

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Ankrajlı Perd, Zem, Yapı Etk, İnc.

DOKTORA TEZİ

Mehmet Berilgen

1996

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
KÜTÜPHANE VE DOKÜMANTASYON
DAİRE BAŞKANLIĞI

Yer No (DDC): R 150
322

Kayıt No :..... 280

Geldiği Yer:..... Fen.Bil.Ens.

.....
Tarih :..... 28.04.1999

Fiyat :..... 850.000.TL.

Fatura No:.....

Ayniyat No:..... 1-1

Ek :.....

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ

216-XVII/1

FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

Y. T. Ü.

KÜTÜPHANE DOK. DAL. BAŞKANLIĞI

ANKRAJLI PERDELERDE

ZEMİN YAPI ETKİLEŞİMİNİN İNCELENMESİ

İnş. Y. Müh. Mehmet M. BERİLGİN

F.B.E. İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
hazırlanan

DOKTORA TEZİ

Tez Savunma Tarihi :

Tez Danışmanı :

Jüri Üyeleri :

Prof.Dr. İ. Kutay ÖZAYDIN

İSTANBUL, Şubat 1996

ÖNSÖZ

Öngerme ankrajlı perdeler gelişmiş teknolojiye bağlı olarak ortaya çıkmış ve kullanıldığı inşaat alanlarında mühendislere büyük avantajlar sağlamıştır. Kazı önünde serbest inşaat yapılması ve inşası sırasında makinalardan yararlanılması nedeniyle öngerme ankrajlı perdeler diğer iksa sistemlerinden daha ekonomik bir inşaat tekniği olmuştur. Bunun yanında kazıda ortaya çıkan yatay yer değiştirmelerin uygulanan öngerme kuvveti ile kontrol edilebilmesi bu sistemin diğer üstün bir yanıdır. Ancak bu avantajları yanında öngerme ankrajlı perdeler oldukça karmaşık bir mekaniğe sahiptir. Bu karmaşık mekanik bir çok araştırmacıyı çekmiş ve son yirmi beş yılda laboratuvar ve arazi gözlemleriyle birlikte bir çok matematiksel çalışma yapılmıştır. Bu doktora tezi de öngerme ankrajlı perdelerin davranışını (mekaniği) incelemek üzere yapılmıştır. Çalışmalarda öngerme ankrajlı perdenin inşası sırasında gösterdiği davranış laboratuvarda geliştirilen bir model deney düzeneği ile gözlenmiş daha sonra bu gözlemler aynı modelin nümerik analizi sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Model deneyler kum bir zeminde yapılmış ve bu kumun mekanik parametreleri laboratuvar deneylerinden elde olunmuştur.

Bu çalışmanın bir doktora tezi olması yanında konuyla ilgilenenler için yardımcı bir kaynak olmasına gayret gösterildi. Bunun için 2. Bölüm'de ankraj ve perdelerin inşa şekli ve tipleri hakkında pratik bilgiler verilirken 3. ve 4. Bölüm'de ankraj ve ankrajlı perde mekaniğinden bahs olunmuştur. 5. Bölümde ise istinat yapılarının analizinde kullanılan nümerik yöntemler hakkında kısa bilgiler verildikten sonra sonlu elemanlar yönteminin zemin yapı etkileşimi problemlerinde kullanılışı hakkında teorik bilgilere geçilmiştir. Tezin 6. ve 7. Bölümleri ise yapılan çalışmalara ayrıldı. 6. Bölümde yapılan model deneylerde elde edilen bulgular sunulmuş, 7. Bölüm'de yapılan nümerik çalışmalardan bahs olunmuş ve deney bulgularının analiz sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. Bu çalışmalardan elde edilen sonuçlar ise 8. Bölüm'ü oluşturmuştur.

Yukarıda bahs olunan çalışmaların gerçekleşmesinde bana sabırla yol gösteren, maddi ve manevi çok desteğini gördüğüm tez yürütücüm Sayın Prof.Dr. İ. Kutay ÖZAYDIN'a çok teşekkür ederim. Özellikle deneysel çalışmalarımda bana aydınlatıcı bilgiler veren ve konuyla ilgili her tür sorumu mesafe tanımaksızın cevaplayan Sayın Prof.Dr. Tuncer EDİL'e bunun için teşekkürlerimi sunarım. Model deneyi geliştirirken bir çok ankraj kökü modeli tasarladık. Bu model icatlarımız sırasında bana yardımcı olan arkadaşım Ar. Gör. M. Şükrü ÖZÇOBAN'a da teşekkürü bir borç bilirim.

Deneyler sırasında kumları yağmurlama düzeneği tankına doldurmak külfetli bir işdi. Bu işte bana her zaman yardımcı olan arkadaşım Araş. Gör. Cem AKGÜNER'e, Teknisyenimiz Erhan EROL'a ve Duran ANDİÇ'e katkılarından dolayı teşekkür ederim. Tez yazımı sırasında sabır gerektiren yapıştırma işlemlerini gerçekleştiren arkadaşım İnş. Müh. Saadet Arzu KOÇ ve İnş. Müh. Banu MERCANGÖZ ile deney grafiklerimi düzenleyen kardeşim Derya'ya ve detay resimleri çizen arkadaşım İnş. Müh. Yılmaz KARATÜRK'e çok teşekkür ederim.

İÇİNDEKİLER

SEMBOL LİSTESİ	iv
ŞEKİL LİSTESİ	viii
TABLO LİSTESİ	xv
TEŞEKKÜR	xvi
ÖZET	xvii
ABSTRACTS	xviii
1.BÖLÜM GENEL GİRİŞ	1
2.BÖLÜM ANKRAJLAR VE ANKRAJLI PERDELER	4
2.1 Giriş	4
2.2 Ankraj Tanımı	8
2.3 Ankraj Tipleri	13
2.4 Ankraj İnşaatı	17
2.4.1 Delik Açılması	17
2.4.2 Tendon Yerleştirilmesi	18
2.4.3 Çimento Şerbeti Enjeksiyonu	18
2.4.4 Öngerme İşlemi	22
2.4.5 Koruma Enjeksiyonu	23
2.5 Ankrajlı Diyafram Perdeler	26
2.5.1 Klasik İstinat Duvarları	26
2.5.2 H Kazıklar ve Destek Tahtalarından Oluşan Duvarlar (Berlin Duvarı)	26
2.5.3 Palplanşlar	29
2.5.4 Betonarme diyafram perdeler	29
3.BÖLÜM ANKRAJLARDA YÜK AKTARIMI VE ANKRAJ MEKANİĞİ	33
3.1 Giriş	33

3.2	Beton-Tendon Etkileşimi	33
3.3	Beton/Zemin Etkileşimi	37
3.3.1	Kaya Ankrajları	40
3.3.2	Granüler Zeminlerde Ankraj	47
3.3.3	Killi Zeminlerde Ankraj	58
3.4	Ankraj Eğiminin Etkisi	65
4.	BÖLÜM ANKRAJLI PERDELER	72
4.1	Ankrajlı Perde Mekaniği	72
4.2	Duvar Stabilite Analizleri	74
4.2.1	Toprak Basınçları	74
4.2.2	Perde Hesap Yöntemleri	80
4.3	Genel Stabilite	85
4.3.1	Derin Kayma Tahkiki	88
4.3.2	Toptan Göçme Analizleri	100
4.3.3	Genel Göçme Analizlerinin Karşılaştırılması	104
4.4	Ankrajlı Perdelerde Yer Değiştirmeler	105
5.	BÖLÜM ANKRAJLI PERDELERİN NÜMERİK ANALİZİ	114
5.1	Giriş	114
5.2	Nümerik Yöntemler	114
5.3	İstinat Yapılarının Analizinde Nümerik Yöntemler	116
5.4	Sonlu Elemanlar Yöntemi	118
5.4.1	Non-lineer Analiz	121
5.4.2	Zemin Yapı Analizi Problemlerinin Analizinde Sonlu Elemanlar Yöntemi	127
5.4.3	LUSAS Programı	133
5.4.4	Örnek Çalışma	133
6.	BÖLÜM DENEYSEL ÇALIŞMALAR	138
6.1	Giriş	138
6.2	Zemin Özellikleri	138
6.2.1	İndeks Özellikleri	138

6.2.2	Kayma Mukavemeti	139
6.2.2.1	Kesme Kutusu Deneyleri	139
6.2.2.2	Üç Eksenli Deney Sonuçları	141
6.3	Zemin-Yapı Etkileşimi Deneyleri	144
6.3.1	Tarihçe	144
6.3.2	Deneylerin Yapılışı	145
6.4	Model Deneyler	149
6.4.1	Deney Düzeneği	150
6.4.3	Deneylerin Yapılışı	155
6.4.3.1	Çekme Deneyleri	157
6.4.3.2	Ankrajlı Perde Model Deneyleri	168
7.BÖLÜM	NÜMERİK ÇALIŞMALAR	174
7.1	Giriş	174
7.2	Kesme Kutusu Deneyi Sonlu Elemanlar Analizi	175
7.3	Ankraj Çekme Deneyleri Analizi	177
7.3.1	Ankraj Çekme Deneyleri Analizi Sonuçlarının Değerlendirilmesi	184
7.4	Ankrajlı Perde Model Deneyleri Analizleri	185
7.4.1	Analiz Sonuçları	189
7.4.2	Ankrajlı Perde Deneyleri Analizlerinin Değerlendirilmesi	196
8.BÖLÜM	SONUÇLAR VE ÖNERİLER	198
	KAYNAKLAR	200
EK I	KALİBRASYONDA ÖLÇÜLEN ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERDEN GERİLME HESABI	213
	ÖZGEÇMİŞ	216

SEMBOL LİSTESİ

A	: Ankraj kuvveti
A	: Pekleşme parametresine bağlı katsayı
A	: Sabit
A_s	: Tendon efektif kesit alanı
a	: Akma fonksiyonun gerilmeye göre türevi
a	: Katsayı
a, b	: Hiperbolik bağıntı katsayıları
a, b, c, d	: Mesafe
B	: Ortalama ankraj kökü çapı
b	: Dilim genişliği
C	: Geometrik parametre
C_c	: Derecelenme katsayısı
C_u	: Üniformluk katsayısı
c	: Kohezyon, kohezyon kuvveti, geometrik parametre
c_a	: Adhezyon
c_u	: Drenajsız kayma mukavemeti
D	: Efektif çap, ankraj kökü çapı
D_r	: Relatif sıklık
d	: Ankraj çapı
du	: Şekil değiştirme enerjisi yoğunluğu
d_s	: Ankraj çapı
E	: Elastisite modülü
E_i	: Başlangıç elastisite modülü
E_{st}	: Çeliğin elastisite modülü
e	: eleman
F	: Eksenel yük
F	: Güvenlik sayısı
$F(\{\sigma\}, \kappa)$	: Akma fonksiyonu
f_u	: Dış etkisine bağlı azaltma faktörü
$G(\{\sigma\}, \kappa)$	: Plastik akma fonksiyonu
$G.S.$	: Güvenlik katsayısı
G_1	: Dilim ağırlığı
G_i	: Başlangıç kayma modülü
H	: Kazi derinliği
i, j	: Eleman no.
I_{ij}	: Tesir faktörü
K	: Toprak basıncı katsayısı
K_0	: Sükunetteki toprak basıncı katsayısı
k	: Malzeme parametresi
k_i	: Boyutsuz katsayı
L	: Ankraj boyu, ankraj kökü uzunluğu
L_r	: Serbest ankraj uzunluğu
M_i	: Ağırlık dışındaki kuvvetlerin momenti

M_s	: Ankraj kuvvetinin kayma dairesine göre momenti
n	: Boyutsuz katsayı
N_q	: Taşıma gücü faktörü
N_u	: Taşıma gücü faktörü
P	: Çekme kuvveti
P	: Ankraj yükü
P_A	: Toplam aktif itki kuvveti
P_i	: Eleman yer değiştirmesi
P_P	: Toplam pasif itki kuvveti
P_w	: Boşluk suyu basıncı
p	: Çevre basıncı
p_j	: j. eleman çekme kuvveti
q	: Sürşarj yükü
Q	: Toplam itki, bileşke kuvvet
R	: Bileşke kuvvet, geometrik parametre
R_T	: Kranz yönteminde ankraj üzerindeki fiktif kamaya gelen aktif itki
r	: Kayma dairesi yarıçapı
S_1	: Yüzey
S_s	: Zemin ankraj ara yüzeyinde taşıma gücü
S_x, S_y, S_z	: Deviyator gerilme invaryantları
s	: Ankraj aralığı
T	: Ankraj kuvveti, kaymaya karşı koyan teğetsel kuvvet
T_x, T_y, T_z	: Yüzey kuvvetleri
t	: Ara yüzey eleman kalınlığı
u_r	: Kesme kutusu üst başlık yer değiştirme değeri
V	: Hacim
W	: Toplam ağırlık
W_a	: Aktif kama ağırlığı
W_I	: Göçme yüzeyi ile aktif kama arasındaki kısmın ağırlığı
X, Y, Z	: Kütle kuvvetleri
x_i	: Dilim ağırlık merkezine daire merkezine uzaklığı
z	: derinlik
z	: Geometrik parametre

$[B]$	: Deformasyon matrisi
$\{b\}$	: Potansiyel akma yüzeyine normal vektör
$[C_{ep}]$	: Elasto-plastik bünye matrisi
$[c]$	: Bünye matrisi
$[D_e]$	: Elastik bünye matrisi
$[D_{ep}]$	: Elasto-plastik bünye matrisi
$[D_p]$	: Plastik bünye matrisi
$[K]$	: Sistem rijitlik matrisi
$[K_{ep}]$	: Elasto-plastik rijitlik matrisi
$[k]$	: Eleman rijitlik matrisi
$[N]$	: Şekil fonksiyonları matrisi
$[Q]$	: Yük matrisi

$\{\Delta Q_n\}$	: Artan düğüm yükleri vektörü
$\{I\}$	: Birim matris
$\{I_p\}$	: Tesir faktörleri matrisi
$\{p\}$	: Çekme kuvveti vektörü
$\{q\}$	: Eleman deplasmanları vektörü
$\{Q_e\}$	: Düğüm yükleri vektörü
$\{R\}_n$	: Düğüm noktasındaki rezidüel hata
$\{T\}$	: Yüzey kuvvetleri vektörü
$\{u\}$	: Yer değiştirme vektörü
$\{X\}$	: Bünye kuvvetleri vektörü
α	: Dilimlerin yatayla yaptığı açı
α_1	: Malzeme parametresi
δ	: Sürtünme açısı
δ_a	: Uzama
δ_r	: Tendon deformasyonu
$\Delta \epsilon$	: Şekil değiştirme değişimi
$d\lambda$	: Oransal faktör
ϵ	: Şekil değiştirme
ϵ^p	: Efektif plastik şekil değiştirme
ϵ_e	: Elastik şekil değiştirme
ϵ_p	: Plastik şekil değiştirme
ϵ_θ	: Teğetsel şekil değiştirme
ϵ_x	: Eksenel şekil değiştirme
ϕ	: İçsel sürtünme açısı
ϕ'	: Efektif içsel sürtünme açısı
ϕ_a	: Zemin-ankraj kökü ara yüzeyindeki sürtünme açısı
γ	: Birim hacim ağırlık
γ_s	: Dane birim hacim ağırlığı
κ	: Pekleşme fonksiyonu
μ	: Katsayı
ν	: Poisson oranı
π	: Lineer elastik bir ortamın potansiyel enerjisi
θ	: Açı
θ	: Açısal invaryant
σ	: Normal gerilme
σ_1	: Büyük asal gerilme
σ_3	: Küçük asal gerilme
σ_a	: Atmosfer basıncı
σ_m	: Gerilme invaryantı
σ_n	: Düşey normal gerilme
σ_n	: Ortalama efektif basınç
σ_θ	: Teğetsel normal gerilme
σ_v	: Düşey basınç

σ_v	: Düşey efektif gerilme	
σ_y	: Başlangıç akma gerilmesi	
σ_z	: Eksenel normal gerilme	
τ	: Kayma gerilmesi	
τ	: Kayma gerilmesi	
$\{\epsilon\}$	: Şekil değiştirme matrisi	
$\{\rho\}$	: Yer değiştirme vektörü	
$\{\sigma\}$	: Gerilme matrisi	
Şekil 2.2	Dönme etkileri ankraylar için istenilen yapılarla ankray kullanımı	5
Şekil 2.3	Küçük ve büyük ölçekli derinliklerde ankray uygulamaları	7
Şekil 2.4	Kısa kütlesinin stabilitesi için ankray kullanımı	9
Şekil 2.5	Küçük yükler için ankray	10
Şekil 2.6	Özel yapılar için ankray kullanımı	10
Şekil 2.7	Düşey ve yatay ankray derinlikleri	12
Şekil 2.8	Tipik ankray bağlantıları	12
Şekil 2.9	Paslı ankraylar için ankray	14
Şekil 2.10	Tipik beton ve beton ankrayları için ankray	14
Şekil 2.11	Ankray derinliği belirlenmesine göre ankray tipleri	15
Şekil 2.12	İngiliz Ankray Sertifikasyonu, BS 5881'e göre ankray tipleri	16
Şekil 2.13	Bir ankray sisteminin bileşenleri (Tip 2 ankray)	16
Şekil 2.14	Tip 3 ankrayda delik açma işlemi	19
Şekil 2.15	Çelik baskı bir ankrayın detayı	20
Şekil 2.16	Paslı betonun çatlaması için ankray testleri	21
Şekil 2.17	Endüstriyel bir tesis için beton ankrayda deneylere ilişkin	24
Şekil 2.18	Çelik baskı ankraylarda baskı yüklenmesi	24
Şekil 2.19	Bir deneyde elde edilen yüklenme düzeyleri için önerilen gösterim	25
Şekil 2.20	Küçük ölçekli deneyler	27
Şekil 2.21	Büyük ölçekli deneyler	27
Şekil 2.22	Özel yapılar için ankray	28
Şekil 2.23	Ankraylar için ankraylar için ankraylar	30
Şekil 2.24	Zararlı çatlaklar, betonun kırılması ve betonun kırılması	31
Şekil 2.25	Genel yapılar için ankraylar için ankraylar	32
Şekil 2.1	İstenilen eylem için ankraylar için ankraylar	34

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1	Yapılan çalışmaları belli bir hiyerarşi içinde gösteren akış şeması	3
Şekil 2.1	Suyun kaldırma etkisine karşı ankraj kullanımı	5
Şekil 2.2	Dönme etkilerine karşı bir istinat yapısında ankraj kullanımı	5
Şekil 2.3	Kule ve elektrik direkleri temellerinde ankraj uygulamaları	7
Şekil 2.4	Kaya kütlelerinin stabilitesinde ankraj kullanımı	9
Şekil 2.5	Kazık yükleme deneyi	10
Şekil 2.6	Özel yapılarda ankraj kullanımı	10
Şekil 2.7	Düşey ve yatay ankraj deneyleri	12
Şekil 2.8	Tipik ankraj başlıkları	12
Şekil 2.9	Perdeye bağlanan ankraj	14
Şekil 2.10	Tipik çekme ve basınç ankrajları detayı	14
Şekil 2.11	Ankraj deliği biçimlerine göre ankraj tipleri	15
Şekil 2.12	İngiliz Ankraj Şartnamesi, BS 80801'e göre ankraj tipleri	16
Şekil 2.13	Bir ankraj inşaatının adımları (Tip 2 ankraj)	16
Şekil 2.14	Tip 3 ankrajda delik açma işlemi	19
Şekil 2.15	Çok halatlı bir ankrajın detayı	20
Şekil 2.16	Tek çubuktan müteşekkil ankraj tendonu	21
Şekil 2.17	Hidrolik bir kriko ile çubuk ankrajda öngerme işlemi	24
Şekil 2.18	Çok halatlı ankrajlarda başlık mekanizması	24
Şekil 2.19	Bir öngerme işleminde yükleme deneyleri için önerilen yöntem	25
Şekil 2.20	Klasik istinat duvarları	27
Şekil 2.21	Berlin duvar	27
Şekil 2.22	Örnek palplanş kesitleri	28
Şekil 2.23	Anolar ile ankrajlı diyafram perde inşaatı	30
Şekil 2.24	Zemine çakılan betonarme kazıklar ile diyafram perde inşası	31
Şekil 2.25	Slurry Trench yöntemi ile diyafram perde inşaatı	32
Şekil 3.1	İdealize edilmiş tendon/beton arayüzeyi	34

Şekil 3.2	Tendon/beton ara yüzeyinin idealize edilmiş davranışı	34
Şekil 3.3	Çelik tendonu saran betonun çatlaması	36
Şekil 3.4	Yüklemeye sırasında tendon uzunluğu boyunca aderans gerilmeleri dağılımı	36
Şekil 3.5	A'nın değişik değerleri için tendonda yük dağılımı	39
Şekil 3.6	Değişik zemin elastisite modüllerine göre ankraj/zemin ara yüzeyinde aderans gerilmelerinin ankraj boyunca değişimi	39
Şekil 3.7	Philips (1970) tarafından önerilen teorik gerilme dağılımı	41
Şekil 3.8	220 ton kapasiteli bir ankraj boyunca şekil değiştirme dağılımı	43
Şekil 3.9	Bir basınç ankrajında eksenel basınç ve aderans gerilmeleri	44
Şekil 3.10	İzotrop kayada ankrajın oluşturduğu göçme konisi ve izotrop olmayan kayada göçme yüzeyleri	46
Şekil 3.11	İki komşu ankrajda teorik göçme konilerinin etkileşimi	46
Şekil 3.12	Önerilen formülle bulunan sonuçların arazi değerleri ile karşılaştırılması	51
Şekil 3.13	Değişik zeminlerde ankraj taşıma gücü-enjeksiyon basıncı ilişkisi	52
Şekil 3.14	Değişik sıklık ve tipteki zeminlerde ankraj taşıma gücünün sabit ankraj uzunluğuna göre değişimi	53
Şekil 3.15	Kumlu çakıl ve çakıllı kum zeminlerde ankraj taşıma gücü ile SPT değerlerinin korelasyonu	55
Şekil 3.16	SPT N değerleri ile maksimum çevre sürtünmesi arasındaki bağıntı	56
Şekil 3.17	Kumlarda sabit ankraj uzunluğunun yükleme-deplasman ilişkisine etkisi	56
Şekil 3.18	Sıkı kumda sabit ankraj boyunca yük dağılımı	
	Sıkı kumda uygulanan yük ve zamanla çevre sürtünmesi dağılımı	
	785 kN yük için zamanla çevre sürtünmesinin değişimi	57
Şekil 3.19	Nihai yükte çevre sürtünmesinin ankraj boyunca dağılımı ve ölçülen çevre sürtünmesi dağılımının sabit ankraj uzunluğu ve kum sıklığına göre değişimi	59

Şekil 3.20	Değişik sıklıktaki kumlarda yapılan ankraj deneylerinde çevre sürtünmesi değerlerinin derinlikle değişimi	60
Şekil 3.21	Dişli bir ankraja etkiyen kuvvetler	63
Şekil 3.22	Kilde inşa olunan üç dişli bir ankrajda diş aralığına göre ankraj taşıma gücü	63
Şekil 3.23	Kilde nihai çekme dayanımına sabit aralıkta diş sayısının etkisi	64
Şekil 3.24	İkincil enjeksiyonlu ve enjeksiyonsuz sabit ankraj uzunluğunun bir fonksiyonu olarak kohezyonlu zeminlerde ölçülen çevre sürtünmesi değerleri	66
Şekil 3.25	Göçme anında sabit ankraj uzunluğu boyunca yerleştirilen çevre sürtünmesi	67
Şekil 3.26	Basınç ankrajı (TPT) ve çekme ankrajı (IRP) de yük dağılımı	68
Şekil 3.27	Ankrajın yatayla yaptığı α açısı ve sükunetteki toprak basıncı katsayısı K_0 ile ortalama adhezyonun teorik değişimi	70
Şekil 3.28	Ankraj yükünün aşırı konsolidasyon oranına göre değişimi	71
Şekil 4.1	Ankrajlı perde	73
Şekil 4.2	Terzaghi ve Peck tarafından önerilen basınç dağılımları	76
Şekil 4.3	Ankrajlı duvar arkasında basınç dağılımları	76
Şekil 4.4	Stille (1976) tarafından önerilen basınç dağılımı	77
Şekil 4.5	Stille (1976) tarafından önerilen yöntemle göre hesaplanan ve ölçülen yüklerin karşılaştırılması	78
Şekil 4.6	Dört ankrajlı perdede moment, kesme kuvveti, toprak basıncı ve deformasyon dağılımı	79
Şekil 4.7	Ankrajlı perde arkasında toprak basınç ölçümleri	81
Şekil 4.8	Ankrajlı perdelerde farklı rijitlik ve geometride kestirilen net toprak basınçları	82
Şekil 4.9	Derinlikle toprak basıncı dağılımı	83
Şekil 4.10	Ankrajlı perdenin kazı adımlarına göre Rankine basınçları esas alınarak analizi	86

Şekil 4.11	Elastik zemine oturan kiriş yaklaşımı ile diyafram duvarın modellenmesi	87
Şekil 4.12	Ankrajlı perdelerde kabul edilen kayma kaması	89
Şekil 4.13	Ankrajlı yapılarda göçme çeşitleri	90
Şekil 4.14	Genel stabilitenin belirlenmesi	91
Şekil 4.15	Ankrajlı duvarda genel stabilite için kabul edilen kayma kaması	93
Şekil 4.16	Broms (1968) tarafından önerilen Kranz yönteminin modifikasyonu	95
Şekil 4.17	Çok ankrajlı duvarda kayma düzlemleri	95
Şekil 4.18	Birden fazla ankraj için genel stabilite analizleri	96
Şekil 4.19	Tek sıra ankrajlı duvarın stabilitesi	98
Şekil 4.20	Duvar ankrajlı perdenin genel stabilite analizi	98
Şekil 4.21	Dilim yöntemi ile göçme tahkiki	101
Şekil 4.22	STABLE'da şev stabilitesi için modelleme	102
Şekil 4.23	Tek ankrajlı bir perdede inşa adımlarına göre yer hareketleri	103
Şekil 4.24	Elastik analiz için ankraj sisteminin modellenmesi	111
Şekil 4.25	Silindirik bir ankraj kökünün eksenel yüke karşı davranışı	111
Şekil 4.26	Deplasman parametresi I_p için grafik	113
Şekil 4.27	Ankraj kökünde çevre sürtünmesi dağılımının kabulü	113
Şekil 5.1	Nümerik analiz yöntemleri	115
Şekil 5.2	Zemin yapı etkileşiminde ortaya çıkan relatif hareket türleri	129
Şekil 5.3	Ara yüzey elemaan türleri	130
Şekil 5.4	Model deney sistemi ve sonlu elmanlar ızgarası	135
Şekil 5.5	Yükleme durumuna göre ankraj kafa deplasmanı-ankraj kuvveti ilişkisi	136
Şekil 5.6	Ara yüzeyde oluşan kayma gerilmesinin derinlikle değişimi	137
Şekil 6.1	Kumun dane çapı dağılımı	139
Şekil 6.2	Kumun kesme kutusu deneyinde davranışı	140
Şekil 6.3	Üç eksenli basınç deneyinde zemin davranışı	141

Şekil 6.4	Gerilme şekil değiştirme diagramında a ve b parametreleri ve hiperbolik bağıntının gösterimi	142
Şekil 6.5	Üç eksenli basınç deneyi sonuçlarının hiperbolik bağıntı ile gösterimi	143
Şekil 6.6	Zemin yapı etkileşiminin araştırıldığı direkt kesme kutusu	145
Şekil 6.7	Alüminyum-kum etkileşimi (pürüzlü)	147
Şekil 6.8	Alüminyum-kum etkileşimi (pürüzsüz)	147
Şekil 6.9	Çelik-kum etkileşimi (pürüzlü)	148
Şekil 6.10	Çelik-kum etkileşimi (pürüzsüz)	148
Şekil 6.11	Beton-kum etkileşimi	149
Şekil 6.12a	Model tankı	151
Şekil 6.12b	Ankrajlı perde modeli kesiti	151
Şekil 6.13	Ankraj kökü modeli	153
Şekil 6.14	Yağmurlama düzeneği	155
Şekil 6.15	Yağmurlama düzeneği yan görünüşü	156
Şekil 6.16a	10 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın eksenel gauge ölçümleri	158
Şekil 6.16b	20 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın eksenel gauge ölçümleri	159
Şekil 6.16c	30 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın eksenel gauge ölçümleri	159
Şekil 6.17a	10 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın teğetsel gauge ölçümleri	160
Şekil 6.17b	20 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın teğetsel gauge ölçümleri	160
Şekil 6.17c	30 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın teğetsel gauge ölçümleri	161
Şekil 6.18a	Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca eksenel şekil değiştirmeler ($q = 10$ kPa)	161

Şekil 6.18b Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca eksenel şekil değiştirmeler ($q = 20$ kPa)	162
Şekil 6.18c Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca eksenel şekil değiştirmeler ($q = 30$ kPa)	162
Şekil 6.19a Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca teğetsel şekil değiştirmeler ($q = 10$ kPa)	163
Şekil 6.19b Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca teğetsel şekil değiştirmeler ($q = 20$ kPa)	163
Şekil 6.19c Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca teğetsel şekil değiştirmeler ($q = 30$ kPa)	164
Şekil 6.20a Çekme yüküne karşın kökte oluşan eksenel gerilmeler ($q = 10$ kPa)	165
Şekil 6.20b Çekme yüküne karşın kökte oluşan eksenel gerilmeler ($q = 20$ kPa)	166
Şekil 6.20c Çekme yüküne karşın kökte oluşan eksenel gerilmeler ($q = 30$ kPa)	166
Şekil 6.21a Çekme yüküne karşın kökte oluşan kayma gerilmeleri ($q = 10$ kPa)	167
Şekil 6.21b Çekme yüküne karşın kökte oluşan kayma gerilmeleri ($q = 20$ kPa)	167
Şekil 6.21c Çekme yüküne karşın kökte oluşan kayma gerilmeleri ($q = 30$ kPa)	168
Şekil 6.22 Model tankta ankrajlı perde sistemi geometrisi ve kayma kaması	169
Şekil 6.23 Ankraj öngerme kuvvetinin perde yer değiştirmelerine etkisi	170
Şekil 6.24a Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca normal gerilme dağılımı ($P = 0.2P_{max}$)	171
Şekil 6.24b Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca normal gerilme dağılımı ($P = 0.4P_{max}$)	171
Şekil 6.24c Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca normal gerilme dağılımı ($P = 0.6P_{max}$)	172

Şekil 6.25a	Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca kayma gerilmesi dağılımı ($P = 0.2P_{max}$)	172
Şekil 6.25b	Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca kayma gerilmesi dağılımı ($P = 0.4P_{max}$)	173
Şekil 6.25c	Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca kayma gerilmesi dağılımı ($P = 0.6P_{max}$)	173
Şekil 7.1	Kesme kutusu sonlu eleman modeli	175
Şekil 7.2	Kesme kutusu deneyi ve sonlu eleman modeli sonuçları	176
Şekil 7.3	Ankraj kökü sonlu eleman modeli	178
Şekil 7.4	Sonlu eleman modelde ankraj kökü detayı	178
Şekil 7.5	Sürşarj basıncı altında ankraj kökündeki eksenel şekil değiştirmeler	180
Şekil 7.6	Sürşarj basıncı altında ankraj kökündeki teğetsel şekil değiştirmeler	181
Şekil 7.7	Non-linear analizde ankraj kökünde yük-yer değiştirme ilişkisi	181
Şekil 7.8	Ankraj boyunca eksenel şekil değiştirmelerin çekme yüküne göre değişimi	182
Şekil 7.9	Ankraj boyunca teğetsel şekil değiştirmelerin çekme yüküne göre değişimi	182
Şekil 7.10	Ankraj boyunca eksenel normal gerilmelerin çekme yüküne göre değişimi	183
Şekil 7.11	Ankraj boyunca kayma gerilmelerinin çekme yüküne göre değişimi	183
Şekil 7.12	Ankrajlı perde sonlu eleman modeli sınır koşulları ve kazı durumu	186
Şekil 7.13	Sonlu eleman ızgarası	186
Şekil 7.14	Ankrajlı perde modeli sonlu eleman ızgarası	187
Şekil 7.15	Ankrajlı perdede kazıdan sonraki durum (Kazı II)	190
Şekil 7.16	Ankrajlı perdede kazıdan sonraki durum (Kazı V)	190
Şekil 7.17	Perde yer değiştirmelerinin karşılaştırılması	191

TABLO LİSTESİ

Tablo 3.1	Koni yöntemi kullanılarak kayada ankraj gömme derinliğini veren ampirik bağıntılar	45
Tablo 3.2	Koni yöntemi kullanılarak kayada yapılan ankraj gruplarında gömme derinliğini veren ampirik bağıntılar	47
Tablo 3.3	Kohezyonsuz zeminlerde yaklaşık ankraj kökü boyu	48
Tablo 3.4	Kohezyonsuz zeminlerde sükunette toprak basıncı katsayısı değerleri	49
Tablo 5.1	Podima kumuna ait mekanik parametreler ve zemin özellikleri	134
Tablo 6.1	Kumun indeks özellikleri	138
Tablo 6.2	Kesme kutusu deney sonuçları	140
Tablo 6.3	Üç eksenli basınç deneyinden elde olunan mekanik parametreler	143
Tablo 6.4	Kum/Yapı etkileşimi deney sonuçları	146
Tablo 6.5	Kalibrasyon deneylerinin teorik hesapla karşılaştırılması	154
Tablo 7.1	Perde arkasındaki kumun elastisite ve kayma modülünün derinlikle değişimi	188

TEŞEKKÜR

ÖZET

Ankrajlı perdeler dik ve derin kazıların desteklenmesinde yaygın olarak kullanılan bir iksa yöntemidir. Bu yöntemde, perde inşa edildikten sonra kademeli kazı yapılmakta ve her kazı adımı zemin içerisinde çimento şerbeti (grout) enjeksiyonu ile oluşturulan bir kök içinde yüksek mukavemetli çelik donatılar yerleştirilerek sisteme öngerme uygulanmaktadır. Bu sistemde ankraja uygulanan öngerme kuvveti ile kazı stabilitesi sağlandığı gibi, kazının yer değiştirmeleri de kontrol edilmektedir. Ayrıca kazı önünde daha verimli çalışma koşulları sağlandığından, derin kazıların iksasında diğer destekleme sistemlerine göre daha ekonomik olmaktadır. Öngerme ankrajlı perdeler bir çok avantajlar yanında, birbirinden farklı üç malzemenin biraraya gelmesi ile oldukça karmaşık bir mekaniğe sahiptir. Bu karmaşık mekanik son yirmi-yirmibeş yılda laboratuvar ve arazi deneyleri ile anlaşılmaya çalışılmıştır. Bu çalışmada ankraj öngerme kuvveti şiddetinin perde yer değiştirmelerine etkisi ve perde önünde yapılan kazılar nedeniyle perdede meydana gelen yer değiştirmeler yanında, ankraj kökündeki gerilme dağılımının incelenmesi amaçlanmıştır.

Bunun için laboratuvar ortamında geliştirilen bir model deney düzeneğinde deneyler yapılmıştır. Deneylerde kum bir zemin seçilmiş ve üniform bir kum yatağı elde etmek için deney tankına bir yağmurlama düzeneği vasıtasıyla yerleştirilmiştir. Model deneyler iki aşamada yapılmıştır. Birinci aşamada çeşitli sürüş yükleri altında ankraj çekme deneyleri, ikinci aşamada ise ankraja öngerme uygulandıktan sonra duvar önü kazısı yapılmış ve bu esnada duvar deplasmanları ile ankraj kökündeki yer değiştirmeler ölçülmüştür. Her iki aşamada da ölçülen şekil değiştirme değerlerinden ankraj kökü boyunca normal gerilme ve kayma gerilmesi değerleri hesaplanmış ve yükleme durumlarına göre bunların ankraj boyunca dağılımları grafiklerle gösterilmiştir. Daha sonra deney modeli sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak her iki deney aşaması için analiz edilmiş ve elde olunan sonuçlar deneylerde elde olunan bulgularla karşılaştırılmıştır.

Nümerik analizler sonlu elemanlar yöntemi ile yapılmıştır. Sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan hesaplarda ankraj/zemin ve perde/zemin etkileşimini ifade etmek için elasto-plastik ara yüzey elemanlar kullanılmıştır. Ara yüzey elemanların kalınlığı yapılan ön çalışmalarla belirlenmiştir. Ayrıca hesaplarda kum zemin içinde elasto-plastik malzeme davranışı kabul edilmiş, plastik hesaplarda birleşik akma kuralı (associated flow rule) ve izotrop pekleşme esas alınmıştır. Ara yüzey ve zemin için seçilen mekanik parametrelerde laboratuvar ortamında yapılan mukavemet deneyleri esas alınmıştır. Tüm bu hesaplar LUSAS sonlu eleman paket programı ile gerçekleştirilmiştir.

Model deneylerden elde olunan bulgular analiz sonuçları ile genelde uygun düşmüştür. Diğer yandan deneysel ve nümerik çalışmalarda elde olunan ankraj kökündeki eksenel normal ve kayma gerilmesi dağılımları literatürde bulunan benzer çalışmalar ile uygun düşmektedir.

ABSTRACT

In recent years, anchored walls have become a common construction method for the support of steep and deep excavations. In this method, the excavation is carried out in stages, and at each stage wall is constructed on which a prestressing force is applied through soil anchors prior to proceeding with the next stage of excavation. Prestressed soil anchors comprise of high strength steel reinforcement placed in a drill hole and a concrete anchorage root formed with pressure injected cement grout. With the aid of the prestressing force applied on the wall, the stability of excavation sides is ensured and the deformations are kept under control. Moreover, the anchored walls provide for better working conditions in the excavation and usually constitute the most economic support system for deep and wide excavations. Prestressed anchored walls, while having a lot of advantages over the other methods of excavation support systems, compose of three different materials and involve a somewhat complicated mechanics of load transfer. The difficulty to understand mechanics of anchored walls have been investigated extensively in the last 20-25 years through in situ and laboratory load testing. This particular study aims at investigating the effect of the prestressed anchorage force intensity to the wall displacements and the deformations caused by the excavation in front of the wall as well as the stress distribution on the anchorage root.

Tests were conducted on the model testing device developed in the laboratory for this purpose. The sand soil selected for the tests was placed in the testing tank through a raining device to obtain a uniform sand bed. Model tests were conducted in two stages. The first stage included the anchorage pull-out tests under the effect of surcharge pressures and the second stage was realized through excavating of the wall front following the prestressing of the anchorage and simultaneously measuring the displacements of the wall and the anchorage root. The normal and shear stresses along the root were calculated through the measured strains at both stages. The obtained data were compared with the numerical analysis results.

The Finite Element Method (FEM) is utilized for the numerical analysis. Elasto-plastic interface elements are used to express the anchorage/soil and wall/soil interaction in the calculations with FEM. The thickness of the interface elements is determined with a series of computations in the preliminary analyses. Also in the analysis an elasto-plastic material behavior is assumed for the sand. The associated flow rule and the isotropic hardening are taken as a basis in plastic analyses. The laboratory shearing tests are used for the determination of the mechanical parameters of the interface element and the soil. LUSAS finite element code is used for numerical calculations.

The results of the laboratory tests are in general consistent with the results of the analyses. The axial normal stress and shear stress values of the laboratory studies and the numerical analyses are consistent with the similar studies in literature as well.

BÖLÜM 1

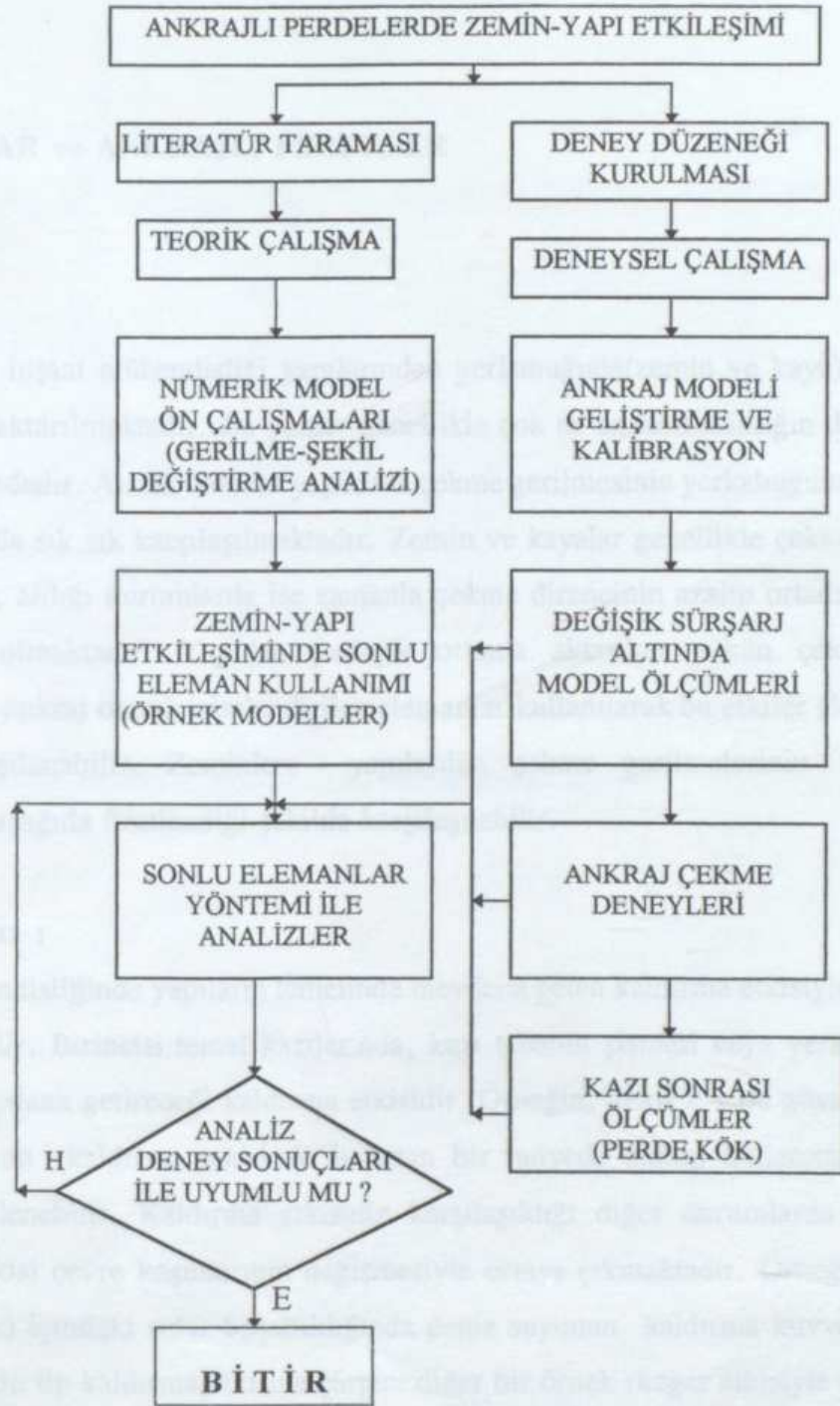
1. GENEL GİRİŞ

Derin kazıların desteklenmesinde ankrajlı perde kullanımı inşaat mühendisleri tarafından sıkça başvurulmuş bir çözüm yöntemidir. Ankrajlı perdeler, çoğu zaman klasik destekleme yapıları veya sistemlerine göre daha ekonomik ve inşaat mühendisliği açısından daha verimli çalışma koşulları sağlamaktadır. Özellikle zemin içerisinde bir delgi kullanılarak açılan deliğe yerleştirilen yüksek mukavemetli bir çelik çubuk veya tel demeti çevresine basınçla püskürtülen beton (grout) ile oluşturulan zemin ankrajına uygulanan öngerme ile perdeyi dengede tutan uygulamalar (öngerme ankrajlı perdeler) son yıllarda yaygın olarak kullanılmaktadır. Öngerme ankrajlı perdelerde, perde zemine ankraj çeliği ile beton ve çelikten meydana gelen kompozit bir ankraj kökü sayesinde tutturulduğundan sistemin karmaşık bir mekaniği vardır. Bu karmaşık mekanik son yirmi-yirmi beş yılda laboratuvar ve arazi deneyleri ile anlaşılmağa çalışılmıştır.

Bu çalışmada ankraj öngerme kuvveti şiddetinin perde yer değiştirmelerine etkisi ve perde önünde yapılan kazılar neticesinde perdede meydana gelen yer değiştirmeler yanında ankraj kökünün maruz kaldığı yüklemelere (öngerme ve perde yükleri v.b) karşın gerilme dağılımı değişiminin incelenmesi amaçlanmıştır. Bu nedenle laboratuvarda bir ankrajlı perde modeli geliştirilmiş ve bu model üzerinde iki seri model deney gerçekleştirilmiştir. İlk seri deneylerde ankrajın öngerme etkisindeki davranışını gözlemlemek için değişik sürşarj basınçları altında çekme deneyleri yapılmıştır. Bu amaçla ankraj kökü modeli üzerine yerleştirilen şekil değiştirme ölçerler vasıtası ile yükleme adımlarına göre kökün davranışı gözlemlenebilmiştir. Bu deneylerde yükleme sıyrılmaya kadar devam etmiş ve bu şekilde ankraj sıyrılma yükü de tespit olunmuştur. İkinci seri deneylerde ise ankraj, sıyrılma yükünün altında belirli oranlarda çekilerek öngerme uygulanmış ve sonra perde önünde kazı yapılmıştır. Kazılar sırasında perdede meydana gelen yer değiştirmeler ile ankraj kökündeki gerilme dağılımındaki değişim ilk seri deneylerde olduğu gibi şekil değiştirme ölçerler vasıtası ile tespit olunmuştur. Yapılan

deneyler sonucunda elde olunan bulguların öngerme kuvvetinin perde yer değiştirmelerini azaltmadaki katkısı ortaya konmuş ve ankraj kökündeki normal ve kayma gerilmelerindeki değişimler gösterilmeye çalışılmıştır. Yapılan iki seri model deneyler daha sonra bir sonlu elemanlar paket programı yardımı ile analiz edilmiştir. Bu analizler neticesinde ankrajlı perdelerde zemin yapı etkileşiminin sonlu elemanlar hesap yöntemi ile güvenli bir şekilde yapılabileceği ve bu amaçla zemin/ yapı arayüzeylerinin ince kalınlıklı bir sonlu eleman yardımı ile modellenmesi gerektiği vurgulanmıştır.

Bu tez çalışmasında yukarıda amaçlananların gerçekleştirilmesinde Şekil 1.1’de görülen akış şeması izlenmiştir. Bu şemaya göre yapılan çalışmaların hiyerarşik olarak yazılması ile ortaya çıkarılan bu tezin organizasyonu şöyle olmaktadır : Bölüm 2’de ankrajların kullanım amacı, yerleri ve tipleriyle birlikte zemin destekleme yapılarının tipleri ve inşa şekilleri anlatılmıştır. Bölüm 3’de ankrajların uygulandıkları zemin türlerine göre mekaniği hakkında açıklayıcı bilgiler verilirken Bölüm 4’de ankrajlı perdelerin mekaniği ve tasarım esasları anlatılmış, literatürde yeralan stabilite hesap yöntemlerinden bahs olunmuştur. Bölüm 5’de ise iksa sistemlerinin tasarımında kullanılan ve literatürde yeralan hesap yöntemleri hakkında kısa açıklamalarda bulunulduktan sonra ankrajlı perde mekaniğinin incelenmesinde ve tasarımında sonlu elemanlar yönteminin kullanımı hakkında açıklayıcı bilgiler vermeye çalışılmıştır. Bölüm 6’da ankrajlı perdelerde ankraj/zemin etkileşimi ve kazı sırasında perde/zemin ve ankraj/zemin etkileşiminin incelendiği model deneyler ile çalışmalarda gözönüne alınan kum zeminin özelliklerinin incelendiği deneyler ve kumun yapı malzemeleri ile etkileşiminin incelendiği kesme kutusu deneyleri yer almaktadır. Bölüm 7’de ise yapılan ankrajlı perdelerde zemin yapı etkileşimini incelemek için geliştirilen nümerik modellere ayrılmıştır. Bu bölümde Bölüm 6’da anlatılan model deneyler geliştirilen sonlu eleman modeller ile nümerik olarak analiz edilmiş ve elde olunan sonuçların fiziksel sonuçlar ile uyumluluğu gösterilmiştir. Bölüm 8’de ise yapılan çalışmalardan elde olunan bulgulara dayanarak varılan sonuçlar ve bu konuda diğer çalışmalara ışık tutması düşünölen öneriler verilmiştir.



Şekil 1.1 : Yapılan çalışmaları belli bir hiyerarşi içinde gösteren akış şeması

BÖLÜM 2

ANKRAJLAR ve ANKRAJLI PERDELER

2.1 GİRİŞ

Günümüzde inşaat mühendisliği yapılarından yerkabuğuna(zemin ve kaya) çok çeşitli yüklemeler aktarılmaktadır. Bu yükler genellikle çok az egzantriklikliğin de olabildiği basınç şeklindedir. Ancak modern yapılarda çekme gerilmesinin yerkabuğuna aktarıldığı durumlarla da sık sık karşılaşmaktadır. Zemin ve kayalar genellikle çekme gerilmesi alamamakta, aldığı durumlarda ise zamanla çekme direncinin azalıp ortadan kalkması söz konusu olmaktadır. Yapıdan jeolojik ortama aktarılan yükün çekme olması durumunda ankraj olarak isimlendirilen elemanlar kullanılarak bu etkiler ekonomik bir şekilde karşılanabilir. Zeminlere yapılardan çekme gerilmelerinin aktarıldığı durumlarla aşağıda özetlendiği şekilde karşılaşılabilir.

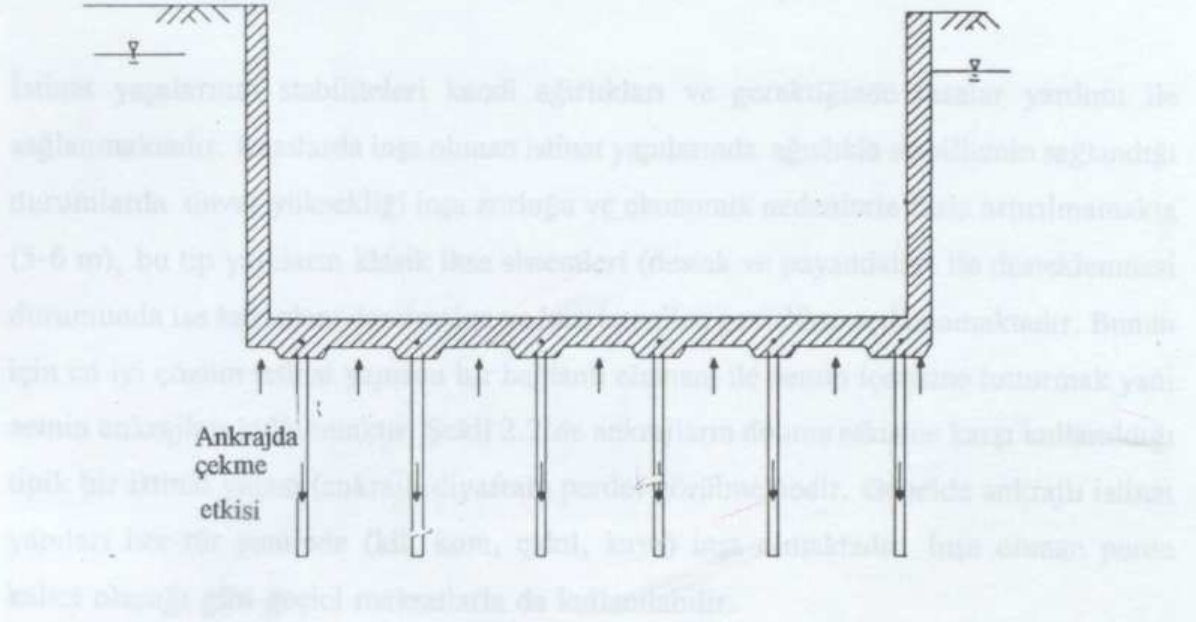
a) Kaldırma :

İnşaat mühendisliğinde yapıların temelinde meydana gelen kaldırma etkisiyle iki şekilde karşılaşılabilir. Birincisi temel kazılarında, kazı tabanının şişmesi veya yeraltı suyunun temelde meydana getireceği kaldırma etkisidir. Örneğin, Şekil 2.1'de gösterildiği gibi yeraltı suyunun kaldırma etkisinde bulunan bir radyede ankraj kullanılarak yapının yüzmesi önlenabilir. Kaldırma etkisinin karşılaşıldığı diğer durumlarda ise yapıda kaldırma etkisi çevre koşullarının değişmesiyle ortaya çıkmaktadır. Örneğin bir gemi havuzu (dok) içindeki sular boşaltıldığında deniz suyunun kaldırma kuvvetine maruz kalacaktır. Bu tip kaldırma etkisine çarpıcı diğer bir örnek rüzgar etkisiyle çatılarından kaldırma etkisine maruz modern yapılardır. Münih Olimpiyat Stadyumu böyle bir yapıya örnektir (Hanna,1982). Bu örnekler çoğaltılabilir.

b) Dönme :

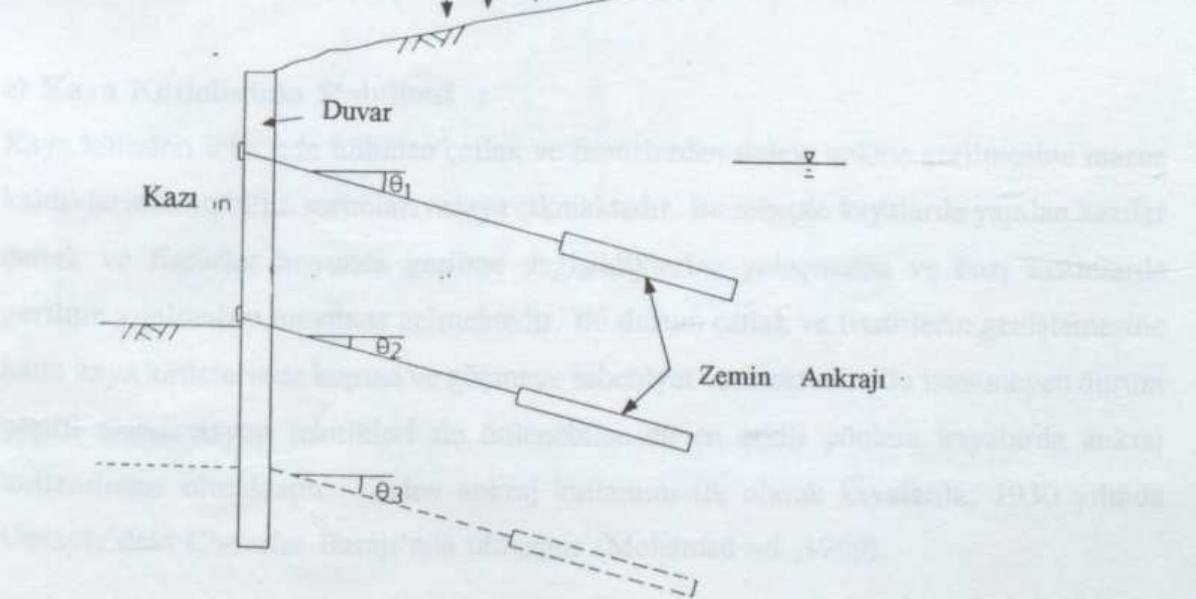
Bazı yapılarda yanal kuvvetlerin etkisi ile oluşan dönme sonucu zemin ile aralarında çekme kuvveti meydana gelmekte, bu da yapıların devrilmesine sebep olmaktadır. Bu

Bu yapılar da 1.1 kategoride değerlendirilir. Birinci tür yapılar, ikinci tür yapılar ve üçüncü tür yapılar olarak sınıflandırılır. Birinci tür yapılar, ikinci tür yapılar ve üçüncü tür yapılar olarak sınıflandırılır.



Şekil 2.1: Suyun kaldırma etkisine karşı ankraj kullanımı

Bu yapılar da 1.1 kategoride değerlendirilir. Birinci tür yapılar, ikinci tür yapılar ve üçüncü tür yapılar olarak sınıflandırılır. Birinci tür yapılar, ikinci tür yapılar ve üçüncü tür yapılar olarak sınıflandırılır.



Şekil 2.2: Dönme etkilerine karşı bir istinat yapısında ankraj kullanımı

tip yapılar da iki kategoride incelenebilir. Birincisi istinat yapıları, ikincisi ise yatay yüklere maruz, özellikle yüksek, yapılardır.

İstinat yapılarının stabiliteleri kendi ağırlıkları ve gerektiğinde iksalar yardımı ile sağlanmaktadır. Kazılarda inşa olunan istinat yapılarında ağırlıkla stabilitenin sağlandığı durumlarda duvar yüksekliği inşa zorluğu ve ekonomik nedenlerle fazla artırılmamakta (5-6 m), bu tip yapıların klasik iksa sistemleri (destek ve payandalar) ile desteklenmesi durumunda ise kazı alanı daralmakta ve kazı istenilen genişlikte açılmamaktadır. Bunun için en iyi çözüm istinat yapısını bir bağlantı elemanı ile zemin içerisine tutturmak yani zemin ankrajları kullanmaktır. Şekil 2.2'de ankrajların dönme etkisine karşı kullanıldığı tipik bir istinat yapısı (ankrajlı diyafram perde) görülmektedir. Genelde ankrajlı istinat yapıları her tür zeminde (kil, kum, çakıl, kaya) inşa olmaktadır. İnşa olunan perde kalıcı olacağı gibi geçici maksatlarla da kullanılabilir.

Kule ve benzeri yüksek yapıların rüzgar ve deprem yükleri ile devrilmesini önlemek için de düşey ankrajlar kullanılmaktadır. Ankraj kullanılmadan boyutlandırılan bu tip yapıların temelleri yatay etkilerinden dolayı oluşan dönmeyi karşılamak üzere çok büyük boyutlarda olmak zorundadır. Ankraj kullanılmadan yapılan bu çözüm genellikle ekonomik değildir ve dolayısı ile bu tip yapıların temellerinde ankrajlara ihtiyaç duyulmaktadır. Bu tip yapılara örnek Şekil 2.3 (a) ve (b)'de görülmektedir.

c) Kaya Kütlelerinin Stabilitesi :

Kaya kütleleri içlerinde bulunan çatlak ve fissürlerden dolayı çekme gerilmesine maruz kaldıklarında stabilite sorunları ortaya çıkmaktadır. Bu sebeple kayalarda yapılan kazılar çatlak ve fissürler boyunca gerilme değişikliklerine yolaçmakta ve bazı kısımlarda gerilme yığılmaları meydana gelmektedir. Bu durum çatlak ve fissürlerin genişlemesine hatta kaya kütlelerinde kopma ve göçmeye sebebiyet vermektedir. Bu istenmeyen durum çeşitli stabilizasyon teknikleri ile önlenebilse de en etkili yöntem kayalarda ankraj kullanılması olmaktadır. Zaten ankraj kullanımı ilk olarak kayalarda, 1930 yılında Cezayir'deki Cheurfas Barajı'nda olmuştur (Mohamed vd., 1969).

Ankrajların kaya kütlelerinin stabilitesinin iyileştirilmesinde kullanımı iki şekilde olmaktadır. Birincisi dik veya şevli kazılan kaya kütleleri yüzeyinde stabiliteyi sağlamak için ankarj kullanımı(Şekil 2.4.a) . İkincisi ise yapılan yeraltı kazıları neticesinde kaya kütlelerinde meydana gelen gerilme değişikliklerinin yolaçtığı yerdeğiştirmelerin kontrol edilmesi ve stabilitenin sağlanması için ankraj kullanımıdır. Şekil 2.4.b'de görüldüğü gibi kayada açılan bir tünel inşaatı buna örnek teşkil edebilir.

d) Şevlerin Stabilitesi :

Zemin ve kayalarda bulunan doğal veya yarma şevlerinin stabilitesini sağlamak için ankrajlar yaygın olarak tüm dünyada kullanılmaktadır. Özellikle karayollarında açılan yarma şevlerinin stabilizasyonunda ekonomik bir stabilizasyon yöntemi olarak karşımıza çıkmaktadır (Brandl,1979; Henke,1974).

e) Arazi Deneyleri :

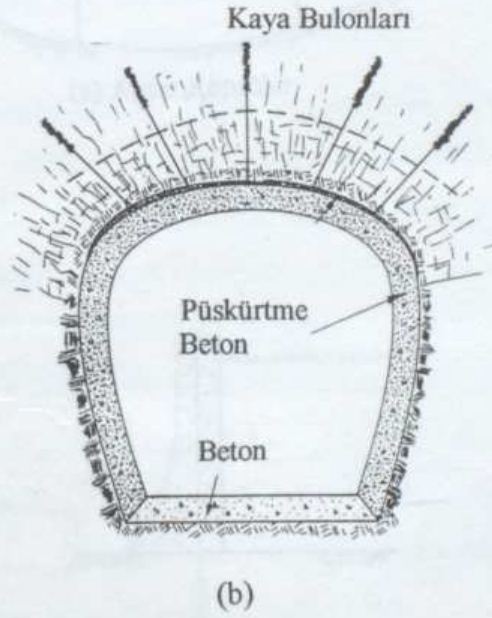
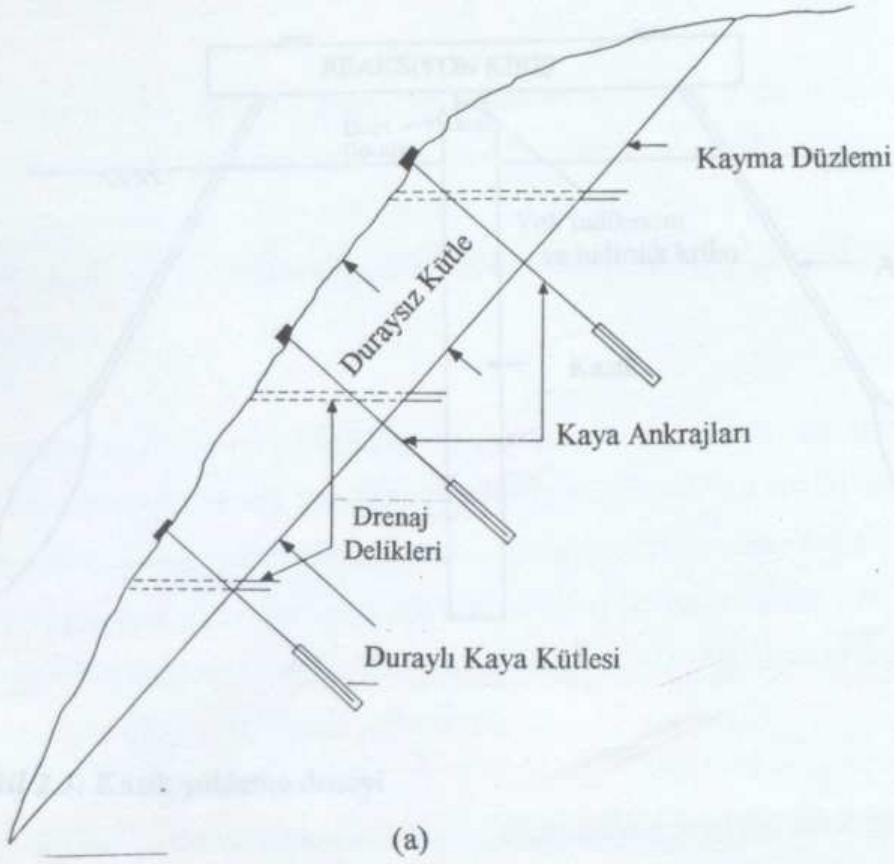
Büyük inşaat projeleri büyük ölçekli arazi deneyleri yapılmasını gerektirmektedir. Bunlar büyük ölçekli plaka yükleme deneyi, (Jaeger,1961), arazi kesme kutusu deneyi, (Hobst ve Zajic,1977) ve kazık yükleme deneyleridir. Bütün bu deneylerde büyük reaksiyon yüküne ihtiyaç duyulmaktadır. Bunun için en ekonomik ve kullanışlı yol ankraj kullanımıdır. Şekil 2.5'de görüldüğü gibi bir kazık ankrajlar vasıtasıyla yüklenmiştir.

f) Özel kullanımlar :

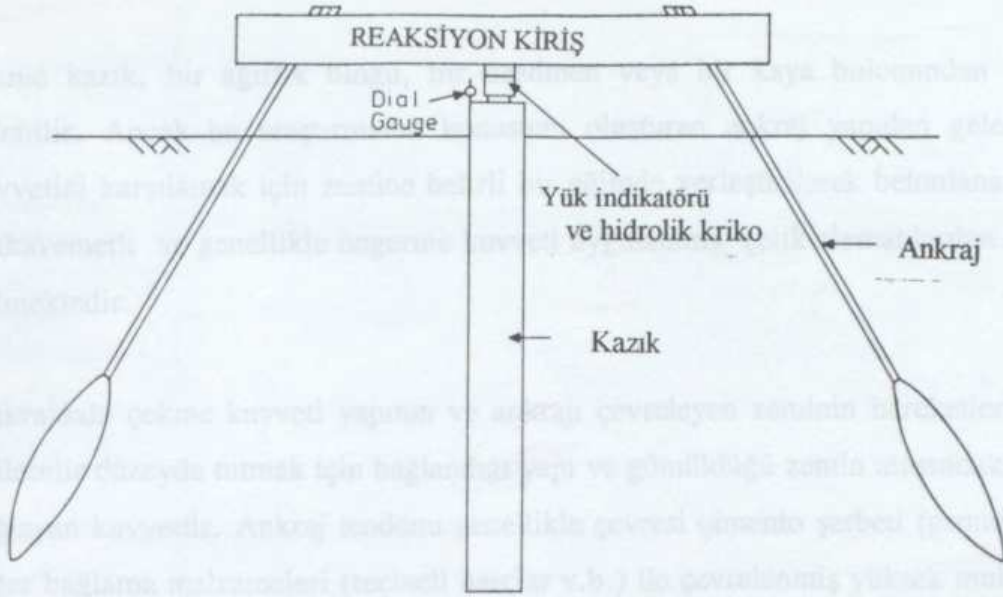
Ankraj yukarıda anlatılanların dışında daha bir çok inşa sahasında kullanılabilir. Bu kullanımlar, asma köprü kablolarının mesnetlenmesi (Şekil 2.6a), deniz yapılarının desteklenmesi, barajların kayma ve devrilmeye karşı desteklenmesi, (Şekil 2.6b) olarak gösterilebildiği gibi daha bu örnekleri artırmak mümkündür.

2.2 ANKRAJ TANIMI

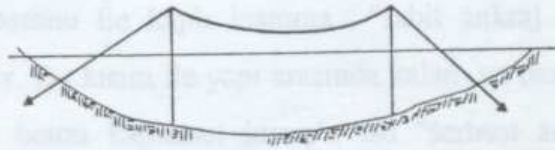
İster zemine yerleştirilsin ister kayaya ankraj, çevresini saran zemine çekme gerilmesi aktaran bir yapı elemanıdır. Aktarılan çekme gerilmesi ankraj ile onu saran zemin arasında oluşan kayma gerilmeleri ile karşılanmaktadır. Ankraj denilen yapı elemanı bir



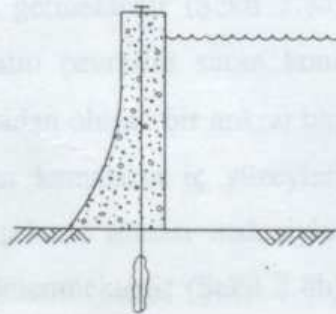
Şekil 2.4: Kaya kütlelerinin stabilitesinde ankraj kullanımı



Şekil 2.5: Kazık yükleme deneyi



(a) Asma Köprüler

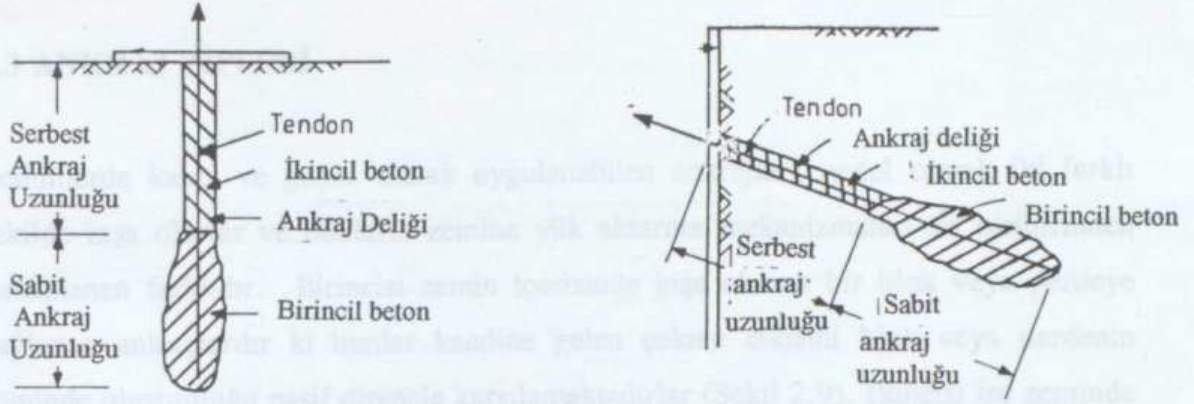


Şekil 2.6. Özel yapılarda ankraj kullanımı

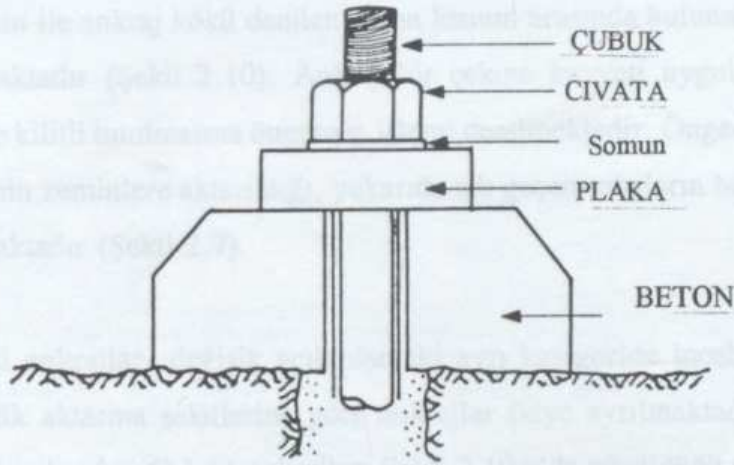
çekme kazık, bir ağırlık bloğu, bir deadmen veya bir kaya bulonundan meydana gelebilir. Ancak bu araştırmanın konusunu oluşturan ankraj yapıdan gelen çekme kuvvetini karşılamak için zemine belirli bir eğimde yerleştirilerek betonlanan yüksek mukavemetli ve genellikle öngerme kuvveti uygulanmış çelik elemanlardan meydana gelmektedir.

Ankrajdaki çekme kuvveti yapının ve ankrajı çevreleyen zeminin hareketlerini kabul edilebilir düzeyde tutmak için bağlandığı yapı ve gömüldüğü zemin arasındaki dengeyi sağlayan kuvvettir. Ankraj tendonu genellikle çevresi çimento şerbeti (grouting) veya diğer bağlama malzemeleri (reçineli harçlar v.b.) ile çevrelenmiş yüksek mukavemetli bir çelik elemandan ibarettir. Bu çelik eleman çubuk, tel veya birkaç telin birbirine sarılmasıyla oluşturulan halat şeklindedir.

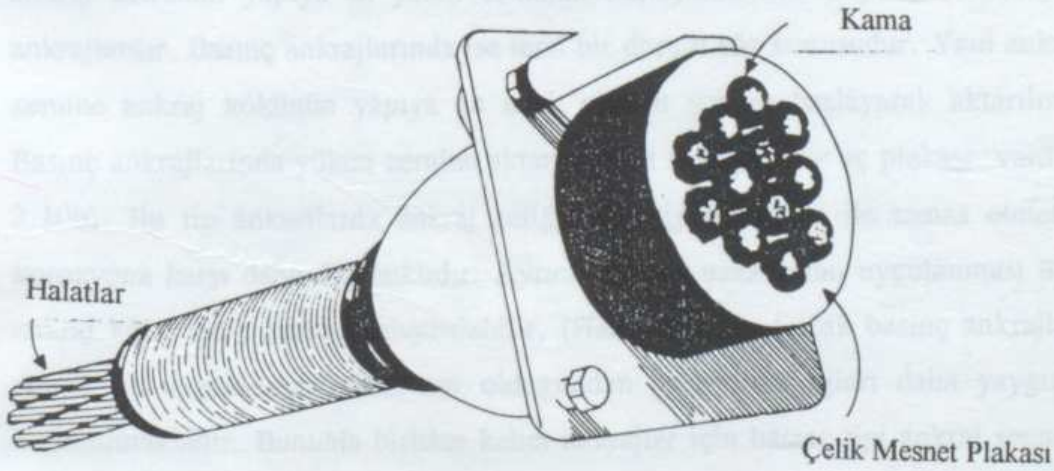
Şekil 2.7 (a) ve (b)'de sırasıyla yatay ve düşey ankraj kesitleri görülmektedir. Şekilden de görüleceği gibi ankrajın zemine kuvvet aktardığı ve yapıdan en uzak çevresi enjeksiyon betonu ile kaplı kısmına "sabit ankraj uzunluğu" veya "ankraj kökü" denilmektedir. Bu kısım ile yapı arasında kalan ve bazen sonradan(öngermeden sonra) enjeksiyonla beton kaplanan kısım'a ise "serbest ankraj uzunluğu" denilmektedir. Ankrajın yapıya bağlandığı ve öngerme işleminin ankraja uygulandığı elemana ise ankraj başlığı denilmektedir. Ankraj başlığı aynı zamanda yapıdan gelen yükleri ankraja aktarmaktadır. Şekil 2.8' de tipik ankraj başlıkları verilmiştir. Bu şekillerden görüldüğü gibi çubuk ankrajlar için ankraj başlığı bir yükleme plakası ve ankrajın bağlanması için bir bulondan meydana gelmektedir (Şekil 2.8a). Bir çok halatın oluşturduğu ankraj tendonları, herbir halatın çevresini saran konik kamalar ile bu kamaların üzerine oturduğu çelik bir plakadan oluşan bir ankraj başlığı ile sisteme yük aktarmaktadır. Bu başlık üzerinde yeralan kamaların iç yüzeylerinde dişler bulunmaktadır. Bu dişler yardımı ile ve konik şekilde olması nedeniyle öngerme sırasında çekilen halatların tendon içine kaçması önlenmektedir (Şekil 2.8b).



Şekil 2.7: Düşey ve yatay ankraj detayları



(a) Tek çubuklu



(b) Çok halatlı

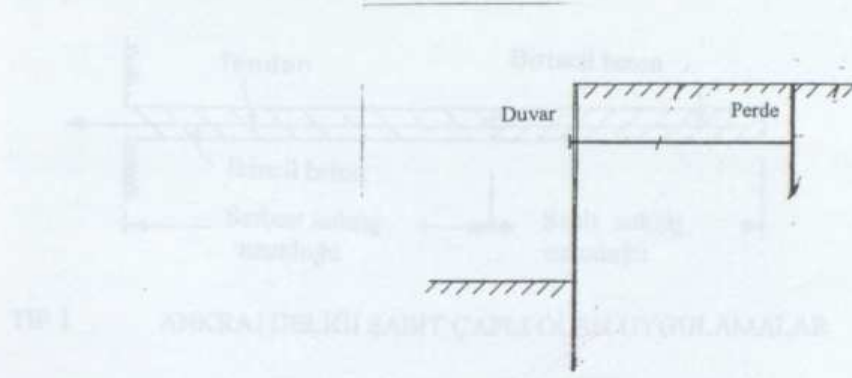
Şekil 2.8: Tipik Ankraj Başlıkları

2.3 ANKRAJ TİPLERİ

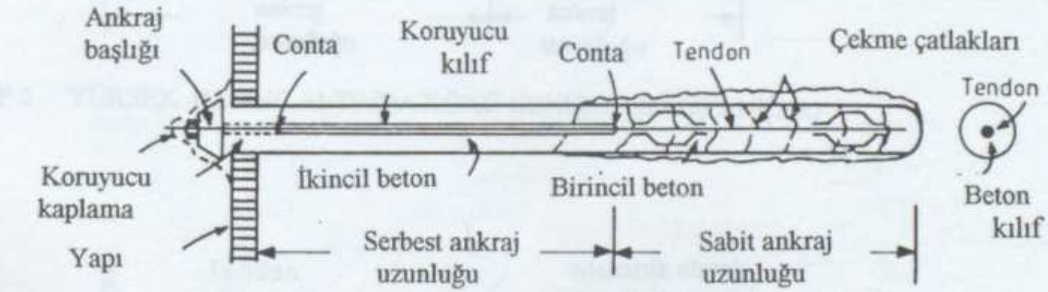
Zeminlerde kalıcı ve geçici olarak uygulanabilen ankrajlar genel olarak iki farklı şekilde inşa olurlar ve bunların zemine yük aktarma mekanizmaları da birbirinden tamamen farklıdır. Birincisi zemin içerisinde inşa olunan bir blok veya perdeye bağlanan ankrajlardır ki bunlar kendine gelen çekme etkisini blok veya perdenin zeminde oluşturduğu pasif dirençle karşılamaktadırlar (Şekil 2.9). İkincisi ise zeminde açılan deliklere çelik donatılar yerleştirildikten sonra belirli bir kısmı (kök) beton ile kaplanıp, betonun mukavemetini kazandıktan sonra genellikle bir hidrolik kriko yardımı ile çekilerek öngermeye kuvveti uygulanan ankrajlardır. Bu tip ankrajlarda çekme kuvveti etkisi zemin ile ankraj kökü denilen beton kısmın arasında bulunan sürtünme etkisi ile karşılanmaktadır (Şekil 2.10). Ankraj bir çekme kuvveti uygulayarak bunun ankraj sisteminde kilitli tutulmasına öngermeye işlemi denilmektedir. Öngermeli ankrajlar çekme gerilmesinin zeminlere aktarıldığı, yukarıda adı geçen sahaların hepsinde yaygın olarak kullanılmaktadır (Şekil 2.7).

Öngermeli ankrajlar değişik açılardan iki ayrı kategoride incelenebilir. Birincisinde zemine yük aktarma şekillerine göre ankrajlar ikiye ayrılmaktadır. Bunlar çekme ve basınç ankrajlarıdır. Çekme ankrajları Şekil 2.10 a'da görüldüğü gibi, çekme kuvvetini ankraj kökünün yapıya en yakın ucundan başlayarak kök boyunca zemine aktaran ankrajlardır. Basınç ankrajlarında ise tersi bir durum söz konusudur. Yani ankraj yükü zemine ankraj kökünün yapıya en uzak olduğu yerden başlayarak aktarılmaktadır. Basınç ankrajlarında yükün zemine aktarılmasını sağlayan bir uç plakası vardır (Şekil 2.10b). Bu tip ankrajlarda ankraj çeliği enjeksiyon betonu ile temas etmediğinden korozyona karşı daha dayanıklıdır. Ayrıca yükün uzak uçtan uygulanması nedeniyle ankraj kökü daha efektif çalıştırılabilir, (Hanna,1977). Ancak basınç ankrajları daha pahalı ve uygulanması daha zor olduğundan çekme ankrajları daha yaygın olarak kullanılmaktadır. Bununla birlikte kalıcı ankrajlar için basınç tipi ankraj seçmek daha yararlı olabilir.

Şekil 2.7: Çekme ve basınç ankrajları (Hanna,1977)



Şekil 2.9: Perdeye bağlanan ankraj

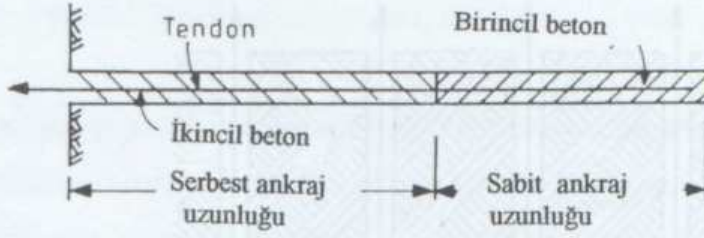


(a) ÇEKME ANKRAJI

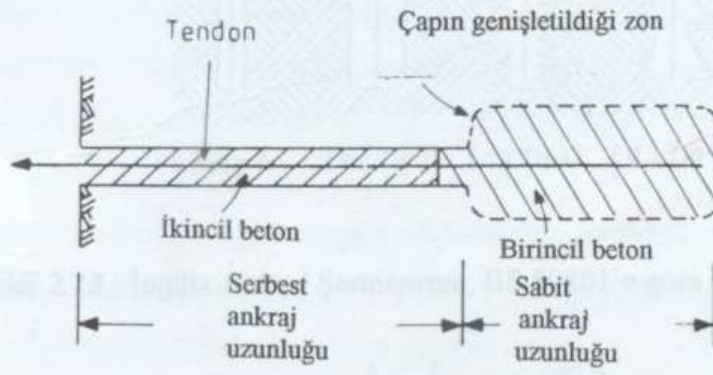


(b) BASINÇ ANKRAJI

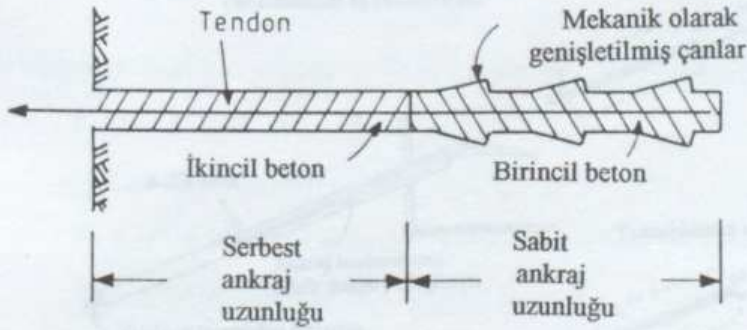
Şekil 2.10: Tipik çekme ve basınç ankrajları detayları (Hanna, 1977)



TİP 1 ANKRAJ DELİĞİ SABİT ÇAPLI OLAN UYGULAMALAR

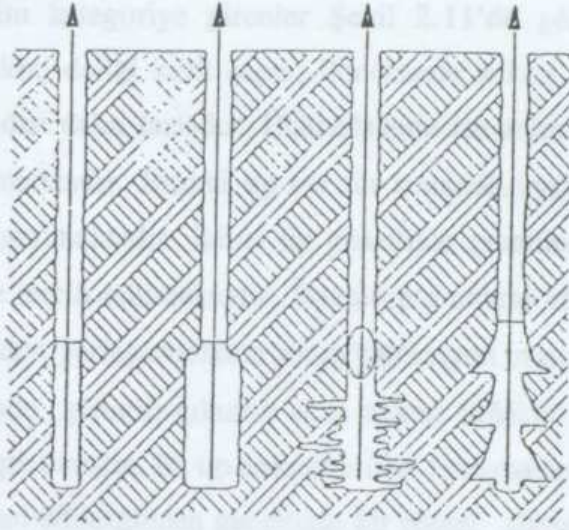


TİP 2 YÜKSEK BASINÇ ALTINDA KÖKÜ GENİŞLETİLMİŞ ANKRAJ



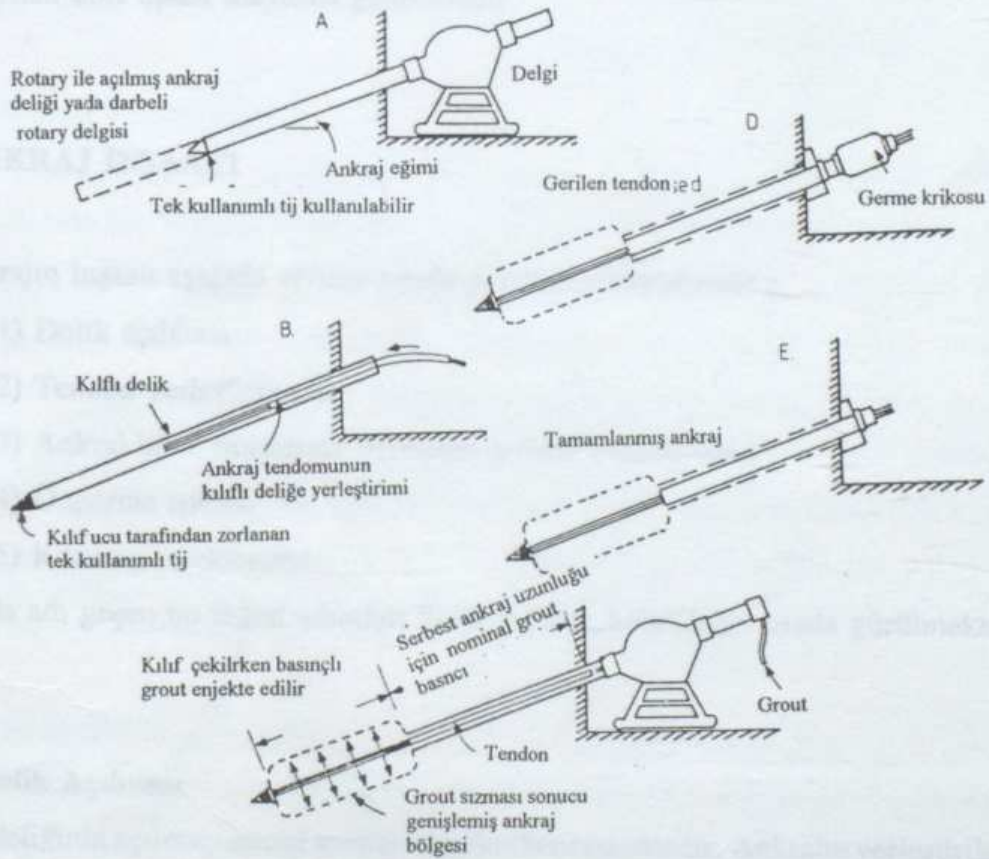
TİP 3 BOĞUMLU OLARAK GENİŞLETİLMİŞ ANKRAJ

Şekil 2.11: Ankraj deliği biçimlerine göre ankraj tipleri



(a) Tip A (b) Tip B (c) Tip C (d) Tip D

Şekil 2.12 : İngiliz Ankraj Şartnamesi , BS 80801'e göre ankraj tipleri



Şekil 2.13 : Bir ankraj inşaatının adımları (Tip 2 Ankraj)

İkinci kategoride ise sabit ankraj uzunluğu (ankraj kökü) delik şekline göre incelenebilir. Bu kategoriye girenler Şekil 2.11'de görüldüğü gibi üç şekildedir. Birincisinde ankraj deliği sabit çapta, ikincisinde ankraj kökünün çapı serbest ankraj uzunluğu çapından daha fazladır. Üçüncüsünde ise ankraj kökü çan şeklinde bir kaç boğumdan oluşmaktadır. Birinci tip her tür zeminde uygulandığı gibi genellikle kaya ortamlarda kullanılmaktadır. İkinci tip genellikle granüler zeminlerde, üçüncü tip ise killi zeminlerde tercih edilmektedir. İkinci tipte ankraj kökü genişletme işlemi ankraj deliği açılıp tendon yerleştirildikten sonra enjeksiyon basıncıyla gerçekleştirilmektedir. Üçüncü yöntemde, girintili çıkıntılı olan ankraj kökünü elde etmek için özel delme teçhizatları geliştirilmiştir. Bu tip ankrajlar özel firmalar tarafından geliştirilip, özel inşaat teknikleri ile imal edildiğinden genellikle bir patent altında kullanılabilmektedir.

Bu kategoride incelenen öngermeli ankrajlar British Standart Code BS 8081 (İngiliz Ankraj Şartnamesi) tarafından Şekil 2.12'de görüldüğü gibi A,B,C ve D olarak adlandırılan dört tipten meydana gelmektedir.

2.4 ANKRAJ İNŞAATI

Bir ankrajın inşaatı aşağıda verilen sırada gerçekleştirilmektedir :

- 1) Delik açılması
- 2) Tendon yerleştirilmesi
- 3) Ankraj kökü oluşturma (Çimento şerbeti enjeksiyonu)
- 4) Öngerme işlemi
- 5) Koruma enjeksiyonu

Yukarıda adı geçen bu inşaat adımları Şekil 2.13'de belirtildiği sırada görülmektedir.

2.4.1 Delik Açılması

Ankraj deliğinin açılması işlemi sondaj işlemine benzemektedir. Ankrajın yerleştirileceği zeminin delinmesi için rotary, darbeli ve darbeli rotary delicilerden uygun olanı

kullanılmalıdır. Ankrajın verimli çalışması, projede istenilen kapasiteye ulaşması için ankraj inşasında delme işlemi önemli bir adımdır. Bu yüzden delme işlemi projede istenilen eğimde ve boyutlarda açılmalı, içerisinde kopan parçalar varsa özenle temizlenmelidir. Delik içinde bulunan parçaların temizlenmesinde hava, su ve çamur (bentonit süspansiyonu) kullanılmaktadır. Ayrıca deliklerde su testi yapılarak ortamın geçirgenliği araştırılmalıdır. Bu test ile enjeksiyon basıncı ayarlanabilmekte ve enjeksiyon betonunun israf olması önlenabilmektedir. Diğer yandan bu deneyle kaya ortamlardaki çatlak ve fissürlerin varlığı araştırılmaktadır. Bu çatlak ve fissürlerden gelebilecek yeraltı suları ankraj tendonunu korozyona uğratacağından bu boşlukların su testi ile anlaşılıp enjeksiyon ile ortadan kaldırılması gerekmektedir.

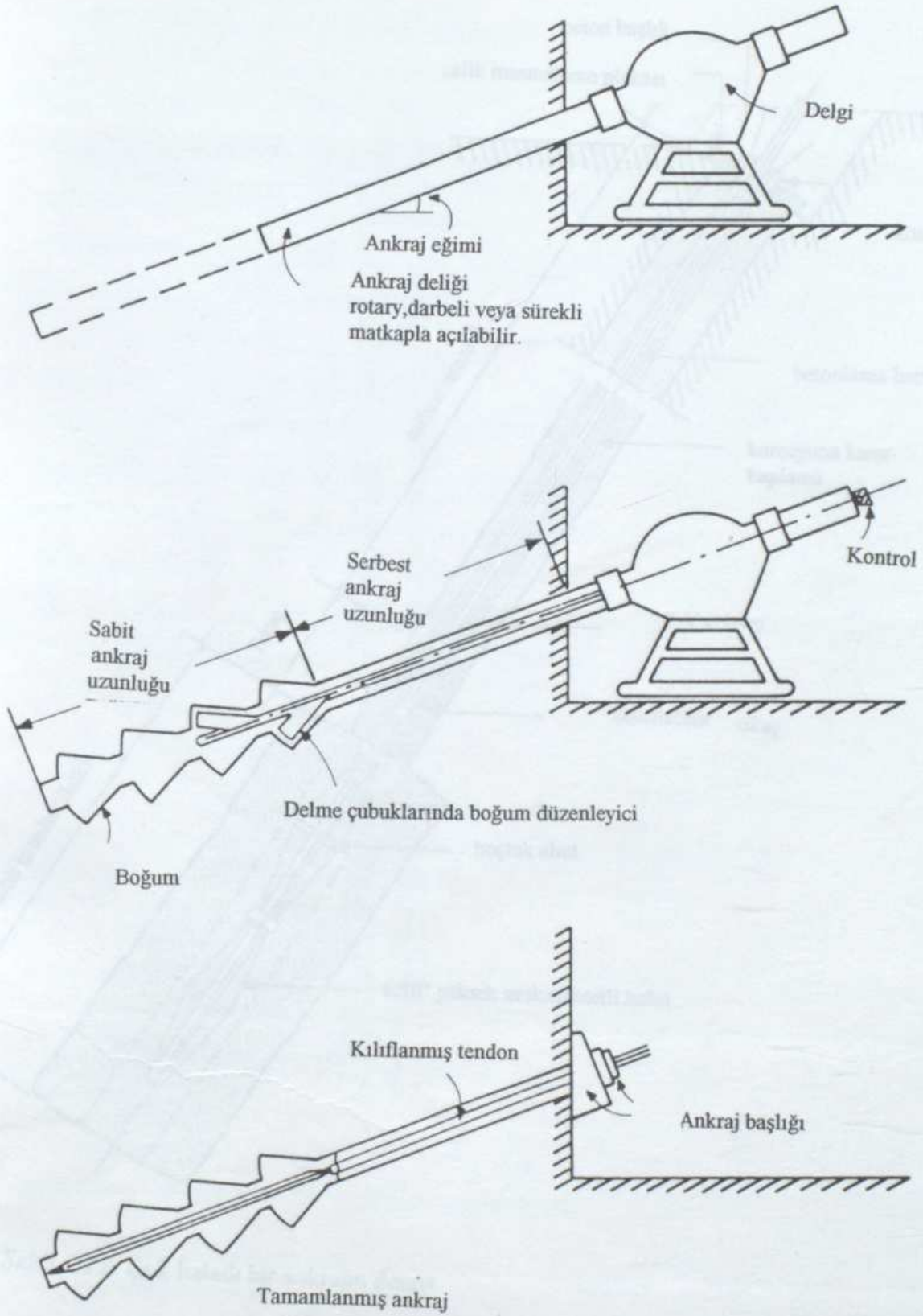
Delme işleminin çan şeklinde boğumlardan oluştuğu ankraj tiplerinde ankraj kökü özel delme teçhizatları yardımı ile açılmaktadır. Böyle bir ankraj deliğinin açılması ve ankrajın teşkili Şekil 2.14'de görülmektedir.

2.4.2 Tendon Yerleştirilmesi

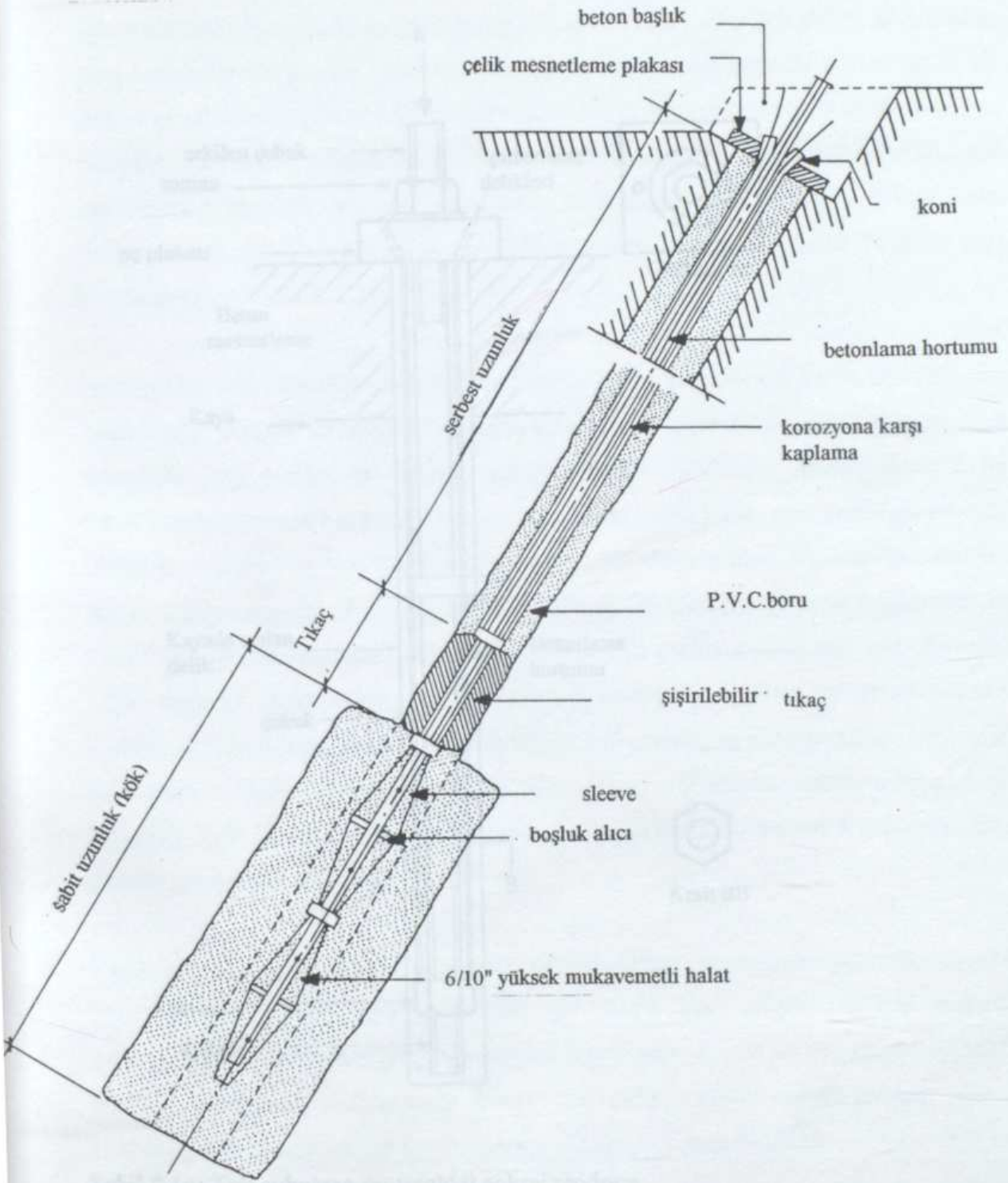
Ankraj inşasında ikinci işlem tendonun açılan deliğe yerleştirilmesidir. Deliğe yerleştirilen ankraj tendonu çubuk, tel veya halat olmaktadır. Tel veya halat olanlar bir kaç tel veya halatın birlikte kullanılması şeklinde de olabilir. Şekil 2.15'de çok halatlı Şekil 2.16'da ise tek çubuktan müteşekkil tipik birer ankraj tendonu verilmiştir. Yerleştirme işleminde ankrajın verimli çalışması için tendonun delik merkezinde yer almasına dikkat edilmesi gerekmektedir. Ayrıca çok halatlı sistemlerde halatların birbirine dolaşmasını önlemek lazımdır. Bunun için tendonu merkezleyen ve halatları birbirinden ayıran bazı parçalar kullanılmaktadır (Şekil 2.14).

2.4.3 Çimento Şerbeti Enjeksiyonu

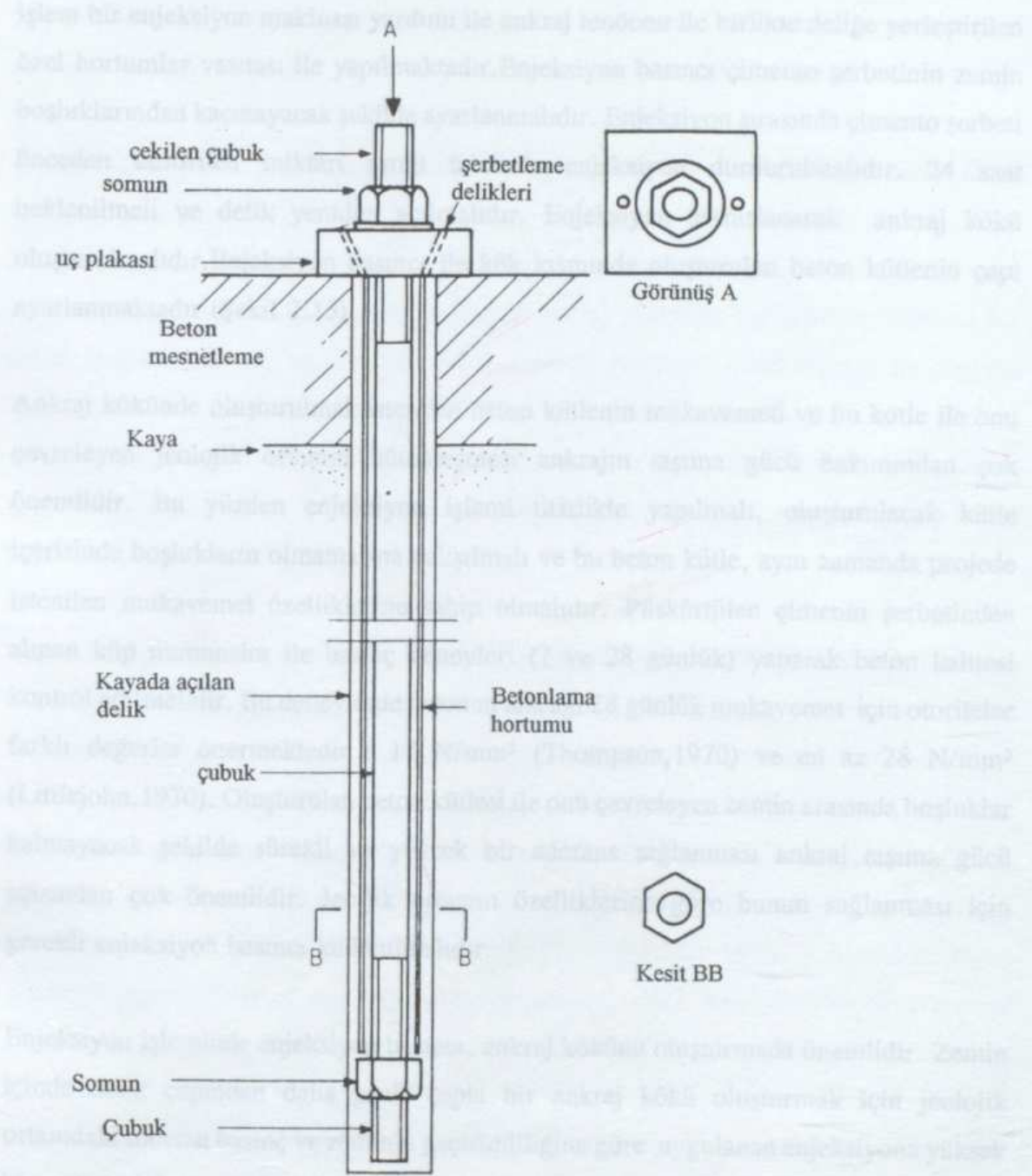
Ankraj tendonu deliğe yerleştirildikten sonra enjeksiyon işlemine geçilir. Bu enjeksiyon işlemi ile ankraj kökü oluşturulmaktadır. Bu safhada belirli oranlarda hazırlanan çimento su karışımı şerbetin basınç altında ankrajın kök kısmına püskürtülmektedir. Bu



Şekil 2.14: Tip 3 ankrajda delik açma işlemi (Hanna, 1977)



Şekil 2.15: Çok halatlı bir ankrajın detayı



Şekil 2.16: Tek çubuktan müteşekkil ankraj tendonu

işlem bir enjeksiyon makinası yardımı ile ankraj tendonu ile birlikte deliğe yerleştirilen özel hortumlar vasıtası ile yapılmaktadır. Enjeksiyon basıncı çimento şerbetinin zemin boşluklarından kaçmayacak şekilde ayarlanmalıdır. Enjeksiyon sırasında çimento şerbeti önceden kestirilen miktarı aştığı takdirde enjeksiyon durdurulmalıdır. 24 saat beklenilmeli ve delik yeniden açılmalıdır. Enjeksiyon tekrarlanarak ankraj kökü oluşturulmalıdır. Enjeksiyon basıncı ile kök kısmında oluşturulan beton kütleinin çapı ayarlanmaktadır (Şekil 2.13).

Ankraj kökünde oluşturulmak istenilen beton kütleinin mukavemeti ve bu kütle ile onu çevreleyen jeolojik ortamın bütünleşmesi ankrajın taşıma gücü bakımından çok önemlidir. Bu yüzden enjeksiyon işlemi titizlikle yapılmalı, oluşturulacak kütle içerisinde boşlukların olmamasına çalışılmalı ve bu beton kütle, aynı zamanda projede istenilen mukavemet özelliklerine sahip olmalıdır. Püskürtülen çimento şerbetinden alınan küp numuneler ile basınç deneyleri (7 ve 28 günlük) yaparak beton kalitesi kontrol edilmelidir. Bu deneylerde betonun alacağı 28 günlük mukavemet için otoriteler farklı değerler önermektedir : 17 N/mm^2 (Thompson,1970) ve en az 28 N/mm^2 (Littlejohn,1970). Oluşturulan beton kütleisi ile onu çevreleyen zemin arasında boşluklar kalmayacak şekilde sürekli ve yüksek bir aderans sağlanması ankraj taşıma gücü açısından çok önemlidir. Jeolojik ortamın özelliklerine göre bunun sağlanması için gerekli enjeksiyon basıncı kullanılmalıdır.

Enjeksiyon işleminde enjeksiyon basıncı, ankraj kökünü oluşturmada önemlidir. Zemin içinde delik çapından daha geniş çapta bir ankraj kökü oluşturmak için jeolojik ortamdaki mevcut basınç ve zeminin geçirimsizliğine göre uygulanan enjeksiyona yüksek basınçlı enjeksiyon aksi duruma yani ankraj deliği çapının enjeksiyondan ötürü genişlemediği durumuna ise düşük basınçlı enjeksiyon denilmektedir.

2.4.4 Öngerme İşlemi

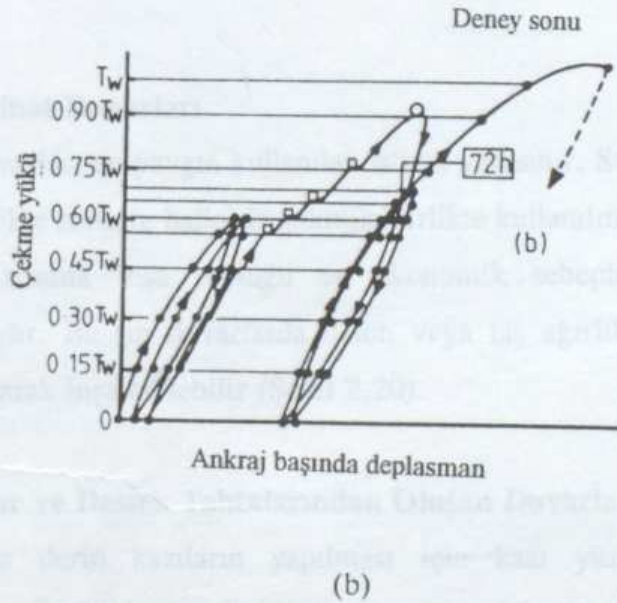
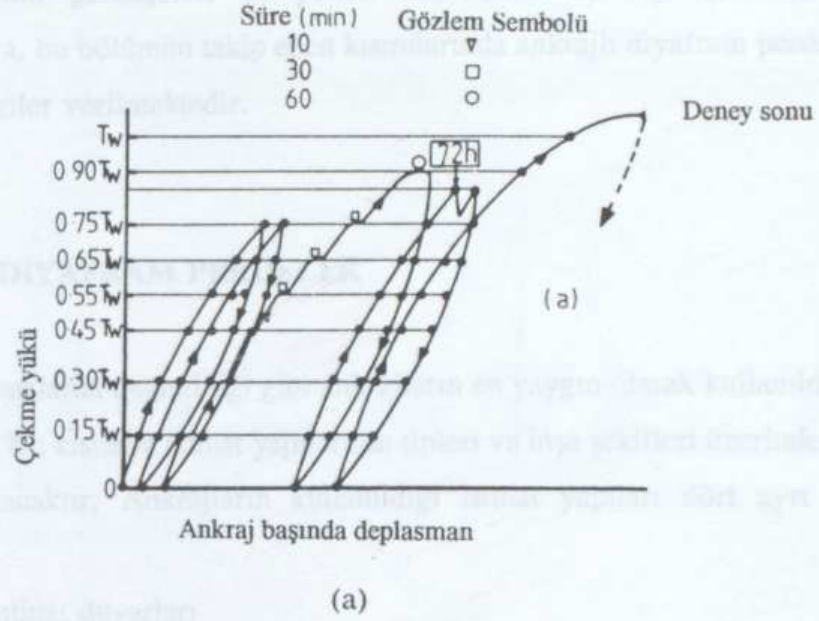
Öngerme işlemi ankraj köküne enjekte edilen çimento şerbetinin gerekli mukavemeti kazanmasından sonra yapılabilir. Ankraja öngerme verme işlemi için direkt çekme en

uygun yöntemdir. Düşük kapasiteli ankrajlar ve kaya bulonları için ankraj başlığındaki ankraj başlığına bağlayan bulonun döndürülmesiyle ankraj çubuğunu çekmeye çalışmasından yararlanarak öngerme işlemi uygulanmaktadır. Şekil 2.17'de bu işlem görülmektedir. Çok telli veya çok halatlı ankrajlar ise aynı anda tüm halat veya tellere direkt çekme uygulayabilen hidrolik krikolar yardımı ile gerilir. Çok telli sistemlerde bu işlem tek tek yapılabilse de sakıncalı ve güçtür (Mitchell,1974). Bir kaç tel veya halatdan meydana gelen ankraj tendonlarında ankraj plakasına yerleştirilen hidrolik bir kriko yardımı ile gerilen halatlar Şekil 2.18'de görülen mekanizma ile sisteme aktarılmaktadır. Şekil 2.18'de de görüldüğü gibi çelik elemanları (tel veya halatlar) saran iç kısımları dişli (grip) konik kamalar gerilen halat veya tellerin gevşeyerek tendon içine dönmesini önlemektedir. Bu sayede sistemde bir öngerme kuvveti kilitli kalmış olmaktadır.

Öngerme işlemi bir kaç adımda yük testi yapılarak gerçekleştirilmektedir. Yükleme sırasında hidrolik krikoya uygulanan basınç bir manometre ile okunmakta ve bu değerlerle ankraja uygulanan kuvvetler saptanmaktadır. Ankraja öngerme vermeden ölçme sistemlerinin laboratuarda kalibre edilmesi proje güvenliği bakımından gereklidir. Öngerme işlemi bir kaç kademede yüklemeli ve boşaltmalı olarak gerçekleştirilmektedir. Öngerme işleminin adımlarında proje yüküne göre hangi oranlarda yükleme yapılacağı, yükleme süreleri ve boşaltıp tekrar yükleme işlemleri ülkelerin şartnamelerine göre değişmektedir (Hanna,1982). Şekil 2.19'da bir öngerme işlemi sırasında kalıcı ve geçici ankrajlar için önerilen yükleme ve boşaltma davranışı görülmektedir, (Bureau Securitas,1972).

2.4.5 Koruma Enjeksiyonu

Öngerme işlemi bittikten sonra ankraj inşası tamamlanmış olmakla birlikte özellikle kalıcı ankrajlarda tendonların korozyona karşı korunması gerekmektedir. Bu sebeple öngerme işlemi tamamlandıktan sonra bir enjeksiyon yapılarak serbest ankraj uzunluğunda bulunan ankraj kısmı kaplanmaktadır. Bu işlem tüm ankraj tendonunun çevre etkilerine karşı korozyona uygulamasını önleyecektir. İkinci enjeksiyon işlemi de birincisine benzerdir.



Şekil 2.19: Bir öngerme işleminde yükleme deneyleri için önerilen yöntem

(a) geçici ankrajlar , (b) kalıcı ankrajlar (Bureau Securitas,1972)

Bu araştırmada ankrajlı diyafram perdeler çalışma konusu olarak ele alındığından, ankrajların kullanım gerekçeleri ve yerleri ile tipleri ve inşa şekilleri kısaca açıklandıktan sonra, bu bölümün takip eden kısımlarında ankrajlı diyafram perde tipleri hakkında zet bilgiler verilmektedir.

2.5 ANKRAJLI DİYAFRAM PERDELER

Yukarıdaki açıklamalarda değinildiği gibi ankrajların en yaygın olarak kullanıldığı alan istinat yapılarıdır. Bu kısımda istinat yapılarının tipleri ve inşa şekilleri üzerinde gerekli açıklamalar yapılacaktır. Ankrajların kullanıldığı istinat yapıları dört ayrı şekilde incelenebilir :

- i) Klasik istinat duvarları
- ii) H kazıklar ve destek tahtalarından oluşan duvarlar(Berlin Duvarı)
- iii) Palplanşlar
- iv) Betonarme diyafram perdeler ve kazıklı perdeler

2.5.1 Klasik İstinat Duvarları

Klasik istinat duvarları en yaygın kullanılan istinat yapısıdır. Stabiliteleri ağırlıkları ile sağlanmakla birlikte zorunlu hallerde ankrajla birlikte kullanılmaktadır. Bu tip duvarlar çok yüksek kazılarda inşa zorluğu ve ekonomik sebeplerden dolayı pek sık kullanılmamaktadır. Bu tip duvarlarda beton veya taş ağırlık duvarı ile betonarme ağırlık duvarı olarak inşa edilebilir (şekil 2.20).

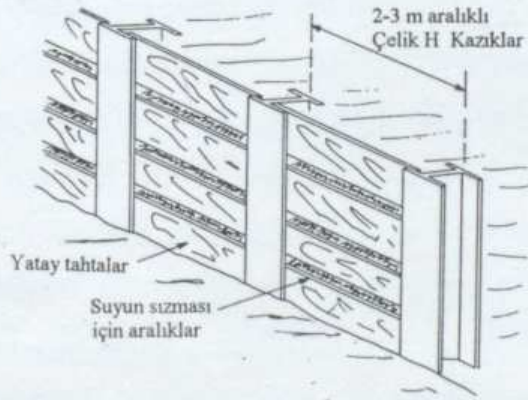
2.5.2 H Kazıklar ve Destek Tahtalarından Oluşan Duvarlar(Berlin Duvarı)

Bu tip duvarlar derin kazıların yapılması için kazı yüzeylerinin stabilitesinde kullanılmaktadır. Özellikle kendini tutamayan zeminlerde yapılan derin kazılarda ankrajlarla birlikte kullanılarak kazının stabilitesini sağlamaktadırlar. şekil 2.21'den görüleceği gibi bu tip duvarlar, kazıya başlamadan önce kazı sınırına çakılan H kazıkları ile adım adım yapılan herbir kazı adımımda bu kazıkların arasına yerleştirilen

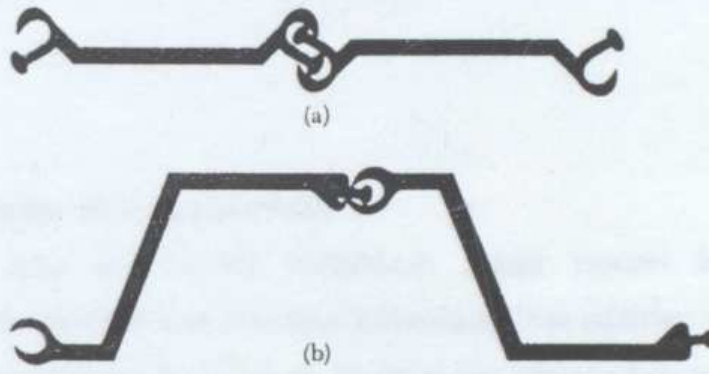


Şekil 2.20 : Klasik istinat duvarları

Şekil 2.21 : Örnek palplanz kesiti



Şekil 2.21 : Berlin duvarı



Şekil 2.22 : Örnek palplanş kesitleri

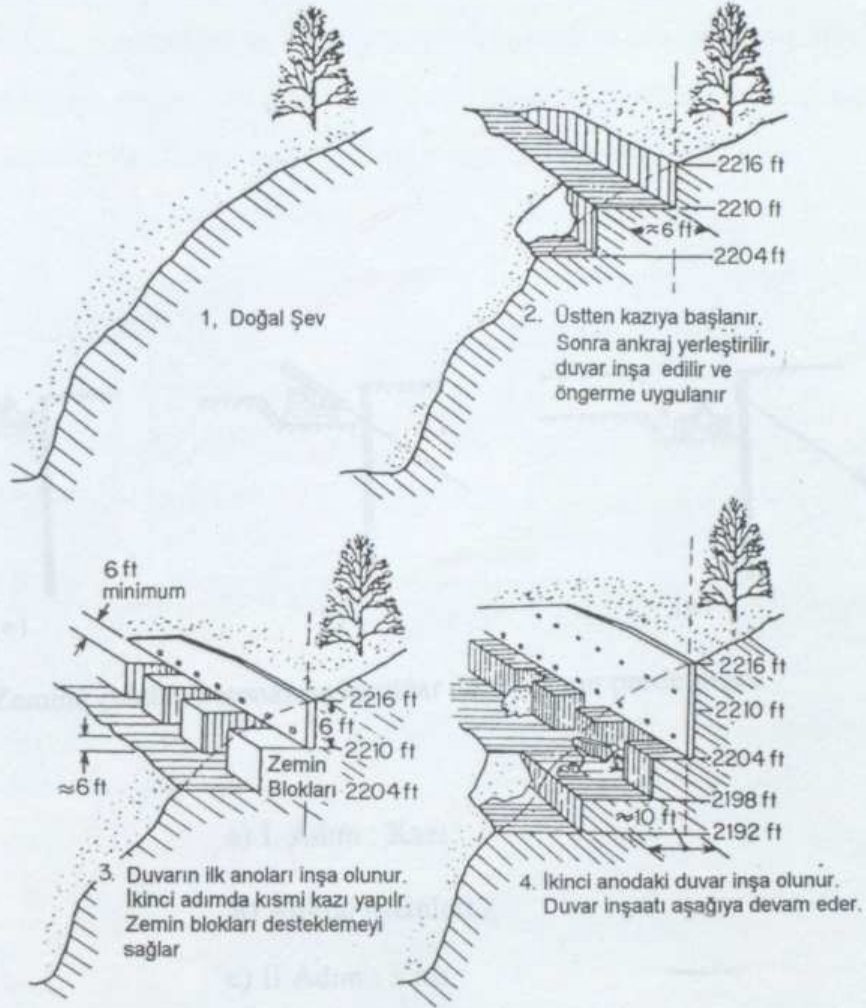
yatay tahtalardan ve düşeyde belirli aralıkla inşa olunan kirişlere yerleştirilen ankrajlardan oluşmaktadır.

2.5.3 Palplanşlar

Palplanşlar bilindiği gibi zemine çakıldığında birbirine kenetlenerek geçirimsiz bir diyafram perde oluşturan çelik elemanlardır (Şekil 2.22). Derin kazılarda palplanş kullanarak kazı stabilitesinin sağlanamadığı durumlarda ankraj kullanmak gerekli olmaktadır.

2.5.4 Betonarme diyafram perdeler

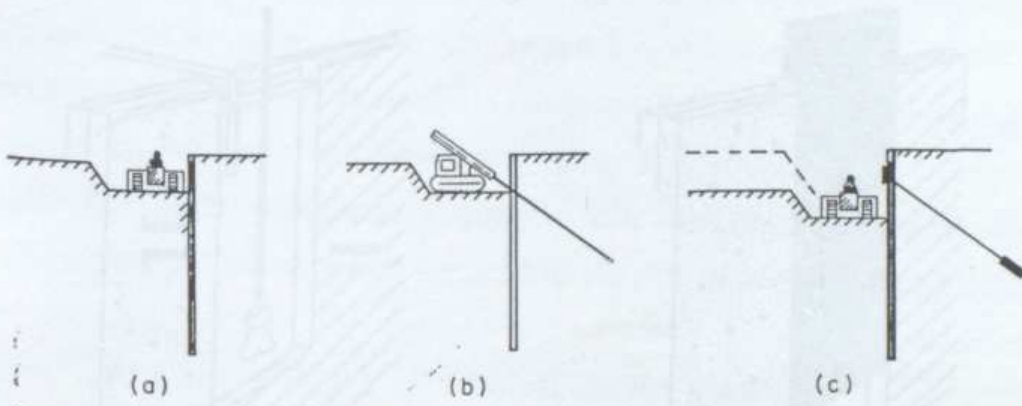
Ankrajların daha çok birlikte kullanıldığı istinat yapıları betonarme diyafram perdelerdir. Bu perdeler özel teknikler kullanılarak inşa edilirler. Betonarme diyafram perdeler üç şekilde inşa olunmaktadır. Birincisi inşa yöntemi kazı adımları sırasında inşa olunan tipleridir. Bunlar her bir kazı safhasında anolar halinde inşa olup, ankraj uygulanan tiplerdir. Ankraj her bir anoda zemine yerleştirilip öngerme uygulandıktan sonra diğer anoya geçilir. Bir seviyedeki anolar tamamlandıktan sonra düşey kazı yapılarak diğer seviyeye geçilmektedir. Bu şekilde tüm kazı tamamlanmaktadır (Şekil 2.23). İkincisinde diyafram perde kazı sınırına kazı yapılmadan önce zemine yerleştirilen betonarme kazıklar ile oluşturulan perdelerdir. Birbirinden ayırık veya birbirini kesen kazıklardan oluşan bu tip perdelerde kazı seviyesi belirli bir seviyeye getirildikten sonra bir sıra ankraj yerleştirilip öngerme uygulanmaktadır. Diğer kazı adımlarında bu işlemler tekrarlanarak inşaat tamamlanmış olur (Şekil 2.24). Üçüncü tipde ise kazı sınırlarında özel kazı makinaları ile inşa olunacak perde yüksekliğinde anolar halinde açılan çukurlar içinde betonarme perde inşa etme tekniğine dayanmaktadır. Bu tip perdelerin inşası için özel ekipmanlar kullanılarak perde genişliğine uygun genişlikte çukurlar açılır. Bu çukurlarda kazı stabilitesini sağlamak için genellikle çukur içine bentonit çamuru dökülür. Kazı sırasında sürekli kazı çukuruna pompalanan bu çamura *slurry*, perde teşkil etmek için kullanılan bu inşaat yöntemine de *slurry-trench* yöntemi denmektedir. Kazı işlemi tamamlandıktan sonra kazı



1 ft = 0.305 m

Şekil 2.23 : Anolar ile ankrajlı diyafram perde inşaatı (Hunt, 1986)

çıkartma perdesi duvar donatısı yerleştirilerek beton döklülür (Şekil 2.25). Çukur içindeki betonun çamuruyla yer değiştirme beton ankrajından sonra kazı yapılır. Kazı işleri suvarlar halinde ve her adım sonunda ankraj uygulamasıyla devam eder. Birinci seviye kazı yapıldıktan ve ankraj yerleştirildikten sonra diğermme uygulaması ve ikinci fazlama kazısı geçilir. Bu aşada slurry-trench yöntemi ile yapılan kazı çukurlarına pre-cast betonarme panellerin yerleştirildiği uygulamalar da mevcuttur.

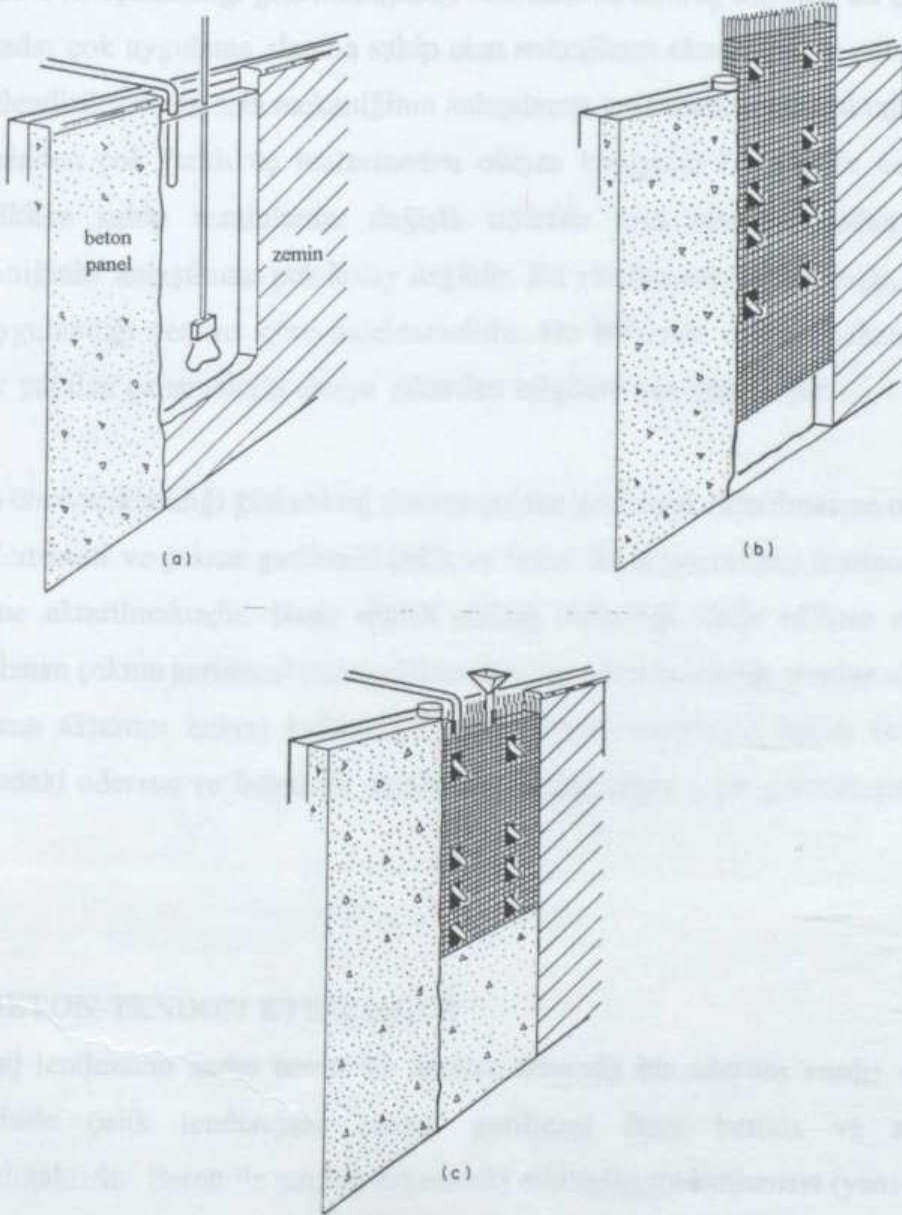


Şekil 2.24 : Zemine çakılan betonarme kazıklar ile diyafram perde inşası

- a) I. Adım : Kazı
- b) Ankraj işlemleri
- c) II. Adım : Kazı

Şekil 2.25: Slurry Trench yöntemi ile diyafram perde inşası

çukuruna perde duvar donatısı yerleştirilerek beton dökülür (Şekil 2.25). Çukur içindeki bentonit çamuruyla yer değiştiren beton mukavemetini kazandıktan sonra kazı yapılır. Kazı işlemi adımlar halinde ve her adım sonunda ankraj uygulanmasıyla devam eder. Birinci seviye kazı yapıldıktan ve ankraj yerleştirildikten sonra öngerme uygulanır ve ikinci kademe kazıya geçilir. Bu arada slurry-trench yöntemi ile açılan kazı çukurlarına pre-cast betonarme panellerin yerleştirildiği uygulamalar da mevcuttur.



Şekil 2.25. Slurry Trench yöntemi ile diyafram perde inşaatı

BÖLÜM 3

ANKRAJLARDA YÜK AKTARIMI ve ANKRAJ MEKANİĞİ

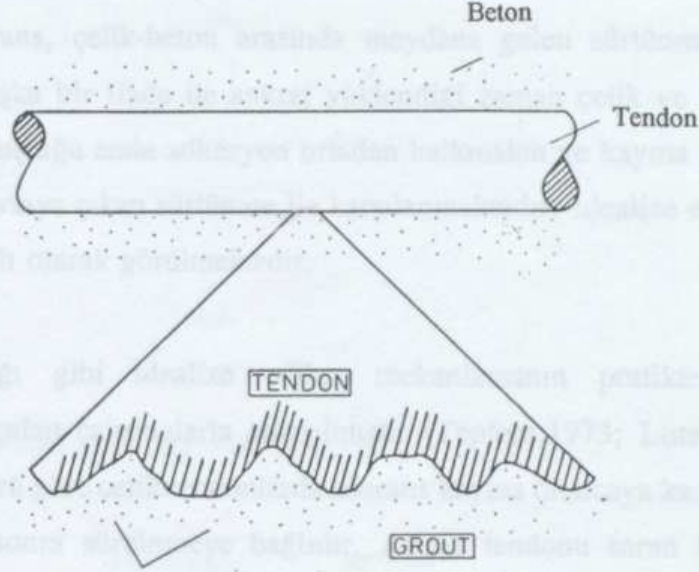
3.1 GİRİŞ

Bölüm 2'de açıklandığı gibi ankrajların kullanımına ihtiyaç duyulan bir çok alan vardır. Bu kadar çok uygulama alanına sahip olan ankrajların ekonomik ve güvenli bir şekilde projelendirilebilmesi için mekaniğinin anlaşılması gerekmektedir. Ankrajların özellikleri birbirinden çok farklı üç malzemeden oluşan kompozit bir yapıda olması ve farklı özelliklere sahip zeminlerde, değişik tiplerde inşa olunmalarından ötürü ankraj mekaniğinin anlaşılması pek kolay değildir. Bu yüzden ankraj mekaniği, ankrajın tipine ve uygulandığı zemine göre incelenmelidir. Bu bölümde ankraj mekaniğinde bugüne kadar yapılan çalışmalarla ortaya çıkarılan bilgilere yer verilmiştir.

Daha önce açıklandığı gibi ankraj zemine çekme gerilmesi aktarılmasına olanak sağlayan bir elemandır ve çekme gerilmesi çelik ve beton ile oluşturulmuş kompozit bir yapıdan zemine aktarılmaktadır. Basit olarak ankraj mekaniği ifade edilirse ankraj çeliğine uygulanan çekme gerilmesi önce çelikten betona sonra betondan zemine aktarılmaktadır. Gerilme aktarımı ankraj kökünde (=sabit ankraj uzunluğu) beton ile çelik tendon arasındaki aderans ve beton ile zemin arasındaki aderans ile gerçekleşmektedir (Şekil 3.1).

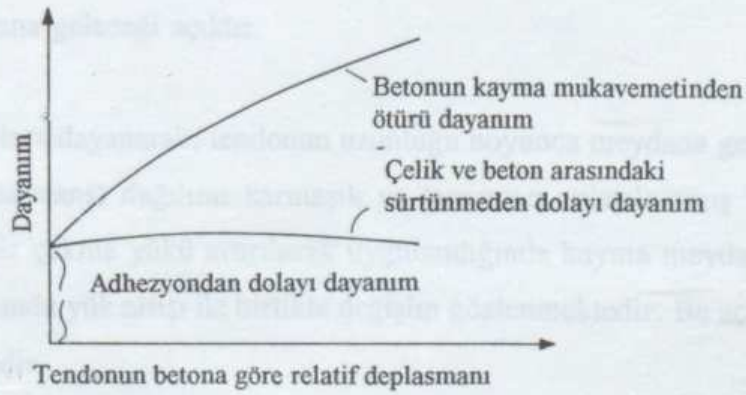
3.2 BETON-TENDON ETKİLEŞİMİ

Ankraj tendonunu saran beton ile tendon arasında bir aderans vardır ve bu aderans sayesinde çelik tendondaki çekme gerilmesi önce betona ve sonra zemine aktarılmaktadır. Beton ile tendon arasındaki etkileşim mekanizması (yani aderans) basit olarak şöyle ifade edilebilir : Çelik mikroskopik ölçekte pürüzlüdür ve beton bu pürüzleri doldurmaktadır, dolayısı ile çeliğe uygulanan bir çekme kuvveti beton ile tendon arasında kayma dayanımı ile karşılanmaktadır.



Betonla kaplanmış çelikte mikroskopik pürüzlülük

Şekil 3.1. İdealize edilmiş tendon/beton arayüzeyi



Şekil 3.2. Tendon/beton arayüzeyinin idealize edilmiş davranışı

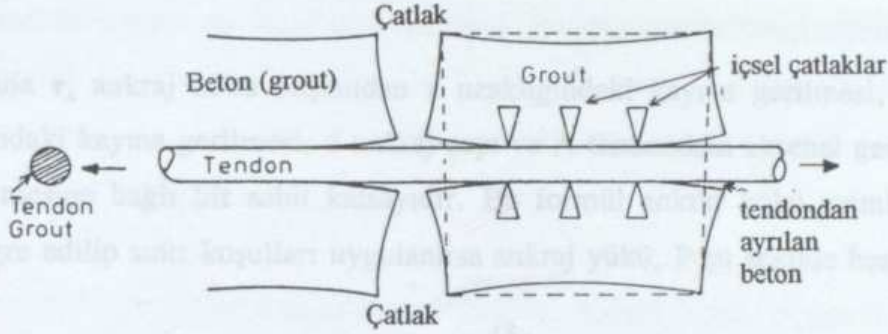
Ankraj tendonu ile beton arasındaki aderans başlangıçta adhezyondan kaynaklanmaktadır. Çelik betona göre relatif olarak yüklendiğinde beton ile çelik arasında relatif hareketler ortaya çıkmaktadır. Bunun sonucu adhezyon ortadan kalkmakta ve aderans, çelik-beton arasında meydana gelen sürtünme ile varlığını sürdürmektedir. Başka bir ifade ile ankraj yüklendiği zaman çelik ve beton arasında relatif hareketler olduğu anda adhezyon ortadan kalkmakta ve kayma dayanımı çelik ile beton arasında ortaya çıkan sürtünme ile karşılanmaktadır. İdealize edilmiş bu olgu Şekil 3.2'de ayrıntılı olarak görülmektedir.

Yukarıda anlatıldığı gibi idealize edilen mekanizmanın pratikte tam olarak gerçekleşmediği yapılan çalışmalarla anlaşılmıştır (Tepfers,1973; Lutz ve Gergeley, 1967). Bu çalışmalara göre çelik tendonlarda aderans kayma oluncaya kadar adhezyona, kayma oluştuktan sonra sürtünmeye bağlıdır. Ancak tendonu saran beton kolonda çatlamlar ve kırılmalar ortaya çıkmaktadır. Bunun sonucunda tendon betona göre relatif olarak hareket etmekte yani kaymaktadır (Şekil 3.3). Diğer yandan tendon çeliğine bir çekme kuvveti uygulandığı zaman, bu kayma gerilmeleri ile karşılanmaktadır. Bunun sonucunda betonda çekme gerilmeleri ortaya çıkmaktadır. Betona aktarılan bu çekme gerilmeleri betonun çekme mukavemetini aştığı zaman betonda çatlamların ve kırılmaların meydana geleceği açıktır.

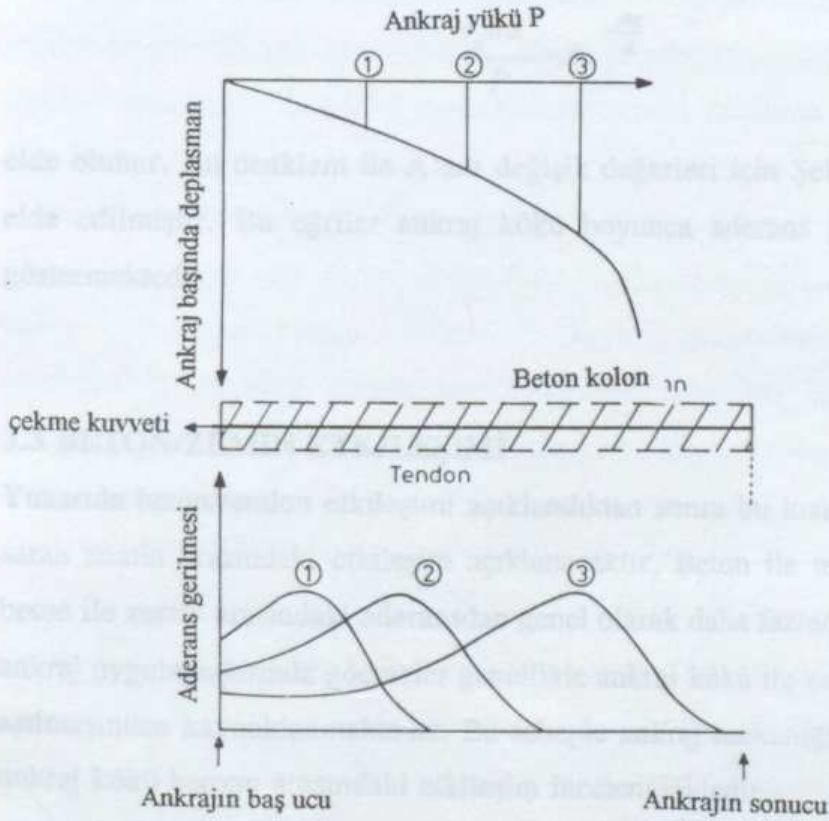
Yukarıda anlatılanlara dayanarak, tendonun uzunluğu boyunca meydana gelecek kayma gerilmelerinin (=aderans) dağılımı karmaşık ve tamamen anlaşılmamış bir olgudur. Genelde ankraja bir çekme yükü artırılarak uygulandığında kayma meydana gelmekte ve aderans dağılımında yük artışı ile birlikte değişim gözlenmektedir. Bu açıklama Şekil 3.4'de görülmektedir.

Beton ile tendon arasındaki etkileşimde, aderans gerilmesinin ankraj kökü boyunca dağılımı için Phillips (1970) tarafından yapılan deneysel çalışmalar sonucunda aşağıdaki formül önerilmiştir.

Şekil 3.4. Yalıtımlı betonla tendon uzunluğu boyunca aderans gerilmeleri dağılımı



Şekil 3.3. Çelik tendonu saran betonun çatlaması



Şekil 3.4. Yükleme sırasında tendon uzunluğu boyunca aderans gerilmeleri dağılımı

$$\tau_x = \tau_0 e^{-\frac{Ax}{d}} \quad (3.1)$$

Burada τ_x ankraj kökü başından x uzaklığındaki kayma gerilmesi, τ_0 ankraj kökü başındaki kayma gerilmesi, d ankraj çapı ve A tendondaki eksenel gerilmeyle aderans gerilmesine bağlı bir sabit katsayıdır. Bu formül ankraj kökü uzunluğu L boyunca integre edilip sınır koşulları uygulanırsa ankraj yükü, P şu şekilde hesaplanabilir :

$$P = \frac{\pi d^2 \tau_0}{A} \quad (3.2)$$

Bu ifade 3.1'de yerine konursa,

$$\frac{\tau_x \pi d^2}{P} = A e^{-\frac{Ax}{d}} \quad (3.3)$$

elde olunur. Bu denklem ile A 'nın değişik değerleri için Şekil 3.5'de görülen eğriler elde edilmiştir. Bu eğriler ankraj kökü boyunca aderans gerilmelerinin dağılımını göstermektedir.

3.3 BETON/ZEMİN ETKİLEŞİMİ

Yukarıda beton/tendon etkileşimi açıklandıktan sonra bu kısımda ankraj kökü ile onu saran zemin arasındaki etkileşim açıklanacaktır. Beton ile tendon arasındaki aderans beton ile zemin arasındaki aderansdan genel olarak daha fazladır. Bu yüzden zemindeki ankraj uygulamalarında göçmeler genellikle ankraj kökü ile zemin arasındaki aderansın aşılmasından kaynaklanmaktadır. Bu sebeple ankraj mekaniğinde öncelikle zemin ile ankraj kökü betonu arasındaki etkileşim incelenmektedir.

Teorik olarak silindirik bir ankraj kökü uzunluğu L boyunca meydana gelebilecek ortalama aderans gerilmesi τ , ankraj kökü çevresi ve uzunluğuyla çarpıldığında ankraj kuvvetini verecektir :

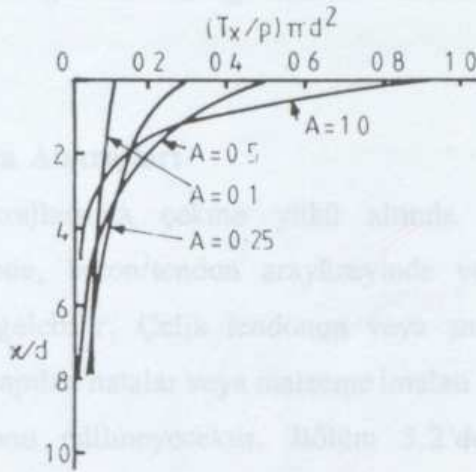
$$P = \pi d L \tau \quad (3.4)$$

Bu formüle göre ankraj kökü boyunca kayma gerilmelerinin üniform olduğu, zemin/beton arasında lokal sıyrılma veya ayrılmaların (aderans bozulması) meydana gelmediği ve göçmenin zemin ile beton arasındaki arayüzeyde meydana geldiği varsayılmaktadır. Bu idealleştirmenin pratikte karşılaşılan durumlara göre sakıncaları aşağıda açıklanmıştır.

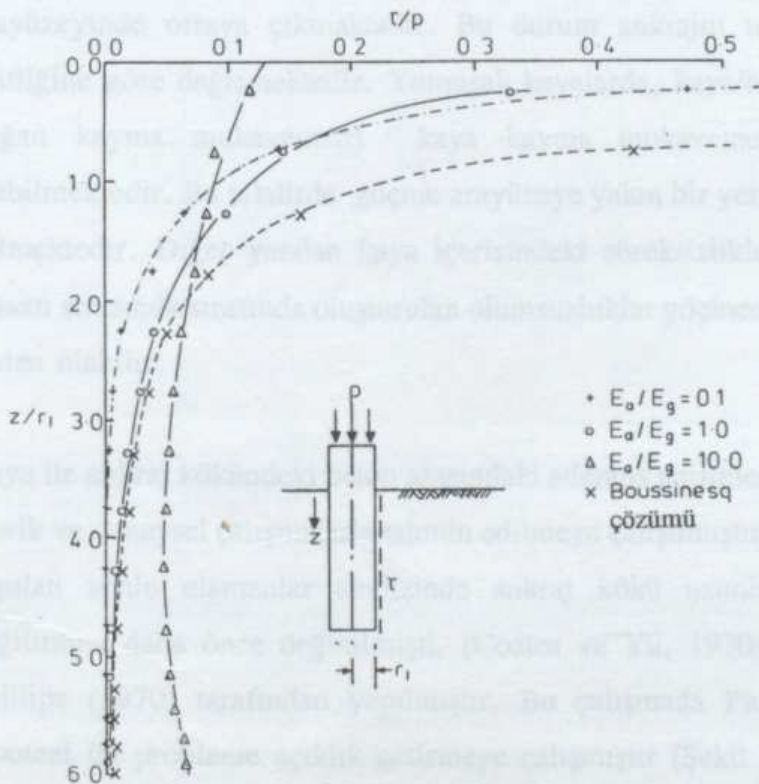
Ankraj kökü ile zemin arasında meydana gelen göçme, ankraj deliğinin pürüzlülüğüne, kök çevresindeki zeminin mukavemetine ve ayrıca ankraj deliği açılırken çevresindeki zeminin uğradığı değişim durumlarına bağlıdır. Öncelikle bir delik açılırken zeminde gerilme boşalmaları ve mekanik örselenme meydana gelmektedir. Bu nedenle zemin kayma mukavemetini, genişleme durumunu ve süreksizliklerin varlığını hassas bir şekilde belirlemek son derece güçtür. Diğer yandan açılan deliğe yerleştirilen ankrajda yapılan enjeksiyon ile delik çevresindeki zemin karmaşık bir gerilme değişimine uğramaktadır. Ayrıca basınçla ankraj deliğine enjekte edilen çimento şerbeti sıvı bir halde olduğundan zemin boşlukları arasına sızmaktadır. Bundan dolayı ankraj çevresinde ideal olarak düşünülen silindirik bir kütle oluşturulamamaktadır. Bir ankraj yüklendiği zaman gerilmeler radyal gerilme ve kayma gerilmeleri şeklinde ankraj kökü çevresindeki betondan zemine aktarılmaktadır. Yukarıda açıklanan sebepten dolayı göçmenin nerede meydana geleceğini kestirmek güçtür. Göçme yüzeyi zemin içinde deliğe yakın bir mesafede veya beton/zemin arayüzeyinde olabilir. Bu arayüzeyin ve zeminin relatif kayma mukavemetine bağlı olmaktadır.

Coates ve Yu (1970) ideal bir ankrajın elastik bir ortamda davranışını sonlu elemanlar yöntemi kullanarak incelemişlerdir. Bu çalışmada değişik zemin elastisite modüllerine göre yapılan analizler neticesinde elde olunan ankraj/zemin arayüzeyindeki aderans gerilmelerinin ankraj boyunca değişimi Şekil 3.6'da gösterilmiştir. Burada E_a ankraj elastisite modülünü, E_g ise zemin elastisite modülünü göstermektedir.

Şekil 3.6 Delik zemin elastisite modülüne göre ankrajın arayüzeyinde aderans gerilmelerinin zemin elastisite modülüne göre değişimi (Coates ve Yu, 1970)



Şekil 3.5. A'nın değişik değerleri için tendonda yük dağılımı (Phillps, 1970)



Şekil 3.6. Değişik zemin elastisite modüllerine göre ankraj/zemin arayüzeyinde aderans gerilmelerinin ankraj boyunca değişimi (Coates ve Yu , 1970)

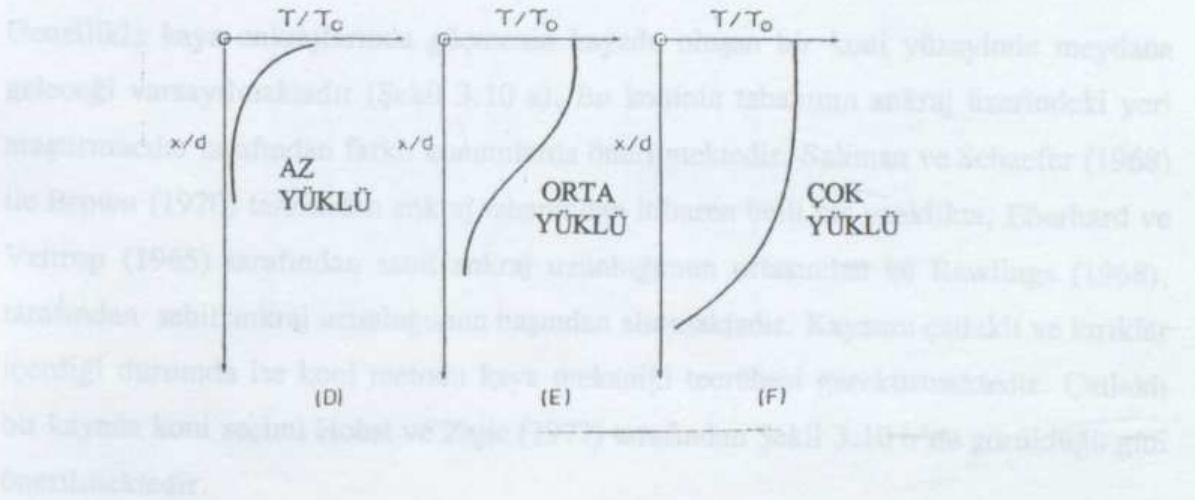
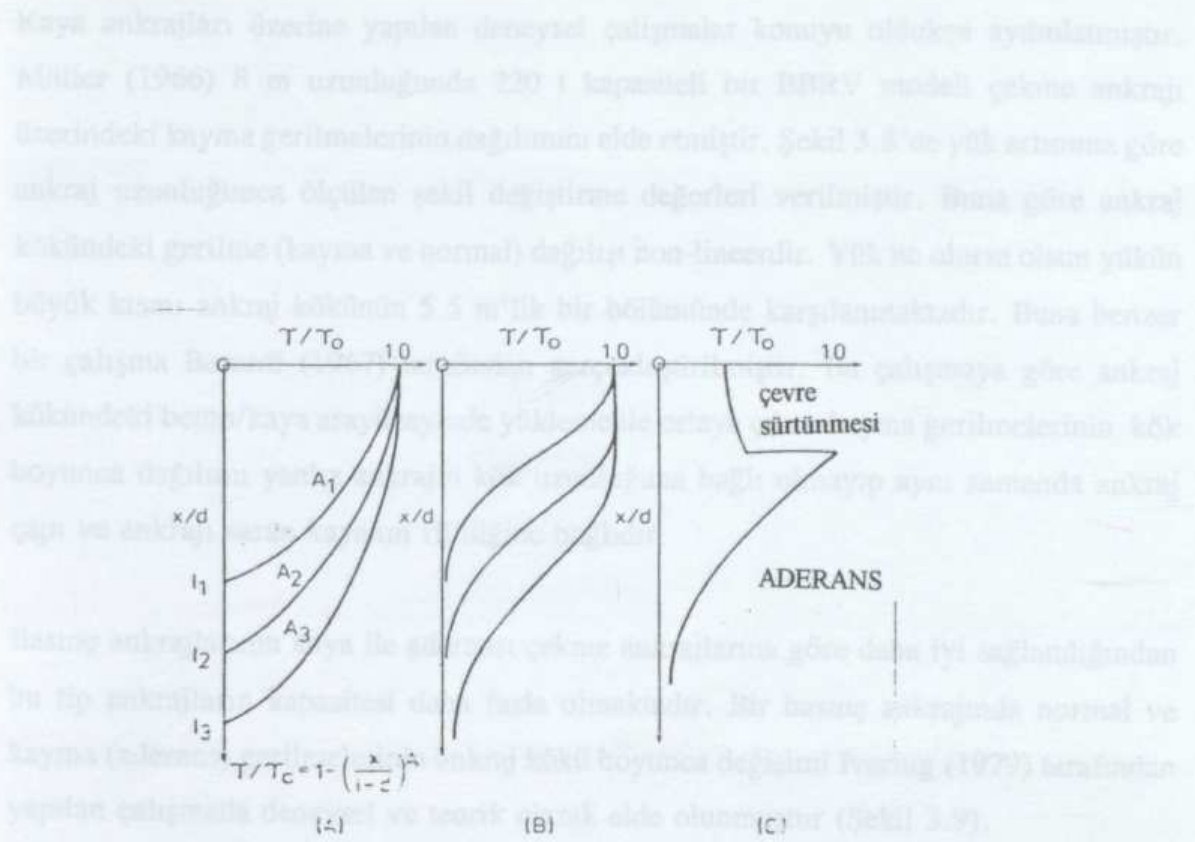
Ankraj farklı özelliklere sahip (zemin ve kaya) ortamlarda kullanılmaktadır. Ankraj davranışı kaya, granüler(kohezyonsuz) ve kohezyonlu ortamlarda farklı farklıdır. Bu nedenle ankrajın kullanıldığı zemin ortamına göre davranışını incelemek daha kolay olacaktır.

3.3.1 Kaya Ankrajları

Kaya ankrajlarında çekme yükü altında göçme: kaya kütleğinde, kaya/beton arayüzeyinde, beton/tendon arayüzeyinde ve çelik tendon veya ankraj başlığında meydana gelebilir. Çelik tendonun veya ankraj başlığının göçmesi genellikle inşaat sırasında yapılan hatalar veya malzeme imalatı sırasındaki hatalardan kaynaklandığından burada konu edilmeyecektir. Bölüm 3.2'de tendon/beton arayüzeyinde meydana gelebilecek göçme olayının mekaniği anlatılmıştır.

Yukarıda sözü edilen anlatılan göçme durumlarının her biri ankraj dizaynı sırasında gözönüne alınmaktadır. Uygulamalarda en çok göçme kaya kütleğinde veya kaya/beton arayüzeyinde ortaya çıkmaktadır. Bu durum ankrajın uygulandığı kaya ortamının rijitliğine göre değişmektedir. Yumuşak kayalarda, kaya/beton aderansı (etkileşimden doğan kayma mukavemeti) kaya kayma mukavemeti değerinden daha fazla olabilmektedir. Bu takdirde göçme arayüzeye yakın bir yerde kaya ortamında meydana gelmektedir. Diğer yandan kaya içerisindeki süreksizlikler, bozulmalar veya ankraj inşaatı sırasında oluşturulan olumsuzluklar göçmenin kaya kütleğinde olmasına neden olabilir.

Kaya ile ankraj kökündeki beton arasındaki aderans gerilmesinin dağılımı yapılan çeşitli teorik ve deneysel çalışmalarla tahmin edilmeye çalışılmıştır. Elastik bir kaya ortamında yapılan sonlu elamanlar analizinde ankraj kökü uzunluğunca kayma gerilmeleri dağılımına daha önce değinilmişti, (Coates ve Yu, 1970). Buna benzer bir çalışma Phillips (1970) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada Phillips bir gerilme dağılımı hipotezi ile probleme açıklık getirmeye çalışmıştır (Şekil 3.7). Ancak bu çalışmanın deneysel bir ispatı gerekmektedir.



Şekil 3.7. Philips (1970) tarafından önerilen teorik gerilme dağılımı

Kaya ankrajları üzerine yapılan deneysel çalışmalar konuyu oldukça aydınlatmıştır. Müller (1966) 8 m uzunluğunda 220 t kapasiteli bir BBRV modeli çekme ankrajı üzerindeki kayma gerilmelerinin dağılımını elde etmiştir. Şekil 3.8'de yük artımına göre ankraj uzunluğunca ölçülen şekil değiştirme değerleri verilmiştir. Buna göre ankraj kökündeki gerilme (kayma ve normal) dağılışı non-lineerdir. Yük ne olursa olsun yükün büyük kısmı ankraj kökünün 5.5 m'lik bir bölümünde karşılanmaktadır. Buna benzer bir çalışma Berardi (1967) tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmaya göre ankraj kökündeki beton/kaya arayüzeyinde yükleme ile ortaya çıkan kayma gerilmelerinin kök boyunca dağılımı yalnız ankrajın kök uzunluğuna bağlı olmayıp aynı zamanda ankraj çapı ve ankrajı saran kayanın rijitliğine bağlıdır.

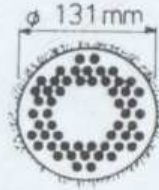
ANKRAJ KAPASİTESİ

Basınç ankrajlarının kaya ile aderansı çekme ankrajlarına göre daha iyi sağlandığından bu tip ankrajların kapasitesi daha fazla olmaktadır. Bir basınç ankrajında normal ve kayma (aderans) gerilmelerinin ankraj kökü boyunca değişimi Ivering (1979) tarafından yapılan çalışmada deneysel ve teorik olarak elde olunmuştur (Şekil 3.9).

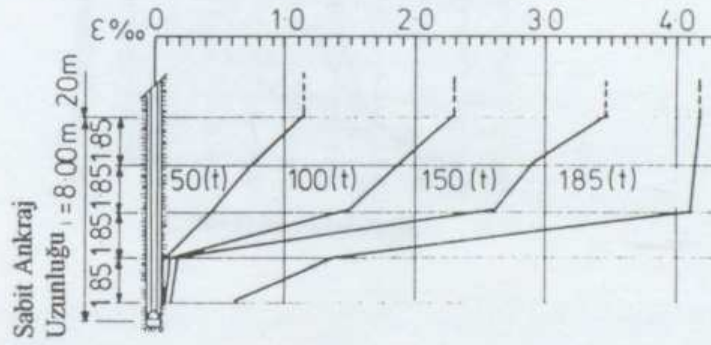
Genellikle kaya ankrajlarında göçmenin kayada oluşan bir koni yüzeyinde meydana geleceği varsayılmaktadır (Şekil 3.10 a). Bu koninin tabanının ankraj üzerindeki yeri araştırmacılar tarafından farklı konumlarda önerilmektedir. Saliman ve Schaefer (1968) ile Brown (1970) tarafından ankraj tabanından itibaren belli bir uzaklıkta, Eberhard ve Veltrop (1965) tarafından sabit ankraj uzunluğunun ortasından ve Rawlings (1968), tarafından sabit ankraj uzunluğunun başından alınmaktadır. Kayanın çatlaklı ve kırıklar içerdiği durumda ise koni metodu kaya mekaniği tecrübesi gerektirmektedir. Çatlaklı bir kayada koni seçimi Hobst ve Zajic (1977) tarafından Şekil 3.10 b'de görüldüğü gibi önerilmektedir.

Şekil 3.8 220 ton kapasiteli bir ankraj boyunca şekil değiştirme dağılımı (Müller, 1966)

Kayalarda kayma kaması yeri Hobst (1965) tarafından Tablo 3.1'de görüldüğü gibi önerilmiştir.



ANKRAJ ENKESİTİ



Şekil 3.8. 220 ton kapasiteli bir ankraj boyunca şekil değiştirme dağılımı, (Müller, 1966)

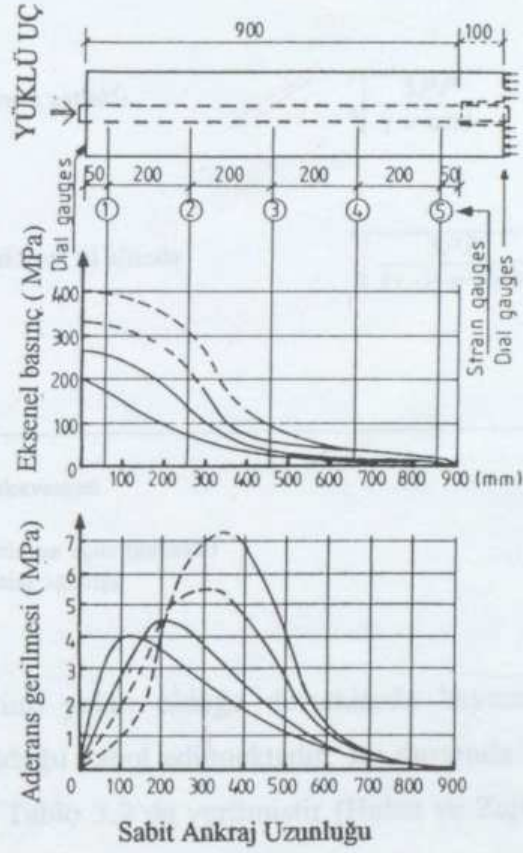
Tablo 3.1 : Kiri yöntemi kullanılarak kayma ankraj güvenme derinliğini veren empirik ifadeler (Hobai, 1965)

Ankraj tipi

Kiri derinliği

İkizli

$\sqrt{\frac{2P}{b \cdot \sigma_c}}$



Şekil 3.9. Bir basınç ankrajında eksenel basınç ve aderans gerilmeleri (Ivering, 1979)

Tablo 3.1 : Koni yöntemi kullanılarak kayada ankraj gömme derinliğini veren amprik bağıntılar (Hobst,1965)

Kaya tipi	Koni derinliği
Homojen	$\sqrt{\frac{FP}{4 \cdot 4\tau}}$
Düzensiz çatlaklı	$\sqrt[3]{\frac{3FP}{\gamma \pi \tan \phi}}$
Düzensiz çatlaklı ve su altında	$\sqrt[3]{\frac{3FP}{(\gamma-1) \pi \tan \phi}}$

τ = kayanın kayma mukavemeti

F = güvenlik sayısı

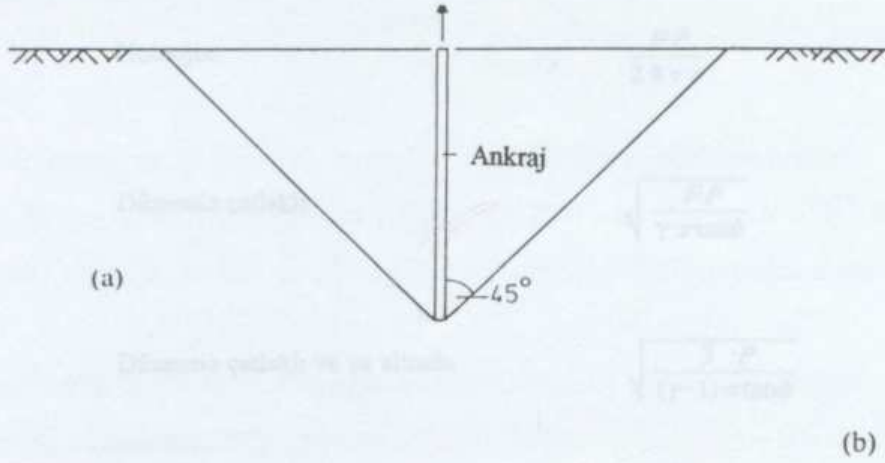
ϕ = kayanın içsel sürtünme açısı (çatlaklı)

γ = kayanın birim hacim ağırlığı

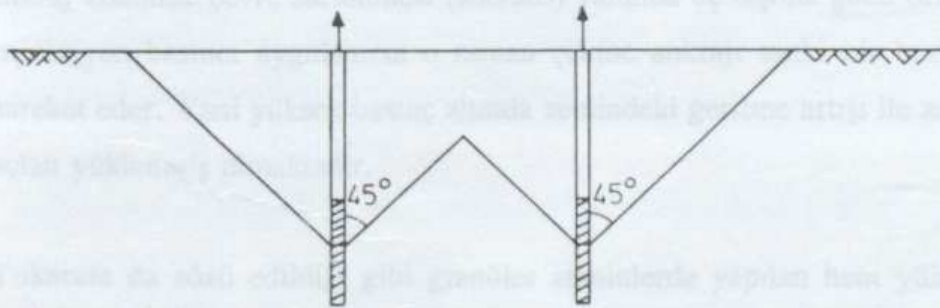
P = ankraj yükü

Ankrajların birbirine yakın olduğu durumlarda kayma konisinin Şekil 3.11'de gösterildiği gibi olduğu kabul edilmektedir. Bu durumda kayanın tipine göre önerilen kayma konisi yeri Tablo 3.2'de verilmiştir (Hobst ve Zajic,1965).

Kaya ankrajlarında göçme yüzeyi ve ankraj/kaya etkileşimi teorik olarak analitik ve nümerik yöntemlerle araştırılabilir. Bu şekilde ankrajın göçmeden önce kaya içerisindeki davranışı da belirlenebilir. Analitik bir model kullanılarak bir kaya ankrajının davranışı Indraratna ve Kaiser (1990) tarafından incelenmiştir. Bu çalışmada ankrajın çevresindeki kaya ortamının davranışı için deneysel verilerden de yararlanarak elasto-plastik bünye modeli geliştirilmiştir.



Şekil 3.10. (a) İzotrop kayada ankrajın teorik oluşturduğu göçme konisi
(b) İzotrop olmayan kayada göçme yüzeyleri
(Hobst ve Zajic.1977)



Şekil 3.11. İki komşu ankrajda teorik göçme konilerinin etkileşimi

Tablo 3.2 Koni yöntemi kullanılarak kayada yapılan ankraj gruplarında gömme derinliğini veren amprik bağıntılar (Hobst,1965)

<u>Kaya tipi</u>	<u>Koni derinliği</u>
Homojen	$\frac{F \cdot P}{2.8 \tau \cdot s}$
Düzensiz çatlaklı	$\sqrt{\frac{F \cdot P}{\gamma \cdot s \cdot \tan \phi}}$
Düzensiz çatlaklı ve su altında	$\sqrt{\frac{3 \cdot P}{(\gamma - 1) \cdot s \cdot \tan \phi}}$

s = ankraj aralığı

3.3.2 Granüler Zeminlerde Ankraj

Granüler zeminlerdeki ankrajlarda ankraj kökü iki şekilde inşa olunmaktadır. Birincisi düşük enjeksiyon basıncı uygulanarak, diğeri ise yüksek basınç uygulanarak inşa olunan ankraj köküdür. Enjeksiyon uygulandığı zaman çimento şerbeti zeminin permeabilitesine göre kök çevresindeki zemin boşluklarını beton ile doldurur ve aynı zamanda granüler zeminde bir sıkışma etkisi yapar. Bu sıkışma etkisi ile granüler zeminde inşa olunan ankraj kökünde çevre sürtünmesi (aderans) yanında uç taşıma gücü ortaya çıkar. Eğer enjeksiyon basıncı uygulanırsa o zaman çekme ankrajı sanki bir basınç ankrajı gibi hareket eder. Yani yüksek basınç altında zemindeki gerilme artışı ile ankraj kökü uzak uçtan yüklenmiş olmaktadır.

Yukarıda da sözü edildiği gibi granüler zeminlerde yapılan hem yüksek hem düşük enjeksiyon basınçlarında ankraj deliği çevresindeki zeminde gerilme artışları meydana getirilmektedir. Diğer yandan delik çevresinde bulunan zemin boşluklarına özellikle kaba daneli ve gevşek zeminlerde, enjeksiyon sırasından çimento şerbeti (grout) sızdığından ankraj kökü düzgün silindir biçimde ve üniform çapda olmayacaktır. Bu sebeplerden dolayı granüler zeminlerde ankraj yükünün amprik olarak hesaplanması bazı

araştırmacılar tarafından önerilmektedir. Littlejohn (1970) granüler zeminde düşük enjeksiyon basıncında inşa olunan ankrajların taşıma gücü değeri P için aşağıdaki bağıntıyı önermektedir:

$$P = L \cdot n \cdot \tan \phi \quad (3.5)$$

L sabit ankraj uzunluğu (m), ϕ zemin içsel sürtünme açısı ve n zemin permeabilitesine bağlı bir katsayıdır. n değerleri Littlejohn (1970) tarafından $k > 10^{-4}$ m/s civarında ise 400-600 kN/m ve $k = 10^{-4}$ ile 10^{-6} m/s civarında ise 130-165 kN/m olarak önerilmektedir.

Ankraj kökü boyutları bilindiğinde ankraj taşıma gücü için Hanna (1982) aşağıdaki bağıntıyı önermektedir :

$$P = \pi D L \sigma'_n \tan \delta + \frac{\pi}{4} (D^2 - d^2) \gamma z N_q \quad (3.6)$$

Burada, D ankraj kökü efektif çapı, δ ankraj sürtünme açısı, d ankraj kökü yukarısındaki ankraj çapı, γ zemin birim hacim ağırlığı, z ankraj kökü başlangıcının zemin yüzeyine derinliği, L ankraj kökü uzunluğu N_q taşıma gücü faktörü ve σ'_n ankraj kökü uzunluğuna gelen ortalama efektif basınçtır. Teorik olarak bu ifade basit olmakla birlikte pratikte yeteri derecede kesin sonuçlar vermesi mümkün görünmemektedir. Çünkü D, zeminin geçirimsizliğine ve porozitesine bağlıdır ve kök uzunluğu boyunca sabit kalmayacaktır. Buna rağmen D'nin yaklaşık boyutu granüler zemin tipine göre Tablo 3.3'de D/d değerleri cinsinden önerilmektedir (Hanna, 1982).

Tablo 3.3 : Kohezyonsuz zeminlerde yaklaşık ankraj kökü boyutu

Zemin Tipi	D/d	Basınc	Yorumlar
İri kum, çakıl	< 4	düşük	Beton nüfuzu fazla
Orta sıkı kum	1.5-2	<1000 kN/m ²	Betonun nüfuz etmesi az
Çok sıkı kum	1.1-1.5	<1000 kN/m ²	Betonun nüfuz etmesi çok az

Yukarıdaki formülde verilen N_q değeri zeminin kayma mukavemeti açısı ϕ' değerine ve zeminin gerilme tarihçesine bağlıdır. Ankraj yükü bu formülle hesaplanırken genellikle uç taşıma gücü ihmal edilmektedir.

Granüler zeminlerde ankraj yükünü veren diğer bir formül şöyle ifade edilmektedir :

$$P=K \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \sigma_v' \cdot \tan \delta \quad (3.7)$$

Burada K ankraj deliği çevresinde toprak basıncı katsayısı ve σ_v' ankraj köküne üzerindeki zeminden etkiyen ortalama düşey efektif basınçtır. δ ankraj kökü ile zemin arasındaki sürtünme açısı değeridir ve genellikle zemin içsel sürtünme açısı değerinden daha küçüktür. K'nın değerleri zeminin sıkılığına, ankraj inşa yöntemine ve enjeksiyon basıncına bağlı olmaktadır.

K'nın düşük enjeksiyon basıncında zeminin sıkılığına göre alabileceği değerler Tablo 3.4'de verilmiştir (Hanna,1982).

Tablo 3.4 Kohezyonsuz zeminlerde sükunette toprak basıncı katsayısı değerleri

<u>K değeri</u>	<u>Zemin Tipi</u>	<u>Enjeksiyon Basıncı</u>
1.4-2.3	Sıkı kumlu çakıl	Düşük Basıncı
0.5-1.0	İnce kumlar,kumlu siltler	"
1.4	Sıkı kumlar	"

Yüksek enjeksiyon basıncıyla inşa olunan ankrajlar için ankraj taşıma gücünün hesabı için (3.7) bağıntısı değiştirilerek şu şekilde kullanılması önerilmektedir (Hanna,1982):

$$P=a p_g \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \tan \delta \quad (3.8)$$

Burada p_g enjeksiyon basıncı ve a birden küçük boyutsuz bir katsayıdır.Bu bağıntıya benzer bir eşitlik Toğrol ve Sağlamer tarafından önerilmiştir. :

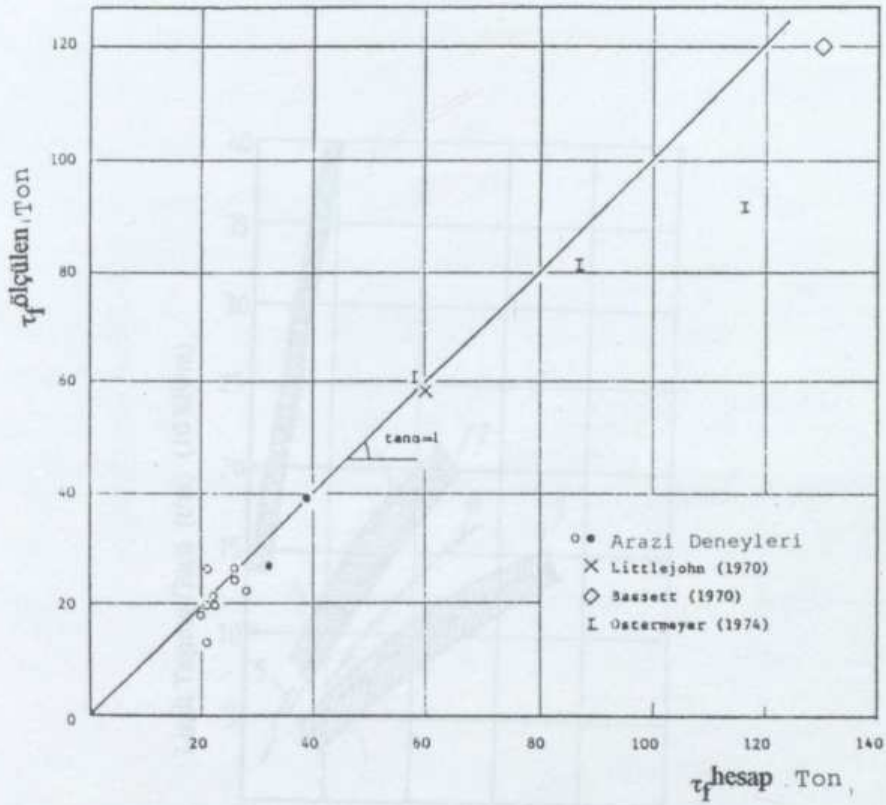
$$P=\frac{2}{3} p_g \cdot \pi \cdot D \cdot L \cdot \tan \phi \quad (3.9)$$

Bu eşitlik (3.8) eşitliğine çok benzemektedir. Ancak burada δ yerine ϕ zemin içsel sürtünme açısı değeri alınmıştır. a değeri için $2/3$ değeri uygun düşmektedir. Bu çalışmada arazide yapılan ankraj çekme deneyleri neticelerinin korelasyonu ile (3.9) eşitliği önerilmektedir. Ayrıca, bu çalışmada buradakine benzer bağıntılar ile karşılaştırılmıştır (Şekil 3.12).

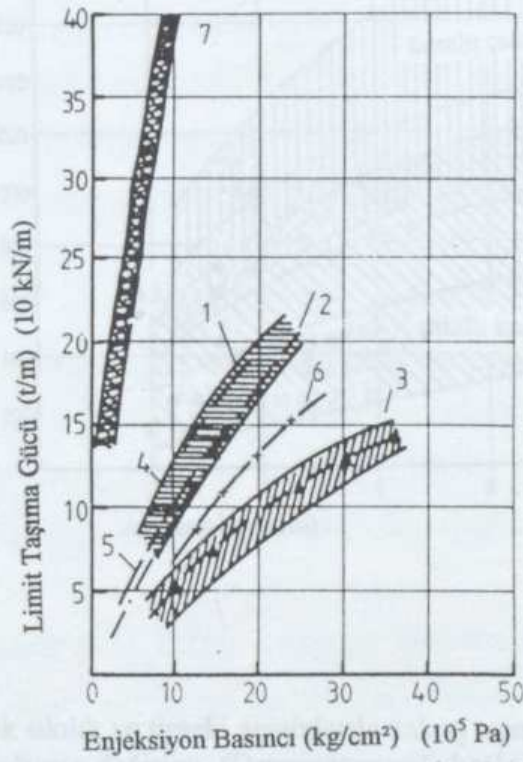
Ankraj inşasında çimento enjeksiyonu ile ankraj kökü oluşturulurken betonun katılaşması esnasında zemin ile ankraj kökü arasında bir filtre kek (beton jeli) oluşmaktadır. Bu kek ankraj kökü pürüzlülüğünü meydana getireceğinden ankrajın mukavemetini etkileyecektir. Ankraj kökünü oluşturan betonun rötre yapması ve delik çevresindeki zeminin rijitliği de ankraj kapasitesini etkilemektedir.

Ankraj mekaniğinin anlaşılmasında arazide yapılan çalışmaların büyük katkısı olmuştur. Yüksek enjeksiyon basıncı ile inşa olunan ankrajların taşıma kapasiteleri Jorge (1970) tarafından değişik zeminlerde yapılan deneylerle elde olunmuştur (Şekil 3.13). Ostermayer ve ekibinin Münih Üniversitesi'nde yaptıkları çalışmalar da ankraj uzunluğu ve zemin sıkılığının ankraj taşıma kapasitesine olan etkisini ortaya çıkarmıştır (Şekil 3.14). Bu çalışmalarda 500 kN/m^2 enjeksiyon basıncında gerçekleştirilen deneylerde ankraj yatayla 20° açı yapacak şekilde değişik sıklıklarda kumlu çakıl ve çakıllı kum zeminlere yerleştirilmiştir. Deney sonuçları Şekil 3.14'de verilmiştir. Bu şekilde görülen eğrilerden ortalama ankraj çevre sürtünmesi değerlerinin oldukça büyük ve klasik toprak basıncı teorilerinden elde olunan değerlerden çok daha büyük değerlere sahip olduğu gözlenmektedir. Bu, yüksek basınçlı enjeksiyonun ankraj kökü çevresindeki zeminde yolaştığı gerilme artışı ile açıklanabilir. Enjeksiyon basıncı yüksek olduğu için ankraj deliği çevresindeki zeminde gerilme artışlarına sebep olacak ve bu artışlar neticesinde ankraja gelecek zemin basınçları kütle kuvvetlerinden kaynaklanan zemin basınçlarından daha fazla olacaktır.

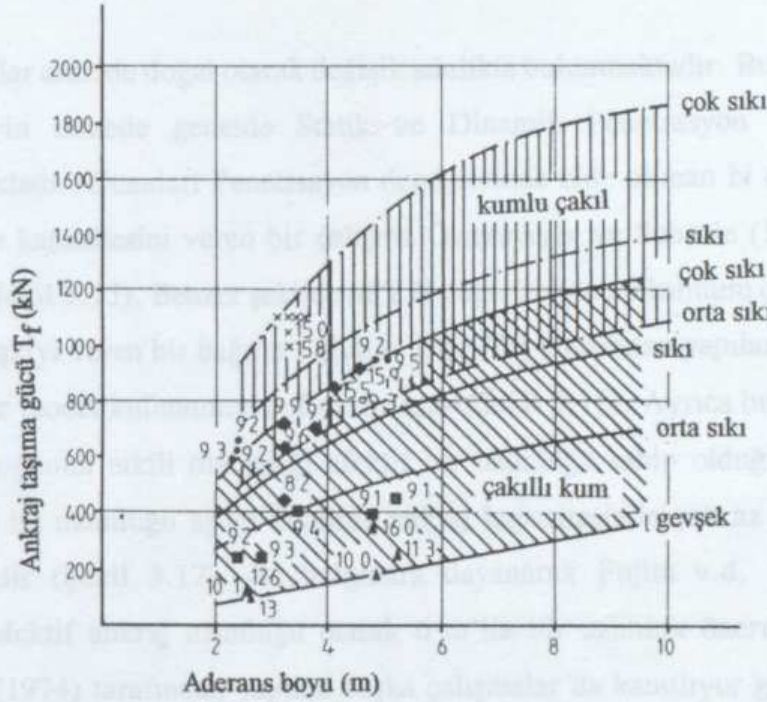
Ankraj çekildiği zaman ankraj çevresindeki zeminin bir bölümü genişlemeye (dilatasyon) uğradığı için çekme kapasitesinin arttığı düşünülmektedir. Bu konuyu aydınlatmak için Wernick (1977) tarafından yapılan çalışmalarda ankraj yüzeyinde



Şekil 3.12. Önerilen formülle bulunan sonuçların arazi değerleri ile karşılaştırılması
(Toğrol ve Sağlam, 1978)



Şekil 3.13. Değişik zeminlerde ankraj taşıma gücü-enjeksiyon basıncı ilişkisi (Jorge, 1970)

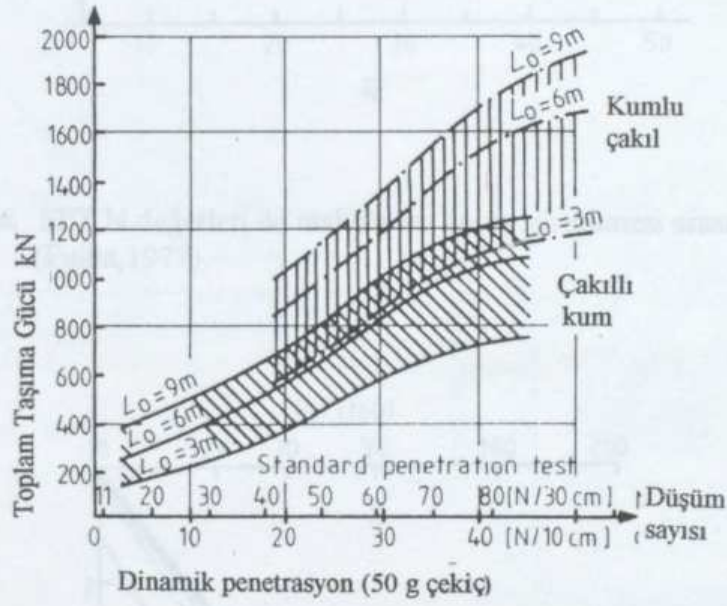


Şekil 3.14. Değişik sıklık ve tipteki zeminlerde ankraj taşıma gücünün sabit ankraj uzunluğunca değişimi (Ostermayer ve Scheele, 1977)

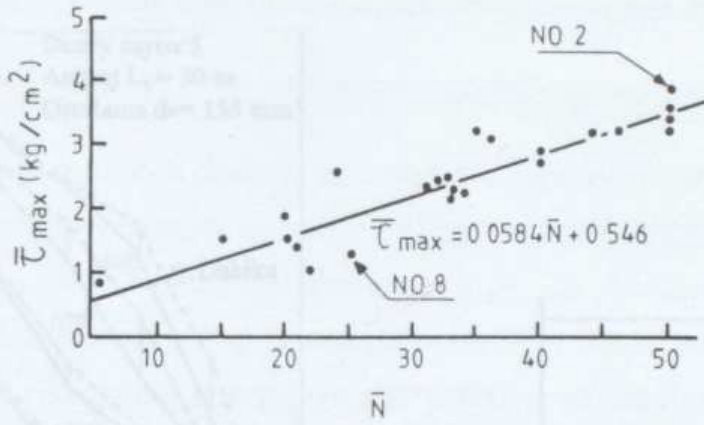
normal gerilme değerleri ölçölmüş ve elde olunan bulgulara göre yüksek basınçlı enjeksiyonda radyal ve normal gerilmelerde artış olduğu gözlenmiştir. Ayrıca bu çalışmada gösterilmiştir ki yüksek çekme kapasitesi, dilatasyonunun neden olduğu kemerlenme etkisinden dolayı ortaya çıkmaktadır.

Kum ve çakıllar arazide doğal olarak değişik sıklıkta bulunmaktadır. Bunların yerindeki sıklılığını tayin etmede genelde Statik ve Dinamik Penetrasyon deneylerinden yararlanılmaktadır. Standart Penetrasyon deneylerinde elde olunan N değerlerine göre ankraj çekme kapasitesini veren bir çalışma Ostermayer ve Scheele (1977) tarafından yapılmıştır (Şekil 3.15). Benzer şekilde SPT N değerleriyle maksimum çevre sürtünmesi arasındaki ilişkiyi veren bir bağıntı Fujita v.d. (1977) tarafından yapılan arazi deneyleri ve analitik bir model kullanımıyla gösterilmiştir (Şekil 3.16). Ayrıca bu çalışmada sabit ankraj uzunluğunun etkili olabildiği efektif bir uzunluğa sahip olduğu gösterilmiştir. Ankraj kökü bu uzunluğu aştığı takdirde ankraj kapasitesinde çok az bir artış olduğu gözlenmektedir (Şekil 3.17). Bu bulgulara dayanarak Fujita v.d. (1977) granüler zeminlerde efektif ankraj uzunluğu olarak 6 m'lik bir uzunluk önermektedir. Bunu Ostermayer (1974) tarafından yapılan başka çalışmalar da kanıtlıyor görünmektedir.

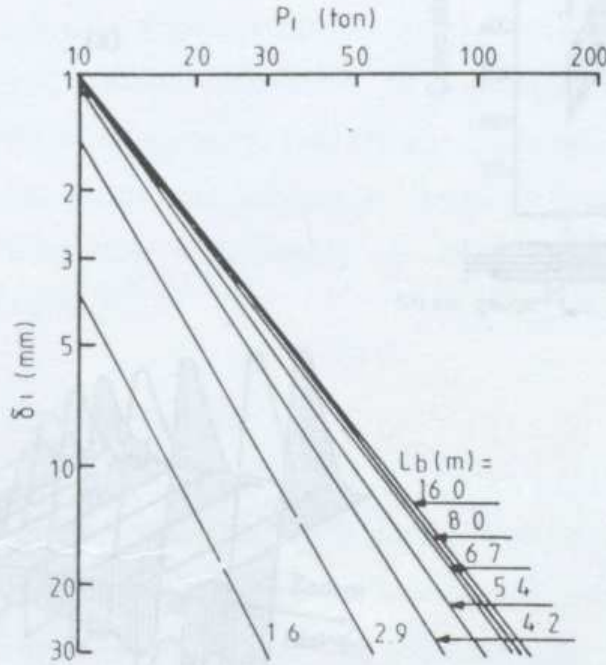
Granüler zeminlerde sabit ankraj uzunluğu boyunca gerilme dağılımının üniform olmayacağı, non-lineer bir çevre sürtünmesi meydana geleceği daha önce 3.2'de açıklanan tendon/beton mekaniği bilgilerine dayanarak söylenebilir. Granüler zeminlerdeki ankrajlar üzerine yapılan arazi deneyleri ile ankraj kökü boyunca yük dağılımı ve çevre sürtünmesi dağılımı Ostermayer ve Scheele (1977) tarafından elde olunmuştur (Şekil 3.18 a ve b) . Ayrıca bu çalışmada öngerme kuvveti uygulanan bir ankrajda zamanla çevre sürtünmesi değerinin değişimi ölçölerek elde olunan veriler ile Şekil 3.18 c'de görölen grafik çizilmiştir. Şekil 3.18 b'de göröldüğü gibi ankraj yükü arttıkça çevre sürtünmesinin maksimum değeri ankraj kökü boyunca yer değiştirmektedir. Ayrıca zamanla da bu değerlerde bir değişim gözlenmektedir. Bu çalışmada da daha öncekilerde olduğu gibi ankraj kökü uzunluğunun önemi vurgulanmıştır (Şekil 3.19). Burada ankraj aderans boyu L_v , sabit ankraj uzunluğu L_0 'dan daha kısadır. Bunun nedeni sabit ankraj uzunluğunun başlangıcında bulunan



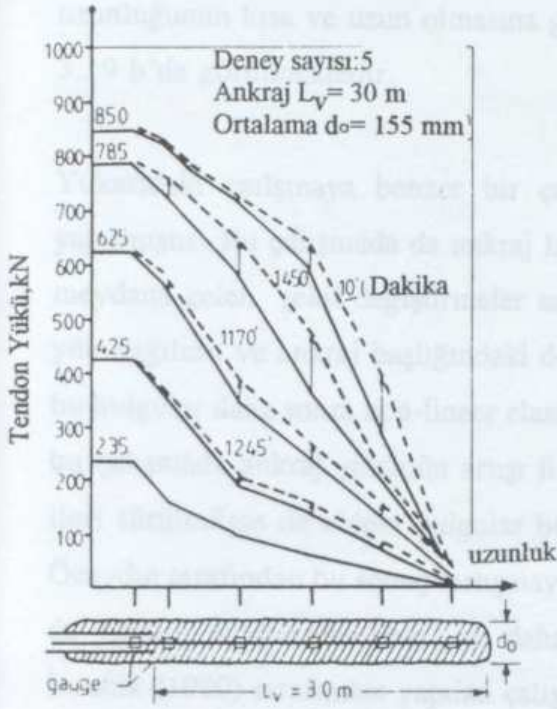
Şekil 3.15. Kumlu çakıl ve çakıllı kum zeminlerde ankraj taşıma gücü ile SPT değerlerinin korelasyonu (Ostermayer ve Scheele, 1977)



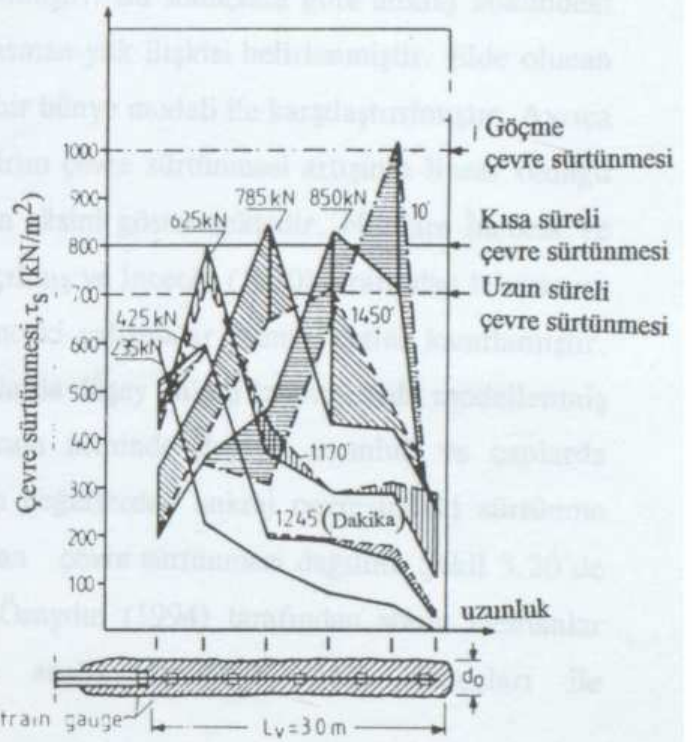
Şekil 3.16. SPT N değerleri ile maksimum çevre sürtünmesi arasındaki bağıntı (Fujita, 1977)



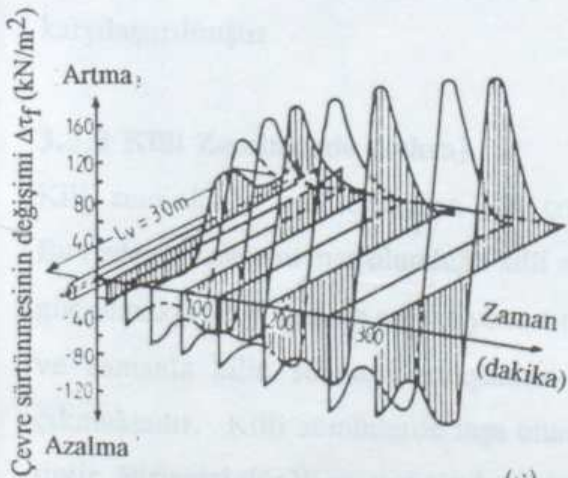
Şekil 3.17. Kumlarda sabit ankraj uzunluğunun yükleme-deplasman ilişkisine etkisi (Fujita vd, 1977)



(a)



(b)



(c)

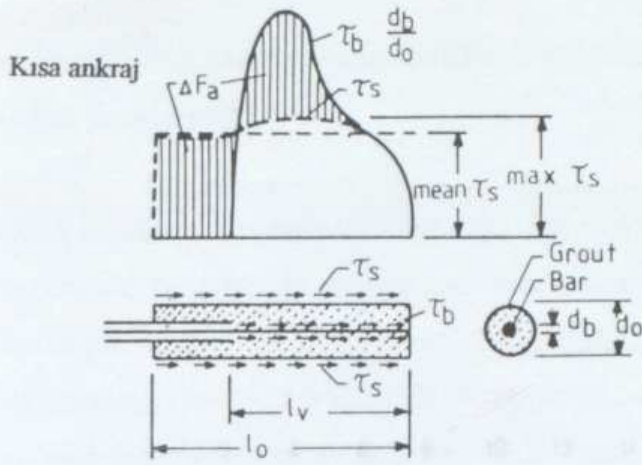
Şekil 3.18. (a) Sıkı kumda sabit ankraj boyunca yük dağılımı
 (b) Sıkı kumda uygulanan yük ve zamanla çevre sürtünmesi dağılımı
 (c) 785 kN yük için zamanla çevre sürtünmesinin değişimi
 (Ostermayer ve Scheele, 1977)

kılıfın sıyrılmasıdır (Şekil 3.19 a). Değişik sıklıktaki zeminlerde ankraj kökü uzunluğunun kısa ve uzun olmasına göre çevre sürtünmesi değerlerinin dağılımı Şekil 3.19 b'de görülmektedir.

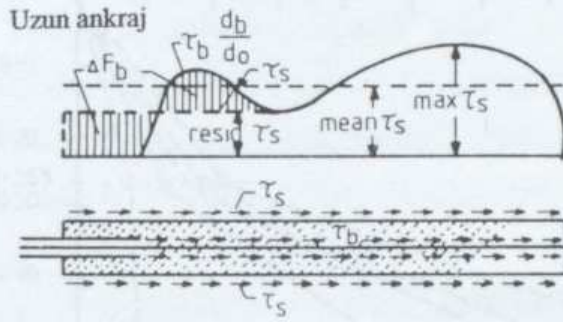
Yukarıdaki çalışmaya benzer bir çalışma Davis ve Plummelle (1982) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada da ankraj kökünde ve ankraj başlığında yükleme sonucunda meydana gelen şekil değiştirmeler saptanmıştır. Bu sonuçlara göre ankraj kökündeki yük dağılımı ve ankraj başlığındaki deplasman-yük ilişkisi belirlenmiştir. Elde olunan bu bulgular daha sonra non-lineer elastik bir bünye modeli ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca bu çalışmada ankraj yükünün artışı ile birim çevre sürtünmesi artışının lineer olduğu ileri sürülmüşse de elde edilen bulgular bunun aksini göstermektedir. Nitekim İncecik ve Özaydın tarafından bu sonuç tartışmaya açılmış ve İncecik (1980) tarafından laboratuvar da yapılan model deneyleri ve daha önceki çalışmalar bunun aksini kanıtlamıştır. İncecik (1980) tarafından yapılan çalışmalarda düşey ankraj laboratuvarında modellenmiş ve deney sırasında değişik sıklıktaki kum zeminde değişik uzunluk ve çaplarda ankrajdaki yük değişimi ölçülmüştür. Bu değerlerden ankraj çevresindeki sürtünme dağılımı değerleri saptanmıştır. Elde olunan çevre sürtünmesi dağılımı Şekil 3.20'de görülmektedir. Bu çalışma Berilgen ve Özaydın (1994) tarafından sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak modellenmiş ve analiz sonuçları deney sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

3.3.3 Killi Zeminlerde Ankraj

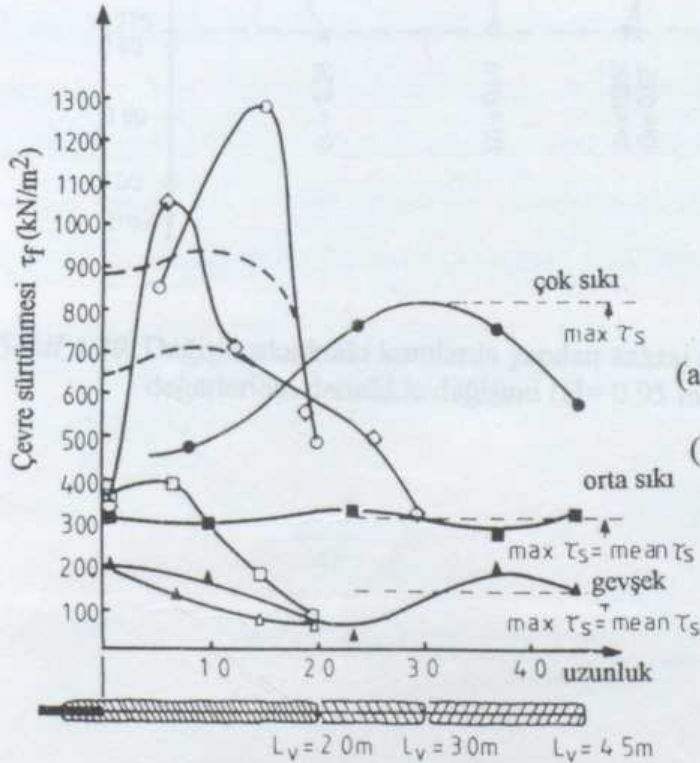
Killi zeminler su muhtevalarına göre çok değişken mekanik özellikler göstermektedir. Bu nedenle ankrajın inşa olduğu killi zeminlerde ankraj mekaniğini kestirmek oldukça güç olmaktadır. Çimento enjeksiyonu sırasında delik çevresindeki zeminin yumuşaması ve zamanla kilin sünmesi, anlaşılması güç problemler olarak mühendisin karşısına çıkmaktadır. Killi zeminlerde inşa olunan ankrajlar Bölüm 2.3'de açıklandığı gibi üç tiptir. Birincisi düşük enjeksiyon basıncı ile inşa olunan delik çapı sabit olanlar, ikincisi yüksek enjeksiyon basıncıyla kök civarında delik çapı genişletilenler ve üçüncüsü özel delme teçhizatıyla ankraj kökü girintili çıkıntılı olan (dişli) ankraj tipleridir. Bunların



(a)



τ_s = beton/zemin ara yüzeyinde çevre sürtünmesi
 τ_b = çelik/beton arayüzeyinde aderans gerilmesi



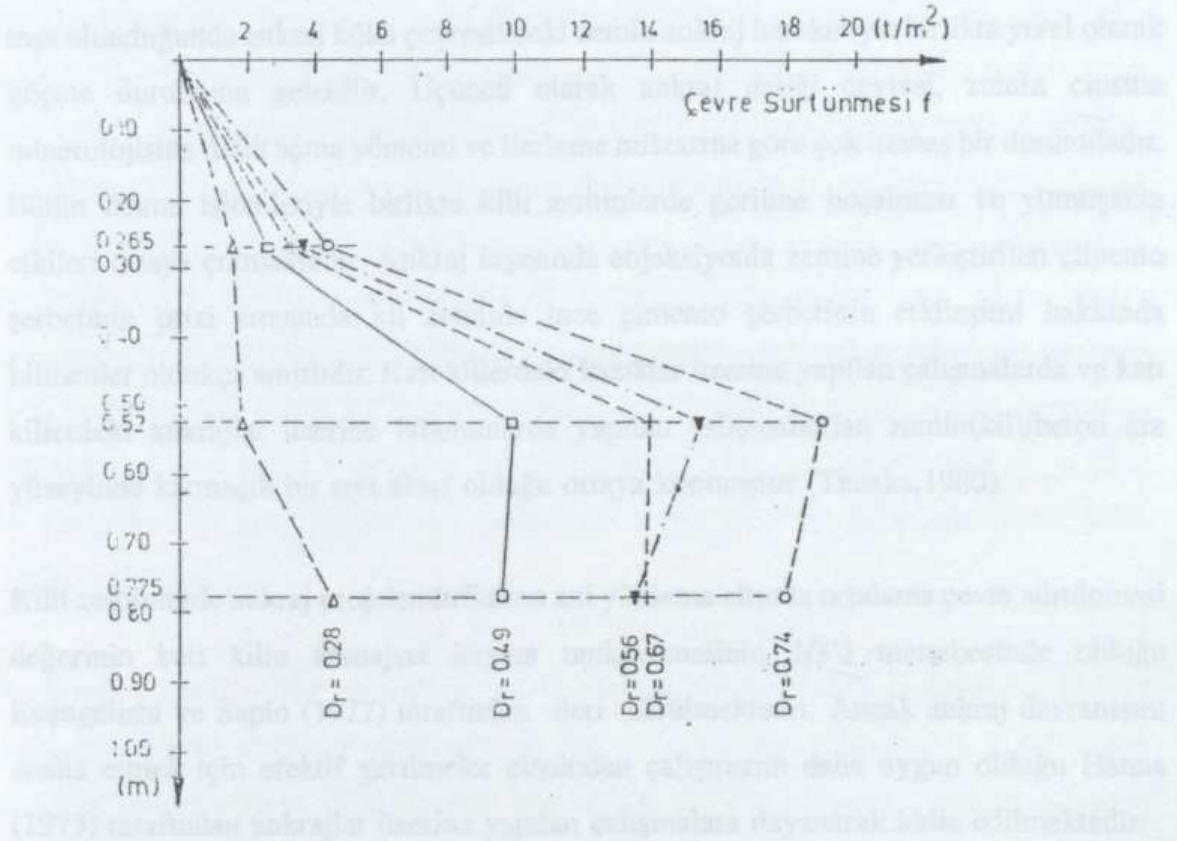
(b)

Şekil 3.19 :

- (a) Nihai yükte çevre sürtünmesinin ankraj boyunca dağılımı
 (b) Nihai yükte ölçülen çevre sürtünmesi dağılımının sabit ankraj uzunluğu ve kum sıklığına göre değişimi (Ostermayer ve Scheele, 1977).

Çevre yük altında mekanizasyonda farklılık olup, bunları ait ilişkilerdeki bilgiler aşağıda sunulmuştur.

Düğümlü yapıların bacakları da kılba inen ankrajların davranışları kayıtlı ankrajların davranışlarına benzer şekilde farklılık göstermektedir. Birincisi bacak çevre sürtünmesi değeri kılba mekanizasyonuna bağlıdır ve kılba mekanizasyonuna bağlı olarak değişir. İkinci olarak, bacakların bacakları ile bacakları arasında bir bacak ve bir bacak ankrajı



Şekil 3.20. Değişik sıklıktaki kumlarda yapılan ankraj deneylerinde çevre sürtünmesi f değerlerinin derinlikle değişimi ($H = 0.95$ m, $d = 35.5$ mm) (İncecik, 1980)

zemine yük aktarma mekanizmalarında farklılıklar olup, bunlara ait literatürdeki bilgiler aşağıda özetlenmiştir.

Düşük enjeksiyon basıncı ile kilde inşa olunan ankrajların davranışı kaya ankrajlarının davranışına benzemekle birlikte bazı farklılıklar göstermektedir; birincisi birim çevre sürtünmesi değeri kilin mukavemetine bağlıdır ve kazıklardakine benzer şekilde alınmaktadır, ikincisi ankraj deliği çevresindeki zemin rijit değildir ve bir basınç ankrajı inşa olunduğunda ankraj kökü çevresindeki zemin ankraj hareketiyle birlikte yerel olarak göçme durumuna gelebilir. Üçüncü olarak ankraj deliği çevresi, zemin cinsine minerolojisine delik açma yöntemi ve ilerleme miktarına göre çok hassas bir durumdadır. Bütün delme işlemleriyle birlikte killi zeminlerde gerilme boşalması ve yumuşama etkileri ortaya çıkmaktadır. Ankraj inşasında enjeksiyonla zemine yerleştirilen çimento şerbetinin prizi sırasında kil zeminle taze çimento şerbetinin etkileşimi hakkında bilinenler oldukça sınırlıdır. Katı killerdeki kazıklar üzerine yapılan çalışmalarda ve katı killerdeki ankrajlar üzerine laboratuvarda yapılan çalışmalardan zemin(kil)/beton ara yüzeyinde karmaşık bir sıvı akışı olduğu ortaya konmuştur (Tanaka,1980).

Killi zeminlerde ankraj projelendirilirken ani yükleme altında ortalama çevre sürtünmesi değerinin katı kilin drenajsız kayma mukavemetinin 1/3'ü mertebesinde olduğu Evangelista ve Sapio (1977) tarafından ileri sürülmektedir. Ancak ankraj davranışını analiz etmek için efektif gerilmeler cinsinden çalışmanın daha uygun olduğu Hanna (1973) tarafından ankrajlar üzerine yapılan çalışmalara dayanarak iddia edilmektedir.

Kilde inşa olunan bir ankrajın taşıma gücü amprik olarak aşağıdaki eşitlikle bulunmaktadır :

$$P = c_a \cdot \pi \cdot D \cdot L \quad (3.10)$$

Burada c_u adhezyon, D ankraj kökü çapı, L ise ankraj kökü uzunluğudur. Ankraj kökü Şekil 3.21'de görüldüğü gibi dişli olduğu zaman 3.10 bağıntısı aşağıdaki şekilde düzenlenir :

$$P = f_u c_u \pi D L + c_u N_c \frac{\pi}{4} (D^2 - d_s^2) \quad (3.11)$$

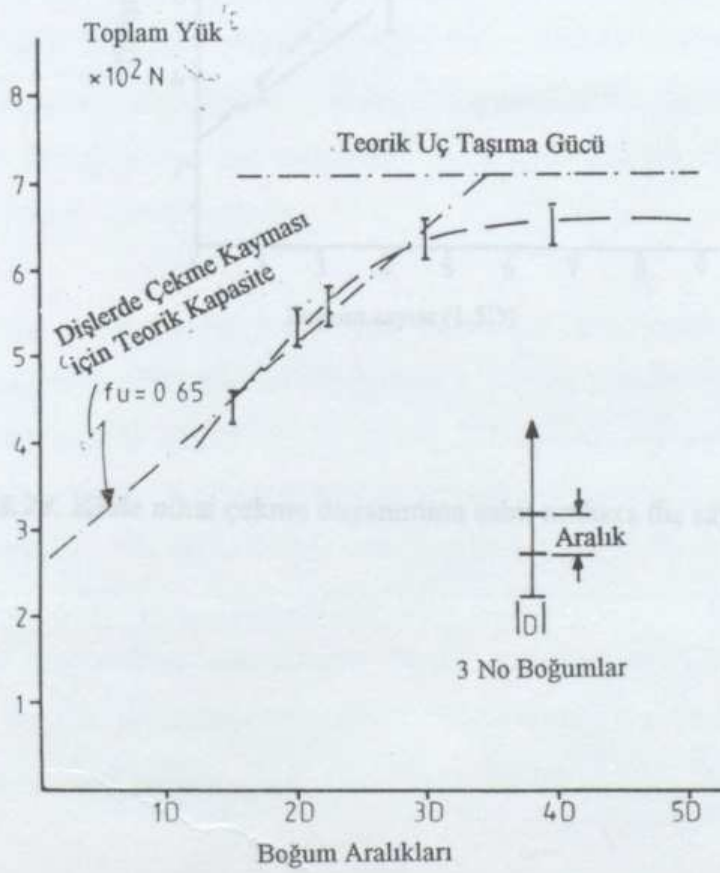
Bu formülde ankraj yükü dişler arasındaki çevre sürtünmesi ile ankrajın uç taşıma gücünün toplamıdır. Burada c_u kilin drenajsız kayma mukavemeti f_u diş etkisine bağlı azaltma faktörü değeri (bu değer delik açma ve diş oluşturma işlemlerine bağlı olarak kilin kayma mukavemetini azaltmaktadır), D ankraj kökü çapı, L ankraj kökü uzunluğu, N_c Taşıma gücü faktörü, d_s ise ankraj çapını göstermektedir. f_u azaltma faktörü değeri 0.5 ile 1 arasında bir değer almaktadır. Bunun için Basset (1970) yaptığı çalışmalara dayanarak 0.63 ile 0.79 arasındaki bir değer kullanılabileceğini göstermiştir. Deneylerde uygun diş aralığı araştırılmış ve en uygun diş aralığı için L/D oranı 3 olarak belirlenmiştir (Şekil 3.22). Ayrıca Basset (1977) yaptığı laboratuvar çalışmalarında $1.5D$ diş aralığına sahip 1'den 10'a kadar değişen diş sayısındaki ankrajlarda, ankraj yük kapasitelerini araştırmıştır. Bu deneylerin teorik eşitlikle karşılaştırılması Şekil 3.23'de verilmiştir.

Katı killerde yeralan düz ve dişli ankrajlar üzerine Neely ve Montague-Jones (1974) tarafından yapılan deneysel çalışmada bir dişli ankrajın düz ankrajdan 2.2 defa daha fazla yük taşıdığı ortaya çıkarılmıştır. Düz ankraj 4.57 m uzunlukta olmasına karşın dişli ankraj onun yarı uzunluğundadır. Dişli ankraj inşası çok fazla maharet gerektirdiğinden ve diş aralığının pratik olarak ölçülmesi mümkün olmadığından bazı mühendisler tarafından normal ankraj veya yüksek enjeksiyon basınçlı ankrajlar tercih edilmektedir. Yüksek enjeksiyon basıncı daha önce belirtildiği gibi, kili yerel olarak yarmakta ve ankraj çevresinde yüksek radyal gerilme artışlarına neden olmaktadır. Ostermayer (1974) tarafından yüksek basınçlı ankrajlar için yapılan deneysel çalışmalardan aşağıdaki sonuçlara varılmıştır :

- i) Birim çevre sürtünmesi zemin mukavemeti ile doğru, plastisite indisi artışı ile ters orantılıdır.



Şekil 3.21. Dişli bir ankraja etkiyen kuvvetler

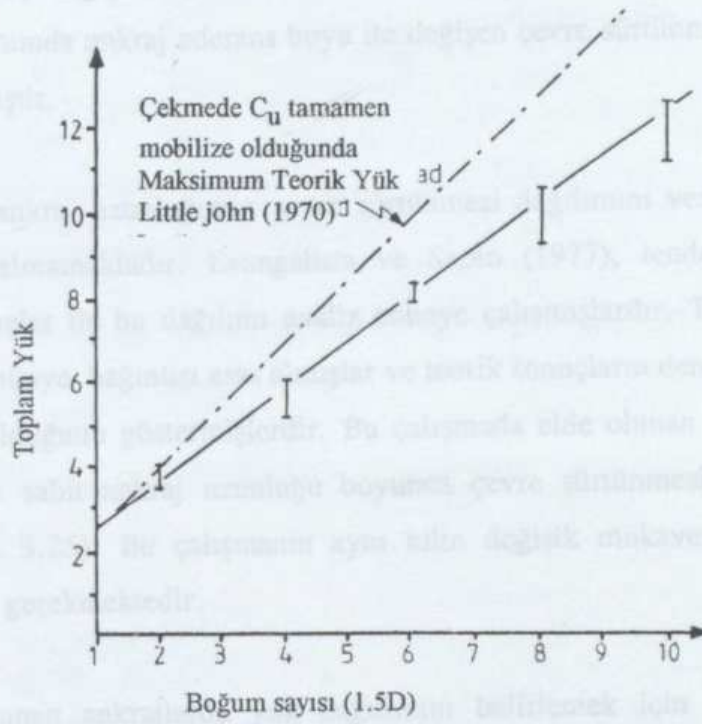


Şekil 3.22. Kilde inşa olunan 3 dişli bir ankrajda diş aralığına göre ankraj taşıma gücü (Basset, 1977)

ii) Birim çevre sürtünmesi sabit aralıkta artırıldığı ile azalmaktadır.

iii) Sonradan yapılan çimento çakması (post-grouting) birim çevre sürtünmesini en az %25 artırmaktadır.

Bu çalışmada üç değişik kıl aralığında sonradan yapılan enjektörlerle duruma ve yapılmayan durumdaki çekme dayanımı büyükle değişik çevre sürtünmesi değerleri Şekil 3.23'de verilmiştir.



Şekil 3.23. Kilde nihai çekme dayanımına sabit aralıkta diş sayısının etkisi (Bassett, 1977)

3.4 ANEKRAJ EĞİMİNİN ETKİSİ

Ankrajlar inşa edilirken yerden dolayı genellikle eğimli olarak inşa edilmektedir. Bu durumda ankraj dayanımını etkileyen bir faktör daha vardır. Bunun nedeni eğimden

- ii) Birim çevre sürtünmesi sabit ankraj uzunluğu ile azalmaktadır.
- iii) Sonradan yapılan çimento şerbeti enjeksiyonu (post-grouting) birim çevre sürtünmesini en az %25 artmaktadır.

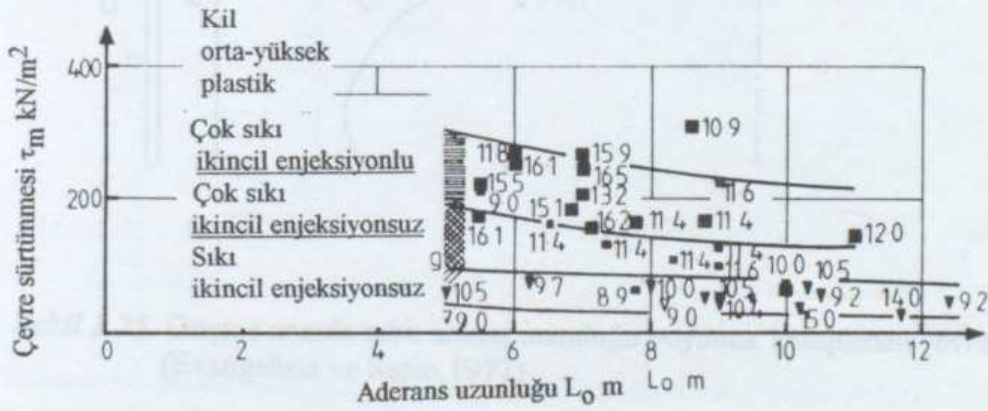
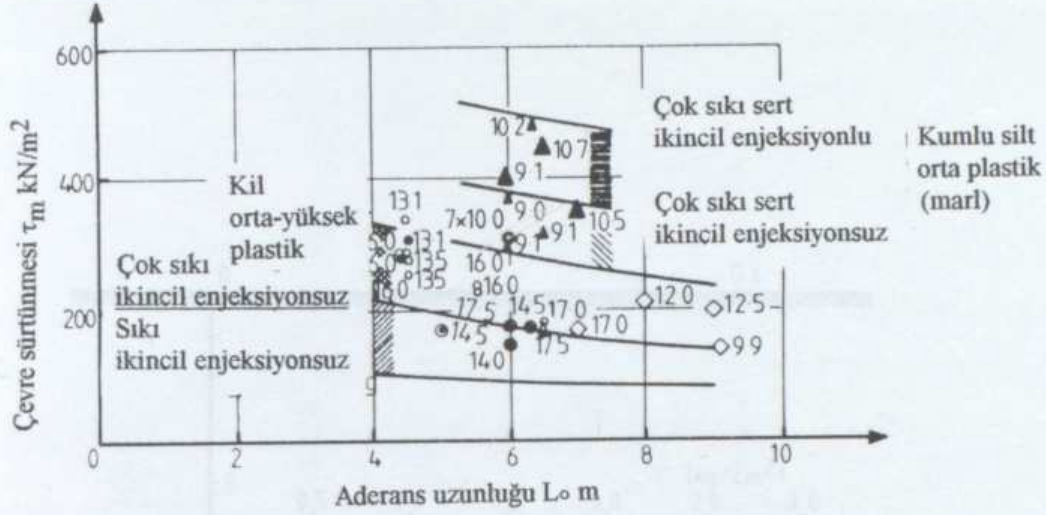
Bu çalışmada üç değişik kil zeminde sonradan yapılan enjeksiyonlu durum ve yapılmayan durumda ankraj aderans boyu ile değişen çevre sürtünmesi değerleri Şekil 3.24'de verilmiştir.

Killerde sabit ankraj uzunluğunca çevre sürtünmesi dağılımını veren çok fazla bilgi literatürde yeralmamaktadır. Evangelista ve Sapio (1977), tendon çeliği üzerinde yaptıkları ölçmeler ile bu dağılımı analiz etmeye çalışmışlardır. Teorik çalışmalarda non-lineer bir bünye bağıntısı esas almışlar ve teorik sonuçların deneysel çalışmalar ile uyum içinde olduğunu göstermişlerdir. Bu çalışmada elde olunan teorik ve deneysel bulgulara göre sabit ankraj uzunluğu boyunca çevre sürtünmesi dağılımı üniform değildir (Şekil 3.25). Bu çalışmanın aynı kilin değişik mukavemet hallerine göre tekrarlanması gerekmektedir.

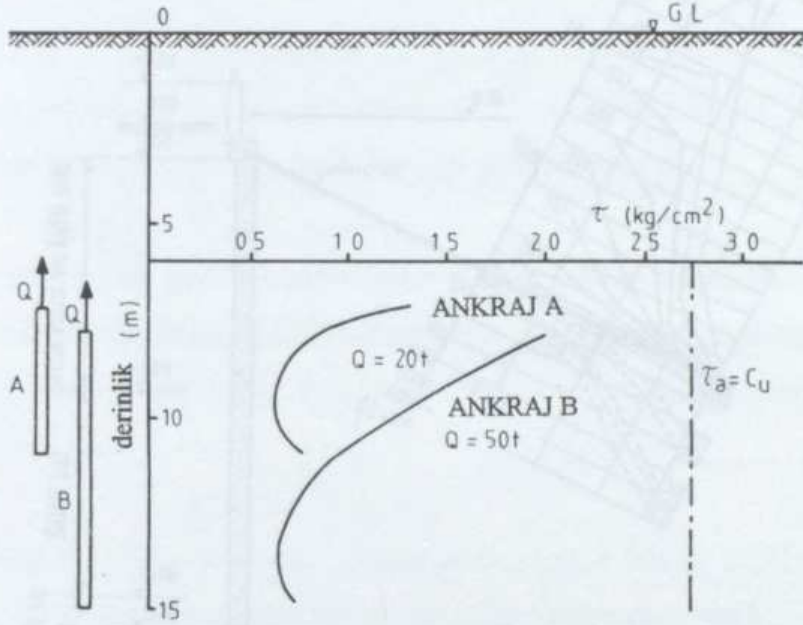
Kilde inşa olunan ankrajlarda yük dağılımını belirlemek için ilginç bir çalışma Mastrantuono ve Tomiolo (1970) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada aynı zeminde inşa olunan bir çekme ankrajı ile bir basınç ankrajında yapılan ölçümlerle yük dağılımı belirlenerek karşılaştırılmıştır. Kullanılan ankrajların arazi profilinde yerleşimi ve ankraj kökü boyunca her iki ankrajda yük dağılımı Şekil 3.26'da verilmiştir. Bu şekilden görüldüğü gibi basınç ankrajlarında şekil değiştirmeler ankraj kökü ucunda en büyük değerde olup ankraj kökü başına doğru azalmaktadır. Çekme tipi ankrajda ise bu durumun tersi sözkonusudur. Ayrıca çekme ankrajlarında şekil değiştirmeler basınç tipine göre daha fazladır. Buna göre çekme ankrajları daha fazla göçme riskine sahiptir.

3.4 ANKRAJ EĞİMİNİN ETKİSİ

Ankrajlar inşa zorluklarından dolayı genellikle eğimli olarak inşa olunmaktadır. Bu durumda ankraj davranışını anlamak bir kez daha güçleşecektir. Bunun nedeni eğimden



Şekil 3.24. İkincil enjeksiyonlu ve enjeksiyonsuz sabit ankraj uzunluğunun bir fonksiyonu olarak kohezyonlu zeminlerde ölçülen çevre sürtünmesi değerleri (Ostermayer, 1974)



Şekil 3.25. Göçme anında sabit ankraj uzunluğu boyunca hesaplanan çevre sütünmesi (Evangelista ve Sapio, 1977)

dolayı ankraj kökü çevresindeki efektif gerilme değişiminin kestirilmesi gereğidir. Üstelik yüksek enjeksiyon basıncı ve zeminde açılan delikten ötürü meydana gelen gerilme boşalması etkileri de buna yansiyacaktır. Bu zorluklara daha önce değinilmişti.

Hanna (1973) tarafından yapılan deneysel ve teorik çalışmada kilde inşa olunan bir ankrajın çekme kapasitesi için aşağıdaki eşitliğin kullanılmasını önermektedir :

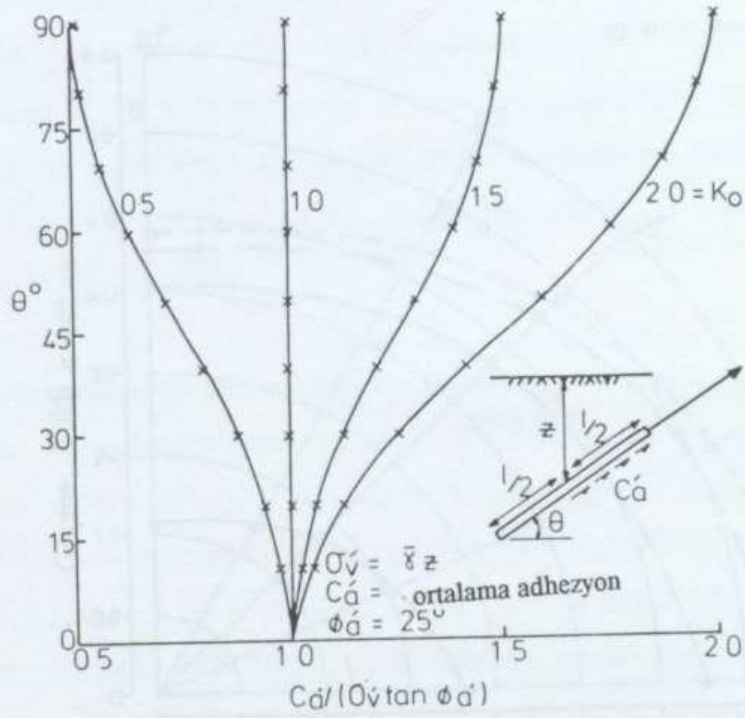
$$P = A\mu\sigma'_v K_0 \tan\phi'_a \quad (3.12)$$

burada σ'_v ankraj çevresindeki ortalama efektif düşey gerilme, μ boyutsuz bir katsayı, K_0 sükunetteki toprak basıncı katsayısı ve ϕ'_a zemin-ankraj kökü ara yüzeyindeki zeminin drenajlı sürtünme açısı değerini göstermektedir.

Eğik bir ankraj çevresindeki düzlem bir asal düzlem değildir ve başlangıç kayma gerilmesi bu düzlemde etkidiğinden, yönü ve büyüklüğü K_0 'a bağlıdır. Şekil 3.27'de ankrajın yatayla yaptığı açı θ ve K_0 ile adhezyon değişiminin hesaplamaları bir grafikte gösterilmiştir.

El-Haggan (1978) tarafından laboratuarda yapılan büyük ölçekli model deneyler ile granüler zeminlerde yeralan eğimli ankrajlar hakkında ayrıntılı bilgiler elde edilmiştir. Sabit ankraj uzunluğu silindirik olup çapı 73 mm ve boyu 300 mm'dir. Ankraj uzunluğu boyunca yük dağılımı ölçülmüş ve sabit ankraj uzunluğu ortasında efektif düşey gerilme sabit tutulmuştur. Deney sırasında kumun aşırı konsolidasyon oranı 10'a kadar çıkarılmıştır. Deneylerden elde olunan bulgular Şekil 3.28'de görüldüğü gibi polar diagramlarla gösterilmiştir.

Dişli ankrajlar için eğim etkisi Rowe ve Booker (1979) tarafından yapılan bir çalışma ile analiz edilmiş, analizlerde elastisite teorisinden yararlanılmıştır. Ankraj eğiminin etkisinin ankraj davranışına etkisini araştıran diğer çalışmalar için Meyerhof (1973) ve Das ve Seely (1975) örnek verilebilir.



Şekil 3.27. Ankrajın yatayla yaptığı θ açısı ve sukunetteki toprak basıncı katsayısı K_0 ile ortalama adhezyonun teorik değişimi (Hanna, 1973)

BÖLÜM 4

ANKRAJLI PERDELER

4.1 ANKRAJLI PERDE MEKANİĞİ

Bu bölümde ankrajlı perdelerin mekaniği incelenmektedir. Bölüm 2'de ankrajların ve perdelerin model ve inşa yöntemleri hakkında gerekli bilgiler verilmiştir. Ankrajlı perdeler Şekil 4.1'den de görüldüğü gibi duvar-zemin ile zemin-ankraj etkileşiminin olduğu karmaşık bir yapı sistemidir. Zemin-ankraj etkileşimi daha önce Bölüm 3'de ayrıntılı olarak anlatılmıştı. Burada duvar-zemin-ankraj'dan meydana gelen sistem ile bu sistemin analiz ve tasarımında mühendisin gözönüne alması gereken hususlar ayrıntılarıyla ele alınacaktır.

Bölüm 2'de açıklandığı gibi ankrajlı bir perde inşa olunurken genellikle kademeli kazı yapılmakta ve ankraj uygulanmaktadır. Ankraj uygulaması duvar arkası zeminde gerekli çap ve derinlikte, genellikle eğimli olarak açılan bir delikte ankraj tendonlarının yerleştirilmesi, çimento enjeksiyonu ve ankrajın bir hidrolik krika ile çekilerek öngerme kuvveti uygulanması ile gerçekleşmektedir. Ankraj tipine göre delme ve enjeksiyon işlemi değişmektedir (Bkz. Bölüm 2). Bu işlemler gerekli kazı yüksekliğine göre bir kaç adımda gerçekleştirilmektedir. Her bir kazı adımında ve ankraj çekme işlemi sonunda kazı yüzeyinde yer değiştirmeler ve duvar arkasındaki zeminde gerilme değişiklikleri meydana gelmektedir. Bununla birlikte delme ve enjeksiyon işlemleri sırasında da bir gerilme değişiminin varlığından sözedilebilir. Bütün bu etkiler ankrajlı perde davranışını tahmin etmeyi güçleştirmektedir.

Ankrajlı perde inşası sırasında yukarıda adı geçen etkilerden dolayı duvarda ilave yerdeğiştirmeler ve dönmeler ortaya çıkmaktadır. Perdede meydana gelebilecek yer değiştirme ve deformasyonu etkileyen özellikler aşağıda sıralanmıştır :

- i) ankraj geometrisi (eğimi, rijitliği ve uzunluğu)
- ii) perde gömülme derinliği
- iii) toprak basınç dağılımı
- iv) sürşarj basıncı

Ankrajlı perdeler projelendirilirken duvar davranışını etkileyen bu hususlar gözönüne alınmalıdır. Bir ankrajlı perde projelendirilirken iki farklı stabilite analizleri gözönüne alınmalı ve sistem bu tahkiklere göre boyutlandırılmalıdır. Bunlar

- 1 - Perde stabilitesi,
 - 2 - Sistemin genel stabilitesi
- şeklinde dir. Bu stabilite hesapları için kullanılan yöntemler iki sınıfta incelenebilir. Bu yöntemler Analitik ve Nümerik yöntemlerdir. Analitik yöntemler limit teoremlere dayanmaktadır ve her iki stabilite tahkiki ayrı ayrı yapılmaktadır. Nümerik yöntemler de ise tüm sistem için genel stabilite yanında perde stabilitesini gözönüne almak mümkündür ve bu amaçla en uygun nümerik yöntem *Sonlu Elemanlar Yöntemi*'dir. Bununla birlikte sonlu elemanlar yönteminde yapılan hesaplarda sistemin yerdeğiştirme ve deformasyonları da hesaplanmaktadır. Oysa limit teoremlere dayanan hesap yöntemlerinde bu mümkün değildir ve yerdeğiştirme ve deformasyonların hesaplanması için genellikle amprik bağıntılardan yararlanılabilir.

Burada ankrajlı perde analizlerinde kullanılan limit teoremleri esas alan hesap yöntemleri ele alınacak ve bu yöntemlerden biri ile boyutlandırılan bir bir duvarda ankraj deplasmanlarının hesaplanması için literatürde yer alan bir hesap yöntemi açıklanacaktır. Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak ankrajlı perde davranışı ise Bölüm 5'de ayrıntılı olarak ele alınacaktır.

4.2 DUVAR STABİLİTE ANALİZLERİ

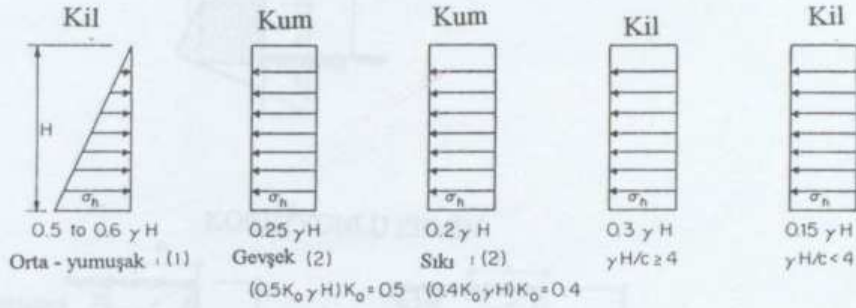
Duvar stabilitesi analizi yapılabilmesi için duvar arkasındaki toprak basınçları şiddetinin ve dağılımlarının önceden kestirilmesi gerekmektedir. Burada perdenin davranışı ile yakından ilgili olan bu basınç değerleri dağılımları incelendikten sonra duvar stabilite tahkiklerine geçilecektir.

4.2.1 Toprak Basınçları

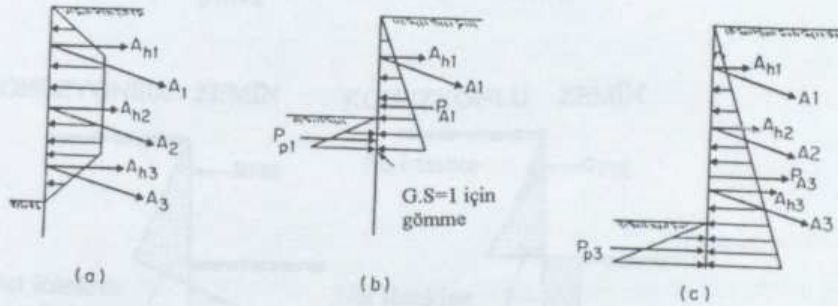
Perde stabilite hesaplarının yapılmasında mühendisin karşılaştığı en büyük güçlük duvar

arkasındaki toprak basınçları şiddeti ve dağılımının belirlenmesidir. Kazı ve öngerme işlemleri sırasında öne ve arkaya doğru birbirine zıt yönlerde perde hareketleri ortaya çıktığından duvara gelebilecek toprak basınçları değeri ve dağılımlarını kestirmek oldukça güçtür. Bunu için literatürde ve şartnamelerde değişik zeminler için kullanılabilen basınç dağılımları önerilmektedir. Bu dağılımlar Şekil 4.2'de gösterildiği gibi destekli kazılarda Terzaghi ve Peck (1967) tarafından önerilenler olduğu gibi Şekil 4.3'de görülen klasik toprak basıncı teoremlerinin (Rankine ve Coulomb) esas alındığı şekilde de olabilir. Bu konuda yapılan arazi ve laboratuvar deneyleri ile teorik çalışmalar sonucunda gerçeğe daha yakın basınç dağılımları araştırmacılar tarafından önerilmiştir. Bunları çoğu Terzaghi ve Peck dağılımına benzemektedir. Bu konuda Stille (1976) tarafından yapılan çalışmada öngerme etkisini gözönüne alan bir yaklaşım ortaya konulmuştur. Bu çalışmaya göre gözönüne alınması gereken toprak basıncının kohezyonlu ve kohezyonsuz zeminlerdeki dağılımı ve bunların Terzaghi-Peck dağılımı ile karşılaştırılması Şekil 4.4'de verilmektedir. Stille, (1976) ayrıca, bu basınç dağılımları ile yerinde ölçülen basınç dağılımlarını Şekil 4.5'de görüldüğü gibi karşılaştırmıştır.

Ankrajlı perdeler uygulanmaya başladığından bu yana bir çok araştırmacı tarafından duvar arkasındaki toprak basınçları arazide gerçekleştirilen ölçümlerle belirlenmeye çalışılmıştır. Bunun yanı sıra, toprak basınçlarını belirlemede laboratuvar model deneyleri ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan nümerik modeller yardımcı olmuştur. Arazide yapılan ölçümlerde perdeye yerleştirilen ölçme aygıtları yardımı ile duvar deplasmanları ve toprak basınçları belirlenmiştir. Böyle bir çalışma Romberg (1973) tarafından Frankfurt Demiryolları ana istasyonundaki ankrajlı perdeler için gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada, değişik yükseklikte inşa olunan ankrajlı perdelerde perde yüksekliğince yerdeğiştirmeler ve basınçlar ölçülmüştür. Bu ölçümler her bir kazı adımı ve öngerme işleminde yapılarak perdede oluşan moment ve kesme kuvvetleri belirlenmiştir. Şekil 4.6'da ölçülen yerdeğiştirme ve basınç dağılımları ile moment ve kesme kuvveti dağılımlarından bir tanesi görülmektedir. Bu çalışmaya benzer bir çalışma Ulrich (1989) tarafından aşırı konsolide olmuş kil bir zeminde yapılan farklı kazılar için inşa olunan perdelerde gerçekleştirilmiştir. Arazide perde arkasında ölçülen basınç değerlerinin değişimi Peck tarafından kabul edilen dağılımla karşılaştırılması

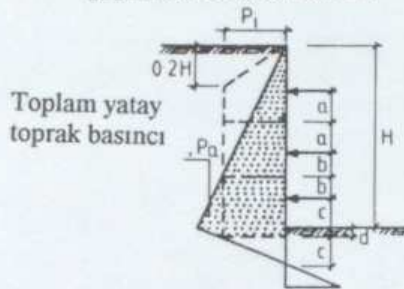


Şekil 4.2. Terzaghi ve Peck tarafından önerilen basınç dağılımları

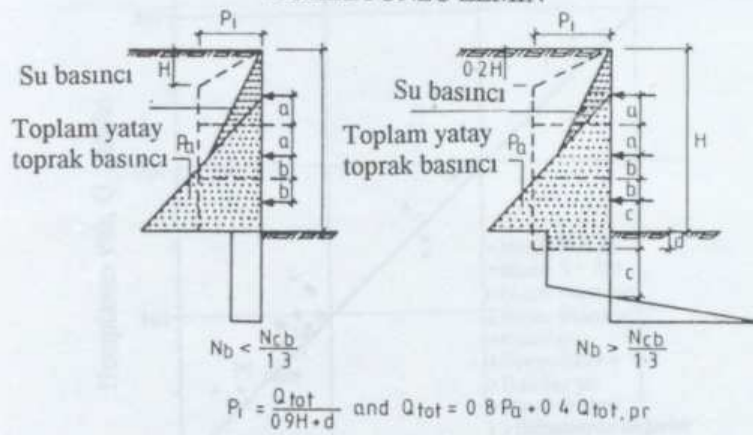


Şekil 4.3. Ankrajlı duvar arkasında basınç dağılımları

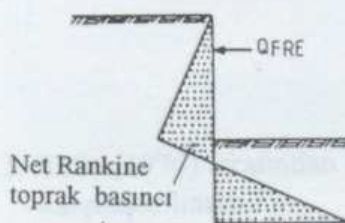
KOHEZYONSUZ ZEMİN



KOHEZYONLU ZEMİN



KOHEZYONSUZ ZEMİN

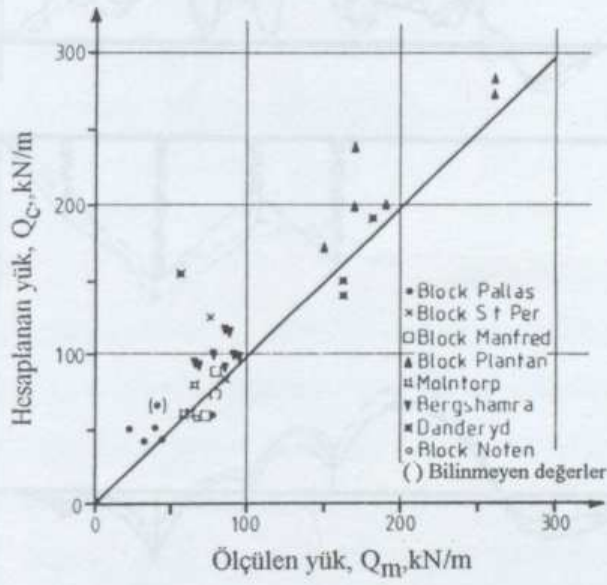


KOHEZYONLU ZEMİN

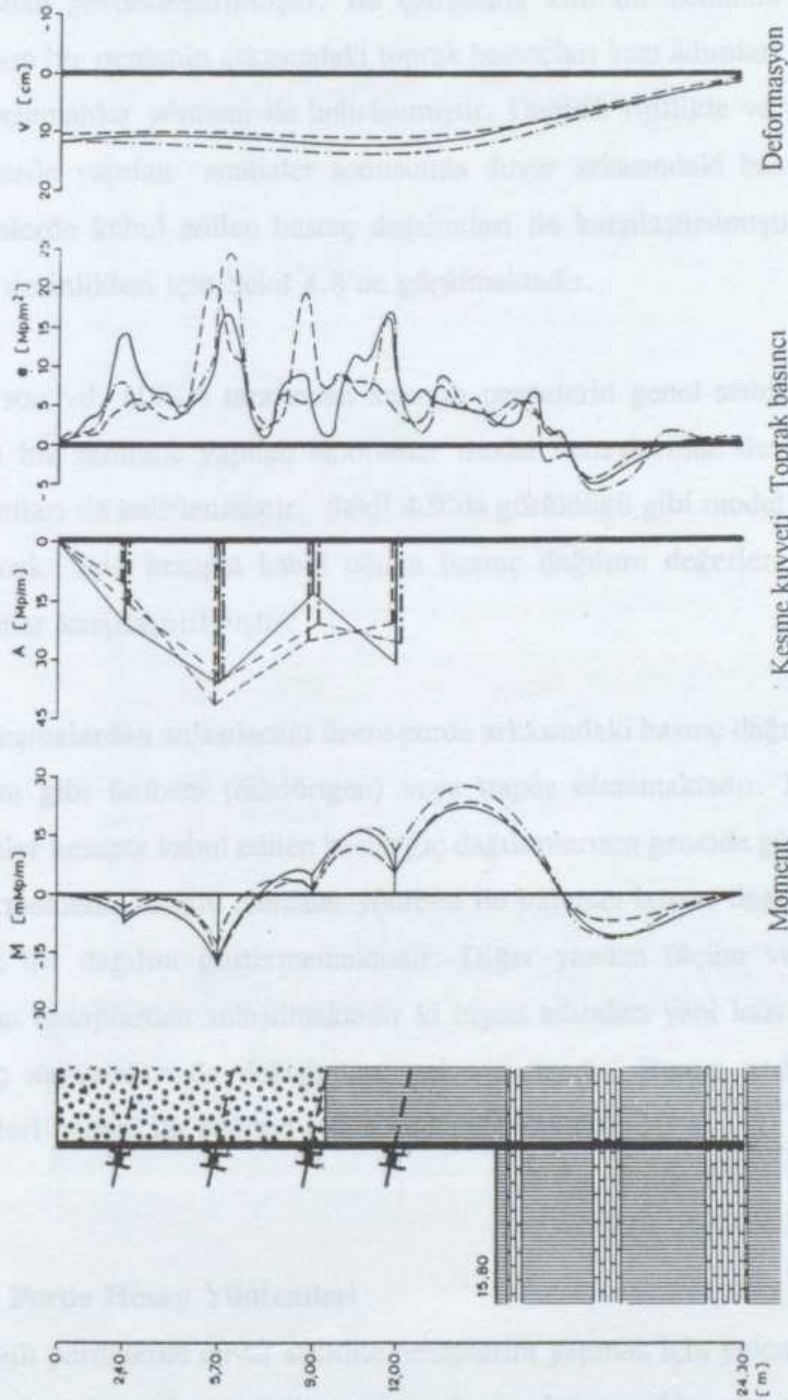


$$Q_{\text{tot}} = 0.8 Q_{\text{FRE}} + 0.4 Q_{\text{tot, pr}}$$

Şekil 4.4 . Stille (1976) tarafından önerilen basınç dağılımı



Şekil 4.5. Stille (1976) tarafından önerilen yönteme göre hesaplanan ve ölçülen yüklerin karşılaştırılması



Şekil 4.6. Dört Ankranlı perde moment, kesme kuvveti toprak basıncı ve deformasyon dağılımı (Romberg, 1973).

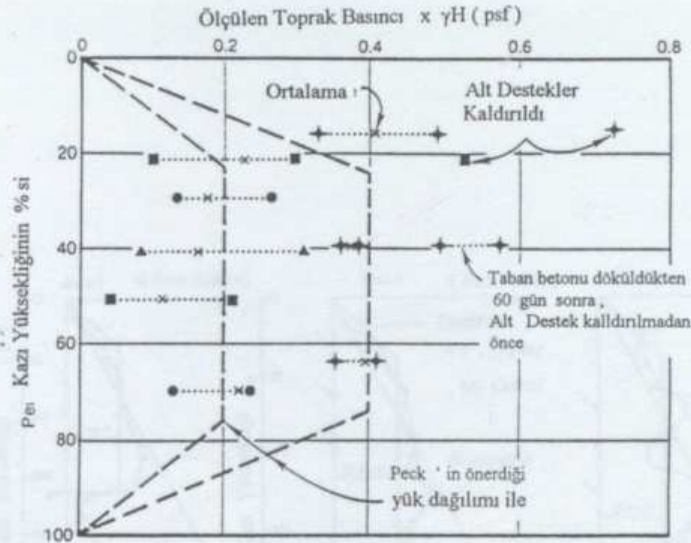
Şekil 4.7'de gösterilmektedir. Bu konuda teorik bir çalışma Clough ve Tsui (1974) tarafından gerçekleştirilmiştir. Bu çalışmada killi bir zeminde inşa olunan ankrajlı diyafram bir perdenin arkasındaki toprak basınçları kazı adımları da gözönüne alınarak sonlu elemanlar yöntemi ile belirlenmiştir. Değişik rijitlikte ve yükseklikteki ankrajlı perdelerde yapılan analizler sonucunda duvar arkasındaki basınç dağılımı ile limit teoremlerde kabul edilen basınç dağılımları ile karşılaştırılmıştır. Bu sonuçlar farklı duvar derinlikleri için Şekil 4.8'de görülmektedir.

Anderson vd. (1983) tarafından ankrajlı perdelerin genel stabilitesini incelemek için kumlu bir zeminde yapılan laboratuvar model deneylerinde duvar arkasındaki basınç dağılımları da belirlenmiştir. Şekil 4.9'da görüldüğü gibi model deneylerde stabiliteyi sağlamak için hesapta kabul edilen basınç dağılımı değerleri ile deneylerden elde olunanlar karşılaştırılmıştır.

Bu çalışmalardan anlaşılacağı üzere perde arkasındaki basınç dağılımı hesaplarda alınan dağılım gibi üniform (dikdörtgen) veya trapez olmamaktadır. Fakat arazide yapılan ölçümler hesapta kabul edilen başlangıç dağılımlarının genelde güvenli tarafda kaldığını göstermektedir. Sonlu elemanlar yöntemi ile bulunan basınç değerleri de üniform veya trapez bir dağılım göstermemektedir. Diğer yandan ölçüm ve sonlu elemanlar ile yapılan hesaplardan anlaşılmaktadır ki inşaat adımları yani kazı ve öngerme işlemleri basınç dağılımlarında değişimlere yol açmaktadır. Bunun nedeni kazı ve öngerme işlemleri nedeni ile değişen perde deplasmanlarıdır.

4.2.2 Perde Hesap Yöntemleri

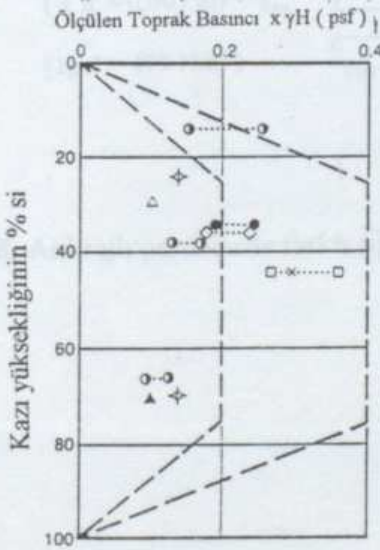
Ankrajlı perdelerde duvar stabilite hesaplarını yapmak için yukarıda da belirtildiği gibi kullanılan yöntemler analitik ve nümerik olmak üzere iki gruba ayrılmaktadır. Analitik yöntemler perde arkasında ve önünde kabul edilen toplam toprak basınçlarının (aktif ve pasif) ankraj kuvvetleriyle dengesine dayanmaktadır. Bir ankraj için sistemin dengesinden perde çakma derinliği ve ankraj kuvveti klasik toprak basıncı teorilerinden biri gözönüne alınarak (Rankin veya Coulomb aktif ve pasif toprak basıncı teorileri) hesaplanmaktadır. Ankraj sayısı artınca sistem hiperstatik olduğundan bu şekilde denge



Destek yükleri

- ◆ Coke Pit
- Humble Bldg.
- ▲ 500 Jefferson Bldg.
- One Shell Plaza

(a)

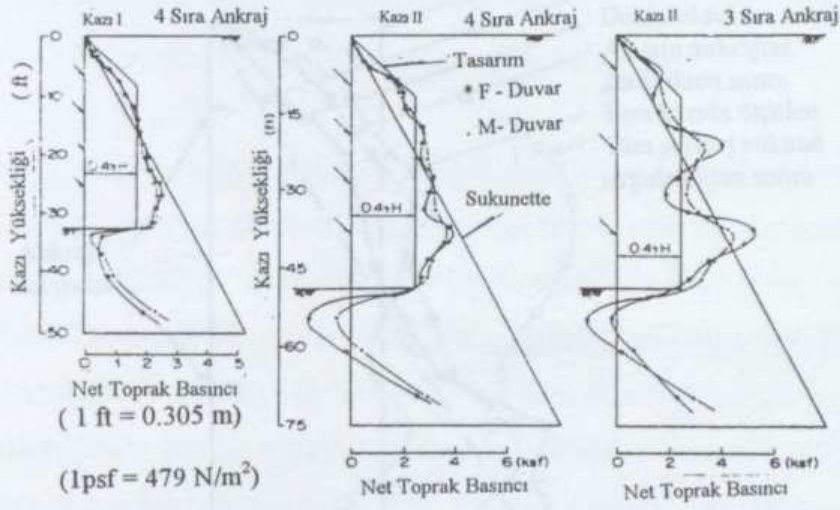


Destek yükleri

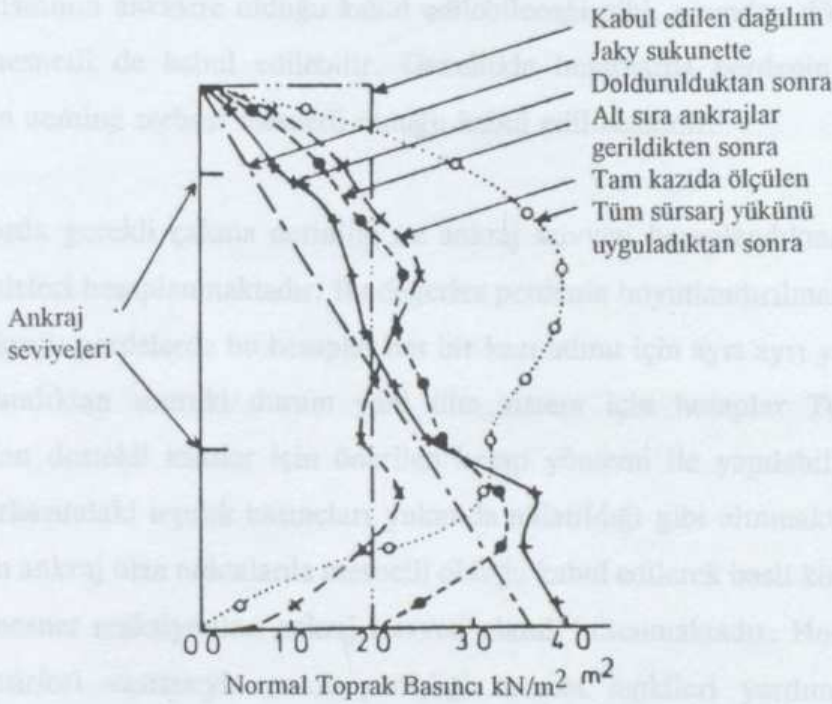
- 1st City National Bank Center
- Republic Bank Center
- Cullen Center
- ◇ Block 321
- △ Pierre Laclede Bldg., Clayton, MO
- ▲ Pierre Laclede Bldg., Clayton, MO
- ◆ Smith Tower

(b)

Şekil 4.7. Ankrajlı perde arkasında toprak basınç ölçümleri (Ulrich , 1987)



Şekil 4.8. Ankrajlı perdelerde farklı rijitlik ve geometride kestirilen net toprak basınçları



Şekil 4.9. Derinlikle toprak basıncı dağılımı (Anderson v.d,1983)

denklemleri ile hesap yapmak mümkün olamamaktadır. Ayrıca ankraj sayısı arttığında plastik teorilerde kabul edilen perde arkasındaki üçgen basınç dağılımı şekli ankrajlardaki öngerme etkisiyle değişmektedir. Bu yüzden hesap yapılırken kazı adımları ile ankraj kuvvetleri birer birer belirlenmektedir. Zaten kazı adımları stabilite hesaplarında sistem güvenliği bakımından dikkate alınması gerekmektedir. Şekil 4.10'da böyle bir uygulama görülmektedir. Bu yöntem kullanılırken perdenin zemin içinde kalan kısmının ankastre olduğu kabul edilebileceği gibi, ucundan dönebilecek şekilde sabit mesnetli de kabul edilebilir. Genellikle hesaplarda perdenin zemine gömülü kısmının zemine serbest mesnetli olduğu kabul edilmektedir.

Hesaplarda gerekli çakma derinliği ve ankraj kuvveti hesaplandıktan sonra perdenin kesit tesirleri hesaplanmaktadır. Bu değerler perdenin boyutlandırılması için gereklidir. Çok ankrajlı perdelerde bu hesaplar her bir kazı adımı için ayrı ayrı yapılmalıdır. Kazı tamamlandıktan sonraki durum yani tüm sistem için hesaplar Terzaghi ve Peck tarafından destekli kazılar için önerilen hesap yöntemi ile yapılabilir. Bu yöntemde perde arkasındaki toprak basınçları yukarıda anlatıldığı gibi alınmaktadır. Hesaplarda perdenin ankraj olan noktalarda mesnetli olduğu kabul edilerek basit kirişlere ayrılmakta ve bu mesnet reaksiyonları ankraj kuvveti olarak bulunmaktadır. Hesaplarda bulunan kesit tesirleri vasıtasıyla perde genişliği mesnet tepkileri yardımı ile de ankraj boyutlandırılmaktadır. Ancak sistemin boyutlandırılması inşaatın her adımı gözönünde bulundurularak ve genel stabilite tahkikleri ile sonuçlandırılmalıdır.

Analitik yöntemle yapılan hesaplarda, hesaplar sırasında sistemde oluşan yer değiştirmeleri hesaplamak mümkün olmamaktadır. Bu şekilde dizayn edilen bir ankrajlı perdede yer değiştirmeler sistemi meydana getiren elemanlarda (perde-ankraj-zemin) ayrı ayrı hesaplanabilir. Bu yüzden hesaplarda nümerik yöntemlerin kullanılması daha uygun düşmektedir.

Zeminlerde inşa olunan perdeli yapılarda nümerik hesap yöntemleri iki temel hesap şeklini esas alarak kullanılmaktadır. Bunların birincisi gerilme-şekil değiştirme bağıntılarının kullanıldığı analizler diğeri ise elastik zemine oturan kiriş bağıntısı, literatürdeki diğer adıyla Winkler Hipotezi'dir. Birinci yaklaşımda hesap 2 ve 3 boyutlu

olarak tüm sistem gözönünde bulundurularak analiz yapılırken ikinci yaklaşımda hesaplar bir boyutludur ve yalnız perde geometrisi gözönüne alınmaktadır (kiriş elemanlar). Her iki yaklaşımda da Sonlu elemanlar ve Sonlu farklar hesap şekilleri uygulanabilir. Ancak gerilme-şekil değiştirme bağıntılarına dayanan başka hesap yöntemleri de vardır (sınır elemanlar, sınır integralleri vb.).

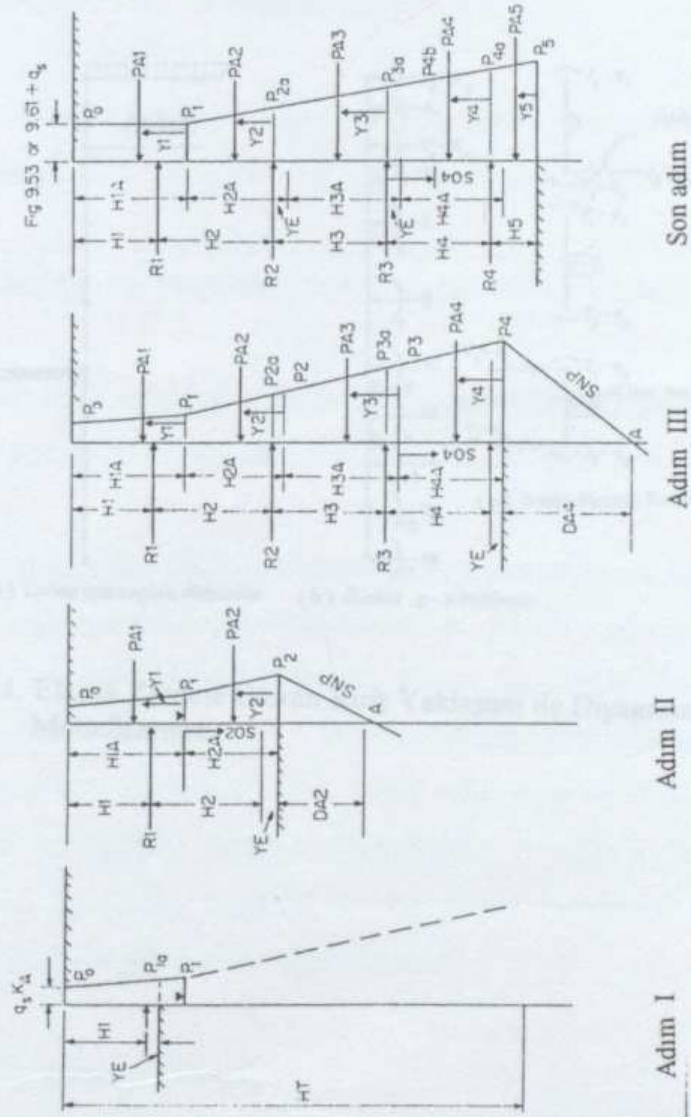
Sonlu farklar yöntemi kullanılarak yapılan analizlerde elastik zemine oturan kiriş hipotezinden yararlanılarak duvar yerdeğiştirmeleri, perde arkasındaki basınç dağılımı ve kesit tesirleri bulunabilir. Bu yöntemde duvar birim elemanlara bölünmekte ve bu elemanların her biri zemine elastik yay elemanlarla bağlı olduğu düşünülmektedir. Sistemde gözönüne alınan kuvvetler ile kiriş ve yay elemanlar Şekil 4.11'de görülmektedir. Bu çözüm tekniğini kullanarak Trupia (1976) tarafından ankrajlı perde davranışı incelenmiştir. Sonlu elemanlar yöntemi ile de elastik zemine oturan kiriş yöntemi kabulüne dayanan çözümler yapmak mümkündür (Bowles, 1988). Bu tekniği kullanarak granüler zeminlerdeki ankrajlı diyafram perde analizleri Çetinkaya (1990) tarafından gerçekleştirilmiştir.

Bu yöntemin en büyük eksikliği başlangıç toprak basıncı dağılımının bir kabule dayanıyor olmasıdır.

Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan hesaplarda temel yaklaşımın ne olduğu elastik ve elastoplastik hesap prosedürü, bu yöntemin avantajları ve dezavantajları, sistem seçimi ile ilgili ayrıntılı bilgi Bölüm 5'de verilecektir.

4.3 GENEL STABİLİTE

Ankrajlı perdelerde stabilite (duraylılık) ankraj taşıma gücü ile birlikte perde ve ankrajın kuvvet ilettikleri zeminle beraber dengede olmasıyla sağlanmaktadır. Bu yüzden perde boyutları Kısım 4.2'de anlatıldığı gibi belirlendikten sonra ankraj kökü derinliği (serbest ankraj uzunluğu) genel stabiliteyi sağlayacak şekilde belirlenmelidir. Genel stabilite hesapları serbest ankraj uzunluğu ve sabit ankraj uzunluğu (ankraj kökü) boyları belirlendikten sonra yapılmalıdır. Ankraj uzunluğu (serbest uzunluk + kök) için



Şekil 4.10. Ankrajlı perdenin kazı adımlarına göre Rankine basınçları esas alınarak analizi

şartnamelerde değişik öneriler bulunsa da uzunluğun seçiminde prensip aynıdır; perde ile birlikte zeminin dengede olabilmesi için ankraj kökünün ya sağlam bir tabakaya ya da zemin kayma kamasının dışına yerleştirilmesi gerekmektedir. Bunu için genellikle Coulomb kayma yüzeyi tercih edilmektedir. Bu durum Şekil 4.12’de görüldüğü gibi perde ucundan $45 + \phi/2$ kadar bir açı yapan düzlemle temsil edilmektedir. Güvenlik açısından ankraj kökünün bu yüzeyden duvar yüksekliğinin beşte biri mesafede olacak şekilde yerleştirilmesi önerilmektedir (Şekil 4.12).

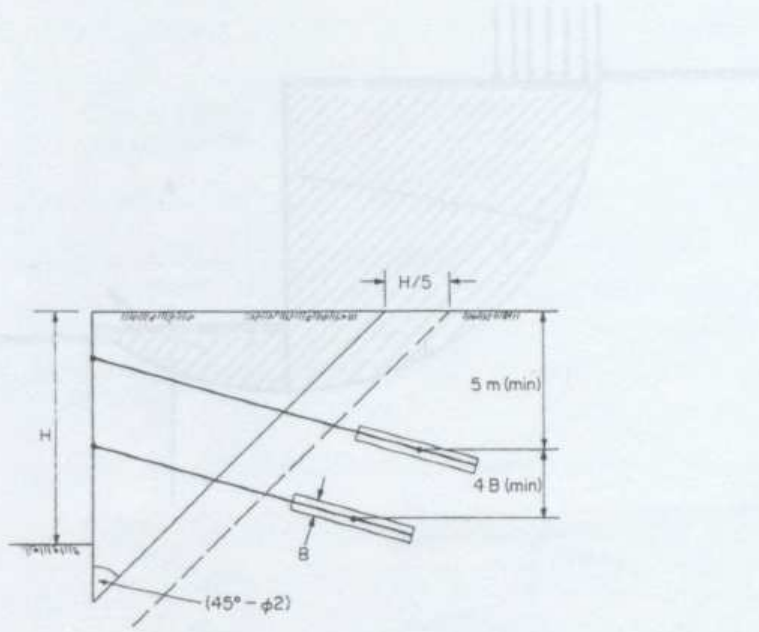
Yukarıda anlatıldığı gibi bir ankrajlı perde sisteminde, perde ile ankrajın dengesinin sağlanamadığı durumda göçme iki şekilde meydana gelebilir (İncecik,1977). Bunlar :

- i) Bir kayma yüzeyi boyunca sistemin kayması (Şekil 4.13a)
- ii) Ankraj uçlarından perde ucuna doğru bir kayma düzlemi meydana gelmesi ve ankrajların boşalması sonucu perdenin devrilmesi şeklindedir (Şekil 4.13b).

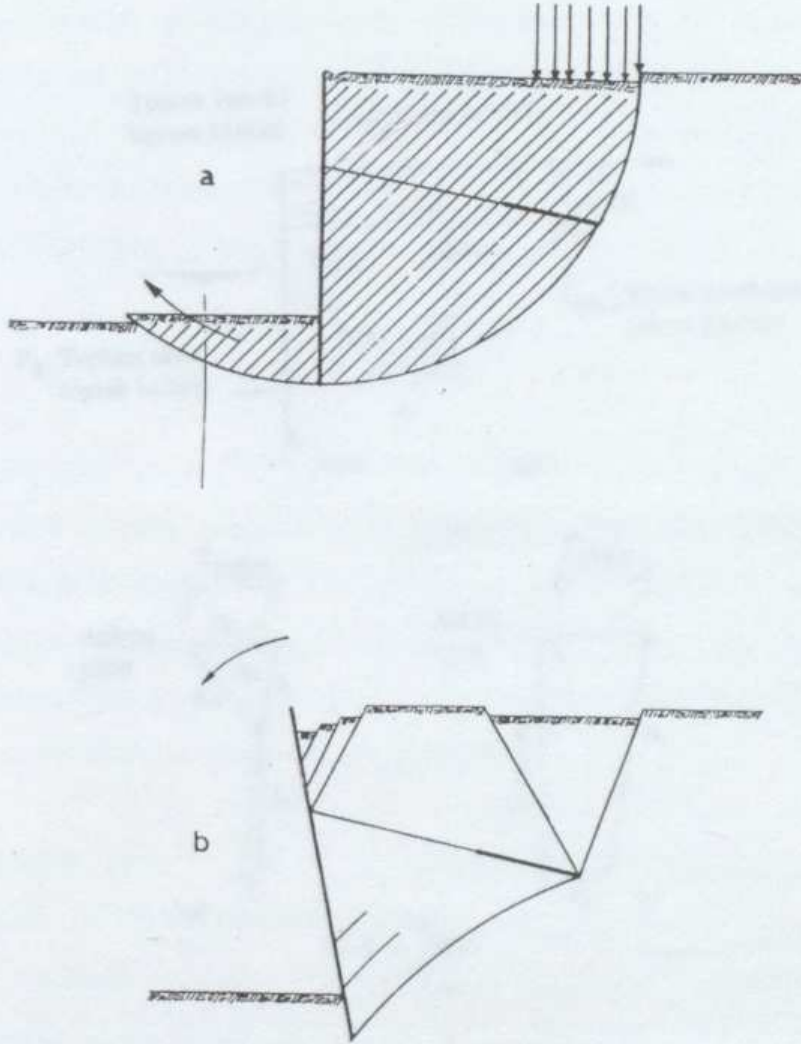
Birinci tip göçme durumu için stabilite tahkiki dairesel veya logaritmik spiral bir kayma yüzeyi olduğu kabulüne göre yapılmaktadır. Bunun için kullanılan hesap yöntemleri aşağıda Kısım 4.3.2’de anlatılacaktır. İkinci tip göçme durumunu gözönüne alarak yapılan tahkiklerde ise Şekil 4.13b’de görüldüğü gibi ankraj ucundan perde ayağına doğru kayma düzlemlerinin varlığı kabul edilmekte ve zeminin kayma mukavemeti aşıldığı takdirde göçme meydana gelmektedir. Bu tahkik özellikle ankraj boylarının kontrolünde önemlidir. Aşağıda her iki göçme durumunu gözönüne alan stabilite tahkikleri önem sırasına göre incelenecektir.

4.3.1 Derin Kayma Tahkiki

Ankrajlı bir perdenin derin kayma tahkikini yaparken genellikle Kranz tarafından tek ankrajlı sistemler için geliştirilen yöntemi esas alan çok ankrajlı hesap yöntemleri kullanılmaktadır. Kranz tarafından geliştirilen yöntemde ankraj bir plağa tespit edilmiş olup perdenin zemine serbest mesnetli olarak bağlandığı ve üniform bir zeminde yeraldığı kabul edilmektedir. Kayma yüzeyi olarak perde alt ucu ile ankrajın bağlandığı perdenin alt ucu kayma düzlemi olarak gözönüne alınmaktadır (Şekil 4.14). Ankraj plağı



Şekil 4.12 Ankrajlı perdelerde kabul edilen kayma kamasi



Şekil 4.13. Ankrajlı yapılarda göçme çeşitleri

- a) Sistemin silindirik kayma dairesi boyunca göçmesi (Toptan göçme)
- b) Derin kayma düzleminde zemin göçmesi

yerine ankraj kökü olduğu zaman, genellikle bu kökün merkezinden geçen fiktif bir plak gözönüne alınmaktadır (Şekil 4.15). Burada perdeye P_a basıncı uygulayan BFH kaması DF derin kayma düzlemi boyunca R kuvveti tarafından tutulmaktadır. Bu BCDF kütlesine ankraj çekme kuvveti A, kendi ağırlığı G ve ankraj plağına gelen P_1 toprak basıncı etkimektedir. Sistemin dengede olabilmesi için BCDF kütlesine etki eden kuvvetlerin ankraj doğrultusundaki bileşkeleri daha önce hesapla bulunan mevcut değerden büyük olmalıdır. Başka bir deyişle sistemde oluşabilecek ankraj kuvveti perde hesaplarında bulunan ankraj kuvveti değerinden belirli bir oranda büyük olmalıdır. Bu oran güvenlik sayısıdır ve şu şekilde matematiksel olarak gösterilebilir :

$$G_s = \frac{\text{mümkün}A}{\text{mevcut}A} \quad 4.1$$

G_s için yönetmeliklerde genellikle 1.5 alınması önerilmektedir. Güvenlik sağlanamadığı takdirde ankraj boyunu uzatmak veya perde ile ankraj plağı (kökü)'ndan birini derinleştirmek gereklidir. Hesap sırasında kuvvet poligonu, Şekil 4.14b'de görüldüğü gibi BFH kamasının kendi ağırlığı G_a ile R_a kuvveti yerine FD yüzeyine etki eden P_a toprak basıncı değerini koyarak sadeleştirme yapılabilir. Böylece BFH kamasının büyüklüğünü ve ağırlığını hesaplamaya gerek kalmaz.

Bu yöntem kohezyonlu zeminlerde de uygulanabilir. Bu takdirde yukarıdakilere ek olarak derin kayma düzleminde toplam kohezyon alınmaktadır. Burada şu hususa dikkat edilmelidir : Güvenlik sayısının doğru bulunması için derin kayma düzleminde alınan kohezyon değeri ile perde hesabındaki aynı olması gerekmektedir.

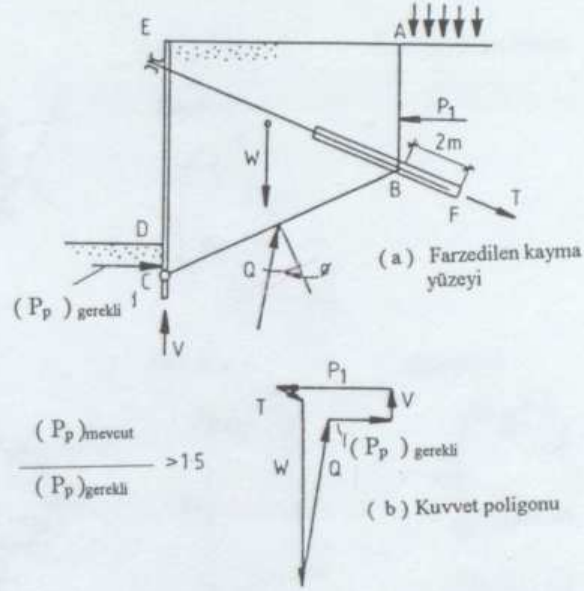
Bu yöntem Broms, (1968) tarafından duvarda bir eksenel yük olması kabulüne göre değiştirilerek uygulanmıştır. Buna göre perde alt ucuna yakın bir C noktasından geçen derin kayma yüzeyi ankraj kökünün son ucundan 2 m yukarıda (duvara doğru) kesmektedir (Şekil 4.16). C noktası göçmeye karşı bulunan gömme (çakma) derinliğini göstermektedir. Sistemi göçmeye zorlayan kuvvetler AB düzleminde etkiyen P_1 toprak basıncı kuvveti ve kayan zemin kütlesinin ağırlığı G'dir. Göçmeye karşı koyan kuvvetler ise reaksiyon kuvveti R, ankraj kuvveti A, topuk direnci V ve duvar önünde C noktası üzerinde etkiyen pasif toprak direnci P_p 'dir. BF boyunca etkiyen A ankraj

kuvveti, kuvvet poligonunda gösterildiği halde hesaplarda genellikle ihmal edilmektedir. Burada kabul edilen kayma yüzeyi boyunca meydana gelebilecek göçme gerekli P_p kuvveti, Şekil 4.16 b'de görülen kuvvet poligonundan elde edilmektedir. Bu kuvvet C noktasındaki mevcut P_p (Rankin pasif toprak itkisi) değerinden bir güvenlik sayısı oranında daha küçük olmalıdır. Genellikle güvenlik sayısı olarak 1.5 alınması önerilmektedir.

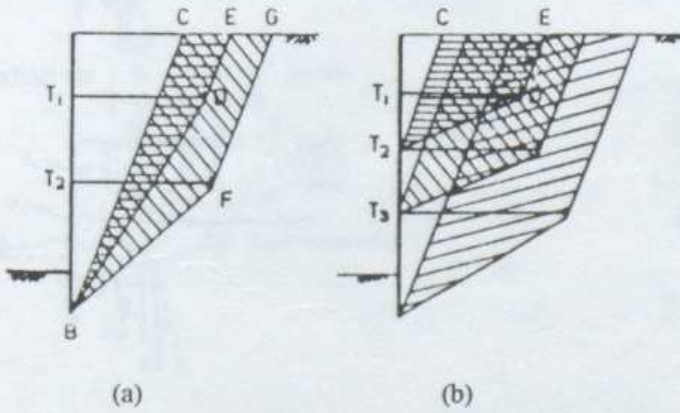
Yukarıda açıklanan Kranz yöntemi Alman Su Önü Yapıları Komitesi tarafından tek sıralı ankrajlı perdelerle sınırlandırıldığı halde Kranz'ın orijinal çalışması çok ankrajlı perdeler için yapılmıştır. Buna göre Kranz (1953), çok ankrajlı perdelerin derin kayma analizi için iki yöntem önermektedir. Birinci yöntemde Şekil 4.17a'da görüldüğü gibi üstteki ankraja gelmesi mümkün kuvvet ($A_{m\ddot{u}mk\ddot{u}n}$), BC aktif kayma yüzeyi ve BDE derin kayma yüzeyi arasındaki BDCE kamasının stabilitesinden bulunmaktadır. Alttaki ankrajdaki mümkün kuvvet, BC ve BFG kayma kamaları arasındaki BFGC kamasının stabilitesinden bulunabilir. İkinci yöntemde ise Şekil 4.17b'de görüldüğü gibi A_1 ankrajına gelebilmesi mümkün kuvveti bulmak için perde üzerindeki A_2 ankrajı noktası ile perdenin üst kısmı gözönüne alınmaktadır. Bu işlem en son ankraj kuvvetini belirleyinceye kadar her bir ankraj için tekrarlanmaktadır. Bu yöntem alttaki ankrajları gözönüne almadığından genellikle kabul görmez. Tabakalı zeminlerde çok sıralı ankrajlar için Kranz yönteminin uygulanmasında Fransız Şartnamesi (Bureau Securitas) mühendisler için oldukça yararlı bir başvuru kaynağıdır. Bu şartnameye göre minimum serbest ankraj uzunluğu genel stabilite tahkikleri yapılmadan önce belirlenmelidir. Bu minimum serbest ankraj uzunluğu ya ankraj sağlam bir tabakaya tutturmak için gerekli uzunluktur ya da duvar tabanından 45°'lik açı yapan bir düzlemin dışına yerleştirilen sabit ankraj uzunluğu (ankraj kökü) ile duvar arasındaki uzunluktur.

Şartnamede genel stabiliteyi sağlamak için her bir tabaka için tahkik yapılması ve stabilitenin genel şartının sağlanması tavsiye edilmektedir. Ayrıca şartnamede bir ankrajın diğerinin stabilitesi üzerindeki tesiri gözönüne alınması gerekli işlemler önerilmiştir. Bunun için farklı durumlar Şekil 4.18'de görülmektedir.

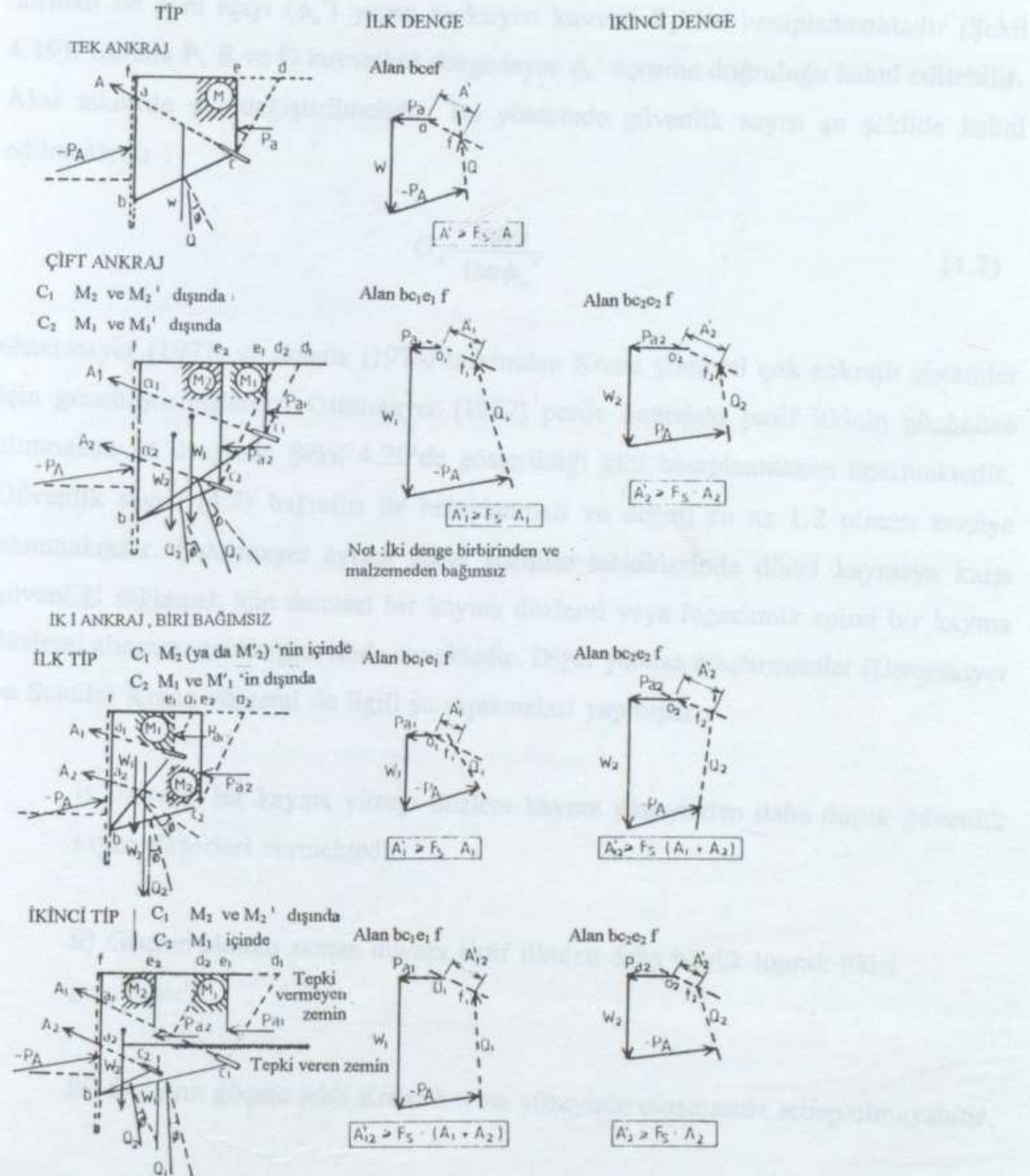
Orijinal Kranz yöntemi için yeni bir güvenlik faktörü tanımı Littlejohn (1972)



Şekil 4.16. Broms (1968) tarafından önerilen Kranz yönteminin modifikasyonu



Şekil 4.17. Çok ankrajlı duvarda kayma düzlemleri (Kranz, 1953)



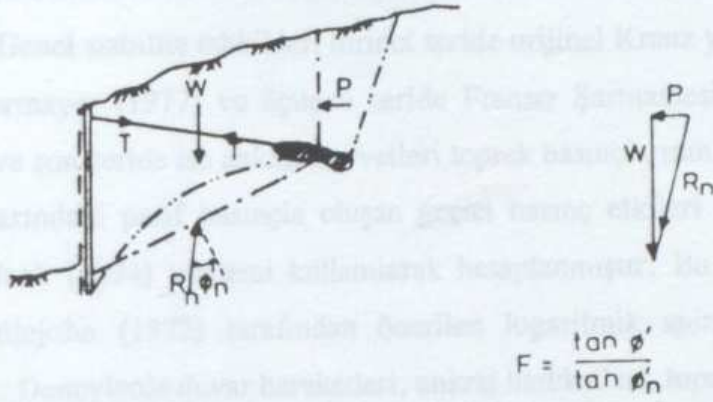
tarafından önerilmektedir. Buna göre ankraj kökü merkezinden geçen düşey düzleme etki eden P toprak itkisi, itibari bir kayma mukavemeti açısı ϕ_n' ve kayma yüzeyinin normali ile aynı açıyı (ϕ_n') yapan reaksiyon kuvveti R_n 'den hesaplanmaktadır (Şekil 4.19). Burada P, R ve G kuvvetleri dengedeyse ϕ_n' açısının doğruluğu kabul edilebilir. Aksi takdirde ϕ_n' değiştirilmelidir. Bu yöntemde güvenlik sayısı şu şekilde kabul edilmektedir :

$$G_s = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_n'} \quad (4.2)$$

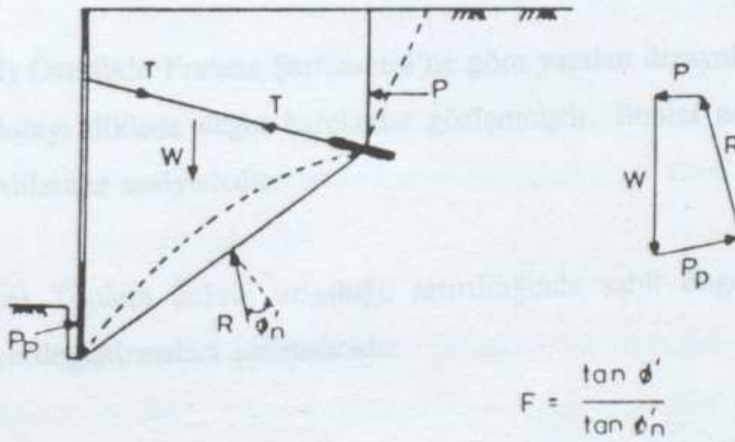
Ostermayer (1977) ve Schulz (1976) tarafından Kranz yöntemi çok ankrajlı sistemler için genelleştirmişlerdir. Ostermayer (1977) perde önündeki pasif itkinin gözönüne alınmasını ve dengenin Şekil 4.20'de gösterildiği gibi hesaplanmasını önermektedir. Güvenlik sayısı (4.2) bağıntısı ile hesaplanmalı ve değeri en az 1.2 olması tavsiye olunmaktadır. Ostermayer ayrıca genel stabilite tahkiklerinde dönel kaymaya karşı güvenliği sağlamak için dairesel bir kayma düzlemi veya logaritmik spiral bir kayma düzlemi alınması gerektiğini ifade etmektedir. Diğer yandan araştırmacılar (Ostermayer ve Schulz) Kranz yöntemi ile ilgili şu saptamaları yapmıştır :

- i) Dairesel bir kayma yüzeyi düzlem kayma yüzeyinden daha düşük güvenlik sayısı değerleri vermektedir.
- ii) Göçme olduğu zaman duvara aktif itkiden daha büyük toprak itkisi gelmektedir.
- iii) Duvarın göçme şekli Kranz kayma yüzeyinin oluşmasına sebep olmayabilir.
- iv) Göçme zonunun farklı parçaları içerisinde deformasyonların uyumluluğu kabul edilen göçme yüzeyi boyunca güvenlik sayısına eşit olmayacak şekilde artacaktır.

Yukarıda anlatılan genel stabilite tahkiki yöntemlerinin geçerliliği Anderson vd. (1983) tarafından kumlar üzerinde laboratuvarda yapılan deneysel bir çalışma ile araştırılmıştır.



Şekil 4.19. Tek sıra ankrajlı duvarın stabilitesi (Littlejohn , 1972)



Şekil 4.20. Duvar ankrajlı perdenin genel stabilite analizi (Ostermayer, 1974)

Bu çalışmada duvar/ankraj/zemin davranışı, dört farklı ankraj sistemi, her birinde dört ayrı dizayn yöntemi kullanılarak karşılaştırılmıştır. İlk üç seri deneyde ankraj kuvvetleri duvar arkasında dikdörtgen basınç dağılımı kabulü ile hesaplanmış ve toprak basıncı katsayısı için Hanna ve Matellana (1970) tarafından önerilen $(K_0 + K_a)/2$ bağıntısı esas alınmıştır. Genel stabilite tahkikleri birinci seride orijinal Kranz yöntemi (1953), ikinci seride Ostermayer (1977) ve üçüncü seride Fransız Şartnamesi'ne göre yapılmıştır. Dördüncü ve son seride ise ankraj kuvvetleri toprak basınçlarının belirlenmesinde, ileri kazı adımlarındaki pasif basınçla oluşan geçici basınç etkileri de gözönüne alındığı James ve Jack (1974) yöntemi kullanılarak hesaplanmıştır. Bu seride genel stabilite tahkiki Littlejohn (1972) tarafından önerilen logaritmik spiral kayma yüzeyi ile yapılmıştır. Deneylerde duvar hareketleri, ankraj hareketleri, toprak basıncı dağılımı ve duvar taban reaksiyonu saptanmıştır. Ayrıca yukarıdaki parametrelere ilave olarak, duvar arkasındaki sürşarj etkisi ile ankraj kuvvetlerindeki değişim gözlenmiştir. Deneylerden elde olunan bulguların özeti aşağıda verilmiştir:

i) Bütün dizayn yöntemleri stabilite açısından güvenli sonuçlar vermektedir ve duvar yer değiştirmeleri kabul edilebilir seviyededir.

ii) Özellikle Fransız Şartnamesi'ne göre yapılan dizaynlarda sürşarj etkisinden dolayı dikkate değer hareketler gözlenmiştir. Bunlar arazi koşullarında kabul edilemez seviyededir.

iii) Toplam ankraj uzunluğu artırıldığında sabit öngerme yükü için duvar yerdeğiştirmeleri azalmaktadır.

iv) Trapez toprak basıncı dağılımı, eğer kazı duvar tabanı seviyesine kadar indirilirse gerçekçi olmaktadır. Üçgen dağılım, kazı perde tabanı seviyesinden bir miktar uzakta olduğu zaman daha gerçekçi olmaktadır.

v) Düşük öngerme yükleri altında perdede daha fazla hareket oluşmakta ve daha düşük toprak basıncı meydana gelmektedir. James ve Jack (1974) yöntemi ile bulunan ankraj kuvvetleri hatalı basınç dağılımları kabulüne dayanmaktadır. Bu

yöntemde duvar önünde pasif itkinin yarısı ve duvar arkasında aktif ve sükunetteki toprak basınçlarının ortalaması alınmalıdır.

vi) Deneylerde elde olunan bulgular genel stabilite analizi için Littlejohn tarafından önerilen Logaritmik Spiral Yöntemi'nin en uygun olduğunu göstermektedir.

4.3.2 Toptan Göçme Analizleri

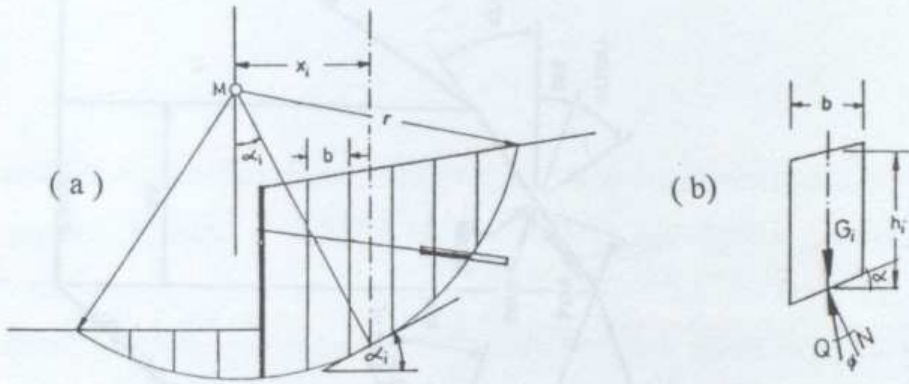
Toptan göçme analizinde ankrajlı perde sistemi, zemin içinde bir bütün olarak kabul edilip, zeminin eğrisel bir kayma yüzeyi üzerinde kayması tahkik edilmektedir. Burada gözönüne alınan kaymada derin kaymanın aksine perde alt ucunda öne doğru bir hareket olmadığı kabul edilmektedir (Şekil 4.13a). Toptan göçmede zemin kütlesinin, genellikle dairesel bir kayma yüzeyi boyunca göçtüğü kabul edilmektedir. Littlejohn (1972) bunun için logaritmik spiral bir yüzey şekli önermektedir. Yukarıda belirtildiği gibi Anderson vd. (1983) tarafından yapılan laboratuvar çalışmaları da bunu kanıtlıyor görünmektedir.

Dairesel kayma yüzeyleri olarak genel stabilite tahkiki yapmak için klasik şev analizi yöntemlerinden yararlanılabilir. Bu yöntemlerin en çok kullanılanları Fellenius, Krey ve Bishop yöntemleridir ve hepsinde kayma daireleri dilimlere ayrılarak hesap yapılmaktadır. Çeşitli tabakalardan meydana gelen arazi kesitlerinde de bu yöntemler kolaylıkla kullanılabilir.

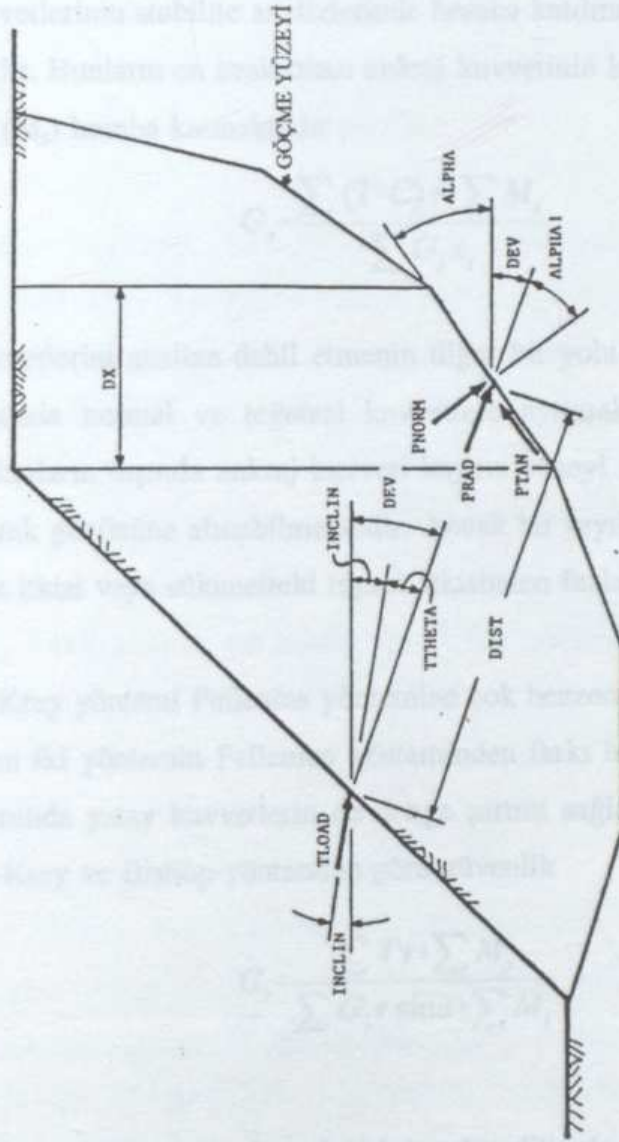
Fellenius (İsveç Dilim Yöntemi) uygulama kolaylığından dolayı yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntemde sistemin güvenliği kaymaya karşı koyan kuvvetlerin momentleriyle kaymaya zorlayan kuvvetlerin momentlerinin oranından elde edilir (Şekil 4.21). Seçilen kayma dairesinin merkezine göre güvenlik :

$$G_s = \frac{\sum (T+C)r}{\sum G_i x_i} \quad (4.3)$$

bağıntısıyla tanımlanabilir. Burada T kaymaya (sürtünmeden dolayı) karşı koyan teğetsel kuvveti, C kohezyon kuvvetini, G_i her bir dilimin ağırlığını, r kayma dairesi



Şekil 4.21. Dilim yöntemi ile göçme tahkiki



Şekil 4.22. STABLE 'da' şev stabilitesi analizi için modelleme

yarıçapını ve x_i her bir dilimin ağırlık merkezinin daire merkezine uzaklığını göstermektedir. Hesaplar sırasında ankraj kuvvetleri, kayma dairesi ankraj tarafından kesiliyorsa gözönüne alınmakta, eğer ankraj daire içinde olursa hesaba katılmamaktadır.

Ankraj kuvvetlerinin stabilite analizlerinde hesaba katılması için çeşitli yöntemler ileri sürülmektedir. Bunların en basit olanı ankraj kuvvetinin kayma dairesi merkezine göre momentini (M_s) hesaba katmaktadır :

$$G_s = \frac{\sum (T+C) r + \sum M_s}{\sum G_i x_i} \quad (4.4)$$

Ankraj kuvvetlerini analize dahil etmenin diğer bir yolu da ankrajın kayma dairesini kestiği noktada normal ve teğetsel kuvvetlere ayırarak dilimin kuvvetlerine ilave etmektir. Bunların dışında ankraj kuvveti kayma yüzeyi üzerine yayılı bir yük olarak etki ettirilerek gözönüne alınabilmektedir. Ancak bu yayılı yükün perdeye gelen birim aktif toprak itkisi veya sükunetteki toprak itkisinden fazla olmaması gerekmektedir.

Bishop ve Krey yöntemi Fellenius yöntemine çok benzemektedir. Aralarından ufak bir fark olan bu iki yöntemin Fellenius yönteminden farkı hesaplarda moment etkilerinin dengesi yanında yatay kuvvetlerin de denge şartını sağlamada gözönüne alınmasıdır. Buna göre Krey ve Bishop yöntemine göre güvenlik

$$G_s = \frac{\sum T r + \sum M_s}{\sum G_i r \sin \alpha + \sum M_i} \quad (4.5)$$

bağıntısından hesaplanabilir. Burada M_i her bir dilimde ağırlık dışındaki kuvvetlerin momentini, α ise dilimlerin yatayla yaptığı açığı göstermektedir (Şekil 4.21b). Zeminde kaymaya karşı koyan kuvvet Krey yönteminde

$$T = \frac{G + c b \cot \phi - p_w b}{\cos \alpha \cot \phi + \sin \alpha} \quad (4.5a)$$

bağıntısından, Bishop yönteminde ise,

$$T = \frac{G + c \cdot b \cdot \cot \phi - p_w \cdot b}{\cos \alpha \cdot \cot \phi + \frac{\sin \alpha}{G_s}} \quad (4.5b)$$

şeklinde hesaplanmaktadır. Burada ϕ kayma yüzeyi üzerindeki zeminin kayma mukavemeti açısı, c kayma yüzeyi üzerinde zeminin kohezyonu, b dilim genişliğini ve p_w ise boşluk suyu basıncını göstermektedir.

Bu yöntemler bilgisayar yardımı ile çok daha çabuk ve kolay bir şekilde uygulanmaktadır. Buna örnek olmak üzere Purdue üniversitesinde geliştirilen STABLE şev analizi programı gösterilebilir. Şev analizlerinde bir çok yöntemi gözönüne alabilen bu programda ankraj kuvvetleri tüm yüzeye dağıtılmaktadır. Yani ankraj kuvvetleri her bir dilim üzerine tekil yük olarak aktarılmaktadır (Carpenter ve Kopperman, 1985), (Şekil 4.22). Boghrat (1989) bu programı kullanarak ankrajlı perde dizaynı için parametrik bir çalışma yapmıştır. Bu çalışmada bir ankrajlı perde sisteminde zemin için farklı kayma mukavemeti parametreleri ve ankraj için farklı uzunluklar alınarak genel stabilite analizleri yapılmıştır.

4.3.3 Genel Göçme Analizlerinin Karşılaştırılması

Ankrajlı bir perdenin stabilite analizleri yapılırken hem derin kayma yüzeyi hem de dairesel kayma yüzeyleri gözönüne alınarak genel göçme tahkikleri yapılmalıdır. tahkiklerden birinin güvenli olması ile sistem güvenli olmayaaktır. Örnek olarak İncecik (1977) tarafından yapılan çalışmaya bakılabilir. Burada beş yatay ankrajdan oluşan bir ankrajlı perde sistemi ele alınarak her iki yönden genel stabilite tahkikleri yapılmıştır. Derin kayma düzlemine göre yapılan tahkikde güvenlik sayısı $G_s=0.53$ bulunmasına karşın dairesel kayma yüzeyi ile yapılan tahkikde güvenlik sayısı $G_s=1.36$ bulunmuştur. Bu çözümlerde alt sıralardaki ankraj boyları bilhassa kısa alınarak her iki tahkik için nasıl farklı bir güvenlik bulunabileceği gösterilmiştir.

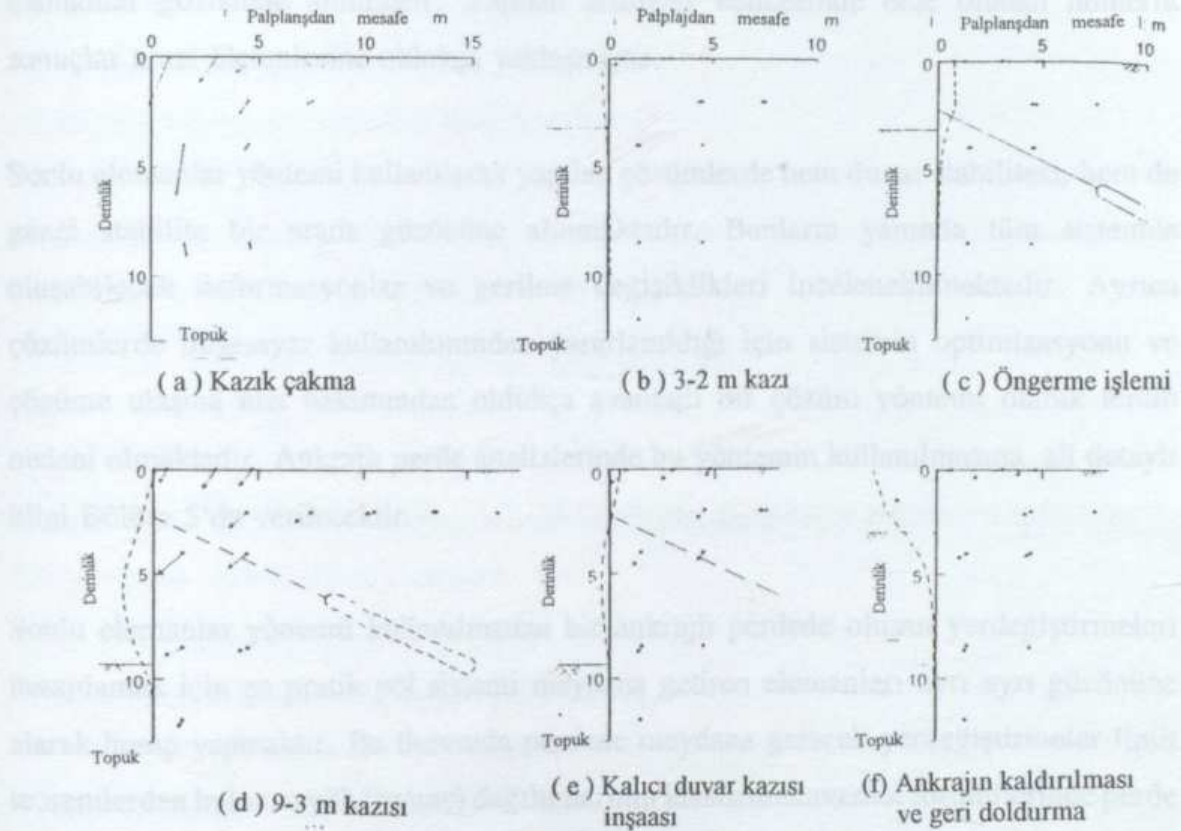
4.4 ANKRAJLI PERDELERDE YER DEĞİŞTİRMELER

Bir ankrajlı diyafram perde inşaatı daha önce açıklandığı gibi çeşitli inşaat adımlarından meydana gelmektedir. Buna göre her bir adımda sistemde (zemin, perde, ankraj) farklı yer değiştirmeler ortaya çıkacaktır. Bir perde inşası sırasında, her bir inşaat adımıyla meydana gelebilecek yer değiştirme değişimleri Şekil 4.23' de görülmektedir (Symons ve Carder, 1992). Buradan da görüleceği gibi, duvarın inşasında kazı sırasında ve ankraj inşası ile farklı yer değiştirme durumları söz konusudur. Ayrıca sistem rijitlikleri birbirinden çok farklı zemin - beton - çelik malzemelerden müteşekkildir. Sistemde oluşan yerdeğiştirmelerin hesaplanmasında inşaat adımlarına göre yer değiştirme analizleri yapılmalıdır. Yerdeğiştirmelerin hesaplanması sistemin güvenliği ve uygulanacak öngerme kuvveti açısından önemlidir. Ayrıca duvar arkasında meydana gelecek basınç dağılımı da yerdeğiştirmelere bağlı olacaktır. Bu yüzden yerdeğiştirmelerin hesaplanması sistemin davranışını gösterdiği için çok önemlidir.

Zamanla zeminde ve ankrajda ortaya çıkan sünme etkisiyle de sistemde yerdeğiştirme ve deformasyonlar meydana gelecektir. Diğer yandan killi zeminlerde konsolidasyon sözkonusu olabildiğinden bu da sistemde ilave yerdeğiştirme ve deformasyonlara yolaçacaktır.

Kısım 4.2'de anlatıldığı gibi duvar arkasındaki basınçların bulunması ve duvar stabilite analizleri yapılırken yerdeğiştirmeleri doğrudan hesaplamak mümkün olmamaktadır. Buna göre yerdeğiştirmelerin hesaplanması için elastisite teorisinde kullanılan gerilme-şekil değiştirme denklemlerinin kapalı çözümleri veya amprik formüllerden yararlanılabilir. Elastisite teorisinde kullanılan gerilme-şekil değiştirme denklemlerinin kapalı çözümleri, tüm sistem gözönüne alındığında oldukça zor olduğundan bunların nümerik çözümleri tercih edilmektedir. Nümerik çözümler için en çok tercih edilen yöntem ise Sonlu Elemanlar, Sonlu Farklar ve Sınır Elemanlar yöntemleridir. Özellikle Sonlu Elemanlar Yöntemi tüm sistemin (perde-zemin-ankraj) yer değiştirmelerini hesaplamakta oldukça gerçekçi sonuçlar vermektedir. Bu yöntemi kullanarak Clough ve Tsui (1974) ankrajlı perdede ortaya çıkan yerdeğiştirmeleri incelemiştir. Daha sonraki yıllarda buna benzer bir çok sonlu elemanlar analizi yapılmıştır. Desai vd.

(1956) tarafından gerçekleştirilen bir çalışma ile ankrajlı perde davranışları ayrıntılı olarak incelenmiştir. Burada burada hem bir perdede gerçekleştirilen bir model deneyi sonuçları hem de yer hareketleri ile ilgili olarak elde edilen sonuçlar sunulmaktadır. Ayrıca, bu çalışmada, ankrajlı perdenin yer hareketleri ile ilgili olarak elde edilen sonuçlar da sunulmaktadır.



Şekil 4.23. Tek ankrajlı bir perdede inşa adımlarına göre yer hareketleri (Symons ve Carder, 1992)

(1986) tarafından gerçekleştirilen bir çalışma ile ankrajlı perde davranışı ayrıntılı olarak incelenmiştir. Burada arazide kum bir zeminde gerçekleştirilen bir model deney sonlu elemanlar yöntemi ile 3 boyutlu olarak analiz edilmiştir. Analizlerde kum zeminin elastoplastik davranışı ve zemin/ankraj arasındaki etkileşim için ara yüzey (interface) elemanlar gözönüne alınmıştır. Yapılan analizler neticesinde elde olunan nümerik sonuçlar arazi ölçümlerine oldukça yaklaşmıştır.

Sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan çözümlerde hem duvar stabilitesi, hem de genel stabilite bir arada gözönüne alınmaktadır. Bunların yanında tüm sistemde oluşabilecek deformasyonlar ve gerilme değişiklikleri incelenebilmektedir. Ayrıca çözümlerde bilgisayar kullanımından yararlanıldığı için sistemin optimizasyonu ve çözüme ulaşma hızı bakımından oldukça avantajlı bir çözüm yöntemi olarak tercih nedeni olmaktadır. Ankrajlı perde analizlerinde bu yöntemin kullanılmasına ait detaylı bilgi Bölüm 5'de verilecektir.

Sonlu elemanlar yöntemi kullanılmadan bir ankrajlı perdede oluşan yerdeğiştirmeleri hesaplamak için en pratik yol sistemi meydana getiren elemanları ayrı ayrı gözönüne alarak hesap yapmaktır. Bu durumda perdede meydana gelecek yerdeğiştirmeler limit teoremlerden bulunan yük (basınç) dağılımlarının klasik mukavemet formüllerinde perde rijitlikleri ile yerine konmasından elde edilebilir. Diğer yandan Bölüm 4.2'de değinilen Elastik Zemin Oturan Kiriş Yöntemi ile de perdede oluşan yer değiştirmeler hesaplanabilir. Bu yöntem kullanılırken nümerik hesap yöntemlerinden (Sonlu Elemanlar ve Sonlu Farklar) de yararlanılabilir.

Ankrajın yerdeğiştirmeleri ise beş bileşenden meydana geldiği kabul edilerek basit bir hesap yöntemi ile bulunabilir. Buna göre yerdeğiştirme bileşenleri

- 1) Serbest ankraj uzunluğunun elastik deformasyonu,
- 2) Ankrajı saran zeminde ankrajla birlikte meydana gelen yerdeğiştirme,
- 3) Ankraj kökünde çelik-beton arasındaki etkileşimden ortaya çıkan yerdeğiştirmeler
- 4) Ankraj kökünün yerdeğiştirmesi,

5) Çelik-beton arayüzeyinde, ankraj-zemin arayüzeyinde veya komşu zeminde sünmeden dolayı oluşan deformasyonlardır.

Bu bileşenlerin hesaplanmasında Kay ve Quamar (1978) yaptıkları çalışmada aşağıdaki bağıntıların kullanılmasını önermektedir.

1) Serbest ankraj uzunluğunun deformasyonu :

Ankrajın serbest uzunluğu kısmının deformasyonu ankraj yerdeğiştirmelerinin genellikle önemli bir bileşenidir. Serbest uzunlukta tendonun deformasyonu δ_r , mukavemet hesaplarında iyi bilinen şu bağıntı ile bulunabilir :

$$\delta_r = \frac{PL_r}{E_{st}A_s} \quad (4.6)$$

Burada P ankraj yükü, L_r serbest ankraj uzunluğu, E_{st} çeliğin elastisite modülü ve A_s ise tendonun efektif enkesit alanıdır.

2) Ankraja saran zemindeki yerdeğiştirmeler :

Bu deformasyonlar, eksenel yönde sıkışmayan bir sürtünme kazığına benzer şekilde, Paulos ve Davis (1968) tarafından önerilen yöntemle bulunabilir. Bu yaklaşımda ankraj ekseninin yarı sonsuz elastik zemin ortamının yüzeyine dik olduğu varsayılmaktadır ve komşu zemindeki yerdeğiştirmeler iki yükleme durumu gözönünde bulundurularak ayrı ayrı hesaplanmaktadır. Birinci durumda ankraja eksenini doğrultusunda fakat zıt yönde bir reaksiyon kuvveti uygulanmakta ikinci durumda ise bu kuvvet uygulanmadan sürüşarj yükü etkisi dikkate alınmaktadır.

Burada eksenel yüklü ve yarı-sonsuz ve elastik zemin ortamında yeralan rijit bir ankraj kütleğinde meydana gelen gerilmeler için Mindlin denklemi ve yüzey yükleri için Boussinesq denklemi kullanılarak analiz yapılmaktadır. Analizlerde ankraj kökü n adet elemanlara ayrılmakta ve her bir elemanın yüzeyindeki kayma gerilmesi, elemanın eksenini boyunca etkileyen üniform yayılı bir çizgisel yük kabulü ile gözönüne alınmaktadır. Şekil 4.24'de belirtildiği gibi j elemanındaki üniform yayılı çizgisel yük, i elemanının yüzeyinin uzun doğrultudaki orta noktasında bir ring sehimi

oluşturmaktadır. Elemanlara etkiyen çizgisel yüklerin toplamı $(L/n) \sum_{j=1}^n p_j$ yarı-sonsuz elastik ortamın yüzeyindeki çekme kuvveti (jacking load) P' 'ye eşit ve zıt yöndedir. Analizlerde zemin ve ankraj arasında kayma olmadığı ve ankrajın rijit olduğu kabul edilmektedir. Bu kabuller her bir elemana komşu zeminin aynı ρ_i deplasmanına maruz kaldığını göstermektedir. p_j 'in gerçek dağılımı uygunluk koşulunu sağlamalıdır.

p_j , çizgisel yükten dolayı bir i elemanına bitişik zemindeki yerdeğiştirme ρ_i , Mindlin denkleminde şu şekilde yazılabilir :

$$\rho_{ij} = \frac{1+\nu}{8\pi(1-\nu)E_s} \int_{c_1}^{c_2} \left[\frac{3-4\nu}{R_1} + \frac{8(1-\nu^2)-(3-4\nu)}{R_2} + \frac{(z-c)^2}{R_1^3} + \frac{(3-4\nu)(z+c)^2-2cz}{R_2^3} + \frac{6cz(z+c)^2}{R_2^5} \right] dc p_j \quad (4.7)$$

Burada ν zeminin poisson oranı ve z, c, C ve R geometrik parametreler olup Şekil 4.24'de belirtilmektedir. (4.7) bağıntısı şu şekilde kısaltılarak ifade edilebilir :

$$\rho_{ij} = I_{ij} p_{ij} \quad (4.8)$$

Burada I_{ij} j elemanındaki p_j çizgisel yükünden dolayı i elemanı için yerdeğiştirme tesir faktörüdür ve (4.7) denklemindeki parantez içindeki ifadelerle eşittir. tüm bu n elemanlardan dolayı i elemanına bitişik zeminin yer değiştirmesi

$$\rho_i = \sum_{j=1}^n I_{ij} p_j \quad (4.9)$$

şeklinde yazılabilir. Çekme yükü uygulandığı zaman ortamın yüzeyindeki P yükünden dolayı i elemanında ilave bir yerdeğiştirme meydana gelir. Bu yerdeğiştirme, ankraj elemanı çizgisel yükü p_j 'den dolayı meydana gelen yerdeğiştirmeye zıt yönde olacaktır. Alınan bir P yükünün etkisi Boussinesq denkleminde elde edilmektedir ve elemana bitişik zeminin birlikte yerdeğiştirmesidir. Buna göre

$$\rho_{ip} = \left[\frac{1+\nu}{2\pi E_s R} \left(2(1-\nu) + \frac{z^2}{R^2} \right) \right] P \quad (4.10)$$

şeklinde yazılabilir ve aşağıdaki gibi kısaltılırsa

$$\rho_{ip} = I_{ip} \cdot P \quad (4.11)$$

elde edilir. Burada I_{ip} , P yüzey yükünden dolayı i elemanındaki yerdeğiştirme için tesir faktörüdür. Böylece i elemanındaki toplam yerdeğiştirme

$$\rho_i = \sum_{j=1}^n I_{ip} p_j - I_{ip} P \quad (4.12)$$

denkleminde bulunabilir. Buna göre (4.12) denklemi her bir eleman için yazılırsa n bilinmeyenli n adet denklem elde edilmiş olur. (4.12) bağıntısı n eleman için matris notasyonunda yazılırsa

$$\{\rho\} = [I]\{p\} - \{I_p\}P \quad (4.13)$$

elde olunur. Sistemin dengesinden aşağıdaki bağıntı yazılabilir :

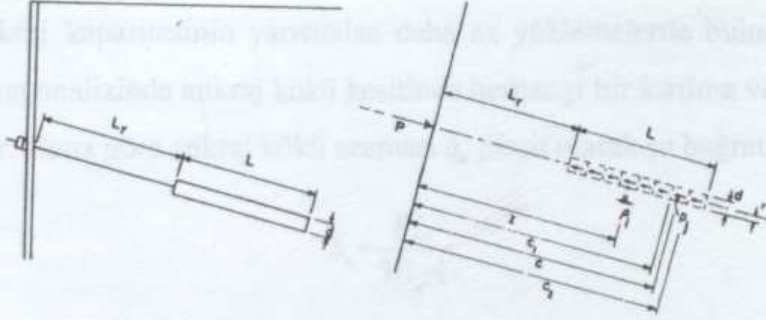
$$P = \frac{L}{n} \sum_{j=1}^n p_j \quad (4.14)$$

Rijit bir ankraj için ρ kök boyunca baştan uca sabittir ve uygulanan yük P için ρ yerdeğiştirmesi ve p_j çizgisel yük dağılımı ankraj geometrisi ve zemin elastisite modülü E_s 'den elde edilebilir. Çözümlerin daha kolay yapılabilmesi için boyutsuz bir yerdeğiştirme parametresi $\rho LE_s/p$ 'nin (I_p şeklinde ifade edilen) iki boyutsuz parametre, narinlik oranı L/d ve gömülme oranı L_r/L 'ye bağlı olarak çizilen grafiklerden yararlanılabilir. Bu grafikler değişik Poisson oranları için Şekil 4.25'de düzenlenmiştir.

Yerdeğiştirme analizlerinde P çekme kuvvetinin hesaba katılmadığı durumlarda Şekil 4.25b'de görülen grafikler kullanılmalıdır. Burada şekillerden görüleceği gibi 1'den büyük L_r/L değerleri için yerdeğiştirme tesir faktörü I_p 'deki değişim çok az olduğundan bir başka basitleştirme yapılabilir (Şekil 4.26).

3) Ankraj kökündeki uzama :

Ankrajda meydana gelecek uzama çok basit bir modelle hesaplanabilir. Bunun için ankrajla zemin arasında bir kayma meydana gelmediği ve çevresinde oluşan kayma gerilmelerinin ankraj kökünün baş ucunda maksimum, son ucunda ise sıfır olan bir üçgen dağılıma sahip olduğu kabul edilebilir. Kaymanın önce ankraj kökünün baş

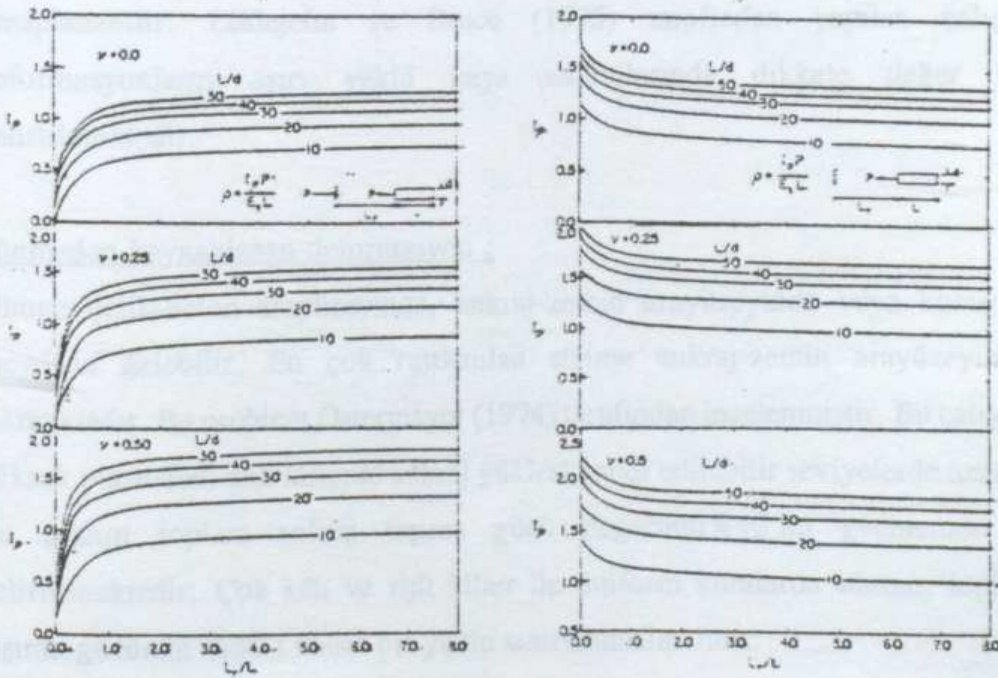


$$R_1 = (r^2 + (z - c)^2)^{1/2}$$

$$R_2 = (r^2 + (z + c)^2)^{1/2}$$

$$R = (r^2 + z^2)^{1/2}$$

Şekil 4.24 : Elastik analiz için ankraj sisteminin modellenmesi



Şekil 4.25 : Silindirik bir ankraj kökünün eksenel yüke karşı davranışı

ucunda başladığı ve sonra yük artışıyla son uca ilerlediği varsayılmaktadır (Şekil 4.27). Bu model bir bilgisayar programı yardımı ile artan yüklere göre ankraj kökünün uzamasını hesaplamak için kullanılabilir. Bilgisayar kullanılmadan pratik maksatlar için uzama, ankraj kapasitesinin yarısından daha az yüklemelerde bulunabilir. Burada bu deformasyon analizinde ankraj kökü kesitinde herhangi bir kırılma ve çatlağın olmadığı kabul edilir. Buna göre ankraj kökü uzaması δ_a , basit olarak şu bağıntıdan hesaplanabilir

$$\delta_a = \frac{PL}{3E_c A} \quad (4.15)$$

Burada E_c kompozit ankraj kökü modülü ve A toplam enkesit alanını göstermektedir. Ankraj narinlik oranı L/d 'nin küçük, gömme oranı L_r/L 'in büyük olması halinde elde edilen yerdeğiştirme bileşeni küçüktür ve çoğu zaman ihmal edilebilir.

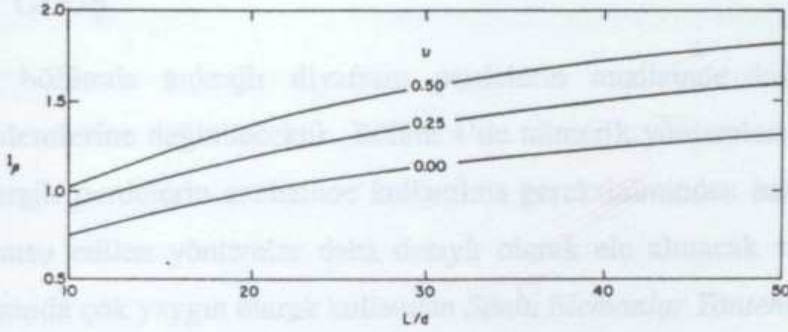
Çelik-beton arayüzeyindeki yerdeğiştirme :

Çelik-beton arayüzeyinde aderans için uygun dizayn koşulları altında büyük deformasyonlar oluşması istenmez. Burada oluşan deformasyon bazı amprik bağıntılarla hesaplanabilir. Littlejohn ve Bruce (1975) tarafından yapılan çalışmada bu deformasyonların aşırı yüklü kaya ankrajlarında dikkate değer bulunduğu belirtilmektedir.

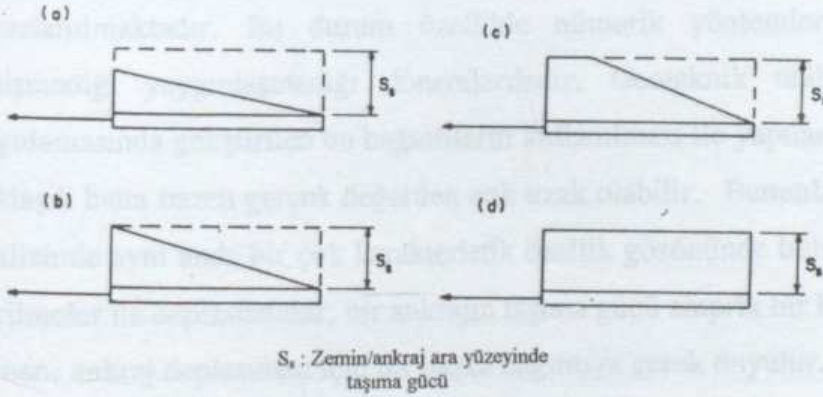
Sünmeden kaynaklanan deformasyon :

Sünme çelik-beton arayüzeyinde, ankraj-zemin arayüzeyinde veya komşu zeminde meydana gelebilir. En çok rastlanılan sünme ankraj-zemin arayüzeyinde ortaya çıkmaktadır. Bu problem Ostermayer (1974) tarafından incelenmiştir. Bu çalışmaya göre yüksek plastisiteli katı killerde ankraj yükleri kabul edilebilir seviyelerde azaltılmalıdır. Bu oranın toplam ankraj taşıma gücü değerinin %40'ını geçmemesi gerektiği belirtilmektedir. Çok katı ve rijit killer ile üniform kumlarda sünme, toplam ankraj taşıma gücünün %80'i kadar bir yükle sınırlandırılmalıdır.

Yukarıda yapılan açıklamalara dayanarak, Kay ve Quamar (1978) bir ankrajlı perdede hesap ve ölçümlerle elde olunan ankraj yerdeğiştirmelerini karşılaştırmıştır. Hesaplarda gözönüne alınan normal gerilme, sürtünme açısı ve elastisite modüllerinin seçilmesi bu



Şekil 4.26 : Deplasman parametresi I_p için grafik



Şekil 4.27 : Ankraj kökünde çevre sürtünmesi dağılımının kabulü

yöntemin uygulamasını güçleştirmektedir. Ayrıca yukarıda belirtildiği gibi zemin ile ankraj arasında bir hareketin olmadığı kabulü doğru değildir.

BÖLÜM 5

5. ANKRAJLI PERDELERİN NÜMERİK ANALİZİ

5.1 GİRİŞ

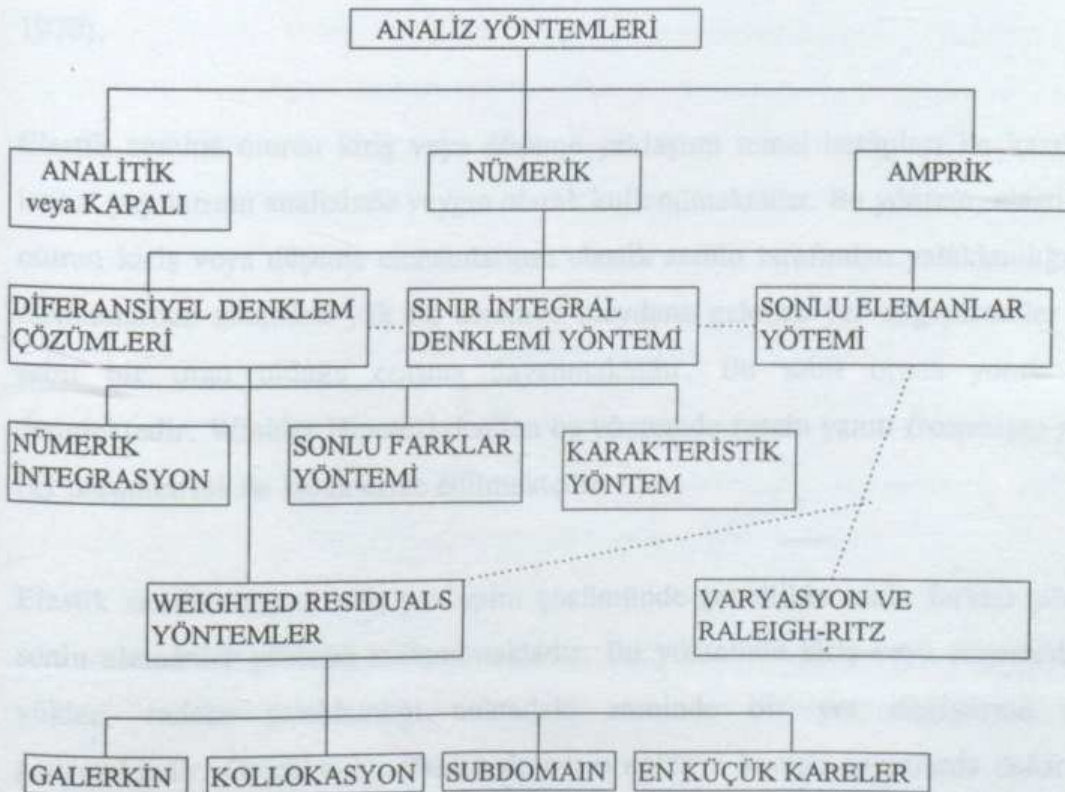
Bu bölümde ankrajlı diyafram perdelerin analizinde kullanılan nümerik analiz yöntemlerine değinilecektir. Bölüm 4’de nümerik yöntemlerin mühendisler tarafından ankrajlı perdelerin analizinde kullanılma gereksiniminden bahs olunmuşt u. Burada söz konusu edilen yöntemler daha detaylı olarak ele alınacak ve mühendisliğin bir çok alanında çok yaygın olarak kullanılan *Sonlu Elemanlar Yöntemi* hakkında genel bilgiler verilecektir. Bu bilgiler bir zemin yapı etkileşimi problemi analizi olan ankrajlı perdelerin analizi için temel *Sonlu Elemanlar Yöntemi* teorisini içermektedir.

5.2 NÜMERİK YÖNTEMLER

Jeolojik ortamların analizinde, ortamın kompleks oluşu ve davranışının çok çeşitli etkenlere bağlı olarak değişimi nedeni ile bir çok durumda amprik bağıntılardan yararlanılmaktadır. Bu durum özellikle nümerik yöntemlerin ve bilgisayarların gelişmediği yaygınlaşmadığı dönemlerdedir. Geoteknik mühendisliğinin bir çok uygulamasında geliştirilen bu bağıntıların kullanılması ile yapılan analizler genelde çok yaklaşık hatta bazen gerçek değerden çok uzak olabilir. Bununla birlikte problemlerin analizinde aynı anda bir çok karakteristik özellik gözönünde bulundurulamaz. Örneğin gerilmeler ile deplasmanlar; bir ankrajın taşıma gücü amprik bir bağıntı ile hesaplandığı zaman, ankraj deplasmanı için bir başka bağıntıya gerek duyulur. Ele alınan her amprik bağıntı yeni kabulleri gerektirmekte bu durumda da problemin gerçek çözümünden uzaklaşmaktadır. Bu yüzden jeolojik ortamlar bir sürekli ortam gibi düşünülerek çeşitli etkiler karşısında davranışı (yükleme, sızıntı, konsolidasyon v.b.) fiziksel bir temele dayanan teoriler ileri sürülmüştür. Bu konuda Terzaghi (1943) önderlik etmiştir ve geliştirdiği konsolidasyon teorisi geoteknik mühendisliğinde bu esasa dayanan önemli bir örnektir. Geliştirilen bu teoriler genelde matematiksel olarak diferansiyel denklemlerden ibaret olup kapalı çözümlere ulaşmak için bir takım basit kabüller yapmak gerekmektedir. Bu yaklaşım çoğu pratik durumlar için yeterli çözümü sağlamasına karşın jeolojik ortamların homojen olmayan yapısı, non-lineer malzeme

davranışı, gelişigüzel geometrisi, içerisindeki süreksizlikler, malzeme özelliklerinin zaman ve ortamla değişimi v.b. karmaşık özellikler nedeniyle problemin gerçekçi çözümlere ulaşmasına olanak vermez. Bu nedenle geomekanik problemlerin analizinde yukarıda adı geçen faktörlerin bir çoğunu aynı anda gözönüne alan nümerik yöntemler geliştirilmiş olup bunların çoğu yukarıda sözü edilen teorilerin matematiksel ifadesi diferansiyel denklemlerin çözümünde nümerik analiz yöntemlerinin uygulanmasıdır. Nümerik analiz yöntemlerinin gelişmesi ve bir çok özelliği aynı anda gözönüne alabilmesi bilgisayarların gelişmesine bağlı olmuştur.

Geomekanik problemlerin çözümünde kullanılan nümerik analiz yöntemleri bir şema halinde Şekil 5.1'de verilmiştir. Burada adı geçen yöntemlerden *Sonlu Farklar* ve *Sonlu Elemanlar* yöntemi ankrajlı perdelerin analizinde en yaygın kullanılan yöntemler olmuştur. Son yıllarda *Sınır Elemanlar Yöntemi* (Boundry Element Method)'nin kullanılması artmaktadır. Bunun nedeni hesap için gözönüne alınan ortamda daha az veri girişi (input) ve çıkışı (output) olmasıdır. Bu durum bilgisayar kullanımında daha az bilgi ve çaba gerektirmektedir.



Şekil 5.1: Nümerik analiz yöntemleri (Desai, 1972)

5.3 İSTİNAT YAPILARININ ANALİZİNDE NÜMERİK YÖNTEMLER

İstinat yapılarının nümerik analiz çözümleri şu şekilde sınıflandırılabilir : Limit Analiz, Elastik Zemine Oturan Kiriş veya Döşeme Yaklaşımı, Sonlu Elemanlar Yöntemi ve Sınır Elemanlar Yöntemi.

Limit Analiz Yöntemleri istinat yapılarında klasik zemin mekaniği teorilerinin (Coulomb, Rankine, Reissner, Westergaard ve Terzaghi) genellikle sonlu farklar yöntemi kullanılarak çözümüne dayanmaktadır. Bu konuda Sokolovoski (1965), Mohr-Coulomb Kırılma Hipotezi'ne dayanan bir yaklaşımla duvar arkasındaki zeminde ve zemin duvar arayüzeyinde gerilmeleri ifade eden diferansiyel denklemin sonlu farklar yöntemini ile çözümünü vermektedir. Böyle limit analize dayanan nümerik bir yöntem Lysmer (1970) tarafından önerilmiştir ki bu yöntem sonlu elemanlar yöntemine benzemektedir. Bu çözüm tekniklerinde yer değiştirmeler gözönüne alınmadığından günümüzde pek kullanılmamaktadır. Fakat bu yöntemlere dayanarak gerilmelerin yanında şekil değiştirmelerin de hesaplandığı hesap teknikleri geliştirilmiştir (Roscoe, 1970).

Elastik zemine oturan kiriş veya döşeme yaklaşımı temel hesapları ile kazıkların ve istinat yapılarının analizinde yaygın olarak kullanılmaktadır. Bu yöntem, elastik zemine oturan kiriş veya döşeme elemanlarının elastik zemin tarafından yataklandığını ve bu elemanlardan aktarılan yük ile zeminde meydana gelecek yer değiştirmeler arasında sabit bir oran olduğu esasına dayanmaktadır. Bu sabit orana *yatak katsayısı* denmektedir. Winkler Hipotezi denilen bu yöntemde zemin yanıtı (response) *yay sabiti* (k) parametresi ile karakterize edilmektedir.

Elastik zemine oturan kiriş yaklaşımı çözümünde genellikle sonlu farklar yöntemi ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılmaktadır. Bu yöntemde kiriş veya döşemeden gelen yükler, sadece yataklandığı noktadaki zeminde bir yer değiştirme meydana getirmektedir. Gerçekte bu etkiden dolayı o noktaya komşu noktalarda deformasyona uğramakta ve yöntem bunu gözardı etmektedir. Bu yüzden bu yöntem yaklaşık bir yöntemdir ve zemin yapı etkileşimini tam olarak gözönüne alamadığı için eleştiriye

uğramaktadır.

Sonlu Elemanlar Yöntemi geliştirildiğinden bugüne Geoteknik Mühendisliği'nde bir çok problemin çözümü için kullanılmıştır. İstinat yapılarının analizinde ise literatürde dikkate değer ilk çalışma Clough ve Duncan (1971) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada bir ağırlık istinat duvarı zemin yapı etkileşimi gözönünde bulundurularak incelenmiştir. Ankrajlı perdelerde ise zemin yapı etkileşimi yapılan ilk çalışmalar Clough v.d. (1972), Egger (1972) ve Clough ve Tsui (1974) olarak gösterebiliriz. Clough ve Tsui (1974) tarafından yapılan çalışma ankrajlı diyafram perde mekaniğinde önemli ipuçları vermiştir. Daha sonraki yıllarda yapılan çalışmalara ise Desai v.d. (1986), Potts ve Fourie (1986), Bolton ve Powrie (1987), ve Povrie ve Li (1991) tarafından yapılan çalışmalar örnek gösterilebilir. Desai v.d. (1986) tarafından yapılan çalışmada bir arazide yapılan ankrajlı bir model deney sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak analiz edilmiştir. Analizlerde zemin yapı etkileşimini gözönüne almak için elasto-plastik arayüzey elemanlar kullanılmıştır. Ayrıca öngerme ve enjeksiyon basıncı adımları hesaplarda gözönüne alınmıştır. Zemin için non-lineer davranış esas alınmış ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan bu tür analizlerde arayüzey elemanın gerekliliği vurgulanmıştır. Diğer yandan ankraj kökünde öngerme ile ankrajda meydana gelen çekme gerilmesi ve kayma gerilmelerin ankraj kökündeki değişimi hesaplar sonucunda elde olunmuş ve model deney ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçları deney sonuçları ile uyum göstermiştir. Bu çalışma ankrajlı perde sistemlerin analizinde sonlu elemanlar yönteminin kullanılmasına ilişkin önemli ipuçları vermektedir.

Sonlu Elemanlar yöntemi ankrajlı perdelerin analizinde sistemin davranışını etkileyen bir çok hususun hesaplarda gözönüne alınmasına olanak vermektedir. Bölüm 4'de ankrajlı perde mekaniğinde bahsolunduğu gibi inşaat adımları hesaplarda gözönüne alınabilmektedir. Bunlara ek olarak perde arkasındaki zeminin non-lineer malzeme davranışı (elasto-plastik veya non-lineer elastik), ankraj-zemin ve perde-zemin arasındaki sürtünme etkisini veya bu farklı malzemeler arasında ortaya çıkacak relatif hareketleri hesaplarda dikkate alabilmektedir.

İstinat yapıları gibi zemin yapı etkileşimi problemlerinin analizinde kullanılan diğer bir

yöntem Sınır Elemanlar (Boundry Element) yöntemidir. Bu yöntem tüm ortam değil yalnız sınırlarda integral denklemlerini kullandığından çözümlerde daha az bilinmeyen ve dolayısıyla denklem ortaya koymaktadır. Son yıllarda bu yöntemle ilgili çalışmalar yaygınlaşmakta olmasına rağmen sonlu elemanlar yöntemi hala en yaygın kullanılan yöntem olup bu yöntem ile yapılan çok sayıda bilgisayar yazılımı bulunmaktadır. Bu çalışmadaki analizler böyle bir program ile yapılmıştır. Analizler için giriş ve çıkış bilgilerini düzenleyen bir grafik yazılım (MYSTRO) kullanan bu yazılımın adı LUSAS'dır.

5.4 SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

Sonlu elemanlar yöntemi, daha önce sözü edilen nümerik yaklaşımların genel özelliklerinin çoğunu gözönüne almakla birlikte bilgisayar yazılımları için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve non-lineer malzeme davranışı, homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlamaya müsaade etmesidir. Diğer yandan bu yöntem mühendisliğin çok geniş bir alanında (katı cisim mekaniği, termoelastite, hidromekanik, elektrik, yayılım v.b.) sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir. Sınır değer problemleri denge veya kararlı durum (steady state) problemleri, özel değer (eigenvalue) problemleri ve yayılım (propagation) veya geçiş (transient) problemleri olarak sınıflandırılabilir.

Sonlu elemanlar yöntemi katı cisim mekaniğinde (yapı, zemin ve kaya mekaniği) kullanımı ise üç farklı şekilde olmaktadır. Bunlar

- 1 - Deplasman (yer değiştirme) Yöntemi
- 2 - Denge Yöntemi (Equilibrium Method)
- 3 - Karışık Yöntem (Mixed Method)'dur.

Bu yöntemlerden deplasman yönteminde esas bilinmeyen olarak deplasmanlar, denge yönteminde gerilmeler ve karışık yöntemde ise hem deplasmanlar hemde gerilmeler esas bilinmeyen olarak kabul edilmektedir. Bunlar tek boyutlu (çubuk elemanlar), iki

boyutlu (düzlem elastisite problemleri vb.) ve üç boyutlu rijit cisim mekaniği problemlerine uygulanmaktadır. Adı geçen yöntemlerden en yaygın olarak kullanılanı deplasman yöntemidir. Bunun nedeni genellikle daha az bilinmeyen ve band genişliğine sahip denklem takımları üretmesidir. Ancak gerilmelerin elde edilmesinde bu yöntem sonuca iyi yakınsamamaktadır ve eleman düğümlerinde gerilme bakımından süreklilik sağlanamamaktadır. Gerilmelerin yeteri hassasiyette hesaplanması deplasmanlar kadar önemli olan problemlerde karışık yöntemler tercih edilmelidir. Bunun ötesinde sınır koşullarını esas bilinmeyenler veya onların türevlerinden farklı değişkenlerden seçilmesine örneğin deplasman yönteminde sınır koşullarının gerilmeler cinsinden yazıldığı gibi alınmasına olanak tanıyan hybrid yöntemler de son yıllarda tercih edilmektedir. Böyle bir çalışma Desai ve Sargand (1983) tarafından zemin yapı etkileşim problemlerine uygulanmıştır.

Deplasmanların esas bilinmeyen olarak seçildiği sonlu elemanlar uygulamaları için problemin genel ifadesi lineer elastik bir ortam için şu şekilde yapılabilir :

$$\pi = \int_V dU(u,v,w) - \int_V (X_u + Y_v + Z_w) dV - \int_{S_1} (T_x u + T_y v + T_z w) dS_1 \quad (5.1)$$

Bu eşitlik dış yüklere maruz lineer elastik bir katı cisimdeki iç ve dış kuvvetlerin yaptığı işi gösteren potansiyel enerji ifadesidir. Bu denklemde dU bir fonksiyoneldir ve şekil değiştirme enerjisi yoğunluğunu göstermektedir. T_x , T_y , T_z terimleri S_1 yüzeyindeki kuvvetleri, X , Y , Z ise V hacmindeki cismin kütle kuvvetlerini göstermektedir. Bu denklemdeki dU fonksiyoneli matris formunda şu şekilde yazılabilir

$$dU = \frac{1}{2} \{\epsilon\}^T \{\sigma\} dV \quad (5.2)$$

Bu eşitlikte $\{\epsilon\}^T$ V hacmindeki cismin şekil değiştirme matrisi, $\{\sigma\}$ ise gerilme matrisi. Bu eşitlikte gerilme ifadesi şu şekilde

$$\{\sigma\} = [C] \{\epsilon\} \quad (5.3)$$

yazılabilir. Burada $[C]$ bünye matrisidir ve bu ifade hatırlanacağı üzere lineer izotrop ve elastik bir ortam için gerilme, şekil değiştirme ilişkisini açıklayan Hook Yasası'dır.

Bu ifade (5.2)'de yerine yazılır ve π potansiyel enerji denkleminde tüm ortam için matris formunda ifade edilirse şu şekli alır

$$\pi = \frac{1}{2} \int_V (\{\epsilon\}^T [C] \{\epsilon\} - 2\{u\}^T \{X\}) dV - \int_{S_1} \{u\} \{T\} dS_1 \quad (5.4)$$

Burada $\{u\}^T$, yüzeydeki yer değiştirme vektörü, $\{X\}$, bünye kuvvetleri vektörü ve $\{T\}$ yüzey kuvvetlerini göstermektedir. $\{\epsilon\}$ ve $\{u\}$ terimleri ise bilinmeyenlerdir. Bunlar sırasıyla (5.5a) ve (5.5b) ile eleman deplasmanları $\{q\}$ cinsinden ifade edilirse

$$\{\epsilon\} = [B] \{q\} \quad (5.5a)$$

$$\{u\} = [N] \{q\} \quad (5.5b)$$

elde olunur. Burada $[B]$ matrisi deplasmanları, şekil değiştirmelere dönüştüren deformasyon matrisini, $\{q\}$ herhangi bir noktada $\{u\}$ deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesini ve $[N]$ ise şekil fonksiyonlarını ihtiva eden matrisi göstermektedir.

$$\pi = \frac{1}{2} \int_V (\{q\}^T [B]^T [C] \{q\} - 2\{q\}^T [N] \{X\}) dV - \int_{S_1} \{q\}^T [N] \{T\} dS_1 \quad (5.6)$$

halini almaktadır. Bu denklemi minimize edecek şekilde varyasyon prensibi uygulanırsa (5.6) denklemi

$$\{\delta q\}^T \left(\int_V [B]^T [C] [B] dV \{q\} - \int_V [N]^T \{X\} dV - \int_{S_1} [N]^T \{T\} dS_1 \right) = 0 \quad (5.7)$$

olarak elde olunur. Düğüm deplasmanlarının $\{\delta q\}$ değişimi keyfi olduğundan, parantez içindeki ifade sıfıra eşitlenebilir. Bu bir elemanın denge denklemini vermektedir,

$$[k] \{q\} = \{Q_e\} \quad (5.8)$$

Burada $[k]$ 'ya eleman rijitlik matrisi denilmektedir ve

$$[k] = \int_V [B]^T [C] [B] dV \quad (5.9a)$$

şeklindedir. $\{Q_e\}$ ise düğüm yükleri vektörüdür ve

$$\{Q_e\} = \int_V [N]^T X dV + \int_{S_1} [N]^T T dS_1 \quad (5.9b)$$

şeklindedir. Burada çıkarılan bağıntılar tüm ortam için biraraya getirilirse

$$[K]\{q\} = \{Q\} \quad (5.10)$$

elde olunur. Burada $[K]$ tüm ortamın (sistem) rijitlik matrisi ve $\{Q\}$ tüm sisteme etki eden yük vektörünü göstermektedir. Bunlar

$$[K] = \sum_{e=1}^n [k] \quad (5.11a)$$

$$\{Q\} = \sum_{e=1}^n \{Q_e\} \quad (5.11b)$$

şeklindedir.

Yukarıdaki sonlu elemanlar yöntemi uygulaması $[N]$ şekil fonksiyonunun eleman koordinatları cinsinden ifadesini esas almaktadır. Bu durum yöntemin sistematik olarak formülasyonunu kolaylaştırmakta, boyutsuz parametrelerle işlem yapılmaktadır. $[N]$ şekil fonksiyonları sonlu eleman tipine göre (çubuk, dörtgen, hegzahedral vb.) tayin edilmektedir. Bu fonksiyonlar sınır koşullarını sağlayacak şekilde seçilmektedir. Bu fonksiyonlar deplasman fonksiyonu olarak kullanılmakla birlikte sistemin geometrisinin tanımlanması için de kullanılıyorsa o zaman bu yaklaşıma "izoparametrik eleman" yaklaşımı denilmektedir. Bu yöntem hesapları kolaylaştırmakta ve işlemleri azaltmaktadır.

5.4.1 Non-lineer Analiz

Sonlu Elamanlar Yöntemi katı cisim mekaniğinde ortamdaki non-lineer malzeme davranışını ve sonlu şekil değiştirmelerin olduğu geometrik bakımdan non-lineer problemleri dikkate alabilmektedir. Burada sözkonusu malzeme non-lineeritesidir.

Jeolojik ortamlar genellikle elasto-plastik malzeme davranışı göstermektedir. Bu yüzden

sonlu elemanlar yöntemi ile modellerken jeolojik ortamın davranışını nonlinear kabul etmek gerçeğe çok yakın çözümlerin elde edilmesini sağlamaktadır. Burada malzeme nonlinearitesinden kasıt non-linear elastik veya elasto-plastik davranıştır. Non-linear elastik davranış jeolojik ortamların davranışını çoğu zaman tam olarak ifade edemez. Bu şekilde malzeme modellerine örnek olarak Kondner (1963) tarafından ileri sürülen Hiperbolik Bağıntı gösterilebilir. Bu bağıntı Duncan ve Chang (1970) tarafından geliştirilerek nümerik hesaplarda kullanılacak formülasyona uygun hale getirilmiştir. Sonlu elemanlar uygulamalarında bu bağıntı yaygın olarak kullanılmaktadır.

Bir ortamın elasto-plastik davranışını sonlu elemanlar yönteminde modelleyebilmek için üç temel prensibe ihtiyaç vardır. Birincisi malzemenin plastik davranışa başlayıp başlamadığı yani akma gösterip göstermediği durumu bildiren *akma fonksiyonu*, ikincisi plastik şekil değiştirmelerden dolayı akma fonksiyonundaki değişiklikleri dikkate alan *pekleşme fonksiyonu* (hardening function) ve son olarak plastik şekil değiştirmelerin yönünü belirleyen *akma kuralı* (flow rule)'dir.

Sonlu elemanlar yönteminde non-linear problemler için bir de nümerik hesap tekniklerini ihtiyaç vardır. Bunlar yük artımlarına karşı deformasyonların hesaplanmasına olanak veren hesap yöntemleridir. Bunlar genelde üç temel tekniğe dayanmaktadır : *adımsal* (incremental), *iteratif* (ardışık yaklaşım) veya Newton yöntemleri ve *adımsal iteratif* veya karışık yöntemlerdir.

Bu çalışmada elasto-plastik sonlu elemanlar analizlerde iteratif incremental (ardışık adımsal artış) yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemde genel bir yükleme izine başlangıç bir yükleme ve belli sayıda yükleme adımı ile ulaşılmaktadır. Artırılan her yük adımında non-linearite bir iterasyon yöntemi ile dikkate alınmaktadır. Böyle bir çözüm tekniğinde virtüel iş teoremi kullanılarak 3 boyutlu ortamda sonlu elemanlar bağıntısı yazılırsa

$$\delta(\Delta\pi) = \int_V \{\sigma\}^T \delta(\{\Delta\epsilon\}_n) dV - \int_{S_1} \{T\}_n^T \delta(\{u\}_n) dS = 0 \quad (5.12)$$

şeklinde ifade edilebilir (Washizu, 1968). Bu temel denklem başlangıç gerilme dağılımı

$\{\sigma_0\}$ ve n artım (increment) sonunda denge koşullarının sağlanması ile elde edilir. Burada $\{\Delta\delta\}_n$ S_1 yüzeyindeki yük artışı $\{T\}_n$ 'den dolayı şekil değişimidir. Burada ortamın kendi ağırlığı gözönüne alınmamıştır. Deplasman artımlarının değişimi deplasman koşullarının tanımlandığı $S_0(S-S_1)$ sınırlarında sıfıra eşit olur. İzoparametrik sonlu eleman yaklaşımı kullanılarak adımsal deplasman ve şekil değiştirmeler arasındaki bağıntı

$$\{u\} = [N]\{\Delta q\}, \quad \{\Delta\epsilon\} = [B]\{\Delta q\} \quad (5.13)$$

şeklindedir. Burada $\{\Delta u\}$ deplasman artışı vektörü, $[N]$ interpolasyon fonksiyonu, $\{\Delta q\}$ düğüm deplasmanları artışı, $\{\Delta\epsilon\}$ şekil değiştirme artışı vektörü ve $[B]$ şekil değiştirme deplasman bağıntısını veren dönüşüm matrisidir. Bu denklemler (5.12)'de yerine yazılırsa deplasman alanındaki herhangi bir varyasyonu bulunabilir :

$$\{R\}_n \equiv \{P\}_n - \int_V [B]^T \{\sigma\}_n dV = 0, \quad \{P\}_n = \int_{S_1} [N]^T \{T\}_n dS \quad (5.14)$$

Burada $\{R\}_n$ düğüm noktasındaki rezidüel hatadır. (5.14) denklemini yeniden düzenlenirse ve *incremental* bünye bağıntısının

$$\Delta\sigma = [C_{ep}]\{\Delta\epsilon\} \quad (5.15)$$

olduğu hatırlanırsa aşağıdaki bağıntı elde edilir

$$[K_{ep}]\{\Delta q\}_n = \{\Delta Q\}_n = \{P\}_{n-1} + \{R\}_{n-1} \quad (5.16)$$

Bu denklemde $[K_{ep}]$ elasto-plastik rijitlik matrisi, $\{\Delta Q\}_n$ artan düğüm yükleri vektörüdür.

Elasto-plastik bünye davranışı

Elasto-plastik davranış gösteren rijit bir ortamda şekil değiştirmeler

$$\epsilon = \epsilon_e + \epsilon_p \quad (5.17)$$

şeklinde olmalıdır. Malzemenin elastik bölgedeki davranışı $\{d\sigma\} = [C_e]\{d\epsilon\}$ 'dir. Elastik davranışın sona erdiği limit durum bir akma koşulu tarafından belirlenmektedir :

$$F(\{\sigma\}, \kappa) = 0 \quad (5.18)$$

Bu denklemde ($F < 0$) fonksiyonu elastik bölgeyi sınırlayan yüzeyi ifade etmekte, κ pekleşme parametresini göstermektedir.

Adımsal plastisite teorisinde bir plastik akma fonksiyonu $G(\{\sigma\}, \kappa)$ kabul edilmesi gerekmektedir. Bu fonksiyon şekil değiştirme artışlarının oranından elde edilebilir. Normalite prensibi kullanılarak akma kuralı ile bu şekil değiştirmeler şöyle hesaplanabilir :

$$\{d\varepsilon\} = d\lambda \frac{\partial G}{\partial \{\sigma\}} = d\lambda \{b\} \quad (5.19)$$

Burada $d\lambda$ oransal bir faktörü, $\{b\}$ ise gerilmenin mevcut seviyesinde "potansiyel akma yüzeyine normal vektör"ü tanımlamaktadır. $F \equiv G$ durumunda akma potansiyeli associative (=birleşik) akma kuralı olarak adlandırılmaktadır. Plastik bölgede genel bir yük artışı için, elastik bünye bağıntısı $\{d\sigma\} = [C_e]\{d\varepsilon\}$ yeniden düzenlerek (5.19) eşitliği ile birlikte (5.17)'de yerlerine konursa

$$\{d\varepsilon\} = \{\varepsilon_e\} + \{\varepsilon_p\} = [C_e]^{-1} d\lambda \{b\} \quad (5.20)$$

bağıntısı elde edilir. Diğer yandan plastik akma oluşurken akma durumunun sürekli sağlandığı kabul edilir. Böylece uygunluk koşulu $dF=0$ gözönünde tutulursa

$$\{a\}^T \{d\sigma\} - A d\lambda = 0 \quad (5.21)$$

şeklinde yazılabilir. Burada

$$a = \frac{\partial F}{\partial \{\sigma\}} \quad \text{ve} \quad A = - \frac{1}{d\lambda} \frac{\partial F}{\partial \kappa} \quad (5.21a)$$

A sıfıra eşit olmadığında (5.21) bağıntısı

$$d\lambda = \frac{1}{A} \{a\}^T \{d\sigma\} \quad (5.22)$$

olarak ifade edilebilir. Genel durumda (5.20) denklemini ile $\{a\}^T [C_e]$ çarpılır ve $\{a\}^T \{d\sigma\}$

(5.21) kullanılarak sadeleştirilse iyi bilinen bağıntı elde edilir :

$$d\lambda = \frac{\{a\}^T [D_e] \{d\varepsilon\}}{A + \{a\}^T [D_e] \{b\}} \quad (5.23)$$

Artık $d\lambda$ için bu ifade genel adımsal gerilme-şekil değiştirme bağıntısını formüle etmek için kullanılabilir. (5.21) denklemi $[D_e]$ ile çarpılarak yeniden düzenlenirse plastik bünye matrisi elde edilmiş olur

$$\{d\sigma\} = [D_{ep}] \{d\varepsilon\} = ([D_e] - [D_p]) \{d\varepsilon\} \quad (5.24a)$$

$$[D_p] = \frac{[D_e] \{b\} \{a\}^T [D_e]}{A + \{a\}^T [D_e] \{b\}} \quad (5.24b)$$

elastisite teorisinde genel gerilme şekil değiştirme formülasyonları tanımlandıktan sonra yukarıda adı geçen akma kriteri bağıntısının analizde yer alması gerekmektedir. Gerilme ve şekil değiştirme davranışının elastik limiti akma kriteri tarafından belirlenmektedir. Zemin ve kaya malzemeleri ile zemin-yapı davranışının modellenmesinde kullanılan bir çok akma kriteri olmasına karşın Mohr-Coulomb veya Drucker-Prager akma kriteri kullanmak genellikle uygun düşmektedir. Sonlu elemanlar yönteminde akma kriteri olarak Mohr-Coulomb akma kriteri olarak kullanıldığı takdirde aşağıdaki formülasyon dikkate alınabilir (Nayak ve Zienkiewicz, 1972)

$$F = \sigma_m \sin \phi + \bar{\sigma} \cos \theta - \frac{\bar{\sigma}}{\sqrt{3}} \sin \phi \sin \theta - c \cos \phi = 0 \quad (5.25)$$

Burada c ve ϕ kayma mukavemeti parametreleri olup kohezyon ve içsel sürtünme açısı olarak adlandırılmaktadır. (5.25) denklemindeki diğer ifadelerin açık yazılımı

$$\sigma_m = \frac{J_1}{3} = \frac{1}{3} (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) \quad (5.26a)$$

$$\bar{\sigma} = \sqrt{J_2} = \left[\frac{1}{2} (S_x^2 + S_y^2 + S_z^2) + \tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2 \right]^{1/2} \quad (5.26b)$$

$$\theta = \frac{1}{3} \sin^{-1} \left(-3 \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{\bar{\sigma}^3} \right), \quad -\frac{\pi}{6} < \theta < \frac{\pi}{6} \quad (5.26c)$$

şeklinde olup burada

$$J_3 = S_x S_y S_z + 2 \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - S_x \tau_{yz}^2 - S_y \tau_{xz}^2 - S_z \tau_{xy}^2 \quad (5.26d)$$

ve

$$S_x = \sigma_x - \sigma_m, \quad S_y = \sigma_y - \sigma_m, \quad S_z = \sigma_z - \sigma_m \quad (5.26e)$$

şeklinde dir.

Drucker ve Prager(1953) tarafından ilk olarak ileri sürülen ve Drucker-Prager akma kriteri diye anılan hipotez ise

$$F = 2\bar{\sigma} \cos \theta - k - 3\alpha \sigma_m = 0 \quad (5.27)$$

ile tanımlanmaktadır. Bu eşitlikte α ve k malzeme parametreleridir ve şu şekilde tanımlanmaktadır :

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)}, \quad k = \frac{6c \cos \phi}{\sqrt{3}(3 - \sin \phi)} \quad (5.28)$$

Burada c ve ϕ pekleşme parametresine bağlı olabilir.

Son yıllarda zemin davranışı daha iyi idealize eden bünye modelleri geliştirilmiştir. Bu modeller çok fazla parametre içermelerine karşın sonlu elemanlar yöntemi ile yapılan analizlerde gerçeğe oldukça yakın sonuçlar vermektedir. Bu modellere örnek olarak Lade (1977) ve Desai (1980) verilebilir. Bu bünye modelleri birden fazla akma yüzeyi ve non-assosiye plastik akma ve dilatans gibi karmaşık plastik özellikleri dikkate almaktadır.

Pekleşme

Non-linear analizlerde plastik şekil değiştirmelerden dolayı akma fonksiyonundaki değişiklikleri dikkate alan *bir pekleşme fonksiyonu* (hardening function)'na ihtiyaç vardır. Bu fonksiyonu malzeminin plastik bölgedeki davranışını tanımlamakta yani yumuşama (softening), pekleşme (hardening) veya ideal plastik durumları modellemektedir. Genelde pekleşme kuralı için iki teknik kullanılmaktadır :

- i) izotrop pekleşme
- ii) kinematik pekleşme.

İzotrop pekleşmede, gerilme uzayında akma yüzeyi plastik şekil değiştirmeler gelişirken bir başlangıç akma yüzeyine göre paralel bir şekilde genişlemektedir. Kinematik pekleşmede ise akma yüzeyinin sabit boyutlarda olduğu kabul edilemekte fakat gelişen akma ile birlikte bu yüzey gerilme uzayında farklı koordinatlara taşınmaktadır.

Bu çalışmada kullanılan sonlu elemanlar programı izotrop pekleşmeyi kullanmaktadır. Bu durumda pekleşme fonksiyonu

$$\kappa = \sigma_Y + H(\bar{\epsilon}^P) \bar{\epsilon}^P \quad (5.29)$$

Burada $\bar{\epsilon}^P$ efektif plastik şekil değiştirmeleri, σ_Y başlangıç akma gerilmesi ve H izotrop pekleşme tanjantını göstermektedir.

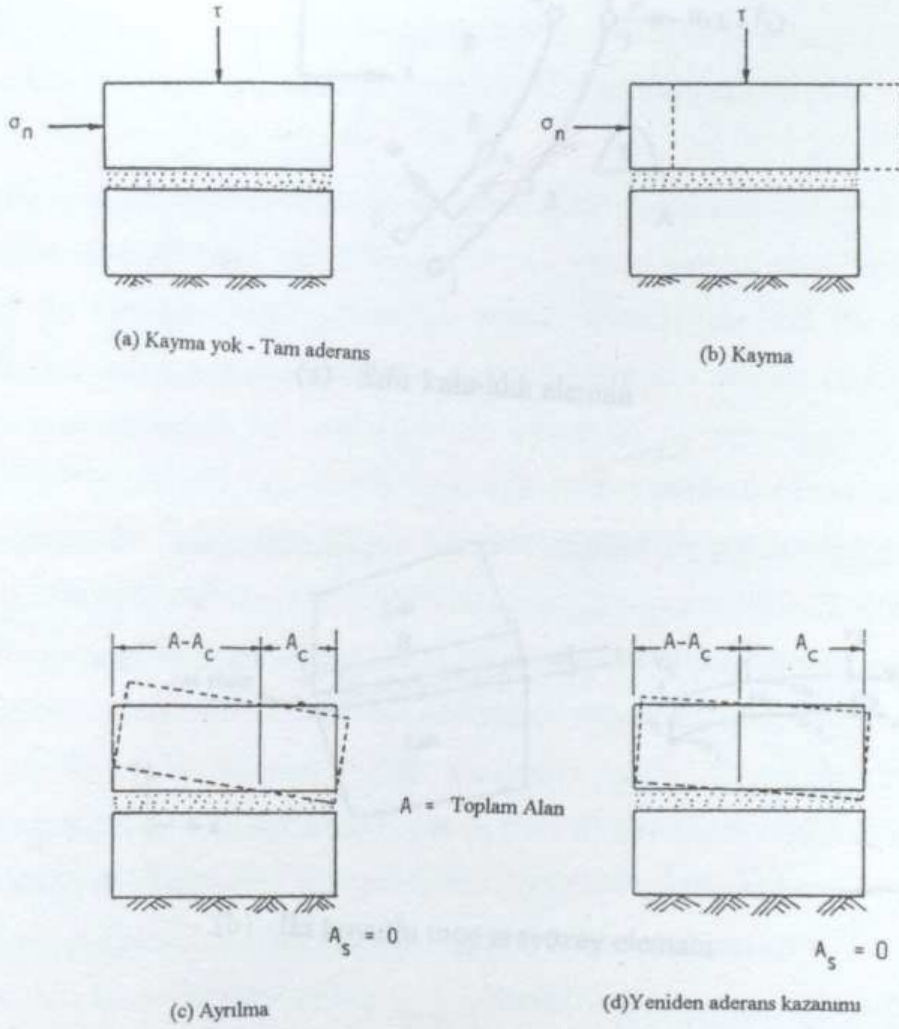
5.4.2 Zemin Yapı Analizi Problemlerinin Analizinde Sonlu Elemanlar Yöntemi

Zemin-yapı etkileşimi problemlerinde aralarında süreksizlikler bulunan iki farklı malzemenin statik ve dinamik yükler altında davranışı incelenmektedir. Bu tip problemlerin analizinde iki ortam arasındaki süreksizlikten dolayı ortaya çıkan relatif hareketlerin gözönüne alınması beklenmektedir. Bu relatif hareketler değişik şekillerde meydana gelmektedir. Bunlar tam kayma (slide), yerel kayma (slippage), ayrılma (debonding) veya açılma (opening) hareketleridir (Şekil 5.2 b,c,d) . Relatif hareketlerin ortaya çıkmadığı yani iki farklı ortamın birlikte hareket ettiği duruma tam aderans

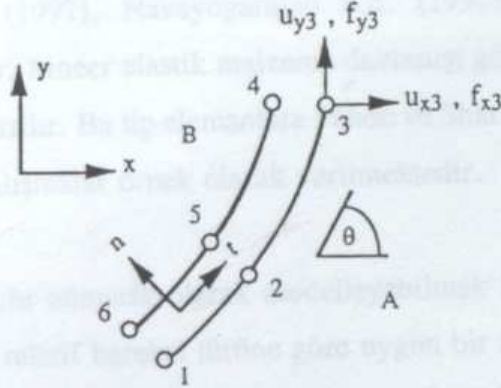
(bonding) davranışı denilmektedir (Şekil 5.2 a) ve bu durumunda etkileşimi gözönüne almak için analizlerde herhangi bir eylemde bulunulmamaktadır. Sonlu elemanlar yöntemi son yirmi beş yılda bu tip problemlerin analizinde güvenli sonuçlar vermiştir.

Sonlu elemanlar yönteminde zemin yapı etkileşimi analizi sırasında zemin ve yapı ayrı ayrı modellenirken analiz sonucunda relatif hareketlerin ortaya çıkabilmesi için iki ortam arasında kalan ara yüzeylerin davranışının tanımlanması gerekli olmaktadır. Literatürde zemin yapı etkileşi problemlerinin nümerik olarak modellenmesinde iki temel yaklaşım söz konusudur. Birincisi arayüzeyi bir fiziksel eleman gibi kabul eden yaklaşımlar diğeri ise sürekliliği sağlamak için bir uygunluk koşulu kullanan yaklaşımlardır. Bu iki yaklaşımın birarada kullanıldığı karışık bir yöntem de mümkün görünmektedir (Herrmann,1978). Birinci yöntem bir çok araştırmacı tarafından relatif hareketlerin sözkonusu olduğu bir çok zemin-yapı etkileşimi problemine uygulanmıştır. Bu uygulamalar iki temel şekildedir. Birincisi sıfır kalınlıklı sonlu eleman (ara düğüm eleman) ikincisi ise ince kalınlıklı ara yüzey eleman yaklaşımıdır (Şekil 5.3 a ve b). Birinci yöntem ilk olarak Goodman v.d. (1968) tarafından lineer elastik olarak kaya ortamlardaki çatlak ve kırıklıkları gözönüne almak için uygulanmıştır. Clough ve Duncan (1974) tarafından bir istinat duvarı ile arkasındaki zeminin etkileşimi incelemek için sıfır kalınlıklı non-lineer bünye davranışı gösteren elemanlar kullanılmıştır. Benzer olarak Ghaobussi v.d.(1973) tarafından elasto-plastik davranış gösteren ara yüzey elemanlar kaya mekaniği ve zemin-yapı etkileşimi problemlerine uygulanmıştır. Bu çalışmadaki ara yüzey davranışda dilatans (genleşme) de göz önüne alınabilmektedir. Ara düğüm eleman kullanımının bir başka şekli Herrman (1978) tarafından ortaya atılmıştır. Burada iki ortam arasında eleman düğüm noktaları arasında elasto-plastik davranış gösterebilen yaylarla relatif hareketler dikkate alınabilmektedir.

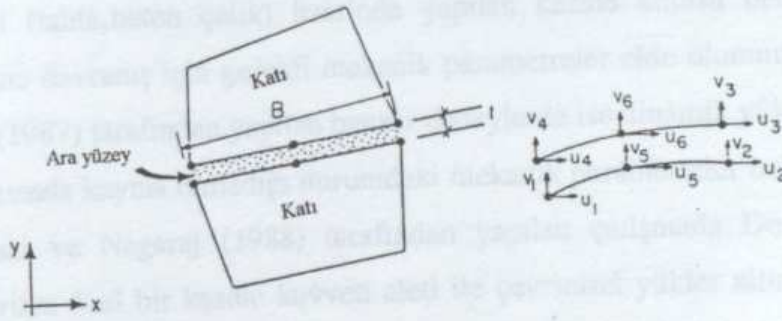
Arayüzey formülasyonun diğeri bir şekli olan ince kalınlıklı ara yüzey eleman (thin layer element) kullanımının temel prensibi zemin-yapı arasında kalan ara yüzeyleri kalınlığının diğeri boyutlarına göre çok az olan (örneğin $t/B=0.01$) katı elemanlar ile ifade etmektir. Burada söz konusu ara yüzey eleman yapı ve zemi oluşturan elemanlar gibi 2 ve 3 boyutlu izoparametrik elemanlardır. Bu elemanların malzeme davranışı ise genelde non-lineer olarak dikkate alınmaktadır. Non-lineer malzeme davranış gösteren



Şekil 5.2 : Zemin yapı etkileşiminde ortaya çıkan relatif hareket türleri



(a) Sıfır kalınlıklı eleman



(b) İki boyutlu ince arayüzey elemanı

Şekil 5.3 : Ara yüzey eleman türleri

ince kalınlıkta ara yüzey eleman Desai (1977), (1981), (1982), Desai v.d. (1984), Desai v.d. (1986), Desai ve Nagaraj (1988), Lai ve Booker (1991), Langen ve Vermeer (1991), Sharma ve Desai (1992), Navayogarajah v.d. (1992) tarafından yapılan çalışmalarda kullanılmıştır. Lineer elastik malzeme davranışı gösteren bu tip eleman kullanımını literatürde daha azdır. Bu tip elemanlara Pande ve Sharma (1979) ve Wilson (1977) tarafından yapılan çalışmalar örnek olarak verilmektedir.

Ara yüzey eleman davranışını nümerik olarak modelleyebilmek için gerekli mekanik parametreler dikkate alınan relatif hareket türüne göre uygun bir arazi veya laboratuvar deneyleri ile belirlenmelidir. Genellikle kesme kutusu deneyleri ile elde olunan mekanik parametreler kullanılmaktadır. Bu deneylerde yapı elemanı ile jeolojik ortam numunesi arasında belirli bir normal gerilme altında kesme yapılmakta ve yapı-zemin davranışı gözlenmektedir. Bu konuda Acar v.d. (1982) tarafından laboratuvar ortamında çeşitli inşaat malzemeleri (tahta, beton, çelik) üzerinde yapılan kesme kutusu deneyleri ile hiperbolik malzeme davranış için gerekli mekanik parametreler elde olunmuştur.

Bossher ve Ortiz (1987) tarafından yapılan benzer deneylerde ise dinamik yükler altında yapı ve zemin arasında kayma olmadığı durumdaki mekanik parametreler belirlenmeye çalışılmıştır. Desai ve Nagaraj (1988) tarafından yapılan çalışmada Desai (1980) tarafından geliştirilen özel bir kesme kuvveti aleti ile çevrimsel yükler altında zemin-yapı etkileşimi incelenmiştir. Çevrimsel çok serbestlik derecesi kesme kuvveti aleti (Cyclic multi-degree of freedom device) denilen bu deney düzeneği ile Desai ve ekibi tarafından dinamik zemin-yapı etkileşimi problemleri incelenmiştir (Desai, 1986; Drum and Desai, 1986; Desai and Nagaraj, 1988). Bu konuda Wisconsin Üniversitesi'nde Edil ve ekibi tarafından 1987'den beri yapılan laboratuvar çalışmalarında ara yüzey davranışı incelenmektedir. Bu çalışmalarda geliştirilen özel bir kesme kutusu deney aletinde sabit hacim veya normal gerilme altında ara yüzey eleman davranışı incelenmiş, elde olunan deneysel parametreler geliştirilen bünne modelleri ile sonlu elemanlar programlara uygulanmıştır (Sengara, 1992). Bunlara ek olarak kazık-zemin ara yüzey davranışı geliştirilen özel bir üç eksenli deney sistemi ile laboratuvar ortamında incelenmiştir. Abdel Rahman (1988) tarafından yapılan nümerik ve deneysel çalışmalarda Lade (1977) tarafından geliştirilen elasto-plastik bünne modeli esas alan bir ara yüzey davranış kabulü ile bu model için gerekli mekanik parametreler sözü edilen üç eksenli deney

Elasto-plastik bünye davranış için bir bünye bağıntısı kullanılmadığı durumlarda ara yüzeyin kayma bileşeni $[C_{ss}]$ 'in değeri direkt kesme kutusu deneylerinden aşağıdaki bağıntı yardımıyla seçilmesi pratik maksatlar için oldukça uygundur (Desai, 1984).

$$G_i(\sigma_n, \tau_f, u_f) = \frac{\partial[\tau(\sigma_n, u_f)]}{\partial u_f} t \quad (5.32)$$

Burada G_i ara yüzey eleman kayma modülü, σ_n düşey normal gerilme, τ kayma gerilmesi ve u_f = kesme kutusu üst başlık yer değiştirme değeridir.

5.4.3 LUSAS Programı

Bu çalışmada ankrajlı perdelerin davranışını incelemek için LUSAS adında profesyonel maksatlar için geliştirilen bir sonlu elemanlar programı kullanılmıştır. Bu program grafik bilgi girişine olanak tanıyan bir ön-işlem programı (pre-processor) ve analiz sonuçlarını grafik olarak sergileyebilen bir son-işlem (post-processor) programı sahiptir. Bu grafik ara birim programı MYSTRO diye adlandırılmıştır. Statik ve dinamik yükler altında elastik ve elasto-plastik analizler yapılmasına olanak tanıyan bu program ayrıca zemin-yapı etkileşimini dikkate alan ara yüzey bünye modellerine sahiptir. Bu bünye modelleri iki ve üç boyutlu olarak elasto-plastik davranış için geliştirilmiştir. Bu modeller için elasto-plastik davranış Mohr-Coulomb kırılma hipotezi yanında ara yüzeye normal gerilmeler için bir limit çekme kriteri kullanılmıştır. Burada akma fonksiyonu matematiksel olarak ifade edilirse

$$F(\sigma) = [F_1(\sigma), F_2(\sigma)] = 0 \quad (5.33)$$

Burada $F_1(\{\sigma\}) = \sigma_n - \sigma_a$ olup limit çekme kriteri olarak kabul edilmektedir. σ_n ve σ_a ise sırasıyla ara yüzey düzlemine dik normal gerilme ve limit çekme gerilmesi olarak tanımlanmaktadır. Programda ayrıca pekleşmenin iztrop olduğu ve birleşik akma kuralının dikkate alındığı belirtilmektedir (LUSAS Theory Manual).

5.4.4 Örnek Çalışma

Bu çalışmada ankrajlı perdelerin davranışını nümerik olarak modelleyebilmek için önce

uygun bir nümerik yöntem (Sonlu elemanlar yöntemi) ve bunun zemin yapı etkileşimi problemlerinde kullanılan hesap teknikleri (nonlineer hesap yöntemleri ve ara yüzey eleman kabulü v.b.) üzerinde literatür araştırmaları yapılmış, daha sonra elde olunan bilgiler ve programlar yardımı ile örnek modeller üzerinde çalışılmıştır. Ele alınan örneklerden biri kesme kutusu deneyinin sonlu eleman modellemesi (Berilgen ve Özyayın, 1992)'dir. Diğer örnek ise İncecik (1980) tarafından laboratuarda bir kum ortamında gerçekleştirilen düşey ankraj çekme deneyleridir (Berilgen ve Özyayın, 1992). Bu bölümde ikinci çalışma örnek olarak verilecektir.

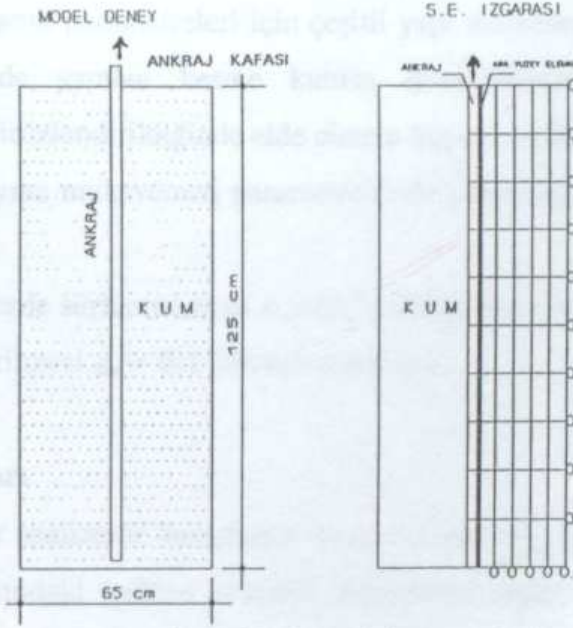
Model deney sisteminin geometrisi Şekil 5.4 a'da gösterildiği gibi olup, deneylerde ankraj adımsal olarak çekilmiş ve içerisinde bulunan şekil değiştirme ölçerler yardımı ile kuvvet-deplasman ilişkisi ve çubuk boyunca oluşan kayma gerilmeleri ölçülmüştür. Deneylerde mekanik özellikleri Özyayın (1979) tarafından belirlenen Podima kumu kullanılmıştır. Analizlerde zemin ortamında elastisite modülünün derinlikle değişiminin hesaplanmasında aşağıdaki bağıntıdan yararlanılmıştır.

$$E_i = K \sigma_p \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_p} \right)^n \quad (5.34)$$

Burada σ_p atmosfer basıncı, σ_3 hidrostatik basınç, K ve n ise üç eksenli basınç deneylerinden belirlenen katsayılardır. Analizde kullanılan mekanik parametreler ve zemin özellikleri Tablo 5.1'de verilmiştir.

Tablo 5.1 Podima kumuna ait mekanik parametreler ve zemin özellikleri

Dane birim hacim ağırlığı, γ_s	26.2 kN/m ³
Üniformluk katsayısı, C_u	2.81
Derecelenme katsayısı, C_c	0.94
Relatif Sıkılık, D_r	% 70
İçsel sürtünme açısı, ϕ	38.2°
Kohezyon, c	0.0
K	550
n	1.1



Şekil 5.4 Model Deney sistemi ve Sonlu Elemanlar Izgarası

Analizde kullanılan mekanik parametreler

Ankraj : İçerisinde ölçme sistemi yerleştirilen 3.55 cm çapında ve dış yüzeyi kumla pürüzlendirilmiş ankraj borusu sonlu elemanlar modellemesinde içi dolu olarak gözönüne alınmıştır. Ancak bunu yaparken rijitliği gerekli ölçüde düzenlenmiştir. Buna göre ankraj çubuğunun Elastisite Modülü için $E = 4366 \text{ kN/m}^2$ ve Poisson oranı için $\nu = 0.17$ olduğu kabul edilmiştir.

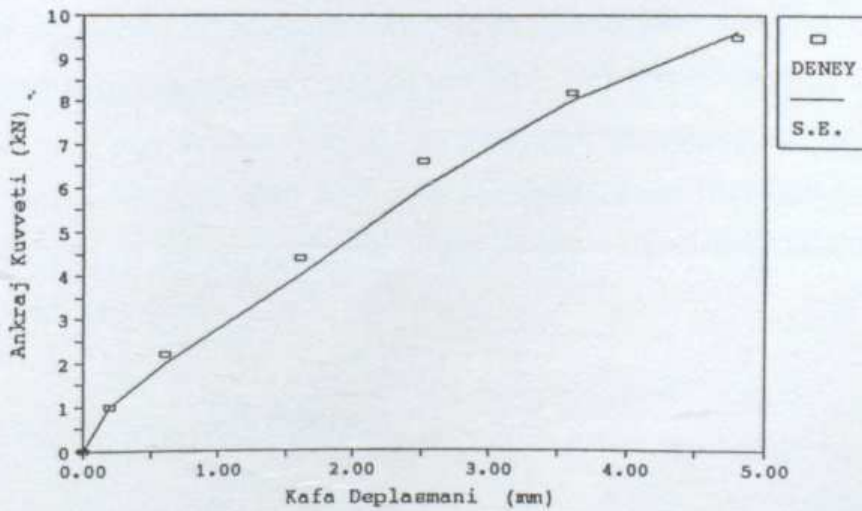
Zemin : Zemin için kullanılan mekanik parametreler üç eksenli basınç deneylerinden elde olunan Tablo 5.1'deki değerlerin 5.33 bağıntısında yerine yazılmasıyla tabaka derinliğine göre belirlenmiştir. Bununla birlikte hesaplarda, kemerlenme etkisinden dolayı düşey gerilmelerin derinlikle artmadığı varsayılarak tank yüksekliğinin 2/3'ü kadar derinlikten itibaren ($z/d=21$), kumun elastisite modülü sabit alınmıştır. Model deneylerde ölçülen ankraj çevre sürtünmesi değerlerinin bu derinlikten sonra artış göstermemiş olması bu varsayımın geçerli olduğunu işaret etmektedir.

Ara yüzey elemanlar : Eleman normal doğrultusunda jeolojik materyalle aynı kayma yönünde ise jeolojik materyalin 1/10'u kadar alınmıştır. Ara yüzey elemanların kayma yönündeki mekanik parametreleri için çeşitli yapı malzemeleri kullanarak laboratuarda kumlar üzerinde yapılan kesme kutusu deneylerinde malzeme yüzeyine kum yapıştırılarak pürüzlendirildiğinde elde olunan kayma mukavemeti parametreleri kumun o sıklıktaki kayma mukavemeti parametrelerine yakın değerler verdiği görülmüştür.

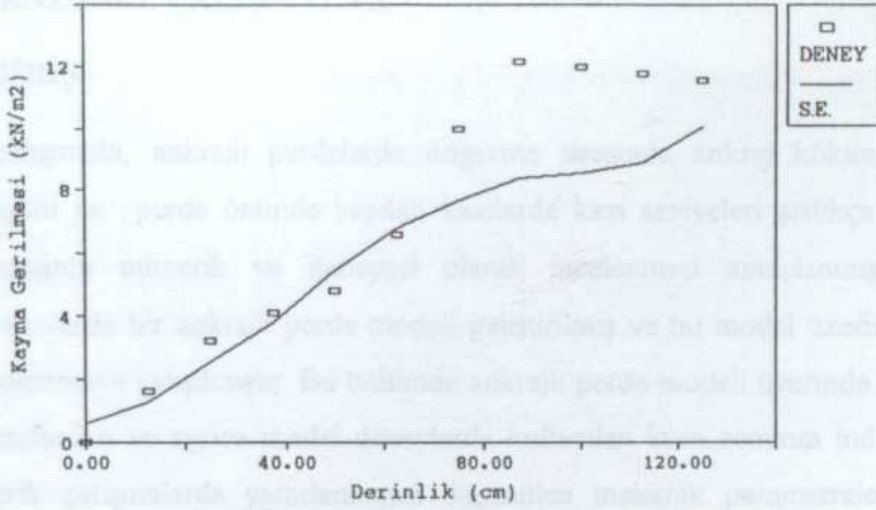
Yapılan analizlerde sürtünme açısı $\phi_a = 35^\circ$, adhezyon $c_a = 0$. Poisson oranı $\nu = 0.15$ ve limit çekme gerilmesi $\sigma_a = 0.1 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır.

Analiz Sonuçları

Sonlu elemanlar analizinde hesaplanan ve model deneyde ölçülen ankraj çekme kuvveti ile ankraj kafasındaki (çekme ucunda), deplasman değişimi Şekil 5.5'de verilmiştir. Ankrajın maksimum yüklenme durumunda ankraj ile zemin ara yüzeylerinde oluşan kayma gerilmelerinin derinlikle değişimi ise model deneyde ölçülen değerler ile birlikte Şekil 5.6'da verilmiştir. Bu sonuçlara bakıldığında hesapların ölçülenlerle uyum içinde olduğu görülmektedir.



Şekil 5.5 : Yükleme durumuna göre ankraj kafa deplasmanı-ankraj kuvveti ilişkisi



Şekil 5.6 : Ara yüzeyde oluşan kayma gerilmesinin derinlikle değişimi

BÖLÜM 6

6. DENEYSEL ÇALIŞMALAR

6.1 GİRİŞ

Bu çalışmada, ankrajlı perdelerde öngerme sırasında ankraj kökündeki zemin yapı etkileşimi ile perde önünde yapılan kazılarda kazı seviyeleri arttıkça perde ve kökün davranışının nümerik ve deneysel olarak incelenmesi amaçlanmıştır. Bu nedenle laboratuvarında bir ankrajlı perde modeli geliştirilmiş ve bu model üzerinde amaçlananlar elde olunmaya çalışılmıştır. Bu bölümde ankrajlı perde modeli üzerinde yapılan deneysel çalışmalardan ve ayrıca model deneylerde kullanılan kum zeminin indeks özellikleri ile nümerik çalışmalarda yararlanılması düşünülen mekanik parametrelerin elde edildiği mukavemet deneylerinden bahs olunacaktır.

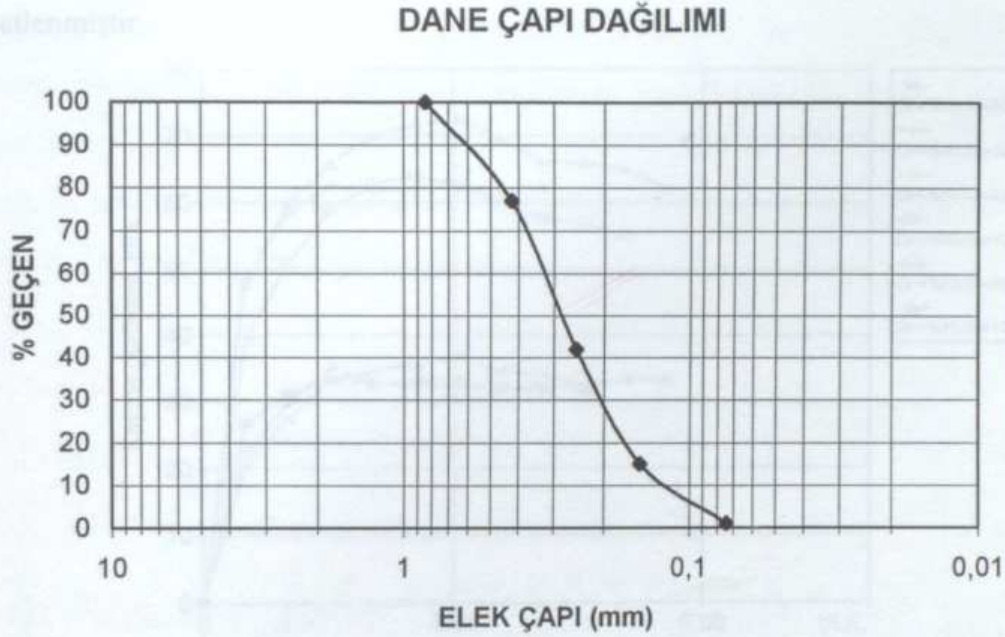
6.2 ZEMİN ÖZELLİKLERİ

6.2.1 İndeks Özellikleri

Model deneylerde kullanılmak üzere kum bir zemin tercih edilmiş olup, bu kumun maksimum ve minimum dane çapları 0.5 ~ 0.05 mm arasında değişmektedir. İçerisinde kuvars danelerinin fazla olduğu bu kum, Şile yöresinden alınmıştır. Dane çapı aralığı, kullanılan kum yağmurlama düzeneğinin (Bkz. 6.4) verimli çalışmasına göre seçilmiştir. Kumun dane çapı dağılımı Şekil 6.1'de verilmiştir. Buradan görüleceği üzere kullanılan kum üniform bir kum olup USC (Birleştirilmiş Zemin Sınıflandırması)'ye göre kötü derecelenmiş bir kumdur (SP). Bu kuma ait diğer indeks özellikleri ise Tablo 6.1' de görülmektedir.

Tablo 6.1 : Kumun index özellikleri

C_u	= 3
C_c	= 1.33
G_s	= 2.65
e_{max}	= 0.80
e_{min}	= 0.50



Şekil 6.1 : Kumun Dane Çapı Dağılımı

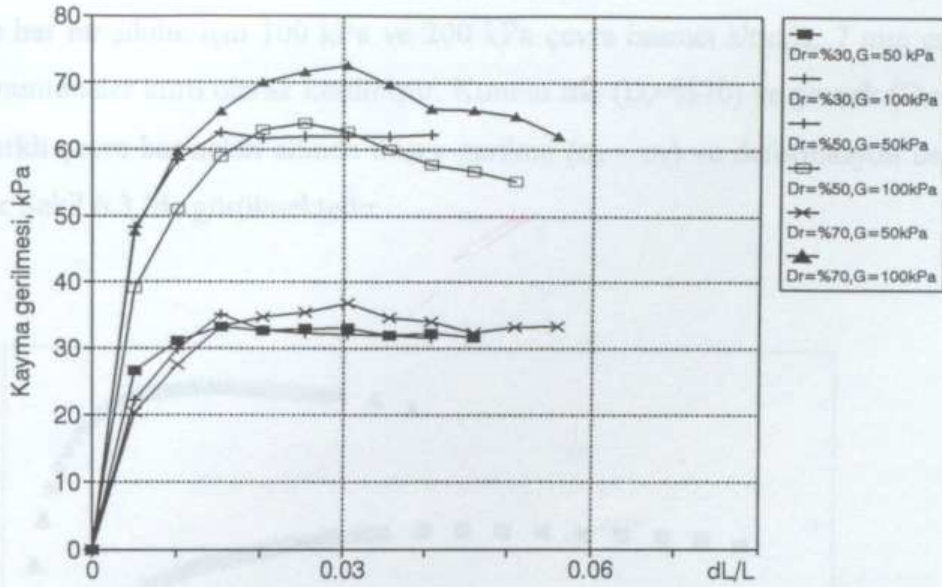
6.2.2 Kayma Mukavemeti

Bu çalışmada ele alınan kum numunesinin kayma mukavemetini bulmak ve sonlu elemanlar analizler için uygun mekanik parametreleri elde etmek için kum üzerinde direkt kesme kutusu ve üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır.

6.2.2.1 Kesme Kutusu Deneyleri

Bu araştırmada incelenen kumdan hazırlanan 5 cm x 5 cm alanında ve 2 cm yüksekliğinde numuneler üzerinde direkt kesme kutusu deneyleri yapılmıştır. Kesme kutusu deneylerinde kum numuneler üç farklı sıklıkta, gevşek (%30), orta sıkı (%50), ve sıkı (%70) olarak hazırlanmış ve 50 ile 100 kPa normal düşey basınç altında kesilmişlerdir. Deneylerde saptanan kayma gerilmesi ile yatay deformasyon değişimi ($\tau \sim \Delta L/L$) arasındaki ilişki Şekil 6.2' de görülmektedir. Kesme kutusu deney sonuçlarından

bulunan maksimum ve rezidüel içsel sürtünme açısı (ϕ ve ϕ_{res}) değerleri Tablo 6.2’de özetlenmiştir.



Şekil 6.2 Kumun kesme kutusu deneyinde davranışı

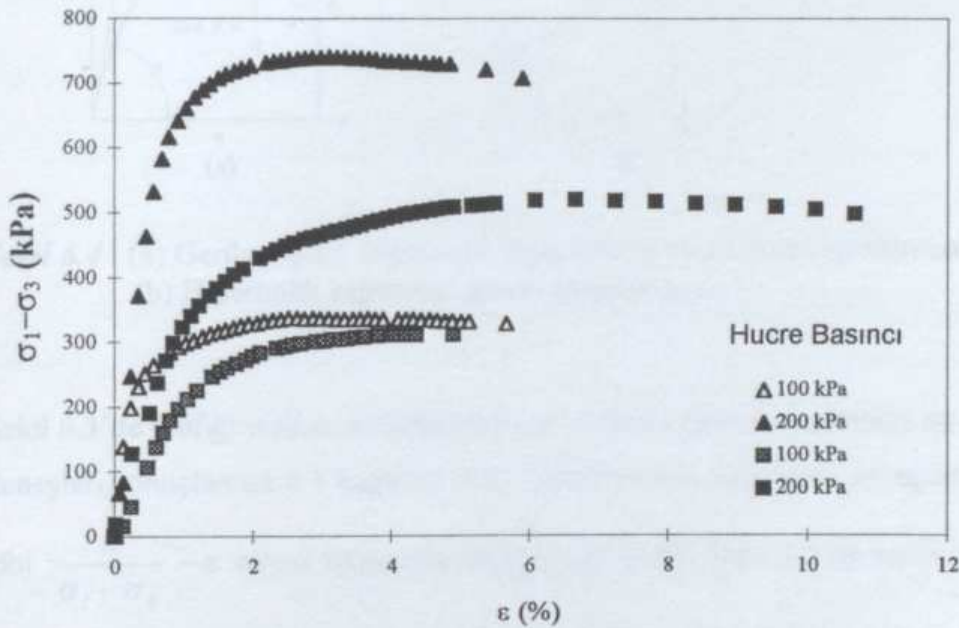
Tablo 6.2 : Kesme Kutusu Deney Sonuçları

Relatif Sıkılık D_r (%)	Normal Gerilme (kPa)	Max.Kayma Gerilmesi τ_{max} (kPa)	Kayma Mukavemeti Açısı ϕ	Rez.Kayma Gerilmesi τ_{res} (kPa)	Rez. Kayma Mukavemeti Açısı ϕ_{res}
30	50	33.1	33.5°	31.0	32°
30	100	62.5	33.5°	62.4	32°
50	50	35.1	35.0°	32.0	33°
50	100	63.8	35.0°	62.0	33°
70	50	36.8	36.0°	33.0	34°
70	100	72.4	36.0°	66.0	34°

Tablo 6.2’den görüleceği üzere kumun relatif sıklığı artışı ile içsel sürtünme açısında önemli bir değişiklik görülmemektedir. Bu durum kumun çok üniform olmasından kaynaklanmaktadır.

6.2.2.2 Üç Eksenli Deney Sonuçları

Üç eksenli basınç deneyleri iki farklı relatif sıklıkta (%30 ve %70) yapılmıştır. Deneylerde her bir sıklık için 100 kPa ve 200 kPa çevre basıncı altında, 7 mm çapında hazırlanan numuneler kuru olarak kesilmiştir. Kumun sıkı ($D_r=70\%$) ve gevşek ($D_r=30\%$) durumda farklı çevre basınçları altında düşey gerilme ($\sigma_1 - \sigma_3$) ve deformasyon değişimi veren grafik Şekil 6.3 'de görülmektedir.



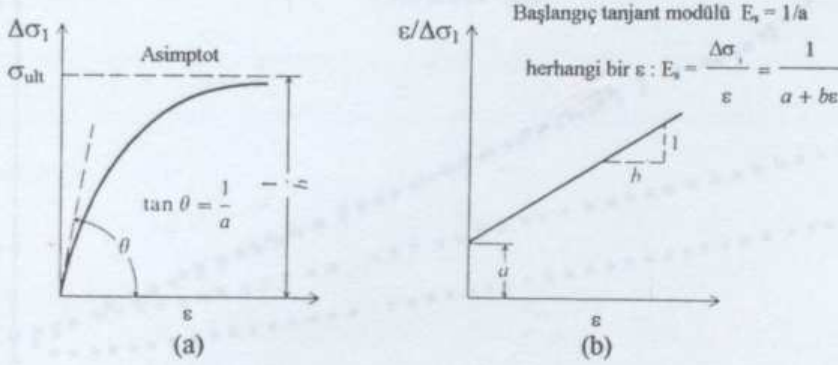
Şekil 6.3 : Üç eksenli basınç deneyinde zemin davranışı

Üç eksenli basınç deneylerinin değerlendirilmesinde, gerilme şekil değiştirme eğrisinin, tepe noktasına kadar hiperbolik bir bağıntı ile ifade edilebileceği gösterilmiştir (Koedner, 1963).

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \frac{\varepsilon_a}{a + b \cdot \varepsilon_a} \quad (6.1)$$

Burada a ve b malzeme parametreleri olup, a değeri başlangıç tanjant elastite modülünün tersine ($a = 1/E_i$), b ise yani gerilme şekil değiştirme grafiğinde gerilme farkının asimptot

değerinin tersine ($b = 1/(\sigma_1 - \sigma_3)$) eşittir (Şekil 6.4a). a ve b parametreleri, deney sonuçlarının 6.1 bağıntısından yararlanılarak $\frac{\epsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} \sim \epsilon$ eksen takımında yerine yazılmasıyla Şekil 6.4b'de görüldüğü gibi elde olunur.



Şekil 6.4 : (a) Gerilme-şekil değiştirme diagramında a ve b parametrelerinin anlamı
(b) Hiperbolik bağıntının grafik gösterimi

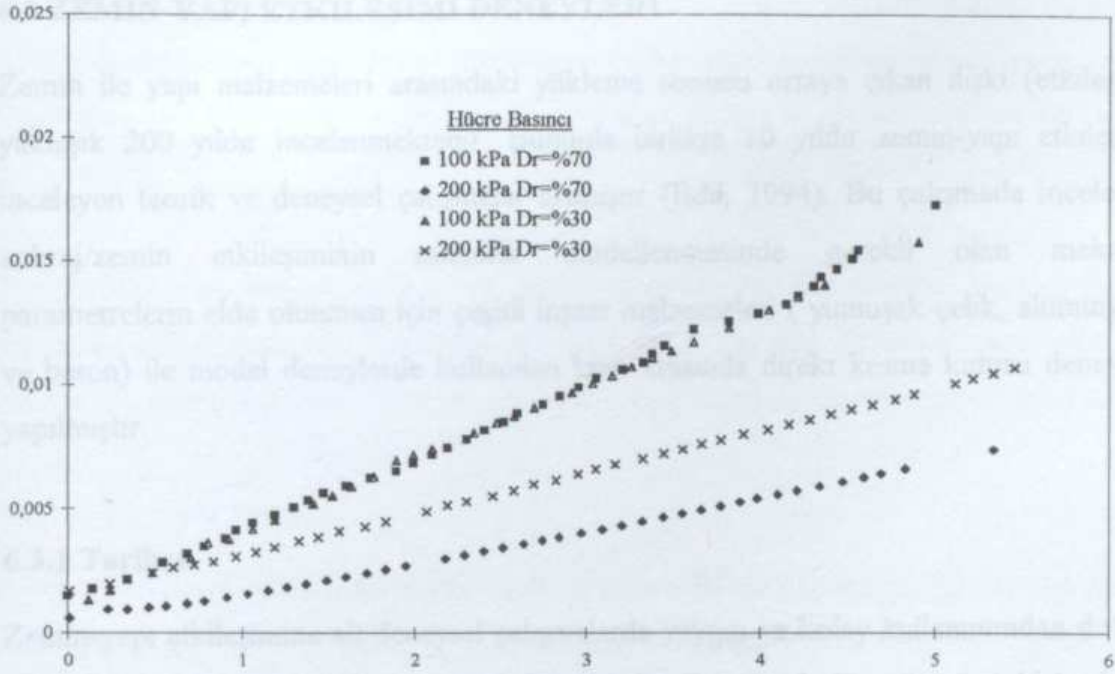
Şekil 6.3'de grafiği verilen iki farklı sıklıkta ve hücre basıncında yapılan üç eksenli basınç deneyleri sonuçlarının 6.1 bağıntısından yararlanılarak yukarıdaki paragrafta açıklandığı gibi $\frac{\epsilon}{\sigma_1 - \sigma_3} \sim \epsilon$ eksen takımında oluşturduğu grafik Şekil 6.5'de verilmiştir. Bu grafik

yardımı ile a ve b parametrelerinin yanı sıra kumun farklı sıklık ve hücre basınçlarına karşın başlangıç (tanjant) elastisite modülleri belirlenmiştir. E_t , başlangıç elastisite modülünün değişik çevre basınçları için Janbu (1963) tarafından önerilen

$$E_t = K \sigma_p \left(\frac{\sigma_3}{\sigma_p} \right)^n \quad (6.2)$$

bağıntıdan yararlanarak mümkün olabilir. Burada K ve n malzeme parametreleri olup üç eksenli basınç deneylerinden bulunabilir. σ_3 çevre basıncı, σ_p ise atmosfer basıncını göstermektedir.

Bu çalışmada incelenen kum üzerinde yapılan üç eksenli basınç deneylerinde elde olunan sonuçların toplu değerlendirilmesi Tablo 6.3'de görülmektedir.



Şekil 6.5 : Üç eksenli basınç deneyi sonuçlarının hiperbolik bağıntı ile gösterimi

Tablo 6.3 : Üç eksenli basınç deneyinden elde olunan mekanik parametreler

D_r (%)	σ_3 (kPa)	a (kPa^{-1})	b (kPa^{-1})	E_i (kPa)	ϕ (°)	K	n
70	100	8.5E-6	0.00277	117647	40	1166	0.28
	200	7.E-6	0.00115	142857			
30	100	1.7E-5	0.00351	60606	34	602	0.40
	200	1.3E-5	0.00160	80000			

6.3 ZEMİN-YAPI ETKİLEŞİMİ DENEYLERİ

Zemin ile yapı malzemeleri arasındaki yükleme sonucu ortaya çıkan ilişki (etkileşim) yaklaşık 200 yıldır incelenmektedir. Bununla birlikte 30 yıldır zemin-yapı etkileşimi inceleyen teorik ve deneysel çalışmalar artmıştır (Edil, 1994). Bu çalışmada incelenen ankraj/zemin etkileşiminin nümerik modellenmesinde gerekli olan mekanik parametrelerin elde olunması için çeşitli inşaat malzemeleri (yumuşak çelik, alüminyum ve beton) ile model deneylerde kullanılan kum arasında direkt kesme kutusu deneyleri yapılmıştır.

6.3.1 Tarihçe

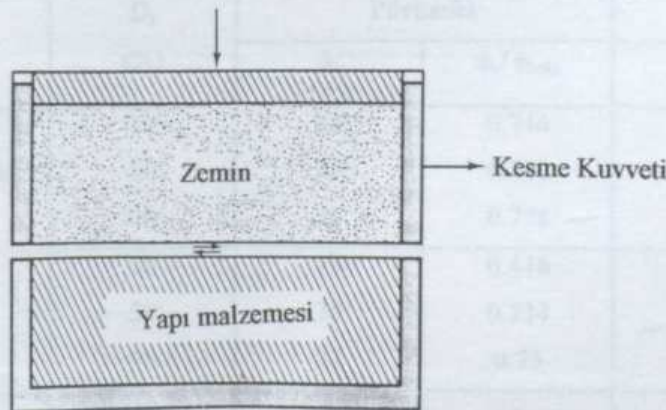
Zemin-yapı etkileşimine ait deneysel çalışmalarda yaygın ve kolay kullanımından dolayı, genellikle direkt kesme kutusu tercih edilmektedir. Bu amaçla literatüre bakıldığında ilk olarak Potyondy (1961), farklı tipteki zemin ile çeşitli inşaat malzemeleri arasındaki yüzey sürtünmelerinden meydana gelen sürtünme açılarını kesme kutusu deneylerinden saptamıştır. Bu deneyler, yüzey sürtünmesinin zemin dane boyutlarının dağılımıyla, normal gerilme ve yapı malzemeleri türünün bir fonksiyonu olduğunu ortaya koymuştur. Daha sonra Brumund ve Leonards (1973) da aynı amaçla bir seri direkt kesme kutusu deneyleri yapmışlardır. Benzer bir çalışma Acar, Durgunoğlu ve Tümay (1982) tarafından çeşitli inşaat malzemeleri ile yapılmıştır. Sevena (1981) dairesel kesitli düzeneği ile, Desai vd. (1985) ise geliştirdikleri çok serbestlik dereceli ve tekrarlı (dinamik) bir kesme kutusu düzeneği ile zemin-yapı temas yüzeylerinin davranışını, yani ara yüzey davranışını incelemişlerdir. Bossher ve Ortiz (1987) kesme kutusu deneylerini kullanarak çeşitli kayalar ve betonun kum zeminlerde tekrarlı yükler altında etkileşimini araştırmışlardır. Boulon (1989) düzlem direkt kesme aletini sabit gerilme veya sabit hacim altında yapan deneyler yerine, normal gerilmeyi bir elektronik transdüser ile belirleyebilecek şekilde yeniden düzenlemişlerdir. Uesugi ve Kishida (1986) kesme kutusu deneyi sırasında, kum ve çelik arasında danelerin yer değişimini belirlemek üzere bir refleks kamera kullanmışlar ve danelerin yer değişimini görüntülemeyi başarmışlardır. Buna paralel olarak Yashimi ve Kishida (1987), düzlem kesme kutusundan daha gerçekçi

sonuçlar veren burulmalı bir daire kesme kutusu düzeneğini kullanmışlardır. Sengera, (1992) direkt kesme kutusu aletini istenildiğinde sabit normal gerilme altında veya hacim değişimine izin verilmediği sabit hacimli deneyler yapmaya olanak tanıyan bir şekle geliştirmiştir.

Bu çalışmada ise üniform bir kum ile çeşitli inşaat malzemeleri (beton, alüminyum ve yumuşak çelik) arasındaki etkileşim standart direkt kesme kutusu deney aleti ile incelenmiş, nümerik analizler için gerekli mekanik parametreler üretilmeye çalışılmıştır.

6.3.2 Deneylerin Yapılışı

Deneyler dikdörtgen kesitli bir direkt kesme kutusu aletinde yapılmıştır. Kullanılan deney aletinin boyutları 5 cm x 5 cm olup, yapı malzemesi alt başlığa yerleştirilmiştir (Şekil 6.6). Çalışmalarda dikkate alınan alüminyum ve çelik levha halinde olup, kesme kutusunda kumla bir kesme yüzeyi teşkil edilecek şekilde bir ahşap bloğa yapıştırılarak alt başlığa yerleştirilmiştir. Ayrıca bu malzemeler ilk olarak pürüzsüz, daha sonra yüzeyleri pürüzlendirilerek deneye tabi tutulmuşlardır. Pürüzlülük çelik ve alüminyum üzerine ince bir kum tabakası yapıştırılarak gerçekleştirilmiştir. Beton ile yapılan deneylerde ise betonun kendi pürüzlülüğü yeterli görülerek ilave bir pürüzlendirme yapılmamıştır. Ancak kullanılan beton numunesi, araştırma konusu kum ile hazırlanmıştır (Acar vd., 1982). Deneylerde kullanılan malzemelerin özellikleri aşağıda verilmiştir.



Şekil 6.6 : Zemin yapı etkileşiminin araştırıldığı direkt kesme kutusu

Çelik : 3 mm kalınlığında, St33 çeliğinden imal edilmiş, yüzey pürüzlülüğünün elle hissedilmediği saçıdır.

Alüminyum : 2 mm kalınlığında, yumuşak alüminyum plaka olup, pürüzlülüğü hissedilmemektedir.

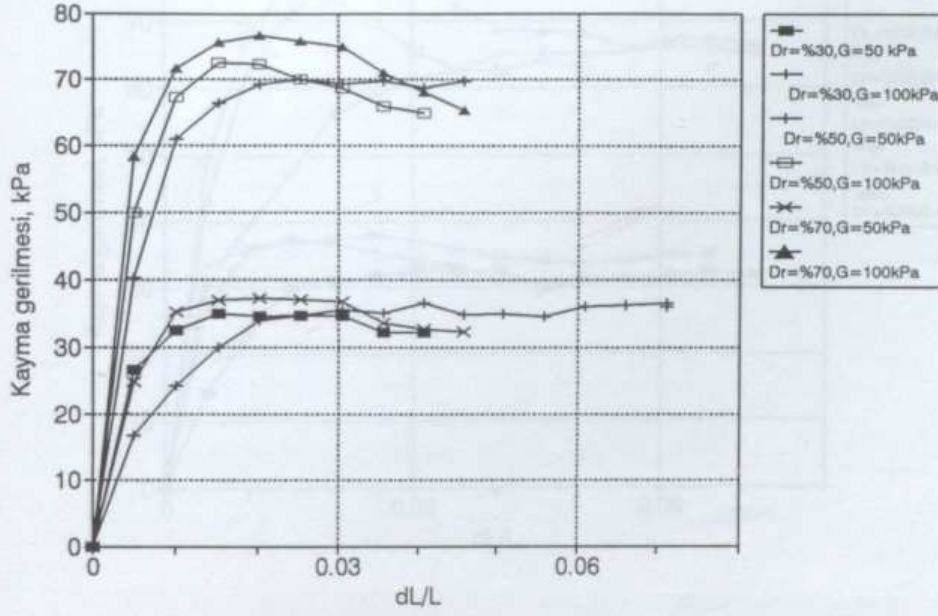
Beton : 5 cm x 5 cm x 3 cm boyutlarında, çalışmalarda kullanılan kum ile YTÜ Yapı Malzemeleri Laboratuvarı'nda imal edilmiştir. Beton numune imal edildiği tarihten bir hafta sonra kesme deneyinde kullanılmaya uygun hale geldiği görülmüştür. Hazırlanan beton numunenin 28 günlük basınç dayanımı 20 N/mm^2 olarak belirlenmiştir.

Tüm deneylerde 50 kPa ve 100 kPa düşey normal gerilme uygulanmış ve %30, %50 ve %70 relatif sıklıkta hazırlanan kum numuneler ile gerçekleştirilmiştir. Değişik sıklık ve yük kademelerine göre her bir malzeme için elde olunan kayma gerilmesi-yatay deformasyon eğrileri şekillerle gösterilmiştir. Şekil 6.7 ve Şekil 6.8'de sırasıyla alüminyum-kum etkileşiminde pürüzlü ve pürüzsüz alüminyum durumlarına göre kayma gerilmesi - yatay deformasyon değişimi görülmektedir. Şekil 6.9 ve Şekil 6.10'da sırasıyla çelik-kum etkileşiminde pürüzlü ve pürüzsüz çelik için kayma gerilmesi-yatay deformasyon değişimi görülmektedir. Şekil 6.11'de ise benzer şekilde beton-kum etkileşimi kayma gerilmesi-yatay deformasyon eğrilerinin sıklık ve düşey gerilme seviyesine göre değişimi görülmektedir. Bu deneylerden elde olunan bulguların özeti Tablo 6.4' görülmektedir.

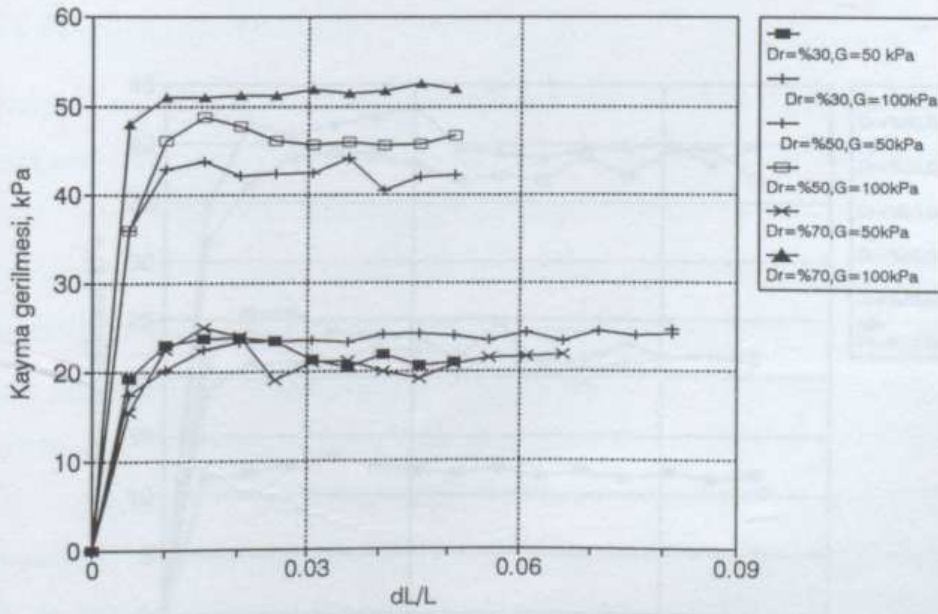
Tablo 6.4 : Kum/Yapı etkileşimi deney sonuçları

MALZEME	D_r (%)	Pürüzsüz		Pürüzlü	
		ϕ_a (°)	ϕ_a / ϕ_{kum}	ϕ_a (°)	ϕ_a / ϕ_{kum}
ALÜMİNYUM	30	25	0.746	33	0.985
	50	26	0.742	34	0.944
	70	28	0.778	35	0.972
ÇELİK	30	15	0.448	33	0.981
	50	25	0.714	37	1.076
	70	27	0.75	38	1.075
BETON	30	-	-	35	1.044
	50	-	-	37	1.057
	70	-	-	39	1.083

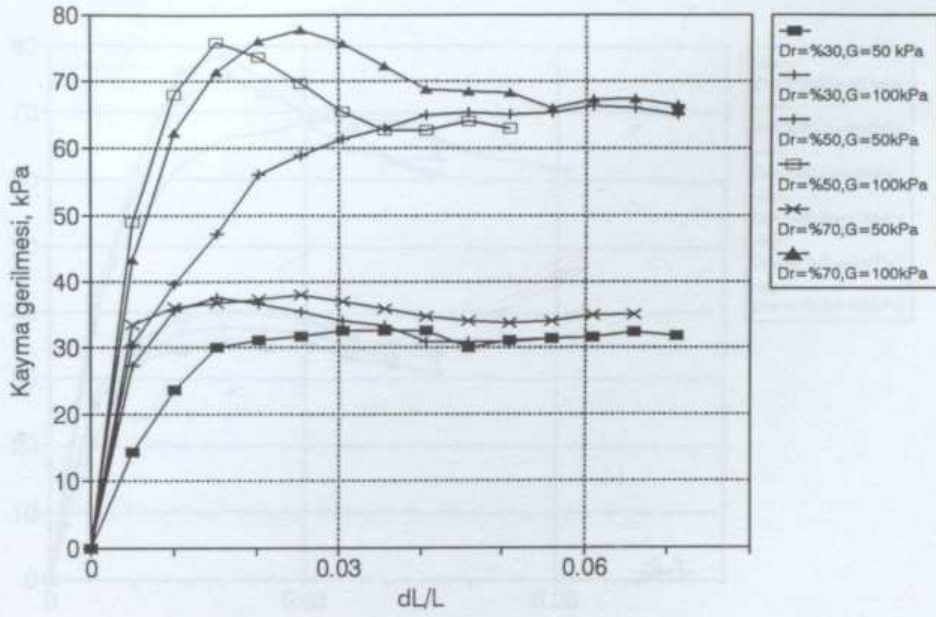
Burada ϕ_a yapı malzemesi ile kum arasındaki sürtünme açısı'dır.



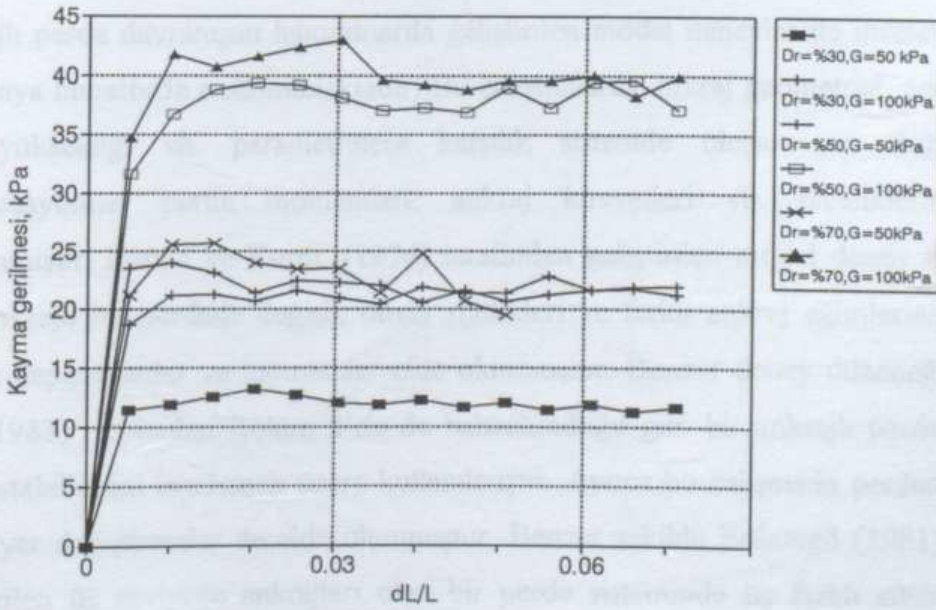
Şekil 6.7 : Alüminyum-kum etkileşimi (pürüzlü)



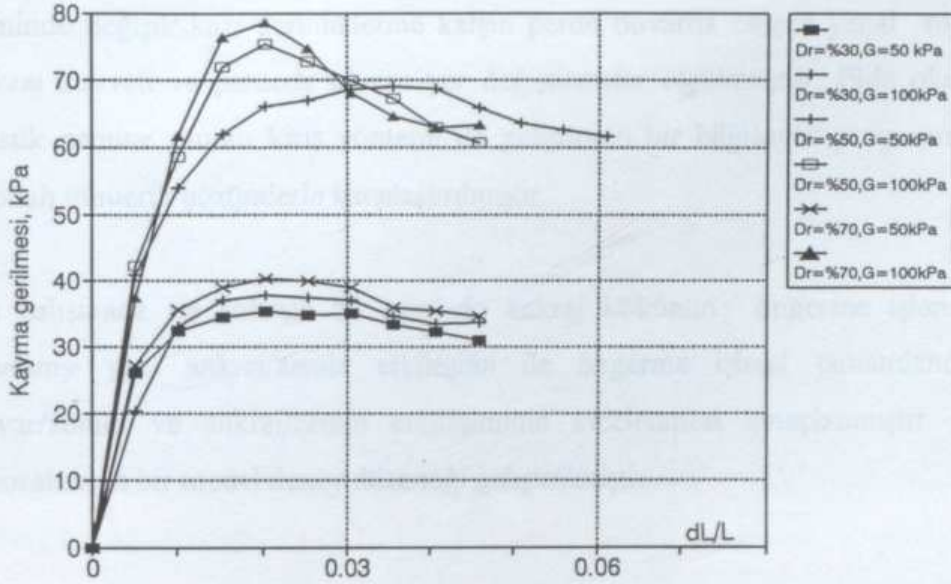
Şekil 6.8 : Alüminyum-kum etkileşimi (pürüzsüz)



Şekil 6.9 : Çelik-kum etkileşimi (pürüzlü)



Şekil 6.10 : Çelik-kum etkileşimi (pürüzsüz)



Şekil 6.11 : Beton-kum etkileşimi

6.4 MODEL DENEYLER

Ankrajlı perde davranışını laboratuarda geliştirilen model deneyler ile inceleyen bir çok çalışmaya literatürde rastlanılmaktadır. Bu çalışmalarda ankraj geometrisi, zemin sıklılığı, kazı yüksekliği vb. parametrelere karşılık sistemde oluşan yer değiştirme ve deformasyonlar, perde momentleri, ankraj kuvvetleri vb. niceliklerin değişimi incelenmiştir. Hanna ve Kurdi, (1974) tarafından geliştirilen model deney düzeneği ile çok ankrajlı bir perdede değişik duvar rijitlikleri ve farklı ankraj eğimlerinde, perdede oluşan deplasmanlar ve momentler elde olunmuştur. Benzer deney düzeneği Anderson vd., (1983) tarafından Bölüm 4'de de bahsolunduğu gibi bir ankrajlı perde sisteminin genel stabilitesini incelemek üzere kullanılmıştır. Ayrıca bu çalışmada perdede meydana gelen yer değiştirmeler de elde olunmuştur. Benzer şekilde Erdemgil (1981) tarafından geliştirilen üç seviyede ankrajları olan bir perde sisteminde üç farklı sıklıkta değişik ankraj kökü geometrileri (çap ve uzunluk) için perde önünde yapılan kazı sonrasında perdede meydana gelen yer değiştirmeler tespit olunmuştur.

Yukarıda bahsolunan çalışmalara ek olarak Costopoulos (1986) tarafından tek ankrajlı bir model deney düzeneğinde yapılan çalışma örnek verilebilir. Bu çalışmada kum bir zeminde değişik kazı derinliklerine karşın perde duvarda oluşan yanal toprak basıncı, ankraj kuvveti ve perdede oluşan yer değiştirmeler ölçülmüştür. Elde olunan bulgular elastik zemine oturan kiriş yöntemi ile geliştirilen bir bilgisayar programı kullanılarak yapılan nümerik çözümlerle karşılaştırılmıştır.

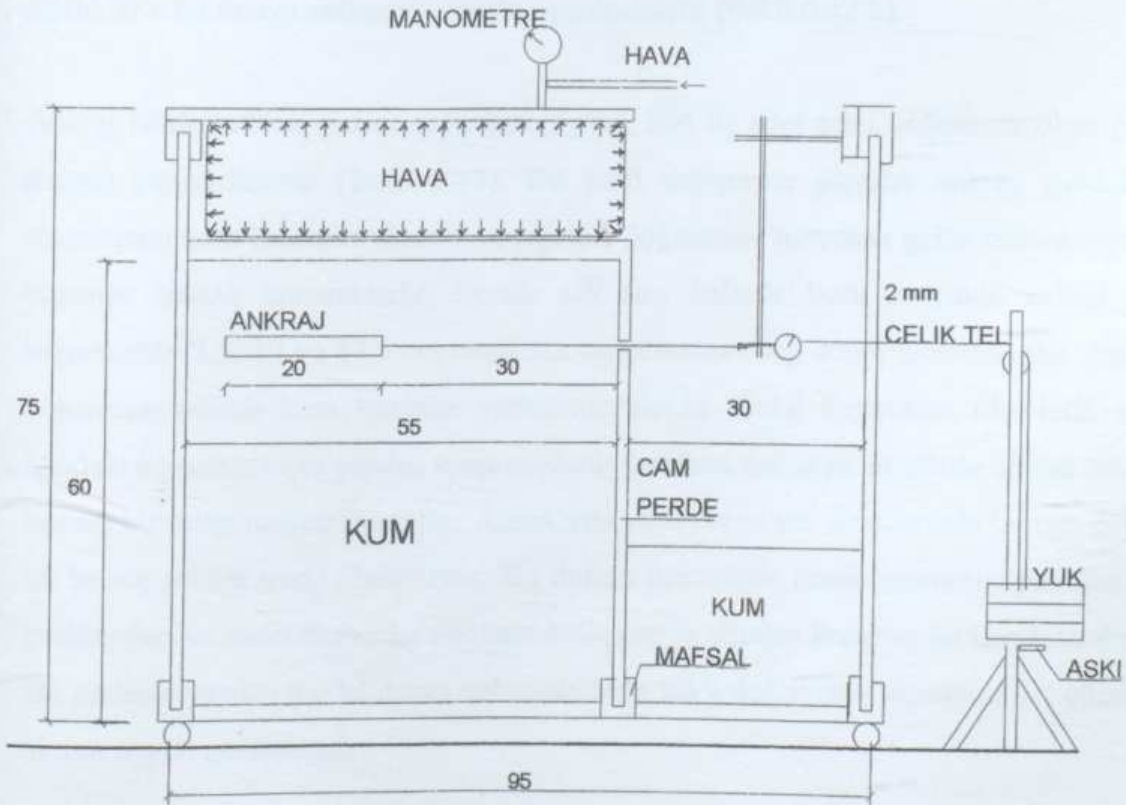
Bu çalışmada ise ankrajlı bir perdede ankraj kökünün öngerme işlemi sırasındaki davranışı yani ankraj/zemin etkileşimi ile öngerme işlemi tamamlandıktan sonra duvar/zemin ve ankraj/zemin etkileşiminin incelenmesi amaçlanmıştır. Bu nedenle laboratuarda bir model deney düzeneği geliştirilmiştir.

6.4.1 Deney Düzeneği

Model deneyler 70 cm x 95 cm x 75 cm (genişlik x uzunluk x yükseklik) boyutlarında bir model tankı içerisinde yapılmıştır (Şekil 6.12 a ve b). Bu model tankı, çelik profiller ile imal edilmiş olup kenarları cam kaplıdır. Bu şekilde hem kenar sürtünmeleri azaltılmış hem de kumun yerleştirilmesi ve deney sırasında hareketi gözlenebilmiştir. Ayrıca model tankın tabanında perdenin yerleştirilmesine olanak tanıyan bir yuva oluşturulmuştur. Bu şekilde perdenin tabanında yanal ötelenmesi önlenmiş ve perdeye gelecek aktif toprak basıncı etkilerinin yalnızca dönmeden kaynaklanmasına müsaade edilmiştir. Perde ise 7 mm kalınlığında ve model deney tankı içerisinde serbestçe hareket edebilecek şekilde imal edilmiş olup 57 cm genişliğinde ve 60 cm yüksekliğindedir. Perde üzerinde zemin yüzünden 10 cm aşağıda ve yatayda perde ortasında yer alan bir delik açılmış ve bu delikten deney sırasında ankraj teli geçirilmiştir. Bu delik üzerinde yerleştirilen bir vida ile ankraj telinin hareketi gerektiğinde önlenmiştir. Bu şekilde öngerme yükünün sistemde kalması sağlanmıştır. Deneyler sırasında perdenin öne hareketinden dolayı arkasındaki



Şekil 6.12a : Model tankı



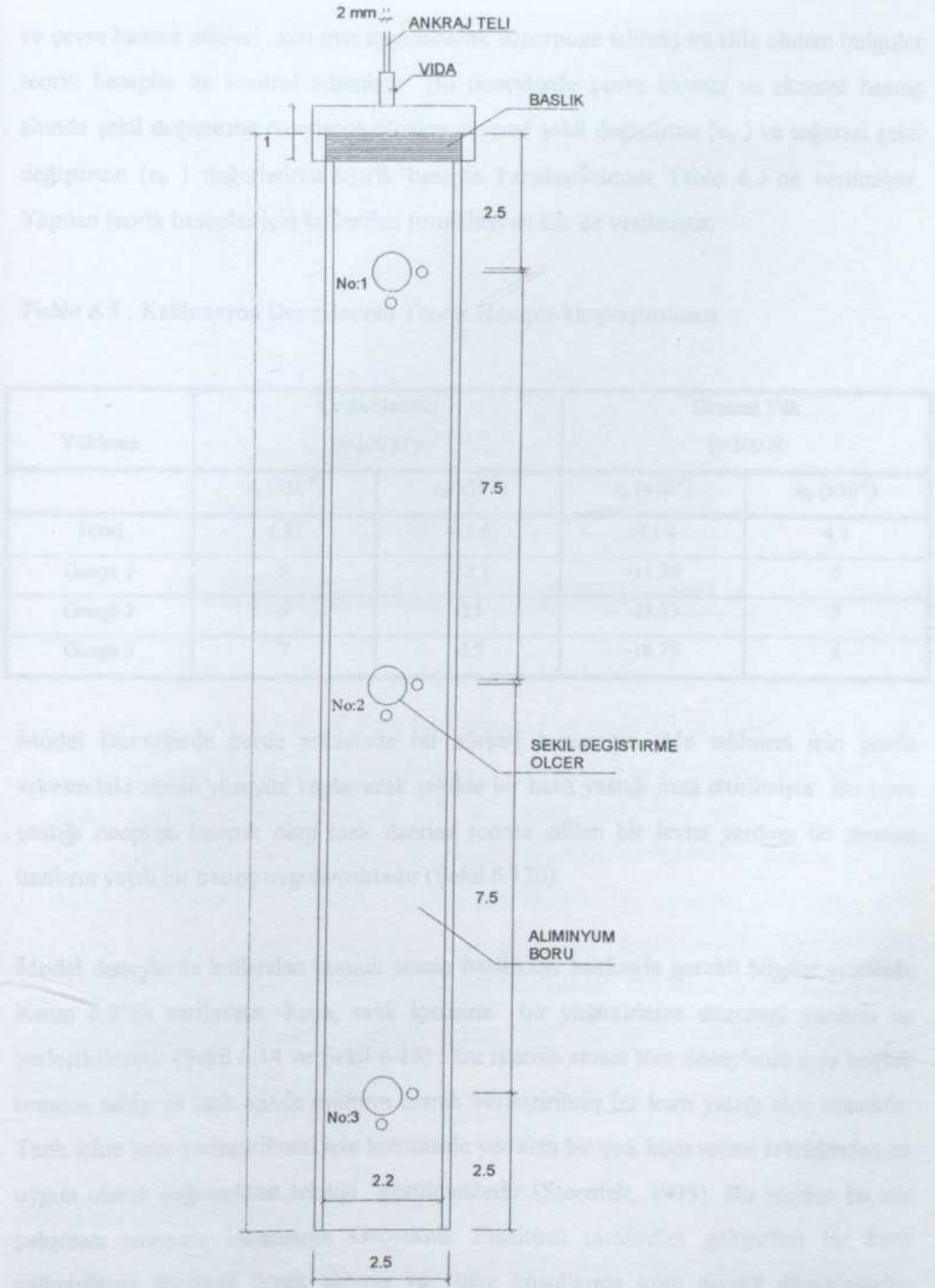
Şekil 6.12b : Ankrajlı perde modeli kesiti

kumun kenarlarından akmasını önlemek için buralara penye kumaşdan kesilen şeritler yapıştırılmıştır. Bu işlem sonucunda perdenin hareketini kısıtlıyacak istenmeyen etkilerin ortaya çıkmamasına özen gösterilmiş ve perdenin tank içinde kenarlarla temas etmeden yalnız dönme hareketi yapması sağlanmıştır .

Ankraj teli 2 mm çapında çelik bir halat, ankraj kökü ise 25 mm çapında, 1.5 mm et kalınlığına sahip 20 cm uzunluğunda alüminyum bir borudan imal edilmiştir (Şekil 6.13). Alüminyum boru üzerinde imal edilen bir kapak ile ankraj teli merkezi olarak ankraj köküne bağlanmaktadır. Diğer yandan ankaj teli yukarıda da ifade edildiği gibi cam perdeden geçerek yükleme sistemine asılmaktadır. Ayrıca ankraj teli çelik profillerden teşkil edilen bir yükleme çerçevesinin üzerinde yer alan bir makaradan geçerek ağırlık (yük) asılmasına imkan veren şekle getirilmiştir. Bunun için ankraj teli üzerine monte edilen bir yük askısından yararlanılmış ve çekme kuvvetleri kademeli olarak sabit ağırlıkların bu askıya asılması suretiyle uygulanmıştır (Şekil 6.12 b).

Ankraj kökü üzerine, deformasyonları ölçmek için üç adet şekil değiştirme ölçer (strain gauge) yapıştırılmıştır (Şekil 6.13). Bu şekil değiştirme ölçerler ankrajı modelleyen alüminyum boru üzerinde eksenel ve teğetsel doğrultuda meydana gelen deformasyonları ölçmeye olanak tanımaktadır. Bunlar tek sıra halinde boru üzerinde ankraj kökü başucundan 2.5, 10 ve 17.5 cm uzaklıkta yer almakta olup deney sırasında üst yüzeyde bulunacak şekilde kum içerisine yerleştirilmişlerdir. Şekil değiştirme ölçerlerin zemin içindeki konumları için yapılan araştırmalarda bunların üst veya alt yüzde olması arasında önemli bir farka rastlanılmamıştır. Ancak yan yüzeylerde yer aldıklarında boruya daha az bir basınç geldiği tespit olunmuştur. Bu durum literatürde zemin içerisinde yer alan boru problemleri ve sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak yapılan hesaplar ile karşılaştırılmıştır. Bu nedenle yapılan model deney çalışmalarında şekil değiştirme ölçerlerin üst yüzde yer alması uygun görülmüştür.

Ankraj kökü modeli zemin içerisinde deneylere tabi tutulmadan önce üzerinde kalibrasyon deneyleri yapılmıştır. Bu deneylerde alüminyum boru üzerine eksenel basınç



Şekil 6.13 : Ankraj kökü modeli

ve çevre basıncı etkileri ayrı ayrı uygulanarak süperpoze edilmiş ve elde olunan bulgular teorik hesaplar ile kontrol edilmiştir. Bu deneylerde çevre basıncı ve eksenel basınç altında şekil değiştirme ölçerlerde ölçülen eksenel şekil değiştirme (e_z) ve teğetsel şekil değiştirme (e_θ) değerlerinin teorik hesapla karşılaştırılması Tablo 6.5'de verilmiştir. Yapılan teorik hesaplar için kullanılan formülasyon Ek 'de verilmiştir.

Tablo 6.5 : Kalibrasyon Deneylerinin Teorik Hesapla karşılaştırılması

Yükleme	Çevre Basıncı $p=100 \text{ kPa}$		Eksenel Yük $F=100 \text{ N}$	
	$e_z (x10^{-6})$	$e_\theta (x10^{-6})$	$e_z (x10^{-6})$	$e_\theta (x10^{-6})$
Teori	4.53	-11.6	-12.4	4.1
Gauge 1	5	-12.2	-11.25	5
Gauge 2	5	-13	-22.25	5
Gauge 3	7	-15	-18.75	5

Model Deneylerde perde arkasında bir sürşarj basıncının elde edilmesi için perde arkasındaki zemin yüzeyini kaplayacak şekilde bir hava yastığı imal ettirilmiştir. Bu hava yastığı neopren kauçuk olup tank üzerine monte edilen bir levha yardımı ile zemine üniform yayılı bir basınç uygulamaktadır (Şekil 6.12b).

Model deneylerde kullanılan kumun zemin özellikleri hakkında gerekli bilgiler yukarıda Kısım 6.2'de verilmiştir. Kum, tank içerisine bir yağmurlama düzeneği yardımı ile yerleştirilmiştir (Şekil 6.14 ve Şekil 6.15). Bu işlemin amacı tüm deneylerde aynı boşluk oranına sahip ve tank içinde üniform olarak yerleştirilmiş bir kum yatağı elde etmektir. Tank içine kum yerleştirilmesi için literatürde yer alan bir çok kum serme tekniğinden en uygun olarak yağmurlama tekniği görülmektedir (Steenfelt, 1973). Bu yüzden bu tez çalışması sırasında Danimarka Geoteknik Enstitüsü tarafından geliştirilen bir kum yağmurlama düzeneği örnek alınmış ve ülke koşullarına göre gerekli düzenlemeler yapılarak imal ettirilmiştir.

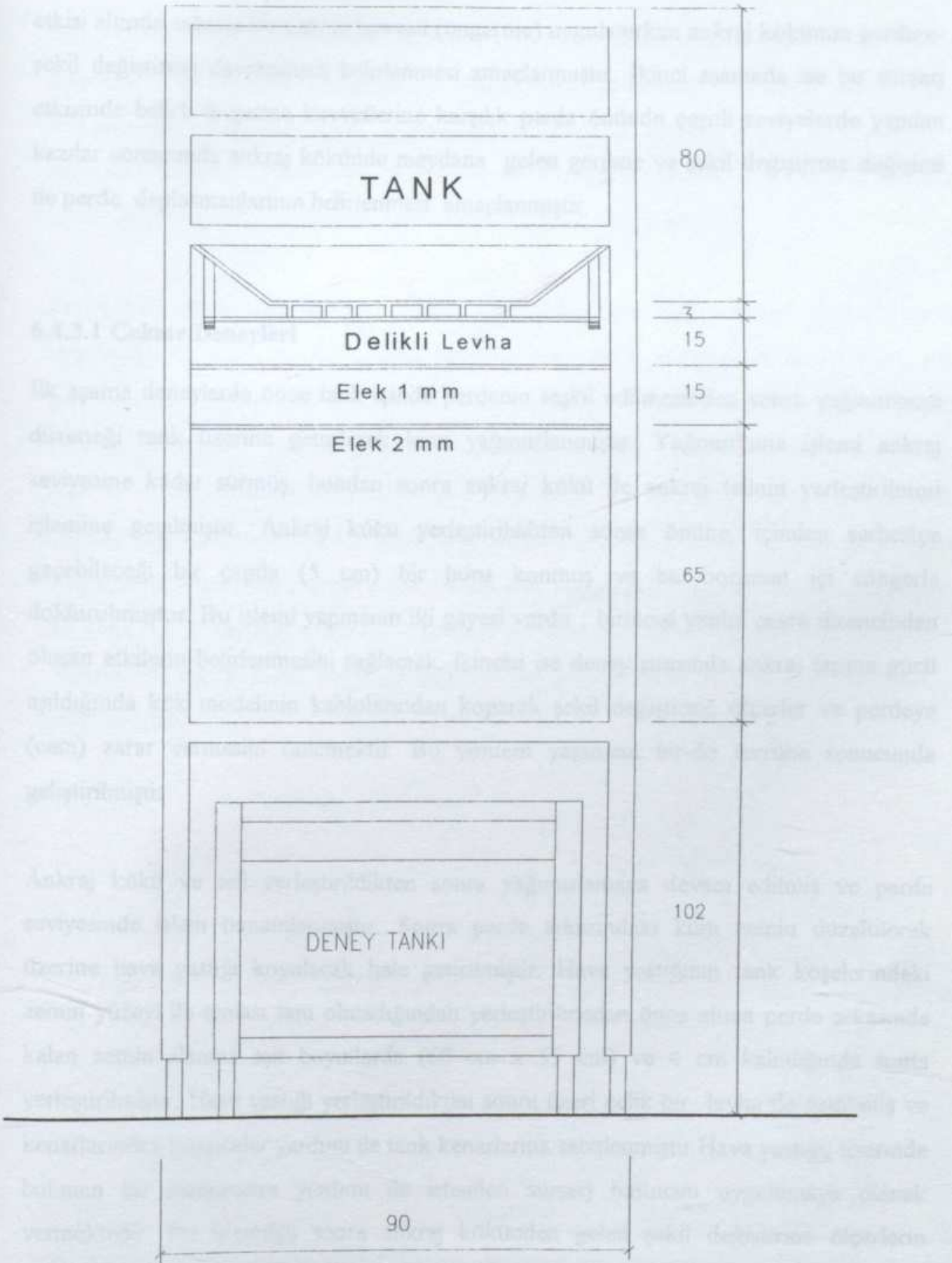


Şekil 6.14 : Yağmurlama Düzeneği

Yağmurlama düzeneği Fotoğrafi Şekil 6.14’de görüldüğü gibi 90 cm x 100 cm x 80 cm (genişlik x uzunluk x yükseklik) boyutlarında ve zeminden 210 cm yükseklikte tekerlekli bir aksam üzerine monte edilmiş bir tank, bu tankın altında yer alan ve bir elektrik motoru yardımı ile açılıp kapanan iki delikli plakadan ve bunların altında 15 cm aralıklarla yerleştirilmiş iki elekten meydana gelmektedir. Bu eleklerin aralıkları 1 mm olup kumun bunlar vasıtası ile saçılması (yağmurlanması) sağlanmaktadır. Bu eleklerden altta olanın model tankı üstünden yüksekliği 80 cm’dir. Ayrıca yağmurlama işlemi sırasında meydana gelen hava akımının yağmurlama işlemini bozmasını önlemek için düzeneğin çevresi bir örtü ile kaplanmıştır.

6.4.3 Deneylerin Yapılışı

Yukarıda anlatıldığı gibi geliştirilen laboratuvar ankrajlı perde modeli üzerinde deneyler iki aşamalı olarak gerçekleştirilmiştir. Birinci aşamada yapılan deneylerde belirli bir sürşarj



Şekil 6.15 : Yağmurlama düzeneği yan görünüşü

etkisi altında ankraja bir çekme kuvveti (öngerme) uygulanırken ankraj kökünün gerilme-şekil değiştirme davranışının belirlenmesi amaçlanmıştır. İkinci aşamada ise bir sürşarj etkisinde belirli öngerme kuvvetlerine karşılık perde önünde çeşitli seviyelerde yapılan kazılar sonucunda ankraj kökünde meydana gelen gerilme ve şekil değiştirme değişimi ile perde deplasmanlarının belirlenmesi amaçlanmıştır.

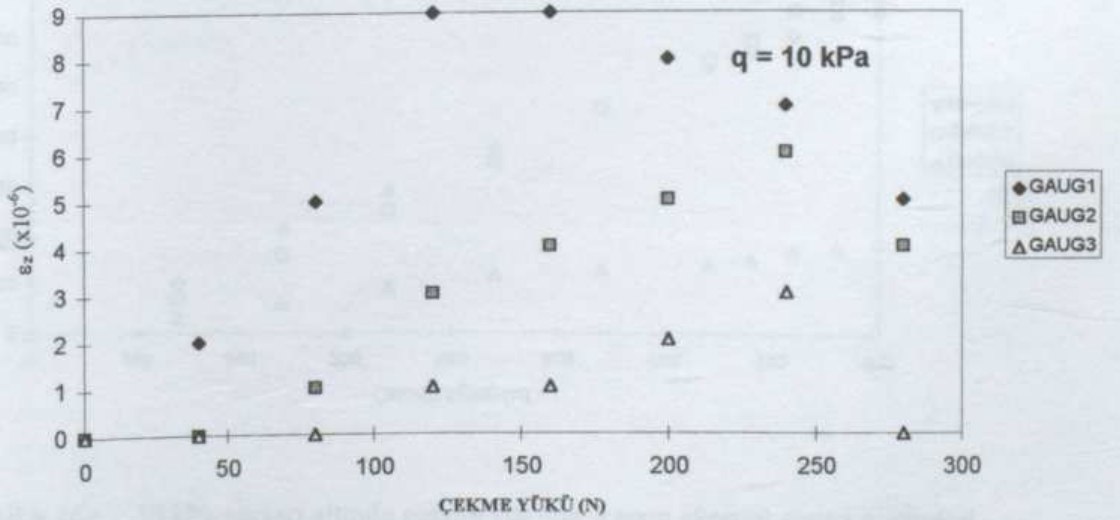
6.4.3.1 Çekme Deneyleri

İlk aşama deneylerde önce tank içinde perdenin teşkil edilmesinden sonra yağmurlama düzeneği tank üzerine getirilerek kum yağmurlanmıştır. Yağmurlama işlemi ankraj seviyesine kadar sürmüş, bundan sonra ankraj kökü ile ankraj telinin yerleştirilmesi işlemine geçilmiştir. Ankraj kökü yerleştirildikten sonra önüne, içinden serbestçe geçebileceği bir çapda (5 cm) bir boru konmuş ve bu borunun içi süngerle doldurulmuştur. Bu işlemi yapmanın iki gayesi vardır ; birincisi yalnız çevre direncinden oluşan etkilerin belirlenmesini sağlamak, ikincisi ise deney sırasında ankraj taşıma gücü aşıldığında kök modelinin kablolarından koparak şekil değiştirme ölçerler ve perdeye (cam) zarar vermesini önlemektir. Bu yöntem yaşanan bir-iki tecrübe sonucunda geliştirilmiştir.

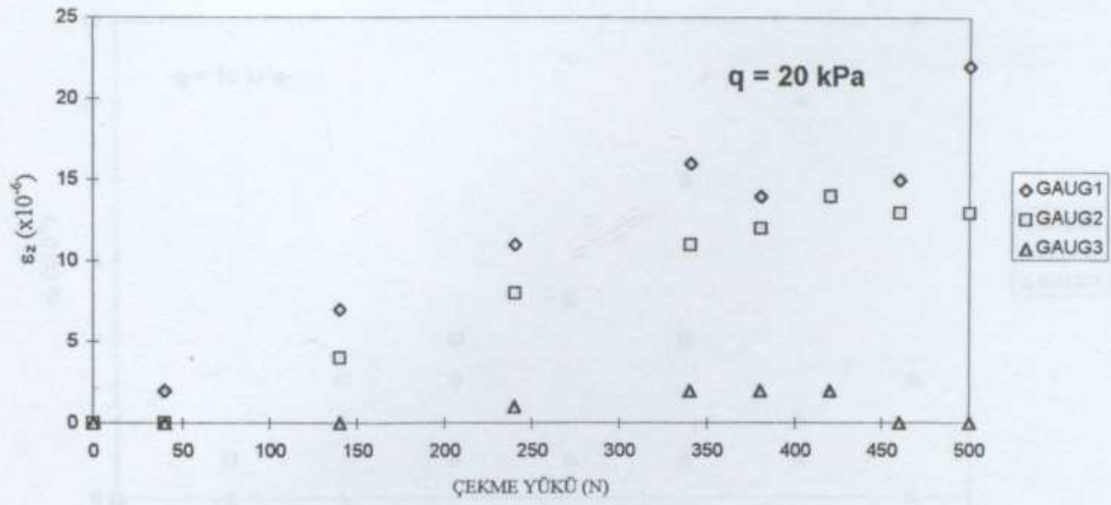
Ankraj kökü ve teli yerleştirildikten sonra yağmurlamaya devam edilmiş ve perde seviyesinde işlem tamamlanmıştır. Sonra perde arkasındaki kum zemin düzeltilerek üzerine hava yastığı koyulacak hale getirilmiştir. Hava yastığının tank köşelerindeki zemin yüzeyi ile teması tam olmadığından yerleştirilmeden önce altına perde arkasında kalan zemin alanına eşit boyutlarda (60 cm x 55 cm) ve 4 cm kalınlığında sunta yerleştirilmiştir. Hava yastığı yerleştirildikten sonra üzeri çelik bir levha ile örtülmüş ve kenarlarından işkenceler yardımı ile tank kenarlarına sabitlenmiştir. Hava yastığı, üzerinde bulunan bir manometre yardımı ile istenilen sürşarj basıncını uygulamaya olanak vermektedir. Bu işlemden sonra ankraj kökünden gelen şekil değiştirme ölçerlerin kabloları okuma ünitesine bağlanmıştır. Okuma ünitesi 20 kanallı bir köprü (switching box) ve ona bağlı dijital bir okuyucudan meydana gelmektedir. Bununla birlikte ankraj

teline monte edilen bir düzenek yardımı ile yükleme işlemi sonucunda ankraj kökünde meydana gelecek yer değiştirmeler saptanmaya çalışılmıştır. Burada ölçülen yer değiştirmeler ankraj kökündeki yer değiştirmeler ile birlikte ankraj telinde meydana gelen deformasyonlardır. Deneylerde ölçülen bu deformasyonlar ankraj kökü başlığının fazla esnek olmasının tespit edilmesi üzerine burada dikkate alınmamıştır.

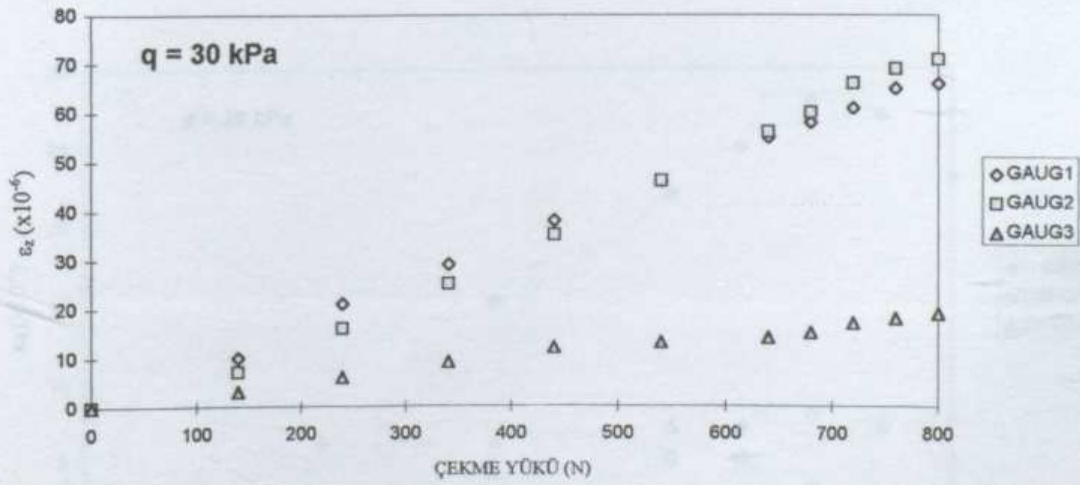
Deneylerde sürşarj yükü olarak 10,20,30 kPa'lık basınçlar uygulanmıştır. Sürşarj basıncı uygulandıktan sonra ankraj çekme işlemine geçilmiştir. Çekme işlemi sırasında yük kademelerine karşılık ankraj kökünde ortaya çıkan deformasyonlar eksenel ve teğetsel şekil değiştirmeler olarak yukarıda anlatıldığı şekilde yerleştirilen şekil değiştirme ölçerler ve bir okuma ünitesi yardımı ile ölçülmüştür. 10,20,30 kPa sürşarj basıncı altında değişik yük kademelerine karşın ankraj kökü üzerinde yeralan üç şekil değiştirme ölçerdeki eksenel şekil değiştirmeler Şekil 6.16 'da (a,b,c), teğetsel şekil değiştirmeler ise Şekil 6.17'de (a,b,c) verilmiştir. Burada görülen eksenel ve teğetsel şekil değiştirme değerlerinin ankraj kökü boyunca dağılımı ise Şekil 6.18 (a,b,c) ve 6.19'da (a,b,c) görülmektedir.



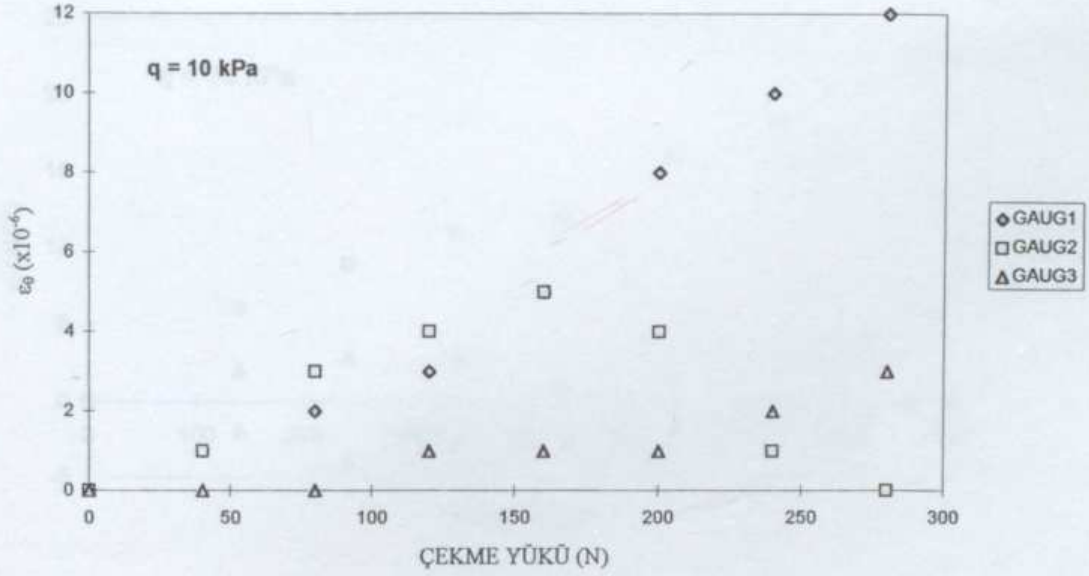
Şekil 6.16a : 10 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın eksenel gauge ölçümleri



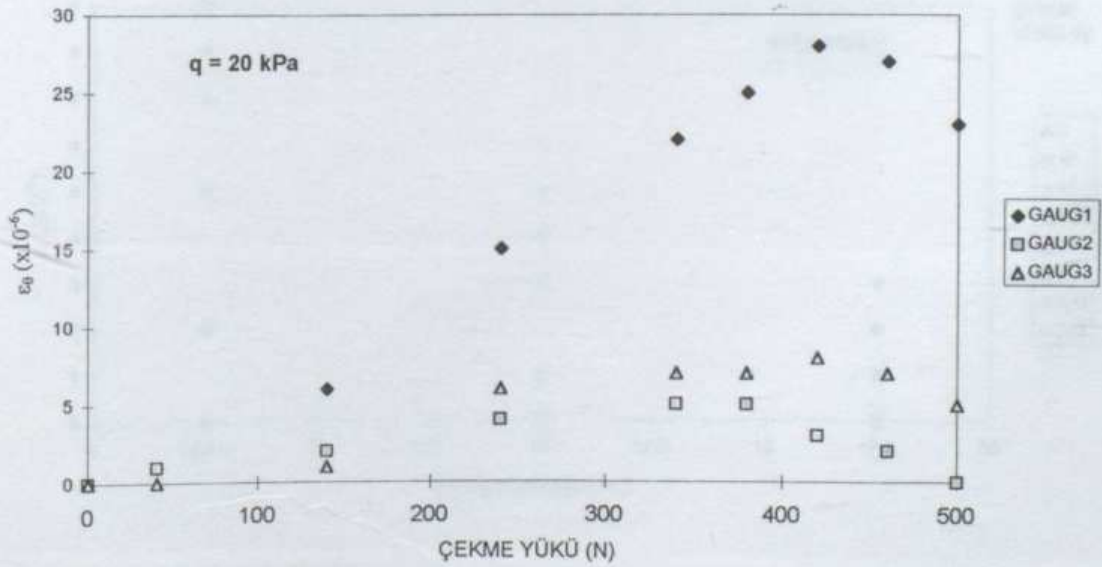
Şekil 6.16b : 20 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın eksenel gauge ölçümleri



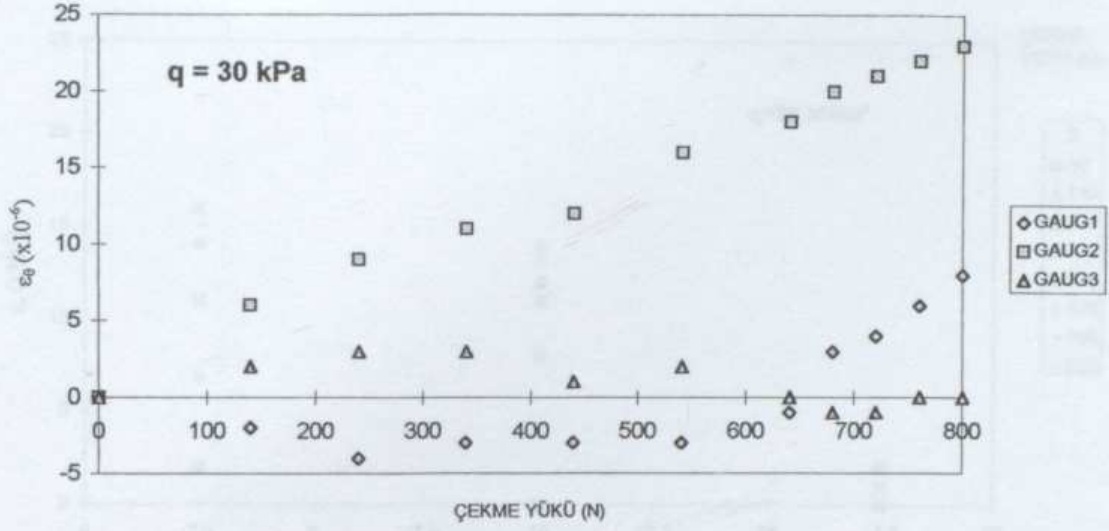
Şekil 6.16c : 30 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın eksenel gauge ölçümleri



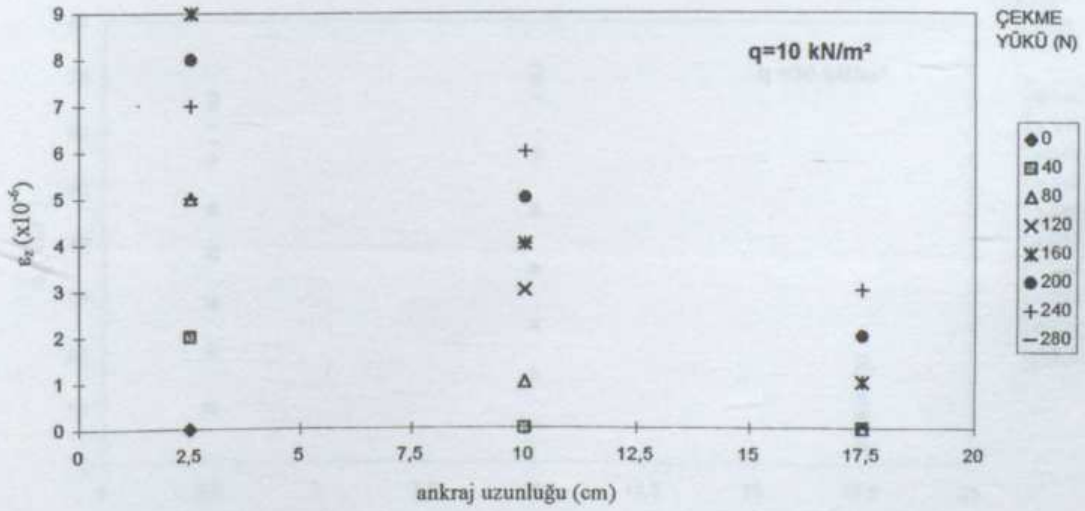
Şekil 6.17a : 10 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın teğetsel gauge ölçümleri



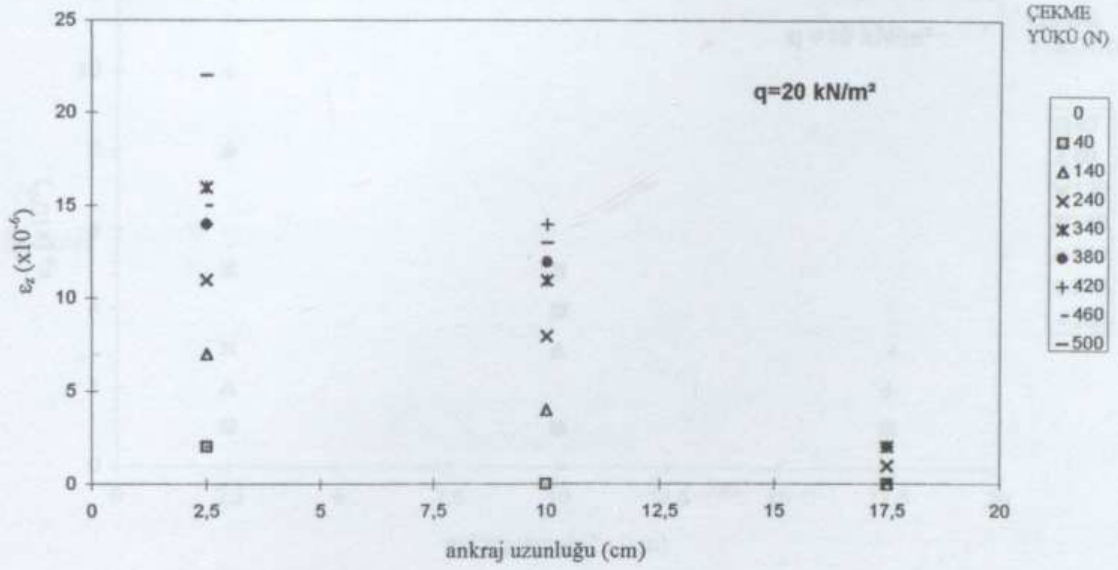
Şekil 6.17b : 20 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın teğetsel gauge ölçümleri



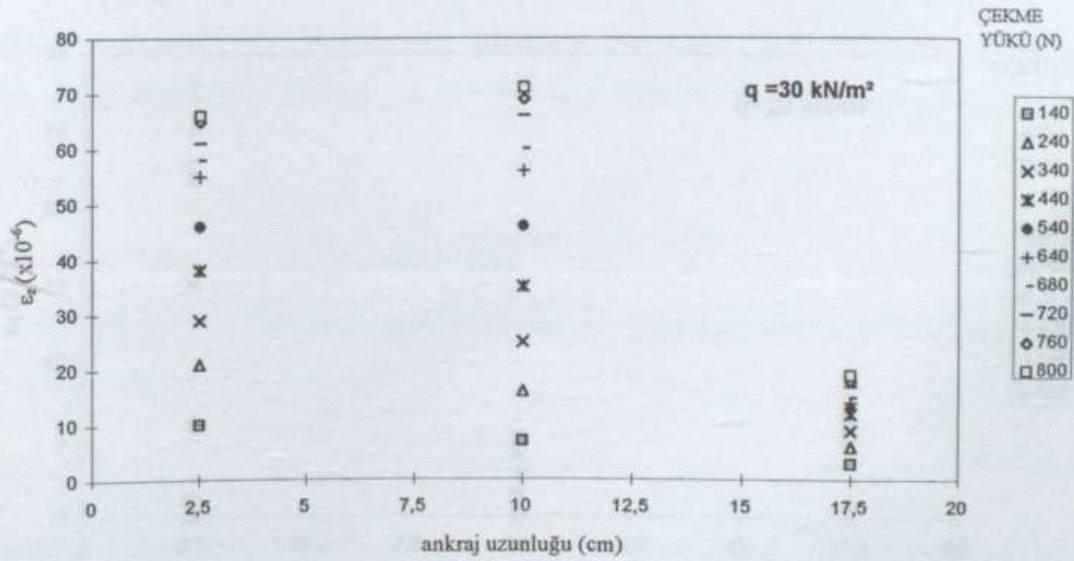
Şekil 6.17c : 20 kPa sürşarj altında çekme yüküne karşın teğetsel gauge ölçümleri



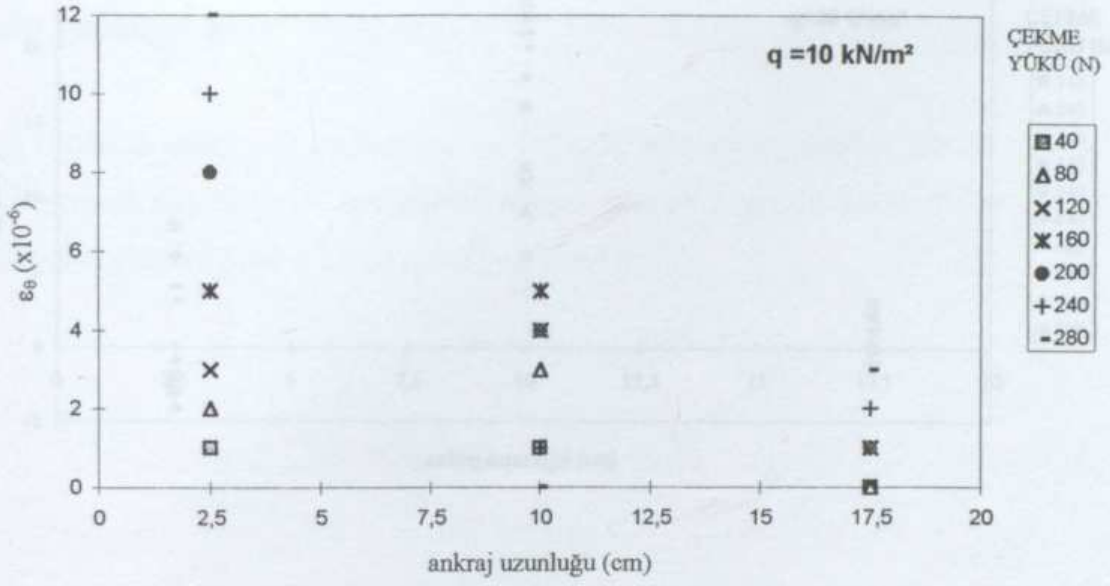
Şekil 6.18a : Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca aksel şekil değiştirmeler ($q = 10$ kPa)



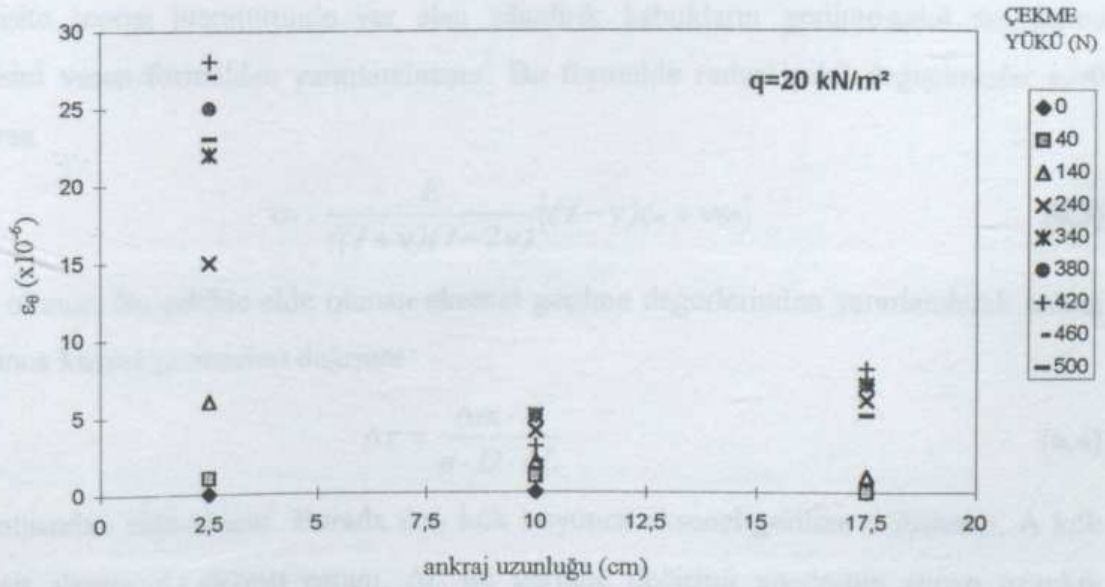
Şekil 6.18b : Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca eksenel şekil değiştirmeler
($q = 20 \text{ kPa}$)



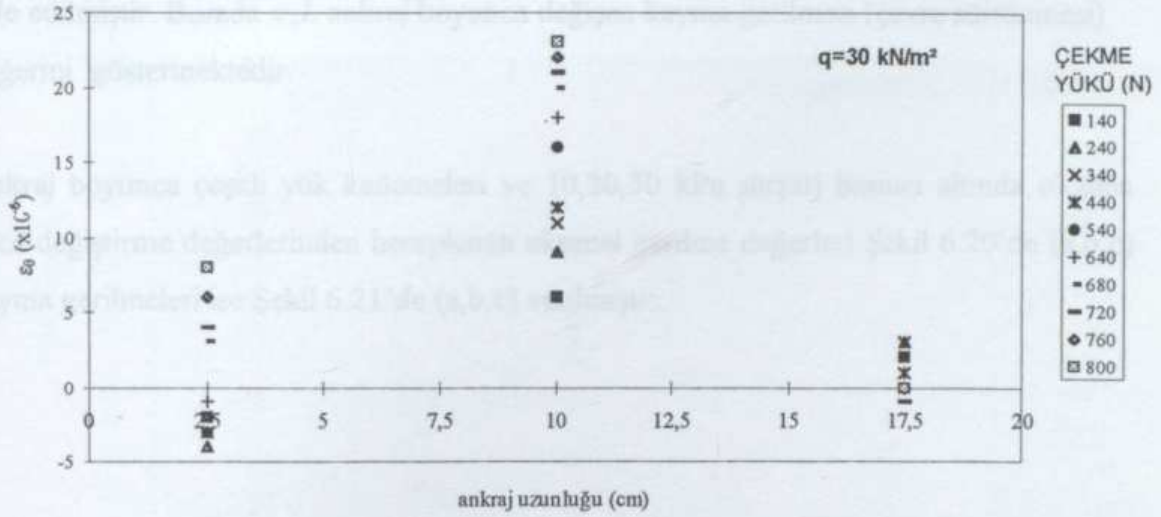
Şekil 6.18c : Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca eksenel şekil değiştirmeler
($q = 30 \text{ kPa}$)



Şekil 6.19a : Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca teğetsel şekil değiştirmeler ($q = 10 \text{ kPa}$)



Şekil 6.19b : Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca teğetsel şekil değiştirmeler ($q = 20 \text{ kPa}$)



Şekil 6.19c: Çekme yüklerine göre ankraj kökü boyunca teğetsel şekil değiştirmeler (q=30 kPa)

Deneylerde ölçülen şekil değiştirme değerlerini gerilme değerlerine dönüştürmek için elastisite teorisi literatüründe yer alan silindirik kabukların gerilme-şekil değiştirme ilişkisini veren formülden yararlanılmıştır. Bu formülde radyal şekil değiştirmeler $\epsilon_r=0$ alınırsa

$$\sigma_z = \frac{E}{((1+\nu)(1-2\nu))} [(1-\nu)\epsilon_z + \nu\epsilon_\theta] \quad (6.3)$$

elde olunur. Bu şekilde elde olunan eksenel gerilme değerlerinden yararlanılarak ankraj boyunca kayma gerilmeleri değişimi

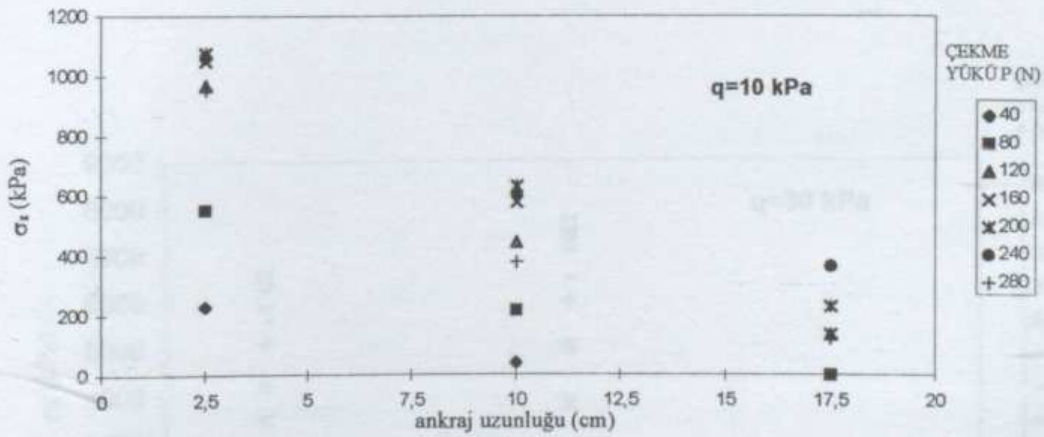
$$\Delta\tau = \frac{\Delta\sigma_z \cdot A}{\pi \cdot D \cdot \Delta L} \quad (6.4)$$

bağıntısından elde olunur. Burada $\Delta\sigma_z$ kök boyunca eksenel gerilme değişimini, A kök enkesit alanını, D enkesit çapını, ΔL ise gerilme değişimi gözönüne alınan uzunluk değerleridir. Bu formül ankraj taşıma gücü formülünden

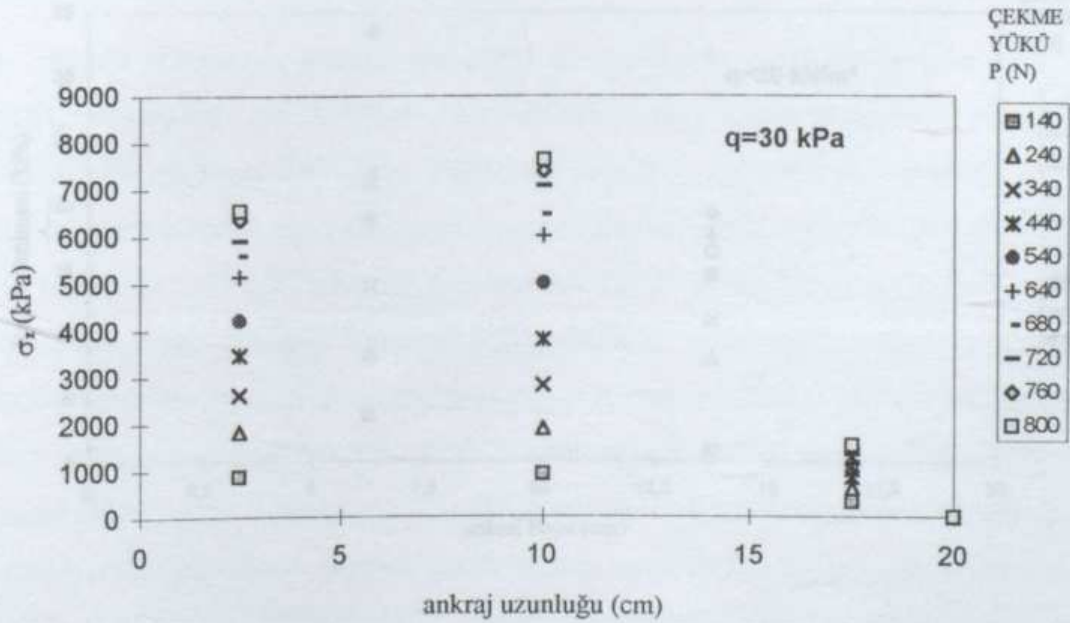
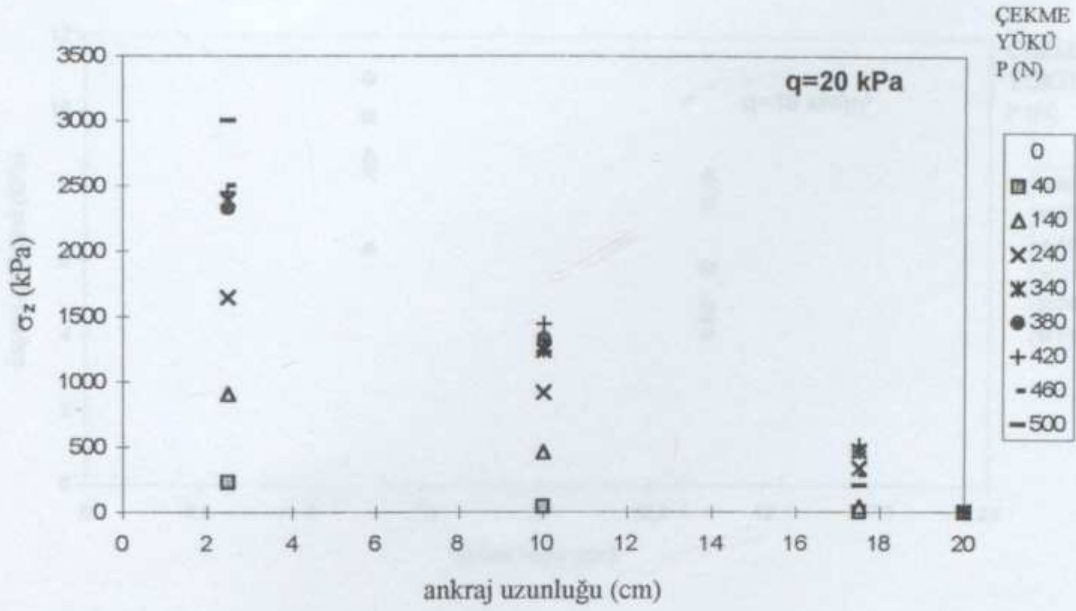
$$P = \int_0^L \pi \cdot D \cdot \tau \cdot dL \quad (6.5)$$

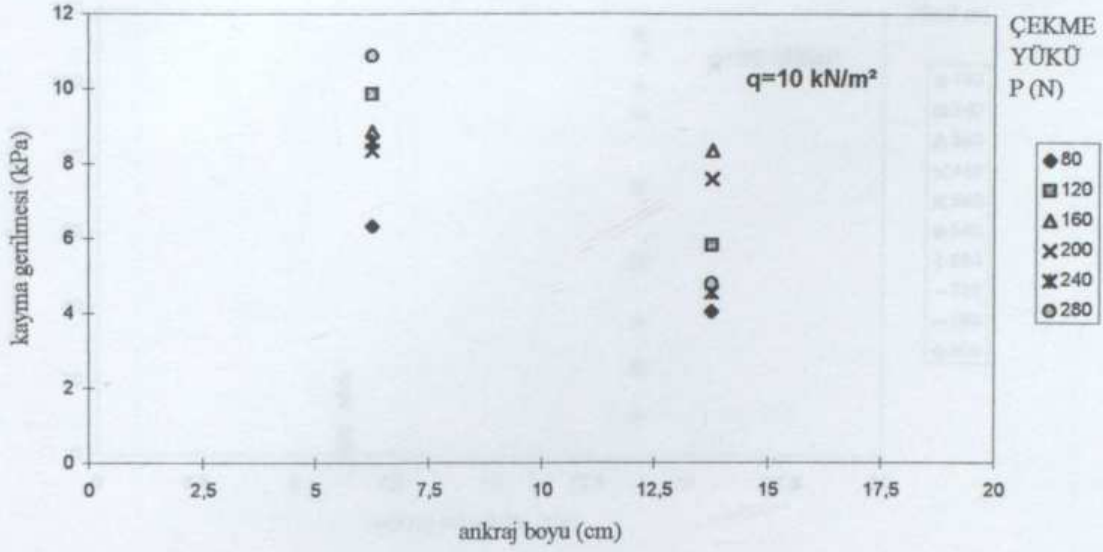
elde edilmiştir. Burada τ , L ankraj boyunca değişen kayma gerilmesi (çevre sürtünmesi) değerini göstermektedir.

Ankraj boyunca çeşitli yük kademeleri ve 10,20,30 kPa sürşarj basıncı altında ölçülen şekil değiştirme değerlerinden hesaplanan eksenel gerilme değerleri Şekil 6.20'de (a,b,c) kayma gerilmeleri ise Şekil 6.21'de (a,b,c) verilmiştir.

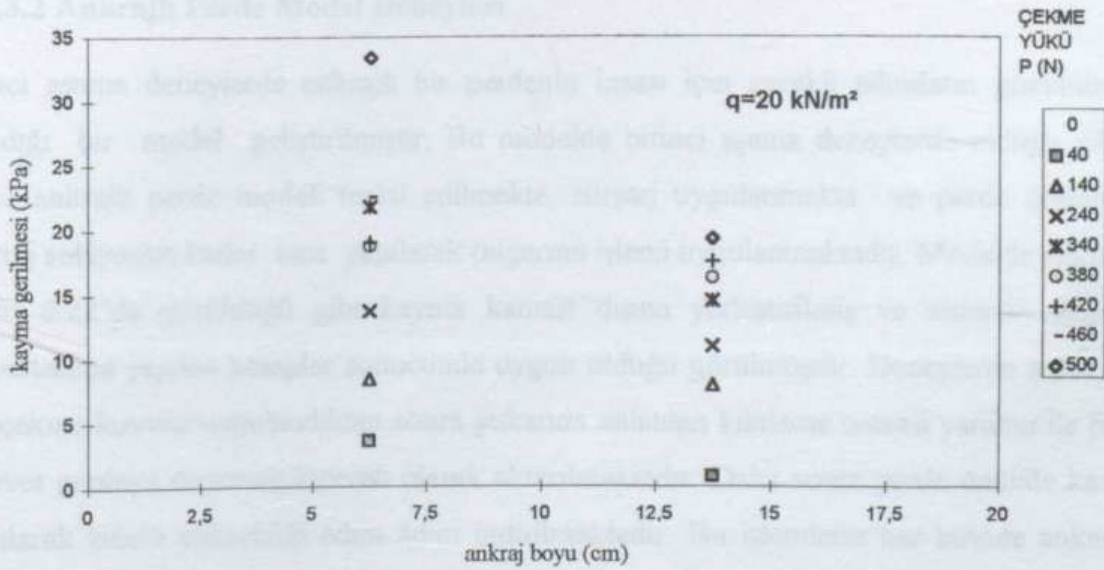


Şekil 6.20a : Çekme yüküne karşın kökte oluşan eksenel gerilmeler (q=10 kPa)

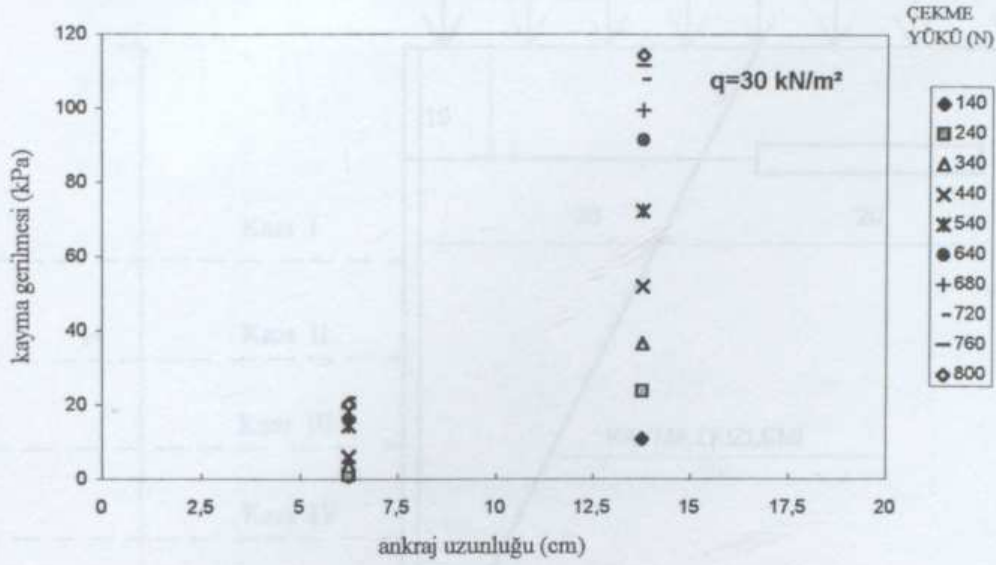




Şekil 6.21a : Çekme yüküne karşı kökte oluşan kayma gerilmeleri ($q = 10 \text{ kPa}$)



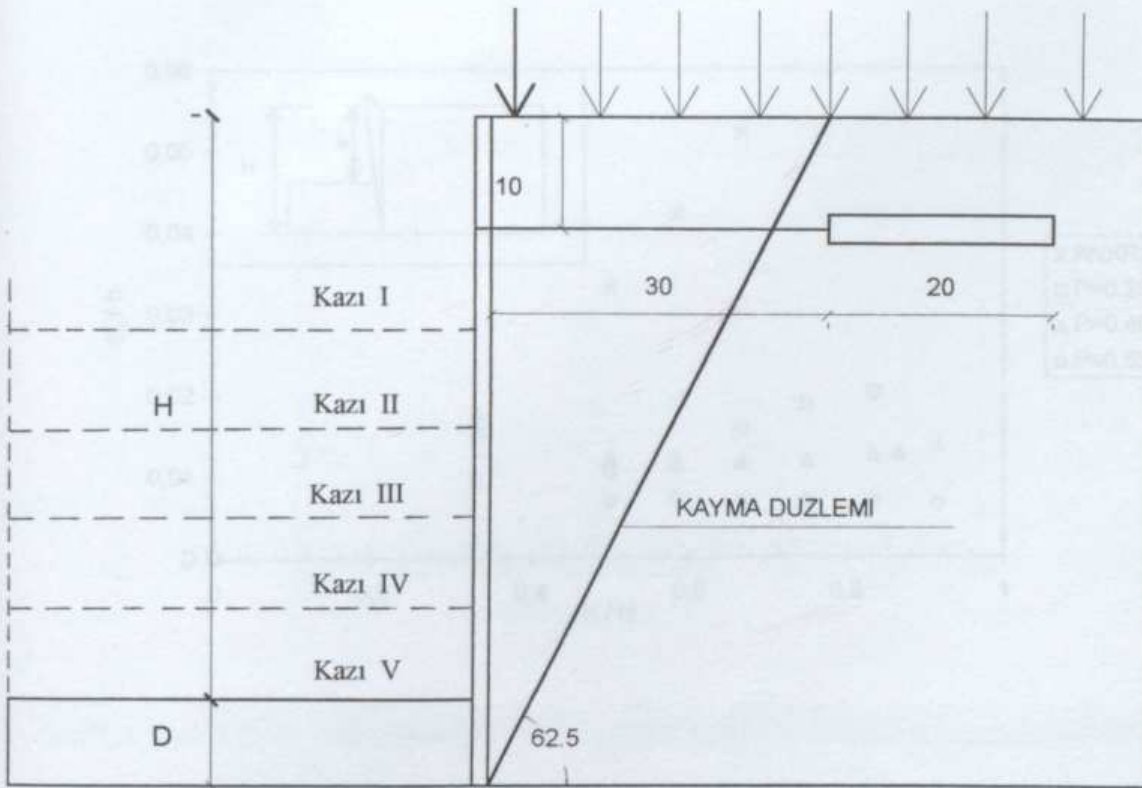
Şekil 6.21b : Çekme yüküne karşı kökte oluşan kayma gerilmeleri ($q = 20 \text{ kPa}$)



Şekil 6.21c : Çekme yüküne karşın kökte oluşan kayma gerilmeleri
($q = 30 \text{ kPa}$)

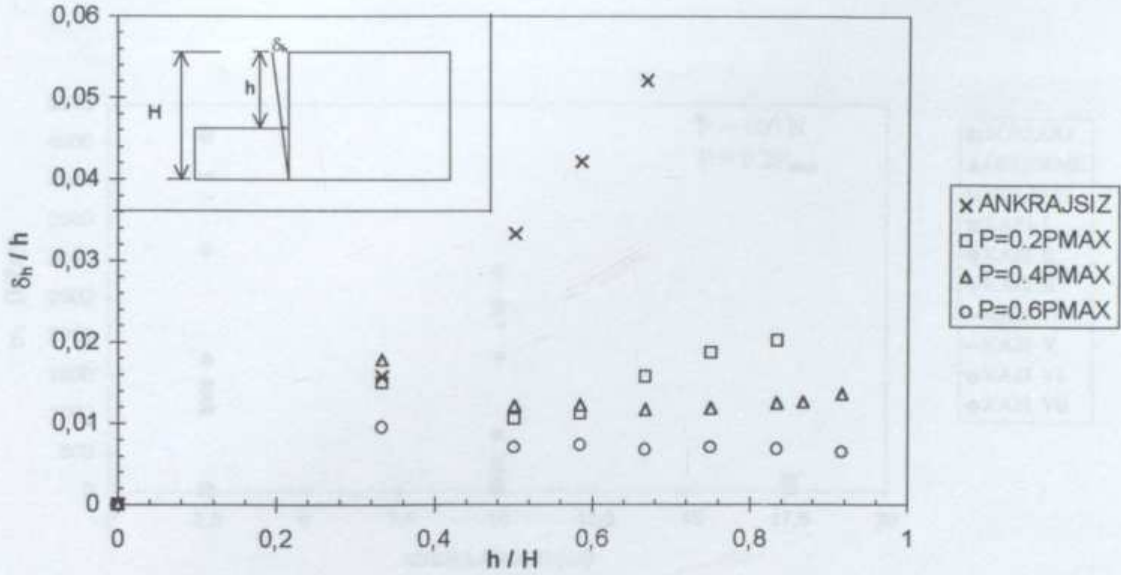
6.4.3.2 Ankrajlı Perde Model Deneyleri

İkinci aşama deneylerde ankrajlı bir perdenin inşası için gerekli adımların gözönüne alındığı bir model geliştirilmiştir. Bu modelde birinci aşama deneylerde olduğu gibi önce ankrajlı perde modeli teşkil edilmekte, sürşarj uygulanmakta ve perde önünde ankraj seviyesine kadar kazı yapılarak öngerme işlemi uygulanmaktadır. Modelde ankraj Şekil 6.22’de görüldüğü gibi kayma kaması dışına yerleştirilmiş ve sistemin genel stabilitesinin yapılan hesaplar sonucunda uygun olduğu görülmüştür. Deneylerde ankraja bir çekme kuvveti uygulandıktan sonra yukarıda anlatılan kilitleme sistemi yardımı ile bu kuvvet perdeye öngerme kuvveti olarak aktarılmaktadır. Daha sonra perde önünde kazı yapılarak zemin yüksekliği adım adım indirilmektedir. Bu işlemlerin her birinde ankraj kökünde şekil değiştirme ölçerler yardımı ile şekil değiştirmeler, perde de ise bir deformasyon saati yardımı ile perde tepesinde meydana gelen yer değiştirmeler tespit olunmuştur. Kullanılan rijit perdede kazı yüksekliği arttıkça eğilme meydana gelmediğinden yer değiştirmeler yalnız perde en üstündeki bir noktadan yapılmıştır.



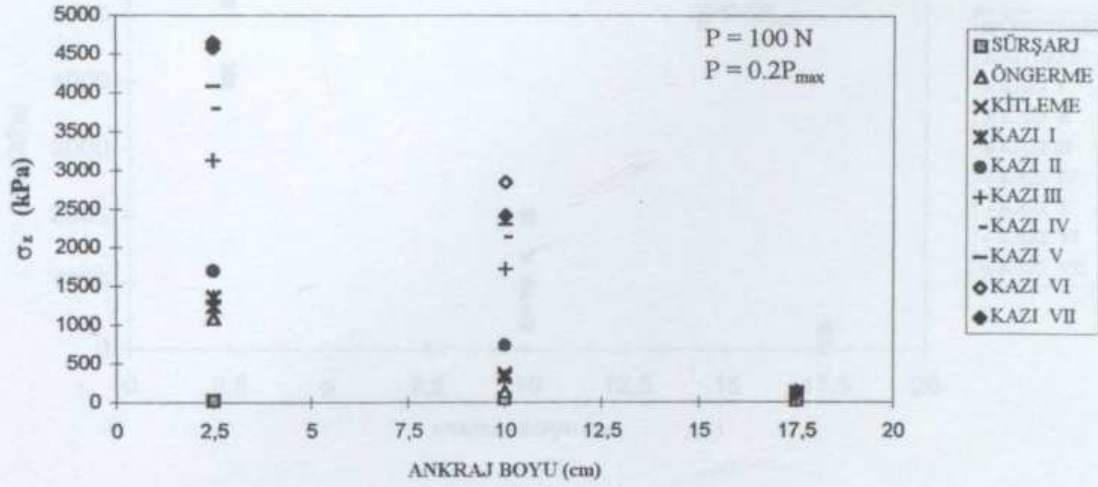
Şekil 6.22 : Model tankta ankrajlı perde sistemi geometrisi ve kayma kaması

Deneylerde 20 kPa sürşarj basıncı uygulanmış ve öngerme etkisini göstermek maksadıyla ankrajsız bir model ile birlikte ankraj taşıma gücünün 0.2, 0.4 ve 0.6 katı kadar kuvvetle öngerme uygulanan modeller üzerinde deneyler yapılmıştır. Yapılan bu deneylerde perdede ölçülen yer değiştirmelerin kazı yüksekliğine oranı düşey ekseninde, kazı yüksekliğinin perde yüksekliğine oranının yatay ekseninde yer aldığı ($h/H \sim \delta_h/h$ eksen takımı) bir grafik çizildiğinde Şekil 6.23’de görülen eğriler elde edilmektedir. Bu eğrilerden görüldüğü gibi ankrajın perde önünde daha fazla kazı yapılmasına başka bir deyişle daha az gömme derinliğine sahip perdeler inşa edilmesine imkan tanınması yanında ankraj öngerme kuvvetinin perde yer değiştirmelerinin etkisini azaltmakta önemli bir rol üstlendiği anlaşılmaktadır.

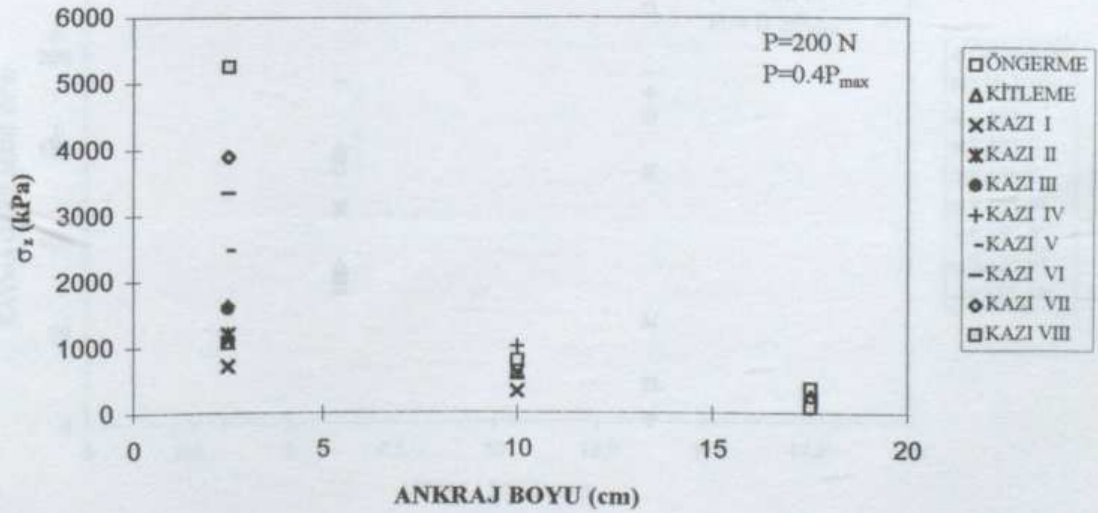


Şekil 6.23 : Ankraj öngerme kuvvetinin perde yer değiştirmelerine etkisi

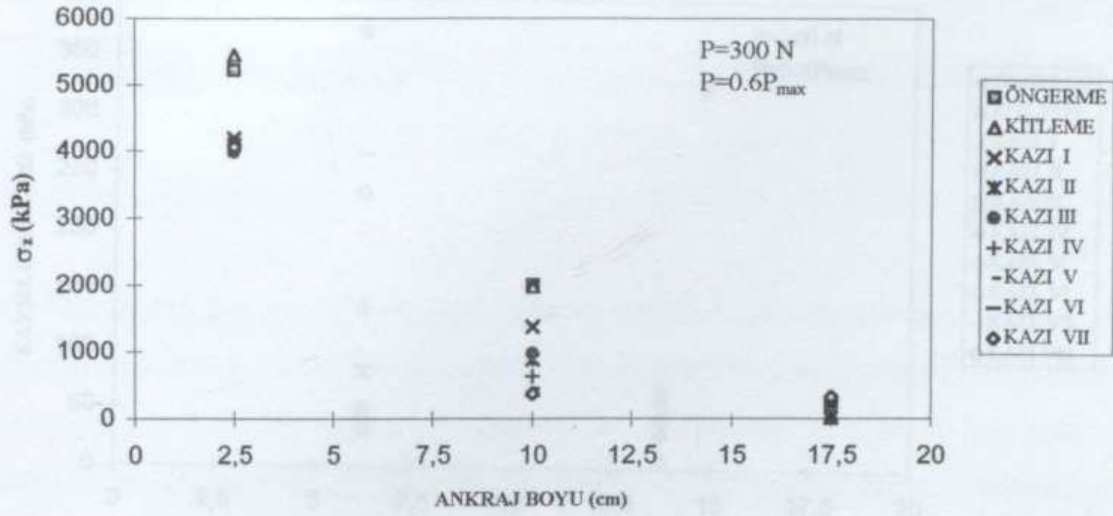
Deney adımları (öngerme, kilitleme ve kazı) sonunda perde yer değiştirmeleri yanında yukarıda da bahsolunduğu gibi ankraj kökündeki şekil değiştirmeler kök üzerindeki üç noktada tespit olunmuştur. Bu noktalar ankraj kökü başucundan itibaren 2.5, 10 ve 17.5 cm'dir. Ankraj kök uzunluğu ise birinci aşama deneylerde açıklandığı üzere 20 cm'dir. Değişik öngerme kuvvetleri uygulanarak gerçekleştirilen deneylerin her bir adımında elde olunan şekil değiştirme ölçümleri 6.2 ve 6.3 bağıntılarında yerine yazılarak ankraj kökü boyunca üç noktada normal ve kayma gerilmeleri bulunmuştur. Normal gerilmelerin deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca değişimi Şekil 6.24'de (a,b,c) verilmiştir. Kayma gerilmelerinin deney adımları sırasında ankraj kökü boyunca dağılımı ise Şekil 6.25'de (a,b,c) görüldüğü gibidir. Deney adımları boyunca şekil değiştirme değişimleri birinci aşama deneylerden ve normal gerilme dağılımlarından kestirilebileceğinden burada verilmemiştir.



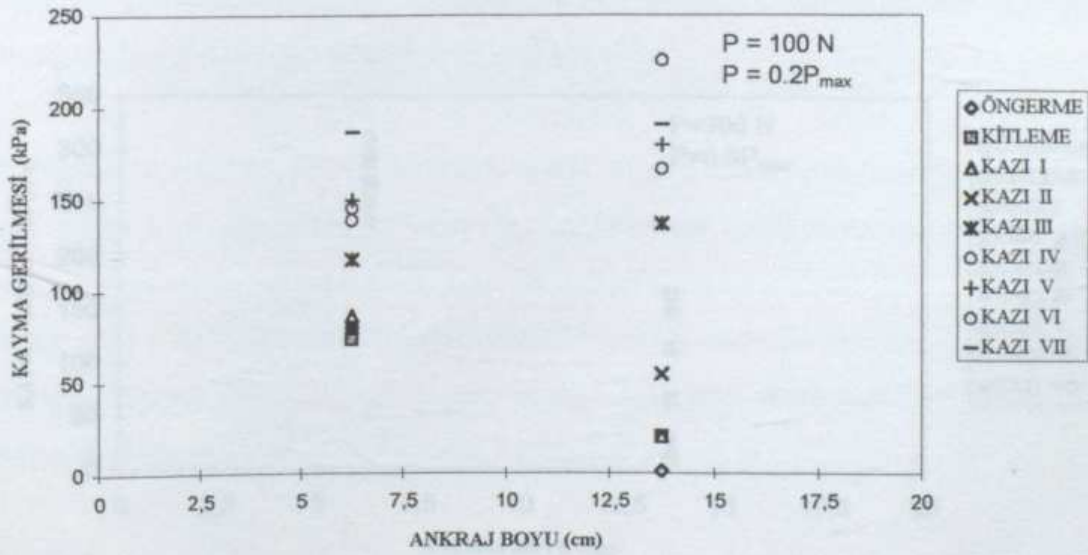
Şekil 6.24a : Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca normal gerilme dağılımı ($P=0.2P_{\max}$)



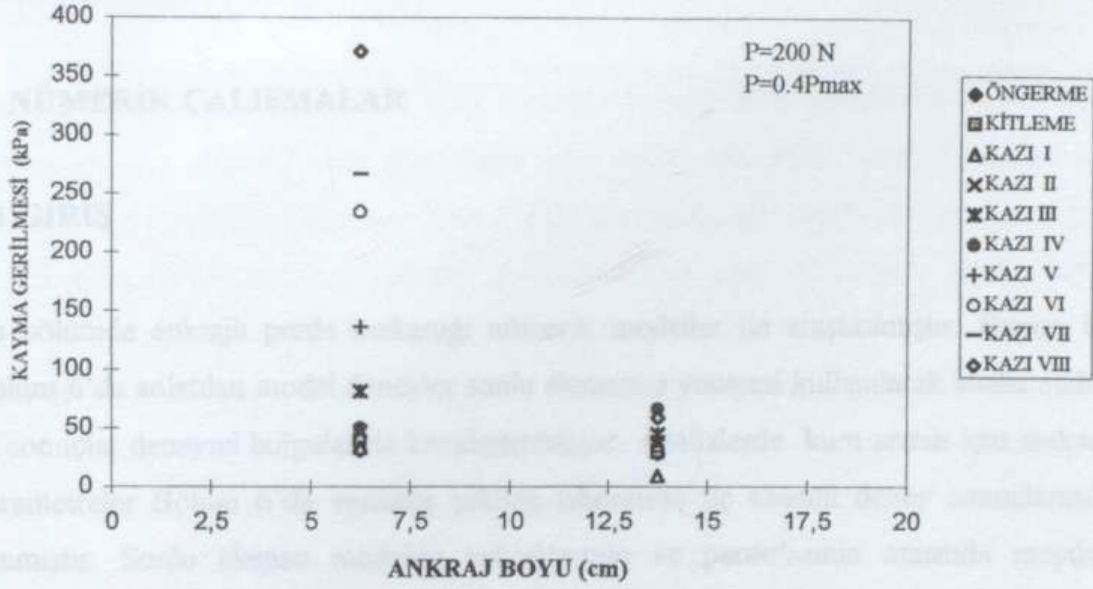
Şekil 6.24b : Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca normal gerilme dağılımı ($P=0.4P_{\max}$)



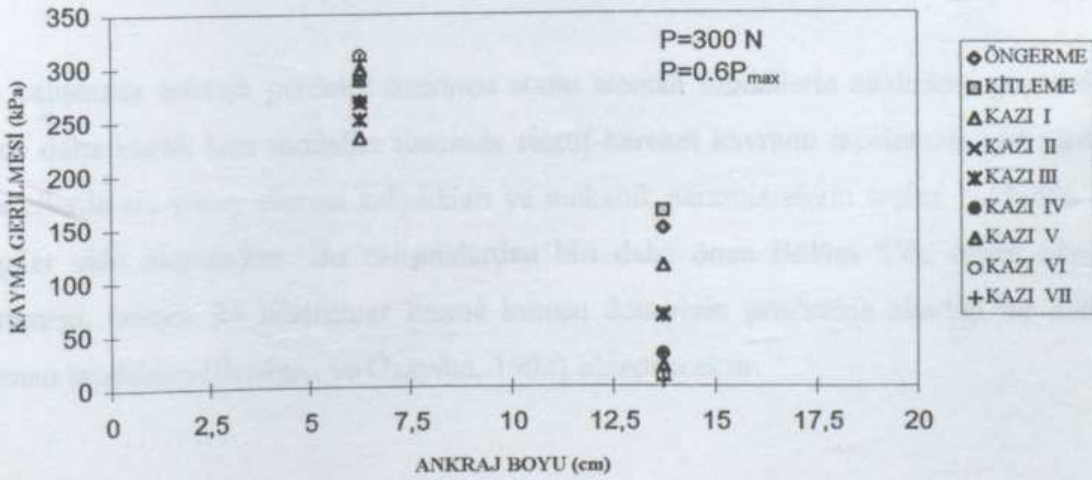
Şekil 6.24c : Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca normal gerilme dağılımı ($P=0.6P_{\max}$)



Şekil 6.25a : Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca kayma gerilmesi dağılımı ($P=0.2P_{\max}$)



Şekil 6.25b : Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca kayma gerilmesi dağılımı ($P=0.4P_{\max}$)



Şekil 6.25c : Deney adımlarına göre ankraj kökü boyunca kayma gerilmesi dağılımı ($P=0.6P_{\max}$)

BÖLÜM 7 KUTUSU DENEYİ SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

7. NÜMERİK ÇALIŞMALAR

7.1 GİRİŞ

Bu bölümde ankrajlı perde mekaniği nümerik modeller ile araştırılmıştır. Bunun için Bölüm 6'da anlatılan model deneyler sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak analiz edilmiş ve sonuçlar deneysel bulgular ile karşılaştırılmıştır. Analizlerde kum zemin için mekanik parametreler Bölüm 6'da verildiği şekilde laboratuvar üç eksenli deney sonuçlarından alınmıştır. Sonlu eleman modelde ankraj/zemin ve perde/zemin arasında meydana gelebilecek relatif hareketler için sonlu eleman modellerde ince kalınlıklı ara yüzey elemanlar kullanılmıştır. Kum/ankraj ara yüzey davranışı için mekanik parametrelerin seçilmesinde laboratuvar da yapılan kesme kutusu deneylerinden yararlanılmıştır. Analizlerde kum ve ara yüzey elemanların malzeme davranışı elasto-plastik, ankraj ve perdeninki ise lineer elastik kabul edilmiştir. Elasto-plastik analizlerde birleşik akma kuralı (associated flow rule), izotrop pekleşme ve ara yüzey elemanlarda Mohr-Coulomb, kumda ise Drucker-Prager akma kriteri esas alınmıştır.

Bu çalışmada ankrajlı perdeler üzerinde sonlu eleman modellerle analizlere geçmeden önce daha küçük bazı modeller üzerinde relatif hareket kavramı incelenmiş, geliştirilen modellerde ara yüzey eleman kalınlıkları ve mekanik parametrelerin seçimi hakkında ön bilgiler elde olunmuştur. Bu çalışmalardan biri daha önce Bölüm 5'de örnek olarak verilmişti, burada ise laboratuvar kesme kutusu deneyinin gözönüne alındığı bir sonlu eleman modelden (Berilgen ve Özaydın, 1992) sözedilecektir.

Şekil 7.1 Kesme kutusu üzeri eleman modeli

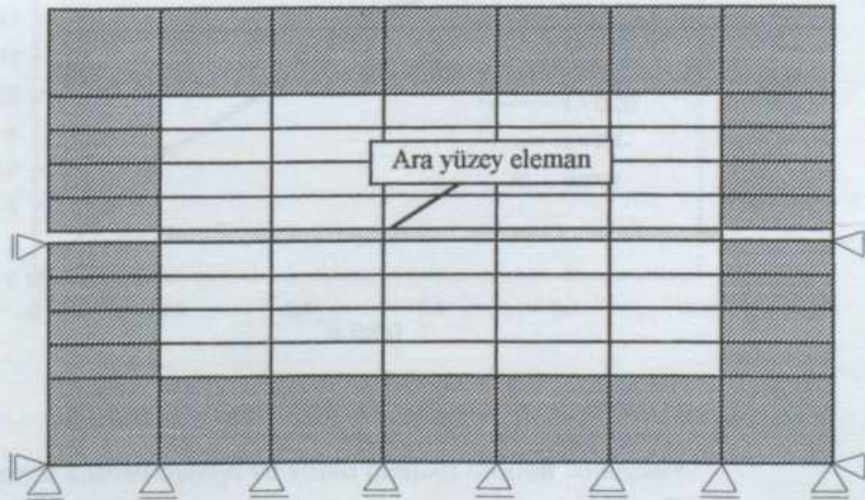
7.2 KESME KUTUSU DENEYİ SONLU ELEMANLAR ANALİZİ

Podima kumu olarak bilinen bir kum üzerinde laboratuarda yapılan bir direkt kesme kutusu deneyi Şekil 7.1'de görüldüğü gibi sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak modellenmiş ve yapılan çözümler Şekil 7.2'de görüldüğü gibi deney ile karşılaştırılmıştır. Sonlu eleman çözümü için zemin elemanların ve onu çevreleyen kesme kutusu materyalinin (çelik) davranışı elastik, kesme kutusu alt ve üst başlıkları arasında yeralan ara yüzey elemanların ise normal davranışı zemine eşit, kayma davranışı nonlineer elastik kabul edilmiştir. Zemin elemanların normal davranışı için ödometri deneyinden elde olunan elatisite modülü kullanılmıştır (Özaydın, 1979). Ara yüzey elemanların kayma davranışı için kullanılan kayma modülü Denklem 5.32'de verilen bağıntıdan alınmıştır. Buna göre malzeme sabitleri :

Zemin :

$$E = 30000 \text{ N / cm}^2$$

$$\nu = 0.3$$



Şekil 7.1 : Kesme kutusu sonlu eleman modeli

Ara yüzey :

$$E = 30000 \text{ N/cm}^2$$

$$\nu = 0.3$$

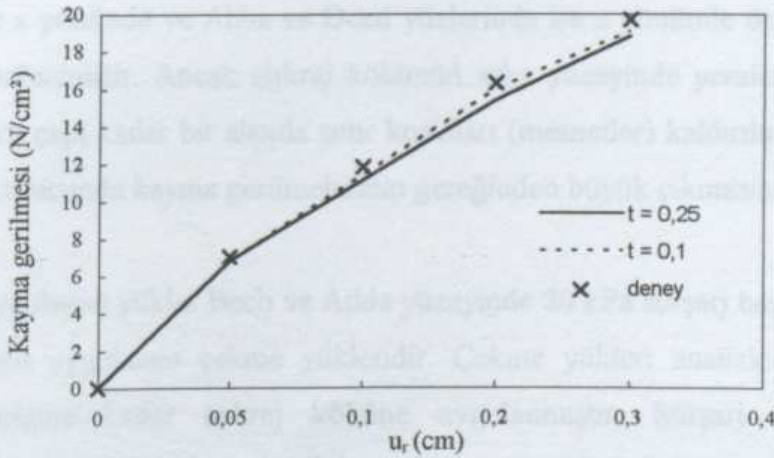
Kesme Kutusu :

$$E = 2 \times 10^7 \text{ N/cm}^2$$

$$\nu = 0.15$$

olarak alınmıştır.

Sonlu eleman analizi, kesme kutusu deneyinde üst başlıkta ölçülen 0.05, 0.1, 0.2 ve 0.3 cm yatay yerdeğiştirmeler için ayrı ayrı yapılmış ve her deplasman adımına karşı gelen ara yüzey kayma modülü gözönüne alınmıştır. Analizlerde ara yüzey eleman kalınlığı $t = 0.1$ cm ($t/B = 0.02$) ve $t = 0.25$ cm ($t/B = 0.05$) seçilmiştir. Buna göre elde olunan sonuçlar Şekil 7.2'de görülmektedir.

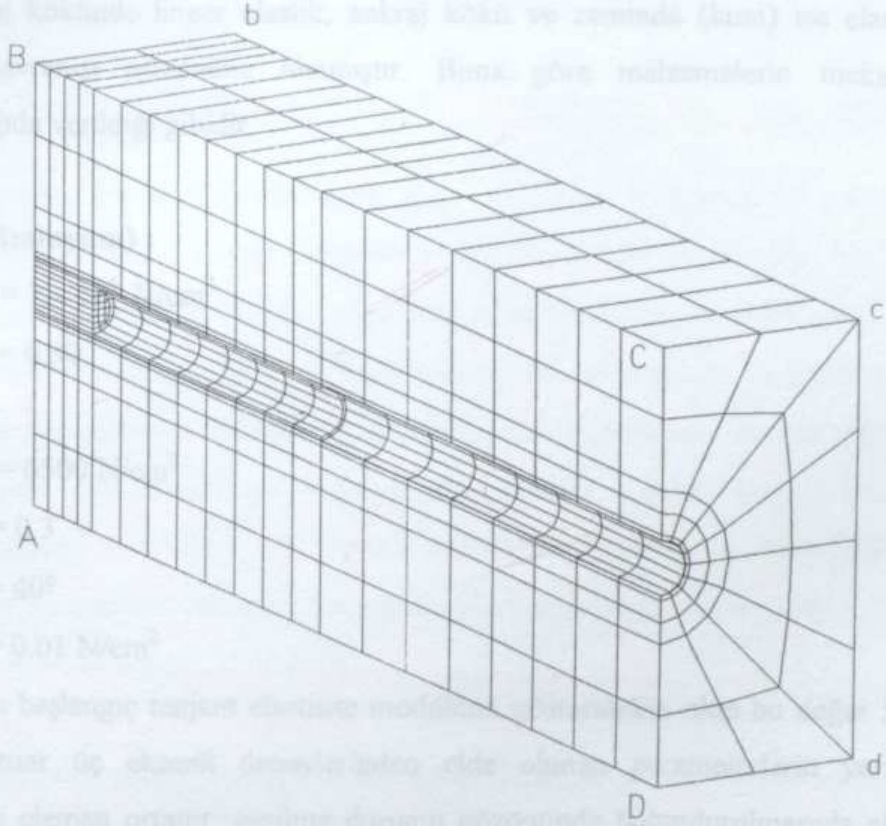


Şekil 7.2 : Kesme kutusu deneyi ve sonlu eleman modeli sonuçları

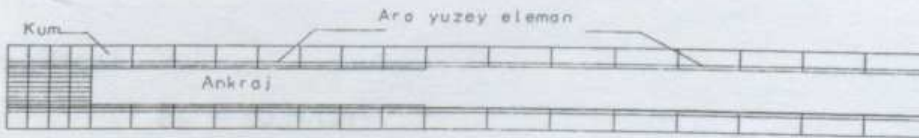
7.3 ANKRAJ ÇEKME DENEYLERİ ANALİZİ

Bölüm 6.4.3.1’de anlatılan ankraj çekme modeli deneyleri sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak değişik çekme yükleri altında analiz edilmiştir. Gözönüne alınan sonlu eleman model Şekil 7.3’de görülmektedir. Burada sonlu eleman model olarak ortamın belirli bir kısmı gözönüne alınmış olup analizlerde simetriden yararlanılmıştır. Şekil 7.3’den görüleceği gibi 3 boyutlu sonlu elemalar kullanılmıştır. Sonlu eleman ızgarası 8 düğüm noktalı altı yüzlü (hexahedral) elemanlardan oluşmaktadır. Modelde 1152 eleman kullanılmış olup toplam düğüm sayısı 1560’dır. Deneylerde kullanılan alüminyum boru ankraj kökü Şekil 7.4’de görüldüğü gibi modellenmiştir. Çekme deneyinde kökün ön yüzüne eleman yerleştirilmemiş ve burada ortaya çıkan eğrisel yüzeyli elemanlar radyal doğrultuda mesnetler ile desteklenmiştir. Diğer yandan Şekil 7.4’den görüleceği üzere zemin ile ankraj kökü arasında ara yüzey elemanlar yer almaktadır. Bu elemanların kalınlıkları 0.2 mm’dir. Ara yüzey elemanlar, detaylı olarak Şekil 7.4’de görüldüğü gibi model içinde yer almaktadır. Modelin sınır koşulları için Şekil 7.3’e göre ABCD ve abcd yüzlerinde x yönünde ve Abba ve Dccd yüzlerinde ise z yönünde ötelenmeler mesnetler konarak önlenmiştir. Ancak ankraj kökünün arka yüzeyinde yer alan kum elemanlarda ankraj kökü çapı kadar bir alanda sınır koşulları (mesnetler) kaldırılmıştır. Bunun nedeni ankraj kökü ucunda kayma gerilmelerinin gereğinden büyük çıkmasını önlemektir.

Sisteme uygulanan yükler Bccb ve Adda yüzeyinde 20 kPa sürşarj basıncı ile ankraj kökü ön yüzeyine uygulanan çekme yükleridir. Çekme yükleri analizlerde artımsal olarak göçme yüküne kadar ankraj köküne uygulanmıştır. Sürşarj basıncının tabanda uygulanmasının nedeni elastoplastik hesaplarda ankraj kökü alt yüzeyine gelen ara yüzey ve zemin elemanlarının erken göçmesini ve analizlerin ıraksamasını önlemektir. Adda yüzeyine mesnet konarak yapılan analizlerde bu yüzeyde bulunan normal gerilmelerin üst yüzeyde uygulanan sürşarja çok yakın olduğunu göstermiştir.



Şekil 7.3 Ankraj kökü sonlu eleman modeli



Şekil 7.4 : Sonlu eleman modelde ankraj kökü detayı

Analizlerde ankraj kökünde lineer elastik, ankraj kökü ve zeminde (kum) ise elasto-plastik bünye davranışı gözönüne alınmıştır. Buna göre malzemelerin mekanik parametreleri aşağıda verildiği gibidir.

Ankraj kökü (alüminyum) :

$$E = 7 \times 10^6 \text{ N/cm}^2$$

$$\nu = 0.30$$

Zemin :

$$E_i = 6500 \text{ N/cm}^2$$

$$\nu = 0.3$$

$$\phi = 40^\circ$$

$$c = 0.01 \text{ N/cm}^2$$

Burada E_i zeminin başlangıç tanjant elastisite modülünü göstermekte olup bu değer 5.6 eşitliğinde laboratuvar üç eksenli deneylerinden elde olunan parametrelerin yerine yazılması ve sonlu eleman ortamı gerilme durumu gözönünde bulundurulmasıyla elde olunmuştur. ν poisson oranı olup tahmin edilmiştir. ϕ ise üç eksenli deneylerden elde olunan içsel sürtünme açısı değeridir.

Analizlerde kum zeminde elasto-plastik bünye davranışı için Drucker-Prager akma kriteri ve birleşik akma kuralı esas alınmış, malzemenin akmadan sonra tam plastik davranış gösterdiği kabul edilmiştir.

Ara yüzey :

$$E_{in} = 65 \text{ N/cm}^2$$

$$E_{out} = 6500 \text{ N/cm}^2$$

$$G_{in} = 32.2 \text{ N/cm}^2$$

$$G_{out} = 2500 \text{ N/cm}^2$$

$$\nu_{in} = 0.3$$

$$\nu_{out} = 0.01$$

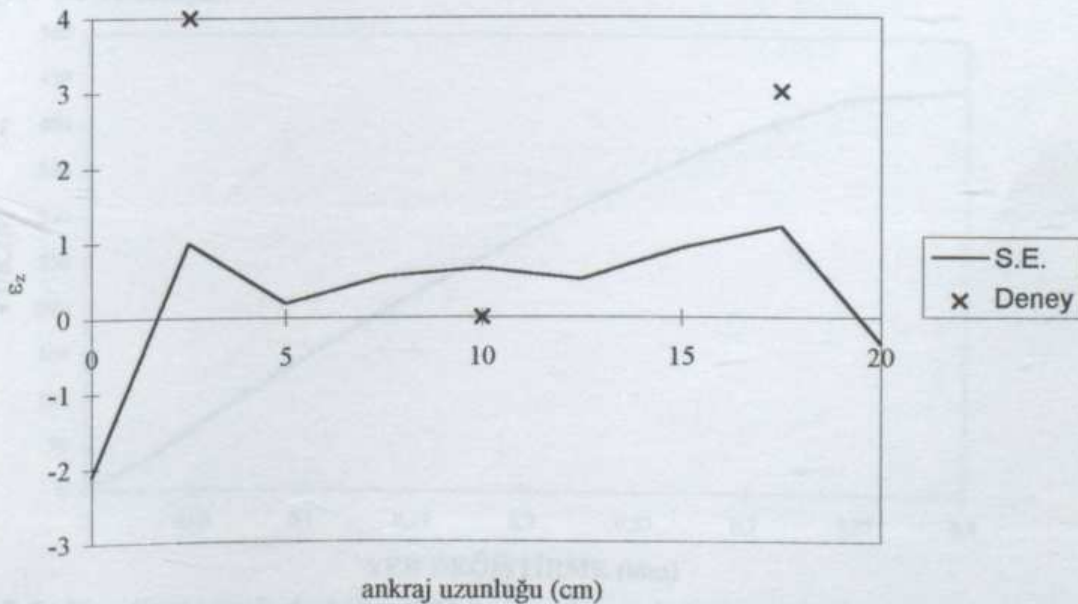
$$c_a = 10 \text{ N/cm}^2$$

$$\phi_a = 35^\circ$$

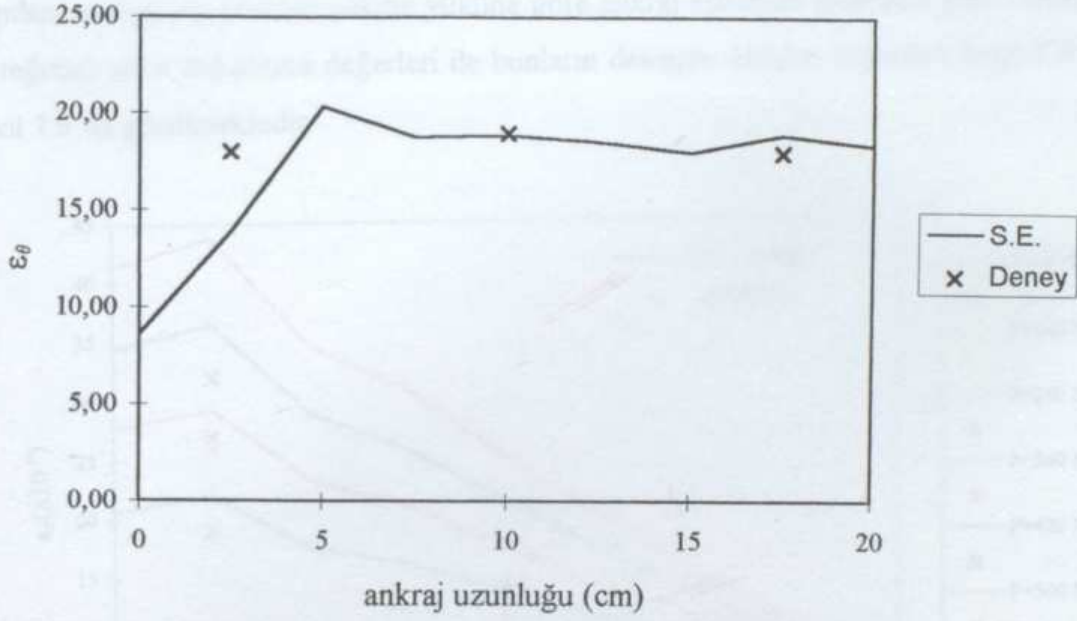
$$\sigma_a = 0.1 \text{ N/cm}^2$$

Burada E_{in} arayüzeyin kayma doğrultusunda, E_{out} ise kayma düzlemine dik (düzlem normal) doğrultudaki başlangıç tanjant elastisite modülünü, benzer şekilde G_{in} ve G_{out} kayma modüllerini, ν_{in} ve ν_{out} ise Poisson oranlarını göstermektedir. c_a adhezyonu, ϕ_a kum ile kök arasındaki sürtünme açısını, σ_a ise ara yüzey elamanın çekme mukavemetini göstermektedir. Bu parametreler LUSAS'da dikkate alınan değerlerdir. Burada yapılan analizlerde ϕ_a değeri alüminyum/kum üzerine laboratuarda yapılan kesme kutusu deneylerinden alınmıştır. c_a değeri ise yapılan analizlerin yakınsaması için dikkate alınmıştır. Bu değer kum/ankraj etkileşiminde ankraj kökü üzerine kum yapıştırıldığı için gözönüne alınması dikkate değer görülmüştür.

Ankraj kökü modeli önce sürşarj basıncı altında analiz edilmiş ve elde olunan sonuçlar deneylerde ölçülen değerler ile karşılaştırılmıştır. Sürşarj basıncı altında sonlu eleman analizde ankraj kökü boyunca eksenel ve teğetsel doğrultudaki şekil değiştirmelerin deneyde ölçülen değerlerle karşılaştırılması Şekil 7.5 ve Şekil 7.6'da verilmiştir.

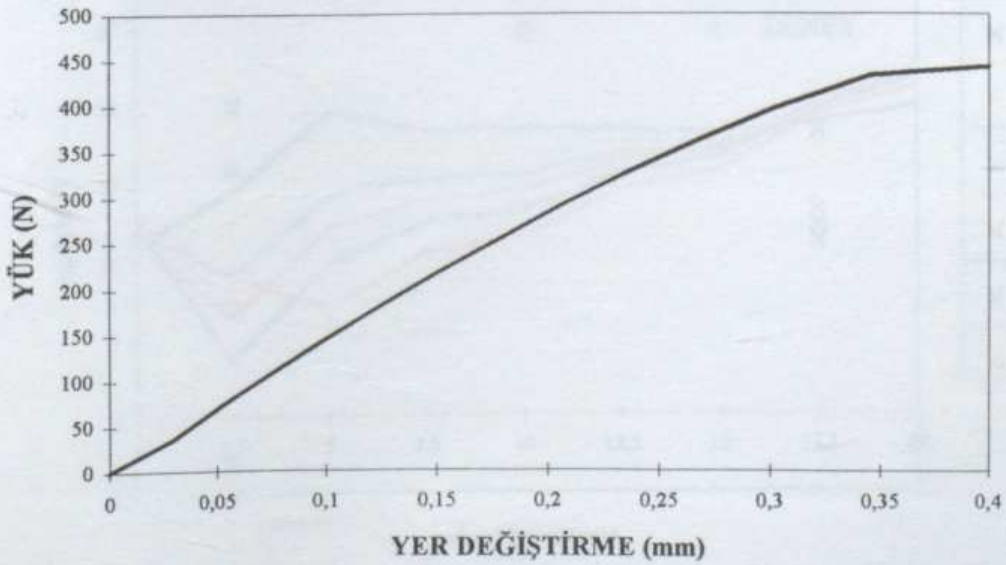


Şekil 7.5 : Sürşarj basıncı altında ankraj kökündeki eksenel şekil değiştirmeler



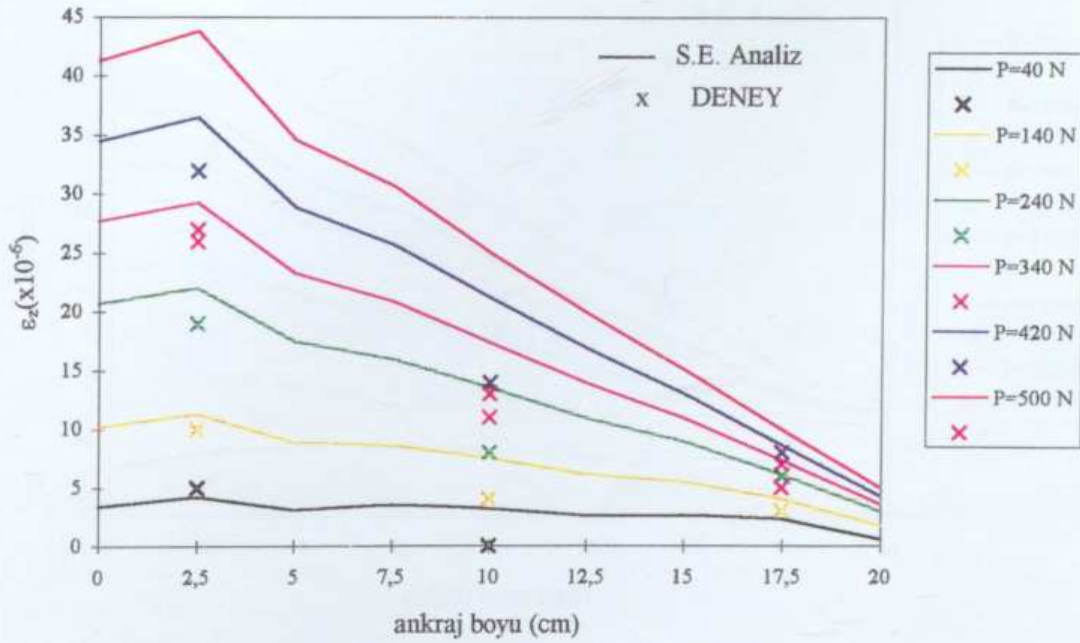
Şekil 7.6 : Sürşarj basıncı altında ankraj kökündeki teğetsel şekil değiştirmeler

Analizlerde çekme yükleri adımsal artırılarak program tarafından otomatik olarak gerçekleştirilmiş ve her bir yük artımında Newton-Raphson iterasyonu kullanılmıştır. Nonlineer analiz sonucunda ankraj kökünde elde olunan yükleme yer değiştirme grafiği Şekil 7.7'de verilmiştir.

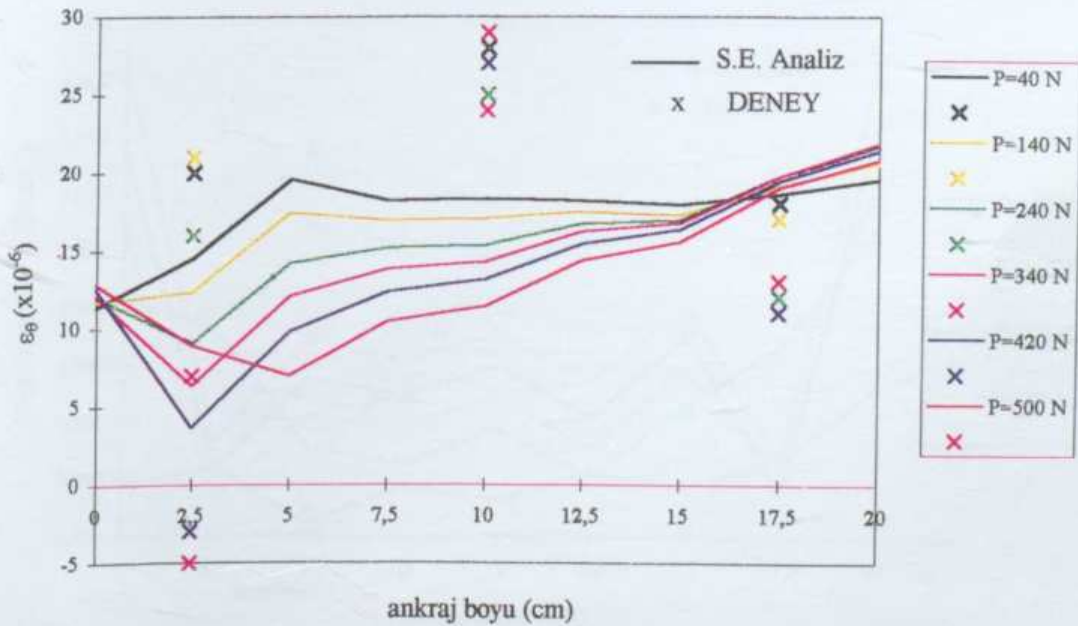


Şekil 7.7 : Non-lineer analizde ankraj kökünde yük-yer değiştirme ilişkisi

Yapılan analizlerde artırılan çekme yüküne göre ankraj kökünde meydana gelen eksenel ve teğetsel şekil değiştirme değerleri ile bunların deneyde ölçülen değerleri Şekil 7.8 ve Şekil 7.9'da görülmektedir.

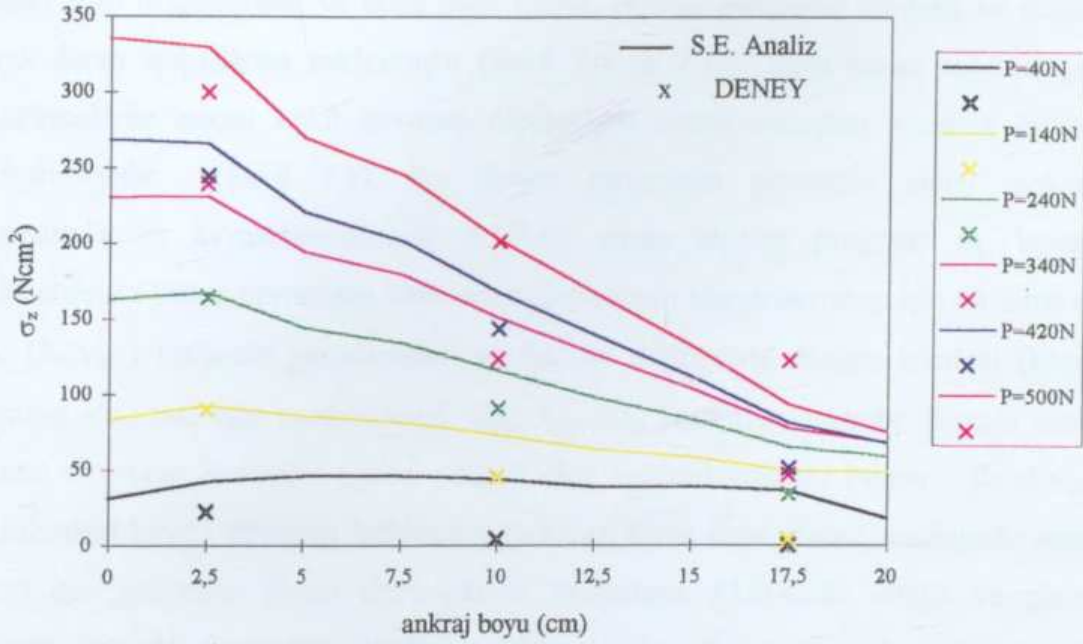


Şekil 7.8 : Ankraj boyunca eksenel şekil değiştirmelerin çekme yüküne göre değişimi

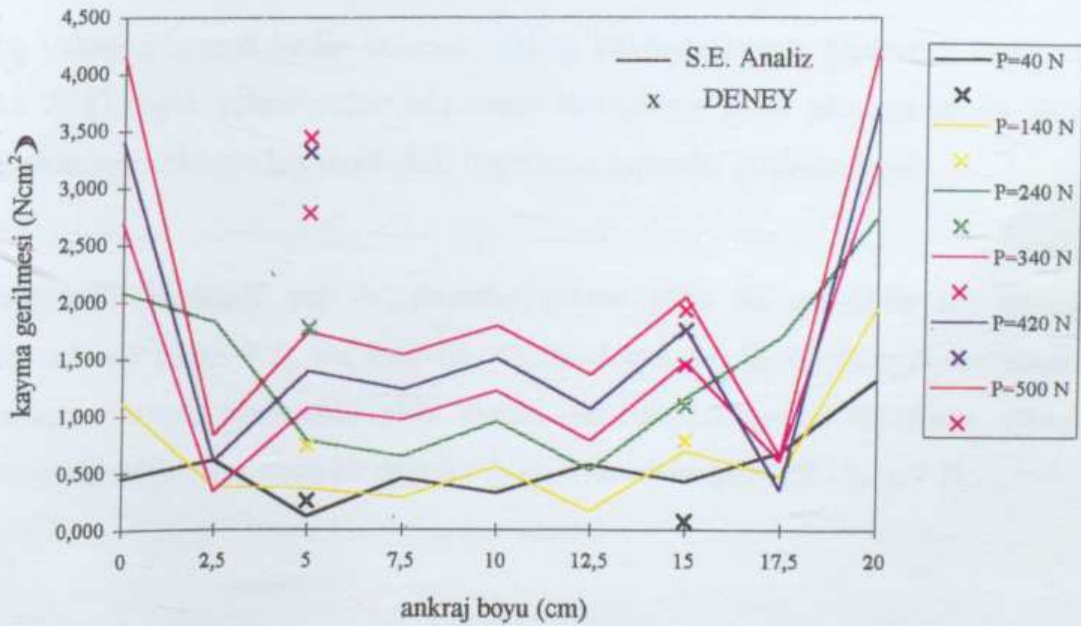


Şekil 7.9 : Ankraj boyunca teğetsel şekil değiştirmelerin çekme yüküne göre değişimi

Benzer şekilde değişik yükler altında ankraj kökü boyunca normal gerilme değişimi ve bunların deneyden elde olunan değerleri Şekil 7.10'da, kayma gerilmeleri değişimi ve bunların deneyden elde olunan değerleri Şekil 7.11'de verilmiştir.



Şekil 7.10 : Ankraj boyunca eksenel normal gerilmelerin çekme yüküne göre değişimi



Şekil 7.11 : Ankraj boyunca kayma gerilmelerinin çekme yüküne göre değişimi

7.4 ANKRAJLI PERDE MODEL DENEYİ ANALİZLERİ

7.3.1 Çekme Deneyi Analizi Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Analizlerde elde olunan sonuçlar genelde deney sonuçlarıyla uyumlu çıkmıştır. Özellikle eksenel şekil değiştirmeler ve buna bağlı olarak eksenel gerilmeler merteye ve dağılım olarak deney sonuçlarına yaklaşmıştır (Şekil 7.8 ve 7.10). Buna karşın teğetsel şekil değiştirmelerde ankraj kökü boyunca ölçülenlerle analiz sonuçları arasında farklılık gözlenmektedir (Şekil 7.9). Bu durum programın gözönüne aldığı mekanik parametrelerden kaynaklanmaktadır. LUSAS sonlu eleman programı üç boyutlu analizlerde ara yüzey davranışını ifade eden elemanların bünye davranışı için düzleme dik (E_{in} , G_{in} , ν_{in}) malzeme parametreleri ve her iki doğrultuda düzlem içindeki (kayma davranışı için) malzeme parametreleri (E_{in} , G_{in} , ν_{in})'ni kullanmaktadır. Burada ankraj kökünü oluşturan elemanlar eğrisel yüzeyli olup teğetsel yöndeki kayma ile eksenel doğrultudaki kayma davranışı birbirinden farklıdır. Buna ilave olarak, analizlerde zemin (kum) için gözönüne alınan elasto-plastik davranışın, LUSAS'da elastik ve plastik bölgede izotrop davrandığı gözönüne alınmaktadır. Bu durum da teğetsel şekil değiştirmeleri etkileyecektir.

Farklı yükler için analizlerden bulunan ankraj kökünde kayma gerilmeleri dağılımları (Şekil 7.11) düşük çekme yüklerinde deney sonuçlarına yakın çıkarken yükün şiddeti arttıkça ankraj kökünün baş tarafındaki değerlerde sapmalar gözlenmektedir.

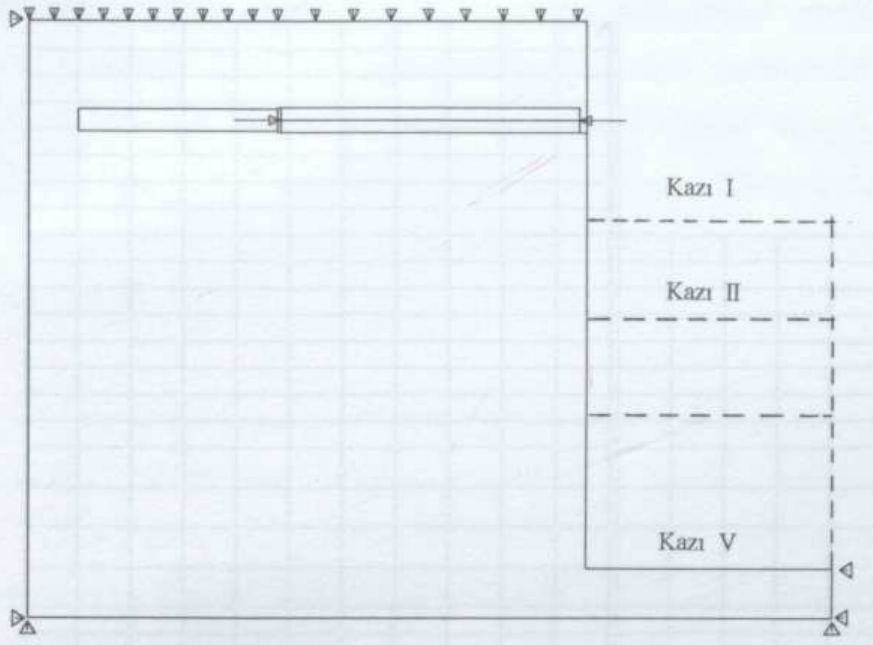
Ankraj kökü başındaki yer değiştirmeler çekme yükü ile non-lineer bir davranış göstermektedir (Şekil 7.7). Bu sonucun deneysel sonuçlar ile karşılaştırılması mümkün olmamıştır. Ancak analizlerde elde olunan yer değiştirme-yük ilişkisinde deneyde göçmeye uğradığı yüke yakın bir değerde göçme meydana gelmiştir (Şekil 7.7).

7.4 ANKRAJLI PERDE MODEL DENEYİ ANALİZLERİ

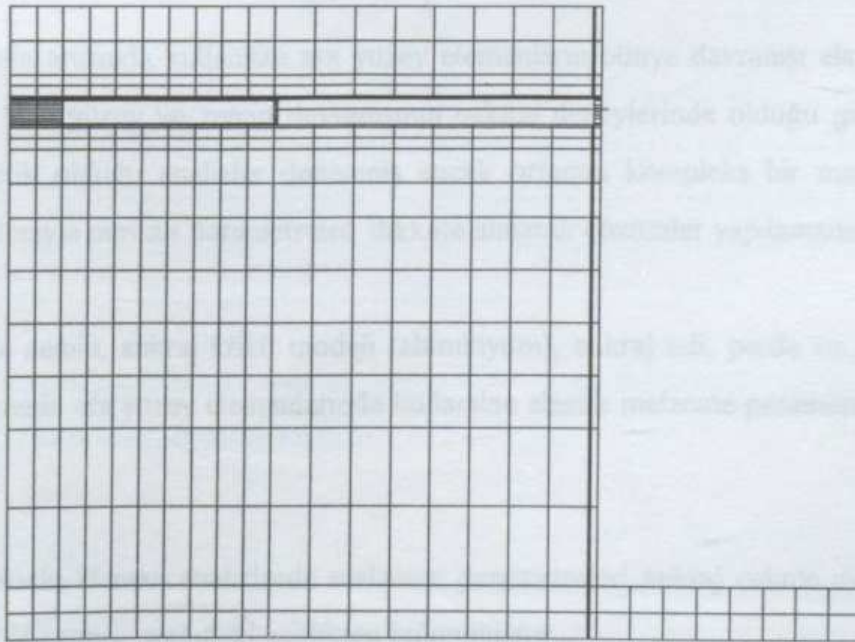
Ankrajlı perde modeli analizlerinde, kazı sırasında perde-zemin ve ankraj-zemin etkileşimini incelemek için Bölüm 6.4.3.1'de anlatılan model deneylerin analizi yapılmış ve deneysel bulgularla karşılaştırılmıştır. Analizlerde ankrajlı ve ankrajsız model perde için üç kazı adımıyla birlikte sürşarj yüklemesi altında sistemin davranışı incelenmiştir. Şekil 7.12'de gözönüne alınan sonlu eleman modelin sınır koşulları ve her bir analiz adımında gözönüne alınan kazı durumu gösterilmiştir. Buna göre sistemi meydana getiren elemanlar ankraj, zemin, perde ve ankraj teli modelde gözönüne alınmaktadır. Şekil 7.13'de ankrajlı perdenin sonlu eleman ızgarası görülmektedir. Bu modelde ilk analiz sürşarj altında yapılmış daha sonra Kazı I, Kazı II ve Kazı V analizleri yapılmıştır. Sonlu eleman modellerde Kazı I ve Sürşarj etkisi için 2335 düğüm 1593 eleman, Kazı II'de 2287 düğüm, 1561 eleman ve Kazı V'de 2191 düğüm, 1497 eleman kullanılmıştır. Sistemlerde ankraj ve ara yüzeyin geometrisi Bölüm 7.3'deki analizlerdeki gibidir. Burada ayrıca perde ile zemin arasında ortaya çıkan relatif hareketleri gözönüne alabilmek için ara yüzey elemanlar tanımlanmıştır. Sonlu eleman modellerde sınır koşulları duvar yüzü hariç kenarlarda, kenara dik koordinat eksenini doğrultusunda ötelenmelere izin vermeyen mesnetlerden oluşmaktadır. Yüklemeler ise Şekil 7.12'de görüldüğü gibi perde arkasında 20 kPa şiddetinde bir sürşarj basıncı ile birbirine zıt yönde aynı şiddette ve doğrultuda (z eksenini) fakat zıt yönde ankraj teline etkiyen öngerme kuvvetlerinden oluşmaktadır. Öngerme kuvvetleri her bir kazı adımında 100 N (0.2P_{max}), 200 N (0.4P_{max}) ve 300 N (0.6P_{max}) olmak üzere üç şiddetde uygulanmıştır.

Analizlerde ankraj kuvveti şiddetinin, perde yer değiştirmelerini etkisini göstermek için bir de ankrajsız perde sonlu eleman modeli gözönüne alınmıştır. Bu model 1985 düğüm noktası ve 1424 elemandan meydana gelmektedir (Şekil 7.14).

Ankrajlı perde modelinde kazı adımlarının gözönüne alındığı analizlerde tüm malzemeler lineer elastik davranış gösterdiği kabul edilmiştir. Ancak perde-zemin ve

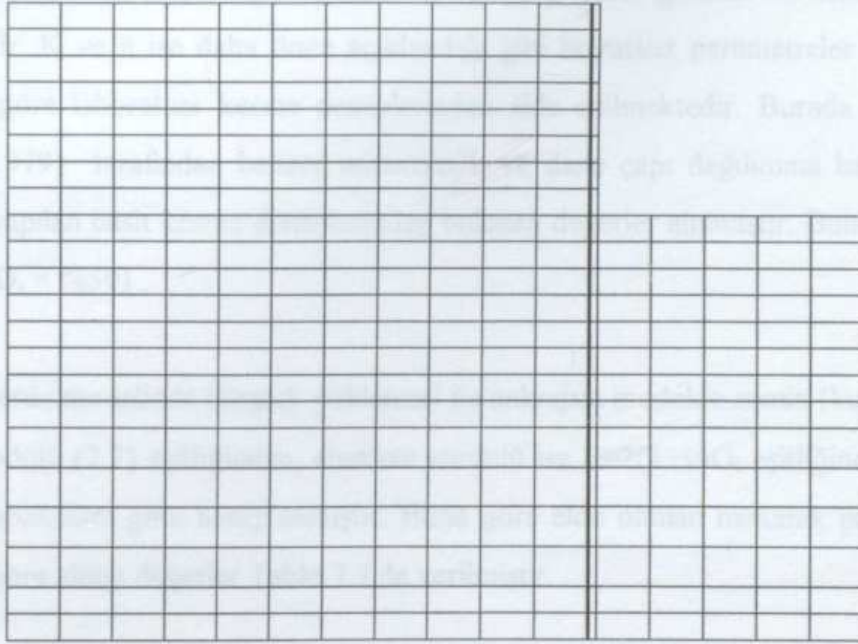


Şekil 7.12 : Ankrajlı perde sonlu eleman modeli sınır koşulları ve kazı durumu



Şekil 7.13 : Sonlu eleman ızgarası

$$G_s = K \sigma_v \left(\frac{\sigma_v}{\sigma} \right)^n \quad (7.11)$$



Şekil 7.14 : Ankrajsız perde modeli sonlu eleman ızgarası

ankraj-zemin arasında kullanılan ara yüzey elemanların bünye davranışı elastik ortotrop alınmıştır. Ara yüzey ve zemin davranışının çekme deneylerinde olduğu gibi non-lineer elasto-plastik olduğu analizler denenmiş ancak ortamın kompleks bir mekaniğe sahip olması nedeniyle mevcut parametreler dikkate alınarak çözümler yapılamamıştır..

Analizlerde zemin, ankraj kökü modeli (alüminyum), ankraj teli, perde ve ankraj-zemin ile perde-zemin ara yüzey elemanlarında kullanılan elastik malzeme parametreleri aşağıda verilmiştir.

Zemin : Sonlu eleman analizlerde malzeme parametreleri ankraj çekme modelindekine benzer şekilde, ancak aşağıdaki eşitlikten bulunmuştur.

$$G_i = K \sigma_p \left(\frac{\sigma'_v}{\sigma_p} \right)^n \quad (7.1)$$

Burada G_i başlangıç tanjant kayma modülü, σ'_v düşey efektif gerilme ve atmosfer basıncı değerleridir. K ve n ise daha önce açıklandığı gibi boyutsuz parametreler olup kumun sıklığına göre laboratuvar kesme deneylerinden elde edilmektedir. Burada K ve n için Özeydin(1979) tarafından benzer minerolojik ve dane çapı dağılımına benzer kumlar üzerinde yapılan basit kesme deneylerinden bulunan değerler alınmıştır. Buna göre K=80 ve n=90 ($D_r = \%50$).

Ankrajlı perde modelinde Sürşarj yüklemesi ile ankrajsız modelde zemin (kum) başlangıç kayma modülü (7.1) eşitliğinden, elastite modülü ise $E=2(1+\nu)G_i$ eşitliğinden $\nu = 0.35$ alınarak tabakalara göre hesaplanmıştır. Buna göre elde olunan mekanik parametrelerin derinliğe göre aldığı değerler Tablo 7.1'de verilmiştir.

Tablo 7.1: Perde arkasındaki kumun elastite ve kayma modülünün derinlikle değişimi

TABAKA NO	DERİNLİK (cm)	G_i (N/cm ²)	E_i (N/cm ²)
1	0-10	17	46
2	10-20	40	110
3	20-30	61	165
4	30-40	80	216
5	40-55	102	275
6	55-60	120	321

Ankrajlı kazılarda ise zemin elastite modülü (7.1) eşitliğinden 20 kPa düşey efektif gerilmeye göre bulunmuştur. Buna göre

$$E = 500 \text{ N/cm}^2,$$

$$\nu = 0.35$$

Arayüzey, ankraj-zemin :

$$E_x = 500 \text{ N/cm}^2, \quad E_y = 500 \text{ N/cm}^2, \quad E_z = 5 \text{ N/cm}^2$$

$$\begin{aligned}
 G_{xy} &= 185 \text{ N/cm}^2 & G_{yz} &= 185 \text{ N/cm}^2 & G_{zx} &= 2.5 \text{ N/cm}^2 \\
 \nu_{xy} &= 0.35 & \nu_{yz} &= 0.35 & \nu_{zx} &= 0.01
 \end{aligned}$$

Arayüzey, perde-zemin :

$$\begin{aligned}
 E_x &= 50 \text{ N/cm}^2, & E_y &= 0.5 \text{ N/cm}^2, & E_z &= 50 \text{ N/cm}^2 \\
 G_{xy} &= 18.5 \text{ N/cm}^2 & G_{yz} &= 18.5 \text{ N/cm}^2 & G_{zx} &= 0.25 \text{ N/cm}^2 \\
 \nu_{xy} &= 0.35 & \nu_{yz} &= 0.01 & \nu_{zx} &= 0.35
 \end{aligned}$$

Perde (Cam):

$$\begin{aligned}
 E &= 700\,000 \text{ N/cm}^2 \\
 \nu &= 0.25
 \end{aligned}$$

Ankraj teli (Çelik) :

$$\begin{aligned}
 E &= 2 \times 10^7 \text{ N/cm}^2 \\
 \nu &= 0.15
 \end{aligned}$$

Ankraj kökü (Alüminyum) :

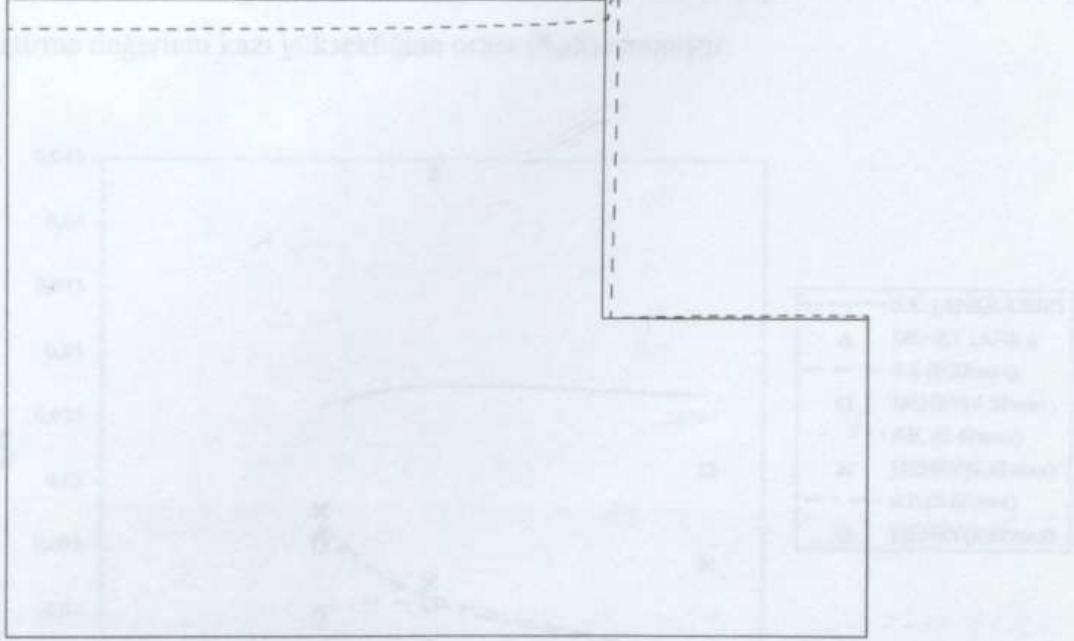
$$\begin{aligned}
 E &= 700\,000 \text{ N/cm}^2 \\
 \nu &= 0.30
 \end{aligned}$$

olarak alınmıştır.

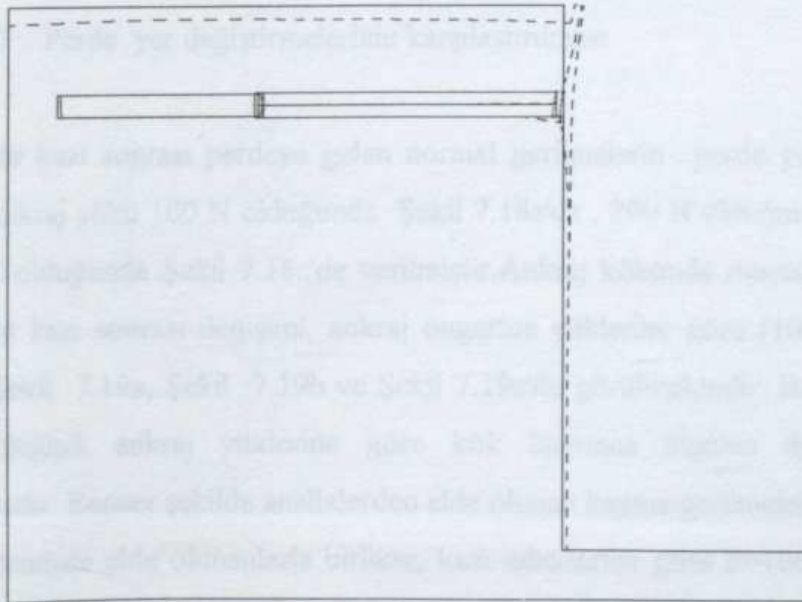
7.4.1 Analiz Sonuçları

Kazı adımları ve yükleme durumlarına göre yapılan analiz sonuçlarından perdede oluşan yer değiştirmeler, ankraj kökündeki normal gerilme ve kayma gerilmesi dağılımı ve perde arkasında oluşan gerilmeler seçilmiş ve deneylerde elde olunan bulgular ile karşılaştırılmıştır. Analizlerde ankrajlı ve ankrajsız modelin şekil değiştirmiş hali her iki

durum içinde bir kazı örnek seçilerek verilmiştir (Şekil 7.15 ve Şekil 7.16). Diğer kazı adımlarında şekil değiştirme durumu bunlara benzerdir.

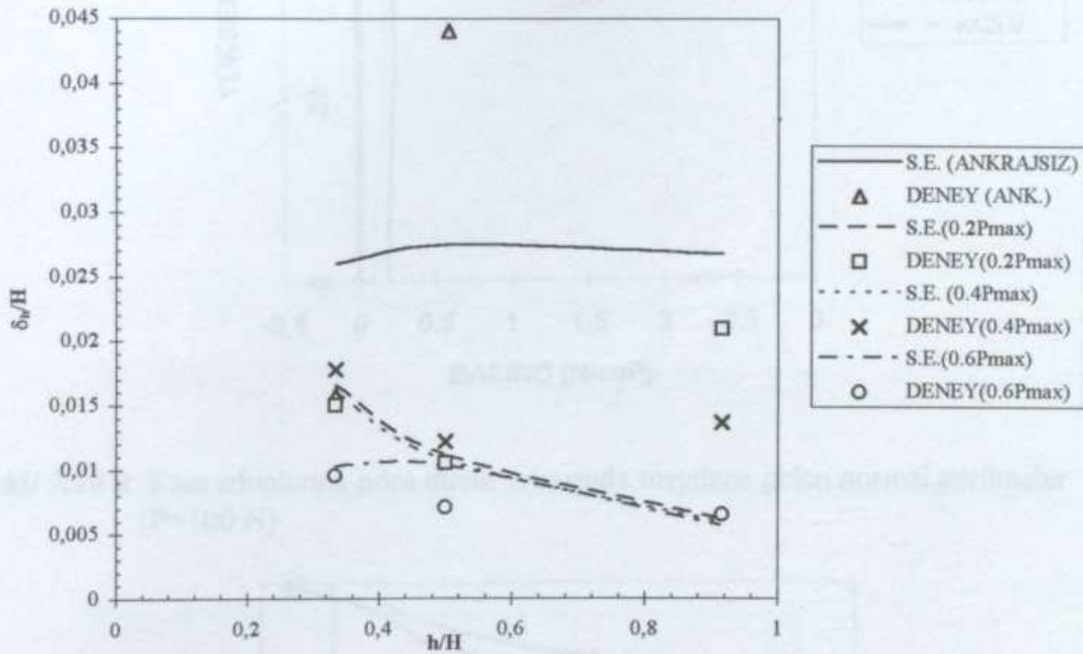


Şekil 7.15 : Ankrajsız perdede kazıdan sonraki durum (Kazı II)



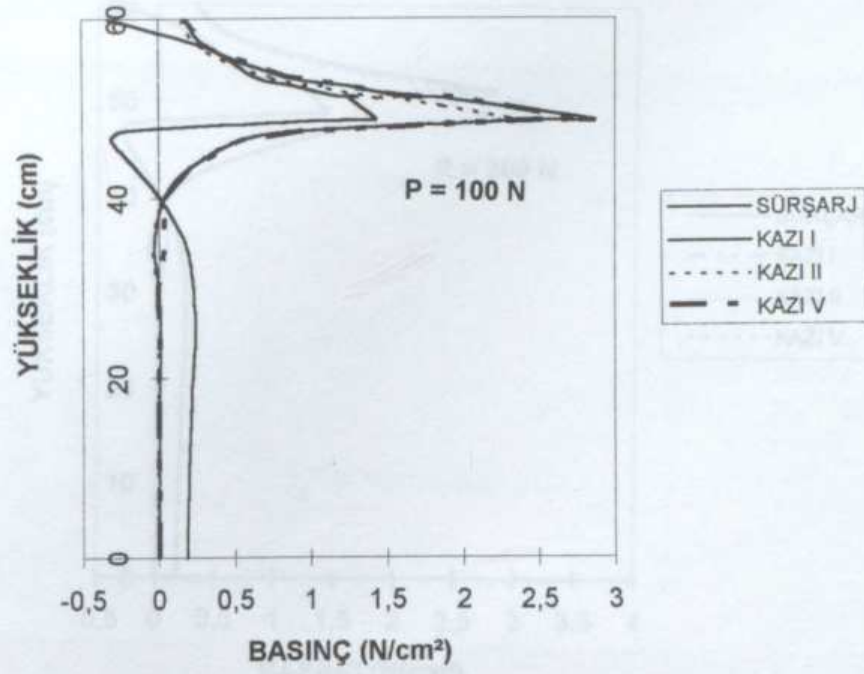
Şekil 7.16 : Ankrajlı perdede kazıdan sonraki durum (Kazı V)

Analizlerde elde olunan yer değiştirmelerin kazı adımı ve ankraj kuvveti ile değişimi Şekil 7.17'de verilmiştir. Ayrıca Şekil 7.17'de model deneyleri sırasında ölçülen perde yer değiştirmelerinin karşılaştırılması yer almaktadır. Bu grafikte yatay eksen kazı yüksekliğinin toplam perde yüksekliğine oranı (h/H), dikey eksen ise perde yer değiştirme değerinin kazı yüksekliğine oranı (δ_h/h) alınmıştır.

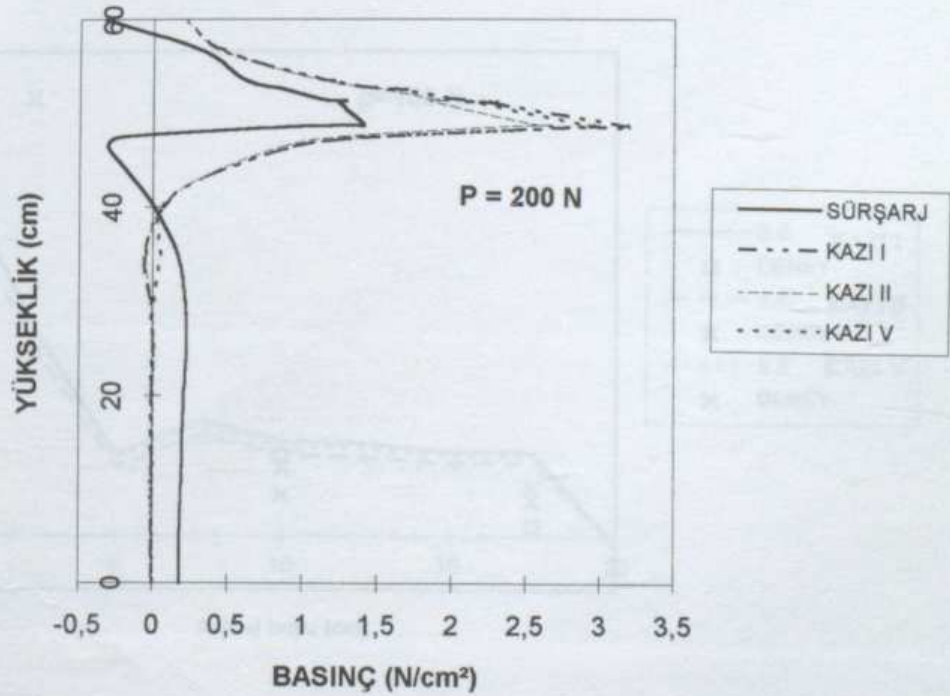


Şekil 7.17: Perde yer değiştirmelerinin karşılaştırılması

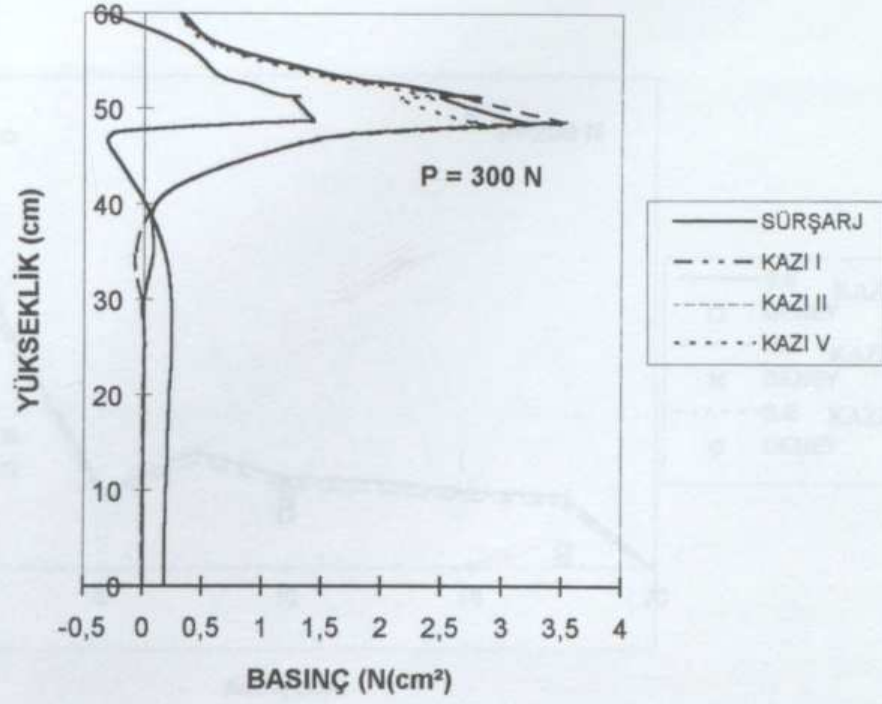
Analizlerde kazı sonrası perdeye gelen normal gerilmelerin perde yüksekliği boyunca dağılımı ankraj yükü 100 N olduğunda Şekil 7.18a'da , 200 N olduğunda Şekil 7.18b'de ve 300 N olduğunda Şekil 7.18c'de verilmiştir. Ankraj kökünde mevcut normal gerilme dağılımının kazı sonrası değişimi, ankraj öngerme yüklerine göre (100,200 ve 300 N) sırasıyla Şekil 7.19a, Şekil 7.19b ve Şekil 7.19c'de görülmektedir. Bu grafiklerde kazı sonrası, değişik ankraj yüklerine göre kök boyunca ölçülen deney verileri de yeralmaktadır. Benzer şekilde analizlerden elde olunan kayma gerilmelerinin kök boyunca dağılımı deneyde elde olunanlarla birlikte, kazı adımlarına göre $P=100$ N öngerme için Şekil 7.20a'da, $P=200$ N öngerme için Şekil 7.20b'de ve $P=300$ N öngerme için Şekil 7.20c' de verilmiştir.



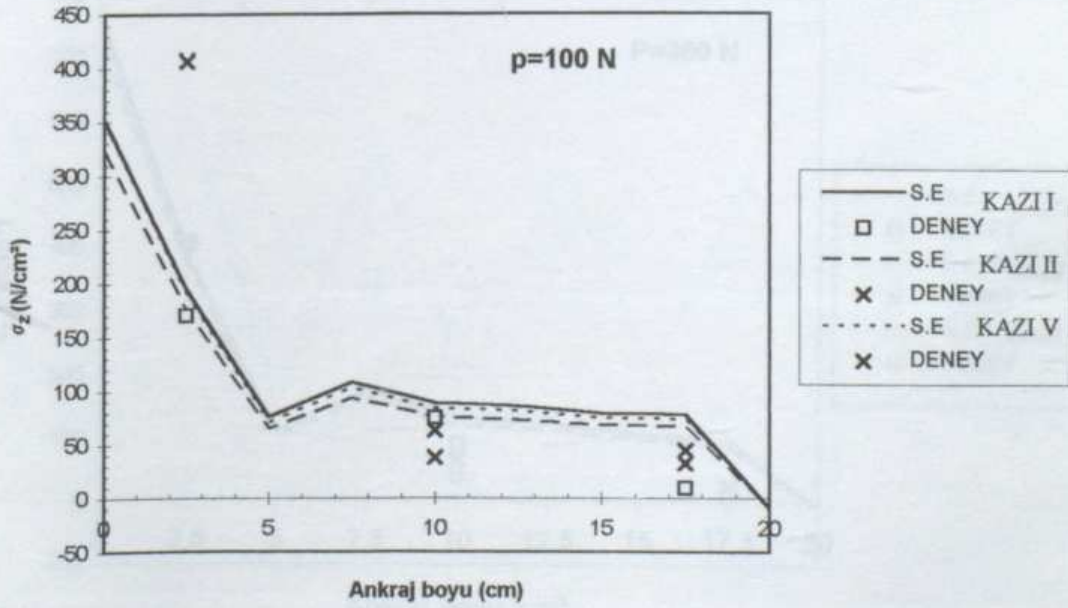
Şekil 7.18 a: Kazı adımlarına göre duvar arkasında meydana gelen normal gerilmeler (P=100 N)



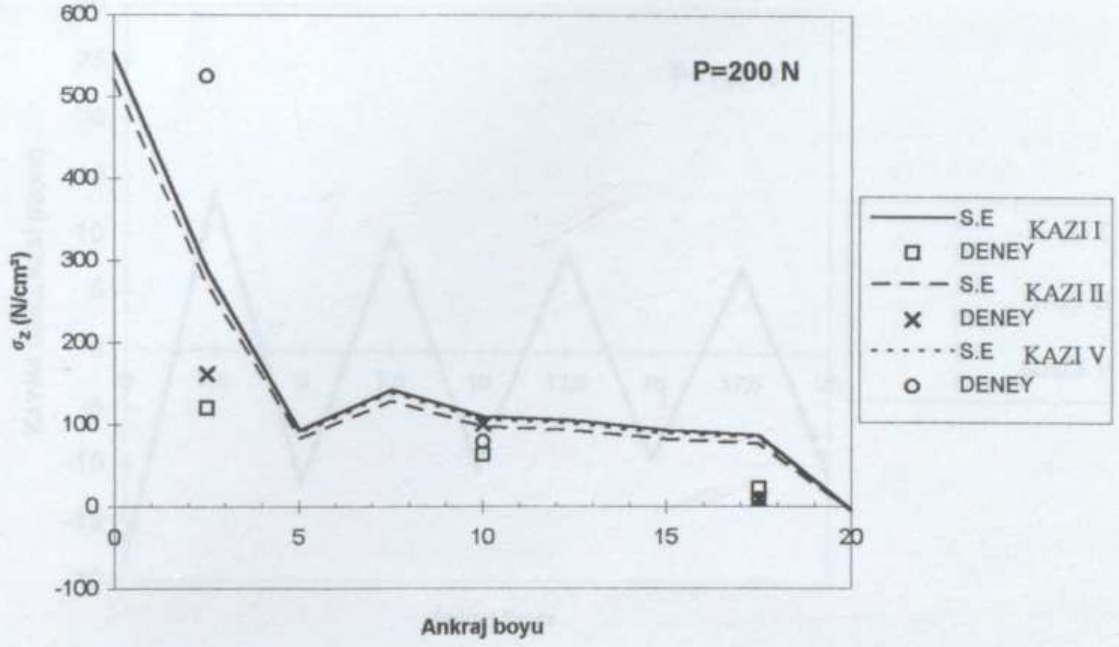
Şekil 7.18 b: Kazı adımlarına göre duvar arkasında meydana gelen normal gerilmeler (P=200 N)



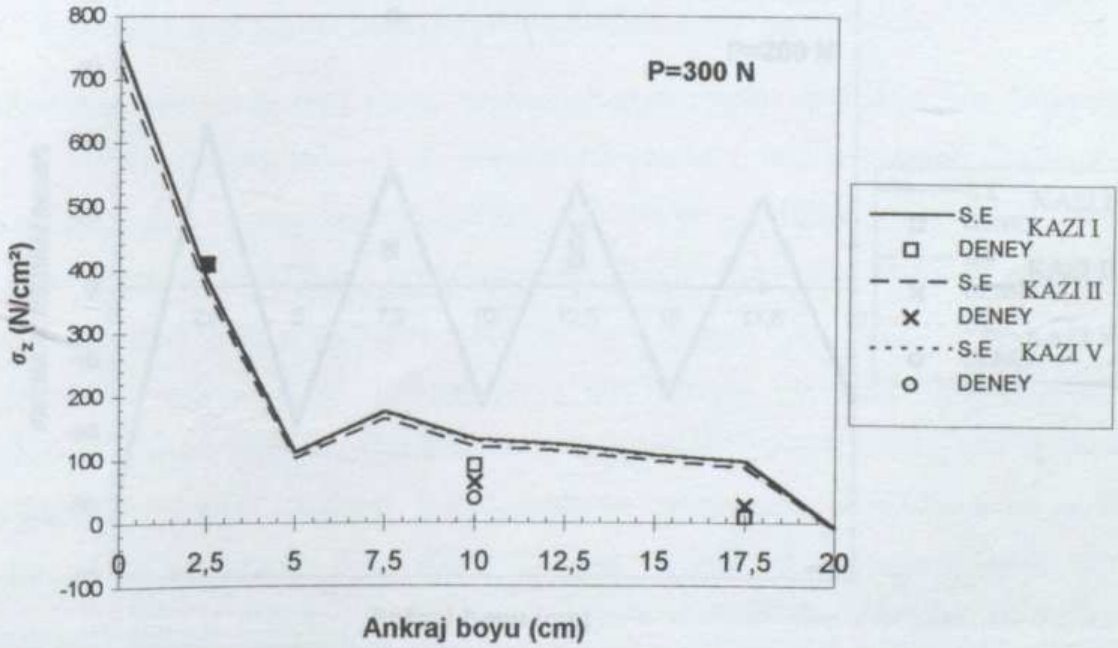
Şekil 7.18 c: Kazı adımlarına göre duvar arkasında meydana gelen normal gerilmeler ($P=300 \text{ N}$)



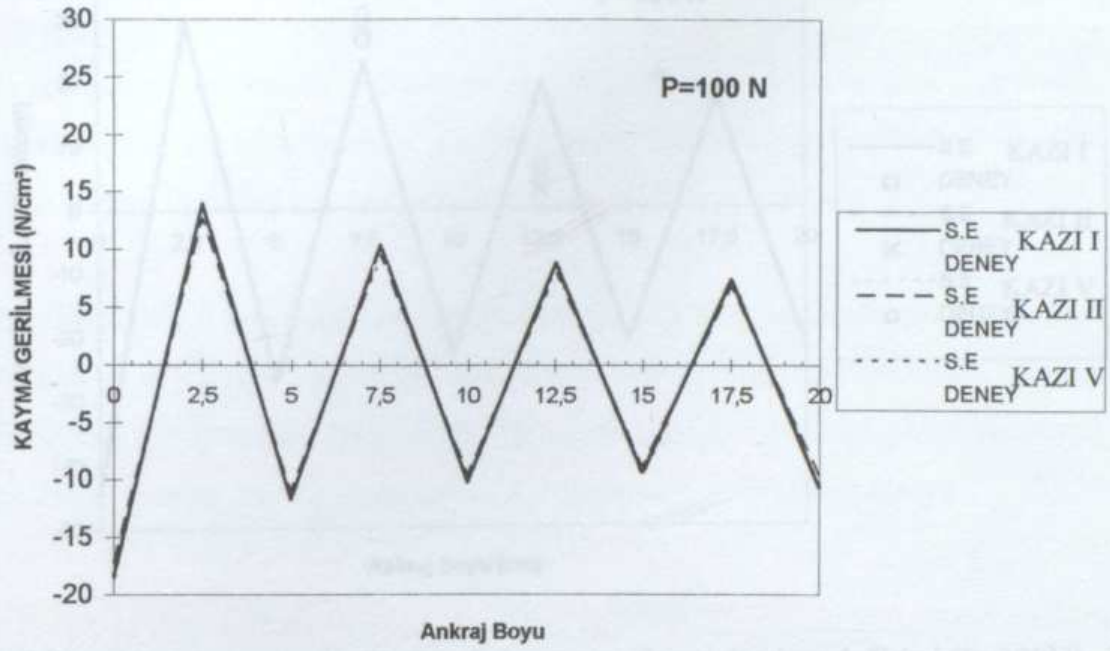
Şekil 7.19 a: Kazı sonrası ankraj kökünde gerilme dağılımı değişimi ($P=100 \text{ N}$)



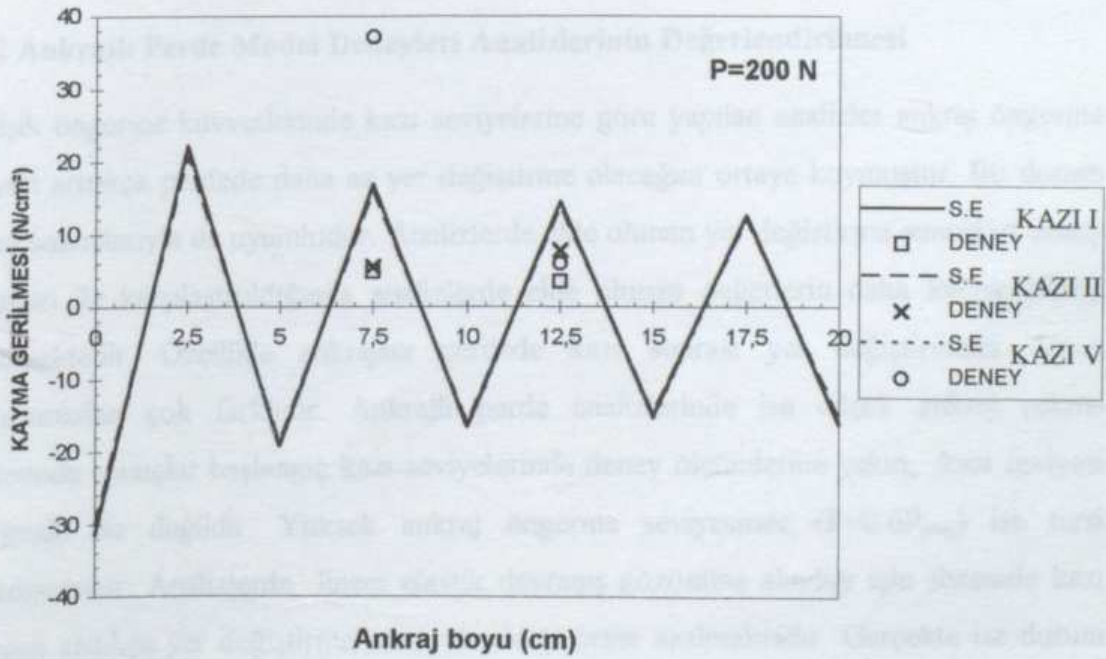
Şekil 7.19 b : Kazı sonrası ankraj kökünde normal gerilme dağılımı değişimi (P=200N)



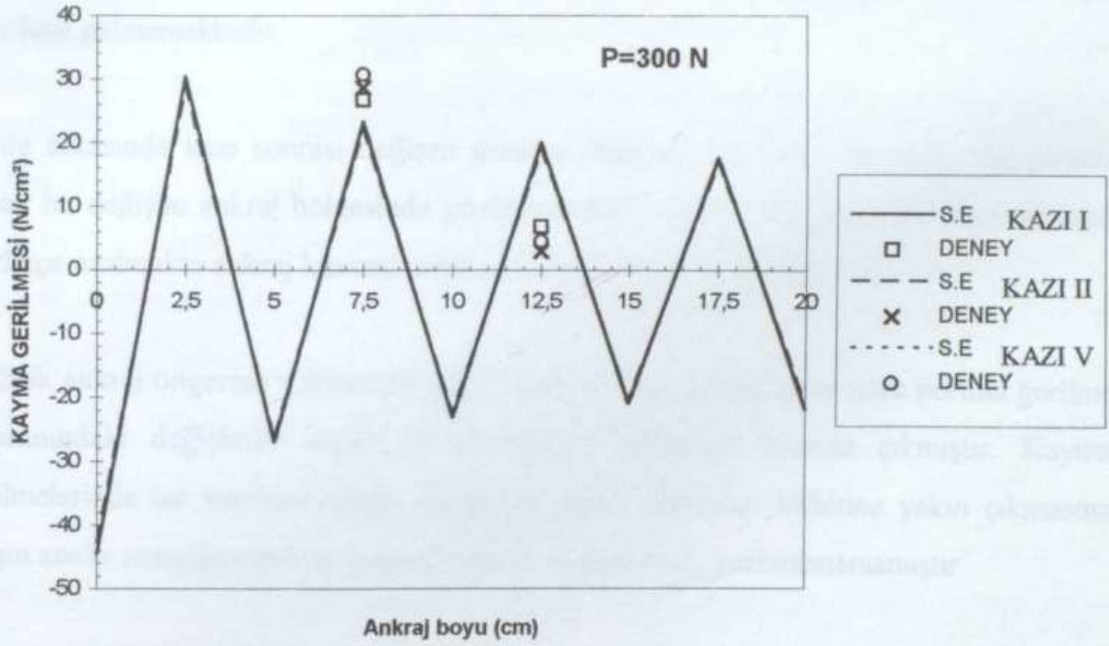
Şekil 7.19 c : Kazı sonrası ankraj kökünde normal gerilme dağılımı değişimi (P=300N)



Şekil 7.20 a : Kazı sonrası ankraj kökünde kayma gerilmesi dağılımı değişimi (P=100N)



Şekil 7.20 b : Kazı sonrası ankraj kökünde kayma gerilmesi dağılımı değişimi (P=200N)



Şekil 7.20 c : Kazı sonrası ankraj kökünde kayma gerilmesi dağılımı değişimi ($P=300\text{ N}$)

7.4.2 Ankrajlı Perde Model Deneyleri Analizlerinin Değerlendirilmesi

Değişik öngerme kuvvetlerinde kazı seviyelerine göre yapılan analizler ankraj öngerme kuvveti arttıkça perdede daha az yer değiştirme olacağını ortaya koymuştur. Bu durum deney sonuçlarıyla da uyumludur. Analizlerde elde olunan yer değiştirme sonuçları deney bulguları ile karşılaştırıldığında analizlerde elde olunan değerlerin daha küçük çıktığı görülmektedir. Özellikle ankrajsız perdede kazı sonrası yer değiştirmeler deney sonuçlarından çok farklıdır. Ankrajlı perde analizlerinde ise düşük ankraj çekme yüklerinde sonuçlar başlangıç kazı seviyelerinde deney ölçümlerine yakın, kazı seviyesi arttığında ise değildir. Yüksek ankraj öngerme seviyesinde ($P=0.6P_{\max}$) ise tersi sözkonusudur. Analizlerde lineer elastik davranış gözönüne alındığı için sistemde kazı seviyesi arttıkça yer değiştirme/kazı yüksekliği oranı azalmaktadır. Gerçekte ise durum farklıdır ve kazı seviyesi arttıkça düşük öngerme etkisindeki sistemlerde plastik şekil değiştirmelerden ötürü artma gözlenmektedir. Yüksek öngerme etkisinde ise sistemde yer

değiştirmeler kazı seviyesinden daha az etkilenmekte ve plastik şekil değiştirmeler meydana gelmemektedir.

Perde arkasında kazı sonrası değişen gerilme dağılımı kazı adımına göre değişmekte ancak bu değişim ankraj bölgesinde gözlenmektedir. Ayrıca bu gerilmeler kazı tabanına inildikçe azalmakta ankraj kuvveti arttıkça bu gerilmeler de artmaktadır.

Değişik ankraj öngerme yüklerinde ankraj kökünde, kazı adımlarına göre normal gerilme dağılımındaki değişimler analiz ve deneylerde birbiriyle uyumlu çıkmıştır. Kayma gerilmelerinde ise mertebe olarak analiz ve deney sonuçları birbirine yakın çıkmasına karşın analiz sonuçlarının kök boyunca işaret değiştirmesi yorumlanamamıştır.

BÖLÜM 8

8. SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada ankrajlı perdelerin inşası sırasında ankraj kökü-zemin ve perde-zemin etkileşimi model deneyler ve nümerik analizler ile incelenmiştir. Deneysel ve nümerik çalışmalar iki aşamada gerçekleştirilmiştir. Birinci aşamada öngerme uygulanırken artırılan çekme yüklerine karşı ankraj-zemin etkileşimi, ikinci aşamada ise öngerme uygulanmış bir ankrajlı perdede kazı sonrası perde-zemin ve ankraj -zemin etkileşimi incelenmiştir. Model deneyler ve nümerik analizlerden elde olunan bulgulara dayanarak aşağıdaki sonuçlar çıkarılmıştır.

Model deneylerde, öngerme vermek için değişik sürşarj basınçları altında yapılan ankraj çekme deneyleri sırasında gözlemlenen şekil değiştirmeler ve bunlardan elde olunan gerilmelerin ankraj kökü boyunca dağılımı literatüre uygun düşmektedir(Ostermayer ve Scheele,1977). Bu konuda sonlu elemanlar yöntemiyle yapılan nümerik analiz sonuçları da mertebe ve dağılım olarak deney sonuçlarına uymaktadır (Desai vd., 1986). Analizlerde ankraj-zemin arasında relatif hareketleri gözönüne alan non-lineer elasto-plastik ara yüzey elemanlar kullanmak gerekli olmaktadır. Bu konuda yapılan ön çalışmalara göre ara yüzey elemanların kalınları genişliklerinin 0.1 ile 0.01 arasında değişmesi daha uygun olmaktadır.

Öngerme uygulanmış bir ankrajlı perde model deneylerine göre ankraj öngerme kuvvetinin şiddeti arttırıldığında perdede kazı sonrası ortaya çıkan yer değiştirmeler azalacaktır. Ayrıca bu deneyler ankrajlı bir perdenin ankrajsız perdeye göre perde önünde daha fazla kazı yapılmasının mümkün olduğunu ve aynı kazı derinliğinde ankrajlı perdede çok daha az yer değiştirmelerin meydana geldiğini göstermiştir. Yapılan ölçümler kazı sonrası ankraj kökündeki eksenel normal gerilme ve kayma gerilmelerin dağılımının değiştiğini göstermiştir. Ankraj kökü kazı sırasında perde deformasyonlarından ötürü deformasyona uğramaktadır. Bu değişim düşük öngerme seviyesinde daha fazladır. Bu konuda yapılan sonlu eleman analizlerde deney sonuçlarını destekliyor görünmektedir.

Ankrajlı perdelerde kazı seviyelerinin değişimine göre sistemin analiz edildiği sonlu eleman modellerde perde-zemin ve ankraj-zemin arasında lineer elastik ortotrop malzeme davranışı dikkate alındığında çözümler daha gerçekçi olmaktadır. Perde arkasında yerel plastikleşmenin olduğu durumlarda analiz sonuçları deney ölçümlerine yeterince yaklaşmamıştır.

Analizlerde zemin ve ara yüzey elamanlar için kullanılan malzeme parametreleri laboratuarda yapılan deneylerden elde olunan parametrelere göre seçilmiştir. Buna göre nümerik analizlerde kullanılacak malzeme parametrelerinin buna uygun laboratuvar deneylerinden alınması yeterli olmaktadır.

Bu çalışmada deneyler küçük çaplı modellerle gerçekleştirilmiştir. Bu deneylerin daha büyük çaplı modellerle ve daha fazla şekil değiştirme ölçerin yerelabileceği tarzda geliştirilmesi deneylerde daha fazla veri elde edilmesini mümkün kılacaktır. Ayrıca modellerde perde arkasındaki gerilmeleri tespit edecek load cell (yükleme hücresi)'lerin ve ankraj kökündeki yer değiştirmeleri saptayacak bir mekanizmanın geliştirilmesi ankraj mekaniğinin daha iyi araştırılmasını sağlayacaktır.

Analizlerde ise zemin ve ara yüzey davranışını tanımlayan daha gerçekçi elasto-plastik bünye modellerine ihtiyaç duyulmuştur. Bu modellerin laboratuarda kolay elde olunabilecek malzeme parametrelerine bağlı olması beklenir.

KAYNAKLAR

- 1- Abdel Rahman, M. A., (1988), "Numerical and Experimental Study of Shaft Resistance of Piles in Granular Soils", Ph.D. Thesis, Univ. of Wisconsin-Madison.
- 2- Acar, Y., Tümay, M. T. and Durgunoğlu, T. H., (1982), "Interface properties of sand", Technical Note, ASCE, Geotech. Engr. Div., Vol.108, No.GT4, November, pp.648-654.
- 3- Anderson, W.F., Hanna, H.T., Abdel Malek, M.N., (1983), "Overall stability of anchored retaining walls", Proc. ASCE, Geotech. Engr. Div., Vol.109, No.11, November, pp.1416-1433.
- 4- Basset, R.H., (1970), "Contribution to Discussion, Proceedings of the Conf. on Ground Engr. Institution of Civil Engineering, London, pp.89-94.
- 5- Basset, R.H., (1977), "Underreamed ground anchors", Specialty Session No.4, 9th International Conf. on SMFE, Tokyo.
- 6- Berardi, G., (1967), "Sul comportamento degli ancoraggi immersi in terreni diversi", University of Genoa, Institute of Construction Science, Series III, No.60, 18 pp.
- 7- Berilgen, M.M. ve Özaydın, İ.K., (1992), "Zemin yapı etkileşimi problemlerinde ara yüzey eleman kullanımı", Zemin Mekaniği ve Temel Müh.4. Ulusal Kongresi, İTÜ, İstanbul, pp.104 -113.
- 8- Berilgen, M.M. ve Özaydın, İ.K., (1994), "Zemin ankrajlarının davranışının analizi", Zemin Mekaniği ve Temel Müh. 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara, pp.302-313.

- 9- Boghrat, A., (1989), "Use of STABL program in tied-back wall design", Proc., ASCE, J. of Geotech. Engr. Div., Vol.115, No.4, pp.546-552.
- 10- Bolton, M.D. and Powrie, W., (1987), "The collapse of diaphragm walls retaining clay", Geotechnique, Vol.37, No.3, pp.335-353.
- 11- Bosscher, P.J and Ortiz, C., (1987), "Frictional properties between sand and various construction materials", Technical Notes, J. of Geotech. Engr. Div., Vol.113, No.9, pp.1035-1039.
- 12- Bowles, J.E., (1988), "Foundation Analysis and Design", 4th Ed. Mc Graw Hill Book Co., N.Y.
- 13- Brandl, H., (1979), "Design of high flexible retaining structures in steeply inclined unstable slopes", Proc. 7th European Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Brighton, Vol.3, pp.157-166.
- 14- Broms, B.B., (1968), "Swedish tie-back system for sheet pile walls", Proc. 3rd Budapest Conference on SMFE, Budapest, pp.391-403.
- 15- Brown, D.G., (1970), "Uplift capacity of grouted rock anchors", Ontario Hydro research Quarterly, Vol.22, No.4, pp.18-24.
- 16- Bureau Securitas, (1972), "Ground anchors", Code of Practise, Edition Eyrolles, Recommendation TA.72.
- 17- Carpenter, J.R. and Kopperman, S., (1985), "PCSTABL4 User Manuel", Report No.FHWA-TS-85-229, Federal Highway Administration", Wash. D.C..

- 18- Clough, G.W. and Duncan, J.M., (1971), "Finite element analysis of retaining wall behaviour", Proc., ASCE, J. of Geotech. Engr. Div. Vol.97, No.SM12,
- 19- Clough, G.W., and Tsui, Y., (1974), "Performance of tied-back walls in clay", Proc., ASCE, J. of Geotech. Engr. Div. Vol.100, No.GT12, pp.1259-1274.
- 20- Clough, G.W., Weber, R.R and Lamont, J., (1972), "Design and observation of a tied-back wall", Proc. Conf. on Performance of Earth and Earth-Supported Structures, Purdue University, Vol.I, Part 2, Lafayette, pp.1367-1390.
- 21- Coates,D.F. and Yu,Y.S., (1970), "Three dimensional stress distribution around a cylindrical hole and anchor", Proc., 2nd Inter. Conf. on Rock Mech., Belgrade, Vol.2, pp.175-182.
- 22- Costopoulos, S.D., (1979), "Experimental investigation of model diaphragm wall", Tech.Note, ASCE, J. of Geotech. Engr. Div. Vol.105, No.GT11, pp.1343-1349.
- 23- Çetinkaya, N.N., (1990), "Analysis of the tie-back sheet pile walls in granular soils", Ph.D. Thesis, B.Ü., İstanbul.
- 24- Das, B.M. and Seely, G.R., (1975), "Passive resistance of inclined anchors in sand" Proc. ASCE, Vol.101, No.GT3.
- 25- Davis, A.G. and Plumell, C., (1982), "Full-scale test on ground anchors in fine sand", Proc., ASCE, J. of Geotech. Engr. Div., Vol.108, No.GT3, pp.335-353.
- 26- Desai, C.S., (1977), "Soil-structure interaction and simulation problems", Finite Elements in Geomechanics, Chap. 7, Gudehus (Ed.), Wiley, Chishester.

- 27- Desai, C.S., (1980), "A general basis for yield failure and potential flow in plasticity", Inter. J. Numer. and Analy. Meth. in Geomech., Vol.4, pp.361-375.
- 28- Desai, C.S., (1980), "A dynamic multi degree of freedom shear device", Report No. 8-36, Dept. of Civ. Engr., Virginia Tech., Blackburg.
- 29- Desai, C.S., (1981), "Behaviour of interfaces between structural and geologic media", Proc. Inter. Conf. on Recent Advances in Geotech. Earthquake Engr. and Soil Dynamics, St. Lois, Mo.
- 30- Desai, C.S., (1986), "Dynamic soil structure interaction with constitutive modelling for soils and interfaces", Finite Element Meth. for Nonlinear Problems, European Symp., Trondheim, Norway.
- 31- Desai, C.S., Muqtadir, A. and Scheele, F., (1986), "Interaction analysis of anchor-soil system", Proc., ASCE, J. of Geotech. Engr. Div., Vol.112, No.5, pp.537-553.
- 32- Desai, C.S. and Nagaraj, B.K., (1988), "Modeling for cyclic normal and shear behaviour of interfaces", Proc., ASCE, J. of Engr. Mech. Div., Vol.114, No.7, pp.1198-1217.
- 33- Desai, C.S. and Sargand, (1984), "Hybrid FE procedure for soil-structure interaction", Proc., ASCE, J. of Geotech. Engr. Div., Vol.110, No.4, pp.473 -486.
- 34- Desai, C.S. and Zaman, M.M., Lightner, J.G. and Siriwardane, H.J., (1984), "Thin layer element for interfaces and joints", Inter. J. for Numer. and Anal. Meth. in Geomechanics, Vol.8, pp.19-43.
- 35- Drucker, D.C. and Prager, W., (1952), "Soil mechanics and plastic analysis or limit design", Q. Apply Math., Vol. 10, No.2, pp.157-165.

- 36- Drumm, E.C. and Desai, C.S., (1986), "Determination of parameters for a model for the cyclic behaviour of interfaces", J. Earthquake Engr. and Structural Dynamics, Vol. 16, No. 1, pp.1-18
- 37- Duncan, J.M. and Chang, C.Y., (1970), "Nonlinear analysis of stress and strain in soils", Proc., ASCE, J.of Foun. Engr. Div., Vol.96, No.SM5, pp.1629-1681.
- 38- Eberhard, Al, and Veltrop, J.A., (1965), "Prestressed anchorages for large trainter gate", Proc., ASCE, Vol.90, No.ST6, pp.123-148.
- 39- Edil, T.B., (1995), "Kişisel görüşmeler", Univ. of Wisconsin-Madison.
- 40- Egger, P., (1972), "Influence of wall stiffness and anchor prestressing on earth pressure distributions", Proc. 5th European Conf. on SMFE, Vol. I, Birmingham, England, pp. 259-264.
- 41- El-Haggan, S.M., (1978), "The behaviour of inclined anchors subjected to axial static and repeated loading in dry sand", Thesis, University of Sheffield, England.
- 42- Elsakhawy, N.R., (1991), "Experimental and Numerical Study of The Pile Shaft-Sand Interface", Ph.D. Thesis, Univ. of Wisconsin-Madison.
- 43- Erdemgil, M., (1981), "Zeminde ankraj uygulaması", Zemin Mekaniği ve Temel Müh.1. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara, pp.255 -262.
- 44- Evangelista, A. and Sapio, G., (1977), "Behaviour of ground anchors in stiff clays", Specialty Session No.4, 9th Inter. Conf. on SMFE, Tokyo, pp.39-47.

- 45- Fujita, K., Ueda, K. and Kusabuka, M., (1977), "A method to predict the load-displacement relationship of ground anchors", Specialty Session No.4, 9th Inter. Conf. on SMFE, Tokyo, pp.58-62.
- 46- Ghaboussi, J., Wilson, E. and Isenberg, J., (1973), "Finite element for rock joints and interfaces", Proc., ASCE, J. of Soil Mech. and Found. Engr. Div., Vol.99, No.SM10, pp.883-848.
- 47- Goodman, R.E., Taylor, R.L. and Brekke, T.L., (1968), "A model for the mechanic of jointed rock", Proc., ASCE, J. of Soil Mech. and Found. Engr. Div., Vol.94, No.SM3, pp.637-659.
- 48- Hanna, T.H., (1969), "The mechanics of load mobilization in friction piles", J. of Materials, Vol.4, No.4, pp. 664-669.
- 49- Hanna, T.H., (1973), "The influence of anchor inclination on pull-out resistance of clays", Canadian Geotech. Journal, Vol.10, No.4, pp.664-669.
- 50- Hanna, T.H., (1977), "Design and construction of ground anchors", Construction Industry Research and Infor. Assoc., Report No. 65.
- 51- Hanna, T.H., (1982), "Foundation in Tension - Ground Anchors", McGraw Hill , USA.
- 52- Hanna, T.H. and Matellana, G.A., (1970), "The behaviour of tied-back retaining walls", Canadian Geotechnical Journal, Vol.7, No.4, pp.372-396.
- 53- Herman, L.R., (1978), "Finite element analysis of contact problems", Proc. ,ASCE, J. of Engr. Mech. Div., Vol.104, No.EM5, pp.1043-1057.

- 54- Henke, K.F., (1974), "Stabilization of landslides in weathered clay-shale using pretensioned grouted anchors", Proc. 2nd Congress Inter. Assoc. of Engr. Geology, Sao Paulo, Vol.2, Theme V-9, 8pp.
- 55- Hobst, L., (1965), "Vizepitmenyek Kihorgonyzasa", Vizugi Kozlemyek, Vol.4, pp.475-575.
- 56- Hobst, L. and Zajic,J., (1977), "Anchoring in Rock", Developments in Geotech. Engr., Elsevier Scientific Publ. Co., Amsterdam.
- 57- Hunt, E.R., (1986), "Geotechnical Engineering Techniques and Practices", Mc Graw Hill Co., USA.
- 58- Indraratna, B. and Kaiser, P.K., (1990), Analytical model for the design of rock bolts", Inter. J. for Num. and Anal. Methods in Geomechanics, Vol.14, pp-227-251.
- 59- Ivering, J.L., (1969), "Developments in the concept of compression tube anchors", Hanna, T.H. (1982) "Foundation in Tension - Ground Anchors", McGraw Hill, USA. adlı kitaptan alınmıştır.
- 60- İncecik, M., (1977), "Çok ankrajlı dayanma perdelerinde stabilite problemleri", İTÜ Dergisi, Cilt 35, Yıl 35, Sayı 5, pp.36-51.
- 61- İncecik, M., (1980), "Kohezyonsuz Zeminlerde Ankraj Davranışı", Doktora Tezi, İTÜ, İstanbul.
- 62- James, E.L. and Jack,B.J., (1974), "A desisgn study of diaphragm walls", Proc., Conf. of Diaphragm Walls and Anchorages, Institution of Civil Engineers, London, pp.41-49.

- 63- Jorge, J., (1970), "Le tirant IRP réinjectable pour terrains meubles, karstiques, ou à faibles caractéristiques géotechniques", Proc., 2nd Int. Cong. on Rock Mech., Mexico.
- 64- Kay, N.S. and Quamar, M.I., (1978), "Evaluation of tie-back anchor response", Proc., ASCE, J. of Geotech. Engr. Div., Vol.104, No.GT1, pp.77-89.
- 65- Kondner, R.L., (1963), "Hyperbolic stress-strain response; cohesive soil", Proc., ASCE, J. of Soil Mech and Foun. Engr. Div., Vol.89, No.SM1, pp.115-143.
- 66- Kranz, E., (1953), "Über die verankerung von Spudwänden", W. Erns & Sohn, Berlin.
- 67- Lade, P.V., (1977), "Elasto-plastic stress-strain theory for cohesionless soil with curved yield surfaces", Solid Structures, Vol.13, pp.1019-1035.
- 68- Lai, J.Y. and Booker, J.R., (1991), "A residual force finite element approach to soil-structure interaction analysis", Inter. J. for Num. and Anal. Meth. in Geomechanics, Vol.15, pp.181-203.
- 69- Littlejohn, G.S., (1970), "Soil Anchors", Proc. Conf. on Ground Engineering, The Institution of Civil Engineers, London, 33-44.
- 70- Littlejohn, G.S., (1972), "Anchored diaphragm walls in sand- anchor design", Ground Engr., Vol.5, No.1, pp.12-17.
- 71- Littlejohn, G.S. and Bruce, D.A., (1975), "Rock anchors - State of the Art Part 1 : Design", ground Engineering, Vol.8, No.4, pp.41-50.
- 72- Lusas Theory Manual, Version 10.0, (1990), FEA Ltd, United Kingdom.

- 73- Lutz, L. and Gergeley, P., (1967), "Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete", J. of American Concrete Ins., vol.64, No.11, 711-721.
- 74- Lysmer, S., (1970), "Limit analysis of plane problems in soil mechanics", Proc., ASCE, J. of Soil Mech. and Found. Engr. Div., Vol.96, No.SM4, pp.1311-1334.
- 75- Meyerhof, G.G., (1973), "Uplift resistance of inclined anchors and piles" Proc. 8th Inter. Conf. SMFE, Moscow.
- 76- Mitchell, J.M., (1974), "Some experience with fround anchors in London", Proc. Diaphragm Walls and Anchorages Conf., Ins. of Civil Engr., London, pp.129-133.
- 77- Mohamed, K., Montel, B., Civard, A. and Luga, R., (1969), "Cherfas Dam anchorages : 30 years of control and recent reinforcement", Proceedings, 7th Inter. Conf. on Soil Mech. and Found. Eng., Mexico City, Specialty Session No.15, pp.167-171.
- 78- Müller, H., (1966), "Erfahrungen mit Verankerungen system BBRV in Fels und Lockergsteinen", Schweizerische Bauzeitung, Vol.84, No.4, pp.77-82.
- 79- Navayogarajah, N., Desai, C.S. and Kiocsus, P.D., (1992), "Hiererchical single surface model for static and cyclic behaviour of interfaces", Proc., ASCE, J. of Engr. Mech. Div., Vol.118, No.5, pp.990-1011.
- 80- Nayak, G.C. and Zienkiewicz, O.C., (1972), "Elasto-plastic stress analysis. A generalization for various constitutive relations including starin softening" Inter. J. for Num. Meth. in Engr., Vol.5, pp.113-135.
- 81- Neely, W.J. and Montague-Jones, M., (1974), "Pull-out capacity of straight shafted and underreamed ground anchors", Transactions, South African Institution of Civil Engr., Vol.16, No.4, pp.131-134.

82- Ostermayer, H., (1974), "Construction, carrying behaviour and creep characteristic of ground anchors", Proceedings, Diaphragm Wall and Anchorages Conf., London.

83- Ostermayer, H., (1977), "Practise in detail design application of anchorages", A Review of Diaphragm Walls, Inst. of Civil Engineers, London.

84- Ostermayer, H. and Scheele, F., (1977), "Research on ground anchors in non-cohesive soils", Specialty Session No.4, 9th Inter. Conf. on SMFE, Tokyo, pp.92-97.

85- Pande, G.N. and Sharma, K.G., (1979), "On joint/interface elements and associated problems of numerical ill conditioning", Short Comm., Inter. J. for Num. and Anal. Meth. of Geomechanics, Vol.3, pp.293-300.

86- Phillips, S.H.E., (1970), "Factors affecting the design of anchors in rock", Cementation Research Report R48/70, Cementation Research Ltd., London.

87- Potts, D.M. and Fourie, A.B., (1986), "A numerical study of the effects of walls deformation on earth pressures", Inter. J. of Numerical and Anal. Methods in Geomechanics, Vol.10, pp.383-405.

88- Poulos, H.G. and Davis, E.H., (1968), "The settlement behaviour of single axially loaded incompressible piles and piers", Geotechnique, Vol.18, No.3, pp.351-371.

89- Powrie, W. and Li, E.S.F., (1991), "Finite element analysis of an in situ wall propped at formation level", Geotechnique, Vol.41, pp.499-514.

90- Rawlings, G., (1968), "Stabilization of potential rockslides of folded quartzite in Northwestern Tasmania", Engineering Geology, Vol.2, pp.283-292.

91- Romberg, W., (1973), "Messungen einer verankerten Baugrubenwand", Mitteilungen der Versuchsanstalt f. Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt.

92- Roscoe, K.H., (1970), "The influence of strains in soil mechanics", *Geotechnique*, Vol.20, No.2, pp.129-170.

93- Rowe, K.R. and Booker, J.R., (1979), "The elastic response of multiple underream anchors", Research Report GEOT-1-79, University of Ontario.

94- Saliman, R., and Schaefer, R., (1968), "Anchored footings for transmission towers", Preprint No.753, American soc. of Civ. Engr., Annual Meeting, Pittsburg.

95- Schulz, H., (1976), "The definition of the factor of safety of multi tiedback walls", Proc. 6th European Conf. on SMFE, Vienna, Vol.2, pp.189-196.

96- Sengara, I.W., (1992), "Finite Element and experimental study of soil-structure interfaces", Ph.D. Thesis, Univ. of Wisconsin-Madison.

97- Sharma, K.G. and Desai, C.S., (1992), "Analysis and implementation of thin-layer element for interfaces and joints", Proc., ASCE, J. Engr. Mech. Div., Vol.118, No.12, pp.2443-2462.

98- Shields, D.R., Schanabel, H. and Wearherby, D.E., (1978), "Load Transfer in pressure injected anchors", J. of Geotech. Engr. Div., ASCE, Vol.104, No.GT9, pp.1183-1196.

99- Sokolowski, V.V., (1965), "Statics of Granular Media", Pergamon Press, N.Y.

- 100- Stable User's Manual, (1975), "A pre and post processor for STABL authored by Peter J. Bossher, University of Wisconsin, Madison.
- 101- Steenfelt, J.S., (1973), "Sand laying techniques", Technical Report, Danish Geotechnical Institute
- 102- Stille, H., (1976), "Behaviour of anchored sheet pile walls", Thesis, Royal Institute of Technology, Stockholm.
- 103- Symons I.F. and Carder, D.R., (1992), "Field measurements on embedded retaining walls", *Geotechnique*, 42, No.1, pp.117-126.
- 104- Tepfers, R., (1973), "A theory of bond applied to overlapped tensile reinforcement splices for deformed bars", Chalmers University of Technology, Sweden, Publication No.73:2, pp.328.
- 105- Terzaghi, K., (1943), "Theoretical Soil Mechanics", John Wiley & Sons Inc., N. Y.
- 106- Terzaghi, K. and Peck, R.B., (1967), "Soil Mechanics in Engineering Practice", 2nd Ed. John Wiley & Sons Book Co. N.Y.
- 107- Toğrol, E. ve Sağlamer, A., (1978), "Zemin ankrajlarının kısa süreli taşıma gücü", *İTÜ Bülteni*, Vol.31, No.1, İstanbul.
- 108- Trupia, A.L., (1976), "Elasto-plastik zeminlerde yataklanmış diyaframların hesabı için bir metot", *İTÜ İnş. Fak. Teknik Rapor* No.27.
- 109- Ulrich, E., (1989), "Tieback supported cut in overconsolidated soils", *Proc., ASCE, J. of Geotech. Engr.*, Vol.115, No.4, pp.521-545.

110- Von Langen, H. and Vermeer, P.A., (1991), "Interface element for singular plasticity points", Inter. J. for Numer. and Anal. Meth. in Geomechanics, Vol.15, pp.301-315.

111- Washizu, K., (1968), "Variational Methods in Elasticity and Plasticity", Pergamon Press, N.Y..

112- Wilson, E.L., (1977), "Finite elements for foundations, joints and fluids", Finite Elements in Geomechanics, Gudehus (ed.), Chap. 10, Wiley, Chichester.

EK

KALİBRASYONDA ÖLÇÜLEN ŞEKİL DEĞİŞTİRMELERDEN GERİLME HESABI

Teori : Membran Teorisi

Deneylerde ölçülen şekil değiştirme değerlerinden gerilme değerlerini bulabilmek için membran teorisine başvurulmuştur (Cook ve Young, 1985). Bu teori dönel simetrik cisimlerin ince cidar kesitindeki (thin wall) gerilme durumlarını analiz etmektedir.

Varsayım :

Eğilme gerilmeleri çok küçük olduğu için ihmal edilmiştir.

İşaret kabulü :

Çekme gerilmesi pozitif ve basınç gerilmesi negatif kabul edilmiştir.

Denklemler :

Teori ince silindirlere uygulandığında aşağıdaki denklemleri verir, (Cook ve Young, 1985) ;

A- Gerilmeler :

$$\sigma_{\theta} = -N_{\theta}/t, \quad \sigma_r = -p, \quad \sigma_a = -N_a/t, \quad (\text{E.1.1})$$

burada N_{θ} , N_a birim uzunluktaki kuvvet, p çevre basıncı ve θ , r ve a sırasıyla teğetsel, radyal, aksenal yönleri belirtir.

$$\frac{N_{\theta}}{r_{\theta}} + \frac{N_a}{r_a} = p \quad (r_a = \infty), \quad F = N_a 2\pi r_{\theta} \quad (\text{E.1.2})$$

burada F = uygulanan aksel kuvvet, r_a = aksel doğrultudaki yarıçap = silindir için ∞ ,
 r_θ = teğetsel yarıçap = silindir yarıçapı.

B- Şekil Değiştirmeler

$$\varepsilon_a = (\sigma_a \nu (\sigma_\theta + \sigma_r)) / E, \quad \varepsilon_\theta = (\sigma_\theta \nu (\sigma_r + \sigma_a)) / E \quad (\text{E.1.3})$$

burada E elastisite modülü ve ν Poisson oranıdır.

Denklem E.1.1'in Çevre Basıncı p altında İnce Silindire Uygulanması

İnce silindir probleminde, $r = 1.25$ cm, $t = 0.15$ cm, $N_a = 0$

Denklem E.1.2.'den $N_\theta = pr$

N değerleri Denklem E.1.1.'de yerine konursa,

$$\sigma_\theta = -8.33p, \quad \sigma_a = 0, \quad \sigma_r = -p$$

Buradan, Denklem E.1.3. şekil değiştirmeler için aşağıdaki denklemleri verir:

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E} (-\nu (-8.33 - 1.0)p) = -0.453 \times 10^{-6} p \quad (\text{E.1.4})$$

(burada $E = 6.867 \times 10^6$ N/cm², $\nu = 1/3$)

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E} (-8.33p - \nu (-p + 0)) = -1.16 \times 10^{-6} p \quad (\text{E.1.5})$$

Eksenel Basıncı F Altında:

Burada, $P = 0 \quad \therefore N_\theta = \sigma_\theta = \sigma_r = 0.0$

O halde;

$$\sigma_a = \frac{N_a}{t} = -\frac{F}{2\pi r t} = -\frac{F}{(2.5)\pi(0.15)} = -\frac{F}{1.178} = -0.849F \quad (\text{E.1.6})$$

Denklem E.1.1-E.1.3.'den;

$$\varepsilon_a = \frac{1}{E}(-0.849F) = 0.124 \times 10^{-6} F \quad (\text{E.1.7})$$

$$\varepsilon_\theta = \frac{1}{E}(-\nu(-0.849F + 0)) = 0.041 \times 10^{-6} F \quad (\text{E.1.8})$$

Hem Eksenel hem Çevre Basıncı Etkisi :

Denklem E.1.4.-E.1.8.'den süperpozisyonla;

$$\varepsilon_a = (+0.453p - 0.124F) \times 10^{-6} \quad (\text{E.1.9})$$

$$\varepsilon_\theta = (0.041F - 1.16p) \times 10^{-6} \quad (\text{E.1.10})$$

ÖZGEÇMİŞ

Şubat, 1996

Adı, Soyadı	:	Mehmet Muhit Berilgen	
Doğum yeri, tarihi	:	Elazığ, 01.01.1963	
İlk öğrenim	:	Elazığ Atatürk İlkokulu	(1963 - 1974)
Orta öğrenim	:	Malatya Atatürk Ortaokulu	(1974 - 1977)
	:	Elazığ Lisesi	(1977 - 1980)
Yüksek öğrenim	:		
Lisans	:	Fırat Üniversitesi Müh.Fak.İnşaat Müh.Böl.	(1980 - 1984)
Lisansüstü	:	İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enst. Yapı Anabilim Dalı	
	:	Tatbiki Mekanik Programı	(1984 - 1988)
Medeni Hali	:	Bekar	
Mesleki Çalışmalar	:	Y.T.Ü. Müh.Fak. İnş.Müh.Böl.	
	:	Geoteknik Ana Bilim Dalı Arş.Gör.	(1989 -)
	:	Y.T.Ü. Müh.Fak. İnş.Müh.Böl.	
	:	Mekanik Ana Bilim Dalı Arş.Gör.	(1987 - 1989)
	:	GAMB. Ltd. Şti. Müşavir Mühendis	(1985 - 1986)

Yayınlar :

1. Kablolu Yapıların Analizi, Master Tezi, 1988, İ.T.Ü.
2. Dinçer, E., ve Berilgen, M., (1990) "Killerin Kireçle Stabilizasyonu", Kil Sempozyumu, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir.
3. Berilgen, M., ve Özaydın, İ.K., (1992) "Zemin Yapı Etkileşimi Problemlerinde Ara Yüzey Eleman Kullanımı", Zemin Mekaniği ve Temel Müh. 4. Ulusal Kongresi, İ.T.Ü., İstanbul.
4. Berilgen, M.M. ve Özaydın, İ.K. (1994) "Zemin ankrajlarının davranışının analizi", Zemin Mekaniği ve Temel Müh. 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.
5. Yıldırım, S., ve Berilgen, M.M., (1994) "Bir Üst Geçit Yaklaşım Dolgusunda Gözlenen Göçme ve Yorumlar", Zemin Mekaniği ve Temel Müh. 5. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.

