serbest başlı bir kazığın tek bir merkez etrafında rijit bir tüm olarak dönmesi zorlaşır ve kazıkta maksimum moment kesitinde moment dayanımına varıldığında bir plastik mafsal meydana gelir, diğer bir deyişle kazık kırılır. Kazık başının ankastre olması durumunda ise kazık başı kesitindeki negatif momentin kazığın moment dayanımına varması ile kazık aynı şekilde kırılmakta ve kazık başında bir plastik mafsal oluşmaktadır. (kazığın yükün ters tarafındaki dış yüzünde basınç gerilmesi yaratan moment pozitif olmaktadır) Bu durumdaki

bir kazığın boyuna “orta boy” denilir. Bu ankastre başlı kazığın boyunun bir miktar daha uzatıldığı düşünülüğünde ise plastik mafsallara sadece kazık başında değil daha derindeki bir kesitte de bu kez pozitif momentin kazığın moment dayanımına varması ile oluşacaktır.

Bu yaklaşıma göre göçmenin oluşması; ya yalnızca zemine aktarılan basıncın zemin dayanımını aşması sonucunda zeminin göçmesi ya da zemin gerilmesi zeminin taşıma gücü olarak tanımlanabilecek olan limit değerdeki zemin gerilmesi ile kazıkta oluşan maksimum momentin kazık kesitinin moment dayanımını aşması ile oluşmaktadır. Teori, yüklenen zeminin niteliğine göre; nihai taşıma gücünü yaratacağı varsayılan zemin direncinin kabulü ile başlar, ardından kazık-zemin etkileşimi sonucunda kazıkta plastik mafsalların oluşmasını öngören limit teoriiyi öngörür (Birand,2001).

Bu yöntem şu kategorilere ayrılarak incelenir:

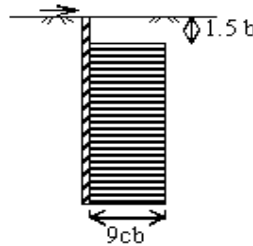
- Kohezyonlu zemin içindeki “uzun” kazıklar,
- Kohezyonlu zemin içindeki “kısa” kazıklar,
- Granüler zemin içindeki “uzun” kazıklar,
- Granüler zemin içindeki “kısa” kazıklar.

Ayrıca çözümler yukarıdaki her hal için kazığın kazık başlığına mafsallı veya ankastre olup olmamasına bağlı olarak değişir.

3.3.1 Kohezyonlu zemin içindeki kazıklar

3.3.1.1 Kohezyonlu zeminde limit zemin direnci

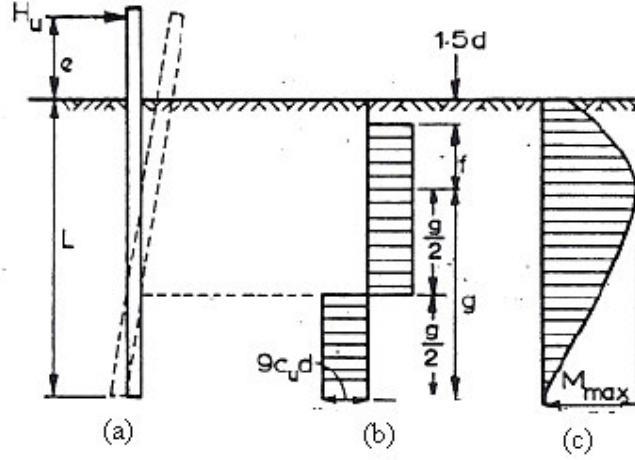
Broms, yumuşak bir kil içindeki bir kazığın yatay yük altındaki nihai taşıma gücünü hesaplayabilmek için basitleştirilmiş bir zemin profilinde zemin direncine eşit limit bir basınç dağılımını benimsemiştir. Bu dağılım; b kazık çapını, c zeminin drenajsız kayma mukavemetini göstermek üzere kazık başı seviyesinden itibaren $1.5 b$ derinliğe kadar sıfır ve bu derinlikten kazık tabanına kadar sabit şekilde $9c$ değerinde üniform kabul edilmiştir.



Şekil 3.5 Yumuşak zeminde kabul edilen limit zemin direnci (Broms,1964)

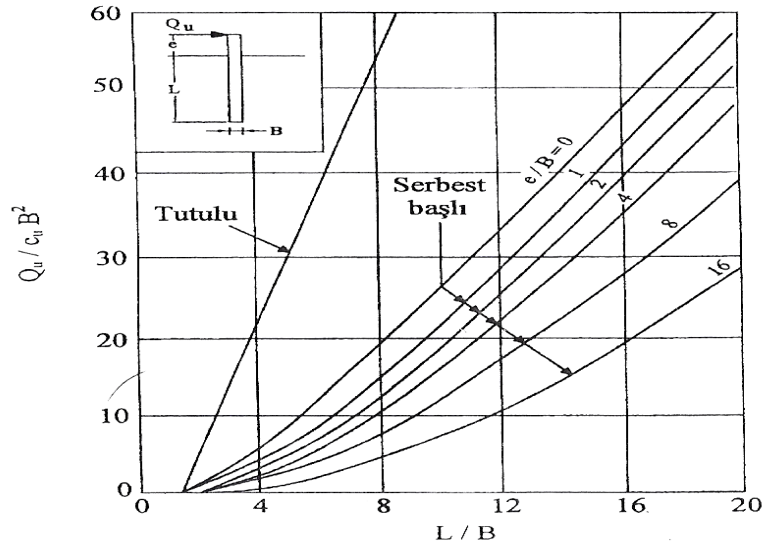
3.3.1.2 Kohezyonlu zeminlerde serbest başlı kazıklar

Kohezyonlu zeminlerde yer alan serbest başlı kısa kazıkların Şekil 3.6.a'da verildiği gibi bir yatay yüke karşı analizi için kazığın rijit bir kütle olduğu ve zemin içinde bu noktada döndüğü kabul edilir ve Şekil 3.6.b'de gösterilen bir basınç dağılımı ortaya çıktığı kabul edilir. Bu yük dağılımı için kazıkta meydana gelen moment dağılımı Şekil 3.6.c'de verilmiştir.



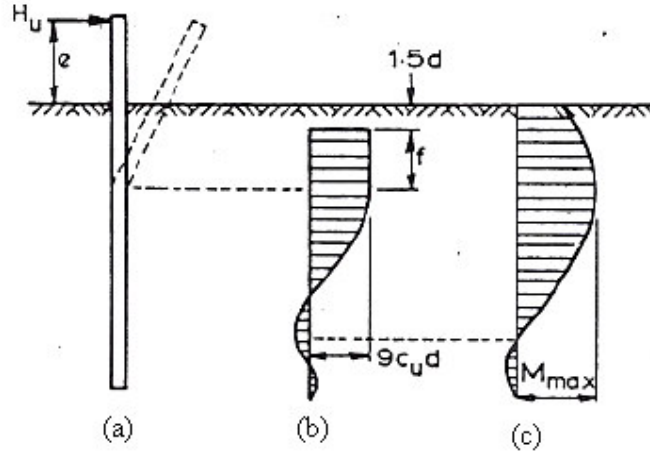
Şekil 3.6 Kohezyonlu zeminlerde kısa kazık davranışı (Broms,1964)

Kohezyonlu zeminlerdeki kısa kazıkların çözümü Şekil 3.7'deki abak yardımı ile kolaylıkla yapılabilir. Bu abaklarda e kazığın zemin yüzeyi üzerinde kalan uzunluğu, L boyunu, B çapını, Q_u taşıyabileceği limit yükü (nihai yanal direnç) göstermektedir.

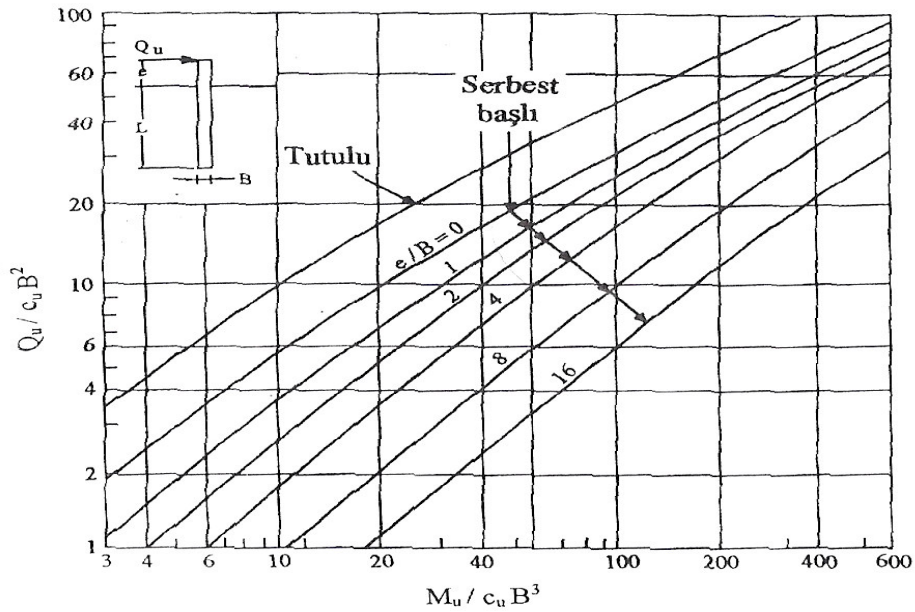


Şekil 3.7 Kohezyonlu zeminlerde kısa kazıklar için çözüm (Tomlinson,1994)

Uzun kazıklar için kohezyonlu zeminlerde kazık davranışı, zemin direnci ve eğilme momentleri Şekil 3.8’de gösterilmektedir. Uzun kazıklarda; kazıkta maksimum momentin oluştuğu enkesitin tümü üzerindeki betonarme çeliğinde akma sınırına varıldığında bu enkesitte bir Plastik Mafsal oluşur. Bu durumda mafsalın ulaşacağı derinlik $1.5d+f$ ile gösterilmiştir. Varılan çözüm; kazığın kesitteki moment direnci M_u ile gösterilerek Şekil3.9’de “serbest başlı kazıklar” olarak tanımlanan eğri takımını içeren bir boyutsuz değişkenler abağı ile sunulmuştur.



Şekil 3.8 Kohezyonlu zeminlerde uzun kazık davranışı (Broms,1964)



Şekil 3.9 Kohezyonlu zeminlerde uzun kazıklar için çözüm (Tomlinson,1994)

Yukarıda değinildiği gibi uzun kazıklar için çözüm; kazık kesitinin dayanım momentine bağlı olarak elde edilebilir. Bu aşamada cevaplanması gereken soru, belli bir tasarım için kazığın uzun veya kısa olduğunun tasarımın başlangıcında nasıl bilinebileceğidir. Bu husus şu şekilde hesaplanır;

Hesaplara kısa kazık kabulü ile başlanır. Bu durumda Şekil 3.7'e bakılarak Maksimum Moment için:

$$M_{\max} = Q_u (e + 1.5d + f) - (9cdf^2) / 2 \quad (3.2)$$

ifadesi yazılabilir. Diğer taraftan kesme kuvvetinin sıfır olduğu derinlik:

$$f = (P / 9cd) \quad (3.3)$$

olduğundan,

$$M_{\max} = Q_u (e + 1.5d + 0.5f) \quad (3.4)$$

elde edilir.

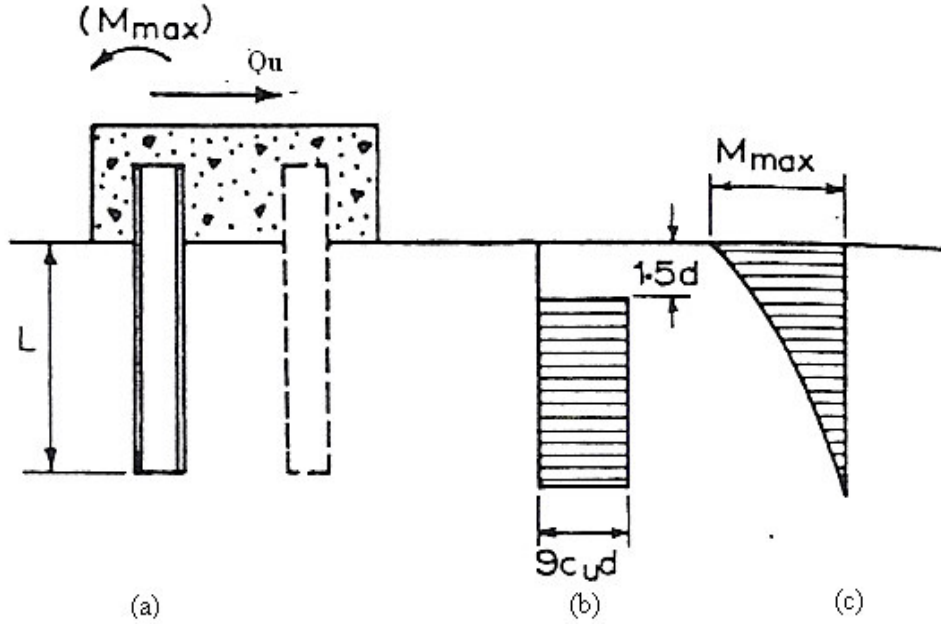
Q_u kısa kazık kabulü ile Şekil 3.7'den elde edilip (3.4) nolu denklemde yerine konulup maksimum moment $M_{\max}$ saptanır. Bu değer Şekil3.9'den elde edilecek olan kesit dayanım moment M_u ile karşılaştırılır. Eğer maksimum moment, kesit dayanım momentinin altında ($M_{\max} < M_u$) ise plastik mafsall oluşmayacak demektir, kazık kısadır ve zemin göçmesi hali geçerli olur, aksi halde uzun kazık halinin geçerli olacağı anlaşılır. Bu ikinci halde ise iki bilinmeyen f ve $Q = Q_u$; kesit dayanım moment M_u maksimum moment $M_{\max}$ değerine eşit alınıp (3.3) ve (3.4) denklemleri beraberce çözülerek bulunurlar ve nihai taşıma gücü Q_u değeri saptanmış olur. Be değere, uygun bir güvenlik katsayısı uygulanarak servis yükü bulunur. Bu çözüm için (3.3) ve (3.4) denklemlerinin ortak çözümü yerine Şekil 3.9'de gösterilen abak kullanılabilirse de logaritma skalası nedeni ile okumalar sağlıklı olmayabileceğinden hesaplama yöntemi tercih edilmektedir. Abak, sağlama yapmak için kullanılabilir.

3.3.1.3 Kohezyonlu Zeminlerde Tutulu Başlı kazıklar

Yanal yüklü kısa bir kazığın tutulu başlı olması halinde zemin içinde Şekil 3.10.a'da görüldüğü gibi sadece yatay yönde hareket eder. Limit zemin gerilmesi durumuna kazık başından itibaren $1.5d$ uzunluğu dışında bütün kazık boyunca aynı değerde ulaşılır. Bu durum

için Şekil 3.3.b ve Şekil 3.10 göz önüne alınarak bir denge denklemi yazılabilir ve limit direnç saptanabilir:

$$Q_u = 9c_u d(L - 1.5d) \quad (3.5)$$



Şekil 3.10 Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı kısa kazık davranışı, a) Kazık deformasyonu, b) zemin direnci, c) eğilme momenti (Broms, 1964)

Kesme kuvvetinin sıfır olduğu yerde (kesit) maksimum moment ifadesi şu şekilde yazılabilir:

$$M_{\max} = Q_u (0.5L + 0.75d) \quad (3.6)$$

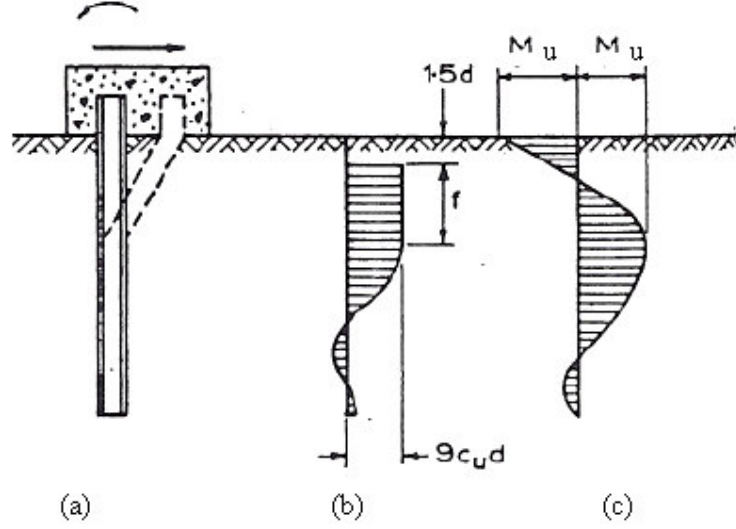
Q_u 'un hesabı için gerekli diğer iki denklem:

$$L = 1.5d + f + g \quad (3.7)$$

$$f = P / 9c_u d \quad (3.8)$$

dir.

Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı uzun kazıkların davranışı Şekil 3.11'de gösterilmektedir. Uzun kazıklarda ise yukarıda açıklandığı gibi maksimum moment kesitinde ikinci plastik mafsall oluşacaktır.



Şekil 3.11 Kohezyonlu zeminlerde tutulu başlı uzun kazık davranışı, a) Kazık deformasyonu, b) zemin direnci, c) eğilme momenti (Broms, 1964)

Bu aşama ise “uzun kazık” olarak tanımlanmaktadır. Bu halde ise (3.6) denkleminde $M_{\max} = M_u$ olur ve

$$Q = \frac{2M_u}{(1.5d + 0.5f)} \quad (3.10)$$

denklemini elde edilir. Yukarıdaki (3.8) ve (3.10) denklemleri uzun kazığın limit taşıma gücünü saptamak için kullanılabilirler. Bu değeri bulabilmek için Şekil 3.9’deki abak içinde ayrı bir eğride verilmiştir. Ancak bu eğri yalnızca “uzun” kazıklar için geçerli olduğundan ancak kazığın “uzun” olduğunun saptanmasından sonra kullanılabilir. Bu saptama ise yukarıda serbest başlı kazık için anlatılan hesap yoluna benzer şekilde aşağıda ana hatları verilen sıra içinde yapılabilir.

Şekil 3.10’da zemin direncinin yalnız kazığın sağında olduğu varsayılarak kazık ucunda moment alınır;

$$QL - 9c_u d(L - 1.5d)(L - 1.5d)/2 - M_u = 0 \quad (3.11)$$

ve yatay denge düşünülerek (3.5). denklemin aynısı olan :

$$P - 9c_u d(L - 1.5d) = 0 \quad (3.12)$$

elde edilir. Bu iki denklemin beraberce çözümü:

$$Q_u = \frac{M_u}{(0.5L + 0.75d)} \quad (3.13)$$

denklemini verir.

Bu sırada (3.5). ve (3.13). denklemlerinin yan yana çözülmesi sonucunda L ve Q_u beraberce bulunur. Bu şekilde kısa kazıktan orta uzunluktaki kazığa geçiş boyu tespit edilebilir. Orta boy kazık davranışından uzun kazık davranışı aşamasına geçiş sınırını saptamak için ise (3.6), (3.7)ve (3.8). denklemleri $M_{\max} = M_u$ alınarak kullanılabilirler ve L ile Q_u beraberce saptanabilirler.

Özetlemek gerekirse, davranışın değiştiği bu uzunluklar, analizin uygulandığı kazığın boyu ile karşılaştırılarak nihai yük Q_u söz konusu zemin ve kazık için aşağıdaki denklemler kullanılarak bulunabilir:

3.3.2 Granüler Zemin İçindeki Kazıklar

3.3.2.1 Granüler Zeminde Limit Zemin Direnci

Granüler zeminlerde yer alan yatay yüklü kazıklar için de kohezyonlu zeminlerde olduğu gibi bu halde de iki göçme tarzı düşünülebilir. Bunlar zeminin göçmesi ile kazıkta plastik mafsall oluşması sonucunda kazığın kırılmasıdır. Broms bu tür zeminlerde zeminin taşıma gücünü Rankine pasif basıncının üç misli olarak kabul etmiştir.

Bu duruma göre z zemin yüzeyinden itibaren derinliği göstermek üzere birim kazık uzunluğundaki zemin direnci şu şekildedir:

$$p_z = 3\gamma' dzK_p \quad (3.14)$$

Burada:

d= kazık çapı,

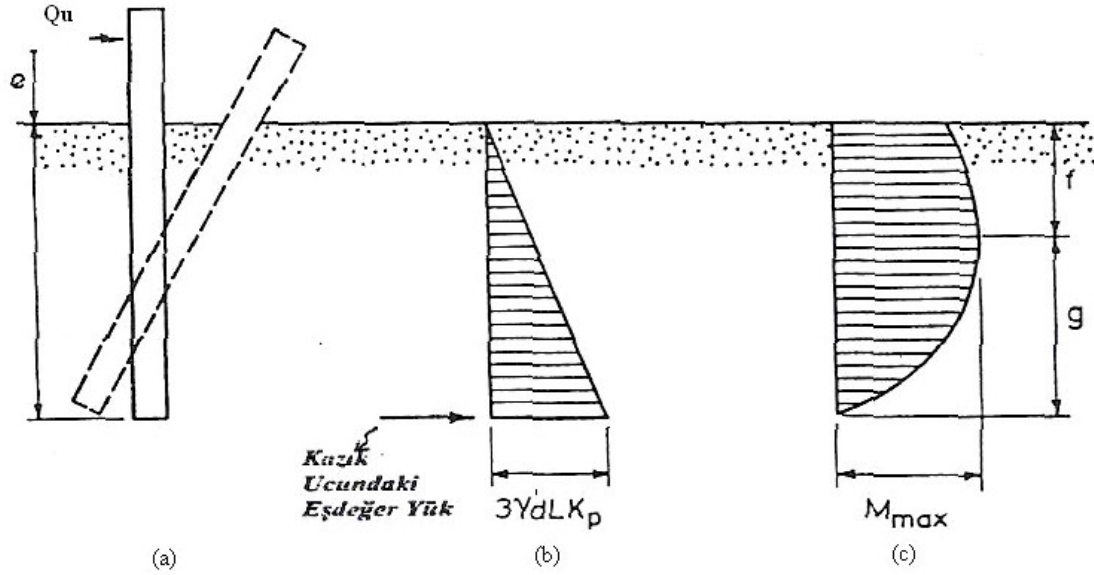
γ' =zeminin efektif birim hacim ağırlığı,

K_p =Rankine Pasif toprak basıncı katsayısı,

3.3.2.2 Granüler Zeminde Serbest Başlı Kazıklar

Granüler zeminlerde serbest başlı kısa kazıklarda kazık kazık-zemin davranışı Şekil 3.12'de görülmektedir. Kısa kazıklarda zemin göçmesi görülür. Zemin, kazığın dönerek kendisine

yüklenmesi sonucunda dönme merkezine kadar olan boy içinde zemin taşıma gücü sınırına varılması ile göçecektir. Kazık ucunda oluşan pasif basınç, Şekil 3.12’de gösterildiği gibi bir eşdeğer nokta ile temsil edilmektedir.



Şekil 3.12 Kohezyonsuz zeminlerde serbest başlı kısa kazık davranışı, a) Kazık deformasyonu, b) zemin direnci, c) eğilme momenti (Broms,1964)

Kazık ucunda aşağıda gösterildiği gibi moment alınırsa:

$$Q_u = \frac{\gamma' d L^3 K_p}{2(e + L)} \quad (3.15)$$

Kesme kuvvetinin sıfır olduğu kesitte moment maksimum olacağından f mesafesi aşağıdaki gibi bulunabilir:

$$Q_u - (3fdK_p\gamma')\left(\frac{f}{2}\right) = 0 \quad (3.16)$$

Denklem (3.16)'dan f şu şekilde bulunur:

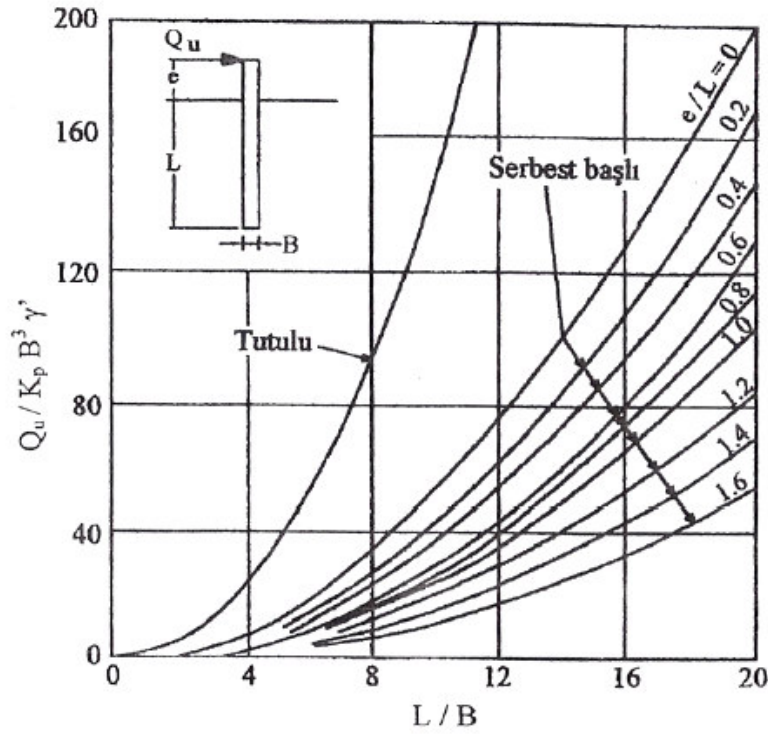
$$f = 0.82 \left(\frac{Q_u}{d K_p \gamma'} \right)^{0.5} \quad (3.17)$$

Maksimum moment:

$$M_{\max} = Q_u \left(e + \frac{2}{3} f \right) \quad (3.18)$$

şeklinde bulunur.

Kısa kazıklarda taşıma gücünün kolaylıkla bulunabilmesi için kullanılan abak Şekil 3.13'de verilmektedir.



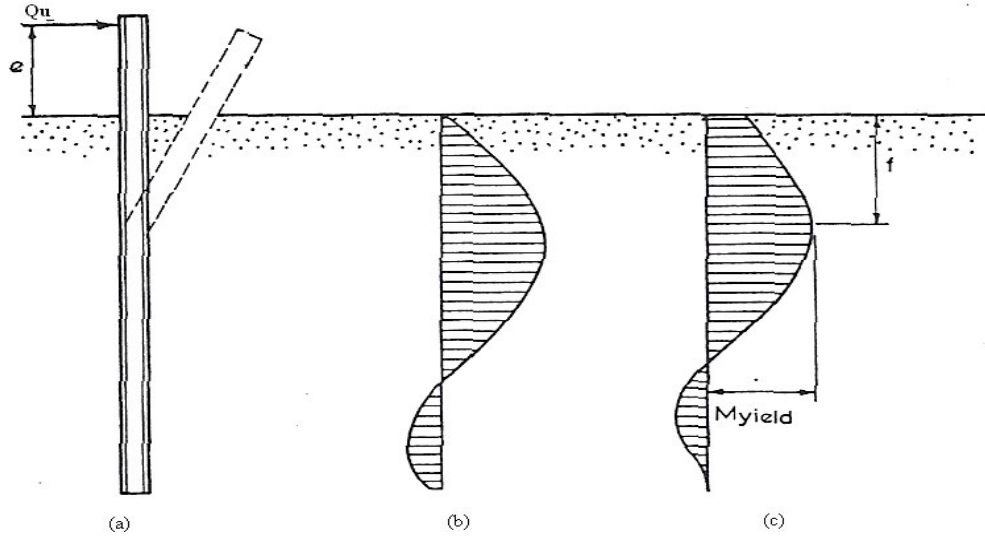
Şekil 3.13 Kohezyonsuz zeminlerde kısa kazıkların taşıyabileceği yük (Tomlinson,1994)

Serbest başlı uzun kazıklarda ise zemin direnci ve eğilme momentleri Şekil 3.14 ,de gösterilmektedir. Uzun kazıklarda kazık boyunca g derinliğinde bir plastik mafsall oluşacaktır. Bu durumda f değeri denklem (3.17)'den elde edilir ve denklem (3.18) yardımı ile:

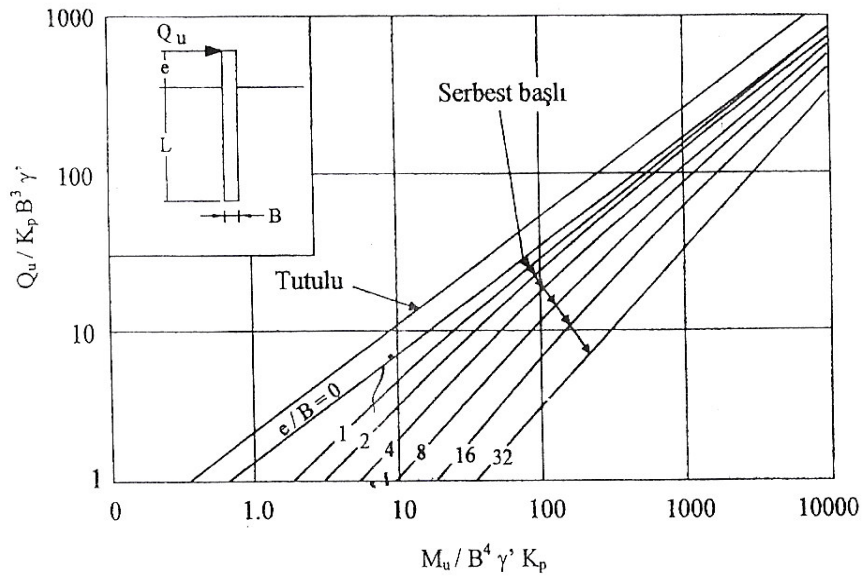
$$Q_u = \frac{M_u}{e + 0.544 \sqrt{\frac{Q_u}{\gamma K_p}}} \quad (3.19)$$

bulunur. Bazı hallerde kısa kazık halinden uzun kazık haline geçiş durumu için bir çözüm gerekebilir. Bu durumda en kısa yol kazık ile başlayıp bulunan maksimum momenti kazığın moment dayanımı ile karşılaştırmaktır. Kazığın moment dayanımı maksimum momentin altında ise uzun kazık çözümleri geçerli olacaktır.

Şekil 5.15'deki eğrilerden uzun kazıkların kohezyonsuz zeminlerdeki taşıma gücünü kolaylıkla hesaplanabilir.



Şekil 3.14 Kohezyonsuz zeminlerde serbest başlı uzun kazık davranışı, a) Kazık deformasyonu, b) zemin direnci, c) eğilme momenti (Broms,1964)



Şekil 3.15 Kohezyonsuz zeminlerde uzun kazıkların taşıyabileceği yük (Tomlinson,1994)

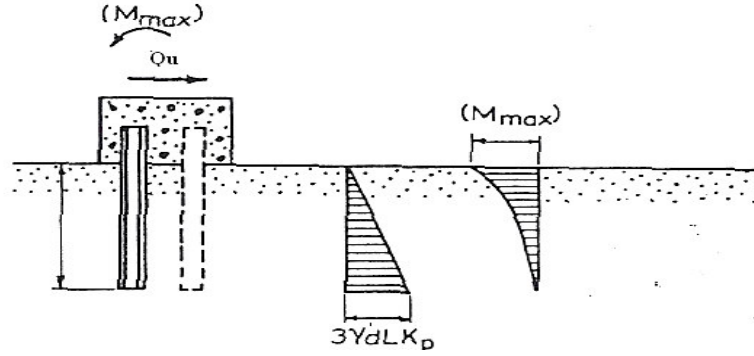
3.3.2.3 Granüler Zeminlerde Tutulu Başlı Kazıklar

Granüler zeminlerde yer alan yatay yüklü tutulu başlı kısa kazıklar kohezyonlu zeminlerde açıklandığı gibi ilk bulunduğu konumu koruyarak dönmeksizin ötelenektir (Şekil 3.16). Bu

durumda yatay kuvvet dengesinden aşağıdaki denklemler bulunur.

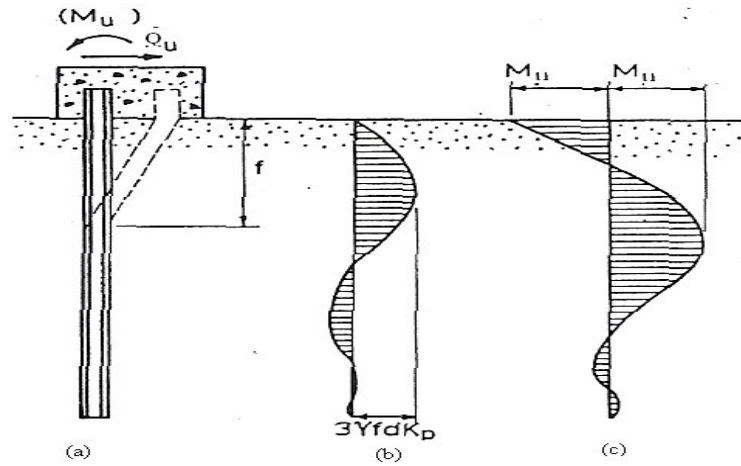
$$Q_u = 1.5\gamma' L^2 d K_p \quad (3.20)$$

$$M_u = \frac{2}{3} Q_u L \quad (3.21)$$



Şekil 3.16 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı kısa kazık davranışı (Broms,1964)

Uzun kazık durumunda ise ara bir uzunlukta kazık başında bir plastik mafsall oluşur. Bu durumda kazık başında ötelenme olur ve kazık rijit olarak hareket eder. Bu durumdaki zemin reaksiyonu Şekil3.17 ile de temsil edilebilir.



Şekil 3.17 Kohezyonsuz zeminlerde tutulu başlı uzun kazık davranışı (Broms,1964)

Bu durumda hem kazık başında bir negatif moment $(-M)$ hem de kazık boyunca f derinliğinde bir pozitif moment $(+M)$ nedeni ile iki plastik mafsall oluşacaktır. Burada f değeri denklem (3.17)'den elde edilir. F noktası etrafında moment alındığında nihai yük değeri için aşağıdaki denklem bulunur:

$$Q_u = \frac{M_u(+)+M_u(-)}{e+0.544\sqrt{\frac{Q_u}{\gamma' dK_p}}} \quad (3.22)$$

3.4 Yatak Katsayısı Yöntemi

Yatay yüklü bir kazıkta müsaade edilen oluşan deformasyonlar iki yolla bulunabilir: yatay katsayısı yöntemi ve elastik teori. Bu kısımda yatak katsayısı yöntemi açıklanacaktır.

3.4.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Yatak Katsayısı Metodu

3.4.1.1 Serbest Başlıklı Kazıklar

Şekil 3.18' de kazık başına etkiyen Q_g yatay yükü ve M_g momentinden dolayı oluşan deformasyon y , deformasyonun derinlikle değişimi dy/dx , moment, kesme kuvveti ve zemin direnci değişimleri görülmektedir. Bu kazığın davranışını

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0 \quad (3.23)$$

bağıntısıyla ifade edilebilir. (3.23) bağıntısının çözümü ise aşağıdaki fonksiyonda belirtilmiş değişkenlere bağlıdır.

$$y = f (x, T, L, k_h, EI, Q_g, M_g) \quad (3.24)$$

(3.24) bağıntısında.

x = zemin yüzeyinden itibaren derinlik

L = kazık boyu

T = granüler zeminlerde fiktif rijitlik boyu

$k_h = n_h x$ yatay yatak katsayısı

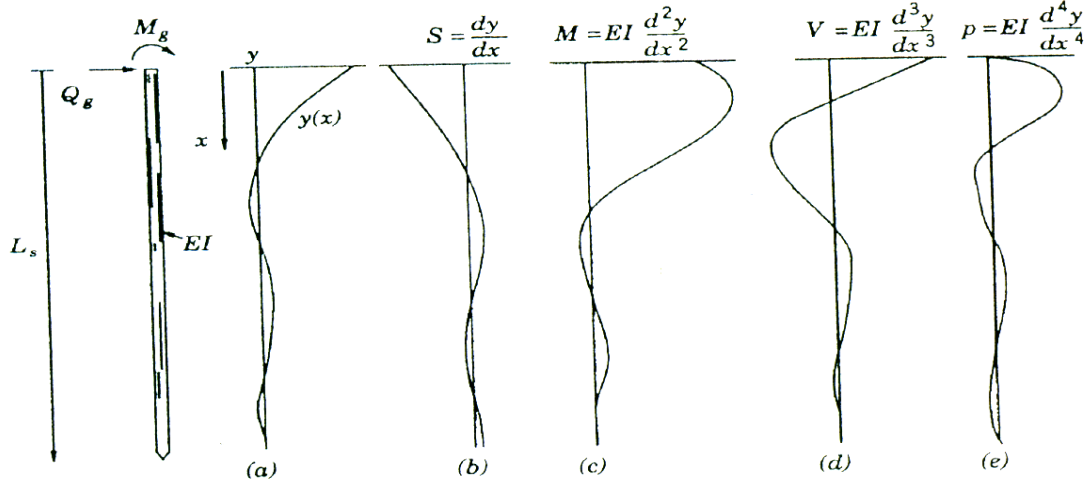
n_h = yatay yatak katsayısı sabiti

B = kazık genişliği

EI = kazık rijitliği

Q_g =kazık başına etkiyen yatay yük

M_g = kazık başına etkiyen momentdir.



Şekil 3.18 Q_g ve M_g yükleri altındaki kazığın davranışları; (a) deformasyon, (b) dy/dx , (c) moment, (d) kesme kuvveti, (e) zemin direnci (Prakash, 1989)

Çok küçük yer değiştirmelerde elastik davranışa göre analiz yapmak gerçekçi olabilmektedir. Bu tür bir davranış için süperpozisyon kullanılabilir. Bu yöntem deplasman-yük eğrileri yardımıyla büyük deformasyonlar için de uygulanabilmektedir. Süperpozisyon ilkesinden yararlanarak yatay yüklerden (Q_g) dolayı oluşan deformasyonlar y_A , momentten (M_g) dolayı oluşan deformasyonlar y_B olarak ifade edilebilir. y_A ve y_B ise,

$$\frac{y_A}{Q_g} = f_1(x, T, L, k_h, EI) \quad (3.25)$$

$$\frac{y_B}{M_g} = f_2(x, T, L, k_h, EI) \quad (3.26)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Bu durumda x derinliğindeki toplam deformasyon y_x ;

$$y_x = y_A + y_B \quad (3.27)$$

olarak ifade edilir, f_1 ve f_2 farklı fonksiyonlar olmalarına rağmen aynı terimlerden oluşmuşlardır. Fonksiyondaki terimlerin sayısı altıdır ve bu terimlerin birimleri kuvvet ve uzunluk birimleridir. Dolayısıyla aşağıdaki bağımsız ve boyutsuz terimler yazılabilir:

$$\frac{y_A EI}{Q_g T^3}, \frac{x}{T}, \frac{L}{T}, \frac{k_h T^4}{EI} \quad (3.28)$$

$$\frac{y_B EI}{M_g T^2}, \frac{x}{T}, \frac{L}{T}, \frac{k_h T^4}{EI} \quad (3.39)$$

Bu boyutsuz ifadelere aşağıdaki semboller atanarak yapılan işlemler daha da kısaltılabilir.

$$\frac{y_A EI}{Q_g T^3} = A_y \quad (\text{yatay yük transferi için deformasyon katsayısı}) \quad (3.30)$$

$$\frac{y_B EI}{M_g T^2} = B_y \quad (\text{moment için deformasyon katsayısı}) \quad (3.31)$$

$$\frac{x}{T} = Z \quad (\text{derinlik katsayısı}) \quad (3.32)$$

$$\frac{L}{T} = Z_{\max} \quad (\text{maksimum derinlik katsayısı}) \quad (3.33)$$

$$\frac{k_h T^4}{EI} = \phi(x) \quad (\text{zemin modülünün değişimi}) \quad (3.34)$$

(3.30) ve (3.31) bağıntıları kullanılarak,

$$y_x = y_A + y_B = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T^2} \quad (3.35)$$

elde edilir. Benzer şekilde moment M_x , deformasyon değişimi S_x , kesme kuvveti V_x , zemin direnci p_x de aşağıdaki bağıntılarla elde edilebilir.

$$M_x = M_A + M_B = A_m Q_g T + B_m M_g \quad (3.36)$$

$$S_x = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{EI} + B_s \frac{M_g T}{EI} \quad (3.37)$$

$$V_x = V_A + V_B = A_v Q_g + B_v \frac{M_g}{T} \quad (3.38)$$

$$p_x = p_A + p_B = A_p \frac{Q_g}{T} + B_p \frac{M_g}{T^2} \quad (3.39)$$

Elastik bir temel üzerindeki kiriş davranışını ifade eden (3.23) diferansiyel bağıntısı ve süperpozisyon ilkesi kullanılarak:

$$\frac{d^4 y_A}{dx^4} + \frac{k_h y_A}{EI} = 0 \quad (3.40)$$

$$\frac{d^4 y_B}{dx^4} + \frac{k_h y_B}{EI} = 0 \quad (3.41)$$

(3.30) ve (3.31) bağıntılarında y_A ve y_B , (3.34) bağıntısından k_h / EI , (3.32) bağıntısından x/T çekilerek,

$$\frac{d^4 A_y}{dz^4} + \phi(x) A_y = 0 \quad (3.42)$$

$$\frac{d^4 B_y}{dz^4} + \phi(x) B_y = 0 \quad (3.43)$$

elde edilir. Kohezyonsuz zeminlerde $\phi(x)$ derinlikle arttığı için, $k_h = n_h \cdot x$, $\phi(x)$ yerine $Z = x/T$ kullanılabilir. Dolayısıyla (3.34) bağıntısı,

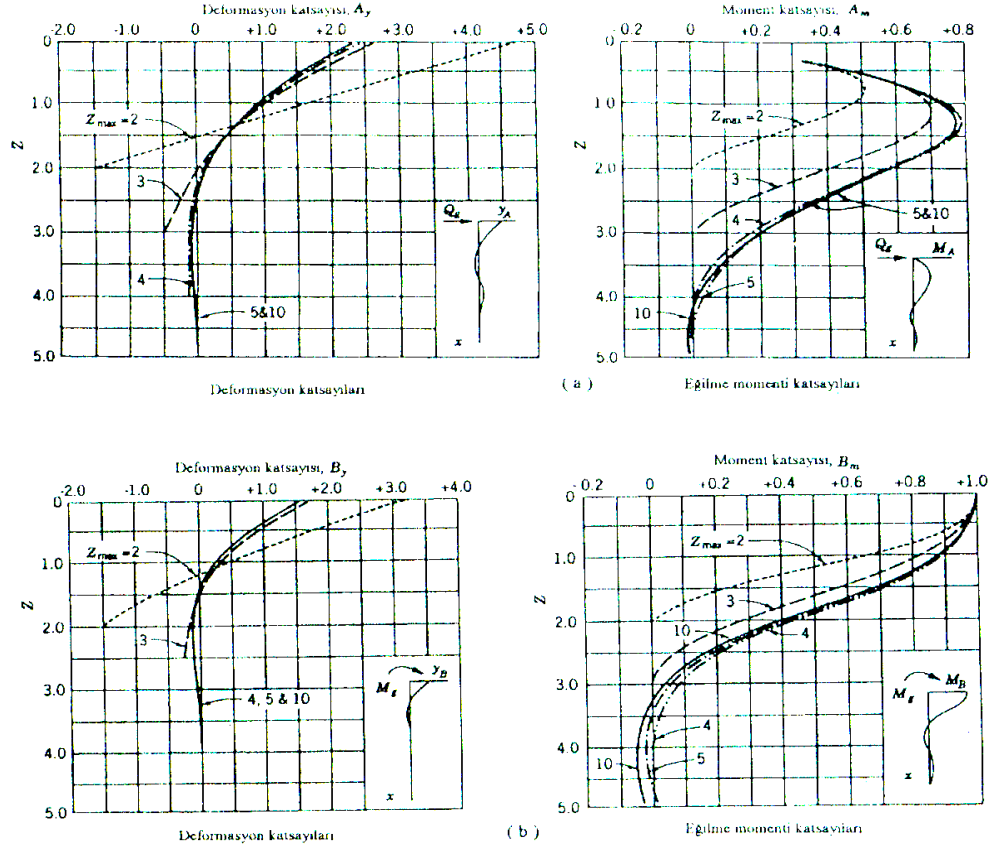
$$\frac{n_h x T^4}{EI} = \frac{x}{T} \quad (3.44)$$

şeklinde yazılabilir. Yukarıdaki bağıntıdan T çekilirse,

$$T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{1/5} \quad (3.45)$$

elde edilir. (3.42) ve (3.43) bağıntılarının çözümleri sonlu farklar yöntemi kullanılarak Reese ve Matlock tarafından elde edilmiştir. Bu çözümlerde farklı $Z = x/T$ için A_y , A_s , A_m , A_v , A_p , B_y , B_s , B_m , B_v , B_p katsayılarına ait değerler verilmiştir.

$Z_{\max} = 2$ şartını sağlayan kazıkların davranışlarının rijit yani deformasyonların sınırlı olduğu belirlenmiştir. Dolayısıyla $Z_{\max} \leq 2$ olan kazıkların davranışı da rijit kazık şeklinde olacaktır. Bunun yanında $Z_{\max} = 5 - 10$ arasında olan kazıklar için deformasyon katsayılarının aynı olduğu dolayısıyla $Z_{\max} = 5$ ' den sonraki kazık boylarının deformasyonu değiştirmeyeceği unutulmamalıdır. Pratikte kullanılan kazıkların çoğu $5T$ değerinden fazla olduğu için Tablo 3.1 ve 3.2' deki deformasyon katsayıları kullanılabilir. Ayrıca Şekil 3.19' dan A_y , A_m , ve B_y , B_m katsayılarının değişik $Z_{\max} = L/T$ değerleri için elde edilmesi mümkündür.



Şekil 3.19 Kohezyonsuz zeminler için A_y, A_m, B_y, B_m katsayıları (a) Serbest başlı
(b) Rijit başlıklı (Prakash,1989)

Çizelge 3.1 Serbest başlıklı uzun kazıklar ($Z_{maks} \geq 5$) için A katsayıları

$z(m)$	A_y	A_s	A_m	A_v	A_p
0,0	2,435	-1,623	0,000	1,000	0,000
0,2	2,112	-1,603	0,198	0,956	-0,422
0,4	1,796	-1,545	0,379	0,840	-0,718
0,6	1,496	-1,454	0,532	0,677	-0,897
0,8	1,216	-1,335	0,649	0,489	-0,973
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	-0,05	0,052	0,000	-0,106	0,201
5,0	-0,009	0,025	-0,033	0,013	0,046

Çizelge 3.2 Serbest başlıklı uzun kazıklar ($Z_{maks} \geq 5$) için B katsayıları

z(m)	By	Bs	Bm	Bv	Bp
0,0	1,623	-1,750	1,000	0,000	0,000
0,2	1,293	-1,550	0,999	-0,028	-0,259
0,4	1,003	-1,351	0,987	-0,095	-0,401
0,6	0,752	-1,156	0,960	-0,181	-0,451
0,8	0,540	-0,968	0,914	-0,270	-0,432
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	0,000	0,011	-0,026	0,029	-0,002

3.4.1.2 Rijit Başlıklı Kazıklar

Rijit başlıklı kazıklarda zemin yüzeyinde $dy/dx = 0$ dır. (3.27) bağıntısı ve yukarıdaki eşitlikler kullanılarak

$$S_x = S_A + S_B = A_s \frac{Q_g T^2}{EI} + B_s \frac{M_g T^2}{EI} \quad (3.46)$$

elde edilir. $x=0$ (zemin yüzeyi) için:

$$\frac{M_g}{Q_g T} = -\frac{A_s}{B_s} \quad (3.47)$$

Tablo 3.1 'den $Z=z/t=0$ için

$$\frac{A_s}{B_s} = -1.623/1.75 = -0.93 \quad (3.48)$$

olarak elde edilir. Dolayısıyla $M_g/Q_g T = -0.93$ olacaktır. $M_g/Q_g T$ terimi Prakash(1989) tarafından boyutsuz bir sabit (nondimensional fixity factor) olarak ifade edilmiştir. Rijit başlıklı kazıklar için deformasyon ve moment bağıntıları ise $M_g = -0.93 Q_g T$ olarak ifade edilebileceği gibi aşağıdaki şekilde düzenlenmiştir.

$$y_x = (A_y - 0.93 B_y) \frac{Q_g T^3}{EI} \quad (3.49)$$

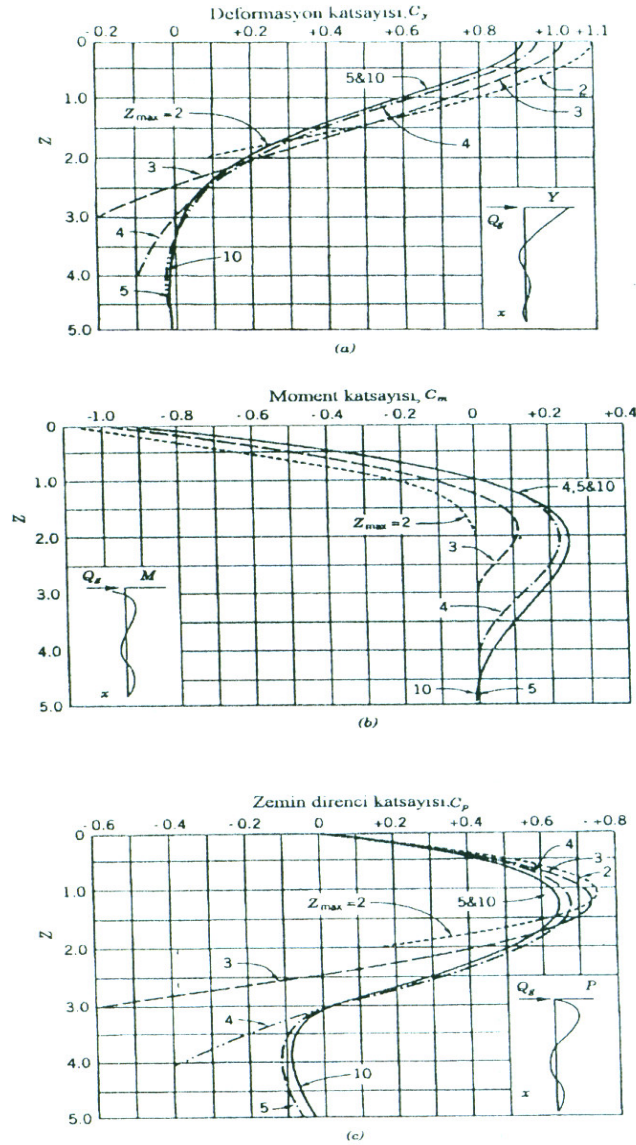
ya da

$$y_x = C_y \frac{Q_g T^3}{EI} \quad (3.50)$$

Benzer şekilde,

$$M_x = C_m Q_g T \quad (3.51)$$

olarak ifade edilmiştir. C_y ve C_m Şekil 3.20 den elde edilebilir.



Şekil 3.20 Rijit başlıklı kazıklar için katsayılar (a) deformasyon (b) moment (c) zemin direnci (Prakash,1989)

3.4.2 Kohezyonlu Zeminlerde Yatak Katsayısı Metodu

Normal konsolide killerde yatay yatak katsayısı kohezyonlu zeminlerdeki gibi derinlikle arttığından Bölüm 3.4.1’ de anlatılan hesap yöntemi bu zemin türü içinde geçerlidir.

Aşırı konsolide killerde yatay yatak katsayısı derinlik boyunca sabittir. Bu tür zeminlerde A_{yc} ve B_{yc} killi zeminler için deformasyon katsayıları olmak üzere:

$$\frac{y_A EI}{Q_g R^3} = A_{yx} \quad (3.52)$$

$$\frac{y_B EI}{M_g R^2} = B_{yx} \quad (3.53)$$

şeklinde ifade edilebilirler.(3.35) bağıntısı kullanılarak x derinliğindeki deformasyon ve moment sırasıyla

$$y_x = A_{yc} \frac{Q_g R^3}{EI} + B_{yc} \frac{M_g R^2}{EI} \quad (3.54)$$

$$M_x = A_{mc} Q_g R + B_{mc} M_g \quad (3.55)$$

(3.42) bağıntısında A_y yerine A_{yc} koyduğumuzda;

$$\frac{d^4 A_{yc}}{dz^4} + \phi(x) A_{yc} = 0 \quad (3.56)$$

elde edilir. $\phi(x)=1$, $k_h=k$ ve T yerine R koyduğumuzda ise (3.34) bağıntısı

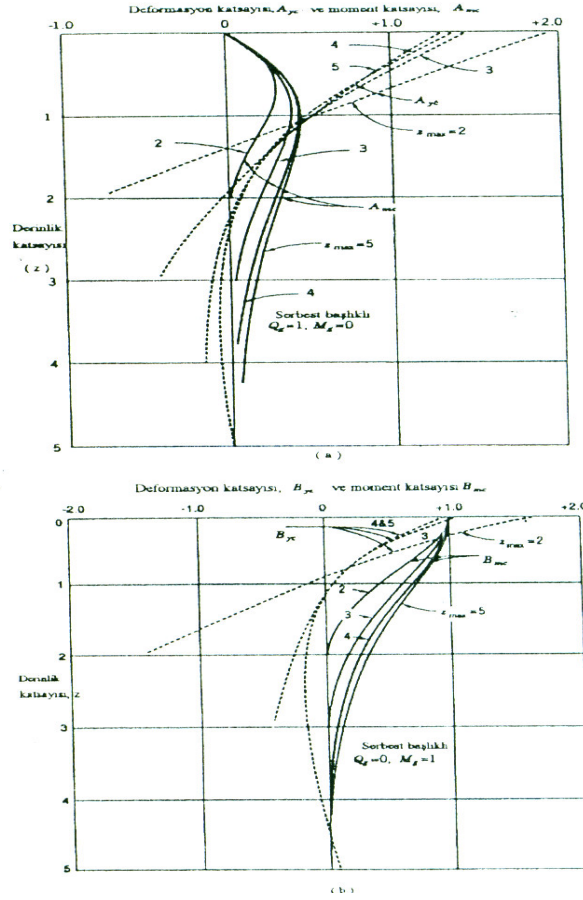
$$\frac{kR^4}{EI} = 1 \quad (3.57 a)$$

$$R = \left(\frac{EI}{k} \right)^{1/4} \quad (3.57 b)$$

$$Z = \frac{x}{R} \quad (3.58 c)$$

(3.57) bağıntıları (3.56) bağıntısında kullanılarak Bölüm 3.4.1’deki gibi A ve B katsayıları ile ilgili bağıntılar elde edilebilir. A_{yc} , A_{mc} katsayılarının z boyutsuz derinlik katsayısı ile değişimi Şekil 3.21.a ve B_{yc} , E_{mc} katsayılarının benzer dağılımı Şekil 3.21.b’de verilmiştir. Şekil 3.21.a’ da $z_{maks} (=L/R) \leq 2$ şartı sağlandığında kazığın rijit kazık gibi davrandığı, z_{maks}

($=L/R$) ≥ 4 şartı sağlandığında ise sonsuz uzun kazık gibi davrandığı görülmektedir.



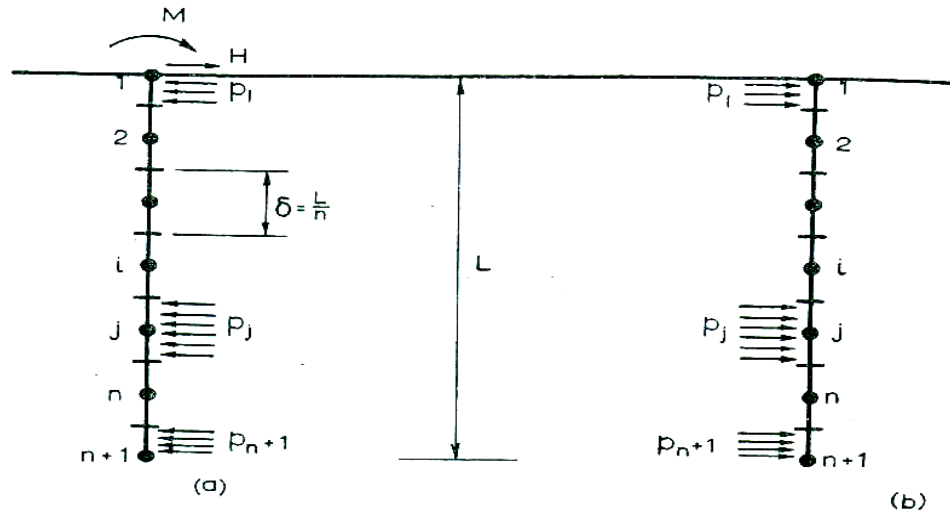
Şekil 3.21 Yatak katsayısının derinlikle sabit olması durumunda katsayıların bulunması (a) yalnız yatay yük (b) yalnız moment (Prakash,1989)

3.5 Poulos Yöntemi

Poulos (1971,1972,1973,1975,1980) tarafından yanal yüklü kazıklar için geliştirilen elastik yöntem kazığı çevreleyen zeminin elastik sürekliliğini dikkate almaktadır. Bu yöntemde E_s zemin modülünün elde edilmesinin güçlüğünden dolayı daha yaklaşık sonuçlar vermektedir.

Yatay yüklü kazıkların elastik analizde zemin, kazığın varlığından etkilenmeyen poisson oranı ν_s ve Young Modülü E_s olan ideal (izotropik, homojen, yarı sonsuz elastik) ortam olduğu kabul edilmektedir. Analizi kolaylaştırmak için zemin ve kazık arasında oluşan olası yanal kayma gerilmesi dikkate alınmaz. Şekil 3.22'de görüldüğü gibi ince, genişliği B , uzunluğu L ve esnekliği $E_p I_p$ olan kazık, başında ve ucunda $\delta/2$ uzunluğunda iki eleman ve bu iki eleman arası eşit uzunlukta $n+1$ elemana bölünerek (eleman aralığı $\delta=L/n$ uzunlukta) her bir elemana

kazık genişliği boyunca üniform ve sabit olan p yanal gerilmesi etkimekte olduğu varsayılmaktadır.



Şekil 3.22 Gerilme dağılımı (Poulos,1971)

Tamamen elastik zemin için, kazığın ve zeminin yanal yer değiştirmeleri kazık boyunca eşittir. Mevcut analizde kazık ve zemin yer değiştirmeleri herbir elemanın merkezinde eşit alınır. (İstisna olarak en üst ve en alt eleman için yer değiştirmeler ayrı hesaplanır). Her bir elemanda kazık ve zemin deplasmanları eşitlenerek ve denge durumları kullanarak her bir elemanın bilinmeyen yanal deplasmanları çözmek için yeterli denge denklemleri elde edilir. Elde edilen denge denklemlerinin çözümünde yanal yüklü kazıkların iki farklı sınır durumu göz önüne alınmalıdır. Bu sınır durumları;

(1) Serbest başlı kazık: Kazık başında serbest dönme oluşması durumu

(2) Tutulu başlı kazık: Kazık başında dönmenin oluşmadığı durumdur.

Kazık davranışını etkileyen önemli değişkenler, uzunluk - çap oranı (L/d) ve kazık esneklik faktörü K_R ’ dir. K_R ;

$$K_R = \frac{E_P I_P}{E_S L^4} \quad (3.59)$$

olarak tanımlanır. Burada E_p ve E_s sırasıyla kazık ve zeminin elastisite modülleri, I_p kazık en kesit atalet momentini ve L kazık boyunu göstermektedir. K_R , zemine bağlı kazığın esnekliğinin birimsiz ölçüsüdür. Rijit kazıklar için ∞ ve sonsuz uzun kazıklar için sıfır limit

değerlerini alır.

Çözümlerin doğruluğu, Richardson (1980) tarafından araştırılmış ve kazığın bölünmüş eleman sayısına bağlı olmaktadır. Eleman sayısının etkisini 6, 11, 21 ve 31 elemana göre yapılan analizlerde 21 eleman kullanımının makul değerler verdiği bulunmuştur.

Kazık çapı boyunca uniform gerilme dağılımı varsayımının içerdiği hatalar, Douglas ve Davis (1964) tarafından rijit kazıklar için hesaplanan değerlerle karşılaştırılarak tahmin edilebilir. Kazık boyunun kazı çapına oranı $L/d = 2$ 'e eşit olursa deplasmanlar ve dönmeler gerçek değerinin yaklaşık % 25 – 30 altında tahmin edilebilir. Fakat L/d oranı arttıkça hata oranı düşmekte ve yaklaşık $L/d = 15$ için hata ihmal edilebilir seviyelerde olmaktadır. Bu yüzden çoğu pratik durumlar için, dönme ve yer değiştirmelerin hesaplanmasında kazık boyunca uniform gerilme dağılımı varsayımı önemli hatalar vermemektedir.

3.5.1 Zemin Elastisite Modülü Derinlikle Değişmeyen (Üniform) Zeminlerde Yüzen Kazıklar için Çözümler

Yer değiştirme ve dönme

Bu kısımda zemin yüzeyindeki üstünde e yüksekliğinde etkiyen, bir H yanal yükü için serbest başlı kazıkta çözümler verilmektedir. Aşırı konsolide killerde, zeminin üniform E_s ' ye sahip ve limit p_y basıncı etkisinde olduğu kabul edilmektedir. Çözümlerde v_s 'nin çok az etkisi olduğundan v_s 'nin değeri 0,5 olarak seçilmiştir.

Zemin yüzeyindeki yer değiştirme (ρ) ve dönme (θ), serbest başlı kazık için aşağıdaki gibi açıklanmaktadır. (Poulos,1971)

$$\rho = \frac{H}{E_s L^2} \left(I_{\rho H} + \frac{e}{L} I_{\rho M} \right) / F_{\rho} \quad (3.60)$$

$$\theta = \frac{H}{E_s L^2} \left(I_{\theta H} + \frac{e}{L} I_{\theta M} \right) / F_{\theta} \quad (3.61)$$

Burada,

H = uygulanan yanal yük

e = yükün eksantrisitesi = M/H

$I_{\rho H}$ = yanal yük için deplasman etki faktörü (sabit E_s için)

$I_{\rho M}$ = moment için deplasman etki faktörü (sabit E_s için)

$I_{\theta H}$ = yanal yük için dönme etki faktörü (sabit E_s için)

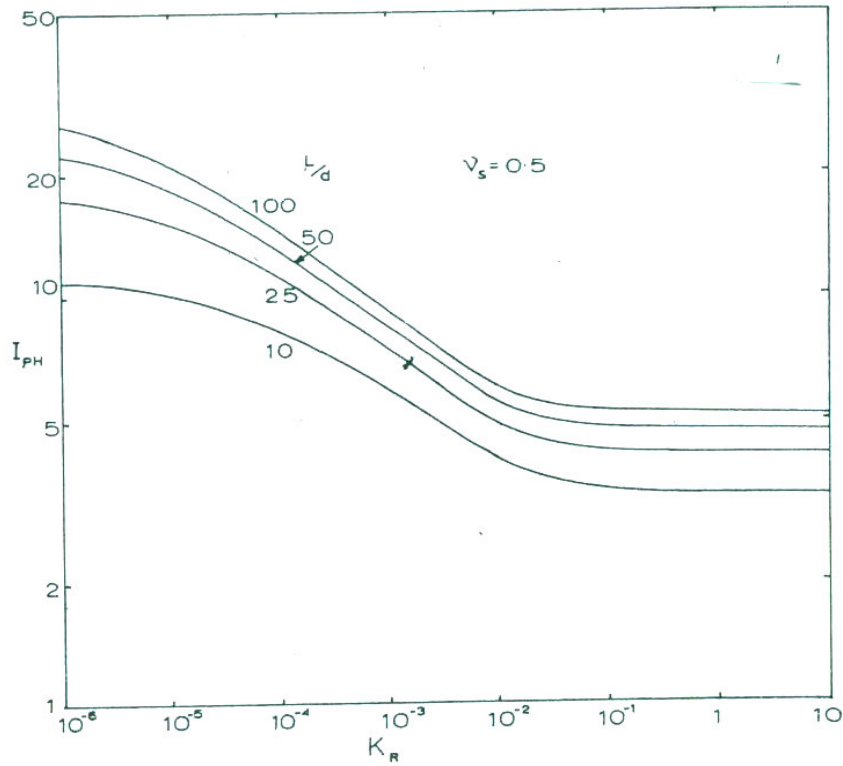
$I_{\theta M}$ = moment için dönme etki faktörü (sabit E_s için)

F_ρ = akma-yer değiştirme faktörü olup elastik zeminde kazık yer değiştirmesinin, plastikleşen zeminde kazık yer değiştirmesine oranı (sabit E_s ve p_y için)

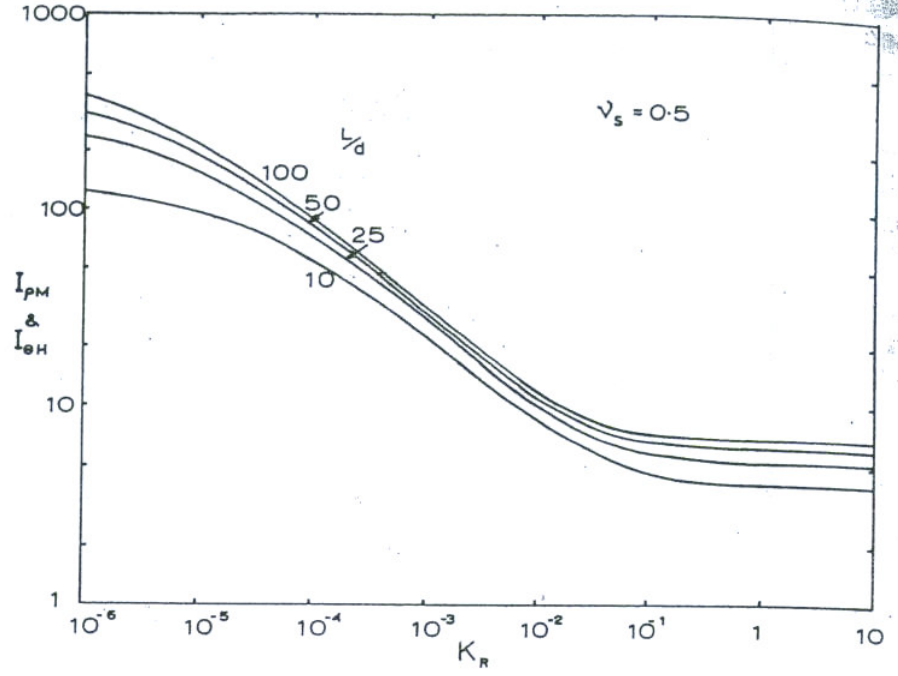
F_θ = akma-yer dönme faktörü olup elastik zeminde kazık dönmesinin, plastikleşen zeminde kazık dönmesine oranı (sabit E_s ve p_y için)

dır. (3.60) ve (3.61) bağıntıları yanal yük ve moment için deplasman ve dönme etki faktörleri $I_{\rho H}$, $I_{\rho M}$, $I_{\theta H}$, $I_{\theta M}$ değerleri, çeşitli kazık esneklik faktörü K_R ve L/d ' nin değerleri için Şekil 5.2-5.3-5.4 de gösterilmektedir.

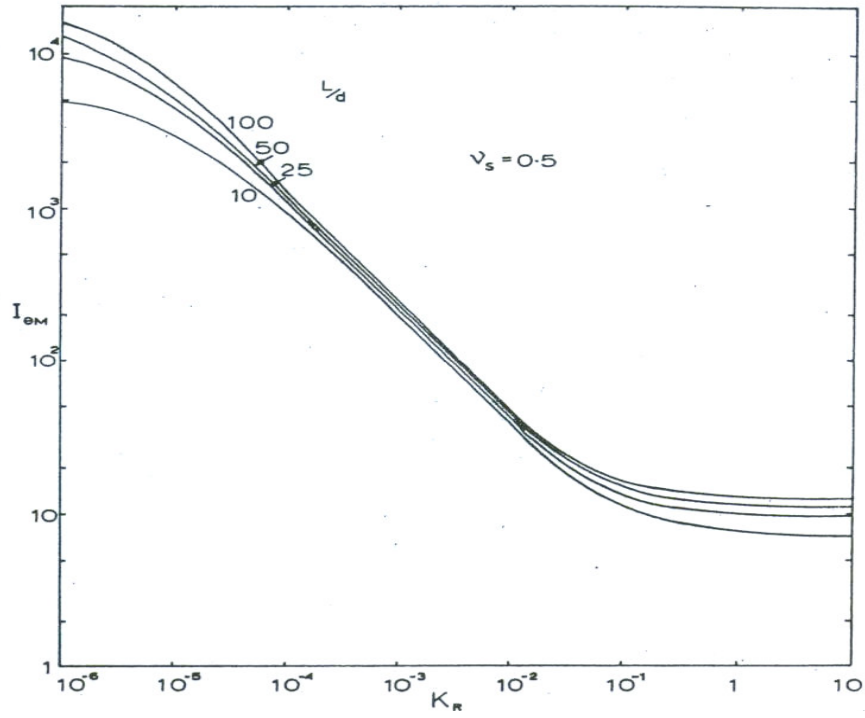
Şekil 5.5-5.6 de ise (3.60) ve (3.61) eşitliklerine göre plastikleşen zeminin durumu için akma-eyr değiştirme ve akma-dönme faktörleri F_ρ ve F_θ 'nin değişimi verilmiştir.



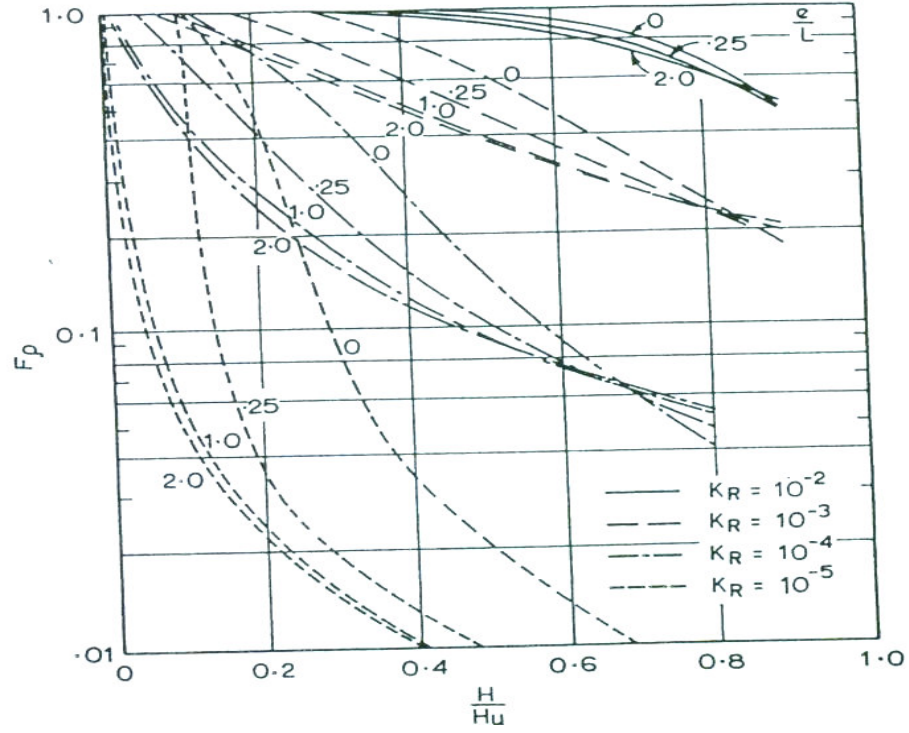
Şekil 3.23 $I_{\rho H}$: serbest başlı kazık için etki faktörü (Poulos,1980)



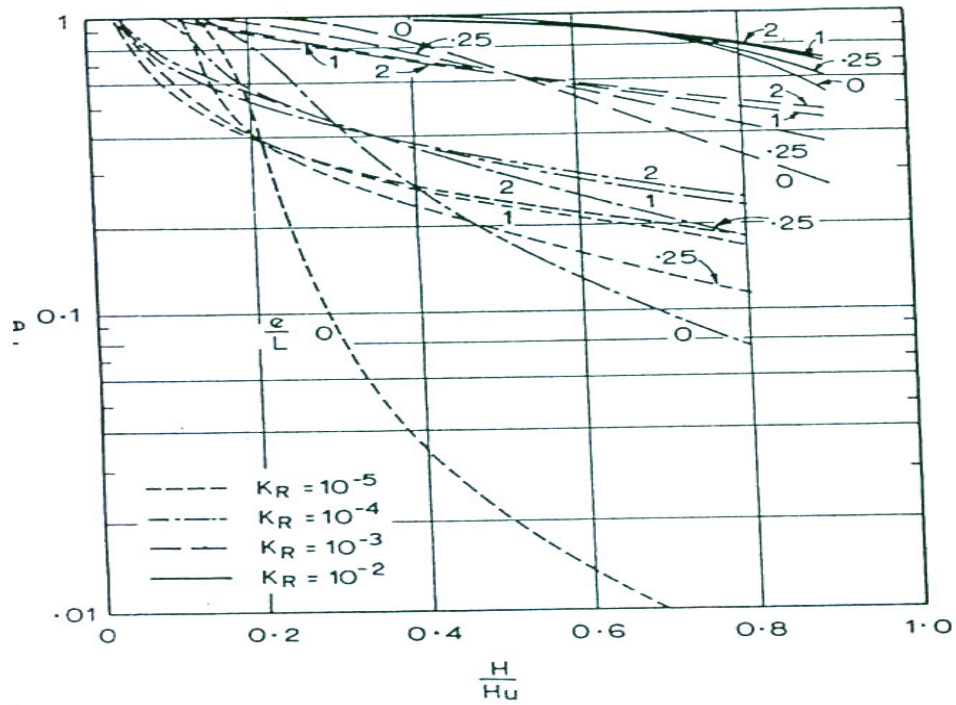
Şekil 3.24 Serbest başlı kazık için $I_{\rho M}$ ve $I_{\theta H}$ etki faktörleri (Poulos,1980)



Şekil 3.25 Serbest başlı kazık için $I_{\theta M}$ etki faktörü (Poulos,1980)



Şekil 3.26 Serbest başlı kazıkta akma-deplasman faktörü F_p (sabit E_s ve p_y için) (Poulos,1980)



Şekil 3.27 Serbest başlı kazıkta akma-dönme faktörü F_θ (sabit E_s ve p_y için) (Poulos,1980)

Tamamen elastik zeminde kazık başında yer değiştirme ve dönme

Serbest başlı yanal yüklü bir kazık için yanal yer değiştirme (ρ) ve dönme (θ) aşağıdaki bağıntılar yazılabilir (Poulos,1971),

$$\rho = I_{\rho H} \frac{H}{E_s L} + I_{\rho M} \frac{M}{E_s L^2} \quad (3.62)$$

$$\theta = I_{\theta H} \frac{H}{E_s L^2} + I_{\theta M} \frac{M}{E_s L^3} \quad (3.63)$$

olarak verilir.

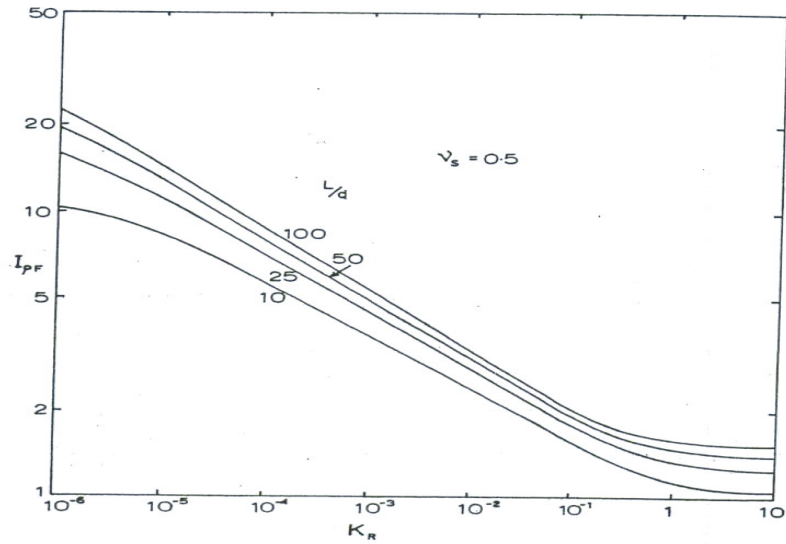
Benzer olarak tutulu başlı yanal yüklü bir kazık için ötelenme;

$$\rho = I_{\rho F} \frac{H}{E_s L} \quad (3.64)$$

olarak verilir. (Poulos,1971) Burada;

$I_{\rho F}$ = yanal yük etkisindeki tutulu başlı kazık için deplasman etki faktörüdür (sabit E_s için).

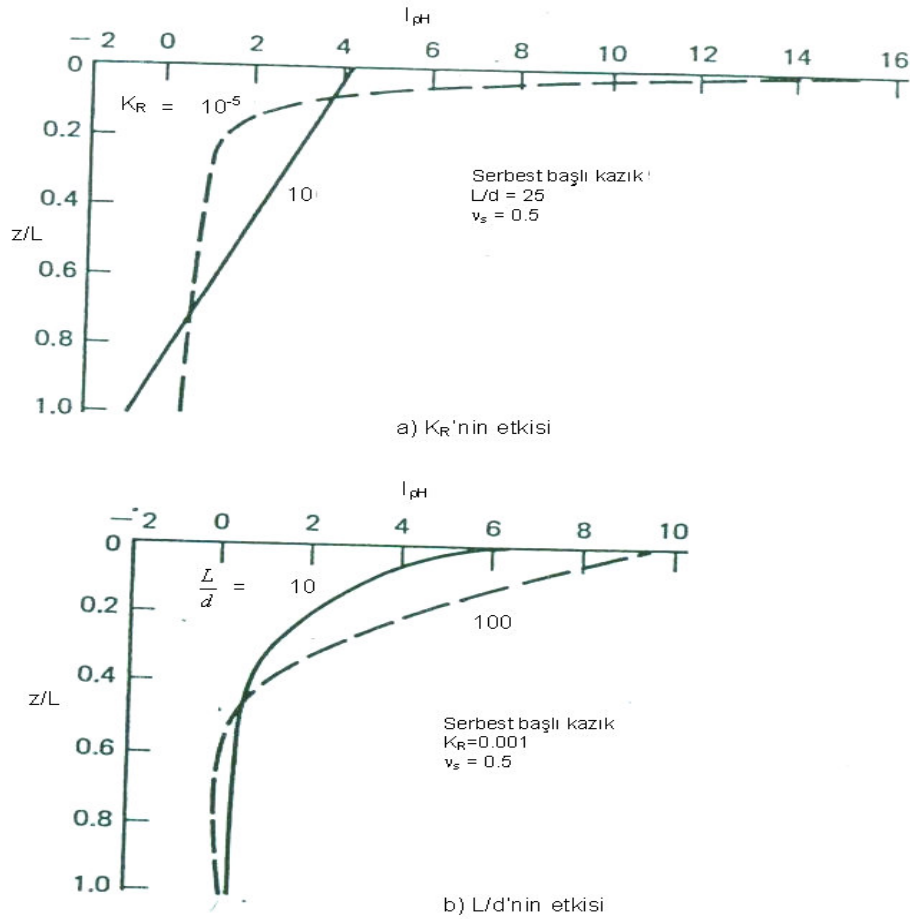
Şekil 3.28 'de yanal yüklü tutulu başlı kazıklar için deplasman etki faktörü $I_{\rho F}$ değerleri esneklik faktörü K_R ve L/d değerleri için değişimi gösterilmektedir. (Poulos,1980)



Şekil 3.28 Tutulu başlı kazıkta $I_{\rho F}$ etki faktörü (Poulos,1980)

Şekil 3.23,3.24,3.25 ve 3.28'den görüldüğü gibi kazık davranışını etkileyen faktörler kazık esneklik faktörü K_R ve kazık boyu-çap oranı L/d ' dir. K_R düştüğü zaman deplasmanlar ve dönmeler artmakta, kazık daha esnek davranmakta ve L/d arttığı zaman $I_{\rho M}$ ve $I_{\theta M}$ değerleri etkilenmektedir. Bütün durumlarda kazık başının tutulu olması durumu kazık davranışını belirgin bir şekilde etkilemektedir. Doğal olarak yer değiştirmeler tutulu başlı kazık için serbest başlı kazığa göre daha az olmaktadır. Bütün durumlarda Poisson oranının etkisi daha az olmakta ve bunun için Şekil 3.23,3.24,3.25 ve 3.28 'deki çözümlerde ν_s 'nin değeri 0,5 olarak alınabilir.

Kazık boyunca tipik yer değiştirme profili değişimi K_R için Şekil 3.29.a ve L/d için Şekil 3.29.b'de verilmiştir.



Şekil 3.29 Kazık boyunca tipik yer değiştirme profili (Poulos,1980)

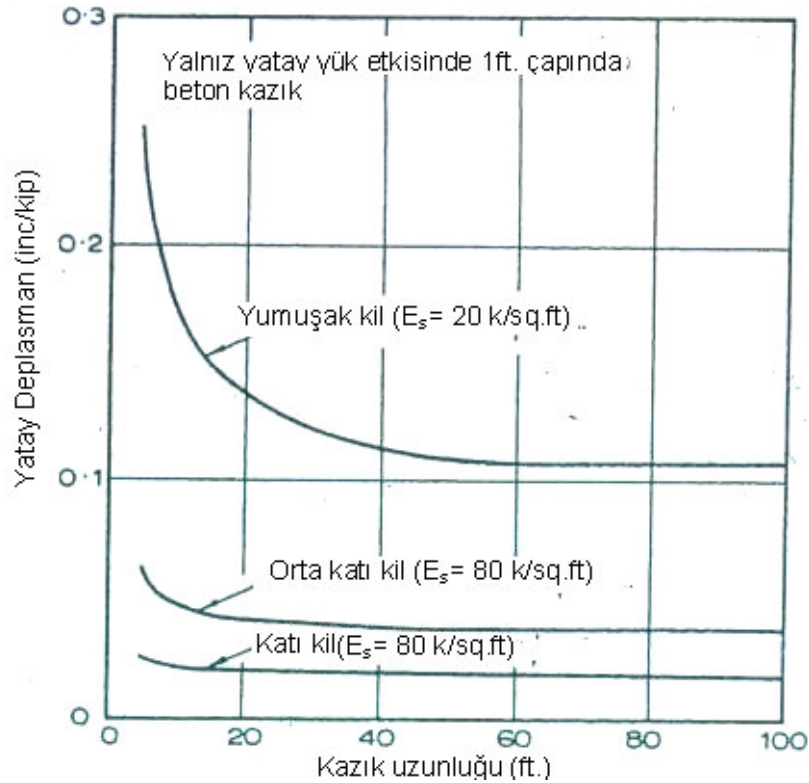
Yukarıda verilen kavramsal tanımlamalara göre yanal yüklü bir kazıkta zemin elastisite

modülü ve kazık boyunun etkisi Poulos (1971) tarafından 1ft (0.305 m) çaplı bir kazık için Şekil 3.30'da görüldüğü gibi incelenmiştir. Benzer şekilde kazığın drenajsız hareketi (ρ_u) ve nihai hareketi (ρ_f) in hesaplanması için çözümler Poulos ve Davis (1968) tarafından L/d ' nin çeşitli değerleri ve zeminin poisson oranının ekstrem değeri ($\nu_s'=0$) değeri için K_R ' ye karşılık ρ_u/ρ_f oranı Şekil 3.31' de gösterilmektedir.

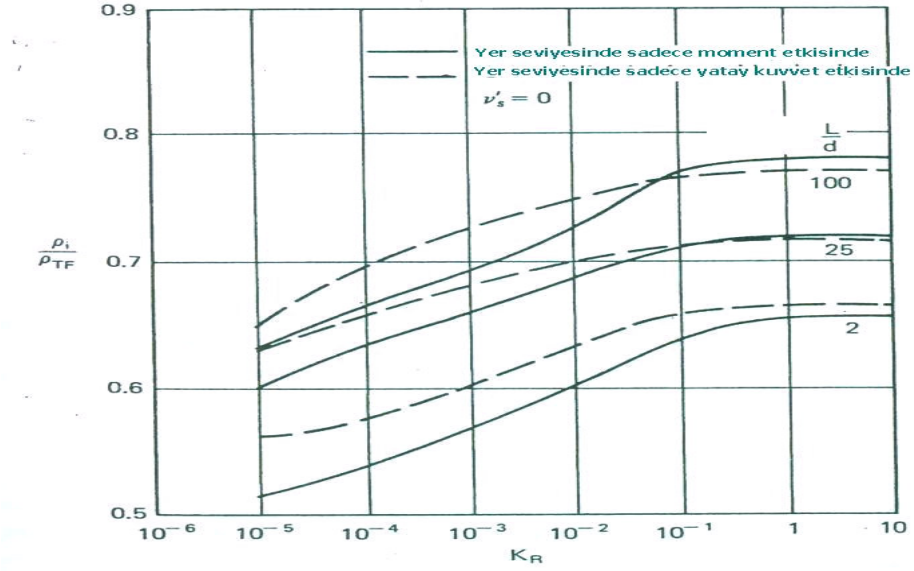
Zemin yüzeyindeki kazığın dönmesi ve yer değiştirmesine ek olarak, yer seviyesinin e kadar üstündeki bir noktada kazığın yer değiştirmesini hesaplamak için Şekil 3.23,3.24,3.25 ve 3.28'deki etki faktörleri kullanılabilir. Örneğin, yer seviyesinin üstündeki e mesafesinde H yükü etkisindeki serbest başlı kazık için, yükün uygulandığı noktadaki deplasman,

$$\rho = \frac{H}{E_s L} I_{\rho H} + 2 \frac{He}{E_s L^2} I_{\theta H} + \frac{He^2}{E_s L^3} I_{\theta M} + \frac{He^3}{3E_p I_p} \quad (3.65)$$

eşitliği yardımı ile hesaplanmaktadır.



Şekil 3.30 Kazık yer değiştirmesinde kazık uzunluğunun ve zemin modülünün etkisi

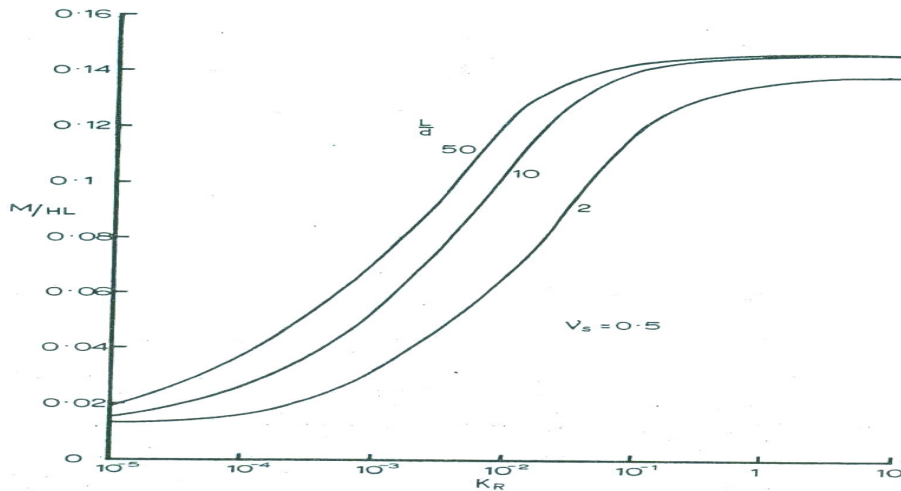


Şekil 3.31 Drenajsız hareketin nihai harekete oranı ρ_u / ρ_f (Poulos,1980)

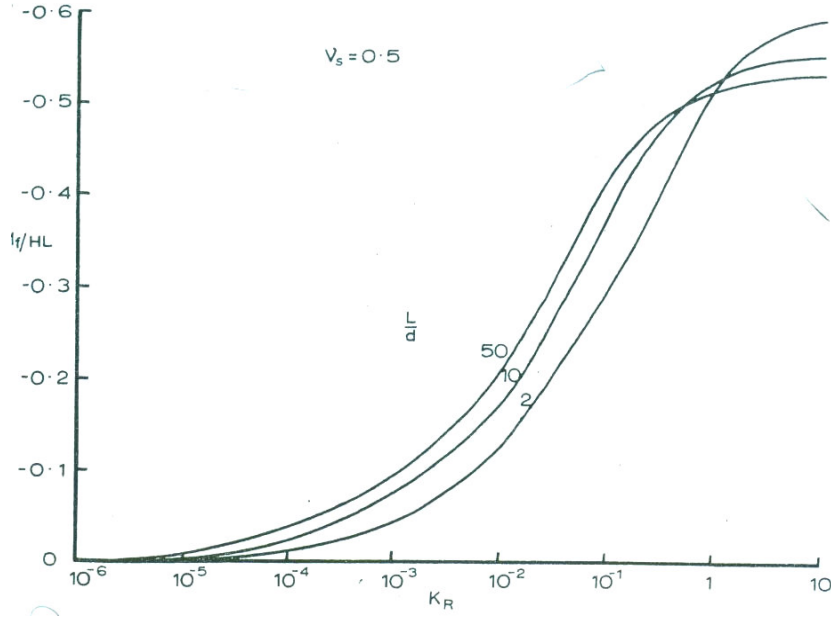
Kazıkta oluşan momentler;

Yanal yük etkisindeki serbest başlı kazıktaki maksimum moment, K_R ve L/d ' nin bir fonksiyonu olarak Şekil 3.32'de gösterilmektedir. Bu moment genellikle zemin yüzeyinden yaklaşık 0,1 - 0,4 L aşağı oluşmaktadır.

Tutulu başlı kazık için, kazık çok esnek olmadıkça ($K_R \leq 10^{-5}$) maksimum moment kazık başında meydana gelmektedir. K_R ve L/d ile bu momentin değişimi Şekil 3.33'de gösterilmiştir.



Şekil 3.32 Serbest başlı kazıkta maksimum moment (Poulos,1980)



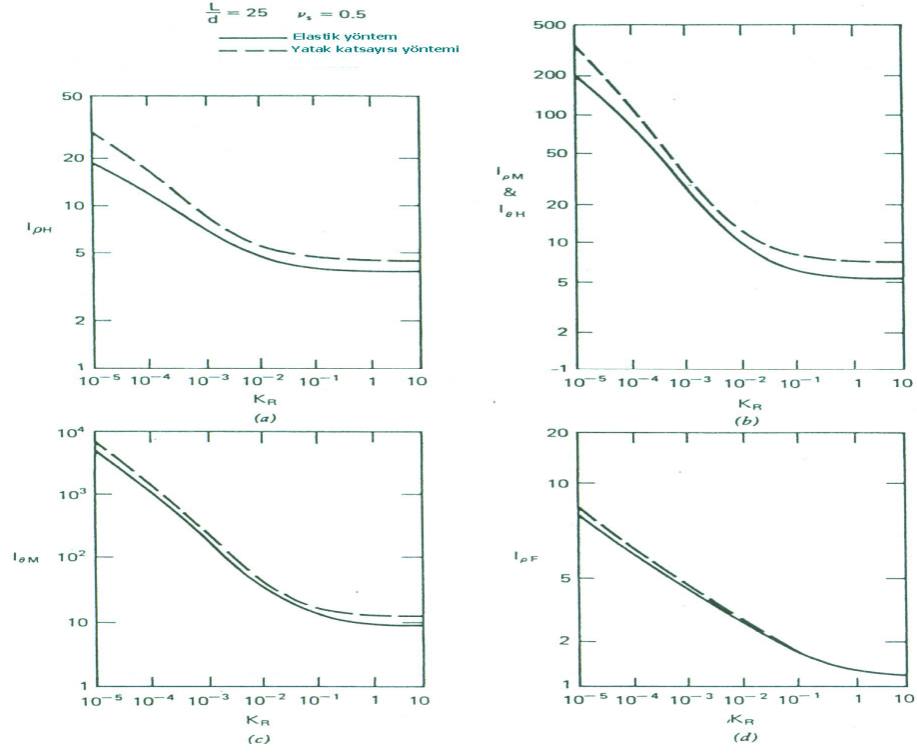
Şekil 3.33 Tutulu başlı kazık başında moment (Poulos,1980)

3.5.1.1 Elastik Teori ve Yatak Katsayısı Yönteminin Karşılaştırılması

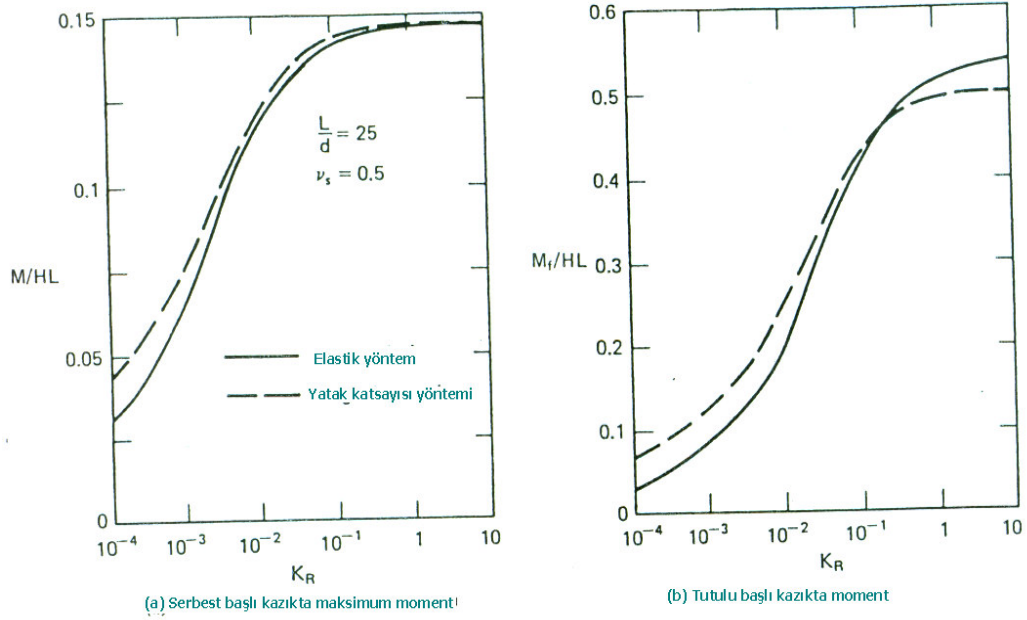
Elastik yatak katsayısı teorisinden elde edilen sonuçları karşılaştırmak için zeminin Young modülü ve yatak katsayısı arasında ilişki kurulması gerekmektedir. Tutulu başlı kazıkların deplasmanları için yatak katsayısı ve elastik teorilerinin sonuçları eşit sayılıp $v_s = 0,5$ için Şekil 3.28’de ki $I_{\rho F}$ değerlerini kullanarak, $L/d = 25$ için $k = 0,82 E_s/d$ ilişkisi elde edilmiştir.

$L/d = 25$ için elastik ve yatak katsayısı teorilerinden elde edilen yer değiştirme ve dönme faktörleri arasındaki karşılaştırmalar Şekil 3.34’de gösterilmektedir. Yatak katsayısı etki faktörleri, Hetenyi (1946) tarafından verilen çözümlerden değerlendirilmiştir (Poulos, 1971).

Bütün durumlarda yatak katsayısı teorisinden elde edilen değerler elastik teoriden elde edilen değerlerden büyük olduğu görülmektedir. Kazığın rijitliği değiştikçe bu fark gittikçe artmakta ve $K_R = 10^{-5}$ için yatak katsayısı teorisinden elde edilen deplasman etki faktörü $I_{\rho M}$, elastik teoriden elde edilenden yaklaşık 2,5 kat daha büyük olmaktadır. $L/d < 25$ için iki teori arasındaki fark Şekil 3.34 ‘de gösterilenden daha büyük olduğu görülmektedir. Momentler için sonuçların karşılaştırılması Şekil 3.35’ de gösterilmektedir. Esnek kazıklar için yine iki çözüm arasında büyük farklılıklar oluşmakta yatak katsayısı teorisi, momentleri daha fazla tahmin etmektedir. Bununla birlikte, rijit kazıklar için iki çözüm birbirine yakın sonuçlar vermektedir.



Şekil 3.34 Yer değiştirmeler ve dönmeler için yatak katsayısı ve elastik teorinin karşılaştırılması (Poulos,1971)



Şekil 3.35 Momentler için yatak katsayısı ve elastik teorinin karşılaştırılması (Poulos,1971)

3.5.1.2 Zemin Elastisite Modülleri

Kohezyonlu zeminlerde drenajsız durum için elastisite modülü E_s ' nin değeri;

$$E_s = 15 c_u \text{ ve } 95 c_u \text{ arasında değiştiği kabul edilmiştir (Poulos,1971).}$$

c_u = kilin drenajsız kayma mukavemetidir.

Yumuşak killer için daha düşük E_s değerleri, katı killer için daha büyük E_s değerleri alınabilir. Bütün durumlar için kabul edilebilir ortalama E_s değeri 40 c_u dur.

Kohezyonsuz zeminler için E_s 'nin yaklaşık değerleri; gevşek, orta ve sıkı kumlar için Tablo 3.3' de gösterilmektedir.

Kumlar ve killer için E_s 'nin değerlerinde önemli sınırlamalara rağmen, mevcut diğer bilgilerin olmadığı pratik problemlerde ilk tahmin olarak kullanılabilirler.

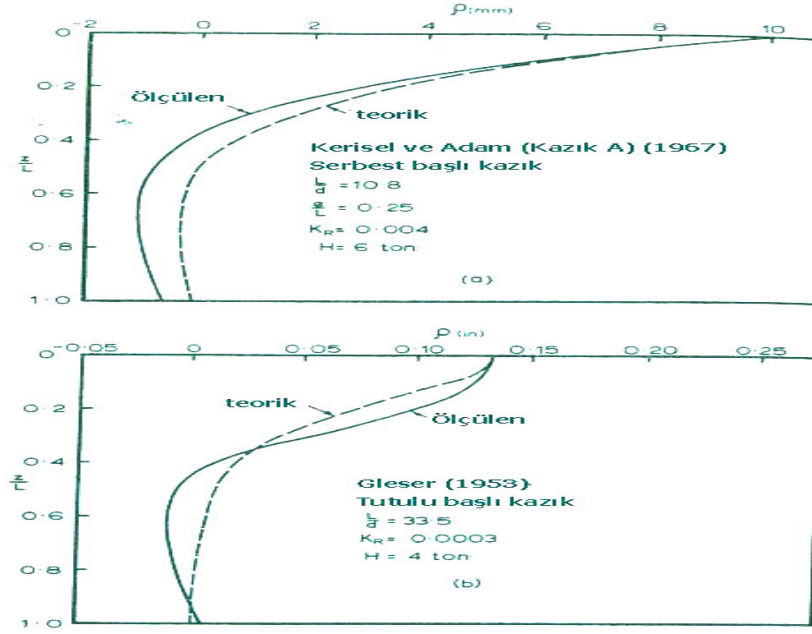
Çizelge 3.3 Kohezyonsuz zeminler için E_s 'nin ortalama değerleri (Poulos,1971)

Zemin sıklılığı	E_s değerleri dağılımı (ıbf/in ²)	Ortalama E_s değerleri (ıbf/in ²)
Gevşek	130-300	250
Orta	300-600	500
Sıkı	600-1400	1000

3.5.1.3 Teorik ve Gözlemlenen Kazık Davranışları Arasındaki Karşılaştırmalar

Eldeki zemin dataları, uygun tahminleri sağlamak için yetersiz kaldığından doğrudan karşılaştırmalar yapmak zordur. Bu yüzden davranışın genel karakteristikleri arasında karşılaştırmalar yapılabilir.

Kazık boyunca oluşan moment dağılımları ve yer değiştirmelerin kum zeminde tutulu başlı kazıklar için Gleser (1953) tarafından, kil zeminde ise serbest başlı kazık için Kerisel ve Adam (1967) tarafından yapılan çalışmalardan açıklanmaktadır. Ölçülen yer değiştirmeler ve tamamen elastik davranış için teorik çözümünden elde edilen değerler arasındaki karşılaştırmalar Şekil 3.36'da gösterilmektedir. İki durumda da kazıkların esnek olduğu kabul edilmiştir. Detayda küçük farklılıklar olmasına rağmen, teorik ve ölçülen dağılımlar arasında uyum olduğu görülmektedir.

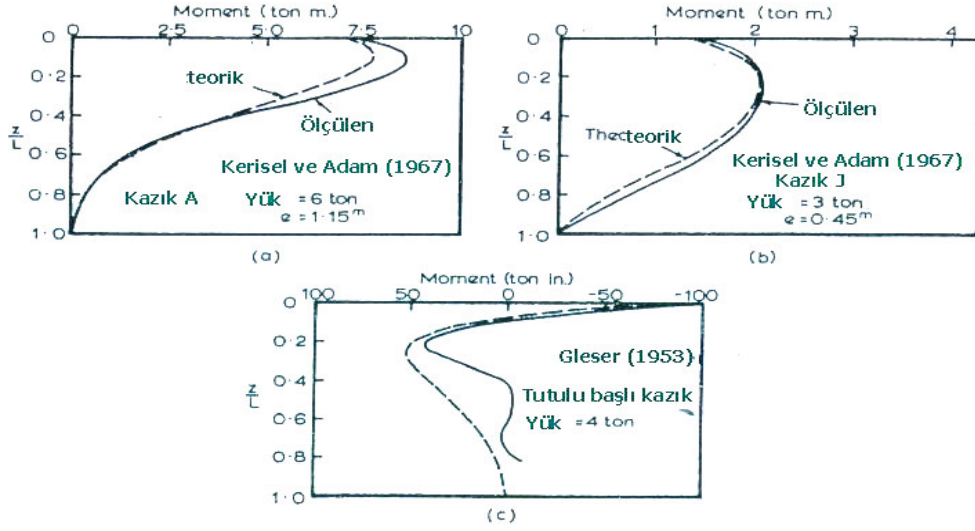


Şekil 3.36 Ölçülen ve teorik yer değiştirme profillerinin karşılaştırılması, a) Kumlu zemin, b) Killi zemin (Poulos,1971)

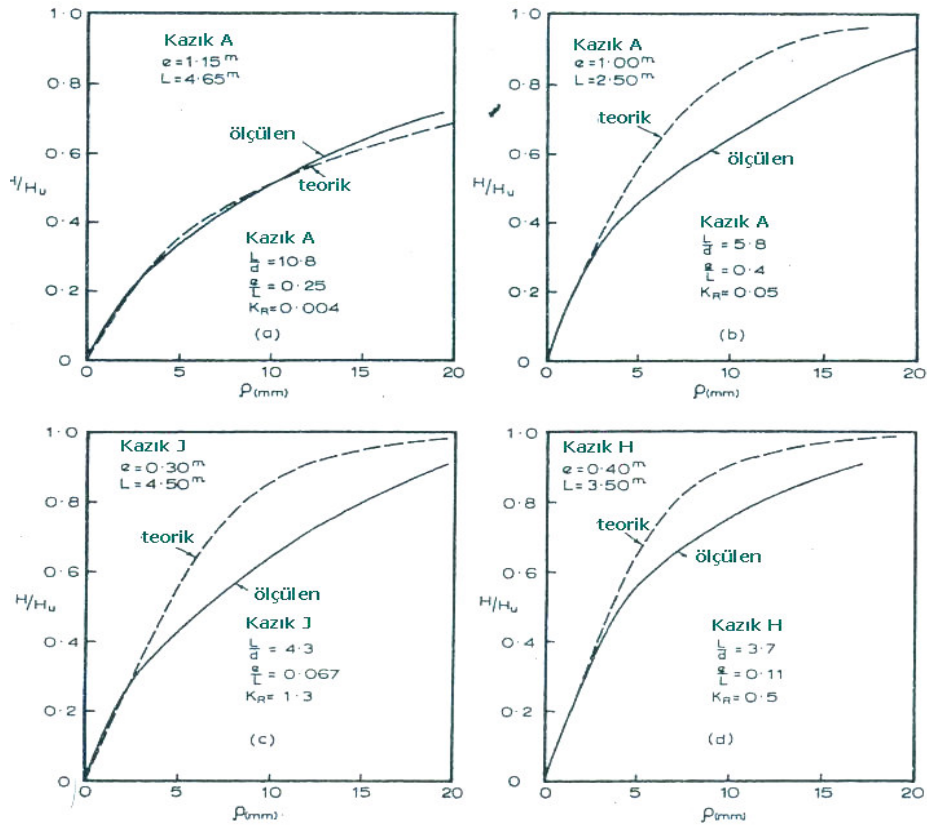
Derinlikle zemin modüllerinin artmasından dolayı kazığın bu kısımlarında bağıl rijitliğin azalmasına sebep olmakta ve bu da esnek kazıklarda kazığın merkezinden aşağı kısmı boyunca negatif yer değiştirmelere yol açtığı görülmektedir. Kazık başına yakın kısmında, zemin ve kazık arasında adezyonun yetersiz olmasından dolayı rijit kazıkta oluşacak dönme gerçek değerinin altında tahmin edilebilir. Douglas ve Davis (1964) , rijit kazıklar için tamamen adezyonsuz durumunun yer değiştirmeleri ve dönmeleri yaklaşık % 30 - % 40 arttırabildiğini belirtmişlerdir.

Teorik ve ölçülen moment dağılımları arasındaki karşılaştırmalar Şekil 3.37’de gösterilmektedir. İki durum arasındaki ilişki benzerlikler göstermektedir. Sadece önemli bir farklılık olarak, Gleser (1953) tarafından test edilen kazığın yarısından daha aşağı kısmında oluşmaktadır. Burada, gerçek momentler teorik çözümden elde edilenden daha düşük olmaktadır. Bu muhtemelen derinlikle zemin elastisite modüllerinin artmasından dolayı oluşmaktadır. Şekil 3.38’de Kerisel ve Adem (1967) tarafından yapılan çalışma üç farklı kazık (A, H ve J kazıkları) için teorik ve ölçülen yük – yer değiştirme ilişkileri arasındaki bazı karşılaştırmalar gösterilmektedir. Teorik çözümden elde edilen eğrilerde, derinlikle p_y ‘nin üniform dağılımı varsayılmakta ve bulunan eğriler ölçülen değerlere nihai yükün 1/4 ‘I seviyelerinde benzemektedir. Diğer üç duruma göre daha esnek olan kazık A için teorik ve ölçülen eğrilerin birbirine yakın davranış içinde olduğu görülmektedir. Daha rijit kazıklar

içeren diğer üç durum için, yük nihai değere yaklaştıkça teorik eğrilerden ayrılmaktadır.



Şekil 3.37 Teorik ve ölçülen moment dağılımlarının karşılaştırılması (Gleser,1953)



Şekil 3.38 Teorik ve ölçülen yük- yer değiştirme eğrilerinin karşılaştırılması (Kerisel ve Adem,1967)

3.5.2 Zemin Elastisite Modülleri Lineer Artan Zeminlerde Yüzen Kazıklar İçin Çözümler

Kum zeminlerde ve normal konsolide killerde derinlikle artan zemin modülleri için çözümlere gereksinim duyulmaktadır. Çünkü derinlikle sabit bir zemin modülü kabulü, bu zeminlerde kabul edilemeyen hatalara yol açabilmektedir. Mindlin eşitlikleri yaklaşık sonuçlar vermesi ve zemin yüzeyindeki deplasman ve dönmeleri genellikle fazla tahminine etmesine rağmen, zemin modüllerinin derinlikle sabit olmadığı durumlarda bu eşitlikler hala kullanılabilmektedir (Banerjee ve Davies, 1978).

Aşağıda tanımlanan çözümlerde, E_s zemin elastisite modülü zemin yüzeyinde sıfırdan başlayarak derinlikle lineer olarak arttığı kabul edilmektedir. Herhangidir z derinliğinde zemin elastisite modülü,

$$E_s = N_h z \quad (3.66)$$

olarak verilebilir. Burada,

N_h : Derinlikle E_s ' nin artış oranıdır.

E_s ve k_h ,ın derinlikle aynı oranda arttığı kabul edilirse, N_h yatak katsayısı teorisindeki n_h 'a benzemektedir. Böylece;

$$N_h = n_h \text{ kabul edilebilir.} \quad (3.67)$$

Kazık esneklik faktörü;

$$K_N = \frac{E_p I_p}{N_H L^5} \quad (3.68)$$

dir. Zeminin akma dayanımı (p_y)'nin de derinlikle lineer değiştiği kabul edilir (zemin yüzeyinde sıfırdan başlayarak kazığın sonunda p_L değerine değişir).

Yer değiştirme ve dönme

Serbest başlı kazıklar için yer seviyesindeki yer değiştirme (ρ) ve dönme (θ) aşağıdaki gibi açıklanabilir. (Poulos,1980)

$$\rho = \frac{H}{N_h L^2} \left(I'_{\rho H} + \frac{e}{L} I'_{\rho M} \right) / F_{\rho} \quad (3.69)$$

$$\theta = \frac{H}{N_h L^3} \left(I'_{\theta H} + \frac{e}{L} I'_{\theta M} \right) / F'_{\theta} \quad (3.70)$$

Burada;

H = uygulanan yanal yük

e = yükün eksantrisitesi = M/H

$I'_{\rho H}, I'_{\rho M}$ = derinlikle lineer değişen E_s için yanal yük ve momentin sebep olduğu deplasman için elastik etki faktörleri

$I'_{\theta H}, I'_{\theta M}$ = derinlikle lineer değişen E_s için yanal yük ve momentin sebep olduğu dönme için elastik etki faktörleri

F'_{ρ} = akma – deplasman faktörü = derinlikle lineer artan E_s ve p_y için elastik zeminde kazık yer değiştirmesinin plastikleşen zemindeki kazık yer değiştirmesine oranıdır.

F'_{θ} = akma – dönme faktörü = derinlikle lineer artan E_s ve p_y için elastik zeminde kazık dönmesinin plastikleşen zemindeki kazık dönmesine oranıdır.

Elastik etki faktörleri, $I'_{\rho H}, I'_{\rho M}, I'_{\theta H}, I'_{\theta M}$ Şekil 3.39, 3.40 ve 3.41’de verilmiştir. Akma faktörleri F'_{ρ} ve F'_{θ} , e/L , K_R ve H/H_u nun fonksiyonları olarak Şekil 3.42 ve 3.43’de gösterilmektedir. Burada H_u nihai yanal kazık taşıma gücü olup statik yaklaşımdan elde edilebilir ve e/L ’ nin bir fonksiyonu olarak Şekil 3.44’ de gösterilmiştir.

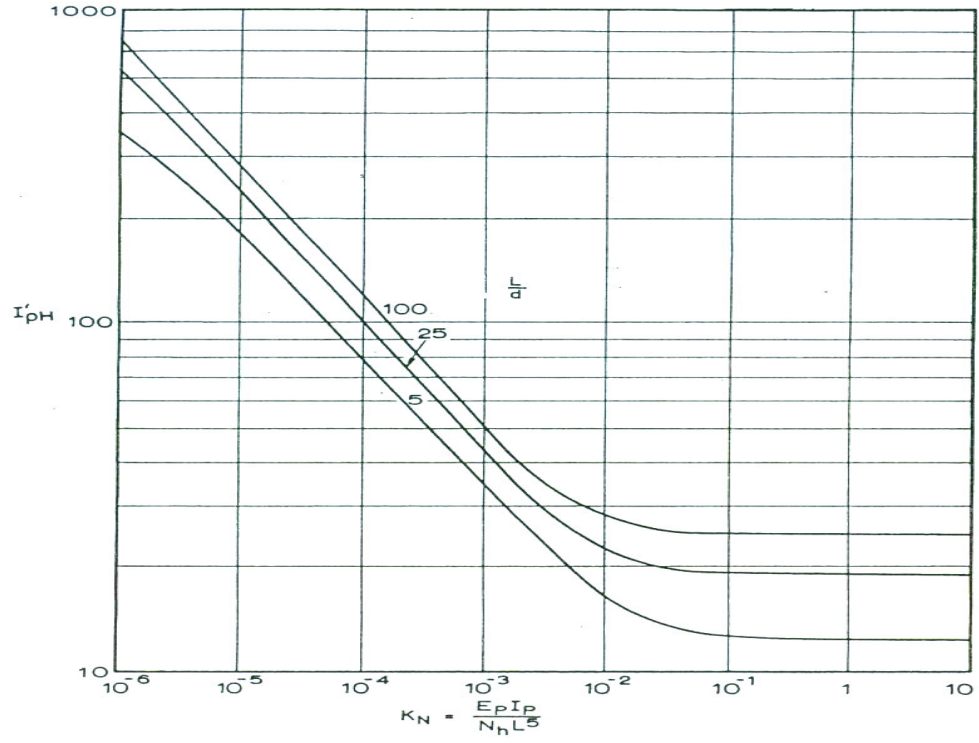
Tutulu başlı kazık için yer seviyesindeki deplasman aşağıdaki şekilde verilir;

$$\rho = \frac{H}{N_h L^2} I'_{\rho F} / F'_{\rho F} \quad (3.71)$$

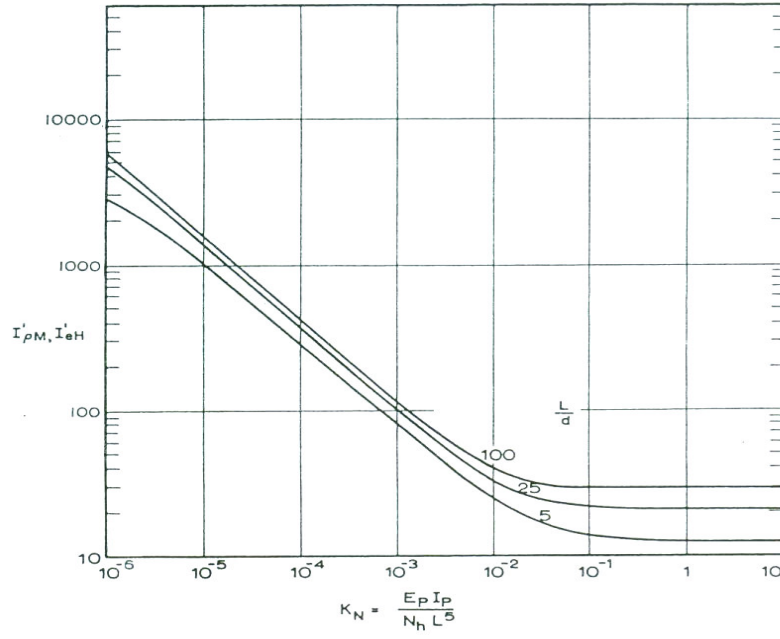
Tutulu başlı kazıklar için elastik etki faktörü $I'_{\rho F}$ Şekil 3.45’de, akma – yer değiştirme faktörü $F'_{\rho F}$ ise Şekil 3.46’da gösterilmektedir.

H_u için ise (3.72) eşitliğinden yararlanılır. Burada p_L , kazık ucundaki zemin direncini d_L ise kazık boyunu göstermektedir.

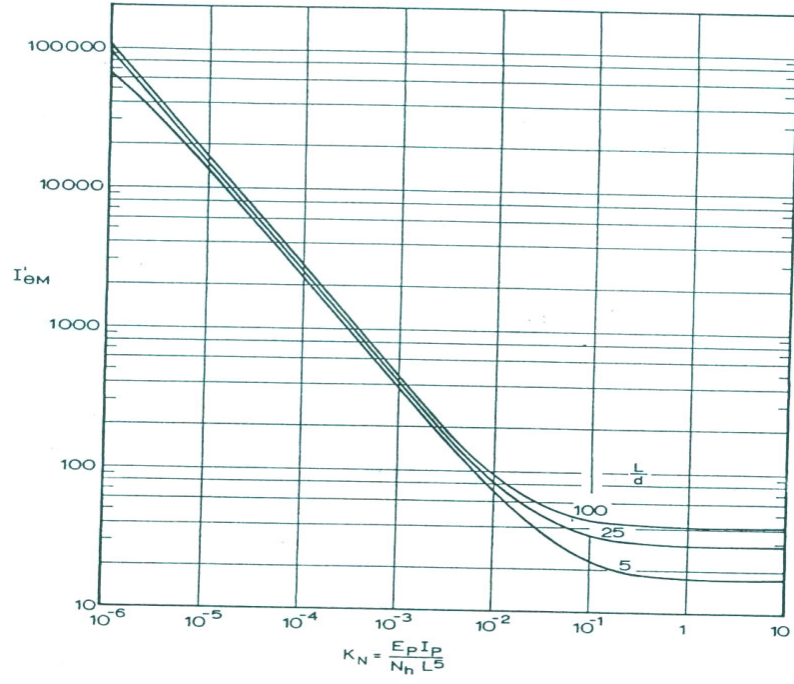
$$H_u = 0,5 p_L d_L \quad (3.72)$$



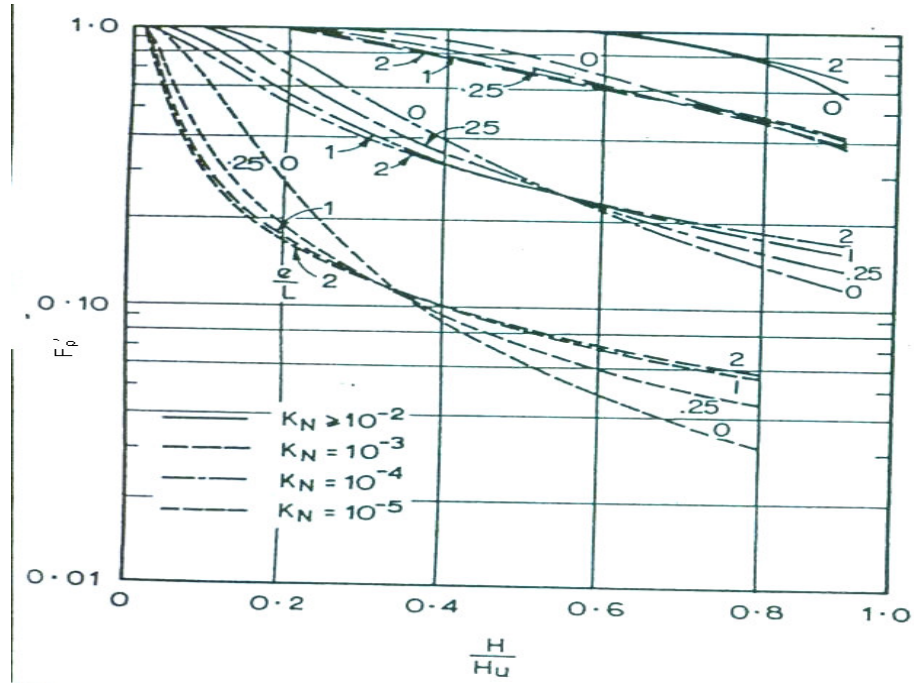
Şekil 3.39 Serbest başlı kazıkta $I'_{\rho H}$ etki faktörü (lineer artan zemin modülleri için)
(Poulos,1980)



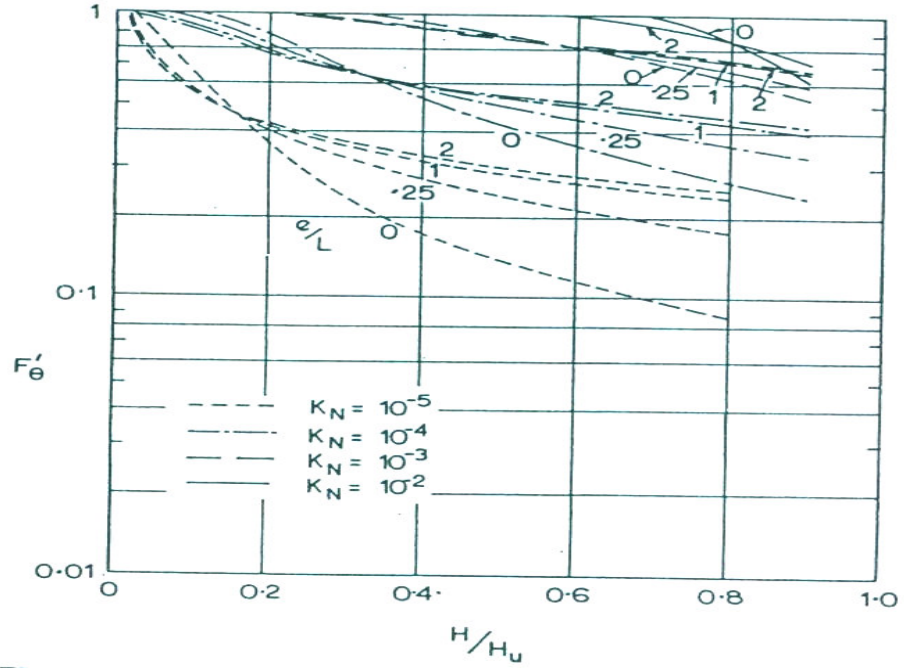
Şekil 3.40 Serbest başlı kazıkta $I'_{\rho M}$ ve $I'_{\theta H}$ etki faktörü (lineer artan zemin modülleri için)
(Poulos,1980)



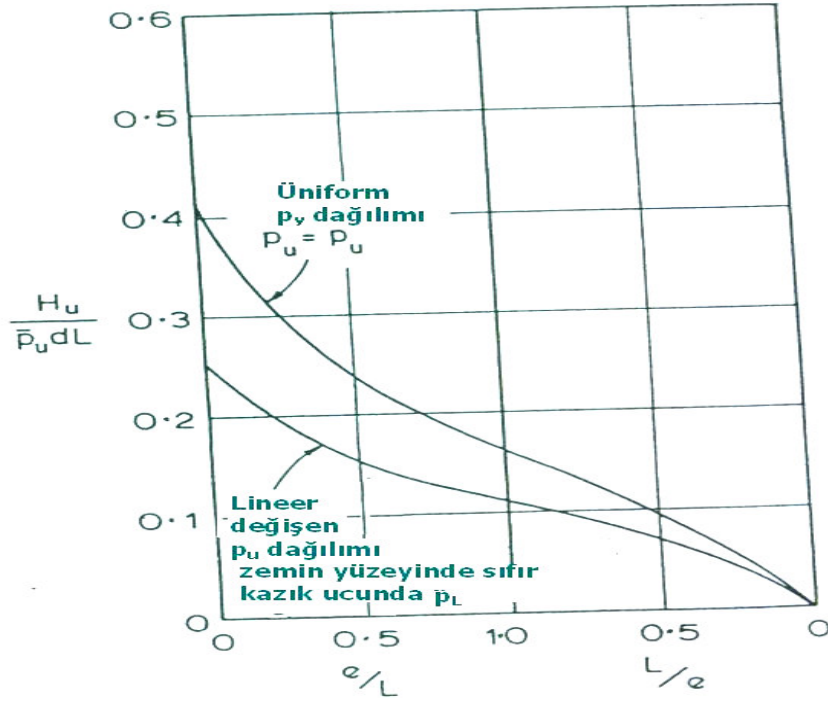
Şekil 3.41 Serbest başlı kazıkta $I_{\theta M}$ etki faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980)



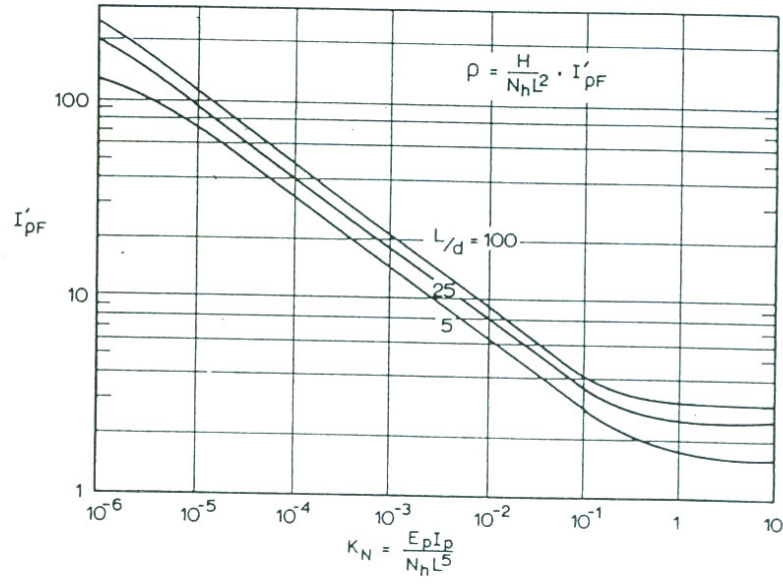
Şekil 3.42 Serbest başlı kazıkta F_{ρ} = akma – deplasman faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980)



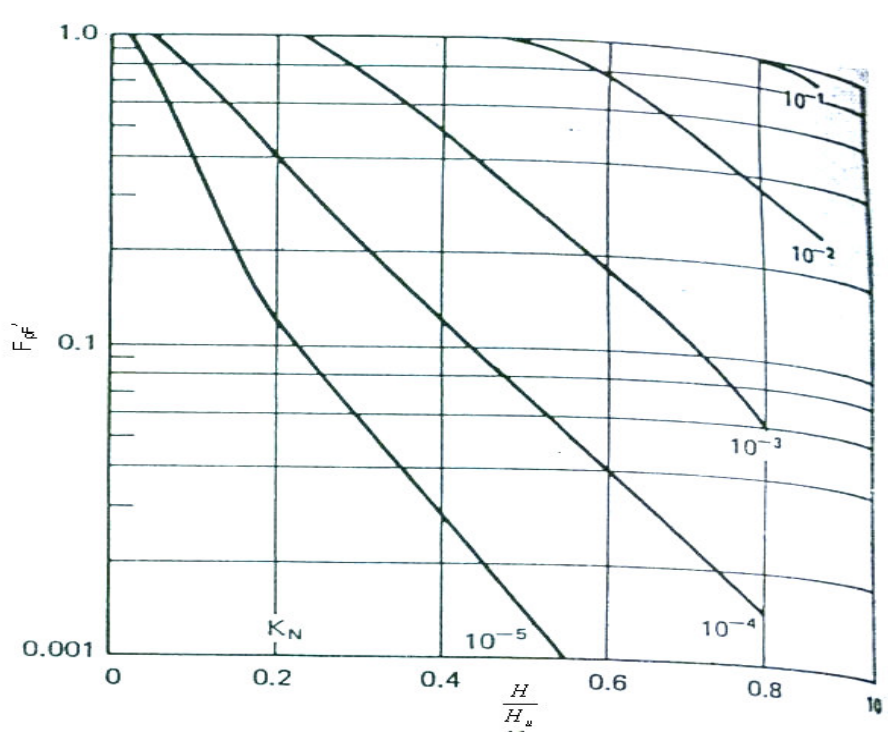
Şekil 3.43 Serbest başlı kazıkta F'_θ = akma – dönme faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980)



Şekil 3.44 Yanal nihai yükü H_u (Poulos,1980)



Şekil 3.45 Tutulu başlı kazıkta $I'_{\rho F}$ etki faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980)



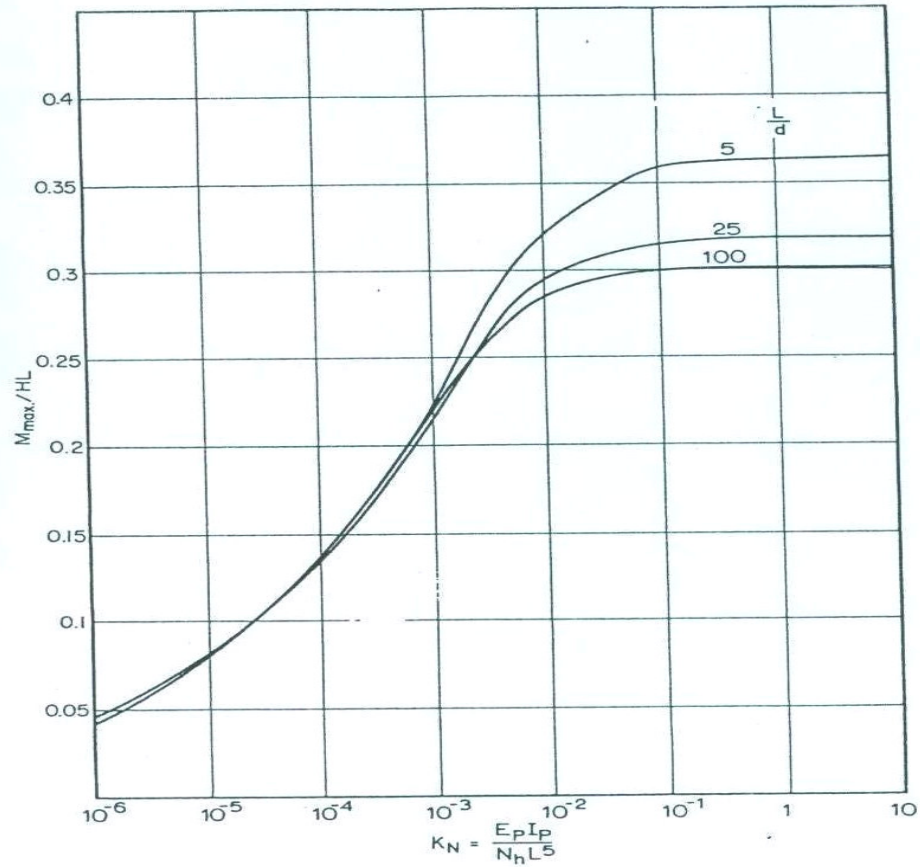
Şekil 3.46 Tutulu başlı kazıkta $F_{\rho F}$ akma – deplasman faktörü (lineer artan zemin modülleri için) (Poulos,1980)

Kazıkta oluşan momentler

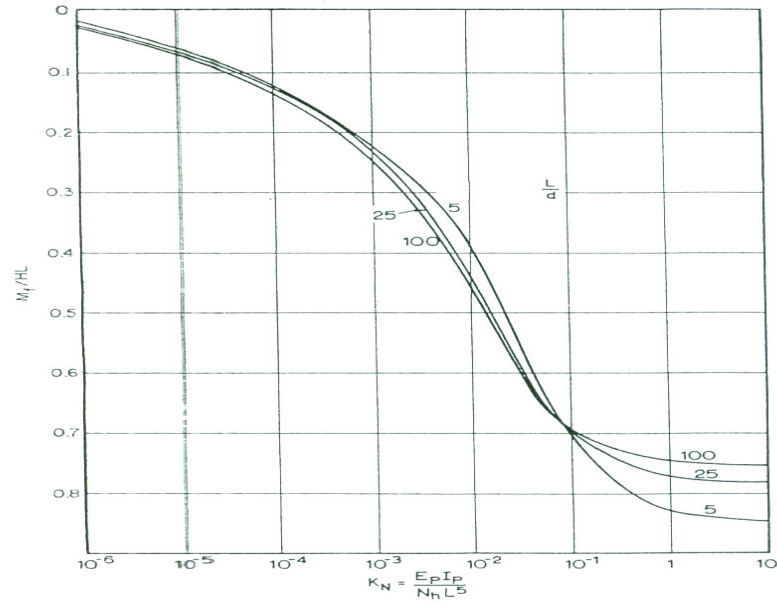
Serbest başlı kazıklar için sadece yanal yükün sebep olduğu maksimum moment, L/d ve kazık esneklik faktörü K_R 'nin bir fonksiyonu olarak Şekil 3.48' de gösterilmektedir.

Oluşan momentler, derinlikle üniform E ye sahip zeminler için (Şekil 3.32) de elde edilen değerlerden daha büyük olmaktadır ve tipik olarak zemin yüzeyinden $0,1L - 0,45L$ aşağıda oluşmaktadır.

Tutulu başlı kazığın baş kısmında moment K_R 'nin bir fonksiyonu olarak Şekil 3.49'da gösterilmektedir. Şekil 3.33 ile karşılaştırılırsa, daha büyük momentler lineer artan zemin modülleri için elde edilen çözümlerde meydana gelmektedir.



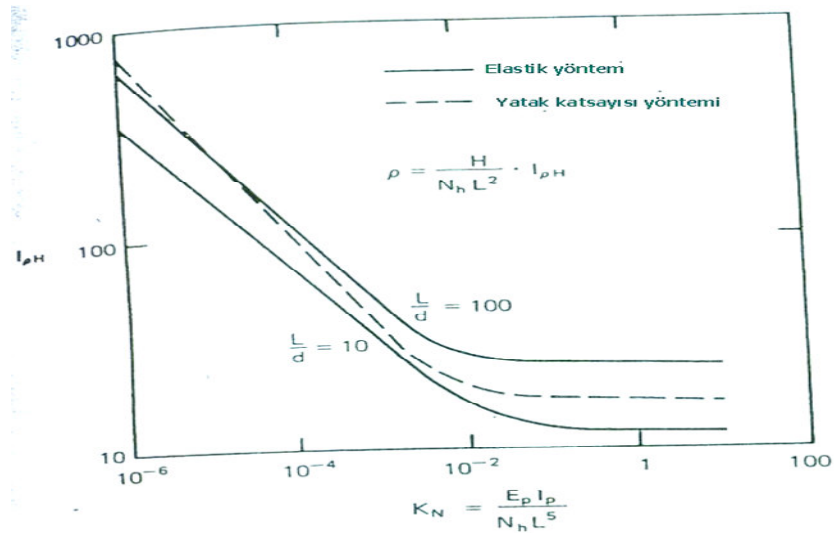
Şekil 3.48 Serbest başlı kazıkta maksimum moment (lineer artan zemin modülleri için)
(Poulos,1980)



Şekil 3.49 Tutulu başlı kazıkta maksimum moment (lineer artan zemin modülleri için)
(Poulos,1980)

3.5.2.1 Yatak katsayısı teorisi ile karşılaştırmalar

Poulos ve yatak katsayısı teorilerinde N_h ve n_h değerleri yaklaşık olarak birbirine eşit olmaktadır. Deplasman etki faktörleri için Şeki 3.50’de gösterilen karşılaştırmalar, derinlikle üniform E ‘ye zeminlerde yapılan karşılaştırmalardan daha yakın sonuçların oluştuğu görülmektedir. Yatak katsayısı teorisi L/d ’ nin etkisini direkt olarak dikkate almaz.



Şekil 3.50 Serbest başlı kazıkta yatak katsayısı ve elastik teorilerinin arasındaki karşılaştırmalar (Poulos,1980)

3.6 p-y Yöntemi

Yatay yüklü kazıkların plastik davranışlarının analizinde yatak katsayısı yönteminin yerine p-y eğrileri kullanılır. Bu bölümde ilk önce konunun teorik kısmı açıklandıktan sonra p-y eğrilerinin elde edilmesi ile ilgili bilgiler verilecektir.

Yatay yüklü kazıklar, lineer elastik davranan kirişler olarak kabul edilirse kazıkların davranışları için aşağıdaki diferansiyel bağıntı tanımlanmaktadır.

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + P \frac{d^2 y}{dx^2} - p = 0 \quad (3.73)$$

Bağıntıda EI kazık rijitliğini, y kazık boyunca herhangi bir x derinliğindeki deformasyonu, P kazık üzerindeki düşey yükü ve p ise kazık boyunca birim genişlikteki zemin direncini göstermektedir. p , k zemin modülü olmak üzere aşağıdaki şekilde ifade edilebilir:

$$p = ky \quad (3.74)$$

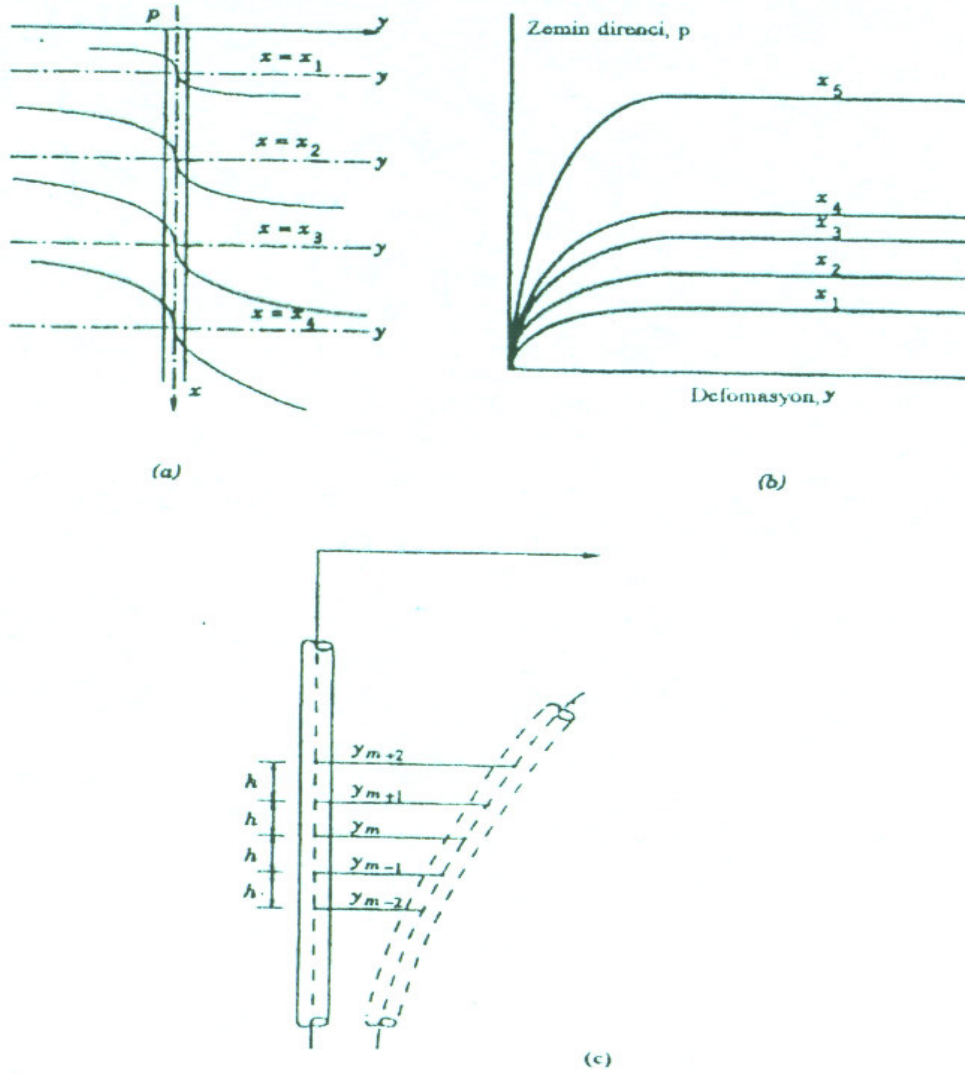
(3.73) bağıntısı k terimi x ve y 'nin fonksiyonu olarak ifade edilebilirse mümkündür. k 'nın sayısal olarak ifadesinde p , zemin direncini y , deformasyonun fonksiyonu olarak ifade eden eğri grupları kullanılır. Bu eğriler doğrusal değildir ve birçok parametreye bağlıdır.

Şekil 3.51 'de p-y eğrilerinin davranışlarıyla ilgili farklı durumlar görülmektedir, p-y eğrilerinin aşağıdaki özelliklere sahip oldukları kabul edilir:

(1) Yatay yüklü bir kazığın birbirinden farklı tüm düşey parçalarının yatay deformasyonu p-y eğrileri tarafından tam olarak tanımlanabilmektedir.

(2) Eğriler kazığın şeklinden, sıklığından ve kazığın düşey kesiti boyunca herhangi bir parçasının, altındaki veya üstündeki düşey bölgelerin, yüklenmesinden etkilenmez. Bu kabul tam olarak doğruyu göstermese bile pratik yaklaşımlar için kazık deformasyonunun kazığın o derinlikte maruz kaldığı zemin direncine bağlı olduğu söylenebilir. Dolayısıyla zemini farklı p-y eğrileri ile, Şekil 3.51.b'deki gibi, ifade edebilmek mümkündür.

Şekil 3.51.a'da yanal yüklü bir kazıkta kazık çevresindeki zeminde meydana gelen yatay deformasyonun oluşan yatay basınca göre değişimi ile verilmektedir. Aynı şeklin (c) şıkında deforme olmuş bir kazık ve (b) şıkında ise p ve y eksen takımında eğrinin genel durumu gösterilmiştir. Gelişen bilgisayar teknolojisi yardımıyla p-y eğrileri ile çözüm yapmak kolaylaşmış ve çok kullanılan bir yöntem olmuştur.



Şekil 3.51 p-y eğrileriyle kazık deformasyonunun tanımlanması (a) farklı x derinliklerinde eğrilerin durumu (b) eğrilerin eksen takımındaki durumları (c) deforme olmuş kazığın durumu (Prakash,1989)

Bölüm 3.4' de anlatılan yöntem kazığın yanal deformasyonlarını elastik bölgede incelemektedir. Ancak çoğu zaman kazıkların yük etkisindeki deformasyon davranışı içinde plastik hareketlerde yer alır. Dolayısıyla yatay yüklü kazıkların analizinde iki türlü hesap yapmakta her zaman fayda vardır. Kazığın elastik analizinin yapıldığı yöntemde kullanılan zemin modülü ile p-y eğrileri ile yapılan analizde kullanılan zemin modülünün kıyaslanması gerekmektedir. Bu tür bir kontrol aşağıdaki hesap yöntemiyle yapılabilmektedir. Yine yatay yüklü bir kazık-zemin sisteminin p-y eğrileri elde edildikten sonra o sistemle ilgili hesaplar iterasyon tekniği kullanılarak aşağıdaki adımlarla çözülebilir:

(1) Zeminin türüne göre rijitlik faktörleri T ve R hesaplanır. T, kohezyonsuz ve normal konsolide killerde n_h terimiyle hesaplanır. R' nin hesabında aşırı konsolide killeri için kullanılan k_h , terimi kullanılır.

(2) Hesaplanan T ve R değerleri ile birlikte kazığa etkiyen yatay yük Q_g ve moment M_g verileri de kullanılarak Bölüm 3.4 'de anlatılan yatak katsayısı metodu yardımıyla kazık boyunca oluşan y deformasyonları hesaplanır.

(3) Hesaplanan y deformasyonları kullanılarak yatay basınç p hesaplanır. Zemin modülü k ve rijitlik faktörleri (T ve R) aşağıdaki şekilde hesaplanabilir.

$$k = p/y \quad (3.75)$$

$$(a) \quad n_h = k/x \quad T = \left(\frac{EI}{n_h} \right)^{\frac{1}{5}} \text{ zeminin modülünün derinlikle artması durumu}$$

$$(b) \quad k_h = k \quad R = \left(\frac{EI}{k} \right)^{\frac{1}{4}} \text{ zemin modülü derinlikle değişmiyor.}$$

Burada ;

p= kazık boyunca birim genişlikteki zemin direncini

y = yanal deformasyon

E= kazık malzemesi elastisite modülü

I= kazık kesitinin atalet momenti

k= yatak katsayısı

n_h = yatak katsayısı değişim çarpanı

dır.

(1). adımdan elde edilen R ve T değerleri karşılaştırılır. Eğer bu değerler birbirlerini tutmuyorsa aşağıdaki şekilde işleme devam edilir.

(4) k_h ve n_h değerleri (3). adımda bulunan değerlere yakın değerler olarak seçilir. Bu işleme hesaplanan ve kabul edilen değerler birbirlerini tutuncaya kadar devam edilir. En son bulunan değerler kullanılarak deformasyon ve momentler hesaplanabilir.

Bundan sonraki bölümde kohezyonsuz daha sonraki bölümde ise kohezyonlu zeminlerde p-y eğrilerinin elde edilmesi anlatılacaktır.

3.6.1 Kohezyonsuz Zeminlerde p-y Eğrileri

Reese ve diğ.(1974) tarafından geliştirilen yönteme göre p-y eğrileri aşağıdaki adımlar kullanılarak elde edilir.

(1) Arazi ve laboratuvar deneyleri ile zeminin içsel sürtünme açısı ϕ ve birim hacim ağırlığı γ elde edilebilir.

(2) Aşağıdaki bağıntılar kullanılarak hesapların diğer bölümleri için gerekli değerler elde edilir.

$$\alpha = \frac{1}{2}\phi \quad (3.76)$$

$$\beta = 45 + \alpha \quad (3.77)$$

$$K_0 = 0.4 \quad (3.78)$$

$$K_A = \tan^2\left(45 - \frac{1}{2}\phi\right) \quad (3.79)$$

$$p_{cr} = \gamma \left[\frac{K_0 \tan \phi \sin \beta}{\tan(\beta - \phi) \cos \alpha} + \frac{\tan \beta}{\tan(\beta - \phi)} (B + x \tan \beta \tan \alpha) - K_0 x \tan \beta (\tan \phi \sin \beta - \tan \alpha) - K_A B \right] \quad (3.80)$$

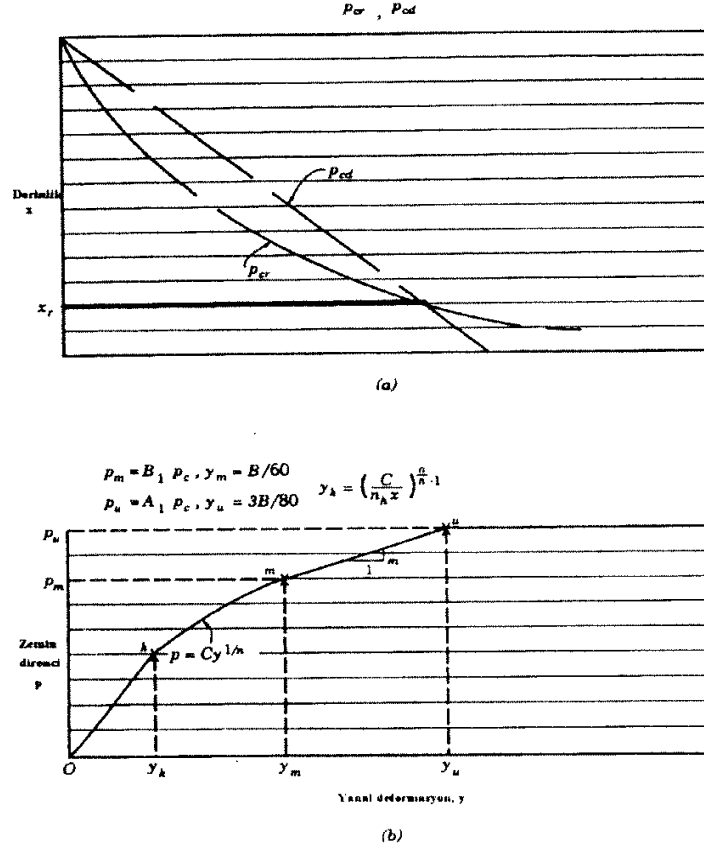
$$p_{cd} = K_A B \gamma (\tan^8 - 1) + K_0 B \gamma \tan \phi \tan^4 \beta \quad (3.81)$$

p_{cr} zemin yüzeyinden *kritik derinliğe* kadar olan bölgede, p_{cd} ise *kritik derinliğin* altındaki bölge içi kazığa gelen basınçtır. Şekil 3.52'deki gibi p_{cr} ve p_{cd} 'nin aynı eksen takımında çizilmesi durumunda her ikisinin kesişme noktası kritik derinlik olan x_r 'yi verecektir.

(3) Hesap yapılacak herhangi bir derinlik belirlendikten sonra bu derinliğin kritik derinlikten büyük veya küçük olmasına göre Şekil 3.52.b 'deki ifadeler takip edilerek işlemler sürdürülür.

(4) Tablo 3.3'deki değerler kullanılarak yaklaşık bir n_h değeri belirlendikten sonra aşağıdaki ifadeler hesaplanır

$$p_m = B_1 \cdot p_c \quad (3.82)$$



Şekil 3.52 x_r ' nin ve p-y eğrilerinin elde edilmesi (a) x_r ' nin bulunması (b) p-y eğrilerinin belirlenmesi (Prakash,1989)

Çizelge 3.4 Su altındaki kumlar için tahmini n_h değerleri (Reese,1974)

Relatif sıkılık	Gevşek	Orta	Sıkı
$\emptyset(^{\circ})$	30	34	39
1.Terzaghi (1955)			
n_h değerleri (MN/m ³)	1.26	4.40	10.68
2.Reese ve diğ. (1974)			
Relatif sıkılık	Gevşek	Orta	Sıkı
n_h değerleri (MN/m ³)	5.5	16.3	33.9

(3.82) bağıntısındaki B_1 ve (3.84) bağıntısındaki A_1 'in değerleri yükleme durumuna göre

Tablo 3.4' den alınabilir. p_c ise kritik derinliğin üstünde (3.80) bağıntısından hesaplanan p_{cr} 'ye eşit altında ise (3.81)bağıntısı ile hesaplanan p_{cd} değerine eşittir.

$$y_m = B/60 \quad (3.83)$$

$$p_u = A_1 \cdot p_c \quad (3.84)$$

$$y_u = 3B/80 \quad (3.85)$$

$$m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m} \quad (3.86)$$

$$n = \frac{p_m}{m \cdot y_m} \quad (3.87)$$

$$C = \frac{p^m}{(y^m)^{1/n}} \quad (3.88)$$

$$y_k = \left(\frac{C}{n_h x} \right)^{n(n-1)} \quad (3.89)$$

$$p = C \cdot y^{1/n} \quad (3.90)$$

(5) İlk olarak Şekil 3.52.b 'de ifade edildiği gibi y_k değeri hesaplanarak yerine konur, y_k (3.90) bağıntısında y olarak kullanılır ve eğri üzerinde bu noktaya karşı gelecek olan p noktası tespit edilir, p ve y_k noktalarının kesişim yeri k olarak adlandırılır. O, orijin noktası ile k birleştirilerek OK doğrusu elde edilir. Sonra y_m ve p_m (3.82) ve (3.83) bağıntıları kullanarak bulunur ve m noktası tespit edilir.

(6) (3.80) ve (3.81) bağıntılarından uygun olanı kullanarak k ve m noktaları arasındaki değerler bulunur. Bulunan değerler birleştirilerek parabol elde edilir.

(7) (3.85) ve (3.86) bağıntıları kullanılarak y_u ve p_u değerleri bulunur ve u noktası tespit edilir.

(8) e , m ve n noktaları birleştirilir.

(9) Çeşitli derinlikler için yukarıdaki işlem tekrarlanır

Çizelge 3.4 A_1 ve B_1 katsayıları (Reese vd.,1974)

X/B	A_1		B_1	
	Statik	Tekrarlı	Statik	Tekrarlı
1	2	3	4	5
0	2.85	0.77	2.18	0.50
0.2	2.72	0.85	2.02	0.60
0.4	2.60	0.93	1.90	0.70
0.6	2.42	0.98	1.80	0.78
0.8	2.20	1.02	1.70	0.80
1.0	2.10	1.08	1.56	0.84
1.2	1.96	1.10	1.46	0.86
1.4	1.85	1.11	1.38	0.86
1.6	1.74	1.08	1.24	0.86
1.8	1.62	1.06	1.15	0.84
2.0	1.50	1.05	1.04	0.83
2.2	1.40	1.02	0.96	0.82
2.4	1.32	1.00	0.88	0.81
2.6	1.22	0.97	0.85	0.80
2.8	1.15	0.96	0.80	0.78
3.0	1.05	0.95	0.75	0.72
3.2	1.00	0.93	0.68	0.68
3.4	0.95	0.92	0.64	0.64
3.6	0.94	0.91	0.61	0.62
3.8	0.91	0.90	0.56	0.60
4.0	0.90	0.90	0.53	0.58
4.2	0.89	0.89	0.52	0.57
4.4 – 4.8	0.89	0.89	0.51	0.56
5.0 ve yukarısı	0.88	0.88	0.50	0.55

3.6.2 Kohezyonlu Zeminlerde p-y Eğrileri

Yatay yüklü bir kazığın kohezyonlu bir zemindeki p-y eğrileri zeminin kıvamı ve yükleme durumuna göre aşağıdaki şekilde sınıflandırılabilir.

Yumuşak killerde p-y eğrileri

Bu yöntem kıvamı yumuşak ve sıkı arasında kalan killer için uygulanabilmektedir. Matlock tarafından öne sürülen bu yöntem aşağıdaki adımları içerir :

(1) Zeminin drenajsız kayma mukavemeti c_u ve birim hacim ağırlığı γ elde edilir.

(2) Aşağıdaki bağıntılar kullanılarak gerekli katsayılar elde edilir.

$$x_r = \frac{6B}{\frac{\gamma B}{c_u} + J} \quad (3.91)$$

Buradaki ifadeler,

x_r = kritik derinlik

B = kazık genişliği

γ = zeminin birim hacim ağırlığı

c_u = kilin drenajsız kayma mukavemeti

J = amprik katsayı

Matlock (1970) tarafından yapılan deneysel araştırmalar sonucunda yumuşak killer için $J = 0.50$, sert killer için $J = 0.25$ olarak elde edilmiştir.

$$x < x_r \text{ ise } N_c = 3 + 3 + \frac{\gamma x}{c_u} + \frac{Jx}{B} \quad (3.92.a)$$

$$x \geq x_r \text{ ise } N_c = 9 \quad (3.92.b)$$

N_c taşıma gücü katsayısını, x ise zemin derinliğini ifade etmektedir.

(3) p-y eğrilerinin çizileceği derinlik (3.92) bağıntılarından uygun olanında yerine konulur ve N_c elde edilir.

(4) Birim genişlikteki nihai zemin mukavemeti p_u aşağıdaki bağıntıyla elde edilir.

$$P_u = c_u N_c B \quad (3.93)$$

p_u nihai mukavemetine karşı gelen zemin deformasyonu y_c ile gösterilirse bu deformasyonu

$$y_c = 2.5 \varepsilon_c B \quad (3.94)$$

olarak ifade etmek mümkündür. ε_c , drenajsız üç eksenli basınç deneyinden elde edilen ve maksimum gerilmede oluşan deformasyondur. Bu deformasyon p_u basıncı altında meydana gelen y_c deformasyonuna karşı gelen deneysel deformasyondur. Matlock (1970) deney verilerinin olmaması durumunda ε_c için, hassas ve gevrek zeminlerde 0.005, konsolide olmamış tabakalar veya yoğrulmuş ve örselenmiş tabakalar için 0.02, normal konsolide killer

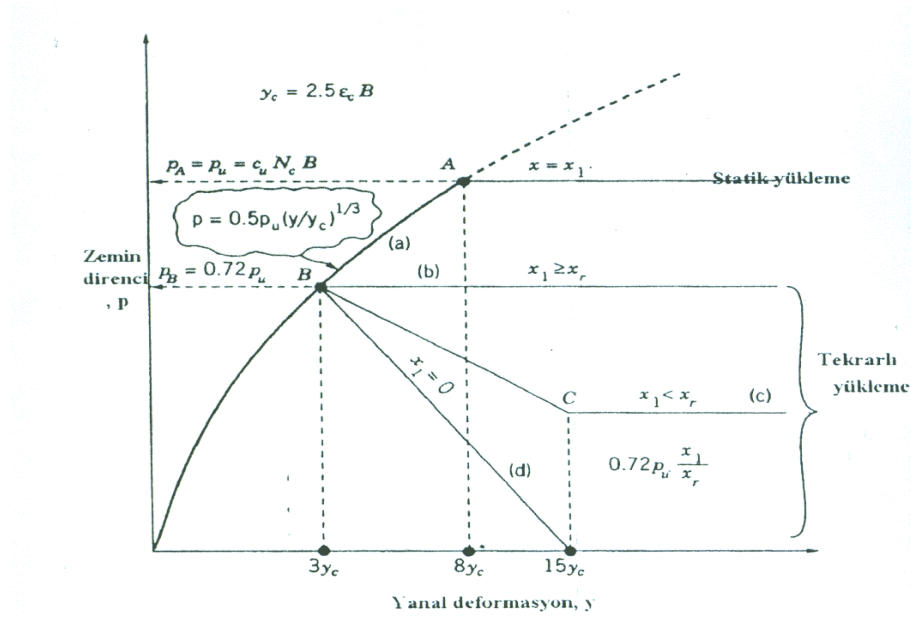
için 0.01 değerlerinin kullanılmasını önermiştir.

(5) Şekil 3.53'deki (a) olarak ifade edilen p-y eğrisi aşağıdaki eşitlikler kullanılarak elde edilmiştir.

$$p = 0.5 p_u (y / y_c)^{1/3} \quad (3.95)$$

p-y eğrileri, drenajsız üç eksenli basınç deneyinden elde edilen gerilme-deformasyon veya plaka yükleme deneylerinden elde edilen yükleme-oturma eğrilerinden de elde edilebilir.

Tekrarlı yüklerin p-y eğrilerindeki etkisi Şekil 3.53' de gösterilen ifadelerle aşağıdaki şekilde hesaplanır:



Şekil 3.53 Kırılamı yumuşak ve katı arasında kalan killi zeminlerde p-y eğrilerinin elde edilmesi (Prakash,1989)

- a. $x_1 \geq x_r$ ise p-y eğrisi $p_b = 0.72 p_u$ noktasında kesilir ve yatay eksenle uzatılır (b eğrisi).
- b. $x_1 < x_r$ ise eğri B noktasında C noktasına birleştirilir (c eğrisi). C noktası $y = 15y_c$ yanıl deformasyonun ve $p = 0.72 p_u x_1 / x_r$ olduğu noktadır.
- c. $x_1 = 0$ ise B noktası yatay eksenle $y = 15y_c$ noktasıyla birleştirilir. $y \geq 15y_c$ de zemin direncinin sıfır olduğu kabul edilmiştir.

(6) Farklı derinlikler için bu işlemler tekrarlanarak p-y eğrileri elde edilir.

Katı Killerde p-y Eğrileri

A.Kısa süreli statik yükler altında

Reese ve Welch (1975) önerdiği gibi

(1) Zeminin drenajsız kayma mukavemeti c_u , birim hacim ağırlığı γ ve maksimum çevre basıncı altında oluşan deformasyonun yarısına karşı gelen ϵ_{50} tespit edilir. ϵ_{50} için deneysel verilere ulaşılamıyorsa 0.005 veya 0.010 değerleri kullanılabilir. Güvenli tarafta kalmak için büyük değerlerin seçilmesi gerekmektedir.

(2) Birim genişlikteki nihai zemin direnci aşağıdaki iki bağıntıdan elde edilen değerlerden ufak olanı olarak kullanılacaktır.

$$p_u = \left(3 + \frac{\gamma' x}{c_u} + 0.5 \frac{x}{B} \right) c_u B \quad (3.96)$$

$$p_u = 9c_u B \quad (3.97)$$

(3) Nihai zemin direncinin yarısındaki deformasyon y_{50} :

$$y_{50} = 2.5 B \epsilon_{50} \quad (3.98)$$

olarak elde edilir.

(4) p-y eğrisi üzerindeki noktalar

$$p = 0.5 p_u (y / y_{50})^{1/4} \quad (3.99)$$

$$y > 16 y_{50} \text{ için } p = p_u \quad (3.100)$$

olarak elde edilir.

B. Tekrarlı Yükler Altında

(1) Kısa süreli statik yükler altındaki koşullara göre p-y eğrileri elde edilir. Tekrarlı yükün temel üzerine kaç defa etkiyeceği belirlenir.

(2) Birkaç p/p_u değeri için C_1 ve C_2 değerleri laboratuvar sonuçları kullanılarak aşağıdaki bağıntıyla elde edilir.

$$C_2 = \frac{\varepsilon_c - \varepsilon_i}{\varepsilon_{50} \log N} \quad (3.101)$$

Bağıntıda yer alan terimler:

ε_c = N defa tekrardan sonraki birim defrmasyon miktarı

ε_i = İlk birim deformasyon

C_1 = (3.79) bağıntısı ile bulunan katsayı

olarak açıklanabilir. Eğer laboratuvar deneyi yapılmamışsa C değerlerinin elde edilmesinde aşağıdaki bağıntı kullanılabilir.

$$C_1 = C_2 = C = 9.6 R^4 \quad (3.102)$$

$$R = (p / p_U) = (\sigma_1 - \sigma_3) / (\sigma_1 - \sigma_3)_{\max} \quad (3.103)$$

(3) Tekrarlı yüklerin etkisi altında p yüküyle oluşan deformasyon (2) nolu adımda seçilen p/p_u oranı için

$$y_c = y_s + y_{50} C_1 \log N \quad (3.104)$$

bağıntısıyla bulunur. (3.104) bağıntısında

y_c = N tekrardan sonraki deformasyon

y_s = başlangıç yükünden dolayı oluşan deformasyon

C_1 = tekrarlı yükün deformasyon üzerindeki etkisini ifade eden bir katsayı, bağıntıda

yer aldığı gibi $9.6R^4$ olarak verilmiştir.

N = yük için tekrar sayısı

(4) p - y_c eğrileri ile zeminin davranışı tanımlanır.

3.6.3 Aşırı Konsolide Killerde p-y Eğrileri

Bhushan vd. (1979) önderdiği gibi aşırı konsolide killerde p-y eğrileri elde edillirken birtakım düzenlemeler yapılır.

$$p_u = \left(3 + \frac{\gamma' x}{c_u} + 2 \frac{x}{B} \right) c_u B \quad (3.105)$$

$$y_{50} = 2B\varepsilon_{50} \quad (3.106)$$

$$p = 0.5 / p_u (y / y_{50})^{1/2} \quad (3.107)$$

p-y eğrilerinin kısa süreli statik yükler altında hesap yöntemi burada da geçerlidir. Ancak (3.96), (3.98) , (3.99) bağıntıları yerine sırasıyla (3.105), (3.106), (3.107) bağıntıları kullanılır. Yeni bağıntılardaki terimler daha önce açıklandıkları gibidir. Açıklanan yöntemler tekil kazıklar için geçerlidir.

4. YATAY YÜK ETKİSİNDE KAZIK GRUPLARININ ANALİZİ

4.1 Giriş

Yatay yüklü kazık gruplarında tek kazıkta olduğu gibi kazıkların yapısal göçmesi, grubun aşırı yer değiştirmesi ve kazıklar etrafındaki zeminde nihai taşıma gücüne ulaşma nedeni ile göçme olasılığı birlikte göz önüne alınmalıdır. Kazık gruplarıyla ilgili problemlerde genellikle en çok yük alan kazıkta doğan maksimum eğilme momenti veya deplasmanların kritik duruma yol açtığı kabul edilmektedir.

Bir grup içerisindeki yerleşime göre grupları geniş ve dar aralıklı diye ikiye ayırmak mümkündür. Geniş aralıklı kazık grubunda bir kazığın deplasmanı diğerini etkilememekte olup yanal yük kazıklara eşit bölünüp daha sonra tek kazık analizi yapılabilir. Sık aralıklı gruplarda ise kazıklar arası zeminin deplasmanından dolayı bir kazığın davranışı diğerini etkilemektedir.

Yanal yük etkisinde, grup içerisindeki herhangi bir kazığın deplasmanı kendisini çevreleyen zemin ve kazıkta yer değiştirmelerin olmasını sağlayabilir. Bu yüzden kazık grupları, gruptaki bir kazığa gelen yüke eşit bir yüklemeye maruz tekil kazığa göre daha fazla deplasman yapmaktadır. Bu davranış kazık- zemin-kazık etkileşimi diye adlandırılır. Bu etkileşimle zemin yumuşamış gibi davranmaktadır.

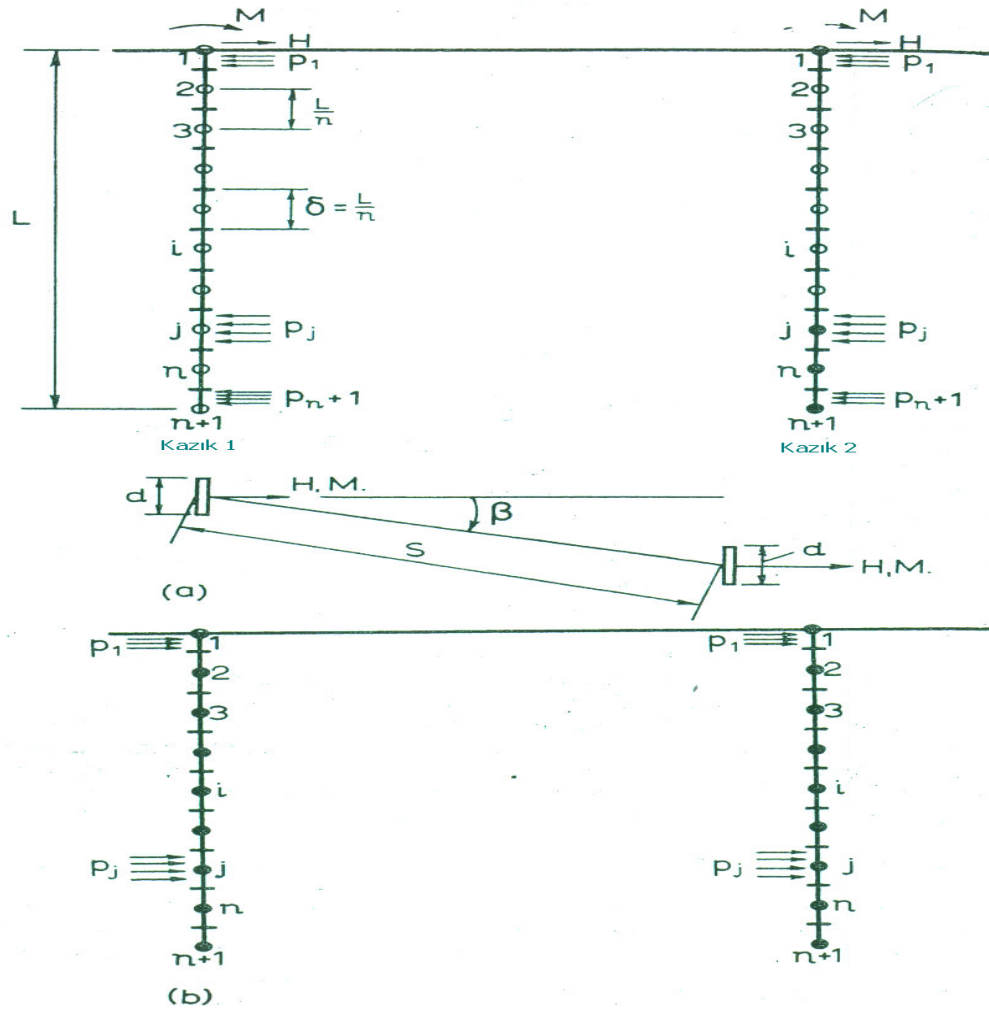
Bu davranışa etki eden diğer etkenler arasında kazık başlığının zeminle temas durumu ve kazık başlığının varlığı ile onun sağladığı rijitlik sayılabilir. Tek bir kazık bile serbest ve tutulu başlı kazıkta yanal ötelenme 4:1 oranında olduğu bilindiğinden bir grupta kazık başlığının kazık başlarına sağladığı rijitlik özellikle göz önüne alınmalıdır. Diğer yandan kazığın yerleştirme biçimi (çakma veya delme) zeminin içerisindeki gerilmeleri farklı şekilde değiştirdiğinden kazık grubunun davranışında etkili olması beklenir. Kazık gruplarının yanal yükler etkisinde tasarımı için var olan yöntemlerden en çok bilinenleri aşağıda özetlenmektedir.

4.2 Elastik Analiz

Poulos ve Davis tarafından (1980) tarafından genel kazık grupları ve kare gruplar için yapılan elastik analizde; zemin ideal, elastik, homojen, izotropik yarısonsuz ortam olduğu ve elastik parametreler E_s ve ν_s içerdiği kabul edilmektedir. Bu analizde, yanal yük ve moment etkisinde iki özdeş kazık arasındaki etkileşim incelenmekte ve sonra bu analiz genel kazık gruplarında dikkate alınmaktadır. Kazık ve zemin arasında olası yerel akmalar dikkate alınmamaktadır.

4.2.1 İki Kazık Arasındaki Etkileşimin Elastik Analizi

Kazık gruplarının analizinde ilk adım olarak iki eşit yüklü özde kazık arasındaki etkileşim incelenmektedir. Her bir kazık, L uzunluğunda, d genişliğinde ve $E_p I_p$ rijitliğine sahip olduğu varsayılmaktadır. Kazık, ilk ve son elemanları hariç, uzunlukları L/n olan $n+1$ elemana bölünmektedir (kazığın başı ve sonundaki elemanların boyu $L/2n$ dir.) ve her bir elemana üniform yatay gerilme p etkilmektedir. Kazıkların merkezinden merkezine mesafe s ; kazıkların merkezlerinin birleşme doğrultusu ve yükleme doğrultusu arasındaki açı β saçma açısı olarak adlandırılır. Her bir kazıkta bilinmeyen p gerilmeleri, kazık ve zemin yer değiştirmeleri eşitliği ve denge durumları kullanılarak belirlenir. Bu analizden çözümler, kazıklar arasındaki çeşitli mesafeler ve sapma açıları için komşu kazıktan dolayı kazığın ek yer değiştirmesi ve dönmesinin hesaplanmasını sağlar. (Poulos,1971)



Şekil 4.1 (a) Kazığa etkiyen basınç ve kuvvetler, (b) zemine etkiyen basınçlar (Poulos,1971)

4.2.2 İki Kazık Etkileşimi İçin Çözüm

İki kazık arasındaki etkileşimden dolayı oluşan ilave deplasman ve dönmelerin hesaplanmasında, etki faktörleri α_p ve α_θ 'den yararlanarak açıklanabilir.

α_p = Komşu kazıktan dolayı ilave deplasman / kendi yüklemesinden dolayı kazığın deplasmanı

α_θ = Komşu kazıktan dolayı ilave dönme / kendi yüklemesinden dolayı kazığın dönmesi

Analiz için iki durum dikkate alınabilir.

Yer seviyesinde H yanal yükü ve M momenti ile yüklü serbest başlı kazıklar.

Kazık başlarında dönmenin olmadığı H yanal yük etkisinde tutulu başlı kazıklar.

α_p ve α_θ değerleri, kazık başında çeşitli rijitlik ve yükleme durumları için aşağıdaki gibi adlandırılır:

(1) α_{pH} ve $\alpha_{\theta H}$; α_p ve α_θ 'nin sadece yanal yük etkisinde, serbest başlı kazıklar için değerleri

(2) α_{pM} ve $\alpha_{\theta M}$; α_p ve α_θ 'nin sadece moment etkisinde, serbest başlı kazıklar için değerleri

(3) α_{pF} ; α_p 'nin tutulu başlı kazıklar için değerleri

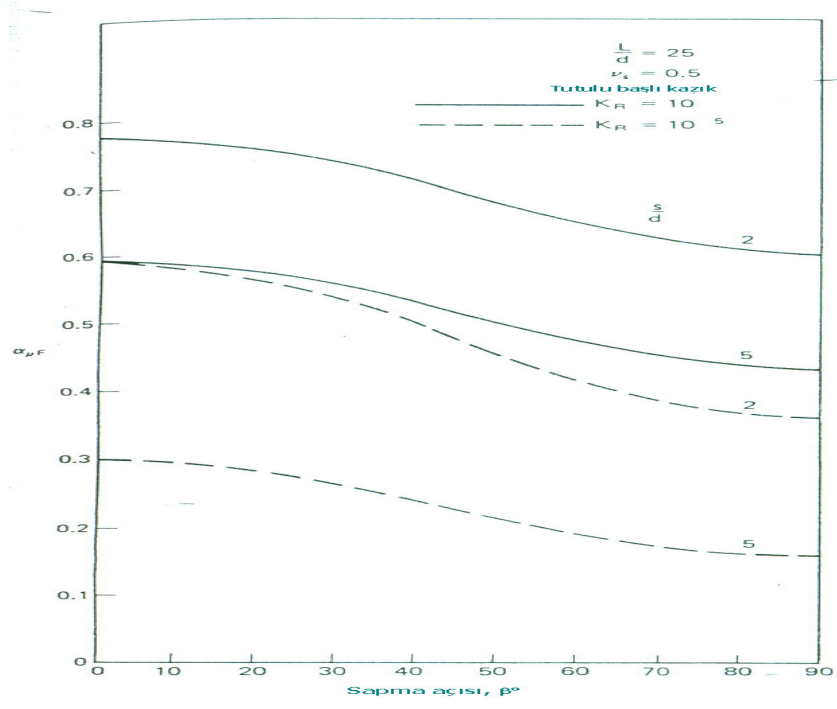
Sapma açısı β ile etkileşim faktörünün tipik değişimi Şekil 4.2'de gösterilmektedir. Hem rijit kazık ($K_R=10$) ve hem de esnek kazık ($K_R=10^{-5}$) için iki özel uzunlukta ($s/d=2$ ve $s/d=5$), α_{pF} değerleri, β 'ya karşılık olarak gösterilmektedir. Burada K_R , yanal yüklü tekil kazığın elastik analizinde bahsedilen kazığın esneklik faktörüdür.

$$K_R = \frac{E_p I_p}{E_s L^4} \quad (4.1)$$

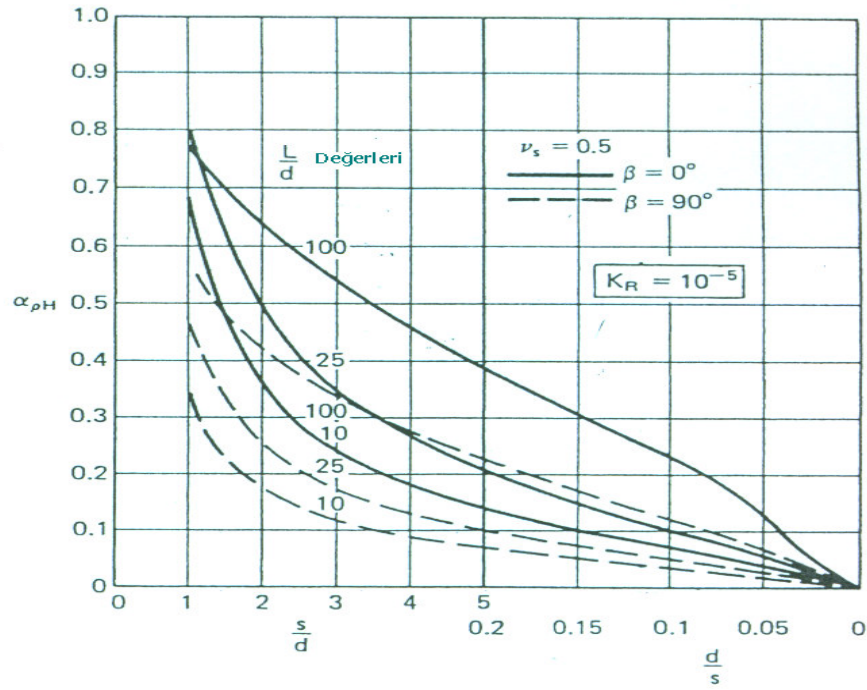
$\beta = 0^\circ$ den 90° ye değişirken, α_{pF} 'in değeri düşmekte olduğu görülmektedir. α_{pF} 'in β ile değişimi özel durumlar için lineere yakın düşünülebilir. Lineerlik varsayımı, sonuçların gösteriminde oldukça kolaylık sağlamaktadır. Bu varsayımda maksimum hata , $\beta = 0^\circ$ ve 45° arasında yaklaşık + 5 % ve $\beta = 45^\circ$ ve 90° arasında yaklaşık -8 % olmaktadır.

Yer seviyesinde kazığın dönmesi ve yer değiştirmesi için etkileşim faktörleri Şekil 4.3' den Şekil 4.18'e kadar gösterilmektedir ($K_R=10^{-5}$ ve $K_R=10$ arasında K_R 'nin 4 durumu için). Bütün durumlarda $v_s=0,5$ değeri göz önüne alınmış. Etkileşim faktörlerinde v_s 'nin çok az

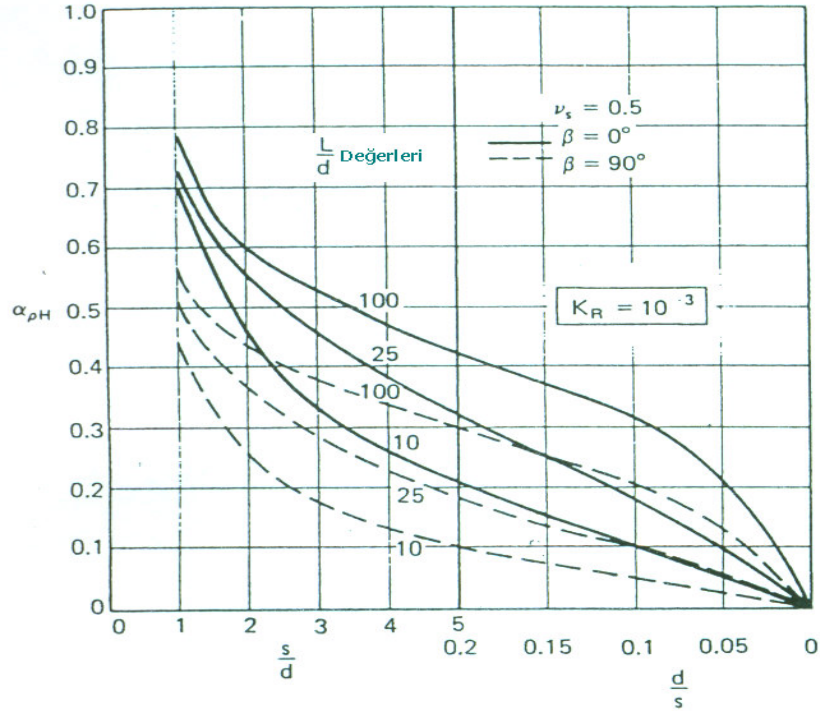
etkisi bulunmaktadır.(Poulos,1971)



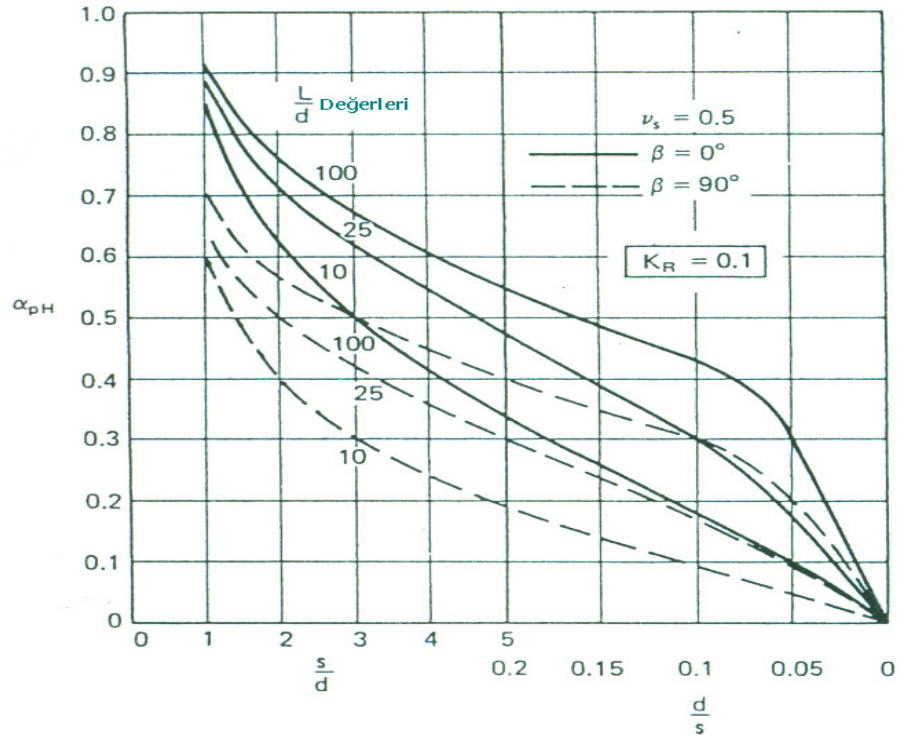
Şekil 4.2 Sapma açısı ile etkileşim faktörünün tipik değişimi (Poulos,1971)



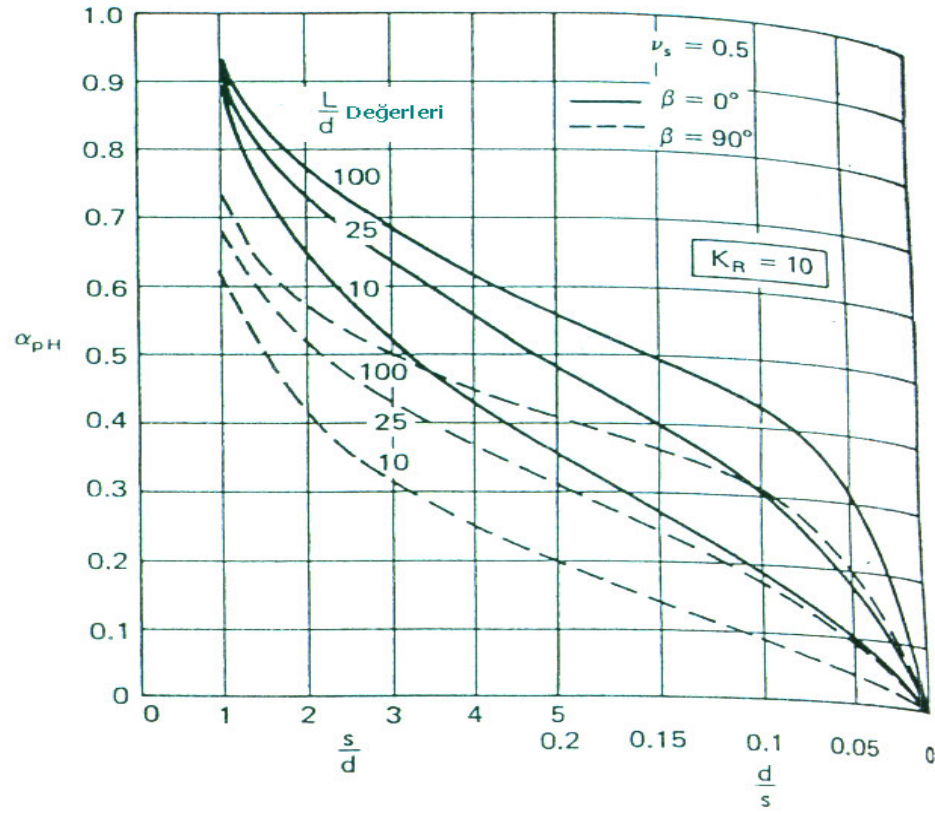
Şekil 4.3 $K_R=10^{-5}$ için $\alpha_{\rho H}$ (Poulos,1980)



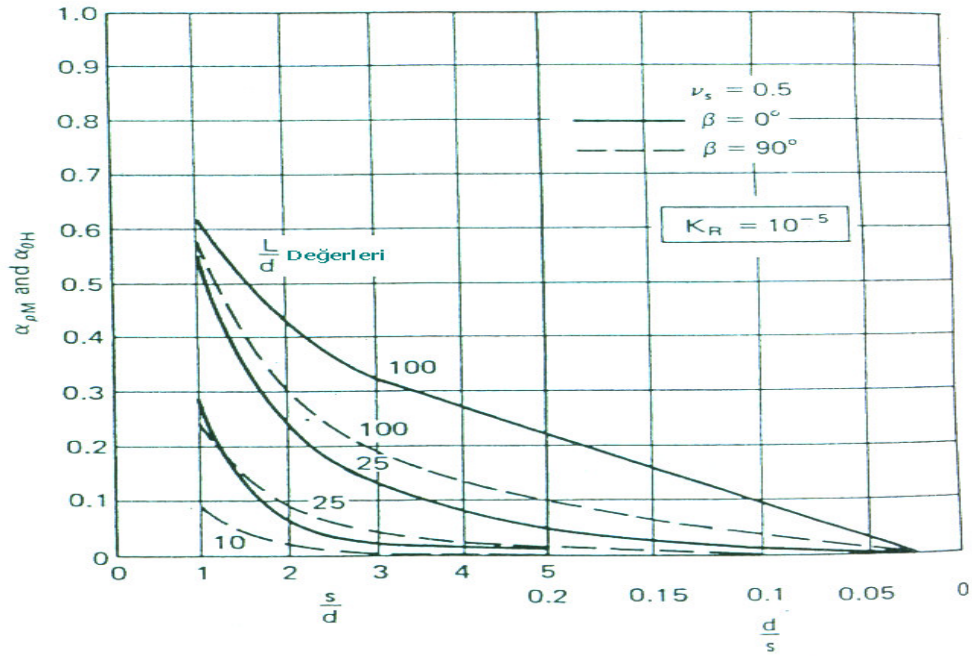
Şekil 4.4 $K_R=10^{-3}$ için α_{PH} (Poulos,1980)



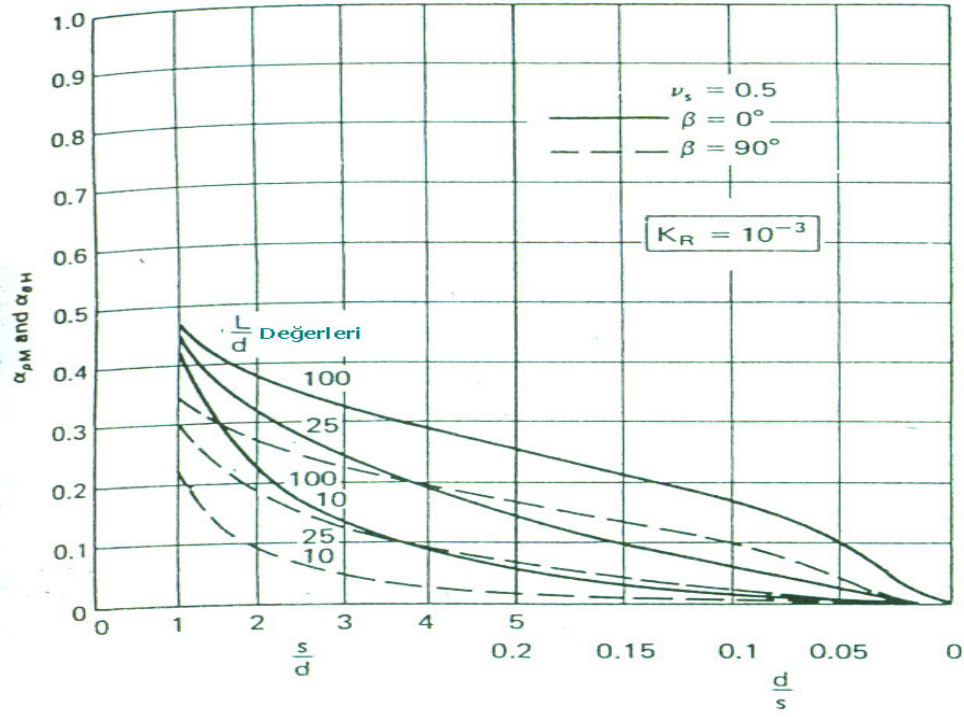
Şekil 4.5 $K_R=10^{-1}$ için α_{PH} (Poulos,1980)



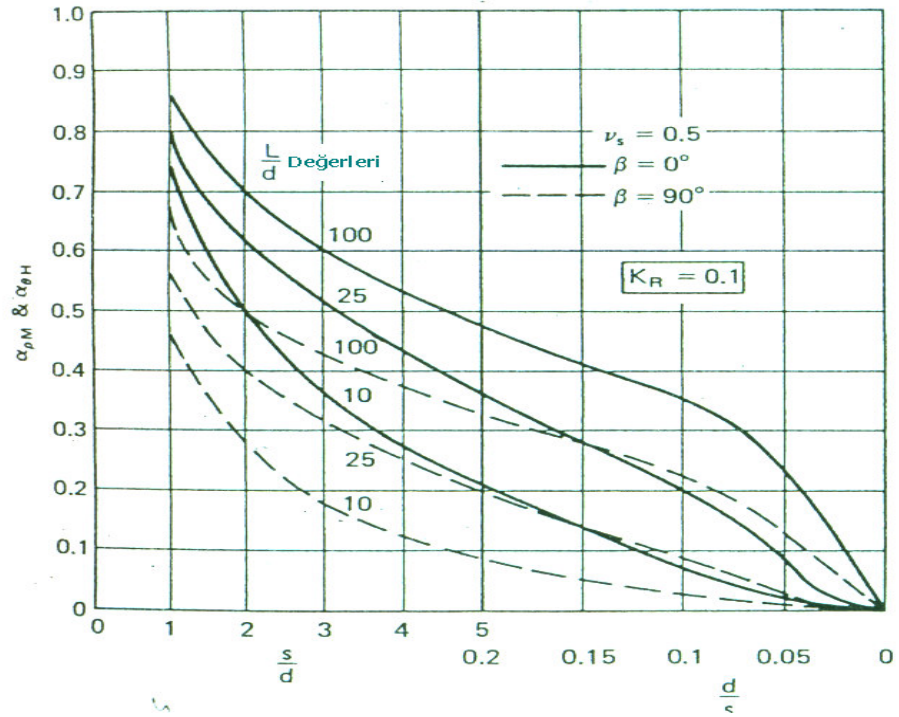
Şekil 4.6 $K_R=10$ için α_{PH} (Poulos, 1980)



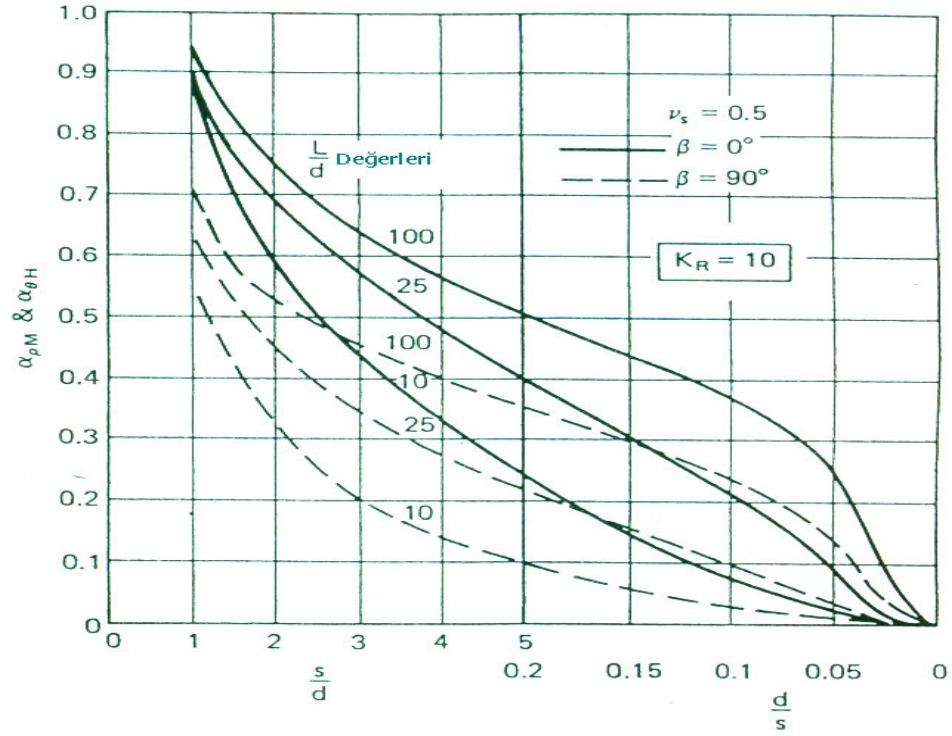
Şekil 4.7 $K_R=10^{-5}$ için α_{PM} ve $\alpha_{\theta H}$ (Poulos, 1980)



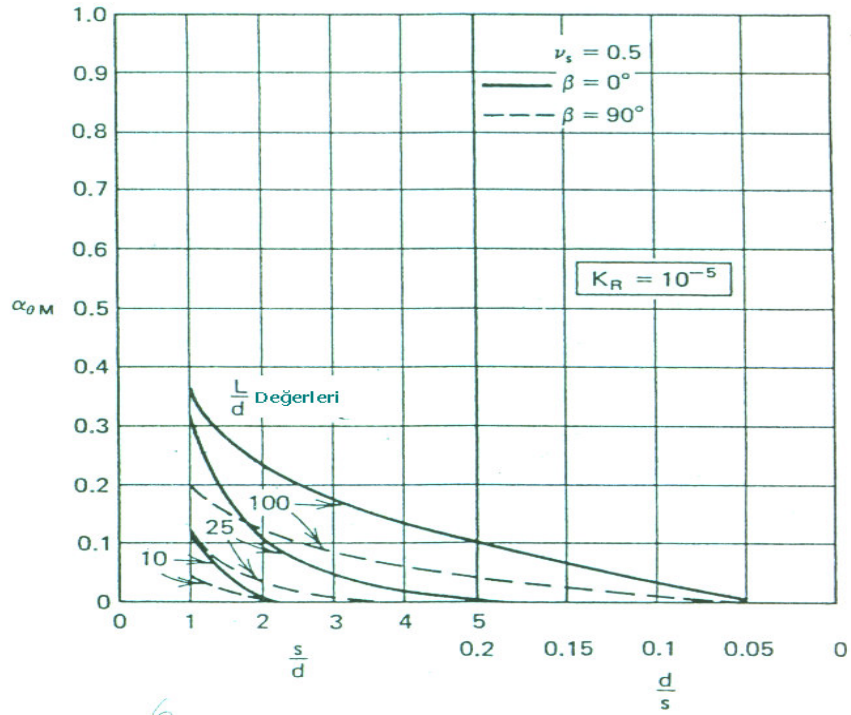
Şekil 4.8 $K_R=10^{-3}$ için α_{pM} ve $\alpha_{\theta H}$ (Poulos,1980)



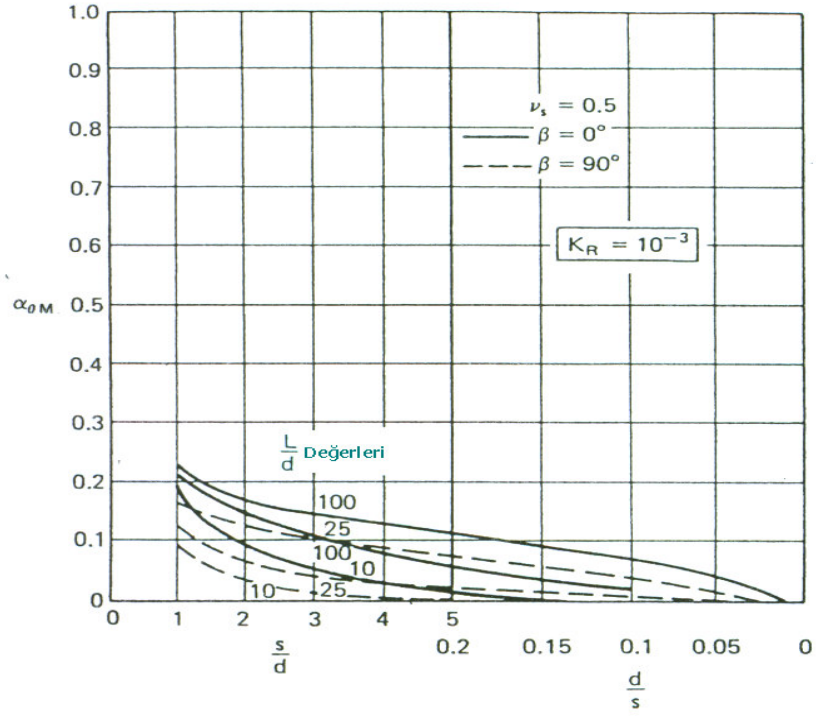
Şekil 4.9 $K_R=10^{-1}$ için α_{pM} ve $\alpha_{\theta H}$ (Poulos,1980)



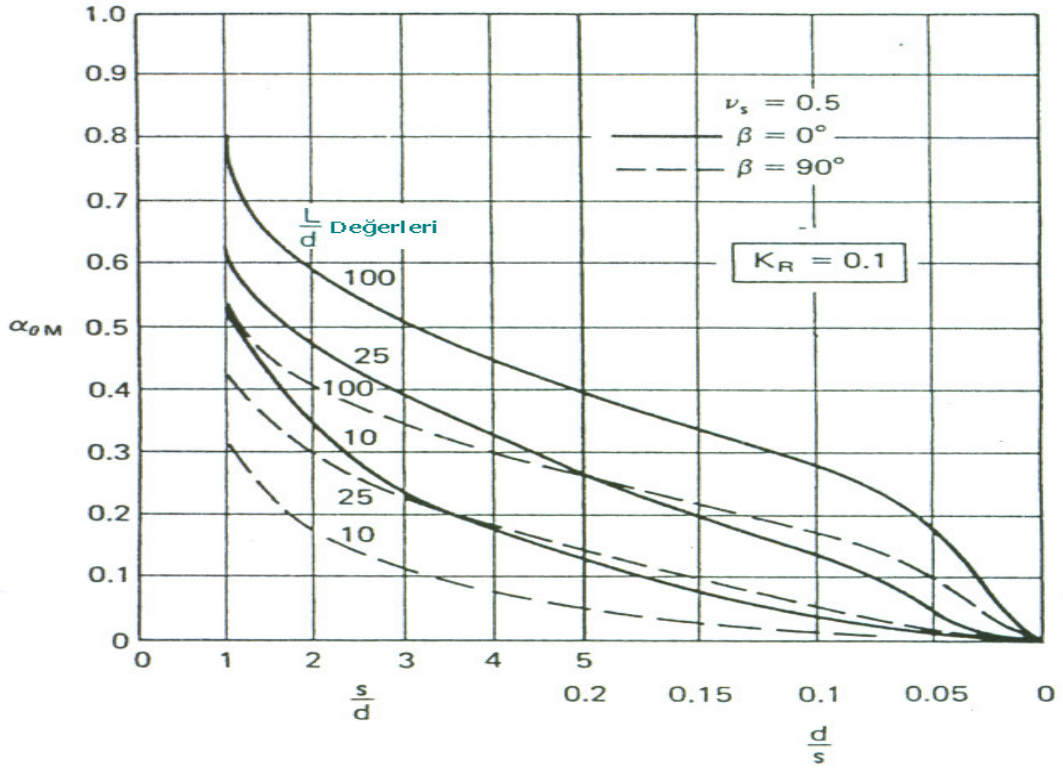
Şekil 4.10 $K_R=10$ için $\alpha_{\rho M}$ ve $\alpha_{\theta H}$ (Poulos,1980)



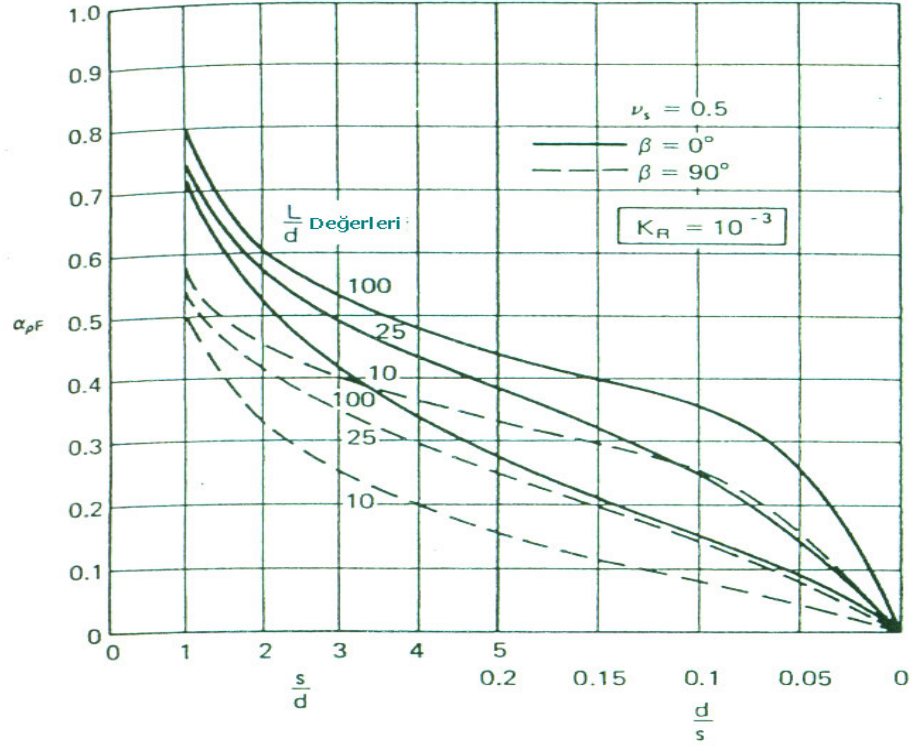
Şekil 4.11 $K_R=10^{-5}$ için $\alpha_{\rho M}$ (Poulos,1980)



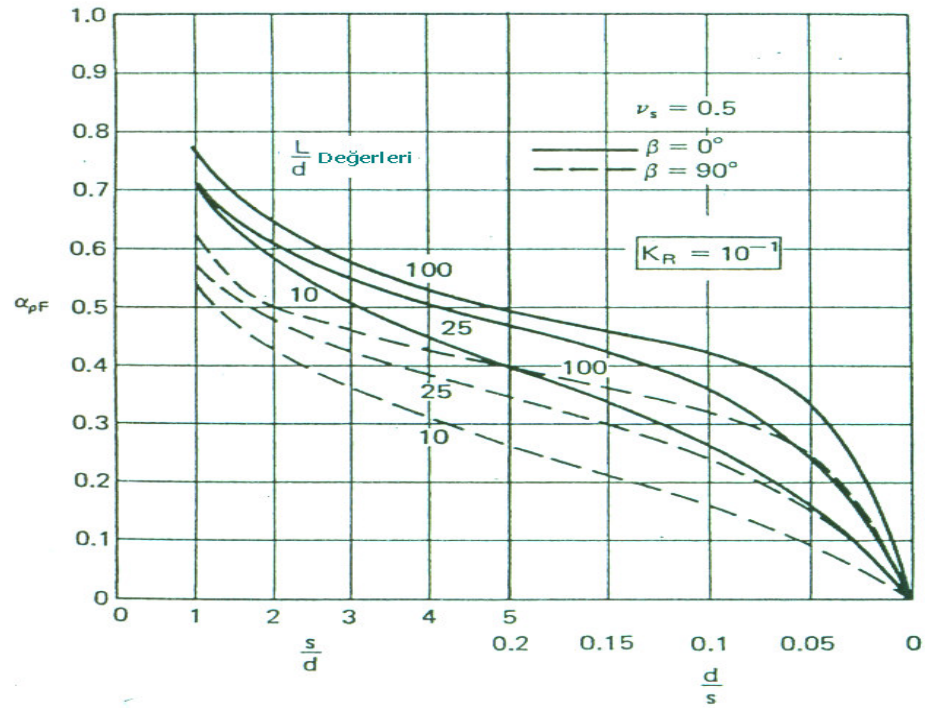
Şekil 4.12 $K_R=10^{-3}$ için $\alpha_{\theta M}$ (Poulos, 1980)



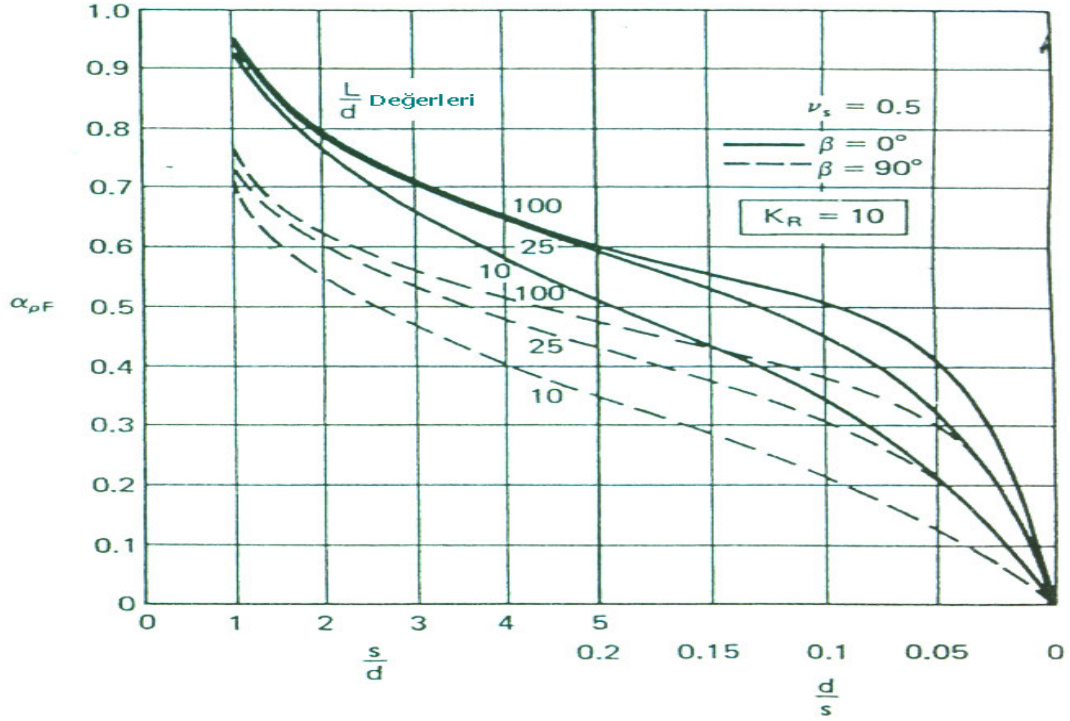
Şekil 4.13 $K_R=10^{-1}$ için $\alpha_{\theta M}$ (Poulos, 1980)



Şekil 4.16 $K_R=10^{-3}$ için α_{pF} (Poulos, 1980)



Şekil 4.17 $K_R=10^{-1}$ için α_{pF} (Poulos, 1980)

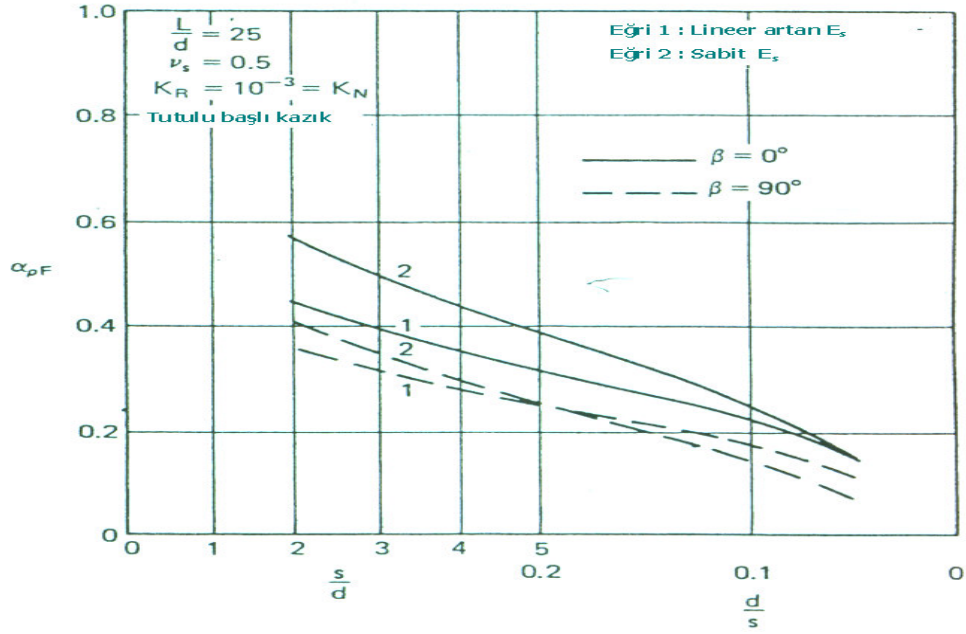


Şekil 4.18 $K_R=10$ için α_{pF} (Poulos,1980)

Şekil 4.3-4.18 'deki davranışların karakteristikleri;

- Bütün α değerleri, kazık ara mesafesinin artması ve $\beta=0^\circ$ 'dan ve $\beta=90^\circ$ 'ye artmasıyla düşmektedir.
- Bütün α değerleri, L/d 'nin artması ile artmaktadır.
- Bütün α değerleri, kazık rijitliğinin artmasıyla artmaktadır.
- Serbest başlı kazıklarda, moment için etkileşim faktörü α_{pM} , yanal yüklemeye karşılık gelen α_{pH} değerinden daha düşüktür.
- Tutulu başlı kazıklar için deplasman etki faktörü α_{pF} , serbest başlı kazıklar için α_{pH} den daha büyük olmaktadır.
- Deplasman için α_{pH} ve α_{pM} , dönme için $\alpha_{\theta H}$ ve $\alpha_{\theta M}$ ' den daha büyük olmaktadır.

İki kazığın etkileşiminde derinlikle artan elastisite modülünün etkisi Şekil 4.19'da gösterilmiştir. Lineer artan elastisite modülü için etkileşim faktörü, sabit elastisite modülü için ki değerinden daha az olduğu görülüyor. Bu yüzden, pratik durumlar için Şekil 4.3-4.18'e kadar ki sabit elastisite modülü için α 'nın değerleri kullanılabilir ($K_R=K_N$ kabul edilir). Bu varsayım etkileşimi daha fazla tahmin edeceğinden sonuçlar daha tutucu olacaktır.



Şekil 4.19 Etkileşimde Elastisite modülünün etkisi (Poulos,1980)

4.2.3 Dörtlü Kazık Grubunun Analizi

İki kazık için kullanılan analiz, eşit yüklenmiş özdeş dört kazık grubu durumu için genişletilebilir. Gruptaki her bir kazığın davranışı, yükleme doğrultusu grubun eksenine paralel olmak şartıyla kendi pozisyonundan bağımsızdır. İki kazığın analizinde tek değişiklik, gruptaki 1 No'lu kazık elemanlarda zemin deplasmanları, gruptaki iki ilave kazıktan dolayı unsurlar katmasıdır. İki kazıktan oluşan gruba benzer olarak, etkileşimden dolayı dönme ve yer değiştirmeler etkilenmesine rağmen, basınç ve moment dağılımı tekil bir kazık ile hemen hemen aynı özellikleri gösterir. Etrafındaki bütün kazıklardan dolayı bir kazığın deplasmanındaki artış, iki kazık için etkileşim faktörlerini kullanarak, sırasıyla her bir kazıktan dolayı deplasmandaki artışlar toplanarak hesaplanabilir.

Etkileşim faktörü süperpozisyon ile aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$\alpha = \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_4 \quad (4.2)$$

Burada, α_2 , α_3 ve α_4 , 1 No'lu kazıkta ve diğer kazıklardan etkileşim faktörleri değerleridir.

Grubun deplasman oranı ρ_G , aynı yükü taşıyan tekil kazığın deplasmanı ρ_1 için,

$$\frac{\rho_G}{\rho_1} = 1 + \alpha \quad (4.3)$$

birim yer değiştirmesi

H_j = j kazığındaki yük

$\alpha_{\rho Hkj}$ = iki kazık için $\alpha_{\rho H}$ değeridir. $\alpha_{\rho H}$, yatay yük etkisindeki serbest başlı kazığa komşu kazığın neden olduğu deplasman ile kendi yükünün neden olduğu deplasman oranıdır.

Eğer gruba etkiyen toplam H_G ise;

$$H_G = \sum_{j=1}^n H_j \quad (4.6)$$

şeklinde ifade edilmektedir.

Kazıkların eşit deplasman yaptığı durum için, (4.5) bağıntısından kazık deplasmanı için n tane denklem ve (4.6) bağıntısının denge denklemi çözümlere bilinmeyen yükler ve grup deplasmanı bulunmaktadır. Kazıkların eşit yüklendiği durum için, (4.5) bağıntısından her kazığın deplasmanı bulunmaktadır.

Yalnız moment etkisinde serbest başlı kazık grupları için yöntem, eşitlik (4.5)'de $\alpha_{\rho H}$ 'ın yerine $\alpha_{\rho M}$ 'in kullanılması ve $\overline{\rho_H}$ 'ın yerine $\overline{\rho_M}$ 'in kullanımı dışında aynıdır. Benzer olarak, tutulu başlı kazık grupları için $\alpha_{\rho F}$ ve $\overline{\rho_F}$ kullanılır.

Tek kazık için $\overline{\rho_H}$, $\overline{\rho_M}$ ve $\overline{\rho_F}$ değerleri Poulos (1971) tarafından anlatılan yanal yüklü tek kazıkların davranışından elde edilir ve aşağıdaki gibi açıklanır.

$$\overline{\rho_H} = \frac{I_{\rho H}}{LE_s} \quad (4.7)$$

$$\overline{\rho_M} = \frac{I_{\rho M}}{L^2 E_s} \quad (4.8)$$

$$\overline{\rho_F} = \frac{I_{\rho F}}{LE_s} \quad (4.9)$$

ve burada $I_{\rho H}$, $I_{\rho M}$ ve $I_{\rho F}$ sırasıyla, yanal yüklü serbest başlı kazık, moment etkisinde ve tutulu başlı kazık için deplasman etki faktörleridir.

Grup deplasmanı R_p olan deplasman oranı ile tanımlanabilir. R_p , grup deplasmanın tekil kazık deplasmanına oranıdır. Tekil kazık, grubun içerisindeki kazığa gelen ortalama yük veya moment ile yüklendiği kabul edilir. Buna alternatif olarak grup azaltma faktörü R_R de kullanılabilir. R_R , grup deplasmanın kendisiyle aynı yük veya momenti taşıyan tekil kazık deplasmanına oranıdır. R_R ,

$$R_R = \frac{\rho_G}{H_G \bar{\rho}} \quad (4.10)$$

bağıntısı ile ifade edilir. Burada $\bar{\rho}$ birim referans deplasmanı, ρ_G grup deplasmanı, H_G ise grup yüküdür. Zemindeki elastik koşullar R_p ile R_R arasında

$$R_p = R_R \cdot n \quad (4.11)$$

şeklinde bir ilişkiyi sağlamaktadır. n gruptaki kazık sayısıdır. Pratik problemlerde R_p daha kullanışlı bir büyüklük olsa da farklı grupların davranışını teorik olarak incelendiğinde R_R 'nin avantajları daha fazladır. R_p ve R_R 1 ile $1/n$ arasında değişmektedir.

Yükleme şekli, kazık başlığı durumu ve deplasman yada dönmeye göre farklı R_R değerleri tanımlanmaktadır. Bunlar aşağıda gösterilmektedir.

R_{RpH} = Yatay yük etkisinde deformasyon için grup azaltma faktörü

R_{RpM} = Moment etkisinde deformasyon için grup azaltma faktörü

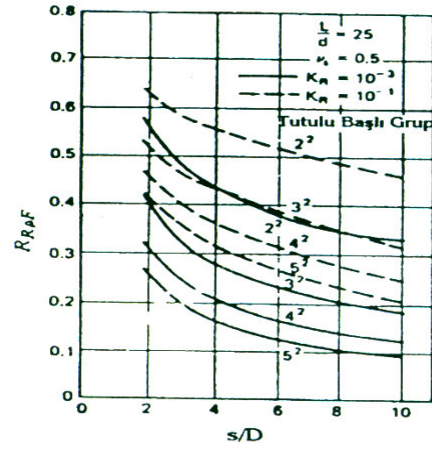
$R_{R\theta H}$ = Yatay yük etkisinde dönme için grup azaltma faktörü

$R_{R\theta M}$ = Moment etkisinde dönme için grup azaltma faktörü

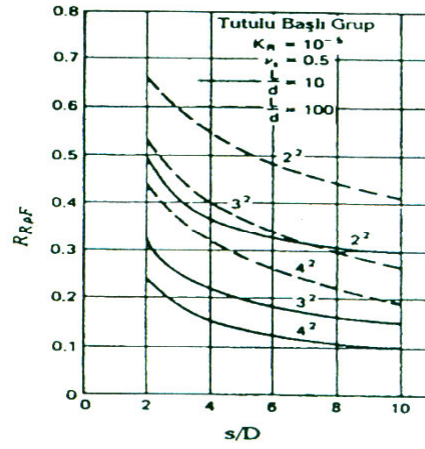
R_{RpF} = Tutulu başlı kazıklar için grup azaltma faktörü

4.2.5 Kare Gruplar İçin Elastik Çözümler

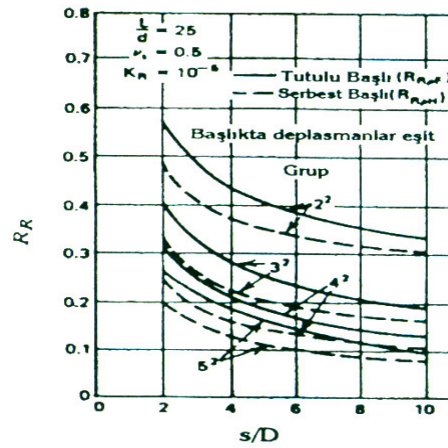
Homojen zeminde 2^2 , 3^2 , 4^2 , ve 5^2 olan tutulu başlı kazık gruplarında farklı kazık aralığı ile grup azaltma faktörü olan R_{RpF} arasındaki ilişkisi Şekil 4.21-a'da da gösterilmektedir. Bütün kazık aralıklarında R_{RpF} rijit kazıklarda daha fazladır. Şekil 4.21-b de L/d arttığında R_{RpF} 'nin de arttığı görülmektedir. L , kazığın uzunluğudur. Ayrıca Şekil 4.21-c de görüldüğü gibi, serbest başlı kazık aralıkları için hesaplanan R_{RpF} değerleri tutulu başlıya ait olan R_{RpF} değerlerinden daha küçük bulunmaktadır.



(a)



(b)



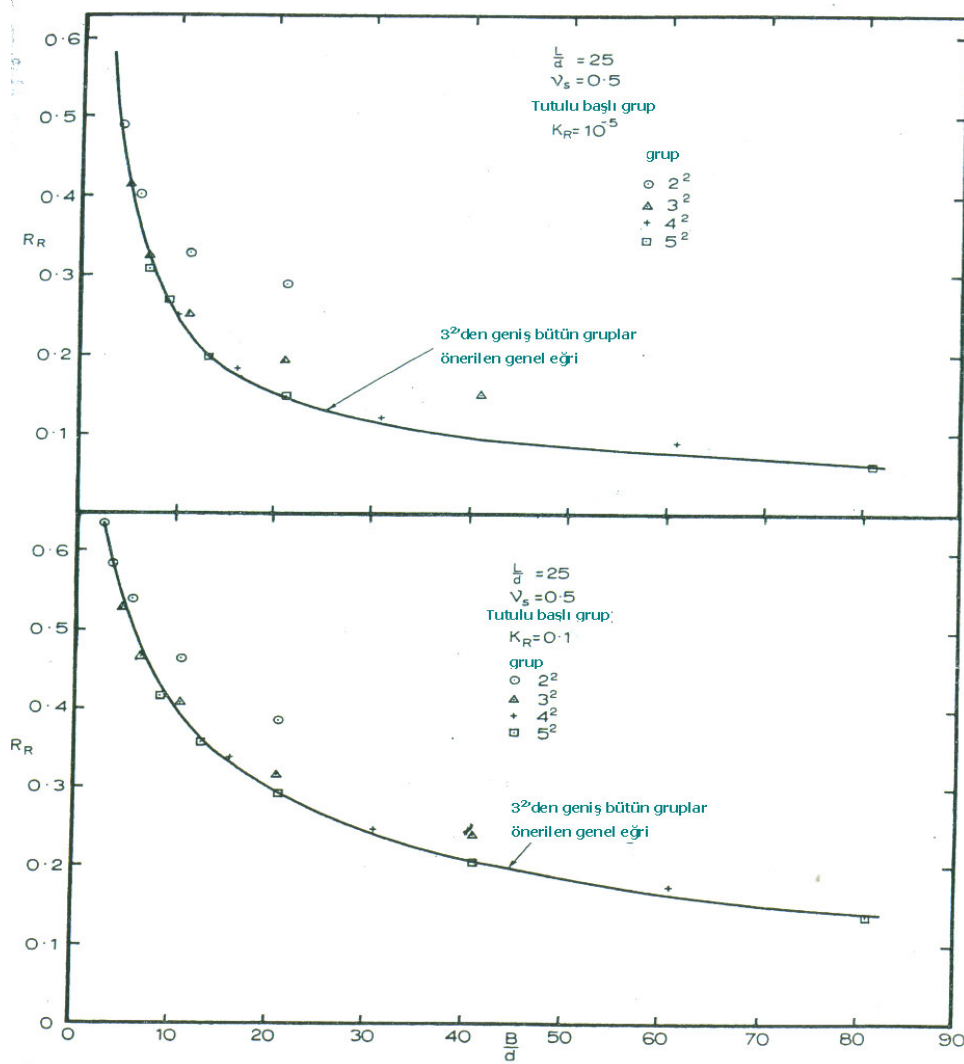
(c)

Şekil 4.21 R_{RpF} ve R_R 'nin kazık aralığı ile değişimi (a) Kazık rijitliğinin R_{RpF} 'e etkisi (b) L/d 'nin R_{RpF} 'e etkisi (c) Başlık durumunun R_R 'ye etkisi (Poulos,1980)

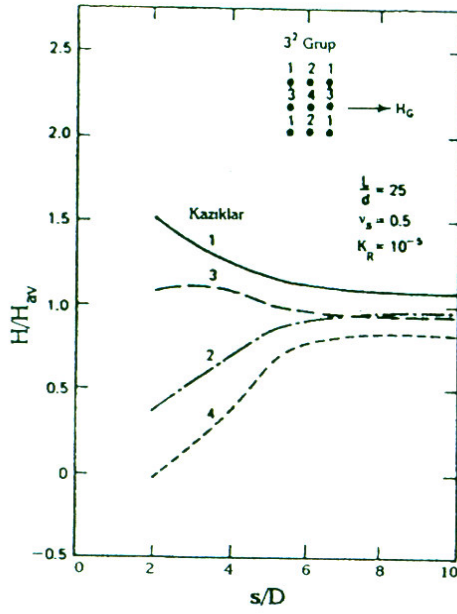
Toplam grup genişliğine karşı çizilen grup deplasmanında, R_R , grup sayısından bağımsızdır. Grup genişliğine karşı R_R 'nin tipik eğrisi Şekil 4.22 de gösterilmektedir.

Homojen zeminde bulunan ve bütün kazıkların eşit deplasman yaptığı 3^2 , 4^2 olan kazık gruplarında çeşitli yatay yük dağılımları Şekil 4.23 de gösterilmektedir. Bu şekiller şu sonuçları çıkarmaktadır.

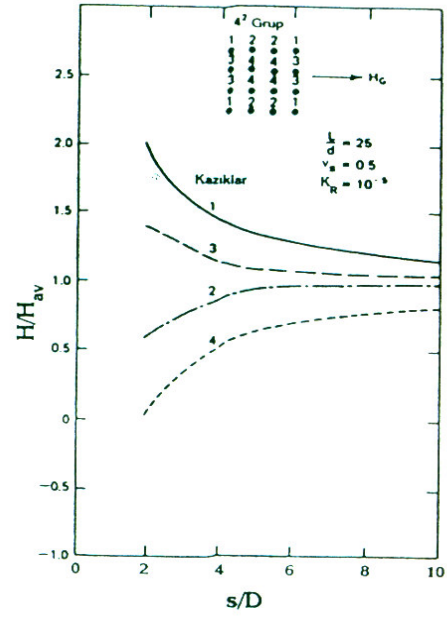
1. Dış kazıklar en fazla yükü taşıırken, merkezdeki kazık en azını taşımaktadır.
2. Kazık aralığı arttıkça kazıklardaki yük paylaşımları birbirine yaklaşmaktadır.
3. Kazık sayısı arttıkça, kazıklarca en fazla ve en az taşınan yüklerin farkı artmaktadır.
4. K_R ve L/d arttıkça yükün kazıklara olan dağılımının homojenlikten uzaklaştığı görülmektedir.



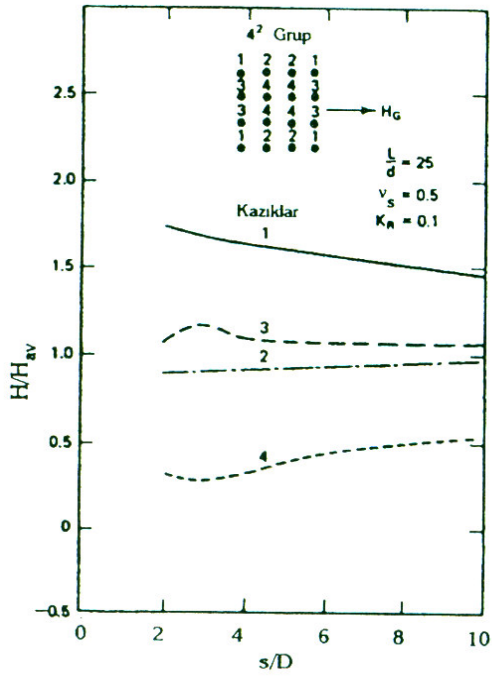
Şekil 4.22 Grup genişliğine karşı R_R 'nin değişimi (Poulos, 1971)



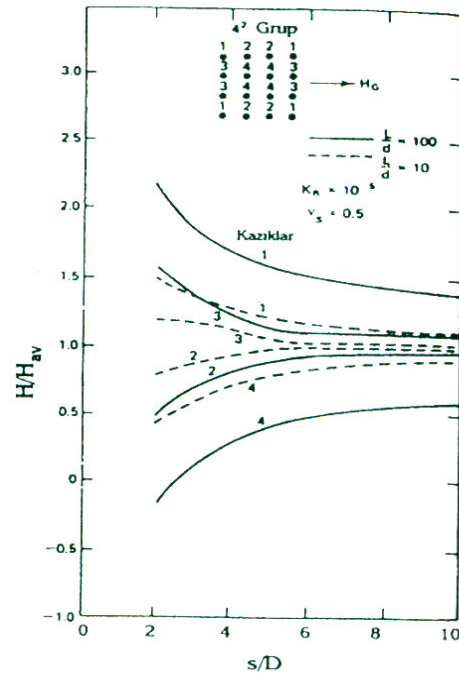
(a)



(b)



(a)



(b)

Şekil 4.23 Tutulu başlı kazık gruplarında çeşitli durumlarda yatay yük paylaşımları (Poulos,1980)

4.3 Grup Azaltma Faktörü

Davisson (1970) tarafından kumlar üzerinde yapılan model deneylere göre 8D'den daha fazla aralıkta kazık-zemin-kazık etkileşimi söz konusu değildir. Prakash (1962) tarafından kumlu zeminlerdeki kazık gruplarında yapılan model deneylerinde buna benzer olarak, yük yönünde 6D-8D'den fazla kazık aralığında, kazıklar tekil kazık gibi davranmıştır. Yük yönüne dik doğrultuda kazıkların tek kazık gibi davranması için kazık aralığının en az 2.5D olması gerektiğini Prakash (1981) tarafından saptanmıştır.

Kazık grubunun yatay yük kapasitesini bulmak için yatak katsayısı (kumlu zeminlerde, yatak katsayısı değişim sabiti n_h veya killi zeminlerde sabit olan yatak katsayısı k_h) yatay yük yönündeki aralığa göre Tablo 4.1 'deki gibi azaltılmalıdır.

Çizelge 4.1 Yatay yük yönündeki kazık aralığına göre azaltma faktörleri (Yıldırım,2002)

Yük yönündeki kazık aralığı	n_h veya k_h 'da azaltma faktörü
3D	0,25
4D	0,40
6D	0,70
8D	1,00

Kazıkların yanal yük kapasitelerini deplasmanla sınırlamak için yapılacak analiz bu azaltılmış değere göre tek bir kazığın taşıma gücü bulunup grup için tek kazık taşıma gücü toplanacaktır.

Diğer bir yöntem grubun yanal taşıma gücünü bulmak için tek kazık taşıma gücü toplamına bir grup etkinlik faktörü uygulamaktır. Kohezyonsuz zeminde Oteo (1972) tarafından yapılan model deneyleriyle Tablo 4.2 deki değerleri önermektedir.

Çizelge 4.2 Kohezyonsuz zeminde kazık aralığı/çap oranına göre grup etkinlik faktörü (Yıldırım,2002)

S/D	Ge
3	0,50
4	0,60
5	0,68
6	0,70

Kohezyonlu zeminlerdeki kazık grupları için Prakash ve Saran (1967) tarafından model

deneyleri yapılmıştır. Deneylerde kazık uzunluğunun çapına oranı 32'dir. Çıkan sonuçlar Tablo 4.3'de sunulmaktadır. Bu sonuçlara göre, 2x2'lik kazık gruplarının grup etkinlik faktörü 3x3'lük gruplara göre daha fazla çıkmaktadır. S/D=8 için G_e alınarak, S/D=6'ya ait G_e değeri enterpolasyonla 0.65 bulunmuştur.

Çizelge 4.3 Kohezyonlu zeminde farklı kazık gruplarında kazık aralığı/çap oranına göre grup etkinlik faktörü (Prakash,1989)

S/D	G_e		
	2X2	3X3	Önerilen
3,0	0,42	0,39	0,40
3,5	0,50	0,42	0,45
4,0	0,57	0,44	0,50
4,5	0,61	0,47	0,55
5,0	0,63	0,48	0,55
6,0 _a	-	-	0,65
8,0 _a	-	-	1,00

Bu grup etkinlik faktörü

$$Q_{u_g} = G_e n Q_u \quad (4.12)$$

eşitliğinde kullanılarak grup taşıma gücü olan Q_{u_g} bulunacaktır. Q_u tek bir kazığın taşıyabileceği nihai yük kapasitesidir. G_e değerlerinin kohezyonlu zeminlerde kohezyonsuza göre daha küçük olduğu görülmektedir. G_e değeri, gruptaki kazık sayısı artınca ve kazıktan kazığa olan mesafe düştükçe azalmaktadır. Düşey yük etkisindeki kazık grubunun etkinlik faktörüyle karşılaştırılırsa daha az olduğu görülmektedir.

4.4 Birleştirme Yöntemi

Focht ve Koch (1973), Poulos'un elastik ortam yöntemi ile nonlinear p-y analizini birleştirmiştir. Grubun yapacağı deplasmanın kazığın hemen yakınında görülecek nonlinear davranış ile kazıktan uzakta daha az gerilme uygulanacak kesimin lineer yakın davranışının birleşiminden meydana geldiği kabul etmektedir.

Focht ve Koch (1973), nonlinear zemin davranışından dolayı kazığın hemen yanında oluşan deplasmanların analizi nonlinear p-y eğrileri kullanarak veya Duncan vd. tarafından önerilen karakteristik yük metoduyla yapılmaktadır. Kazık-zemin-kazık etkileşiminden dolayı oluşan ikinci deplasman bileşeni Poulos'un (1971) elastik etkileşim katsayıları ile hesaplanmaktadır. Focht ve

Koch (1973) tarafından önerilen yöntemde ya p-y ya da karakteristik yük metodu kullanılarak kazığın hemen yanındaki zemin ve daha az gerilmeli kazıktan uzaktaki zemini farklı rijitlik değerleri ile temsil edilebilmektedir.

Dunnivant ve O'Neill (1986) yatay yüklü kazık grubu deneylerini bu yöntemi kullanarak analiz yapmışlardır. Kazıklar arasındaki yük paylaşımını ampirik rijitlik modeli, kazık grubundaki deplasmanlar ve momentler için ise birleştirme modelinin daha iyi sonuç verdiği belirtilmektedir.

Kazık grubu tekil bir kazığa göre daha fazla deplasman yapmaktadır. Burada tekil kazığa gelen yük, gruptaki kazık başına düşen yüke eşittir. Gruptaki her kazık çevresindeki zeminde deplasman oluşturur. Bu deplasmanlarda çevre kazıklarda ek yer değiştirmelere sebep olmaktadır. Kazık grubundaki deplasmanın büyük olması eğilme momentlerinin de büyük olmasını sağlamaktadır.

Tek bir kazığın yanal ötelenmesi ve momentini grup için bir büyütme faktörü ile çarpılıp bulunabilir.

$$y_g = C_y y_s \quad (4.13)$$

$$M_g = C_m M_s \quad (4.14)$$

Burada y_s ve M_s tek kazık için hesaplanacak yanal ötelenme ve maksimum moment, C_y ve C_m ise ötelenme ve moment büyütme faktörüdür. y_g grup deplasmanı, M_g ise gruptaki oluşan maksimum momenttir. C_y her zaman bire eşit veya büyüktür. Bu faktörler kazık-zemin-kazık etkileşimini ve fore kazık etkisini hesaba katmaktadır. (Ooi ve Duncan, 1994)

4.5 Grup Büyütme Yöntemi, Ooi ve Duncan (1994)

Grup büyütme yöntemi (Ooi 1991), karakteristik yük yöntemi (Duncan vd. 1994) ve Focht ve Koch (1973) yöntemini kullanarak hazırlanan, kazık gruplarının nümerik analiz sonuçlarından elde edilmiştir. Tek kazık için ötelenme ve momentleri karakteristik yük yöntemi, grup deplasman ve momentlerini ise Focht ve Koch (1973) yöntemini kullanan bilgisayar programı (PGROUPD) ile hesaplamışlardır. Buda birçok kazık grubunda farklı kazık sayısı, farklı kazık aralığı, farklı kazık boyutu, farklı kazık rijitliği ile farklı zemin mukavemet ve rijitliği için kombinezonlar yapmalarını sağlamıştır. Parametrik çalışmalar sonunda

$$C_y = \frac{A_y + N_{kazık}}{B \left(\frac{S}{D} + \frac{P_s}{CP_N} \right)^{0,5}} \quad (4.15)$$

bulunmuştur. Burada C_y boyutsuz deplasman büyütme faktörü, A kilde 16, kumda 9 alınması gereken boyutsuz katsayı, $N_{kazık}$ gruptaki kazık sayısı, B kilde 5.5, kumda 3.0 alınması gereken boyutsuz katsayı, S ortalama kazık aralığı, D kazık çapı, P_s bir kazığa gelen ortalama yük (Toplam yük/kazık sayısı), C kilde 3, kumda 16 olan boyutsuz katsayı, P_N kil için $S_u D^2$, kum için $K_p \gamma D^3$ dür. γ üstteki 8D bölgesinde toplam birim hacim ağırlığı, K_p ise pasif itki katsayısı, $\emptyset$ 8D bölgesindeki kumun ortalama içsel sürtünme açısı, S_u 8D bölgesindeki kilin ortalama drenajsız kayma mukavemetidir.

(4.15) bağıntısı karakteristik yük metoduyla beraber kullanıldığında, zemin davranışını karakterize edebilmek için sadece zemin mukavemet parametreleri gerekmektedir. Bu yöntemde kullanılan zemin elastisite modülü değerleri kumda $\emptyset$, kilde S_u zemin kayma mukavemet parametreleri ile ilişkilidir.

Eğer kazık grubu için hesaplanan yanal deplasman maksimum sınır değerinden fazla ise kazık çapı, kazık sayısı ve/veya kazık aralığı, grup deplasmanın sınır değerden küçük veya eşit olacak şekilde ayarlanmalıdır. (4.15) bağıntısı bu parametrelerdeki değişikliklerin etkisini değerlendirmemizi sağlamaktadır.

Brown vd. (1987,1988)'e göre serbest başlı kazıkların grubunda maksimum moment ön sıra kazıkta olmaktadır. Elastisite teorisini esas alan ve Focht ve Koch (1973) yöntemini içeren metotlar en fazla yükün ise köşe kazıklar tarafından taşındığını tahmin etmişlerdir. Maksimum momentin büyüklüğü ve yeri etkileyen yükün büyüklüğüne ve statik ya da çevrimli etki etmesine göre değişmekte olup hiçbir basit yöntemle tam tahmin edilemez.

Focht ve Koch (1973) tarafından önerilen teori değiştirilerek ön sıra kazıklardaki maksimum eğilme momentinin bulunmasını sağlayan bir yöntem geliştirilmiştir. Focht ve Koch teorisini kullanarak grup deplasmanı hesaplanmaktadır. Daha sonra killerde S_u , kumlarda $\emptyset$ değeri azaltılarak zemin 'yumuşatılır' ve tek kazık deplasmanının grup deplasmanına eşit hale gelmesi sağlanır. Maksimum moment bu yumuşatılmış zemin parametresine göre hesaplanabilir. Böylece hesaplanacak moment, grubun fazla deplasmanı ile uyum içinde

olacak ve grubun en fazla yüklenen kazığının maksimum momentini verecektir. Böylece moment büyütme faktörü,

$$C_m = (C_y)^n \quad (4.16)$$

olarak elde edilmiştir. Burada kilde ve kumda sırası ile

$$n = \frac{P_s}{150P_N} + 0,25 \quad (4.17)$$

$$n = \frac{P_s}{300P_N} + 0,30 \quad (4.18)$$

alınacaktır. Kazık grubundaki maksimum eğilme momenti (4.14) ve (4.16) denklemleri kullanılarak hızlı olarak bulunmaktadır. Böylece uzun tekrarlı denemeler yapılmaksızın kazık-zemin-kazık etkileşimi ve zemin yumuşaması etkileri de göz önüne alınarak sonuçlara ulaşılmaktadır. (Ooi ve Duncan,1994)

Grup büyütme yöntemindeki kısıtlamalar:

1. Bu yöntemin üniform aralıklar için geliştirilmesi nedeni ile üniform olmayan aralıklarda ortalama değer olarak hesap yapılabilir.
2. Dairesel gruplar veya eğik kazıklar için uygun değildir.
3. Tek kazık deplasman ve momentleri hesaplanırken kazık başlığının rijitliği göz önüne alınmalıdır.
4. Kazık grubundaki herhangi bir kazığa etkiyen yük tahmin edilemezken, maksimum eğilme momenti bulunabilmektedir.
5. Yöntem grup içindeki sıralamayı gözetmeksizin aynı sayıdaki kazık grupları için aynı deplasman ve moment değerlerini vermektedir. Teorik ve deneysel çalışmalar böyle bir farkın doğabileceğini işaret etmekte iseler de fark çok olmadığından bu konu yöntemin olumsuzluğu gibi görülmemelidir.
6. Yöntem üniform zemin koşullarını kabul etmekle birlikte 8D bölgesindeki ortalama değerler kullanmak farklı ortamlar için pratikte yeterlidir.

4.6 Winkler Etkileşim Modeli

Nogami ve Paulson (1985) ve Harihan ve Kumarasamy (1982) gruptaki kazıkları ve zemini bir yay ağı ile temsil etmektedir. Bu yöntem, kazık-zemin-kazık etkileşimini sadece yatay yönde olmasına izin vermektedir.

Nogami ve Paulson (1985) tarafından nonlinear kazık grubu davranışının analizi için transfer matris yöntemini önermiştir. Transfer matris yöntemi zemin ortamını Winkler modelinin genişletilmiş olan ‘kazık grubu için Winkler modeli’ ile idealleştirmiştir. Bu metot kazık-zemin-kazık etkileşimini farklı seviyeler arasında modelleyemez. Bu yaklaşım ile denklemlerdeki bilinmeyenlerin sayısını düşürmüştür. (Ooi ve Duncan,1994)

4.7 Değiştirilmiş Birim Yük Transferi Yöntemi

Bogart ve Matlock (1983) tarafından önerilen değiştirilmiş birim yük transferi yöntemi, kazık grubunu tek kazık gibi kabul ederek grup için p-y eğrilerini belirtmektedir. Değiştirilmiş tek kazığın çapı kazık grubunun genişliğine eşittir ve gruptaki kazıklar ve aralarındaki zemini örneklemektedir. Bu yöntem yumuşak kil içerisindeki dairesel kazık grubu için kullanılmaktadır ve yatay yüke karşı olan direncin bütün kazılar arasında eşit dağıldığı kabulü yapılmaktadır. Dairesel olmayan kazık grupları için yöntem pek uygun değildir. (Ooi ve Duncan,1994)

5. MPİLE PROGRAMI

5.1 Giriş

Bu çalışmada yatay yüklü kazık ve kazık gruplarının davranışlarını incelemek için GeoDelf tarafından geliştirilen MPile (Geodelf,2006) programından yararlanılmıştır. Bu programda yer alan farklı çözüm modellerinden yararlanılarak yapılan analizlerin sonuçları karşılaştırılmıştır.

MPile, yatay yüklü kazıkların farklı yükleme durumlarında 3B davranışını modellemek için geliştirilen bir yazılım olup farklı kazık modellerini içermektedir. Kazık modelleri ve program özellikleri hakkında ayrıntılı bilgiler aşağıda verilmiştir.

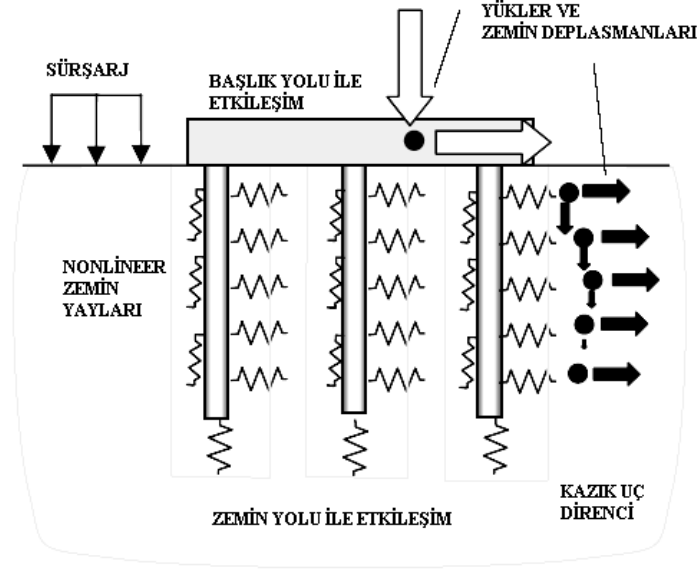
5.2 MPile Programının Özellikleri

MPile programı ile kazık ve kazık gruplarının analizlerinde aşağıdaki durumlar göz önüne alınabilir :

- i) Dairesel, dört kenarlı veya çok kenarlı çakma ve fore kazıklar farklı malzemeye sahip kazıklar, serbest başlı veya tutulu başlı kazıklar,
- ii) Input özelliği ile kum ve kil tabakaları, drenajlı veya drenajsız durum,
- iii) Kazık uç direncinin etkisi,
- iv) Sürşarj etkisi,
- v) Monoton artan yükler, tekrarlı yükler,
- vi) Gemi çarpması ile oluşan dinamik yük (dinamik model)
- vii) Kazık-zemin-kazık etkileşim için hesap modelleri (Elastik ve elastoplastik zemin davranışı).

MPile programı ile elde edilen sonuçların yorumlanmasını kolaylaştırmak için şu özellikler programa eklenmiştir :

- i) Deplasmanların, kesme kuvveti ve momentlerin derinlikle değişiminin grafiksel gösterimi,
- ii) Başlık yerdeğiştirmeleri ve dönmelerinin grafikleri
- iii) Kazık boyunca zemin tepkilerinin ve iç kuvvetlerin derinlikle değişimi grafikleri
- iv) Metin formatında grafikler ve tablolar ile bir hesap raporunun otomatik oluşturma



Şekil 5.1 MPile’de yer alan özellikler

5.3 MPile’da Kullanılan Analiz Yöntemleri

5.3.1 Cap Model

Bölüm 3.6’da verildiği gibi yatay yükler için p-y ve düşey yükler için t-z eğrilerine dayanan klasik kazık analizini temsil eden bu modelde kazık başlığı aracılığıyla kazıklar arası etkileşim dikkate alınır. Kazık-zemin-kazık etkileşimi hesaba katılmaz.

5.3.2 Poulos Model

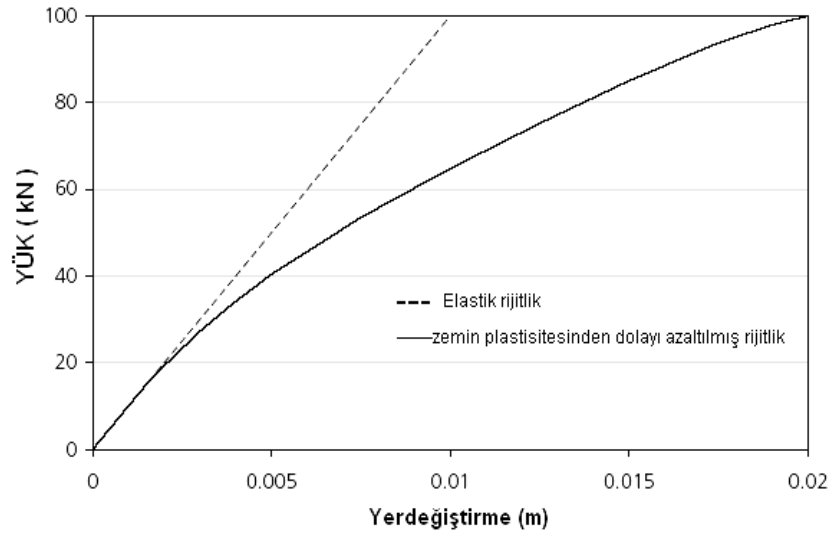
Poulos model yanal yüklü kazıklar için elastik teoriyi kullanan basit bir modeldir. Burada zeminin homojen yarı elastik yüzey olduğu ve zemin özelliklerinin kazık boyunca sabit olduğu kabul edilir (Poulos,1979).

MPile’de, Randolph (1981) tarafından elde edilen eşitlikler, yanal yükleme için etkileşim katsayılarını belirlemede kullanılır. Poulos Model’de kazıklar arası etkileşim yalnız eşit boyutlarda kazıklar için geçerli olmaktadır. MPile’de iki kazık arasındaki etkileşim, ikinci kazığın kazık özelliklerine dayanarak belirlenir. Kazık durum tablosundaki sıra numarasına bağlı olarak hangi kazığın ilk hangi kazığın ikinci kazık olduğu belirlenir. Bu modelde zemin için bir Young Modülü (E) ve Poisson oranı (ν) gözönüne alınmalıdır.

5.3.3 Plasti-Poulos Model

Bir kazık grubunda yüklemenin dağılımı ve grup etkisini hesaplamak için genel olarak yukarıda bahsedilen Poulos (1979) tarafından tanımlanmış yöntem kullanılır. Burada kazık-zemin-kazık etkileşimi tamamen elastiktir. Düşük yük seviyelerindeki küçük kazık grupları için bu yöntem kabul edilebilir sonuçlar vermektedir. Bununla birlikte, yüksek yük seviyelerindeki düşük grup etkisinde kazık-zemin-kazık etkileşimi büyük sonuçlar vermektedir.

Plasti-Poulos model, gerçekçi kazık grup etkileşimi etkisini elde etmek için kazığa zemin tabakalarının elasto-plastik davranışını gözönüne almaktadır. Bu modelde tekil bir kazığın yük-deformasyon eğrisi genellikle Şekil 5.2 de gösterildiği gibi bir şekle sahip olmaktadır. Şekil 5.2’de görülen doğrusal çizgi(kesikli) elastik davranışı, eğrisel çizgi ise elasto-plastik davranışı göstermektedir.



Şekil 5.2 Yanal yüklü tekil bir kazığın yük-deformasyon ilişkisi

Şekil 5.2’de yük deformasyon eğrisinden plastisite faktörü her bir yük seviyesi için hesaplanabilir. Bu faktör Poulos modeldeki elastik rijitliği azaltmak için kullanılır.

Poulos modelde bir kazık grubunun etkileşim matrisi, tek kazığın rijitlik bileşenleri ile kazıklar arası elastik etkileşim matrisi bileşenlerinden oluşmaktadır. Genel olarak kullanılan kazık ara mesafeleri ve orta seviyede yükler için zemin plastisitesi, her bir kazığın kendi etrafında sınırlanmakta ve bu yüzden kazıklar arası etkileşimden etkilenmemektedir. Plastisitenin etkisi, her bir kazığın (kazık yükü seviyesine göre) rijitlik bileşenlerini azaltma

olarak kısaca tanımlanabilir. Kazık-zemin-kazık etkileşimi olarak tanımlanan matris bileşeni plastisiteden etkilenmeyerek sabit kalır.

Çok küçük kazık aralıkları ve büyük yük seviyeleri için her bir kazığın plastik bölgeleri birbirleri ile çakışır ve birbirini etkiler. Bu durumda etkileşim matrisi sabit kalmayacağı için yukarıda bahsedilen durum geçerli olmayacaktır.

Plasti poulos modelde, Poulos modeldeki gibi zemin etkileşim modeli için bir elastisite modülü ve bir Poisson oranının yanında bir zemin profilini belirlemek gerekir.

Mpile programında Plasti Poulos model için zeminin elastisite modülü zemin türüne göre otomatik olarak hesaplandığı gibi diğer bir seçenek olarak kullanıcı tarafından bir değer tanımlanabilir.

Plasti-Poulos Model’de yer değiştirmelerin hesaplanabilmesi için aşağıdaki formüller kullanılmaktadır.

$$u = \frac{\left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{\frac{1}{7}}}{\rho_c G_c} \left[0,27 F_h \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-1} - 0,3 M \left(\frac{l_c}{2} \right)^{-2} \right] \quad (5.1)$$

Burada,

u : kazık başındaki yanal yerdeğiştirme

E_p : Kazığın eşdeğer Young modülü

$$E_p = \frac{4(EI)_p}{\pi r_0^4} \quad (5.2)$$

I_p : Kazık kesitinin atalet momenti

r_0 : kazık çapı

G_c : kritik uzunluğun yarısındaki derinlikte zeminin kayma modülü

$$G_c = (1 + 0,75\nu) \left(G_0 + \frac{m l_c}{2} \right) \quad (5.3)$$

ν : Poisson oranı

G_0 : zemin yüzeyindeki kayma modülü

m: y derinliği ile G'nin lineer artışı olarak tanımlanan factor : $G=G_0+my$

G: y derinliğindeki zeminin kayma modülü:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (5.4)$$

y: zemin yüzeyinden aşağıdaki herhangi bir derinlik

l_c : kazığın kritik uzunluğu

$$l_c = 2.r_0 \left(\frac{E_p}{G_c} \right)^{2/7} \quad (5.5)$$

ρ_c : zeminin homojenliğinin derecesini gösteren bir katsayı

$$\rho_c = \frac{G_0^* + ml_c / 4}{G_c} \quad (5.6)$$

$$G_0^* = G_0(1 + 0,75\nu) \quad (5.7)$$

F_h : kazık başına etkiyen yanal yük

M: kazık başına etkiyen eğilme momentidir.

Elde edilen plastisite faktörü hesaplamasının en sonunda kullanılır. Analize Elastik Poulos yöntemi ile başlanır ve iterasyonla her bir kazık için plastisite faktörü belirlenir. bu faktörler rijitlik matrisine adapte edilerek nihai çözüme ulaşılır.

5.3.4 Cap Soil İnteraction Model

Bu modelde, Cap modelden farklı olarak, Midlin (1953) denklemi kullanılarak kazıklar arasındaki zemin elastik yarı sonsuz bir ortam olarak modellenmekte ve böylece kazık-zemin-kazık etkileşimi hesaba katılmaktadır. Bu modelde, p-y ve t-z eğrilerini kullanılarak modellenmektedir (p-y yöntemi).

Bu yöntemde göz önüne alınan etkileşim sadece bir zemin tabakasından meydana gelen bir zemin etkileşim profili ile sınırlandırılmıştır.

MPile programı tarafından kazık gruplarının analizlerinde kullanılan yöntemlerin karşılaştırılması Tablo 5.1'de verilmiştir.

Çizelge 5.1 Farklı modeller için mevcut seçenekler

Model	Zemin Plastisitesi	Tabakalı zemin	Kazık-zemin- kazık etkileşimi
Poulos	Hayır	Hayır	Evet (2 tabaka)
Plasti-Poulos	Evet	Evet	Evet (2 tabaka)
Cap	Evet	Evet	Hayır
Cap soil interaction	Evet	Evet	Evet (1 tabaka)
Cap layered soil int.	Evet	Evet	Evet (tabakalı)
Dinamik	Evet	Evet	Hayır

6. FARKLI NÜMERİK YÖNTEMLERLE BELİRLENEN YATAY YÜKLÜ TEK KAZIK DAVRANIŞININ KARŞILAŞTIRILMASI

6.1 Giriş

Kazıkların yatay yüklemeler altında gösterdikleri deformasyonlar büyük oranda kazık geometrisi ve özelliklerinin yanında zemin parametreleri ile ilişkilidir. Zemin yapı etkileşiminin belirlediği yanal yüklü kazık davranışının değerlendirilebilmesi için detaylı bir inceleme yapılması gerekmektedir

Bu bölümde, bu tez çalışmasında amaçlanan yanal yüklü grup kazıkların davranışını inceleyebilmek için bilinmesi gereken tek kazıkların davranışı farklı nümerik yöntemlerle incelenmiştir. Bu amaçla kohezyonlu ve kohezyonsuz zemin ortamlarında ve farklı kazık boyutlarında yanal yüklü kazık davranışı yapılan nümerik analizlerle incelenmiştir. Kohezyonlu zeminlerde drenajsız kayma mukavemeti parametreleri 10, 50 ve 100 kPa olan çok yumuşak, orta katı ve katı kil; kohezyonsuz zeminlerde ise içsel sürtünme açıları $\phi=25^\circ, 30^\circ$ ve 35° olan çok gevşek, gevşek ve orta sıkı kum ortamları seçilmiş ve zemin parametrelerinin kazık davranışına olan etkisi araştırılmıştır. Diğer yandan zemin özelliklerinin değişimi yanında, kazık özelliklerinin kazık davranışına etkisinin değerlendirilebilmesi için farklı çaplarda ve uzunluklarda dairesel en kesitli kazıklar göz önüne alınmıştır. Serbest başlıklı ve yüzen kazık olarak tasarlanan bütün kazıklar analizlerde, 600, 800 ve 1000 mm çaplarda ve 10 ve 20 m uzunluklarda modellenmiştir.

Farklı zemin ve kazık geometrileri için yapılan nümerik analizlerde, MPile (GeoDelf,2006) adındaki bir programdan yararlanılmıştır. Bu program Poulos Yöntemleri (Elastik-Plastik) ile p-y yöntemini kullanarak kazık ve kazık gruplarının üç boyutlu analizini yapabilmektedir. Mpile programı hakkında ayrıntılı bilgi Ek 1’de verilmiştir. Yatay yüklü tek kazıkların nümerik analizlerinde “Elastik Poulos” ve “Plastik Poulos” yöntemleri tercih edilmiştir. Analizler sonucunda yatay yüklü tekil kazığın farklı zemin ve kazık özelliklerindeki davranışının elastik ve plastik yöntem sonuçları birbirleri ile karşılaştırılarak kazık davranışına plastisitenin etkisi araştırılmıştır.

6.2 Analizlerde Kullanılan Kazık Ve Zemin Parametreleri

Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler olmak üzere iki grupta toplanan analizlerde, kohezyonlu zeminler için çok yumuşak, orta katı ve katı, kohezyonsuz zeminler için çok gevşek, gevşek ve orta sıkı kumlar için belirlenen ortalama zemin parametreleri dikkate

alınmıştır. Bütün analizlerde yeraltı suyu seviyesi zemin yüzeyinde kabul edilmiştir. Kohezyonlu zeminler için kullanılan parametreler Tablo 6.1 ve kohezyonsuz zeminler için Tablo 6.2’de gösterilmektedir. Bu değerler Das (1941) tarafından önerilen değerlerden seçilmiştir.

Kazık malzemesi olarak çelik boru seçilmiş ve kazığın malzeme özellikleri sabit tutulmuştur ($E_p = 2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$). Analizler için kazık boyları 10 ve 20 m, kazık çapları 600, 800 ve 1000 mm seçilmiştir. Analizlerde kullanılan atalet momenti ve kazık alanı, kazık çapı ve et kalınlığına bağlı olarak Tablo 6.3’de verilmiştir.

Çizelge 6.1 Kohezyonlu zeminler için yapılan analizlerde kullanılan zemin parametreleri

Zemin Cinsi	E_s (kN/m ²)	c_u (kN/m ²)	γ_d (kN/m ²)	ν
Çok yumuşak kil	5000	10	15	0,15
Orta katı kil	20000	50	17	0,25
Katı kil	35000	100	18	0,35

Çizelge 6.2 Kohezyonsuz zeminler için yapılan analizlerde kullanılan zemin parametreleri

Zemin Cinsi	E_s (kN/m ²)	ϕ	γ_d (kN/m ²)	ν	K_o	f
Çok gevşek	10000	25°	19	0,2	0,57	19
Gevşek	15000	30°	19	0,25	0,5	20
Orta Sıkı	25000	35°	20	0,35	0,43	21

Burada;

E_s = Zeminin elastisite modülü

c_u = Drenajsız kayma mukavemeti parametresi

γ_d = Zeminin su altındaki birim hacim ağırlığı

ϕ = İçsel sürtünme açısı

ν = Poisson oranı

f = sürtünme açısı

K_o = Sükunetteki itki katsayısıdır.

Çizelge 6.3 Analizlerde kullanılan kazık özellikleri

Kazık Çapı	t (m)	E_p (kN/m ²)	$E_p I_p$ (kNm ²)	$E_p A$ (kN)
Ø 600	0,03	2×10^8	$4,38 \times 10^5$	$1,047 \times 10^7$
Ø 800	0,05	2×10^8	$1,66 \times 10^6$	$2,36 \times 10^7$
Ø 1000	0,05	2×10^8	$3,38 \times 10^6$	$2,98 \times 10^7$

6.3 Kohezyonlu Zeminlerde Tek Kazık Analizleri

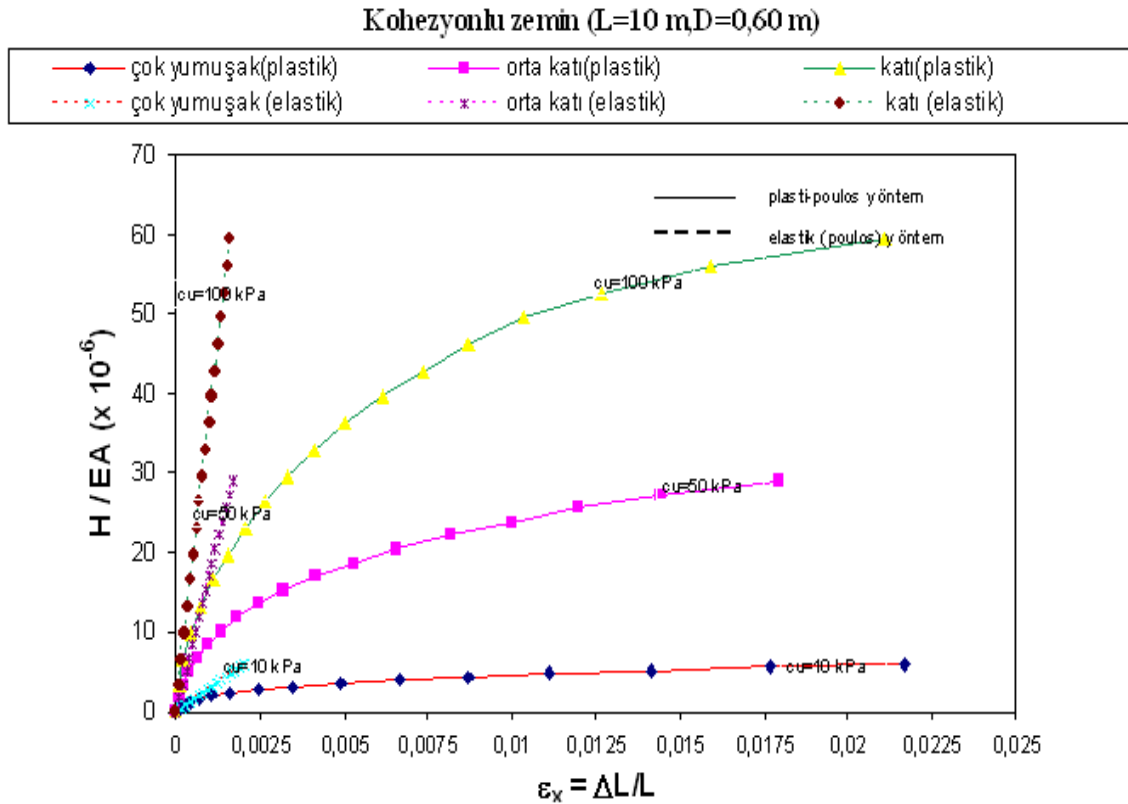
Kohezyonlu zeminlerde kayma mukavemeti parametrelerinin değişimi ile yatay yük-yer değiştirme davranışına etkisi değerlendirilmiştir. Drenajsız kayma mukavemeti parametreleri $c_u = 10, 50$ ve 100 kPa olan killi zeminler için yapılan ve analizlerde Poulos'un Elastik Plastik yöntemleri kullanılmıştır. Yapılan analizlerden elde edilen yatay yük-yer değiştirme sonuçları zeminin kayma mukavemeti parametreleri ile kazık boyutlarına göre Şekil 6.1, 6.2, 6.3, 6.4, 6.5 ve 6.6'da verilen $H/EA-\epsilon$ eğrileri şeklinde sunulmuştur. Burada H tekil kazığa gelen yatay yükü, E kazık Elastisite Modülünü, A kazık kesit alanını ve ϵ ise birim deformasyonu göstermektedir.

$$\epsilon = \Delta L / L \quad (6.1)$$

ΔL = yatay yer değiştirme

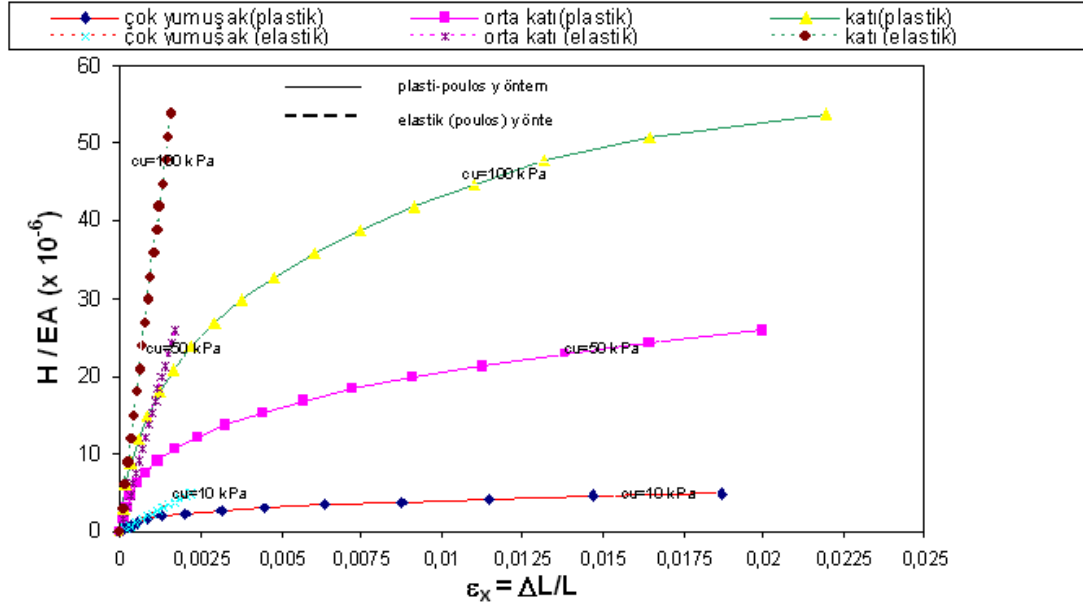
L = kazık boyu

Şekillerden görüldüğü gibi zemin rijitliği arttıkça kazığın taşıyabileceği yük de artmaktadır.



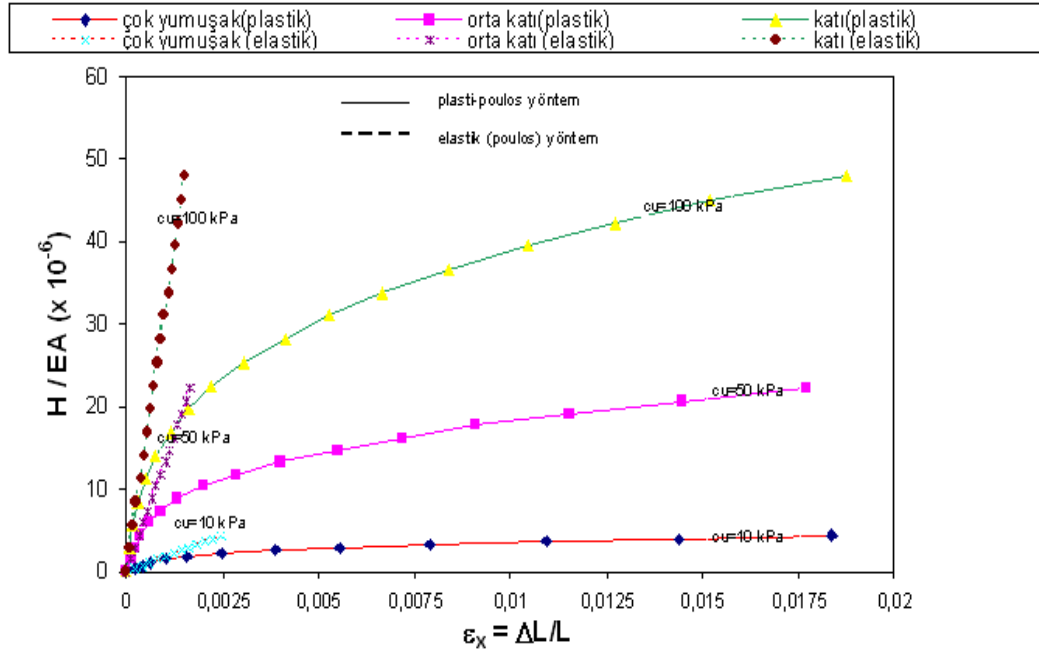
Şekil 6.1 Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10, D=0,60$ m)

Kohezyonlu zemin (L=10 m,D=0,80 m)

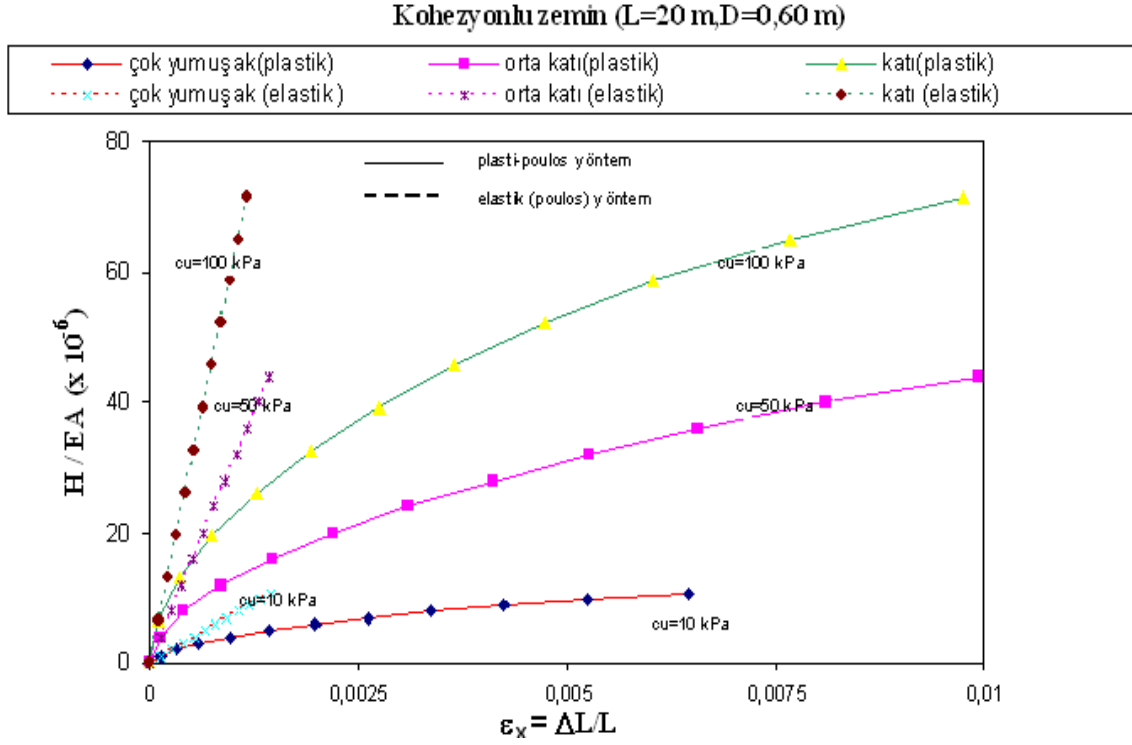


Şekil 6.2 Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, (L=10,D=0,80 m)

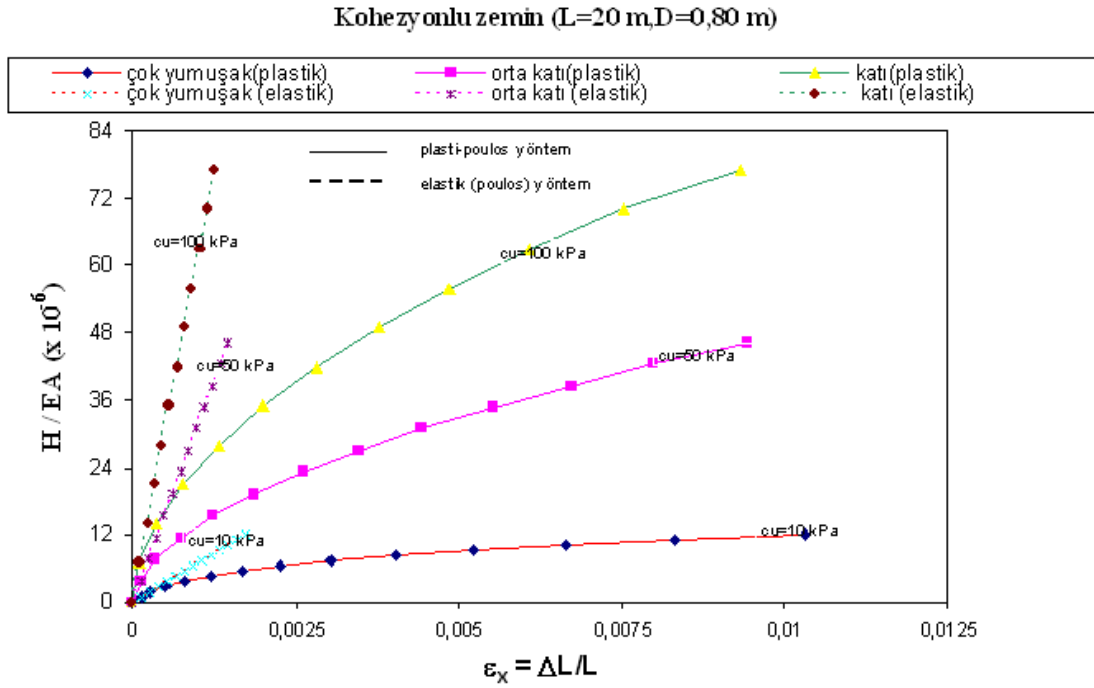
Kohezyonlu zemin (L=10 m,D=1,00 m)



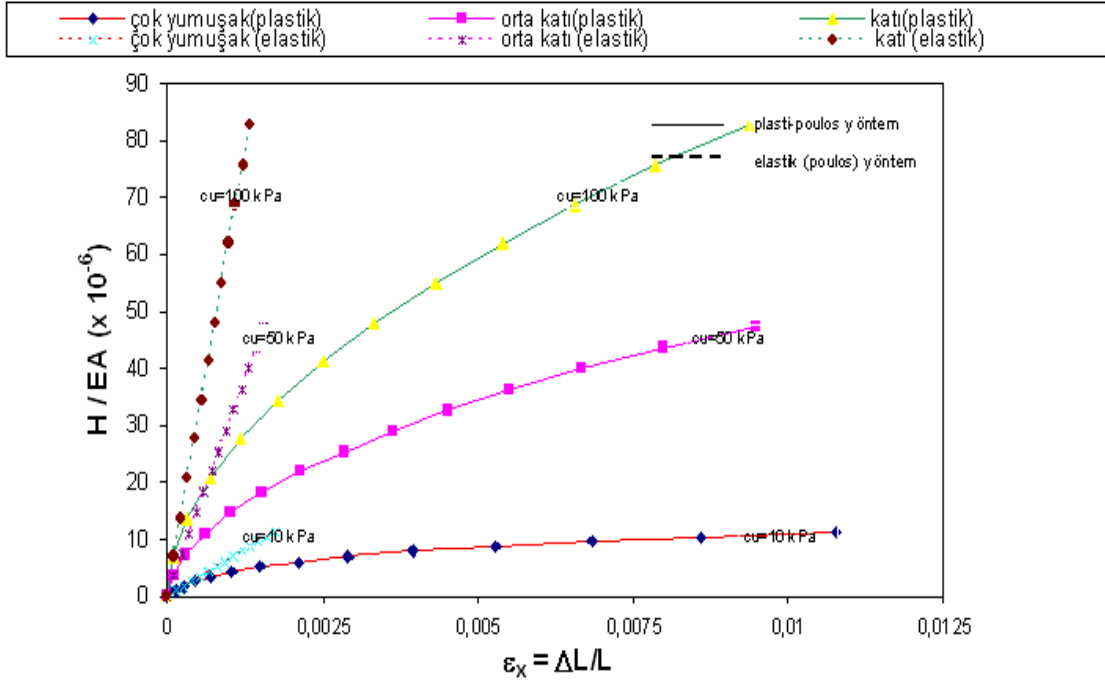
Şekil 6.3 Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, (L=10,D=1,00 m)



Şekil 6.4 Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20, D=0,60\text{ m}$)



Şekil 6.5 Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20, D=0,80\text{ m}$)

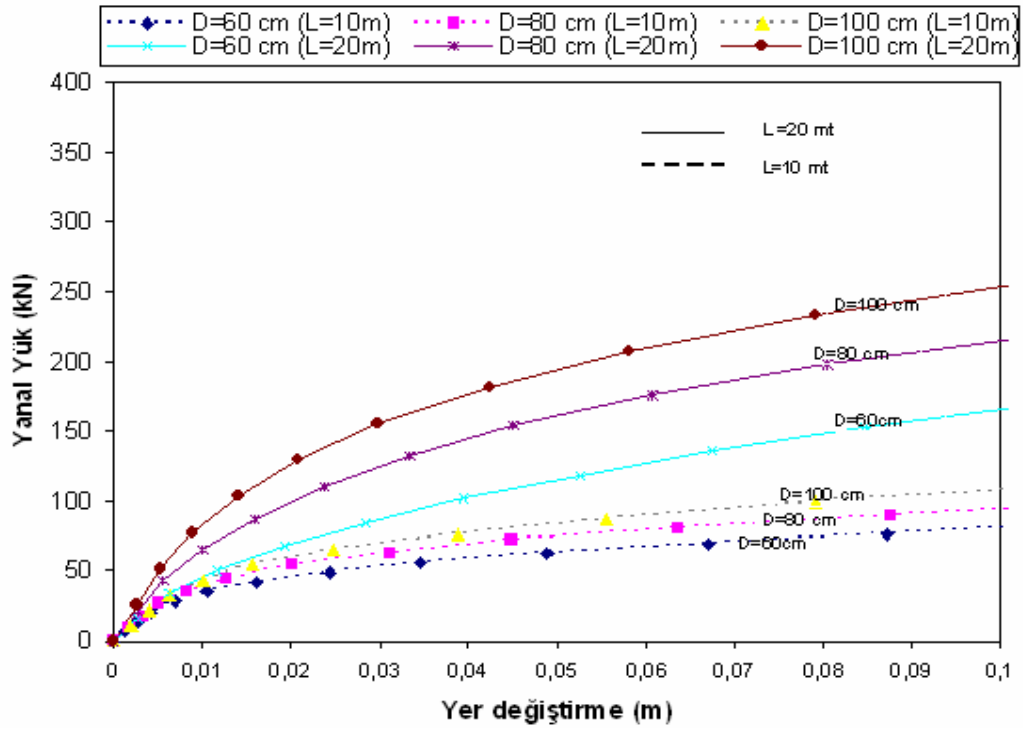
Kohezyonlu zemin ($L=20\text{ m}, D=1,00\text{ m}$)

Şekil 6.6 Kohezyonlu zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanıl yük deformasyon ilişkisi, ($L=20, D=1,00\text{ m}$)

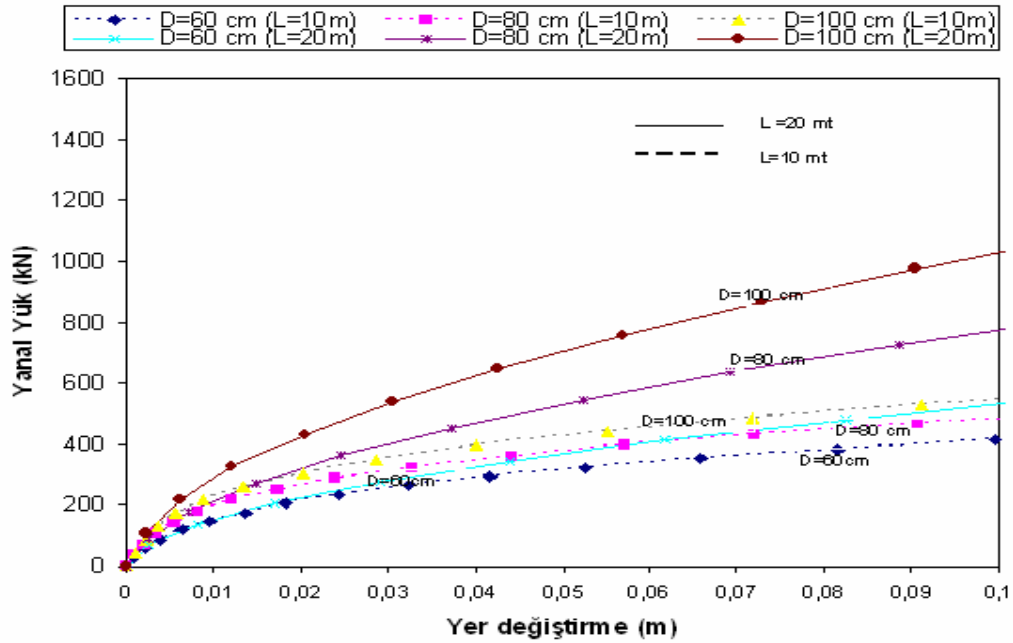
Kazık boyu değişiminin etkisi Şekil 6.7, 6.8 ve 6.9' da incelenmiştir. $D= 0,60\text{ m}$ için çok yumuşak killi zeminde yatay yük-deformasyon davranışı kazık boyundan etkilenmekte, orta katı ve katı kilde bu etkinin ihmal edilebilecek seviyelerde olduğu görülmektedir. $D= 0,80\text{ m}$ ve $D=1,00\text{ m}$ için ise yine $D= 0,60\text{ m}$ ' ye benzer olarak çok yumuşak killi zeminde kazık boyu arttıkça kazığın taşıyabileceği yük artmaktadır. Bununla birlikte orta katı ve katı kilde ise küçük yük seviyelerinde $L=20$ ve $L=10\text{ m}$ için kazık davranışları benzer özellikler göstermekte ve büyük yük seviyelerinde kazık uzunluğunun etkisi artmaktadır.

6.4 Kohezyonsuz Zeminlerde Yapılan Tek Kazık Analizleri

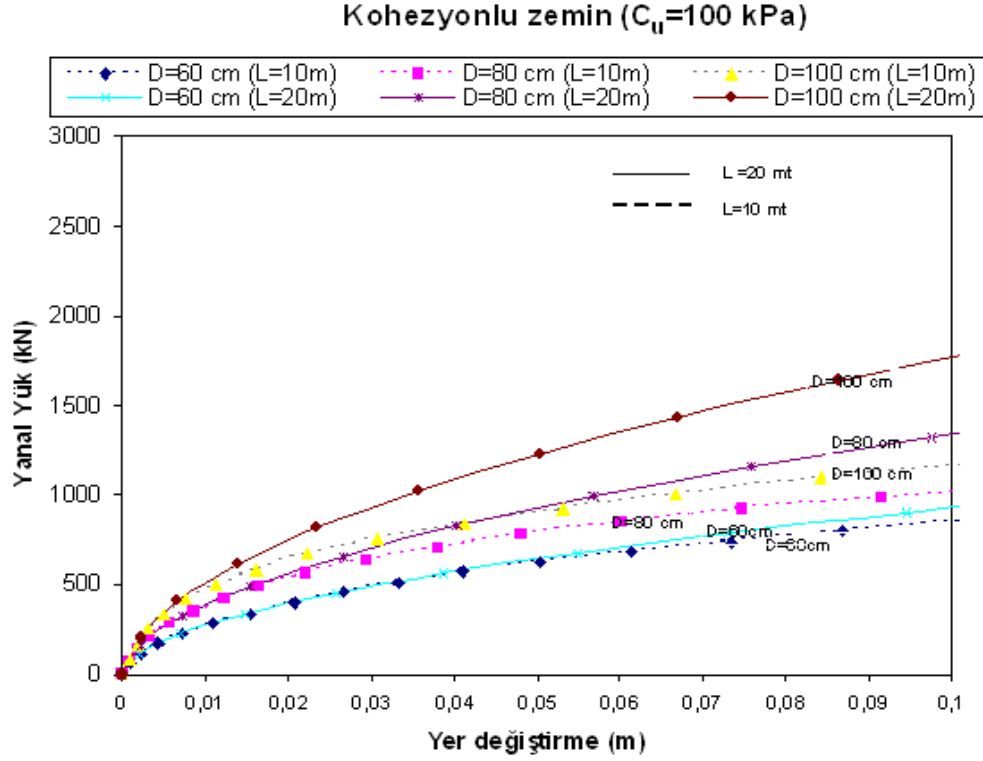
Kohezyonlu zeminlerde yapılan analizlere benzer olarak farklı kazık çapı ve boylarında kazığın bulunduğu zeminin kayma mukavemeti özelliklerinin değişiminin yatay yük deformasyon davranışına etkisi Poulos'un Elastik ve Plastik yöntemleri kullanılarak incelenmiştir. Analizler içsel sürtünme açısı $\phi=25^\circ, 30^\circ$ ve 35° olan sırasıyla çok gevşek, gevşek ve orta sıkı kum zeminler için yapılmıştır. Analizlerden elde edilen yatay yük-yer değiştirme sonuçları zemin türü, kayma mukavemeti parametreleri ile kazık geometrisine göre Şekil 6.10, 6.11, 6.12, 6.13, 6.14, ve 6.15'da verilen H/EA - ϵ eğrileri şeklinde gösterilmiştir.

Kohezyonlu zemin ($C_u=10$ kPa)

Şekil 6.7 Çok yumuşak killi zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri

Kohezyonlu zemin ($C_u=50$ kPa)

Şekil 6.8 Orta katı killi zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri



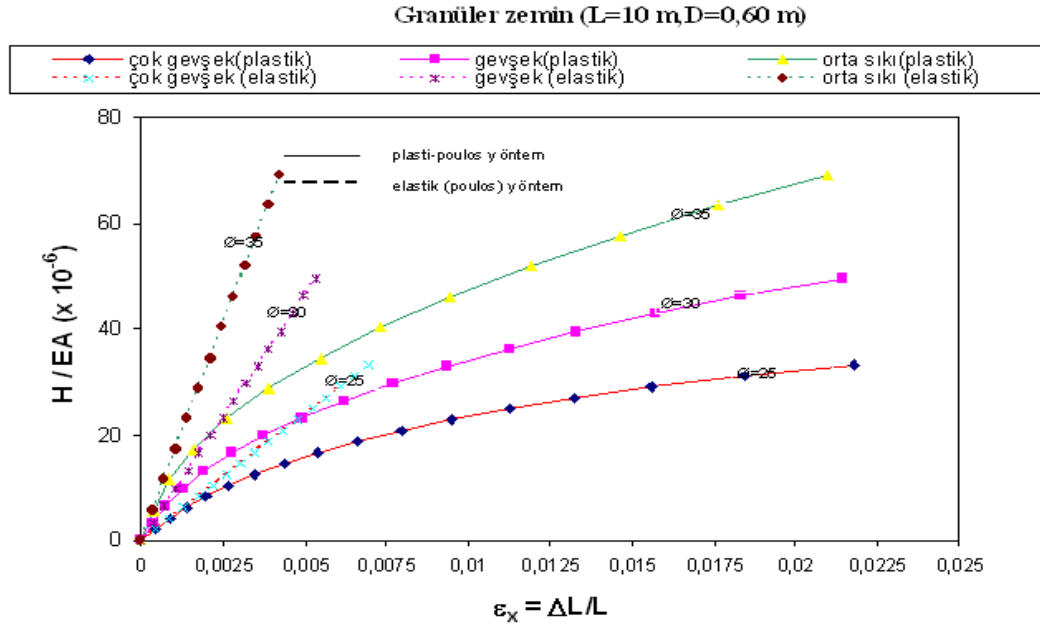
Şekil 6.9 Katı killi zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri

Bu şekillerden görüldüğü gibi kazığın davranışında zemin özelliğinin etkisi büyük olmaktadır. Zeminin sıklığı arttıkça kazığın taşıyabileceği yükte artmaktadır.

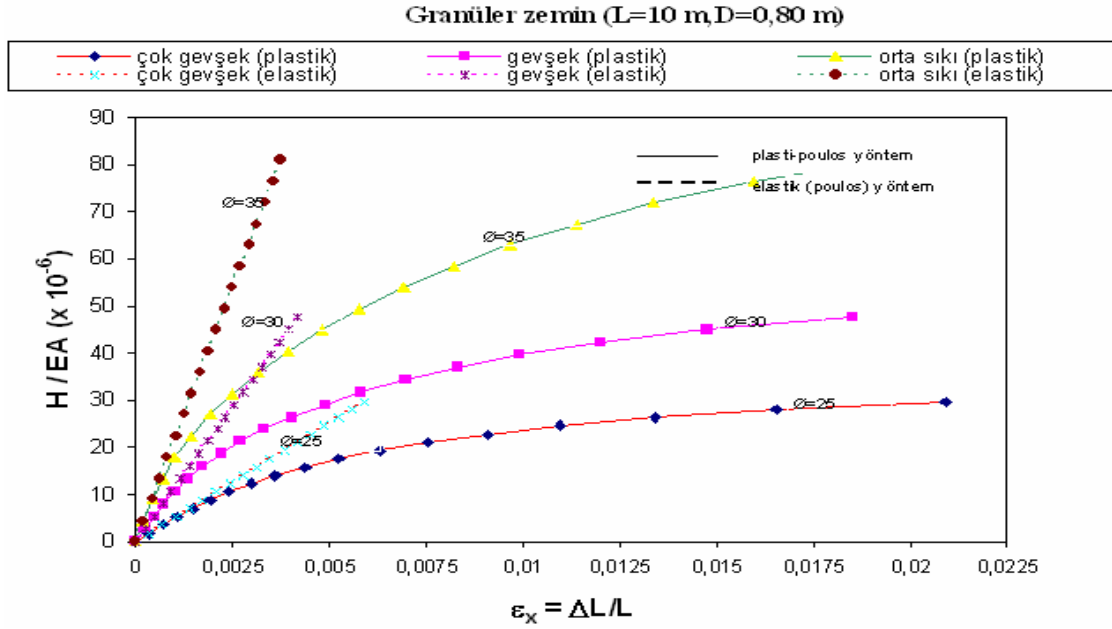
Kohezyonsuz zeminlerde yer alan yatay yüklü kazıklar için de kazık çapı ve boyunun farklı zemin kayma mukavemeti parametrelerine göre değişiminin yatay yük-deformasyon davranışına etkisi incelenmiştir. Yine kohezyonlu zeminlerdeki analizlere benzer olarak kazık çapları 600, 800 ve 1000 mm, kazık boyları 10 m ve 20 m seçilmiştir. Bu analizler Plasti-Poulos Model'den elde edilen sonuçlar için Şekil 6.16, 6.17 ve 6.18'de verilen grafikler çizilmiştir. Bu şekillere bakıldığında kazık çapı arttıkça yatay taşıma gücünün arttığı görülmektedir. Şekil 6.16, 6.17 ve 6.18'de görüldüğü gibi analizleri yapılan üç farklı kum zemin için de $D=0,6$ m kazık çapında kazık uzunluğunun yatay yük yer değiştirme davranışına pek etkisinin olmadığı görülmektedir.

Gevşek kumda ise $D=0,80$ m için küçük yük seviyelerinde kazık boyunun etkisi çok küçük olmakta, $D=1,00$ m için ise bu etki yük şiddeti arttıkça daha fazla şekilde görülmektedir. Orta sıkı kumda ise $D=0,80$ m için yük-yer değiştirme davranışı $D=0,6$ m' ye benzer olarak kazık boyunun etkisi ihmal edilecek seviyelerde olmakta; $D=1,00$ ise küçük yüklerde etkisi çok az

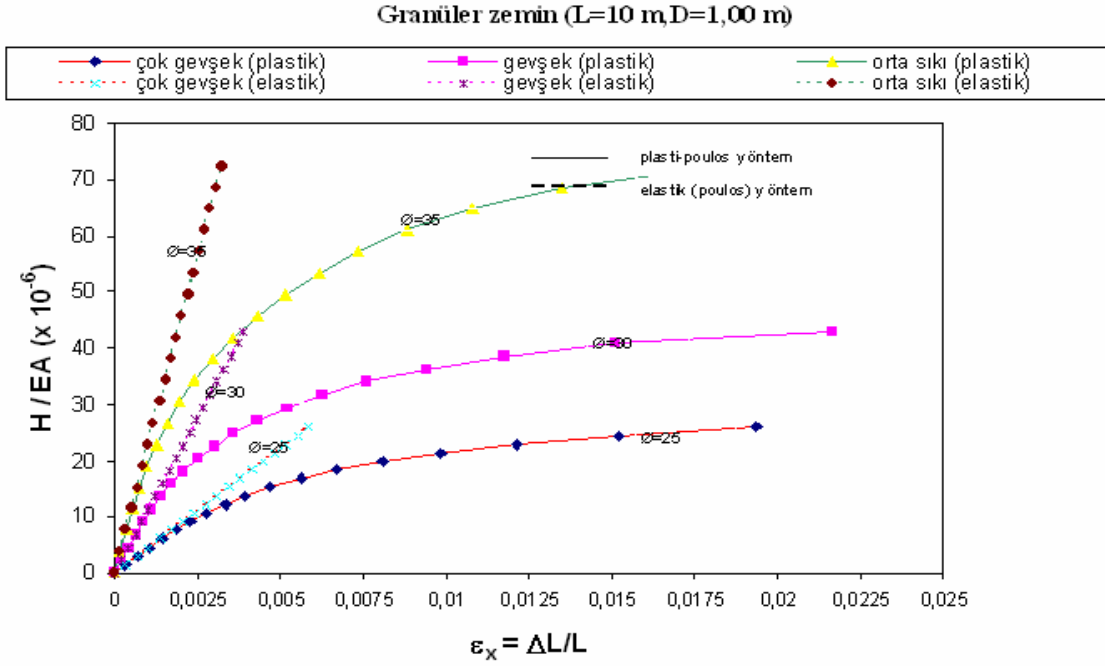
görülmemekte, büyük yüklerde ise uzunluğun etkisi artmaktadır.



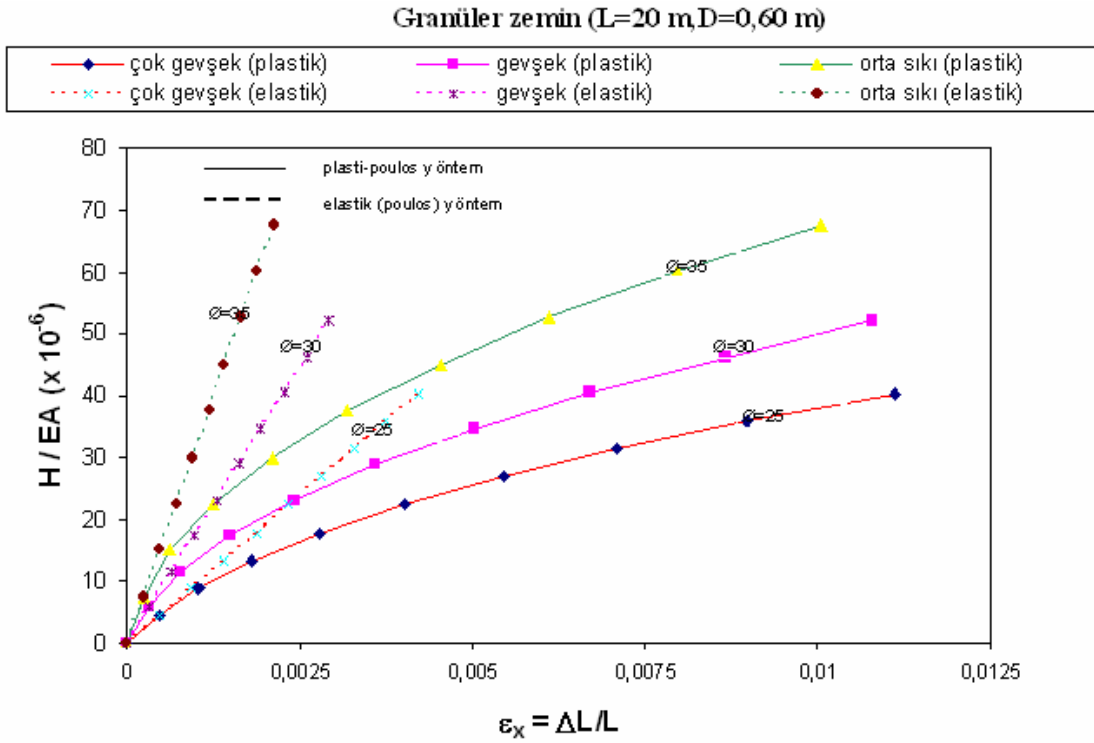
Şekil 6.10 Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10, D=0,60\text{ m}$)



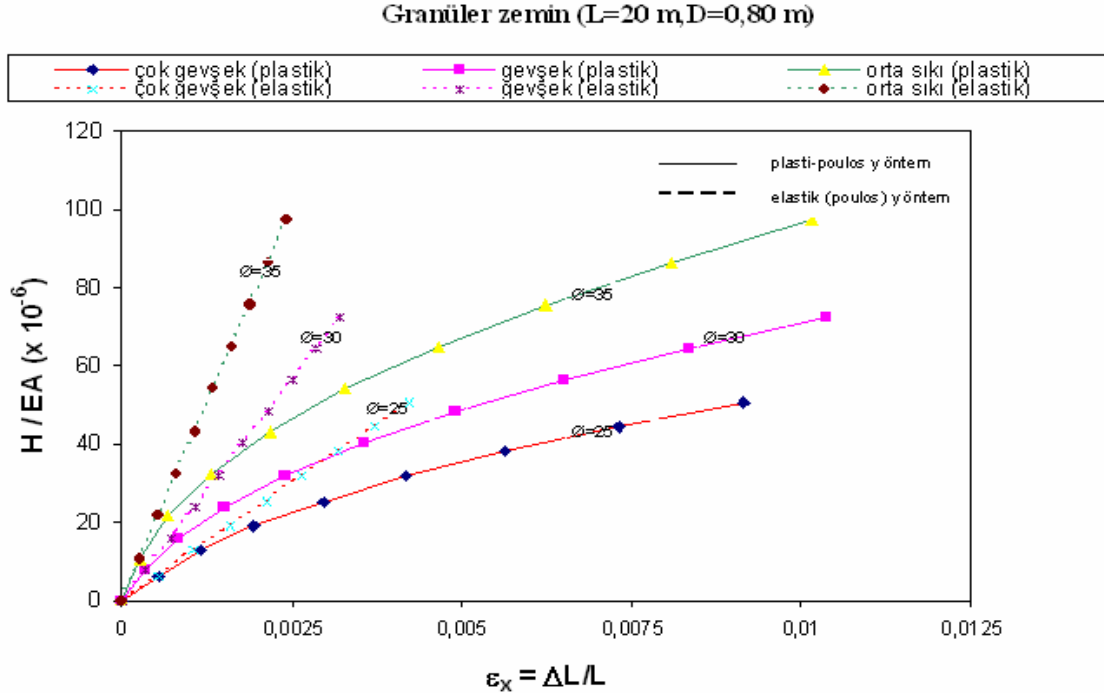
Şekil 6.11 Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10, D=0,80\text{ m}$)



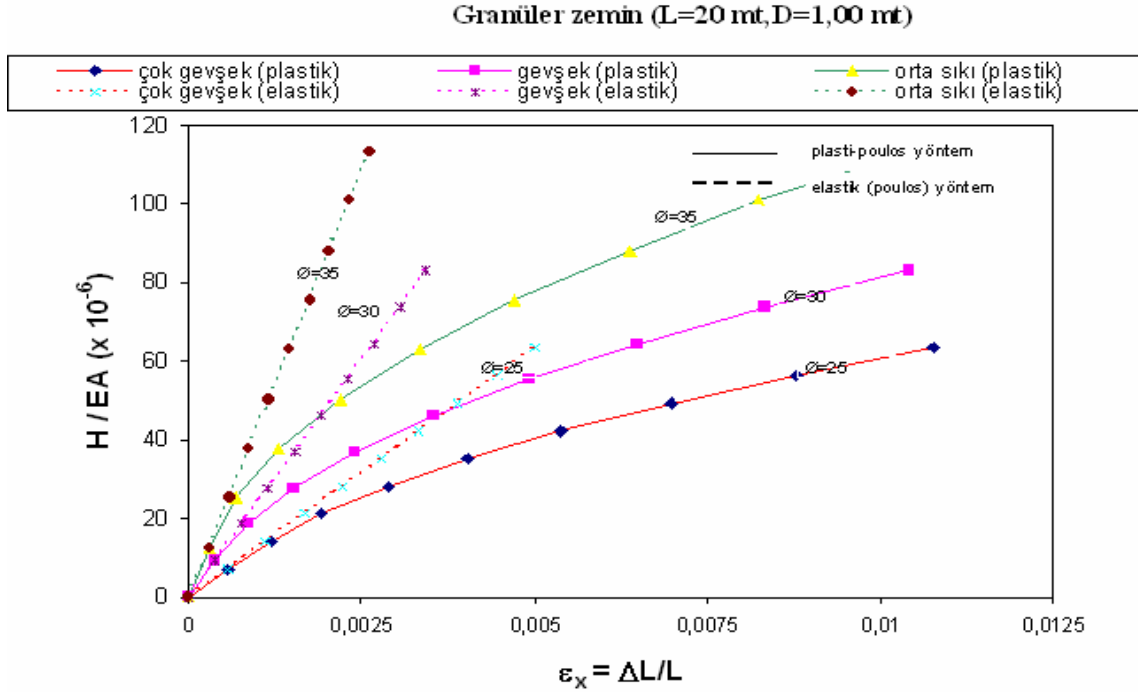
Şekil 6.12 Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=10, D=1,00$ m)



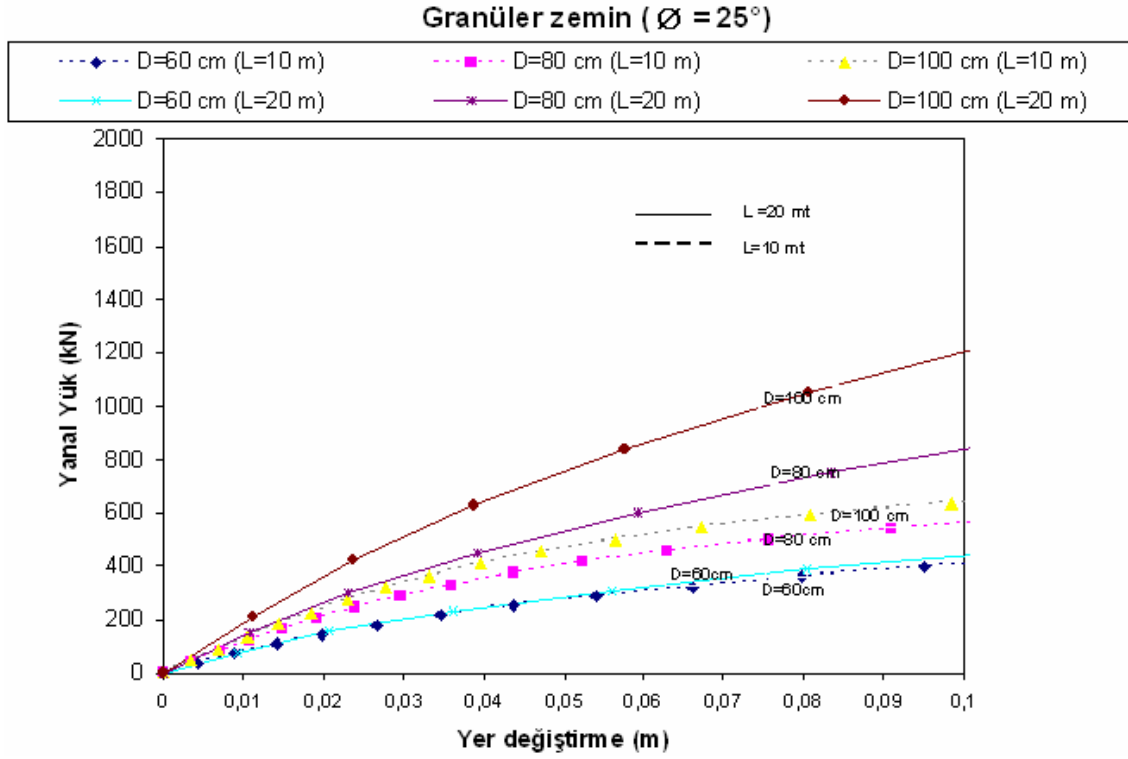
Şekil 6.13 Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20, D=0,60$ m)



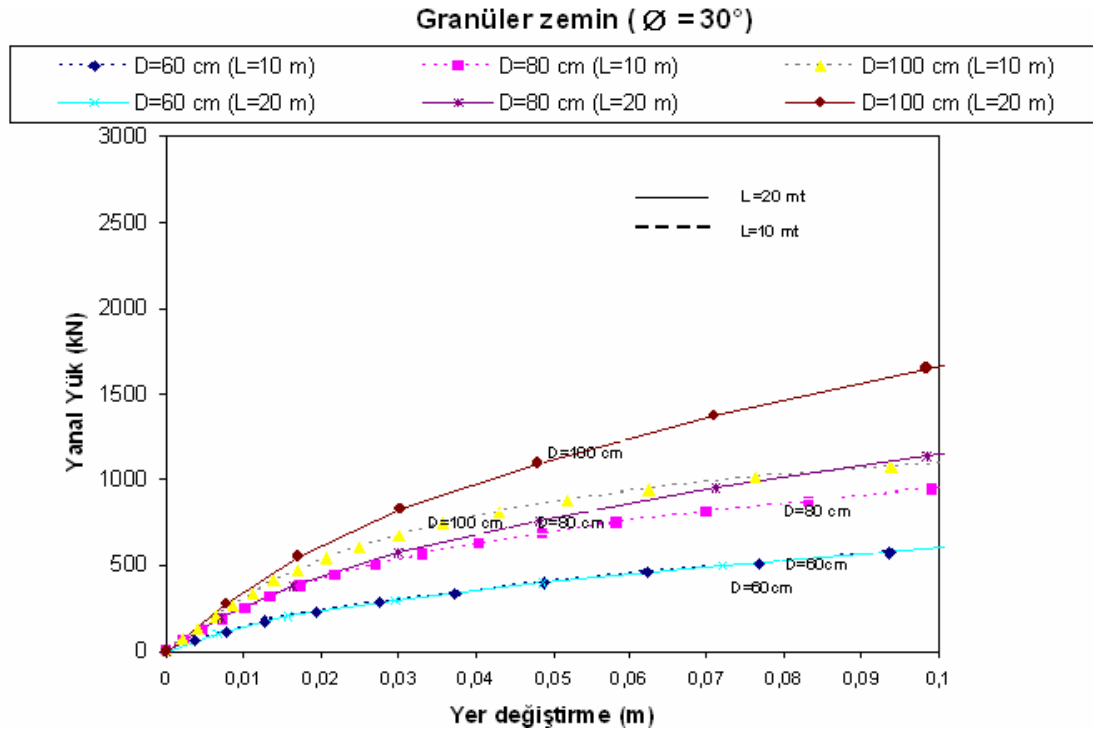
Şekil 6.14 Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20$, $D=0,80$ m)



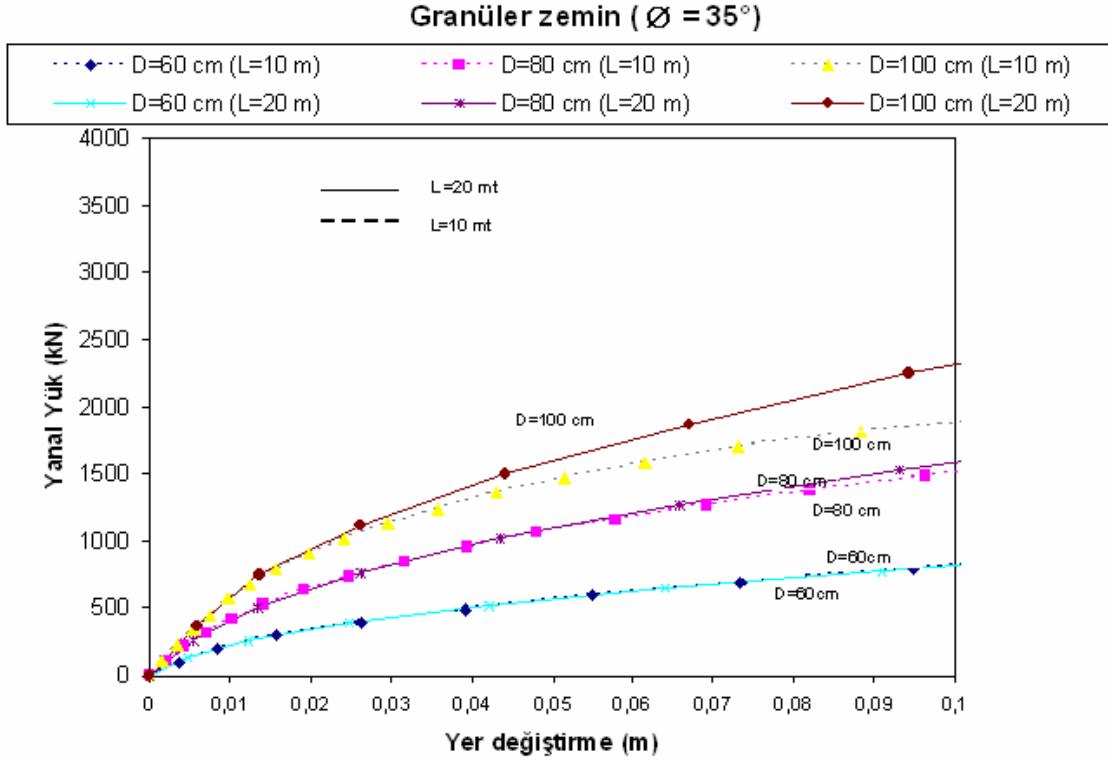
Şekil 6.15 Kohezyonsuz zeminde farklı kayma mukavemeti parametreleri için yanal yük deformasyon ilişkisi, ($L=20$, $D=0,80$ m)



Şekil 6.16 Çok gevşek kum zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri



Şekil 6.17 Gevşek kum zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri



Şekil 6.18 Orta sıkı kum zeminde kazık boyu ve çapının yatay yük–yer değiştirme eğrileri

6.5 Plastisitenin Etkisi

MPile programında, plastik davranışı dikkate alan Plasti-Poulos Modelle, elastik davranışı dikkate alan Poulos Modeli kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde karşılaştırarak plastisitenin kazık davranışına etkisi araştırılmıştır.

Şekil 6.1-6.6 ve 6.10- 6.15'e kadar olan eğrilerden görüldüğü gibi, düşük yük seviyelerinde plastik eğri elastik eğriye yakın değerler vererek lineer bir davranış göstermektedir. (Bu yük seviyelerinde plastik faktörün değeri yaklaşık bir ve bire yakın olmaktadır.) Büyük yük seviyelerinde ise plastik eğri elastik eğriden uzaklaşmakta ve kazık aynı yük altında plastik davranışı ile daha fazla deforme olmaktadır. (Plastik faktörün değeri bu yük seviyesinde birden büyük olmakta, yükün şiddeti arttıkça bu değer çok daha büyük değerlere ulaşmaktadır.) Zeminin rijitliği arttıkça plastik etki azalmaktadır. Aynı şekilde kazık çapı ve boyu arttıkça plastik faktörün değeri 1'e yaklaşmakta yani plastisitenin etkisi azalmaktadır.

7. YATAY YÜKLÜ KAZIK GRUPLARININ ANALİZİ

7.1 Giriş

Kazıklar genellikle grup şeklinde imal edilirler ve tek kazığın davranışından daha farklı bir yük deformasyon davranışı gösterirler. Grup kazık davranışına zemin ve kazık özelliklerinin yanında grubu oluşturan kazık sayısı, kazıkların yerleştirme biçimleri, kazıklar arası uzaklıklar ve kazık başlığının rijitliği ve zemin yüzeyi ile olan ilişkisi etkili olmaktadır.

Bu bölümde bu tez çalışmasının amacını oluşturan grup kazıkların davranışının nümerik analizlerle incelenmesi ve farklı analiz yöntemlerinin birbiri ile karşılaştırılması ele alınmıştır.

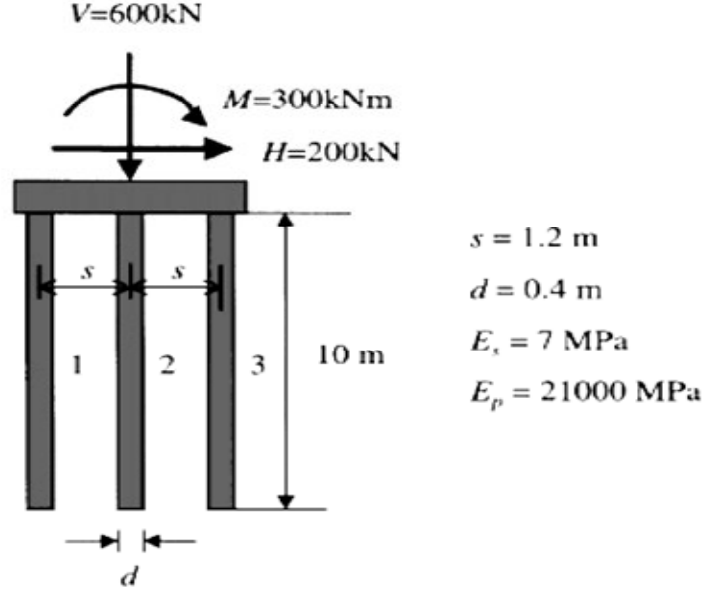
Bunun için MPile programı kullanılarak farklı grup kazık analiz yöntemleri ile kohezyonlu ve kohezyonsuz zemin ortamlarındaki 3x3 bir kazık grubunun yanal yüklemeler altındaki analizleri yapılmıştır. Bu analizler kullanılan yöntemler Cap Interaction Model, Cap Soil Interaction Model ve Plasti Poulos Modeller olup bunlara ait ayrıntılı bilgiler Bölüm 5’de sunulmuştur.

Yanal yüklü kazık gruplarında, grup etkisinin (kazık-zemin-kazık etkileşimi) farklı analiz yöntemleri ile incelemek için ilk olarak, kullanılan MPile programının doğrulanması Şekil 7.1’de verilen kazık grubu için yapılmıştır. Bu örnek Xu ve Poulos (1980) tarafından Mpile’a benzer farklı yazılımlar ile incelenmiştir.

Daha sonra kazık aralıkları ve sayısının farklı zemin ortamlarında ve farklı kazık özelliklerindeki yatay yük- yer değiştirme davranışına olan etkisi araştırılmıştır. Bu incelemelerde Poulos’un Plastik yöntemi kullanılmış ve s/D oranının kazık grubunun yatay yük-yer değiştirme davranışına olan belirleyici etkisi gözlenmiştir.

7.2 MPile Programı İçin Doğrulama

Grup kazıkların nümerik analizlerinde kullanılmak için tercih edilen MPile programının doğruluğunun kanıtlanması elde edilecek sonuçların doğru yorumlanması için gereklidir. Bu sebeple MPile programı ile Xu ve Poulos (2000) tarafından Şekil 7.1’de görüldüğü gibi yanal yükü eksenel yük ve moment etkisindeki üçlü bir kazık grubu çözülerek, GEPAN (Xu ve Poulos,2000), Piglet (Randolph,1980) ve DEFPIG (Poulos,1990) programlarının sonuçları ve Poulos ve Davis (1980)’in elastik ortam analizi ile karşılaştırmıştır. MPile ile GEPAN (Xu ve Poulos,2000), Piglet (Randolph,1980) ve DEFPIG (Poulos,1990) programları ve Poulos ve Davis (1980)’den elde edilen sonuçlar Tablo 7.1’ de verilmiştir.



Şekil 7.1 Yöntemlerin karşılaştırmasında göz önüne alınan kazık grubu

Şekil 7.1’de,

s = kazık aralığı

d = kazık çapı

E_s = zemin elastisite modülü

E_p = Kazık malzemesinin elastisite modülüdür.

Çizelge 7.1 Xu ve Poulos (2000) tarafından çalışmanın MPile ile karşılaştırması

	Elastik Ortam Analizi (1980)	DEFPIG (Poulos,1990)	PIGLET (Randolph,1980)	GEPAN (Xu ve Poulos,2000)	MPILE
V_1 (kN)	50,5	55,8	55,7	54	55,9
V_2 (kN)	163,4	155,1	155	156	155,8
V_3 (kN)	386,1	389,1	389,3	390	388,3
H_1 (kN)	75,9	72	80,4	73,7	80,4
H_2 (kN)	48,2	56	39,3	50,9	39,2
H_3 (kN)	75,9	72	80,4	75,4	80,4
$-M_1$ (kNm)	39,6	35,8	42	38,5	41,5
$-M_2$ (kNm)	23,5	28,5	16,3	26,1	15,8
$-M_3$ (kNm)	39,6	35,8	42	38,6	41,5
ρ_h (mm)	11,8	11,6	11,4	10,5	11,4
θ (rad)	2,48	2,42	2,42	2,41	2,45

ρ_h ve θ yatay yer değiştirme ve dönmeyi, V,H ve M ise alt indisler kazık numarasını göstermekle birlikte sırasıyla kazıkta oluşan eksenel, yanal ve moment değerleridir.

MPile ve diğer uç programın sonuçları arasındaki bağıl fark Tablo 7.2’de sunulmuştur. Tablo 7.2’de görüldüğü gibi MPile’in sonuçları PIGLET’e daha yakın görülmektedir.

Çizelge 7.2 MPile ve diğer metotlar arasındaki bağıl farklar (%)

	Elastik Ortam Analizi (1980)	DEFPIG (Poulos,1990)	PIGLET (Randolph,1980)	GEPAN (Xu ve Poulos,2000)
V_1 (kN)	0,18	0,18	0,358	3,40
V_2 (kN)	0,45	0,45	0,513	0,13
V_3 (kN)	0,21	0,21	0,258	0,44
H_1 (kN)	11,67	10,45	0,000	8,33
H_2 (kN)	30,00	42,86	0,255	29,85
H_3 (kN)	11,67	10,45	0,000	6,22
$-M_1$ (kNm)	15,92	13,73	1,205	7,23
$-M_2$ (kNm)	44,56	80,38	3,165	65,19
$-M_3$ (kNm)	15,92	13,73	1,205	6,99
ρ_h (mm)	1,72	1,75	0,000	7,89
θ (rad)	1,24	1,22	1,224	1,63

Yatay yüklenmiş bir kazık grubunun MPile’de yer alan uç farklı hesap modeli kullanılarak karşılaştırılmış ve kazık-zemin-kazık etkileşiminin kazık davranışa etkisi araştırılmıştır.

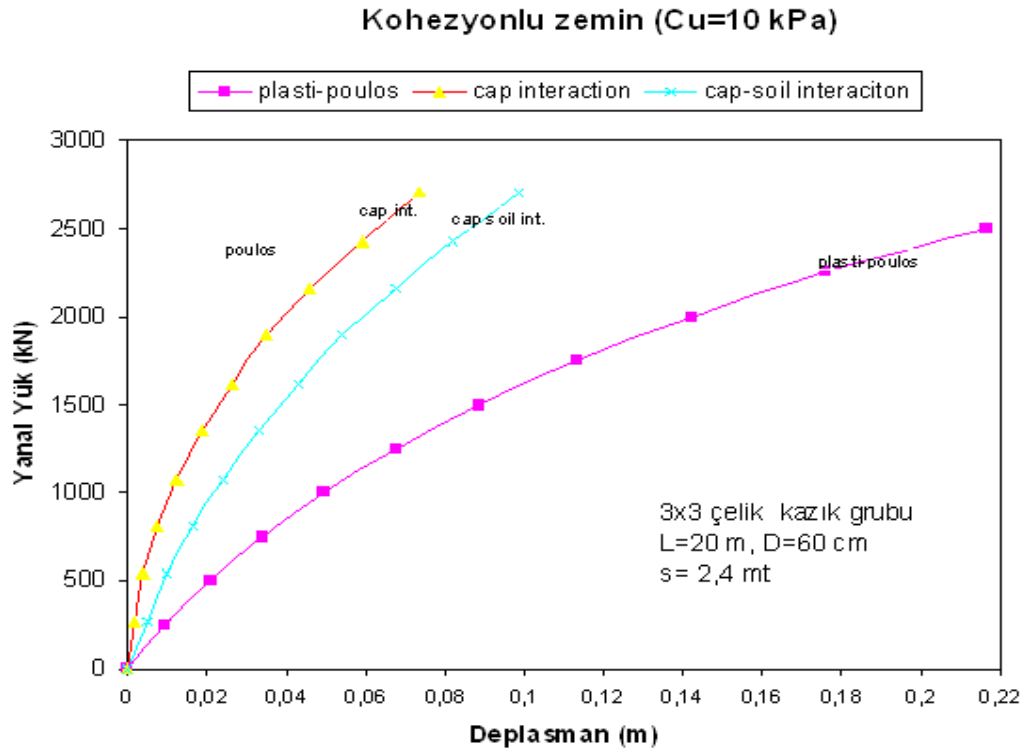
Analizlerde Poulos’un plastik davranışını dikkate alan Plasti-Poulos Model, p-y eğrilerini kullanan Cap Model ve Cap Soil Interaction Model kullanılmıştır. Cap Soil Interaction Modelde, Cap Modelden ayrı olarak kazık-zemin kazık etkileşimi hesaba katılmaktadır. Burada bu analizlerin hesap kabulleri ile ilgili bilgiler bölüm 5’ de anlatılmaktadır. Cap model haricinde diğer modeller zemin yoluyla kazıkların etkileşimini dikkate almaktadır.

Analizlerde kazıklar arası mesafe 2,4 m olan 3x3 kazık grubunun davranışı incelenmiştir. Kazıkların apları $D=0,60$ m ve boyları $L=20$ m olan elik kazıklar seçilmiş ve kazıklar tutulu başlı kabul edilmiştir. Kazıkların elastisite modülleri sabit ve $E_p = 2 \times 10^8$ kN/m² dir.

Analizlerde kohezyonlu ve kohezyonsuz zemindeki kazıkların davranışı incelenmiş, çok yumuşak kil ve gevşek kumdaki durumlar dikkate alınmıştır. Çok yumuşak kil ve gevşek kuma ait zemin parametreleri Tablo 6.1 ve 6.2’ den alınmıştır.

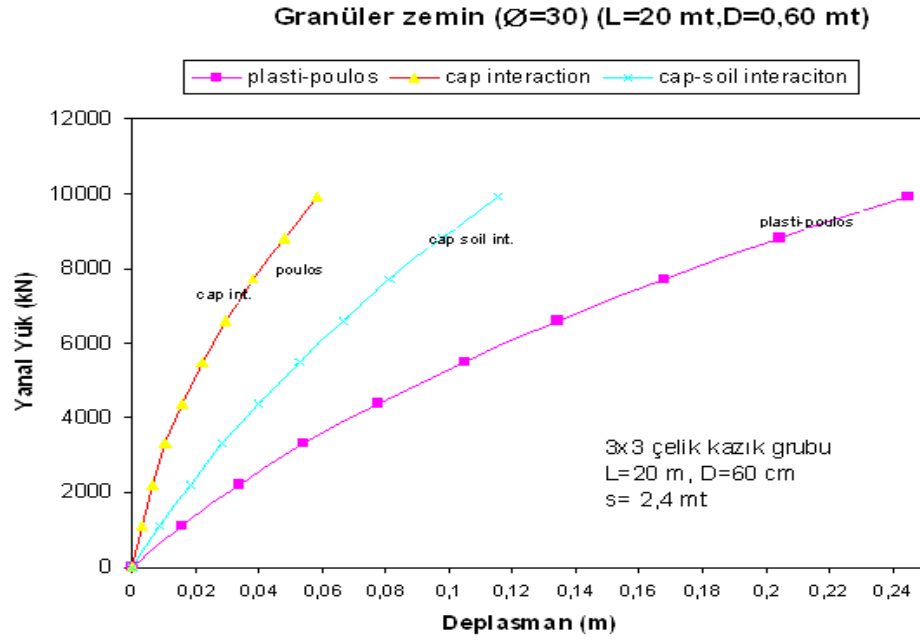
Kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde uç farklı model için kazık başında yatay yük yer değiştirme eğrisi şekil7.2 ve 7.3’de gösterilmektedir. Burada Cap model kazık-zemin-kazık

etkileşimini dikkate almadığından en rijit kazık davranışı bu modelde görülmektedir. Cap Soil Interaction Model, zemin etkileşimini hesaba dahil ettiğinden Cap Modele göre daha esnek davranış göstermektedir. Plasti-Poulos Model’de ise diğer iki modele göre kazık başı yer değiştirmeler çok daha fazla hesaplamaktadır. Bunun sebebi Plasti-Poulos model de zeminin elastisite modülünü zemin özelliklerine göre hesaplanmaktadır. Çok yumuşak kil zeminin elastisite modülünü 2090 kN/m^2 , gevşek kum için ise 6384 kN/m^2 olarak hesaplamaktadır. Cap Soil Interaction Model de zemin etkileşimini hesaplamak için DAS (1941) tarafından önerilen değerlerden alınan çok yumuşak killi zemine ait değer 5000 kN/m^2 , gevşek kumda ise 15000 kN/m^2 alınmıştır.

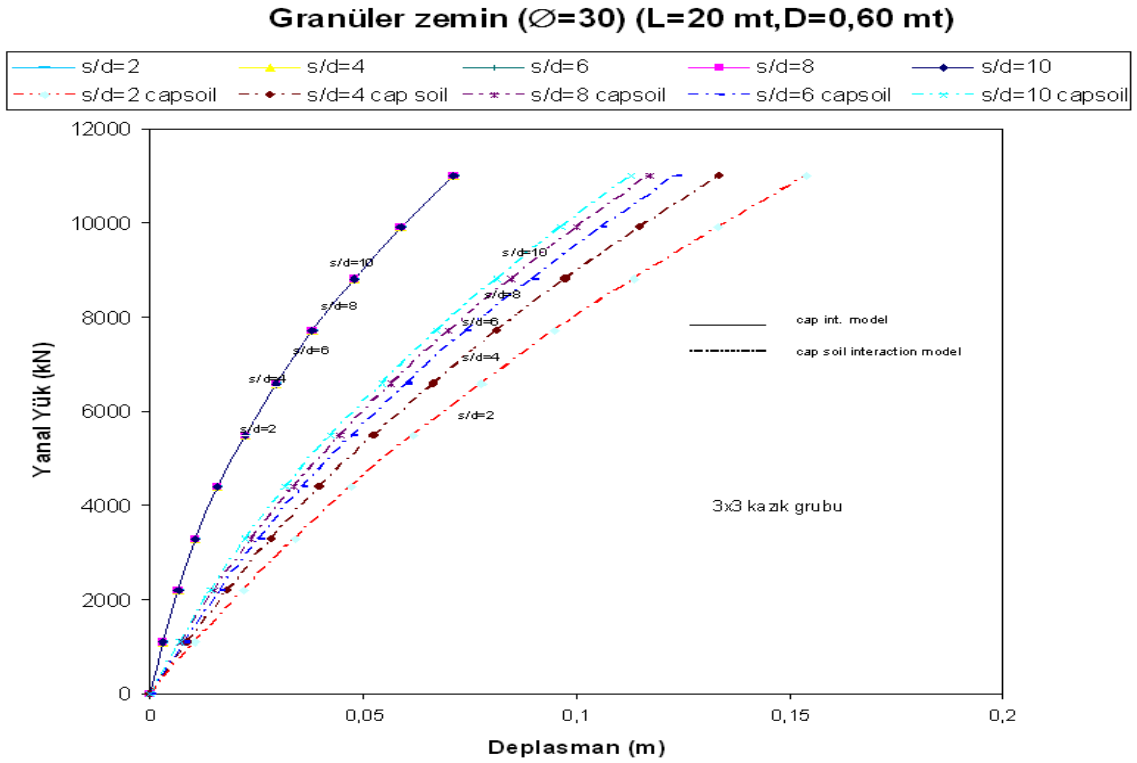


Şekil 7.2 Kohezyonlu zeminde üç farklı çözüm metodunun karşılaştırılması

Şekil 7.4’de gevşek kumda 3x3 kare kazık grubunun yatay yük- yer değiştirme eğrilerinin s/D ’ye bağlı değişimi gösterilmektedir. Analizlerde Cap Model ve Cap Soil Interaction Model kullanılmıştır. Cap Soil Interaction Model kullanılarak elde edilen eğrilerden yukarıdaki bölümde bahsedildiği gibi kazıklar birbirine yaklaştıkça aynı yük altında kazığın yapacağı yer değiştirmenin de arttığı görülmektedir. Cap Model de ise kazık-zemin-kazık etkileşimini dikkate alınmadığından yer değiştirme s/D oranından etkilenmemektedir.



Şekil 7.3 Kohezyonsuz zeminde üç farklı çözüm metodunun karşılaştırılması



Şekil 7.4 Kohezyonsuz zeminde 3x3 kazık grubunda yatay yük-deplasman eğrisi

7.3 Yatay Yüklü Kare Kazık Grupları

Yatay yük etkisindeki 2x2 ve 3x3 kare kazık gruplarının davranışına farklı zemin ve kazık çaplarında kazık sayısının ve kazıklar arası mesafenin etkisi incelenmiştir. Ayrıca zemin ve kazık çapının yatay yük etkisindeki kare kazık grubunun davranışına etkisi araştırılmıştır.

Bu bölümde, tek kazıklar için yapılan analizlerde olduğu gibi kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminler için analizler iki gruba ayrılarak incelenmiştir. Kohezyonlu zeminler için çok yumuşak ve orta katı kil, kohezyonsuz zeminler için ise gevşek ve orta sıkı kumlar dikkate alınmıştır. Yeraltı su seviyesi zemin yüzeyinde kabul edilmiştir. Bu zemin türleri için kullanılan parametreler DAS (1941) tarafından önerilen değerlerden seçilmiştir.

Analizlerde kazıklar tutulu başlı kabul edilmiş, kazık malzemesi olarak elastisite modülü $E_p = 2 \times 10^8 \text{ kN/m}^2$ ve uzunluğu 20 metre olan çelik kazık kullanılmıştır. Kazık çapı $D = 600$ ve 800 mm için kazık davranışları incelenmiş ve çap ve et kalığine göre değişen kazık özellikleri Tablo 6.3'den alınmıştır.

Yatay yüklü kare kazık gruplarının analizlerinde yer değiştirme kriteri gözetilerek yatay nihai taşıma gücüne ulaşılmıştır. Kazık başlığının yatay birim şekil değiştirme ε , %0,25'ine ulaştığındaki yatay yükü, nihai yatay taşıma gücü kabul edilmiştir.

$$\varepsilon = \frac{\Delta L}{L} \quad (7.1)$$

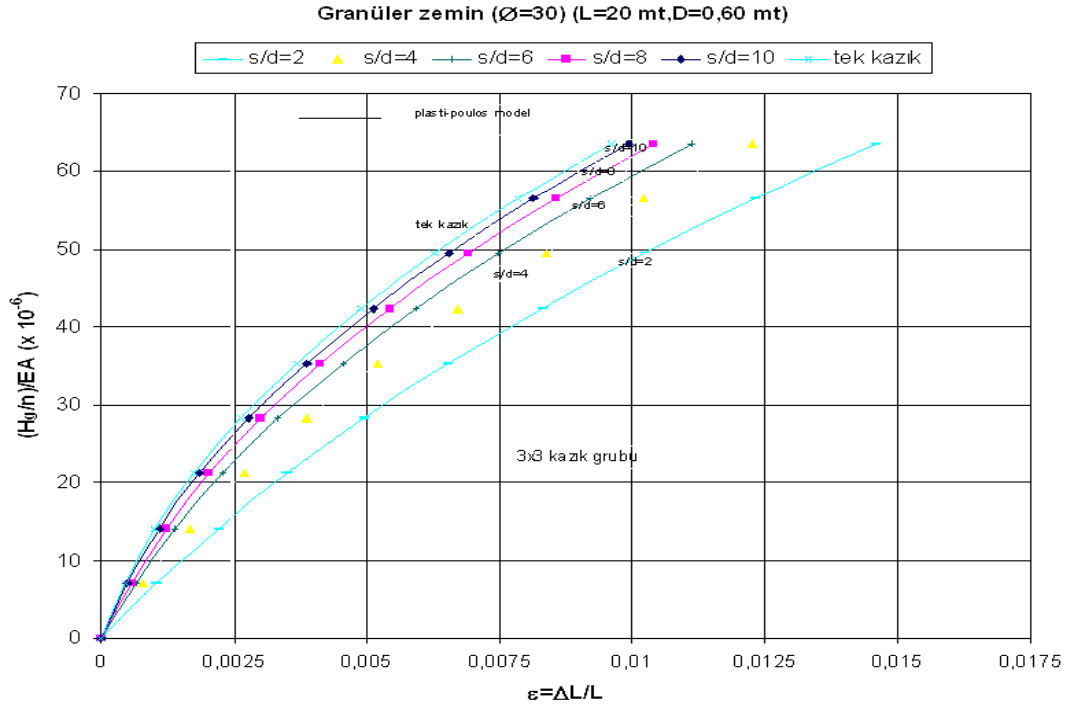
Burada ΔL kazık başının yatay yer değiştirmesini, L ise kazık boyunu göstermektedir.

Analizlerde, tek kazık ile grup kazığın davranışını karşılaştırmak için kazık grubuna gelen toplam yük kazık sayısına bölünerek bir kazığa gelen ortalama yatay yük (H_g/n) hesaplanmış ve bu ortalama yatay yük kazık kesit alanı ve elastisite modülüne bölünüp birimsiz bir değer olan $(H_g/n)/EA$ elde edilmiştir. $(H_g/n)/EA - \varepsilon$ eğrilerine göre grup kazık-tek kazık davranışları incelenmiştir.

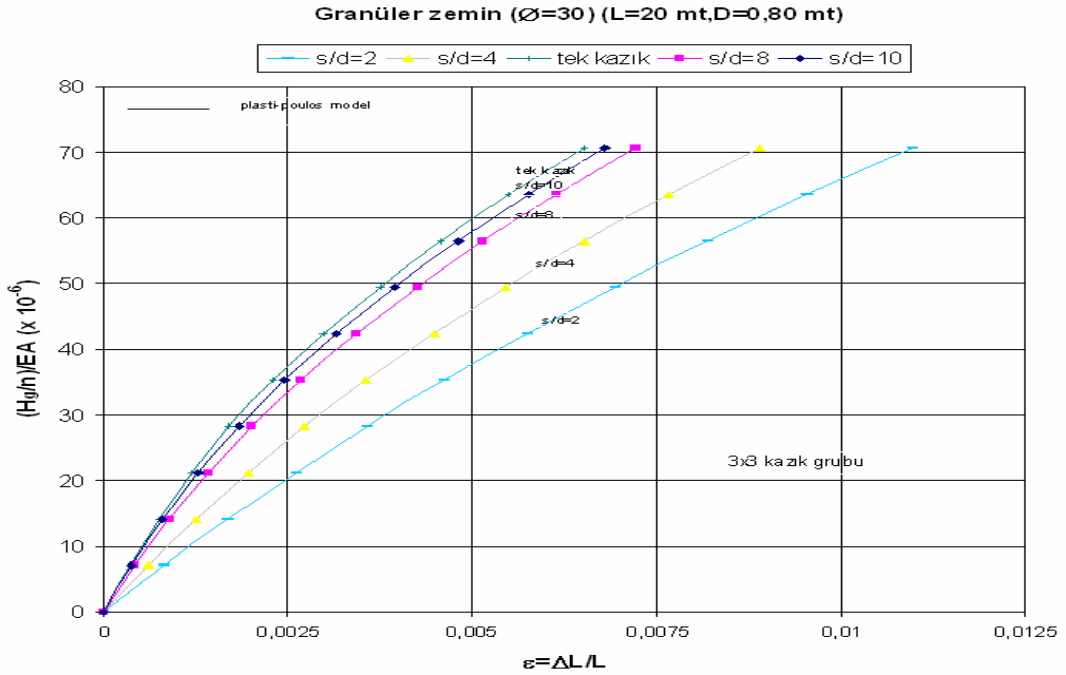
7.3.1 Kohezyonsuz Zeminlerde Yapılan Analizler

Kohezyonsuz zeminlerde, kare kazık grubu ve tek kazık için $(H_g/n)/EA - \varepsilon$ eğrileri Şekil 7.5,7.6,7.7,7.8,7.9,7.10,7.11,7.12'de gösterilmektedir. Analizlerde, 600 mm ve 800 mm kazık çapları ve farklı s/D ara mesafeleri için 2x2 ve 3x3 kare kazık grupları kullanılmıştır. Kazıklar tutulu başlı çelik kazık kabul edilmiştir. Bu analizlerde Plasti-Poulos Model'den elde edilen sonuçlar değerlendirilmiştir. Burada s , merkezden merkeze kazıklar arası mesafeyi, D ise

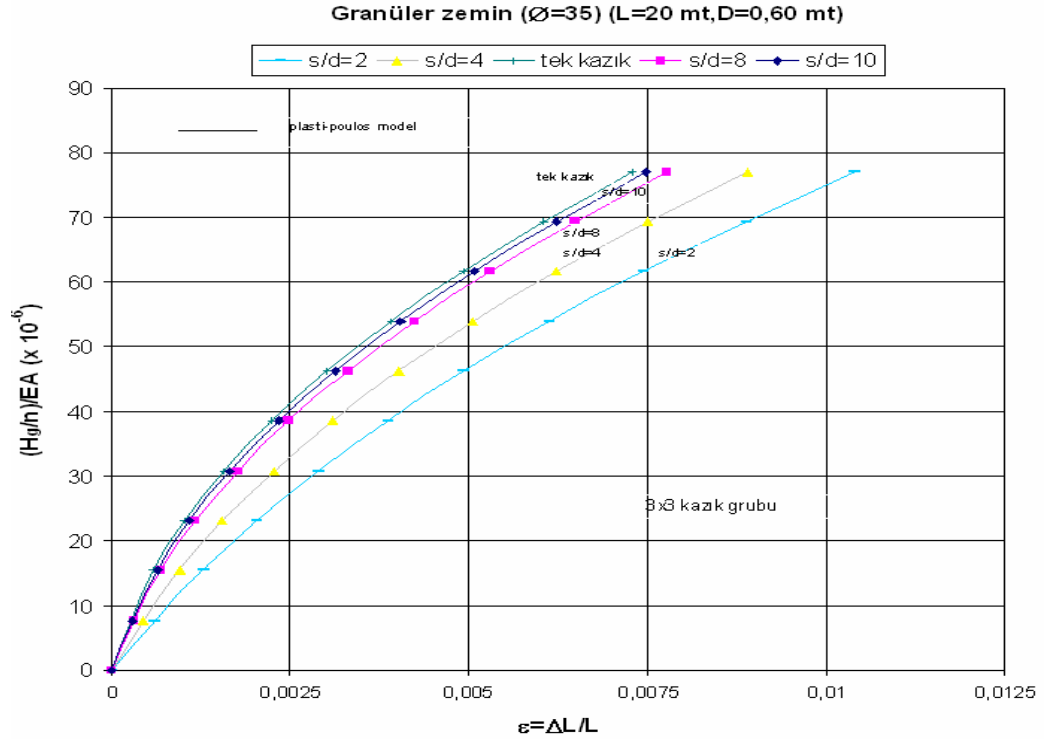
kazık çapını göstermektedir.



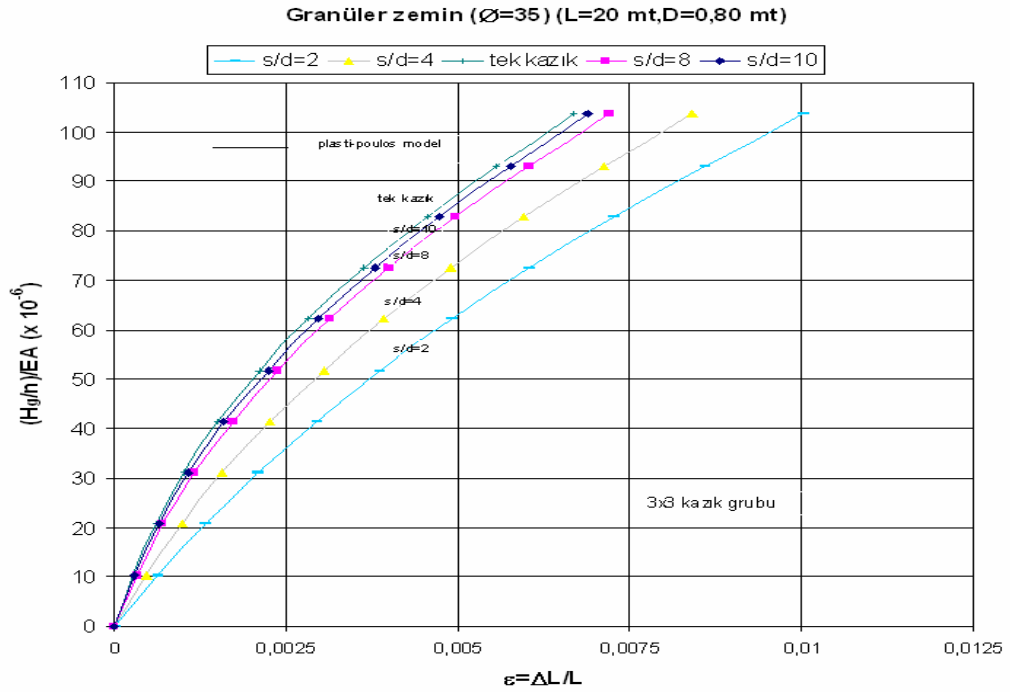
Şekil 7.5 3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Gevşek kum, $D=0,6m$)



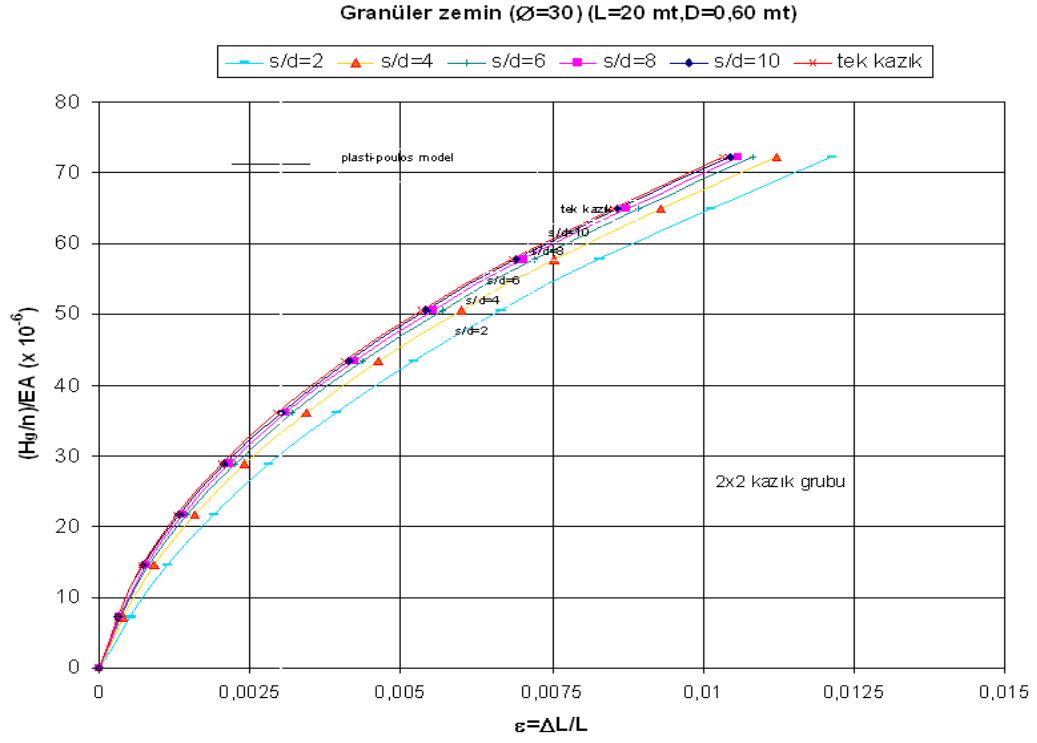
Şekil 7.6 3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Gevşek kum, $D=0,8m$)



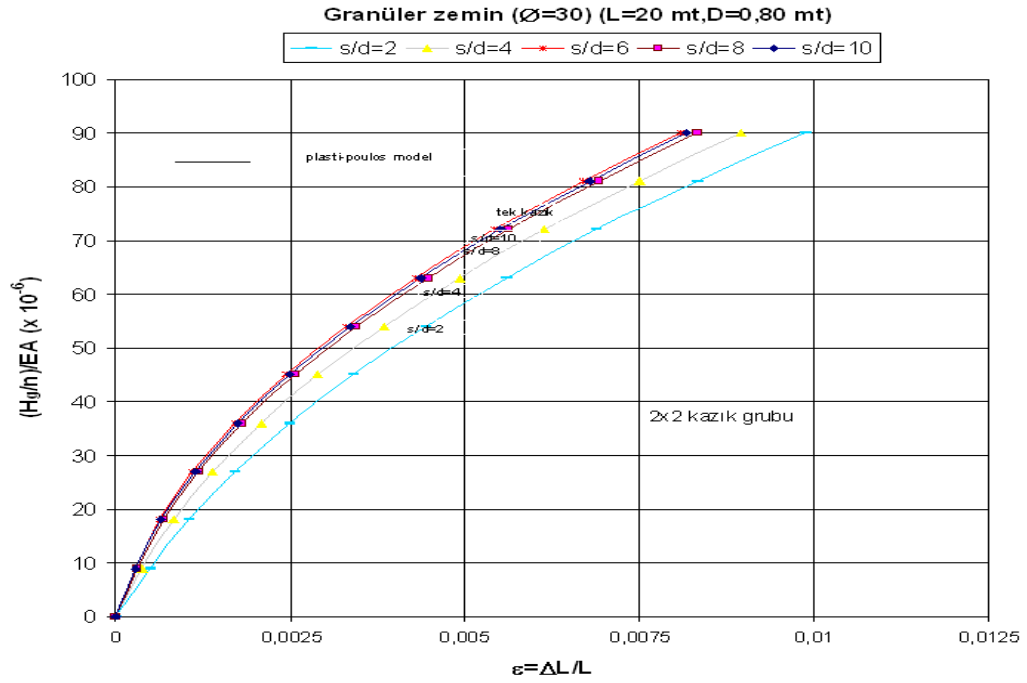
Şekil 7.7 3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta sıkı kum, $D=0,6m$)



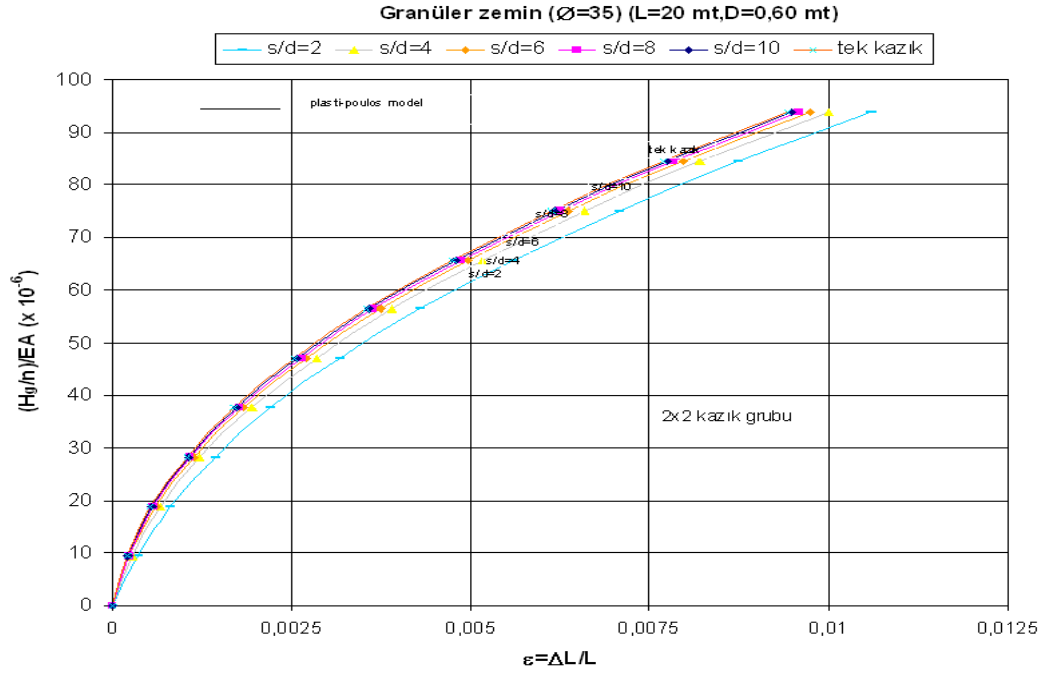
Şekil 7.8 3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta sıkı kum, $D=0,8m$)



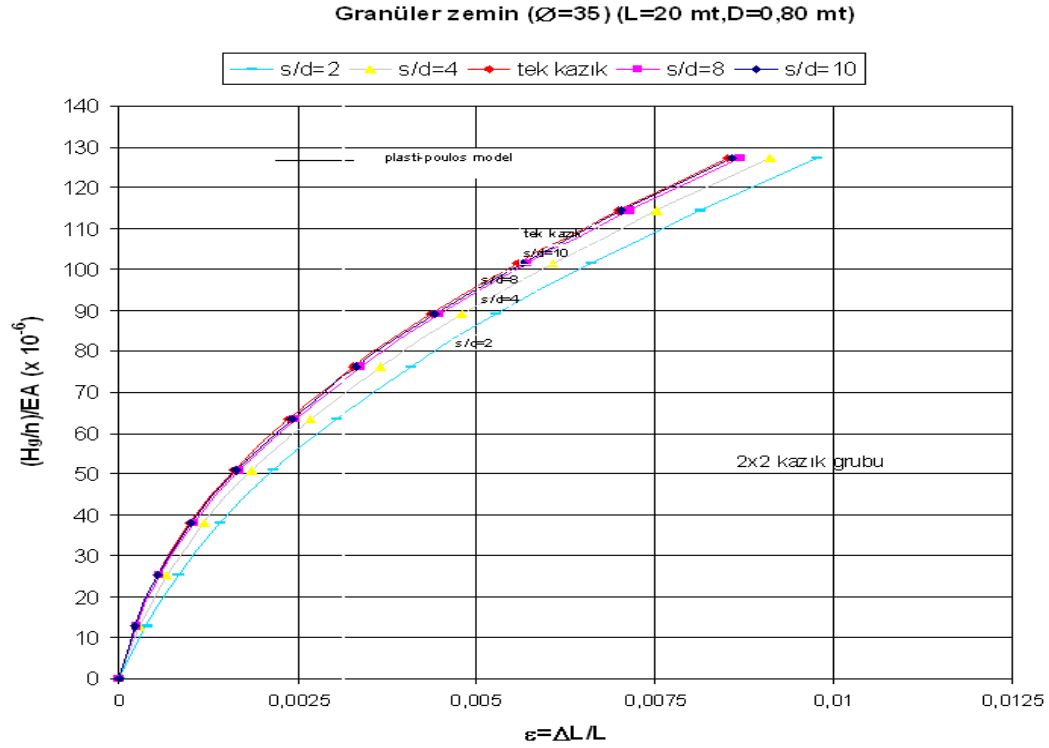
Şekil 7.9 2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Gevşek kum, $D=0,6m$)



Şekil 7.10 2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Gevşek kum, $D=0,8m$)



Şekil 7.11 2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta sıkı kum, $D=0,6m$)

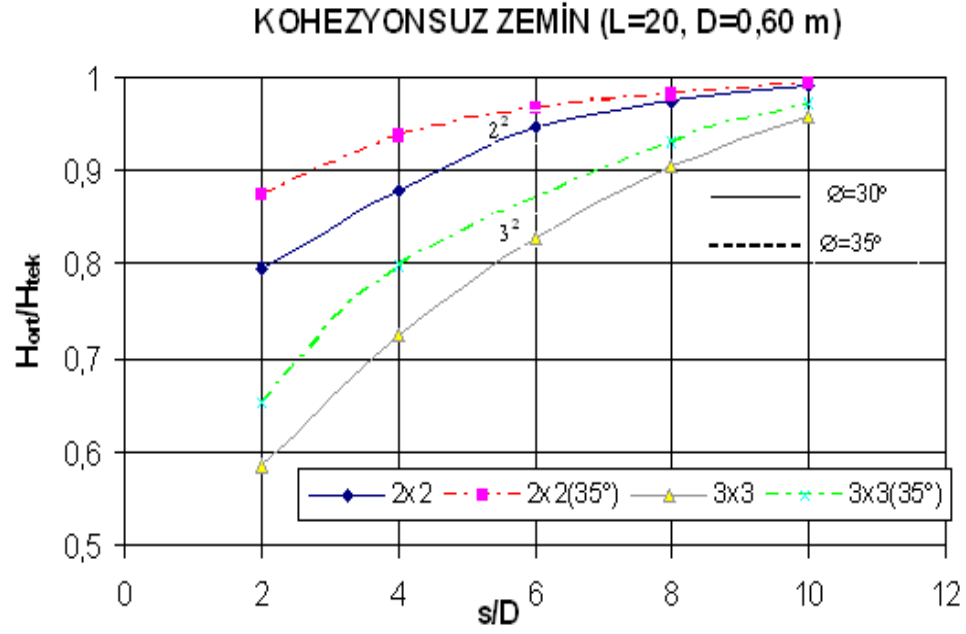


Şekil 7.12 2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta sıkı kum, $D=0,8m$)

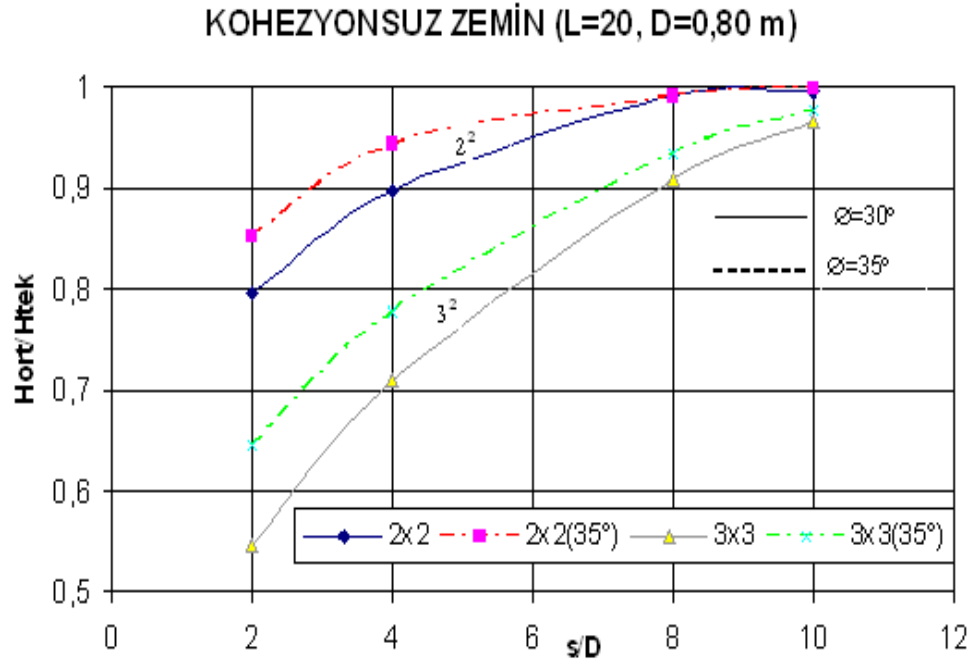
Şekil 7.13 ve 7.14’ de gruptaki tek kazığa gelen ortalama yükün, tek kazığa gelen yüke oranının (H_{ort}/H_{tek}), s/D ve kazık sayısına bağlı olarak farklı zemin parametrelerindeki değişimi gösterilmektedir. Şekil 7.5,7.6,7.7,7.8,7.9,7.10,7.11 ve 7.12’de gösterilen eğrilerden izin verilebilir yatay birim deformasyon olarak belirlenen %0,25’e karşılık gelen grubun ve tek kazığın yatay son taşıma yükleri bulunmuştur. Sonra grup için bulunan bu değer kazık sayısına bölünerek bir kazığın ortalama son yatay taşıma gücü elde edilmiştir.

Şekil 7.13 ve 7.14’de görüldüğü gibi grup içerisindeki bir kazığın yapacağı yer değiştirme komşu kazıkların yer değiştirmesine ek bir etki doğurduğundan grup için yer değiştirme tek bir kazığa göre daha fazla olmaktadır. Kazıklar arası mesafe olan s/D oranı arttıkça kazıkların birbirine etkisi düşeceğinden yer değiştirmelerin azaldığı ve tek kazık davranışına yaklaştığı görülmektedir. Kazık sayısı arttıkça bahsedilen etkileşim artmaktadır. Gruptaki kazık sayısı arttıkça kazıklar arası etkileşimde artmaktadır. 2x2 kazık grubu için H_{ort}/H_{tek} oranı 3x3’e göre daha büyüktür. Ayrıca s/D oranı arttıkça H_{ort}/H_{tek} oranı bire yaklaşmakta yani kazıklar arası etkileşim azalmaktadır. Zeminin rijitliği de H_{ort}/H_{tek} oranını etkilemektedir.

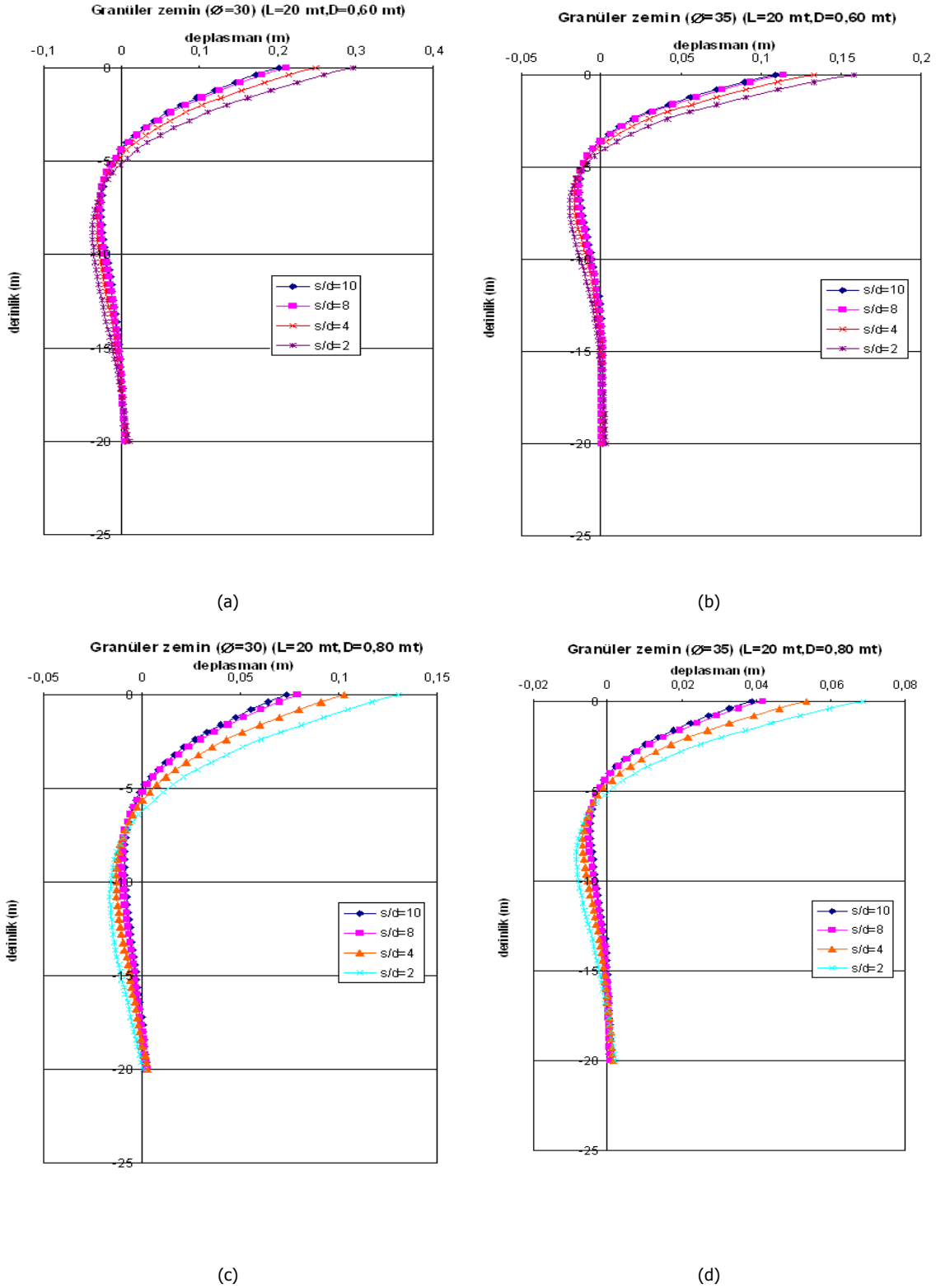
Son olarak gevşek ve orta sıkı kumda farklı kazık çaplarında kazıklar arası mesafenin derinlik boyunca oluşan yer değiştirme ve eğilme momenti üzerinde etkisi incelenmiştir. Şekil 7.15 ve 7.16 da yatay yük etkisindeki 3x3 kazık grubunda köşe kazıkların sırasıyla yatay deplasman-derinlik ve eğilme momenti (M_x)-derinlik eğrileri gösterilmektedir. Şekil 7.15 ve 7.16’da gösterilen 4 farklı durum için aynı yatay yük ($H_G = 10000$ kN) uygulanmış olup analizler için Plasti-Poulos Model kullanılmıştır. Kazıklar tutulu başlı kabul edilmiştir. Şekil 7.15 ve 7.16’da s/D oranı azaldıkça derinlik boyunca kazığın yaptığı yer değiştirme ve eğilme momentinin arttığı ve $s/D=8$ ve $s/D=10$ eğrilerinin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Yine tek kazıklarda anlatıldığı gibi zemin rijitliği arttıkça kazığı yaptığı yer değiştirme ve oluşan eğilme momenti azalmaktadır.



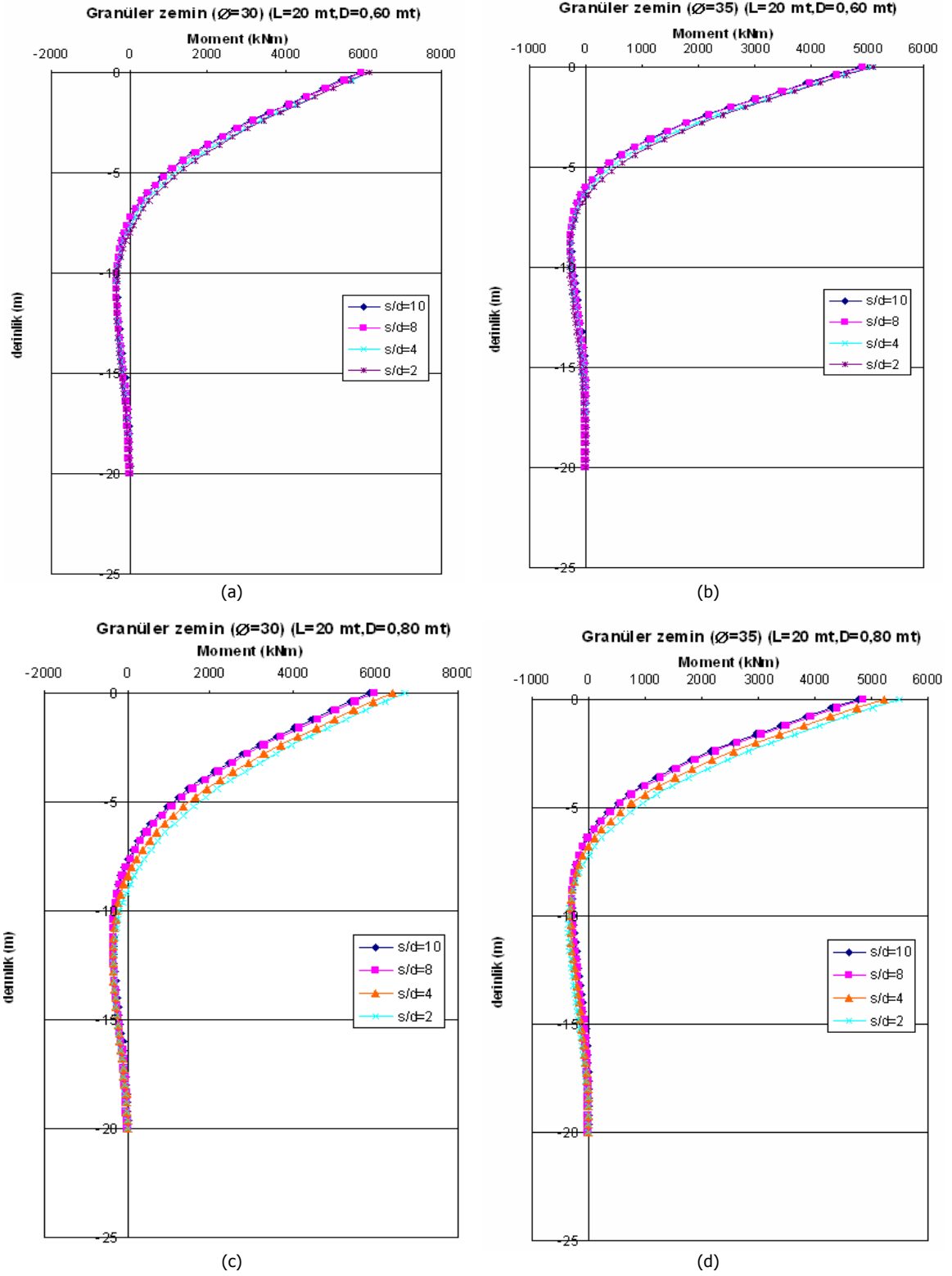
Şekil 7.13 s/D ve kazık sayısına bağlı olarak H_{ort}/H_{tek} 'in değişimi ($D=0,60$ m için)



Şekil 7.14 s/D ve kazık sayısına bağlı olarak H_{ort}/H_{tek} 'in değişimi ($D=0,60$ m için)



Şekil 7.15 Kohezyonsuz zeminde köşe kazıklarda farklı kazık aralığı ve çapına göre yer değiştirmenin derinlikle değişimi, a) $\phi=30, D=0,60$, b) $\phi=35, D=0,60$, c) $\phi=30, D=0,80$, d) $\phi=35, D=0,80$



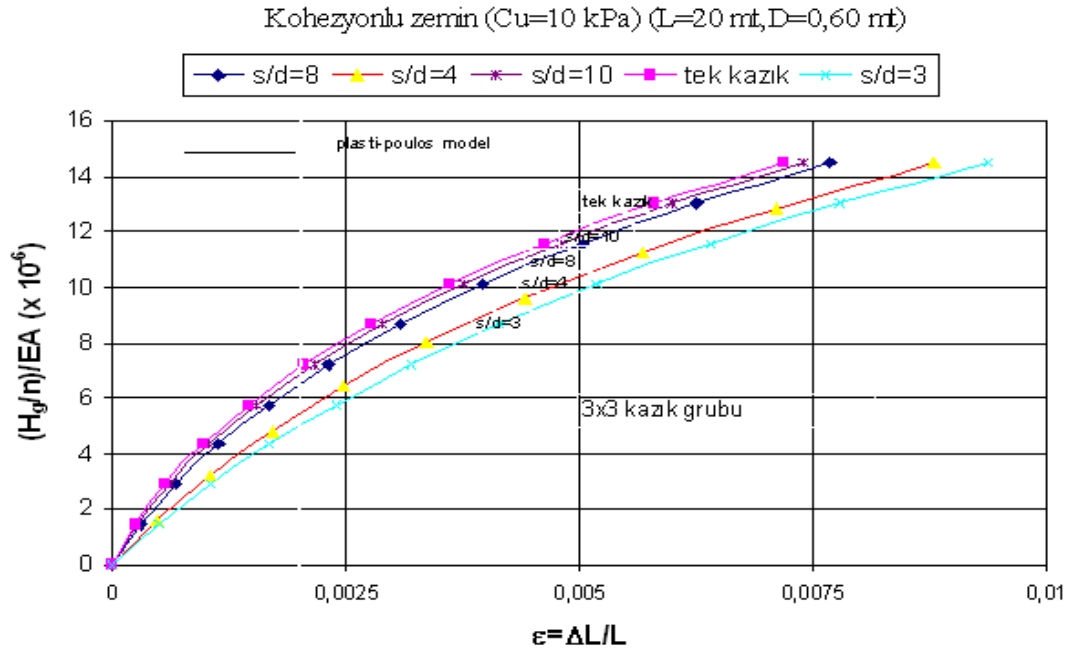
Şekil 7.16 Kohezyonsuz zeminde köşe kazıklarda farklı kazık aralığı ve çapına göre eğilme momentinin (M_x) derinlikle değişimi, a) $\phi=30, D=0,60$, b) $\phi=35, D=0,60$, c) $\phi=30, D=0,80$, d) $\phi=35, D=0,80$

7.3.2 Kohezyonlu Zeminlerde Yapılan Analizler

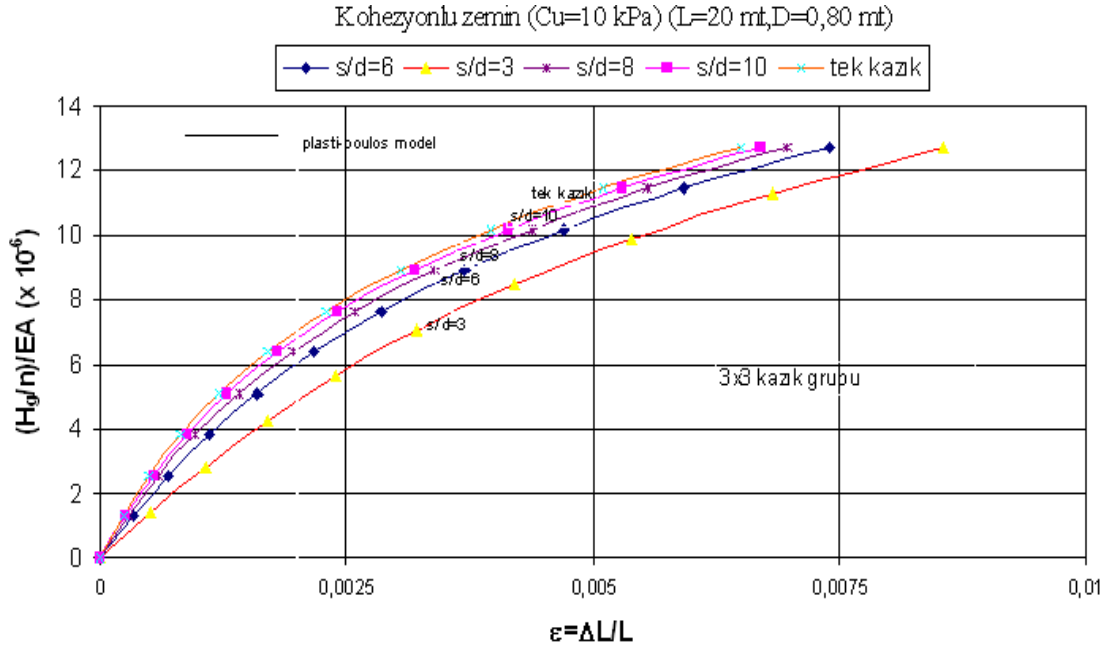
MPile programıyla yapılan analizlerde kohezyonlu zeminler için de çalışmalar yapılmıştır. Çok yumuşak ve orta katı kil zeminlerde, kare kazık grubu ve tek kazık için $(H_g/n)/EA - \epsilon$ eğrileri Şekil 7.17,7.18,7.19,7.20,7.21,7.22,7.23 ve 7.24’de gösterilmektedir. Analizlerde, 600 mm ve 800 mm kazık çapları ve farklı s/D ara mesafeleri için 2x2 ve 3x3 kare kazık grupları kullanılmıştır. Kazıklar tutulu başlı çelik kazık kabul edilmiştir.

Şekil 7.17,7.18,7.19,7.20,7.21,7.22,7.23 ve 7.24’de görüldüğü gibi kohezyonsuz zeminler için yapılan analizlere benzer olarak kazık grubunun yaptığı kazık başı yer değiştirmesi tek kazığa göre fazla olmaktadır. s/D oranı arttıkça grup kazığının yaptığı yer değiştirme düşmekte ve davranış tek kazığa yaklaşmaktadır. Gruptaki kazık sayısı arttıkça yer değiştirmeler daha fazla olmaktadır.

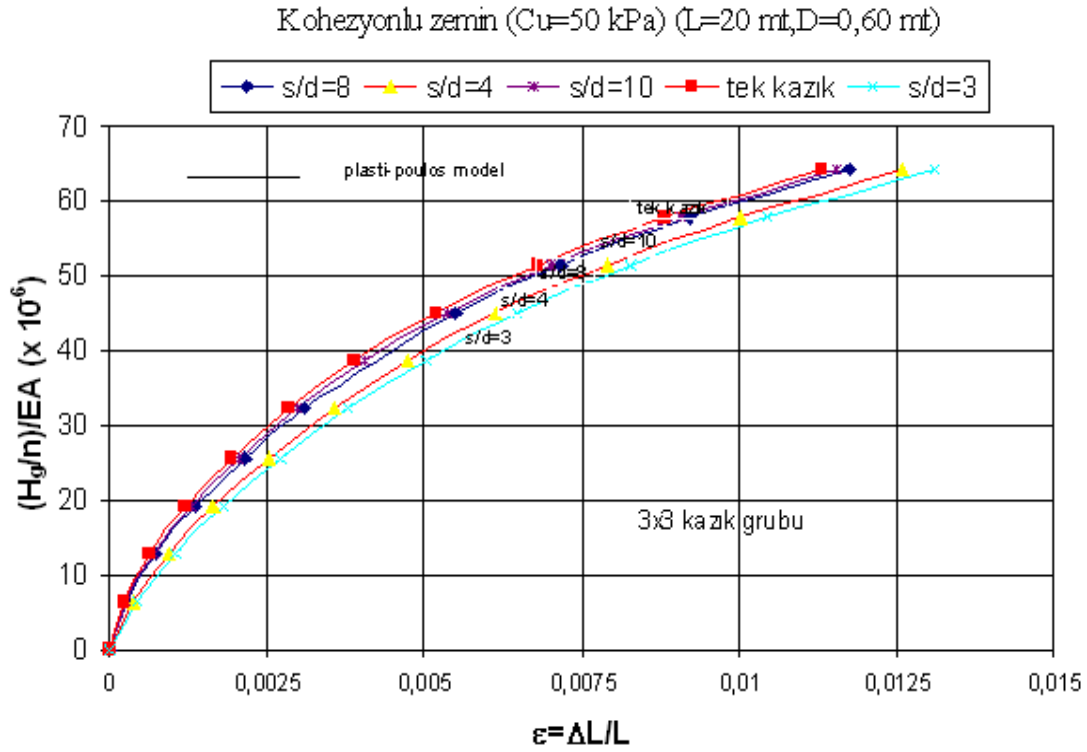
Şekil 7.25 ve 7.26’de kohezyonlu zeminde çok yumuşak ve orta katı kil durumu için H_{ort}/H_{tek} ’in s/D ve kazık sayısına bağlı olarak değişimi gösterilmektedir. Burada H_{ort} , grubun yatay son taşıma gücü değerinin gruptaki kazık sayısına bölünerek bulunan ortalama bir kazığa gelen yüküdür. Yine kohezyonsuz zeminler için yapılan analizlerde olduğu gibi yatay birim deformasyon olarak belirlenen %0,25’e karşılık gelen yatay son taşıma gücü değerleri bulunmuştur.



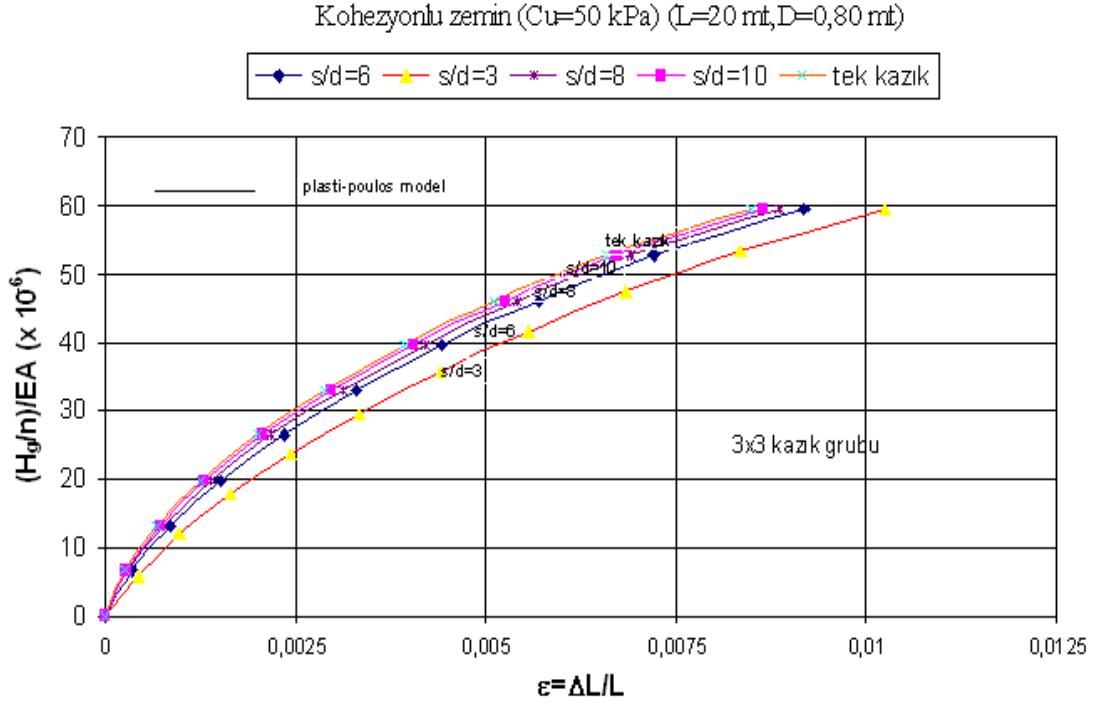
Şekil 7.17 3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Çok yumuşak kil, $D=0,6$ m)



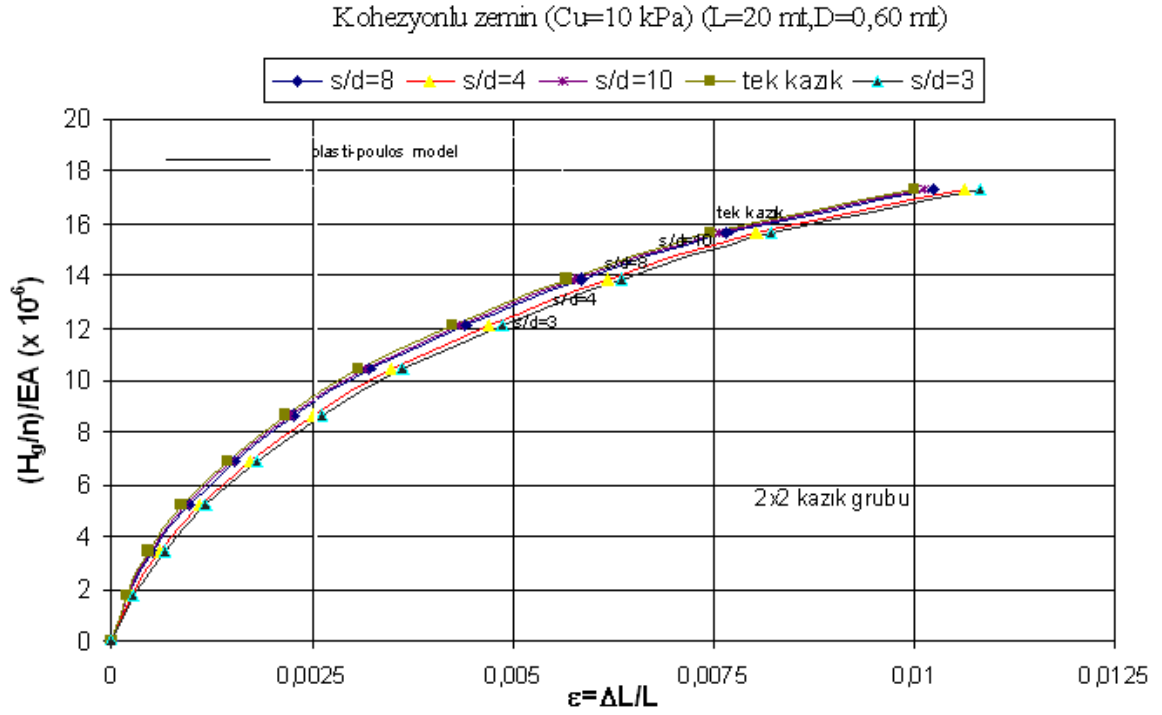
Şekil 7.18 3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Çok yumuşak kil, $D=0,8$ m)



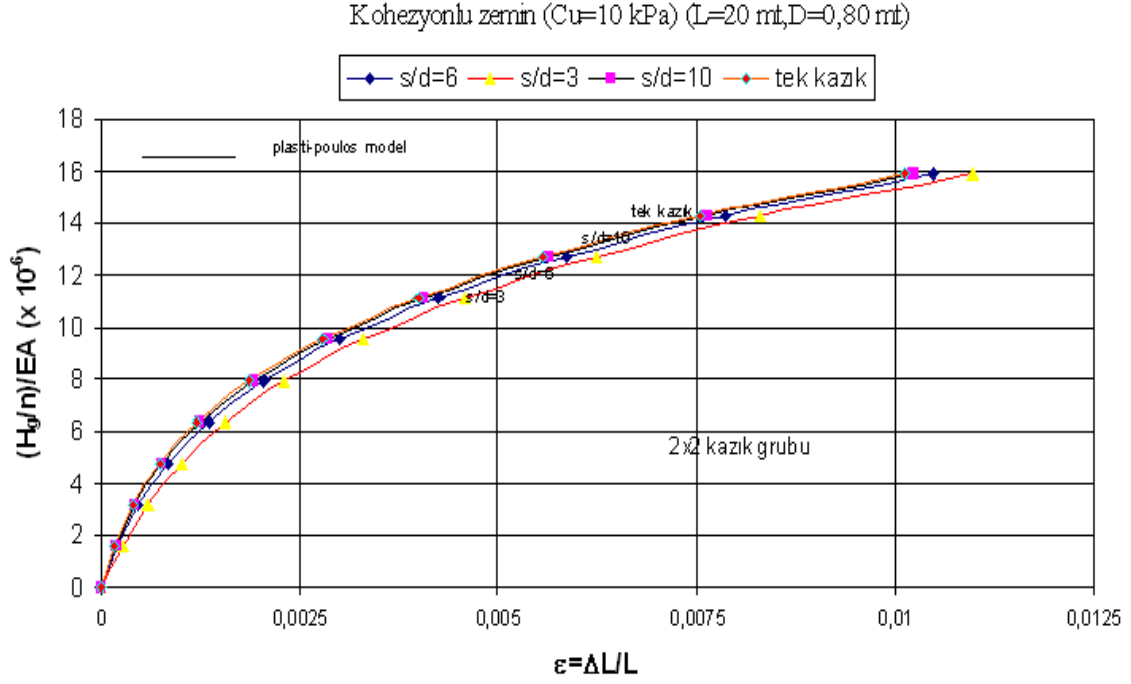
Şekil 7.19 3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta katı kil, $D=0,6$ m)



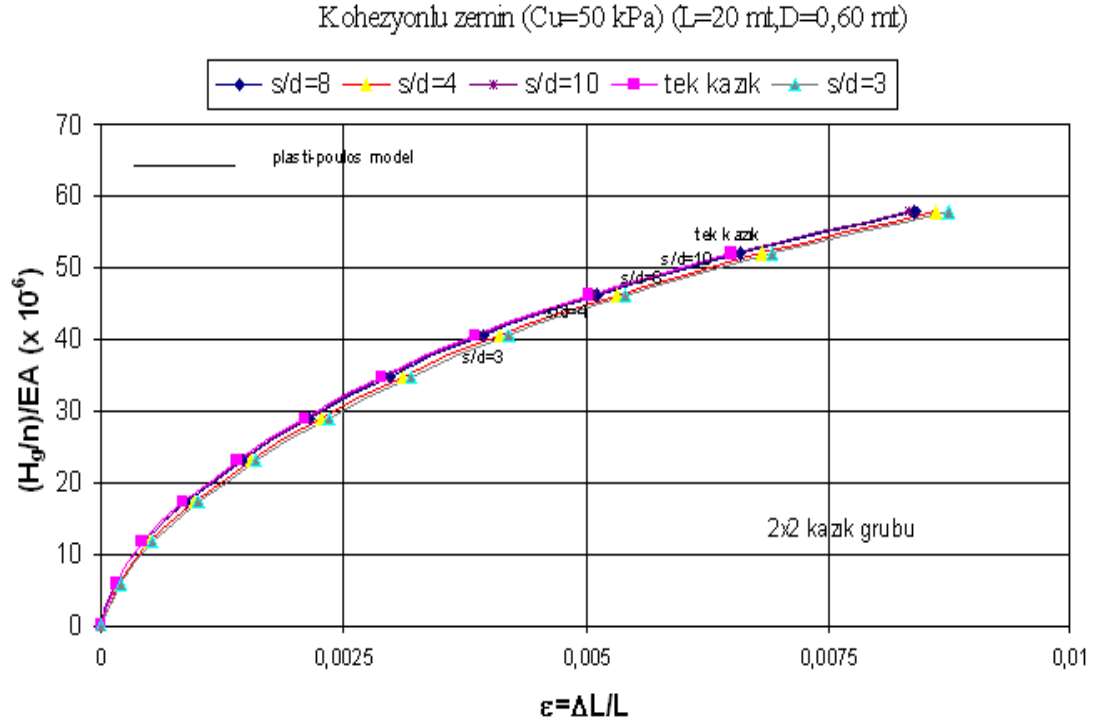
Şekil 7.20 3x3 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değıştirme eğrisi (Orta katı kil, $D=0,8$ m)



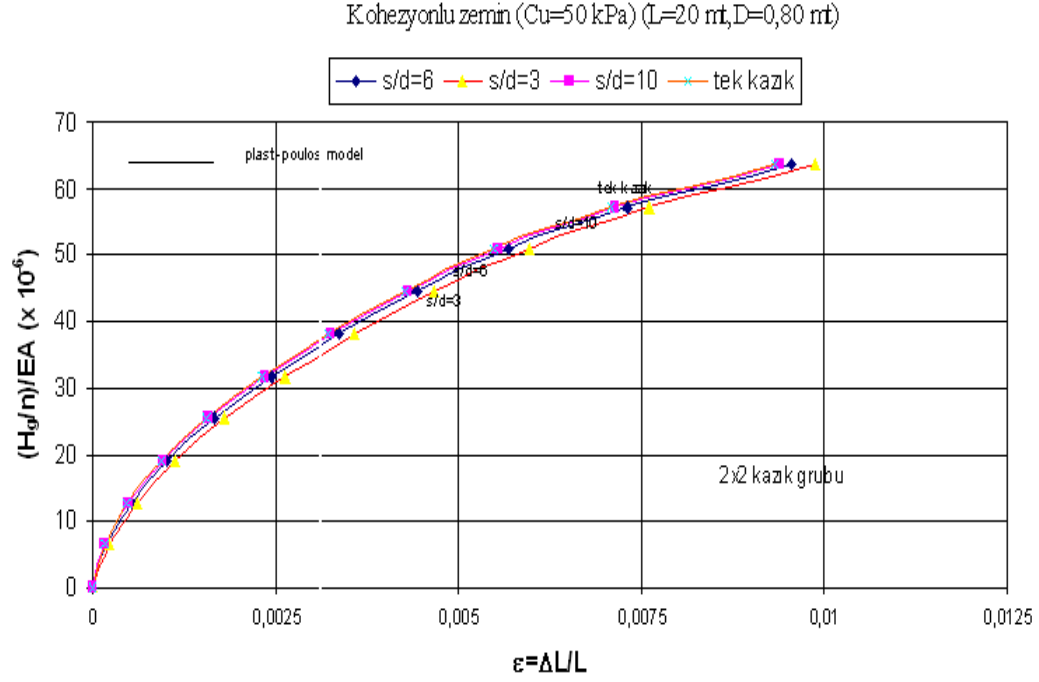
Şekil 7.21 2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değıştirme eğrisi (Çok yumuşak kil, $D=0,6$ m)



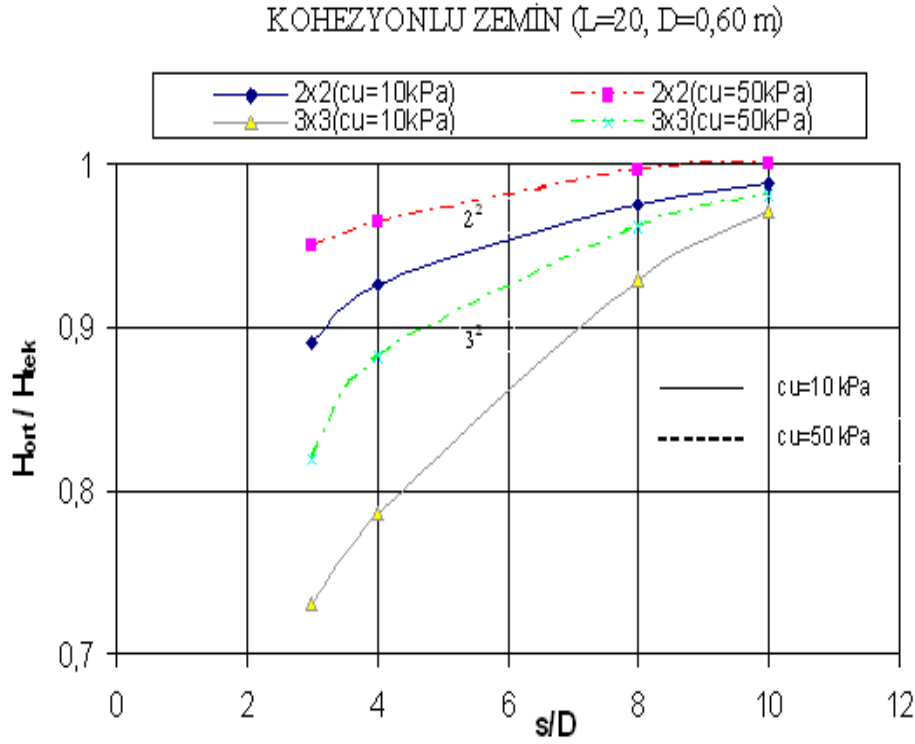
Şekil 7.22 2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Çok yumuşak kil, $D=0,8$ m)



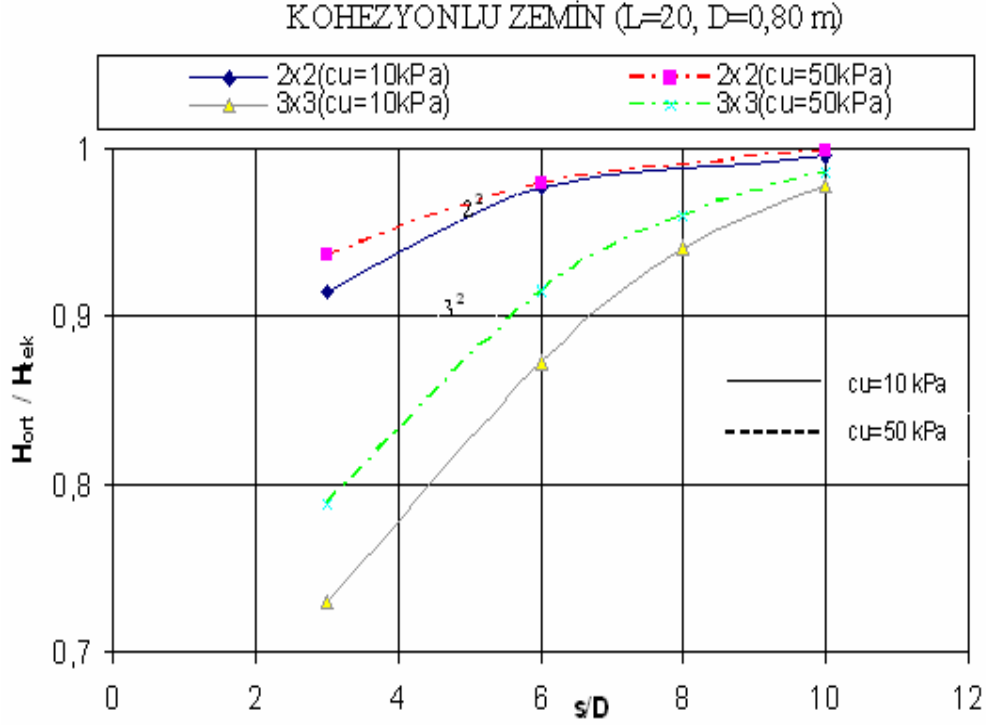
Şekil 7.23 2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta katı kil, $D=0,6$ m)



Şekil 7.24 2x2 kazık grubunda yatay yük – yatay birim şekil değiştirme eğrisi (Orta katı kil, $D=0,8$ m)



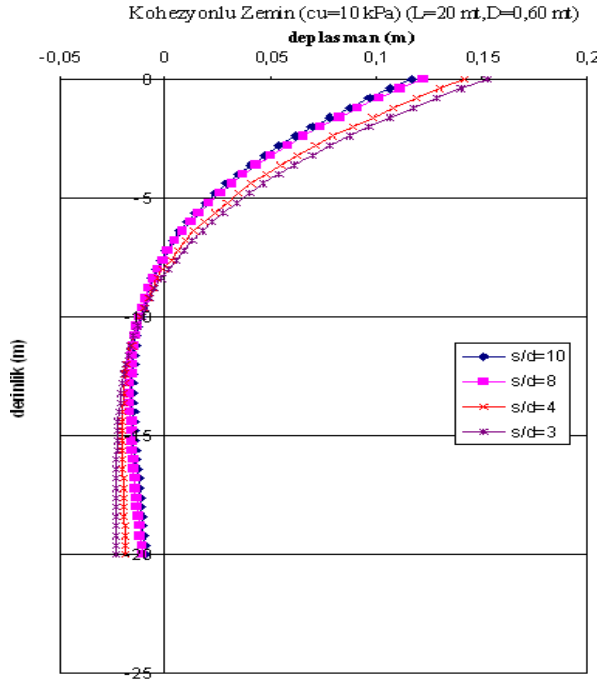
Şekil 7.25 s/D ve kazık sayısına bağlı olarak H_{ort}/H_{tek} 'in değişimi ($D=0,60$ m için)



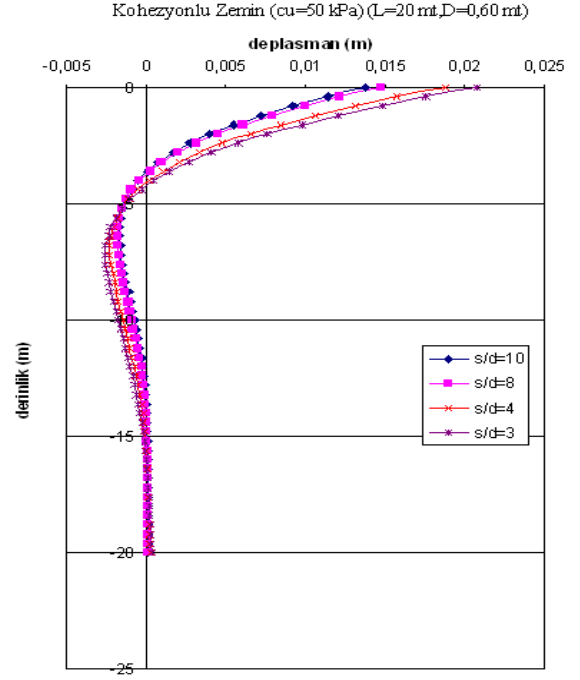
Şekil 7.26 s/D ve kazık sayısına bağlı olarak H_{ort}/H_{tek} 'in değişimi ($D=0,60$ m için)

Şekil 7.25 ve 7.26'de görüldüğü gibi 3x3 kazık grubundaki etkileşim 2x2'ye göre daha fazla olmaktadır. s/D oranı arttıkça H_{ort}/H_{tek} oranı artmakta ve bire yaklaşmaktadır. Orta katı kildeki etkileşim çok yumuşak zemine göre daha az gerçekleşmektedir. $D=0,60$ ve $0,80$ m için s/D ye göre H_{ort}/H_{tek} oranları aynı davranışı göstermektedir.

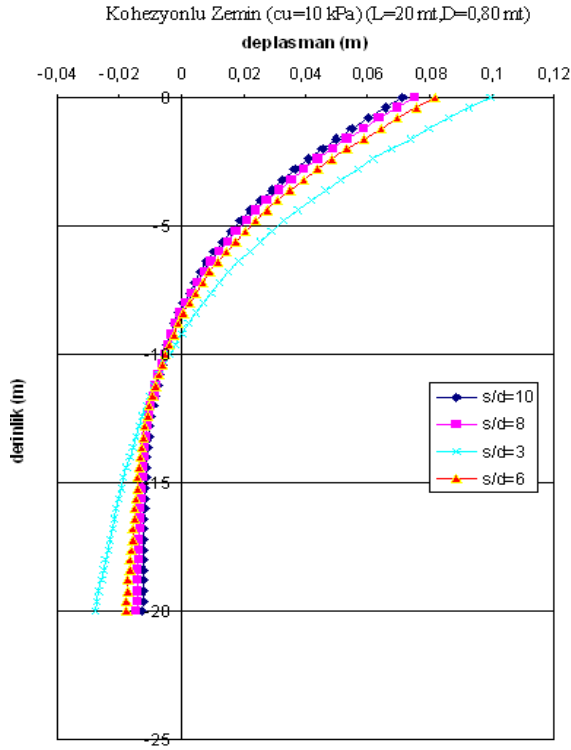
Şekil 7.27 ve 7.28 de yatay yük etkisindeki 3x3 kazık grubunda köşe kazıkların sırasıyla yatay deplasman-derinlik ve eğilme momenti (M_x)-derinlik eğrileri gösterilmektedir. Kohezyonsuz zeminlerde olduğu gibi çok yumuşak ve orta katı kilde farklı kazık çaplarında kazıklar arası mesafenin derinlik boyunca oluşan yer değiştirme ve eğilme momenti üzerinde etkisi incelendi. Şekil 7.27 ve 7.28 de gösterilen 4 farklı durum için aynı yatay yük ($H_G=2000$ kN) uygulanmış olup analizler için Plasti-Poulos Model kullanılmıştır. Kazıklar tutulu başlı kabul edildi. Şekil 7.27 ve 7.28 'de s/D oranı azaldıkça derinlik boyunca kazığın yaptığı yer değiştirme ve eğilme momentinin arttığı ve $s/D=8$ ve $s/D=10$ eğrilerinin birbirine çok yakın olduğu görülmektedir. Yine tek kazıklarda anlatıldığı gibi zeminin katılığı arttıkça kazığın yaptığı yer değiştirme ve oluşan eğilme momenti azalmaktadır.



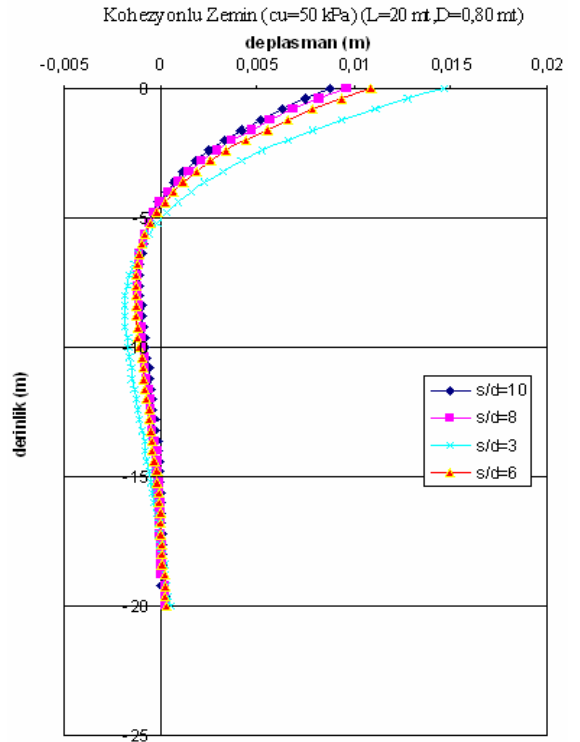
(a)



(b)

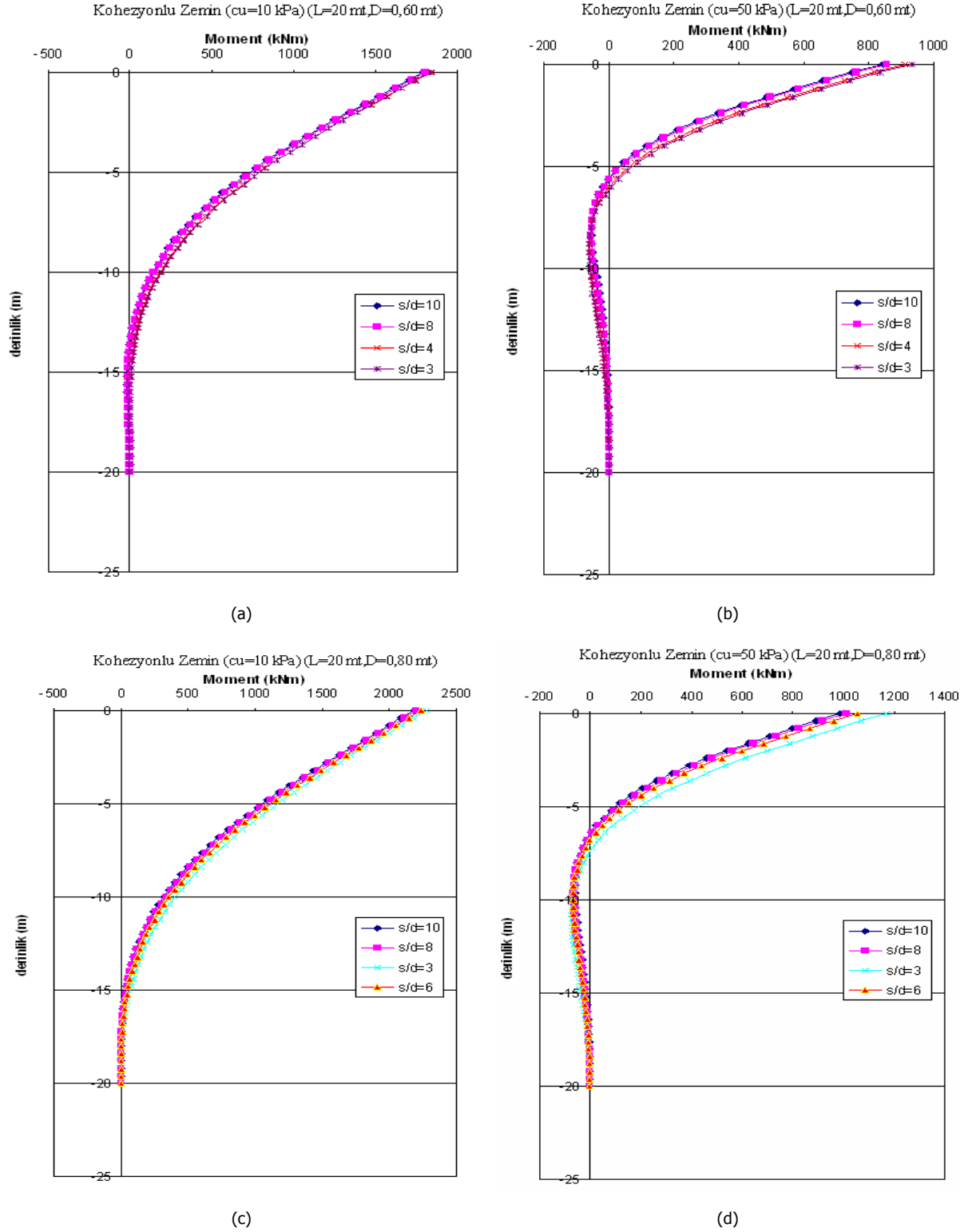


(c)



(d)

Şekil 7.27 Kohezyonlu zeminde köşe kazıklarda farklı kazık aralığı ve çapına göre yer değiştirmenin derinlikle değişimi, a) $c_u=10$, $D=0,60$, b) $c_u=50$, $D=0,60$, c) $c_u=10$, $D=0,80$, d) $c_u=50$, $D=0,80$



Şekil 7.28 Kohezyonlu zeminde köşe kazıklarda farklı kazık aralığı ve çapına göre eğilme momentinin (M_x) derinlikle değişimi, a) $c_u=10, D=0,60$, b) $c_u=50, D=0,60$, c) $c_u=10, D=0,80$, d) $c_u=50, D=0,80$

8. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında çelik çakma (boru) kazık ve kazık gruplarının yanal yük etkisi altında davranışı ve kazık-zemin-kazık etkileşiminin etkisi farklı nümerik analiz yöntemleri ile incelenmiştir. Bu kapsamda Hollanda Geoteknik Enstitüsü Geodelft tarafından geliştirilen MPile isimli bir yazılımdan yararlanılarak farklı geometri ve zemin cinsleri için tek ve grup kazıkların farklı yatay yüklerin etkisi altında nümerik analizleri yapılmıştır. Nümerik analizlerde dört farklı yöntem göz önüne alınmış olup bu yöntemler Cap Model, Cap Soil Interaction Model, Elastik ve Plastik Poulos Modellerdir (Mpile, 2004). Bu yöntemler yardımı ile kazı zemin etkileşimi problemlerinde zeminin nonlineer malzeme davranışı, grup etkisi ve kullanılan yöntemin etkisi belirlenmiştir. Buna göre yapılan analizlerin sonuçlarından yararlanılarak çizilen grafikler yardımı ile aşağıdaki sonuçlar çıkarılabilir:

1. Yanal yüklü tek ve grup kazıkların davranışında zeminin elasto-plastik davranışı önemlidir. Kazık rijitliğinin fazla olduğu veya yükün az olduğu durumlarda elastik davranış görülmektedir.
2. Yatay yüklü tek kazıklarda kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerde yapılan analizlerinde, zemin rijitliği arttıkça kısa kazıkların davranışının uzun kazık davranışına yaklaştığı görülmektedir.
3. Yatay yüklü grup kazıklarda kazık etki alanlarının kazık davranışları üzerinde etkili olması nedeniyle tekil kazıklardan daha farklı bir davranış göstermekte ve bu yüzden kazık-zemin-kazık etkileşiminin etkisinin dikkate alınması gerektiği anlaşılmaktadır.
4. Yatay yüklü kazık gruplarında kazıklar arasındaki kazık-zemin-kazık etkileşiminden dolayı oluşan deformasyonlar tek kazıkta oluşanlardan daha büyük olmaktadır. Gruptaki kazıklar arası mesafe kısaldıkça bu etki artmakta ve grup içindeki kazıklarda meydana gelecek deformasyonlar da buna bağlı olarak artmaktadır. Kazıklar arası mesafe arttıkça grup kazığının davranışı tek kazığının davranışına yaklaşmaktadır.
5. s/D 'nin yaklaşık 8-10 arasındaki değerleri için grup etkisi ortadan kalkmakta grupta yer alan kazıklar tek kazık gibi davranmaya başlamaktadır. Geniş aralıklı kazık grupları için tek kazık analizi yapılması doğru bir yaklaşımdır.
6. Hem kohezyonlu hem de kohezyonsuz zeminlerde yer alan yatay yüklü grup kazıklar için zemin rijitliği arttıkça grup etkisi azalmaktadır.

Bu çalışmada elde edilen bulgular arazi gözlem ve ölçümleri ile laboratuvar model deneyleri

ile doğrulanması durumunda mühendislik literatürüne kazandırılmış olacaktır. Diğer yandan çelik boru çakma kazıklar için burada izlenen araştırma yöntemi diğer kazık tipleri için yapılmalıdır.

KAYNAKLAR

- Birand, A.A., (2001), “Kazıklı Temeller”, Teknik Yayınevi, Ankara, 433 sf.
- Bogart,D. ve Matlock,H., (1983), “Procedures for Analysis of Laterally Loaded Pile Group in Soft Clay”, Proc. Conf. on Geotech. Practice in Offshore Engrg., ASCE, New York, N.Y., pp. 499-535.
- Boran,E., (2001), “ Yatay Yüklü Tek ve Grup Kazıkların Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Üç Boyutlu Nonlinear Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, İnş. UZ1561.
- Brinch Hansen,J., (1961),”The Ultimate Resistance of Rigid Piles Against Transversal Forces”,Danish Geotechnical Institue Bull. No.12, Copenhagen, p.5-9.
- Brinch Hansen,J., (1963),”Discussion, Hyperbolic Stress-Strain Response Cohesive Soils”, Journal of Soil Mech. And Foundations Div., ASCE, vol.89, No.SM4,pp. 241-242.
- Broms,B.B., (1964), “Lateral Resistance of Piles in Cohesive Soils”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, No. SM2, Proc.Paper 3825, March 1964, pp.27-63.
- Broms,B.B., (1964), “Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol. 90, No. SM2, Proc.Paper 3909, March 1964, pp.123-156.
- Brown,D.A.,Morrison,C., ve Reese,L.C., (1988), “Lateral Load Behaviour of Pile Group in Sand”, J. Geotech.Engrg., Vol.114, No.11, pp. 1261-1276.
- Das,B.M, (1941)., “Principles of Foundation Engineering”, California State University, Sacramento.
- Davisson,M.T., (1970), “Lateral Load Capacity Piles”, Highway Research Record Washington,D.C., pp. 104-112.
- Delf Geosystems B.V., MPile 4.1- User Guide.
- Douglas, D.J. ve Davis ,(1964), E.H., “The Movement of Buried Footings due to Moment and Horizontal Load and the Movement of Anchor Plates”, Geotechnique, Vol.14, 1964, pp. 115-132.
- Fleming,W.G.K., Weltman,A.J., Randolph,M.F., Elson,W.K., (1992), “Piling Engineering”, Blackie A&F, Glasgow.
- Fochth,J.A. ve Koch,K.J., (1973), “Rational Analysis of the Lateral Performance of Offshore Pile Groups”, Fifth Annual Offshore Technology Conference, Vol. 2, Houston, Texas, pp. 701-708.
- Gleser, S.M., (1953),“Lateral Load Tests on Vertical Fixed-Head and Free-Head Piles”, Symposium on Lateral Load Tests on Piles, ASTM, Special Publication No.154, 1953, pp. 75-93.
- Heteyni, M. (1946), “ Beams on Elastic Foundation”, University of Michigan Pres, Ann Arbor, Michigan, 1946.
- Keleşoğlu, M.,K., (1999), “ Yatay Yüklü Kazıkların Sonlu Elemanlar Yöntemi İle Üç Boyutlu Nonlinear Analizi”, Yüksek Lisans Tezi, İnş. UZ 1386.
- Kresiel, J., ve Adam, M., (1967), “Calcul des Forces Horizontales Applicables aux

Foundations Profondes dans les Argiles et Limons”, Annales de L’Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics, No.239, 1967, pp. 1653-1964.

Kulaç,F.H. ve Durgunoğlu,H.T., (1992), “Yatay Yüklü Kazık Analiz Yöntemlerinin Karşılaştırması”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 3üncü Ulusal Kongresi, 1992, İTÜ, İstanbul, s. 235-250.

Matlock,H., (1970), “Correlations for Design of Laterally Loaded Piles in Soft Clay”, 2nd. Offsh. Tech. Conf.,Texas, OTC 1204.

Mildin, R.D., (1953), “Force at a Point in the Interior of a Semi-Infinite Solid”, Proc. 1st. Midwest. Conf. Solid Mech., Univ. of Illinois, Urbana Illinois, pages 56-59.

Nogami,T., ve Paulson,S.K., (1985), “Transfer matrix approach for nonlinear pile group response analysis “, International journal for numerical and analytical methods in geomechanics, Vol. 9, No.4, pp. 299-316.

Ooi,P.S.K., ve Duncan,M.J., (1994), “Lateral Load Analysis of Groups of Piles and Drilled Shafts”, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, Vol. 120, No. 3, pp. 429-447.

Oteo,C.S., (1972), “Displacement of a Vertical Pile Group Subjected to Lateral Loads”, Proc. 5th, EC.S.M.F.E., Madrid, Vol.1, pp. 397-405.

Özkan, M.T., ve Sağlamer,A., (1995), “Kazıklı Temeller”, Dünya İnşaat, No. 131/7, 35-38.

Praskash,S., (1989), “Pile Foundation in Engineering Practice”, John Wiley& Sons Inc., New York.

Praskash,S. ve Saran,D., (1967), “Behaviour of Laterally Loaded Piles in Cohesive Soils”, Proc. 3rd Asian Reg. Conf. on SMFE, Haifa (Israel), pp. 235-238.

Poulos, H.G., (1968), “Analysis of Settlement of Pile Groups”, Geotechnique, Vol.18, 1968, London, England pp. 449-471.

Poulos, H.G., (1971), “Behavior of Laterally Loaded Piles: I-Sİngle Piles”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.97, No. SM5, Proc. Paper 8093, May, 1971, pp.711-731.

Poulos, H.G., (1971), “Behavior of Laterally Loaded Piles: II-Pile Groups”, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, Vol.97, No. SM5, Proc. Paper 8093, May, 1971, pp.733-751.

Poulos, H.G., ve Davis, E. H., (1968), “The Settlement Behavior of Single Axially-Loaded Incompressible Piles and Piers”, Geotechnique Vol. 18, 1968, London, England, pp.351-371.

Poulos, H.G. (1979), “An Approach for Analysis of Offshore Pile Groups. Methods in Offshore Piling, İnstitution of Civil Engineers, 22 ve 23 May 1979.

Poulos, H.G. ve Davis, E.H., (1980), “Pile Foundation Analysis and Design”, Wiley, New York.

Randolph, M.F., (1981), “The Response of Flexible Piles to Lateral Loading”, Geotechnique, Vol. 31, No.2, pp 247-259.

Reese,M.A., ve Matlock,H., (1956)., “Non Dimensional Solution for Laterally Loaded Piles with Soil Modulus Assumed Proportional to Depth”, Proc. 8th Texas Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, TX., pp.1-41.

Reese,L.C., Cox,W.R. ve Koop,F.D., (1974), “Analysis of Laterally Loaded Piles in Sand”, Proc. Offshore Technology Conf., Houston, TX., Paper No. OTC2080,pp. 473-483.

Sowers,G.F., (1979), “Introductors Soil Mechancs and Foundations”, Geotechnical Engineering, 4th Ed., MacMillan, New York.

Xu, K.J. ve Poulos, H.G., (2000), “General Elastic Analysis of Pile Groups”, Int. J. Numer. Anal. Meth. Geomechs., Vol.24, pages 1109-1138.

Yıldırım, S., (2002), “Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı”, Birsen Yayınevi, İstanbul, 466sf.

EKLER

- Ek 1 MPile programında girdi verilerini oluşturma
Ek 2 MPile programında sonuçların görünümü

Ek 1 M-Pile programında girdi verilerini oluşturma

M-Pile’de bir projenin analizine başlamadan önce zemin, kazık ve yüklemeye ait verilerin girilmesine ihtiyaç duyulmaktadır.

A. Zemin için girdi menüsü

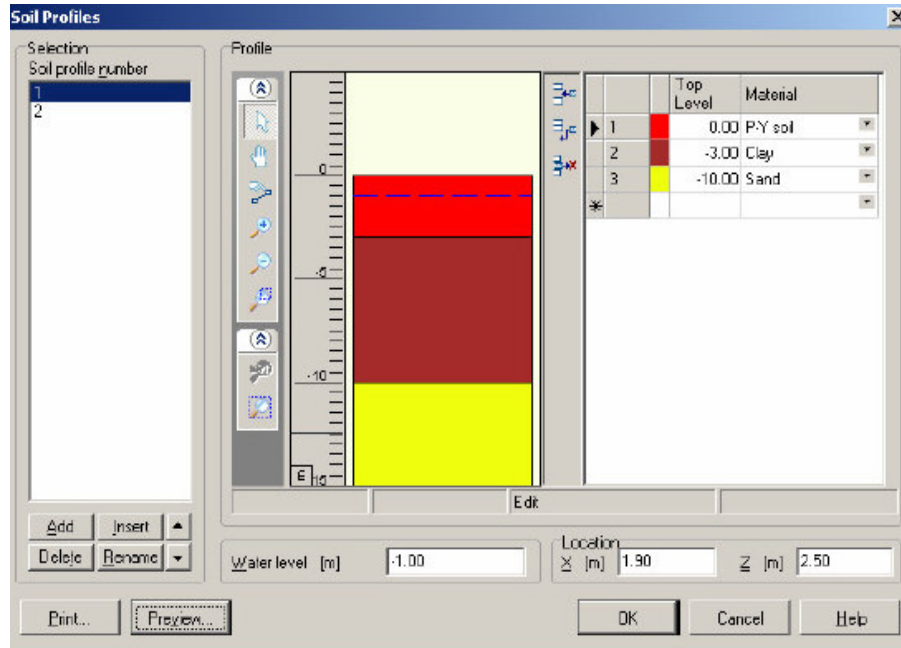
Zemin menüsü “Zemin tabakaları penceresi, zemin profili penceresi ve zemin etkileşim modeli penceresi”den oluşmaktadır.

Layer data	top	bottom
Dry unit weight [kN/m ³]	18,00	18,00
Wet unit weight [kN/m ³]	20,00	20,00
Phi [deg]	35,00	35,00
Cone resistance [kN/m ²]	10000,00	10000,00
Ko [-]	0,50	

Şekil Ek 1.1 Zemin tabakaları penceresi

Level at top [m]	0,00
Poisson ratio [-]	0,3500
☒ Calculate Young's modulus	
Young's modulus below the pile tip [kN/m ²]	2,500000E+04

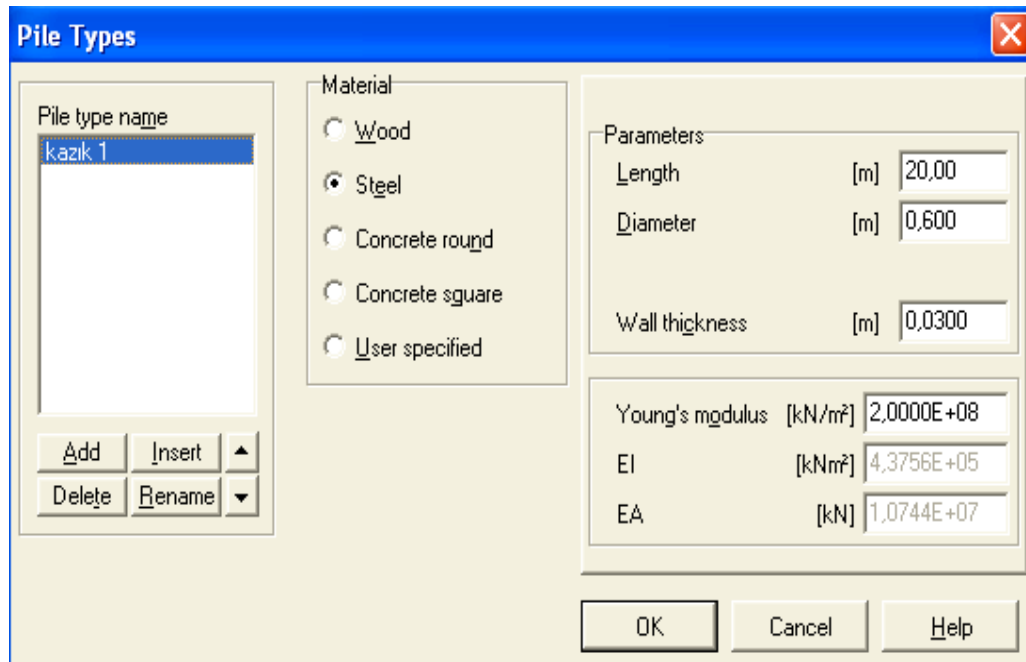
Şekil Ek 1.2 Zemin etkileşim modeli penceresi



Şekil Ek 1.3 Zemin profili penceresi

B. Kazık için girdi menüsü

Kazık menüsü “Kazık tipi penceresi, kazık pozisyon penceresi, kazık özellikleri penceresi, kazık grid penceresi”den oluşmaktadır.



Şekil Ek 1.4 Kazık tipi penceresi

Pile Positions Table												
	Name	Soil Prof.	Pile Type	Pile Tip Curve	X Top [m]	Y Top [m]	Z Top [m]	Crit.	Top Cond.	End bearing [kN]	Angle XZ plane [deg]	Skewness [hor/vert]
	1	1	kazık 1	1	-1,20	0,00	-1,20	Yes	Fixed	500,00	0,00	0,000
	2	1	kazık 1	1	-1,20	0,00	0,00	No	Fixed	500,00	0,00	0,000
	3	1	kazık 1	1	-1,20	0,00	1,20	No	Fixed	500,00	0,00	0,000
	4	1	kazık 1	1	0,00	0,00	-1,20	No	Fixed	500,00	0,00	0,000
	5	1	kazık 1	1	0,00	0,00	0,00	No	Fixed	500,00	0,00	0,000
	6	1	kazık 1	1	0,00	0,00	1,20	No	Fixed	500,00	0,00	0,000
	7	1	kazık 1	1	1,20	0,00	-1,20	No	Fixed	500,00	0,00	0,000
	8	1	kazık 1	1	1,20	0,00	0,00	No	Fixed	500,00	0,00	0,000
	9	1	kazık 1	1	1,20	0,00	1,20	No	Fixed	500,00	0,00	0,000

Şekil Ek 1.5 Kazık yerleşim penceresi

Properties of Pile 1

Name: 1

Coordinates:

X top [m]: 5.00

Y top [m]: 0.00

Z top [m]: -5.00

☒ Critical pile

Top condition:

☒ Fixed

☐ Free

Soil profile:

1

Pile type:

Steel pile

Pile tip curve:

1

Angle in XZ plane [deg]: 90.00

End bearing [kN]: 7500.00

Skewness [hor/vert]: 0.100

View:

Print... Preview... OK Cancel Help

Şekil Ek 1.6 Kazık özellikleri penceresi

Pile Grid

Soil profile: 1

Pile type: kazık 1

Pile tip curve: 1

Angle XZ plane [deg]: 0.00

End bearing capacity [kN]: 500.00

Skewness [-]: 0.000

Level at top [m]: 0.00

Pile grid:

From X-coordinate Top [m]: -2.00

To X-coordinate Top [m]: 2.00

From Z-coordinate Top [m]: -2.00

To Z-coordinate Top [m]: 2.00

Number of piles in X-direction: 2

Number of piles in Z-direction: 2

Top Condition:

☒ Fixed

☐ Free

☐ Flexible

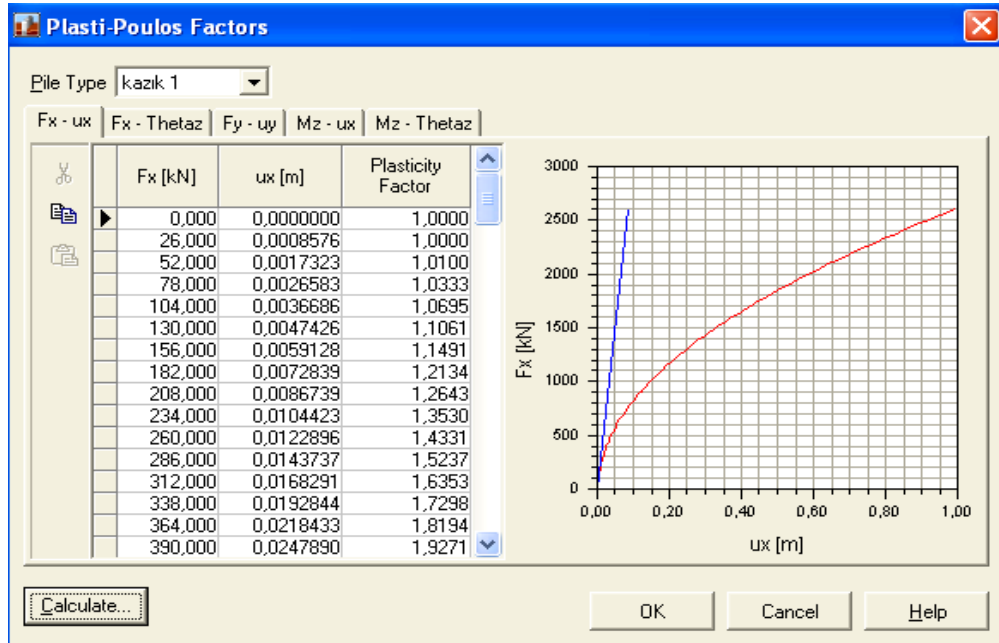
Stiffness: 1.000000000E-02

OK Cancel Help

Şekil Ek 1.7 Kazık grid penceresi

C. Plastisi-Poulos Faktör Penceresi

Bu seçenek sadece Plasti-Poulos Model için mevcuttur. Plasti-Poulos yöntemde kullanılan plastisite faktörler zemin özellikleri ve kazık cinsine göre MPile tarafından otomatik olarak hesaplanmaktadır. Plasti-Poulos faktör elastik Poulos yöntemdeki elastik rijitliğin azaltılmasında kullanılır.



Şekil Ek 1.8 Plasti-Poulos faktör penceresi

Şekil Ek 1.8’de doğrusal çizgi elastik eğriyi göstermekte ve burada plastisite faktör 1’dir. Eğrisel çizgi ise zemin plastisitesinden dolayı rijitliği azaltılmış eğriyi göstermektedir.

Plastisite faktörü oluşturmak için nihai yük seviyelerini ve yükleme adım sayılarını Şekil Ek 1.9’da gösterilen Plasti-Poulos faktör eğrisi oluşturma penceresinde girilmesi gerekmektedir.

Load Settings	Steps	Force	Unit
Force X	20	100,000	kN
Force Y Compression	20	-100,000	kN
Force Y Tension	20	100,000	kN
Moment Z	20	100,000	kN.m

Şekil Ek 1.9 Plasti-Poulos faktör eğrisi oluşturma penceresi

D. Yükleme Menüsü

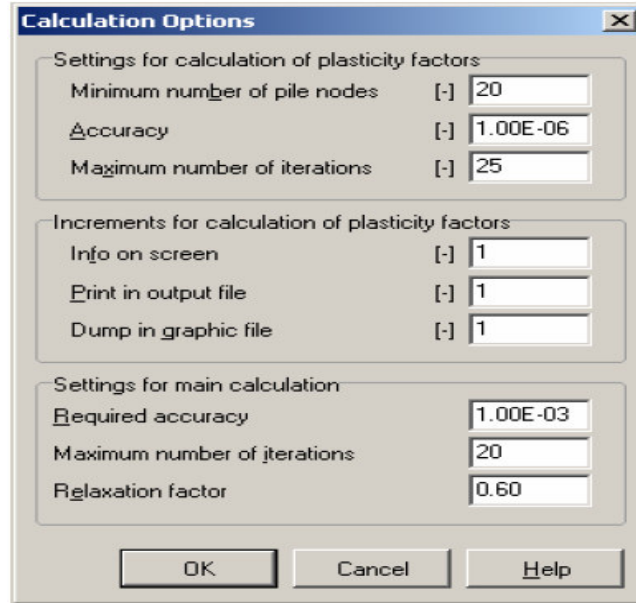
Yükleme her zaman kazık başlığının bir noktasına uygulanmaktadır. MPile’de ayrıca sürsaj yüklerinin uygulanması için de ayrıca bir seçenek bulunmaktadır.

Translation/Forces				Rotation/Moments		
	Load	Load	Load	Neither	Neither	Neither
Loadstep Number	X [kN]	Y [kN]	Z [kN]	X [-]	Y [-]	Z [-]
1	1200,000	0,000	0,000			

Şekil Ek 1.10 Başlık yükleme penceresi

E. Hesaplama Seçenekleri

MPile hesaplama başlamadan önce, hesaplama seçenekleri Şekil Ek 1.11’de gösterilen pencerede kurulması gerekmektedir.



Şekil Ek 1.11 Hesaplama seçenekleri penceresi

```

FILE TYPE DATA
=====

```

File Type nr	Pile Type Name	Pile properties				EI [kN/m ²]	EA [kN]	Young modulus [kN/m ²]
		Length [m]	Mass [kg]	Diam. [m]	Thickn. [m]			
1	kazık 1	20.00	0.0	0.60	0.03	4.376E+05	1.074E+07	2.000E+08

FILE DATA

=====

File nr	Pile Type name	Pile coordinates [m]			Angle [deg]	Skew- ness	End Bearing [kN]	Top cond.
		X	Y	Z				
1	kazık 1	-1.20	0.00	-1.20	0.00	0.00	500.00	fixed
2	kazık 1	-1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	500.00	fixed
3	kazık 1	-1.20	0.00	1.20	0.00	0.00	500.00	fixed
4	kazık 1	0.00	0.00	-1.20	0.00	0.00	500.00	fixed
5	kazık 1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	500.00	fixed
6	kazık 1	0.00	0.00	1.20	0.00	0.00	500.00	fixed
7	kazık 1	1.20	0.00	-1.20	0.00	0.00	500.00	fixed
8	kazık 1	1.20	0.00	0.00	0.00	0.00	500.00	fixed
9	kazık 1	1.20	0.00	1.20	0.00	0.00	500.00	fixed

nr	Soil profile	Pile type name	Pile tip curve
1	1	kazık 1	1
2	1	kazık 1	1
3	1	kazık 1	1
4	1	kazık 1	1
5	1	kazık 1	1
6	1	kazık 1	1
7	1	kazık 1	1
8	1	kazık 1	1
9	1	kazık 1	1

CAP DATA

=====

	X-direction	Y-direction	Z-direction
Centre of gravity [m]	0.00	0.00	0.00

LOAD DATA

=====

Index	Loadstep number	Force [kN]		Force [kN] Z - direction
		X - direction	Y - direction	
1	10	12000.0	0.0	0.0

Index	Loadstep number	Rotation [deg]		Rotation [deg] around Z-axis
		around X-axis	around Y-axis	
1	10	0.0000	0.0000	0.0000

EXECUTIVE COMMANDS

=====

```

Accuracy                = 1.000E-0006
Maximum number of iterations = 25
Screen increment information = 1
Print increment for outputfile = 1
Dump increment for graphics = 1

```

*** Input data has been tested and no errors were found

System of equations has been solved for method POULOS

 Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 1.20037E-02 0.00000E+00 0.00000E+00
 Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)

=====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	1.82642E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.33508E+02
2	1.05084E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.63912E+02
3	1.82642E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.33508E+02
4	1.32001E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.10226E+02
5	-4.73752E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.67359E+02
6	1.32001E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.10226E+02
7	1.82642E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.33508E+02
8	1.05084E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.63912E+02
9	1.82642E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.33508E+02

File plasti-poulos factors

=====

Pilenr.	Fx - ux	Fy - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	1.2145	1.1683	1.0000	1.1072	1.0552
2	1.0708	1.0583	1.0000	1.0568	1.0298
3	1.2145	1.1683	1.0000	1.1072	1.0552
4	1.1092	1.0892	1.0000	1.0729	1.0379
5	1.0000	1.0000	1.0000	1.0053	1.0029
6	1.1092	1.0892	1.0000	1.0729	1.0379
7	1.2145	1.1683	1.0000	1.1072	1.0552
8	1.0708	1.0583	1.0000	1.0568	1.0298
9	1.2145	1.1683	1.0000	1.1072	1.0552

System of equations has been solved for method POULOS

 Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 2.53627E-02 0.00000E+00 0.00000E+00
 Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)

=====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	3.10790E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.03284E+03
2	2.30694E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.10103E+02
3	3.10790E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.03284E+03
4	2.75828E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.93116E+02
5	1.43796E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.82315E+02
6	2.75828E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.93116E+02
7	3.10790E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.03284E+03
8	2.30694E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	8.10103E+02
9	3.10790E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.03284E+03

File plasti-poulos factors

=====

Pilenr.	Fx - ux	Fy - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	1.6301	1.4576	1.0000	1.3293	1.1569

2	1.3417	1.2608	1.0000	1.2284	1.1118
3	1.6301	1.4576	1.0000	1.3293	1.1569
4	1.4883	1.3630	1.0000	1.2656	1.1287
5	1.1286	1.1036	1.0000	1.1244	1.0636
6	1.4883	1.3630	1.0000	1.2656	1.1287
7	1.6301	1.4576	1.0000	1.3293	1.1569
8	1.3417	1.2608	1.0000	1.2284	1.1118
9	1.6301	1.4576	1.0000	1.3293	1.1569

System of equations has been solved for method POULOS

Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 4.05118E-02 0.00000E+00 0.00000E+00
Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)

=====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	4.39100E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.56474E+03
2	3.63563E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.32595E+03
3	4.39100E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.56474E+03
4	4.05190E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.40228E+03
5	3.06094E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.10140E+03
6	4.05190E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.40228E+03
7	4.39100E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.56474E+03
8	3.63563E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.32595E+03
9	4.39100E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.56474E+03

File plasti-poulos factors

=====

Pilenr.	Fx - ux	Fy - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	2.1166	1.7672	1.0000	1.5919	1.2660
2	1.8177	1.5819	1.0000	1.4788	1.2201
3	2.1166	1.7672	1.0000	1.5919	1.2660
4	1.9890	1.6886	1.0000	1.5168	1.2358
5	1.6098	1.4441	1.0000	1.3618	1.1709
6	1.9890	1.6886	1.0000	1.5168	1.2358
7	2.1166	1.7672	1.0000	1.5919	1.2660
8	1.8177	1.5819	1.0000	1.4788	1.2201
9	2.1166	1.7672	1.0000	1.5919	1.2660

System of equations has been solved for method POULOS

Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 5.77514E-02 0.00000E+00 0.00000E+00
Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)

=====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	5.70049E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.15052E+03
2	4.97082E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.89243E+03
3	5.70049E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.15052E+03
4	5.37539E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.95966E+03

5	4.50563E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.64311E+03
6	5.37539E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.95966E+03
7	5.70049E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.15052E+03
8	4.97082E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	1.89243E+03
9	5.70049E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.15052E+03

File plasti-poulos factors

=====

Pilenr.	Fx - ux	Fx - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	2.6531	2.0762	1.0000	1.8362	1.3604
2	2.3693	1.9146	1.0000	1.7319	1.3211
3	2.6531	2.0762	1.0000	1.8362	1.3604
4	2.5263	2.0045	1.0000	1.7568	1.3308
5	2.1641	1.7955	1.0000	1.6293	1.2808
6	2.5263	2.0045	1.0000	1.7568	1.3308
7	2.6531	2.0762	1.0000	1.8362	1.3604
8	2.3693	1.9146	1.0000	1.7319	1.3211
9	2.6531	2.0762	1.0000	1.8362	1.3604

System of equations has been solved for method POULOS

Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 7.70657E-02 0.00000E+00 0.00000E+00
 Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)

=====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	7.01133E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.77067E+03
2	6.33086E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.49828E+03
3	7.01133E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.77067E+03
4	6.70397E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.54843E+03
5	5.88500E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.22080E+03
6	6.70397E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.54843E+03
7	7.01133E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.77067E+03
8	6.33086E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.49828E+03
9	7.01133E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.77067E+03

File plasti-poulos factors

=====

Pilenr.	Fx - ux	Fx - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	3.1977	2.3679	1.0000	2.0701	1.4446
2	2.9139	2.2186	1.0000	1.9719	1.4098
3	3.1977	2.3679	1.0000	2.0701	1.4446
4	3.0622	2.2976	1.0000	1.9912	1.4166
5	2.7245	2.1161	1.0000	1.8625	1.3702
6	3.0622	2.2976	1.0000	1.9912	1.4166
7	3.1977	2.3679	1.0000	2.0701	1.4446
8	2.9139	2.2186	1.0000	1.9719	1.4098
9	3.1977	2.3679	1.0000	2.0701	1.4446

System of equations has been solved for method POULOS

Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 9.87100E-02 0.00000E+00 0.00000E+00
 Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)
 =====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	8.33797E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.43254E+03
2	7.67903E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.14134E+03
3	8.33797E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.43254E+03
4	8.02292E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.17388E+03
5	7.24423E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	2.82748E+03
6	8.02292E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.17388E+03
7	8.33797E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.43254E+03
8	7.67903E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.14134E+03
9	8.33797E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.43254E+03

Pile plasti-poulos factors
 =====

Pilenr.	Fx - ux	Fx - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	3.7609	2.6507	1.0000	2.2924	1.5205
2	3.4847	2.5137	1.0000	2.1996	1.4892
3	3.7609	2.6507	1.0000	2.2924	1.5205
4	3.6245	2.5836	1.0000	2.2110	1.4930
5	3.2995	2.4201	1.0000	2.0886	1.4512
6	3.6245	2.5836	1.0000	2.2110	1.4930
7	3.7609	2.6507	1.0000	2.2924	1.5205
8	3.4847	2.5137	1.0000	2.1996	1.4892
9	3.7609	2.6507	1.0000	2.2924	1.5205

System of equations has been solved for method POULOS

Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :
 =====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 1.22417E-01 0.00000E+00 0.00000E+00
 Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)
 =====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	9.66840E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.12688E+03
2	9.03092E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.81732E+03
3	9.66840E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.12688E+03
4	9.34120E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.83156E+03
5	8.58214E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.45379E+03
6	9.34120E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.83156E+03
7	9.66840E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.12688E+03
8	9.03092E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	3.81732E+03
9	9.66840E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.12688E+03

Pile plasti-poulos factors
 =====

Pilenr.	Fx - ux	Fx - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	4.3203	2.9184	1.0000	2.5002	1.5882
2	4.0467	2.7897	1.0000	2.4094	1.5590
3	4.3203	2.9184	1.0000	2.5002	1.5882
4	4.1838	2.8542	1.0000	2.4137	1.5604
5	3.8622	2.7003	1.0000	2.2985	1.5226
6	4.1838	2.8542	1.0000	2.4137	1.5604
7	4.3203	2.9184	1.0000	2.5002	1.5882

8	4.0467	2.7897	1.0000	2.4094	1.5590
9	4.3203	2.9184	1.0000	2.5002	1.5882

System of equations has been solved for method POULOS

Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 1.48759E-01 0.00000E+00 0.00000E+00
 Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)

=====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	1.09935E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.84668E+03
2	1.03753E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.52216E+03
3	1.09935E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.84668E+03
4	1.06617E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.51697E+03
5	9.95185E+02	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.12671E+03
6	1.06617E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.51697E+03
7	1.09935E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.84668E+03
8	1.03753E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.52216E+03
9	1.09935E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.84668E+03

File plasti-poulos factors

=====

Pilenr.	Fx - ux	Fy - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	4.9003	3.1820	1.0000	2.7122	1.6540
2	4.6328	3.0616	1.0000	2.6220	1.6261
3	4.9003	3.1820	1.0000	2.7122	1.6540
4	4.7610	3.1193	1.0000	2.6208	1.6258
5	4.4373	2.9726	1.0000	2.5006	1.5883
6	4.7610	3.1193	1.0000	2.6208	1.6258
7	4.9003	3.1820	1.0000	2.7122	1.6540
8	4.6328	3.0616	1.0000	2.6220	1.6261
9	4.9003	3.1820	1.0000	2.7122	1.6540

System of equations has been solved for method POULOS

Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 1.77398E-01 0.00000E+00 0.00000E+00
 Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)

=====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	1.23238E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.59570E+03
2	1.17208E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.25482E+03
3	1.23238E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.59570E+03
4	1.19907E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.23370E+03
5	1.12816E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	4.80849E+03
6	1.19907E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.23370E+03
7	1.23238E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.59570E+03
8	1.17208E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.25482E+03
9	1.23238E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.59570E+03

Pile plasti-poulos factors
=====

Pilenr.	Fx - ux	Fx - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	5.4808	3.4356	1.0000	2.9137	1.7144
2	5.2154	3.3207	1.0000	2.8208	1.6870
3	5.4808	3.4356	1.0000	2.9137	1.7144
4	5.3378	3.3737	1.0000	2.8152	1.6853
5	5.0183	3.2348	1.0000	2.7021	1.6509
6	5.3378	3.3737	1.0000	2.8152	1.6853
7	5.4808	3.4356	1.0000	2.9137	1.7144
8	5.2154	3.3207	1.0000	2.8208	1.6870
9	5.4808	3.4356	1.0000	2.9137	1.7144

System of equations has been solved for method POULOS

Number of equations is 51

Calculated soil Young modulus for plasti-poulos = 13240,41 [kN/m2]

Capdata :

=====

Displacements in X-,Y-,Z-dir. : 2.08151E-01 0.00000E+00 0.00000E+00
Rotations around X-,Y-,Z-axis : 0.00000E+00 0.00000E+00 0.00000E+00

Piledata : (No moments for a FREE pile)
=====

Pilenr.	Fx	Fy	Fz	Mxx	Mzz
1	1.36639E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.38004E+03
2	1.30592E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.00582E+03
3	1.36639E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.38004E+03
4	1.33116E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.96412E+03
5	1.26028E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.51244E+03
6	1.33116E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	5.96412E+03
7	1.36639E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.38004E+03
8	1.30592E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.00582E+03
9	1.36639E+03	0.00000E+00	0.00000E+00	0.00000E+00	6.38004E+03

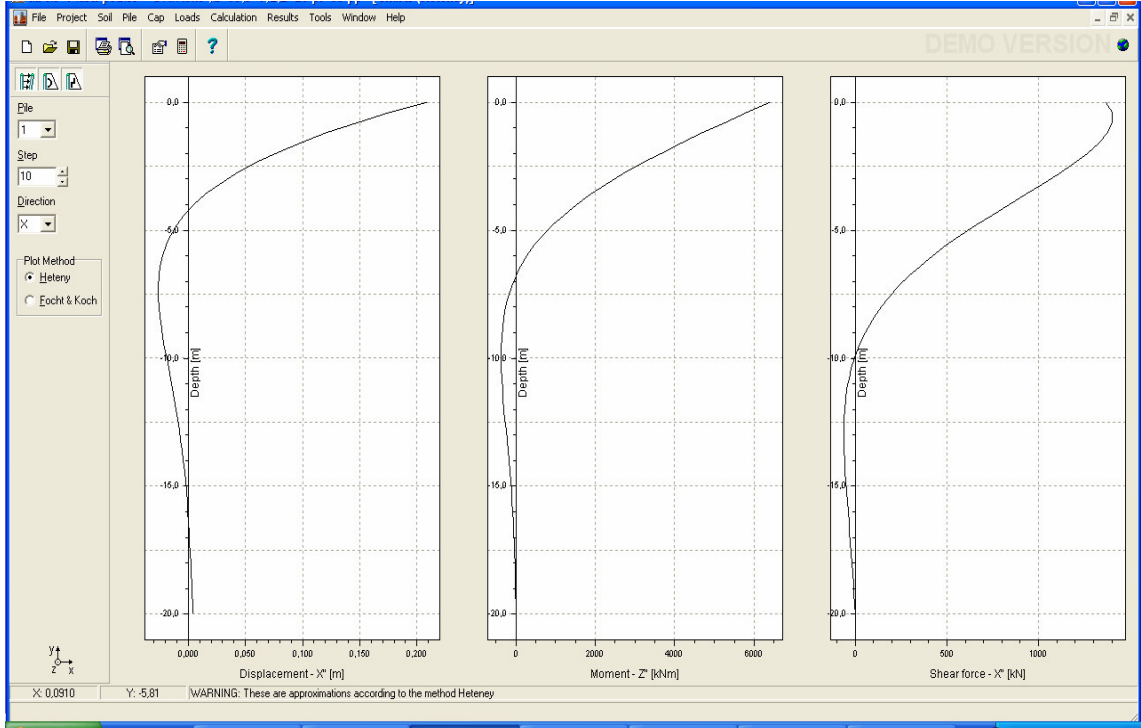
Pile plasti-poulos factors
=====

Pilenr.	Fx - ux	Fx - Thetaz	Fy - uy	Mz - ux	Mz - Thetaz
1	6.0568	3.6789	1.0000	3.0989	1.7686
2	5.7910	3.5682	1.0000	3.0136	1.7438
3	6.0568	3.6789	1.0000	3.0989	1.7686
4	5.9050	3.6157	1.0000	3.0039	1.7410
5	5.5953	3.4856	1.0000	2.8915	1.7079
6	5.9050	3.6157	1.0000	3.0039	1.7410
7	6.0568	3.6789	1.0000	3.0989	1.7686
8	5.7910	3.5682	1.0000	3.0136	1.7438
9	6.0568	3.6789	1.0000	3.0989	1.7686

***** End of MPILE output file *****

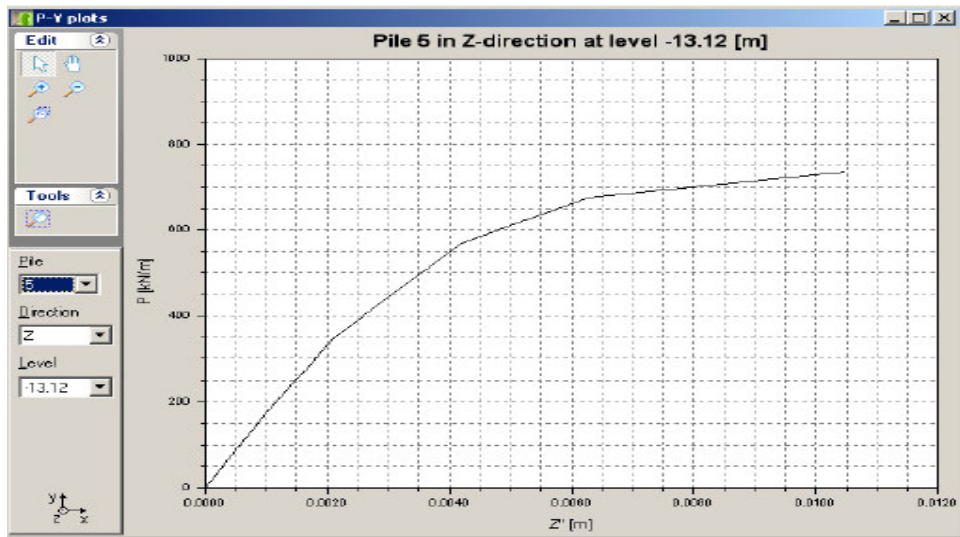
B. Grafikler

Grafik penceresi derinlikle yer deşistirmelerin, momentlerin ve kesme kuvvetlerinin değişimini göstermektedir.



Şekil Ek 2.1 Grafikler Penceresi

C. p-y eğrileri



Şekil Ek 2.2 p-y eğrileri Penceresi

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	26.12.1981	
Doğum yeri	İstanbul	
Lise	1995-1997 1997-1998	Aksaray Fen Lisesi Mersin Dumlupınar Lisesi
Lisans	1998-2003	Yıldız Üniversitesi İnşaat Fak. İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	2003-2007	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Geoteknik Anabilim Dalı

Çalıştığı kurum(lar)

2003-2004	ARM İnşaat Tic. ve San. A.Ş.
2004-Devam ediyor	Ali Şahin İnşaat