

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**YUMUŞAK ZEMİNLER ÜZERİNE OTURAN DOLGU
BARAJLARDA DEFORMASYONLARIN
NÜMERİK VE DENEYSEL YÖNTEMLERLE
BELİRLENMESİ**

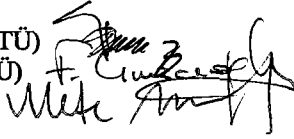
93 727

İnş. Yük. Müh. Havvanur KILIÇ

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

DOKTORA TEZİ

Tez Savunma Tarihi : 14 Nisan 2000
Tez Danışmanı : Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM (YTÜ)
Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Feyza ÇİNİCİOĞLU (İÜ)
: Prof. Dr. Mete İNCECİK (İTÜ)



İSTANBUL, 2000

İÇİNDEKİLER

Sayfa

SİMGE LİSTESİ.....	i
KISALTMA LİSTESİ.....	v
ŞEKİL LİSTESİ.....	vi
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xii
ÖNSÖZ.....	xiv
ÖZET.....	xv
ABSTRACT.....	xvi

1.	GİRİŞ.....	1
1.1	Kaynak Araştırması.....	4
1.1.1	Deformasyon analizleri.....	6
1.2	Gerilme İzi Metoduna Göre Deformasyonların Deneysel Tahmini.....	25
1.3	Efektif Gerilme İzi/Akma Çizgisi (ESP/YE) Yaklaşımı.....	25
2.	ZEMİNLERDE GERİLME - DEFORMASYON DAVRANIŞI ve GERİLME İZLERİ.....	29
2.1	Genel Gerilme Hali.....	30
2.1.1	Düzlem gerilme ve eksenel simetri.....	30
2.2	Gerilmeler ve Özgül Hacım.....	31
2.3	Deformasyon ve Birim Deformasyon Analizi.....	34
2.4	Gerilme Analizi.....	37
2.5	Gerilme İzleri.....	39
2.5.1	Eksenel simetrik gerilme izleri.....	41
2.5.2	Düzlem şekil değiştirme gerilme izleri.....	43
3.	ZEMİNLERDE ELASTİK ve PLASTİK DAVRANIŞIN TANIMLANMASI ve CAM-CLAY YAPISAL BÜNYE MODELİ.....	46
3.1	Zeminlerde Elastisite.....	46
3.1.1	Anizotropik elastisite.....	49
3.1.2	Elastik hacımsal şekil değiştirmeler.....	51
3.2	Zeminlerde Plastisite.....	54
3.2.1	Killerin akması.....	54
3.2.2	Plastik hacımsal şekil değiştirmeler ve plastik pekleşme.....	57
3.2.3	Plastik kayma şekil değiştirmeleri.....	59
3.2.3.1	Plastik potansiyel.....	60
3.2.3.2	Normalite veya birleşik akma (associated flow).....	61
3.3	Genel elasto-plastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi.....	61
3.4	Cam-Clay Yapısal Bünye Modeli.....	64

4.	DOLGU YÜKÜ ALTINDAKİ YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN DAVRANIŞININ NÜMERİK ANALİZİ.....	67
4.1	Nümerik Yöntemler.....	67
4.2	Sonlu Elemanlar Yöntemi.....	68
4.3	Plaxis Programı.....	70
4.4	Plaxis’de Birleşik Gerilme - Şekil Değiştirme – Konsolidasyon (Coupled) Analizi.....	71
4.4.1	Gerilme ve şekil değiştirme bileşenlerinin tanımlanması.....	72
4.4.2	Gerilme-şekil değiştirme analizi.....	73
4.4.3	Sonlu eleman formülasyonu.....	74
4.4.4	Diferansiyel plastisite modelinin belirli integrali.....	80
4.4.5	Global iterasyon yöntemi.....	81
4.5	Konsolidasyon Teorisi.....	82
4.5.1	Temel konsolidasyon teorisi.....	83
4.5.2	Konsolidasyon sonlu eleman formülasyonu.....	83
4.5.3	Elastoplastik konsolidasyon.....	86
4.6	Analizlerde Kullanılan Malzeme Modelleri.....	87
4.6.1	Mohr-Coulomb modeli.....	87
4.6.2	Soft-Soil model.....	90
4.6.2.1	Başlangıç ön konsolidasyon gerilmesi.....	91
4.6.2.2	Gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişki.....	91
4.6.3	Hard-Soil model.....	94
4.6.3.1	Üç eksenli gerilme durumu için hiperbolik ilişki.....	95
4.6.3.2	Akma fonksiyonu.....	97
4.7	Sonlu elemanlar analizinde kullanılan eleman tipi ve gerilme noktaları...	99
5.	ALİBEY BARAJININ TANITILMASI ve TEMEL ZEMİNİNİN GEOTEKNİK İNCELENMESİ.....	100
5.1	Alibey Barajı Yerleşim Planı ve Geometrisi.....	100
5.2	Marmara Bölgesinin Genel Jeolojisi.....	104
5.2.1	Alibey baraj yeri ve çevresinin jeolojisi.....	105
5.3	Arazi Ölçüm Aletleri.....	105
5.3.1	Oturma plakaları.....	106
5.3.2	İnclinometreler.....	108
5.3.3	Piezometreler.....	108
5.4	Alibey Barajı İnşaat Programı.....	109
5.5	Alibey Barajı Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar.....	110
5.6	Alibey Barajı Temel Zemininin Geoteknik İncelenmesi.....	113
5.6.1	Sıkışma parametreleri.....	118
5.6.2	Mukavemet parametreleri.....	127
5.7	Üç eksenli Deney Örneklerinin Nümerik Olarak Modellenmesi.....	129
6.	ALİBEY BARAJI İKİ BOYUTLU BİLEŞİK (COUPLED) GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME-KONSOLİDASYON ANALİZİ	133
6.1	Sonlu Elemanlar Ağı ve Sınır Koşulları.....	135

6.2	Model Zemin Parametreleri	138
6.2.1	Alibey barajı sonlu eleman modeli ve model parametrelerinin değerlendirilmesi.....	141
6.3	Sonlu Elemanlar Modelinin Kalibrasyonu.....	143
6.4	Gerilme-Şekil Değiştirme ve Konsolidasyon Analizleri.....	144
6.4.1	Gerilme-şekil değiştirme ve konsolidasyon analizi sonuçları.....	145
6.5	Jeodezik Ölçümler.....	189
6.5.1	Jeodezik ölçüm sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	189
6.6	Nümerik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	195
7.	DENEYSEL ÇALIŞMA ve SONUÇLARI.....	198
7.1	Deneysel Çalışmada Kullanılan Zemin Örnekleri.....	198
7.2	Kullanılan Deney Aygıtları ve Yöntemleri.....	199
7.2.1	Rowe Hücresi ve blok örnek hazırlama.....	201
7.2.2	Üç eksenli basınç deney aygıtı.....	204
7.3	Aşamalı Anizotropik Yüklemeli-Konsolidasyonlu Deneyler.....	206
7.3.1	Deneylerde kullanılan efektif asal gerilmeler.....	210
7.4	Aşamalı Anizotropik Yüklemeli - Konsolidasyonlu Deney Sonuçları.....	217
7.5	Aşamalı Anizotropik Yüklemeli - Konsolidasyonlu Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi.....	239
8.	SONUÇLAR ve ÖNERİLER.....	250
KAYNAKLAR.....		254
EKLER.....		261
ÖZGEÇMİŞ.....		278

SİMGE LİSTESİ

A_f	boşluk suyu basıncı katsayısı
$[B]$	deplasmanları, şekil değiştirmelere dönüştüren deformasyon matrisidir
c'	kohezyon
c_k	konsolidasyon analizlerinde permeabilitenin değişimi gözönüne alınmasını sağlayan katsayı
C_c	tek boyutlu konsolidasyon deneyinde normal konsolidasyon çizgisinin eğimi, sıkışma indisi
C_s	tek boyutlu konsolidasyon deneyinde boşaltma-tekrar yükleme çizgisinin eğimi, şişme indisi
C_u	drenajsız kayma mukavemeti
c_v	konsolidasyon katsayısı
$\{df_n\}$	artımsal yük vektörü
$[D^e]$	elastik bünye matrisi
e	boşluk oranı
E'	efektif gerilmelere göre Young modülü
E_i	başlangıç gerilme bağımlı Young modülü
E_i^{ref}	referans çevre basıncına (p^{ref}) göre belirlenen Young modülü
E_v	düşey yöndeki Young modülü
E_h	yatay yöndeki Young modülü
E^*	modifiye Young modülü
E_u	drenajsız deformasyon modülü
E_{ur}^{ref}	boşaltma-tekrar yükleme için p^{ref} referans gerilmesine göre referans Young Modülü
E_{50}	Secant modülü
f_{ex}	dış kuvvet vektörü
f_{in}	iç kuvvet vektörü
$\{f\}$	zeminin kendi ağırlığından dolayı oluşan kütle kuvvetleri vektörü
F_n	normal kuvvet
F_s	kayma kuvveti
G'	kayma modülü
G_u	drenajsız kayma modülü
G^*	modifiye kayma modülü
J'	cross-anizotropik elastik parametre
k	permeabilite katsayısı
k_h	yatay konsolidasyon katsayısı
k_o	başlangıç permeabilite katsayısı
k_v	düşey konsolidasyon katsayısı
K'	zeminin kütle (bulk) modülü
K_0	durgun haldeki yatay zemin basıncı katsayısı
K_u	drenajsız kütle modülü
K_w	suyun kütle modülü
K^*	modifiye kütle modülü
$[K]$	rijitlik matrisi
$[L]$	diferansiyel operatör
m	gerilme bağımlılığın miktarını belirleyen üst indis

$\{m\}$	nümerik analizlerde normal gerilmeler için 1, kayma gerilmeleri için 0 değerini alan bir vektördür
m_v	hacimsal sıkışma katsayısı
M	Kritik durum çizgisinin eğimi
M'	tek boyutlu sıkışma modülü
$[M]$	bünye matrisi
n	zeminin porozitesi
$[N]$	şekil fonksiyonlarını içeren matris
p_o'	akma çizgisinin referans boyutu
p'	ortalama efektif gerilme
p_p	ön konsolidasyon basıncı
p_p^0	ön konsolidasyon gerilmesinin başlangıç değeri
p^{ref}	referans çevre basıncına
$\{p\}$	kütle kuvvetlerinin 3 bileşenini gösteren vektör
$\{p\}$	eleman boşluk suyu basıncı vektörü
$\{p_n\}$	düğüm artık boşluk suyu basıncı vektörü
P_o'	pekleşme parametresi
$\{r_n\}$	global kalıcı kuvvet vektörü
$\{r_o\}$	kalıcı kuvvet vektörü
$[R]$	permeabilite matrisi
R_f	göçme oranı
q_f	nihai deviatorik gerilme
q	deviator gerilme
$\{q\}$	sınırdaki dışarıya doğru akımı belirten vektör
s'	düzlem şekil değiştirme durumunda ortalama gerilme
t	düzlem şekil değiştirme durumunda maksimum kayma gerilmesi
$\{t\}$	yüzey çekme kuvvetleri vektörü
u	boşluk suyu basıncı
u_0	yeraltı su seviyesinden dolayı başlangıç boşluk suyu basıncı boşluk
$\{u\}$	üç yer değiştirme bileşeninin kısmi türevini gösteren vektör
v	özellik hacim
v_c	$\sigma_v'=1$ kPa değeri için sıkışma çizgisini kestiği noktadaki özgül hacim değeri
v_s	$\sigma_v'=1$ kPa değeri için şişme çizgisini kestiği noktadaki özgül hacim değeri
v_λ	$\ln p'=1'$ in normal sıkışma çizgisini kestiği nokta
v_k	$\ln p'=1'$ in yükleme-boşaltma çizgisini kestiği nokta
$\{v\}$	herhangi bir noktada $\{u\}$ deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesi
V	hacim
V_s	dane hacmi
w	su kapsamı
x, y, z	koordinatlar
σ	normal gerilme
σ'	efektif normal gerilme
σ_a	eksenel gerilme
σ_n'	yanal efektif gerilme
σ_r	radyal gerilme, hücre basıncı
σ_{vc}'	düşey ön konsolidasyon basıncı
σ_v'	düşey efektif gerilme

$\sigma'_{xx}, \sigma'_{yy}, \sigma'_{zz}$	efektif normal gerilmeler
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	asal efektif gerilmeler
$\{\sigma\}$	altı gerilme bileşeninin kısmi türevini içeren vektör
$\{\sigma^r\}$	yardımcı gerilme vektörü
ε	birim deformasyon
ε_1	düşey şekil değiştirme
ε_a	eksenel simetri halinde eksenel birim deformasyon
ε_p	eksenel simetri halinde hacımsal birim deformasyon
ε_q	eksenel simetri halinde kayma birim deformasyonu
ε_r	radyal birim deformasyon
ε_s	düzlem şekil değiştirme durumunda hacımsal şekil değiştirme
ε_t	düzlem şekil değiştirme durumunda kayma şekil değiştirmesi
ε_v	hacımsal birim deformasyon
$\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$	asal birim deformasyonlar
$\varepsilon_{xx}, \varepsilon_{yy}, \varepsilon_{zz}$	normal birim deformasyonlar
$\{\varepsilon\}$	altı şekil değiştirme bileşeni vektörü
$\{\varepsilon^e\}$	elastik şekil değiştirme vektörü
τ	kayma gerilmesi
$\tau_{yz}, \tau_{zx}, \tau_{xy}$	kayma gerilmeleri
γ	kayma birim deformasyonu, birim hacim ağırlık
γ_w	suyun birim hacim ağırlığı
$\gamma_{yz}, \gamma_{zx}, \gamma_{xy}$	kayma birim deformasyonları
λ	v: $\ln p'$ düzleminde normal sıkışma çizgisinin eğimi, skaler bir çarpan
κ	v: $\ln p'$ düzleminde yükleme-boşaltma çizgisinin eğimi
λ^*	modifiye sıkışma indisi
κ^*	modifiye şişme indisi
ζ	$p':q$ efektif gerilme durumunda plastik potansiyelin boyutlarını kontrol eden parametre
ν'	Poisson oranı
ν^*	modifiye Poisson oranı
ν_u	drenajsız Poisson oranı
ν_{ur}	boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranı
η'	gerilme oranı
ϕ'	içsel sürtünme açısı
ψ	genleşme açısı
α	cross-anizotropik elastik parametre, zaman integral katsayısı
ω	zaman integralinin tipini belirten bir parametre
Δu	fazla boşluk suyu basıncı
Δv	yer değiştirme artımı
$\Delta \lambda$	plastik çarpan artımı
δ	küçük artımları gösteren sembol
Δ	büyük artımları gösteren sembol
	Üst indisler
'	efektif gerilme
e	elastik bileşenler
p	plastik bileşenler

u
ur

Alt indisler
drenajsız koşulları
boşaltma-tekrar yükleme



KISALTMA LİSTESİ

AKO	Aşırı konsolidasyon oranı
ASK	Araştırma sondajları
BH-1-6	1996 yılında yapılan sondajlar
BNK	Bozulmamış numune sondajları
CD	Konsolidasyonlu-drenajlı üç eksenli basınç deneyi
CH	Yüksek plastisiteli kil
CPT-1-6	1996 yılında yapılan sondajlar
CSL	Kritik durum çizgisi
CU	Konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyi
DR	Deformasyon oranı
DSK	Dolu savak sondajları
ESP	efektif gerilme izi
iso-ncl	izotropik normal konsolidasyon çizgisi
ncl	normal konsolidasyon çizgisi
SK	Aks yeri sondajları
SPT	Standart penetrasyon deneyi
TSK	Tünel sondajları
TSP	Toplam gerilme izi
T-u ₀)SP	Toplam-statik boşluk suyu basıncı
url	boşaltma-tekrar yükleme çizgisi
yl	akma çizgisi
YASS	Yeraltı su seviyesi
VSK	Veyn Sondaj kuyuları

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 1.1	Dolgu inşasının yapıldığı vadi kesiti.....	15
Şekil 1.2	Kil tabakalarının su muhtevası, sıkışma-şişme parametreleri, permeabilite özellikleri ve indeks özelliklerinin derinlikle değişimi .	16
Şekil 1.3	Deneme dolgularının planı.....	17
Şekil 1.4	B deneme dolgusunun kesiti ve planı ve zamana bağlı inş programı.....	17
Şekil 1.5	Nümerik analizde kullanılan sonlu elemanlar ağı.....	18
Şekil 1.6	B deneme dolgusu altında, zemin yüzünde ölçülen oturmalarla analiz sonucunda hesaplanan oturmaların karşılaştırılması.....	19
Şekil 1.7	B deneme dolgusu altında farklı derinliklerde ölçülen oturmalar.....	20
Şekil 1.8	Dolgu ucunda ölçülen ve hesaplanan yanıl yer değıştirmelerin karşılaştırılması.....	20
Şekil 1.9	Dolgu merkezi altında ölçülen ve hesaplanan artık boşluk suyu basıncı değışimleri.....	21
Şekil 1.10	a) X,Y ve Z elemanlarının yeri b) X, Y ve Z elemanlarında belirlenen gerilme izleri.....	21
Şekil 1.11	Dolgu ve temel zemini kesiti (Ohta, vd., 1991).....	22
Şekil 1.12	Dolgu inş programı hesaplanan ve ölçülen oturmalar, boşluk suyu basınçları.....	23
Şekil 1.13	Ölçülen ve hesaplanan yanıl hareketler.....	23
Şekil 1.14	Dolgu merkezi altındaki bir zemin elemanı ve gerilme deformasyon davranışı.....	24
Şekil 1.15	Tek aşama yükleme için akmanın belirlenmesi	28
Şekil 1.16	Aşamalı yükleme sırasında efektif gerilme izleri (Watson vd., 1984)	28
Şekil 2.1	Gerilme ve birim deformasyonlar.....	29
Şekil 2.2	Kübik bir zemin elemanına x, y, z eksenlerinde etkiyen efektif normal gerilmeler kayma gerilmeleri ve asal gerilmeler	31
Şekil 2.3	(a) düzlem gerilme, (b) eksenel simetri durumlarında bir zemin elemanına etkiyen gerilme ve şekil değıştirmeler.....	32
Şekil 2.4	Düzlem zemin elemanına etkiyen gerilmeler.....	32
Şekil 2.5	Deformasyon modelleri.....	34
Şekil 2.6	Deplasmandaki artışın gösterimi.....	35
Şekil 2.7	Birim deformasyon analizi.....	36
Şekil 2.8	Üç eksenli basınç ve çekme deneylerinde belirlenen toplam gerilme izleri.....	40
Şekil 2.9	Üç eksenli basınç deneyi (drenajlı-drenajsız) sonuçları	40
Şekil 2.10	p':q efektif gerilme düzleminde ve p': v sıkışma düzleminde geleneksel üç eksenli basınç deneyinde drenajlı ve drenajsız şartlarda belirlenen gerilme izleri.....	41
Şekil 2.11	Tipik bir tek boyutlu boşalma ve tekrar yükleme durumunda meydana gelen gerilme izleri.....	43
Şekil 2.12	s' : t efektif gerilme düzleminde tekboyutlu yükleme ve boşalma sırasında izlenen gerilme izleri.....	44
Şekil 2.13	a) Uzun bir dolgu merkezinde ve merkez dışındaki zemin elemanları b) s:t, s':t düzlemlerinde gerilme izleri.....	45

Şekil 2.14	Aktif veya pasif olarak deforme olan eleman için gerilme izleri ve asal gerilmelerin deviatorik düzlemde gösterilmesi.....	45
Şekil 3.1	Drenajlı bir üç eksenli deneyden belirlenen elastik sabitler.....	47
Şekil 3.2	Drenajsız üç eksenli deneyden belirlenen elastik sabitler.....	49
Şekil 3.3	Zeminlerde akma yüzeyi ve hacımsal elastik şekil değiştirmeler.....	52
Şekil 3.4	Normal sıkışma çizgisi ve yükleme-boşaltma çizgisi $\ln p'-v$ sıkışma düzleminde gösterilmesi.....	52
Şekil 3.5	Ödometre deneyi sonucundan belirlenen $v-\log \sigma_v'$ eğrisinden hacımsal şekil değiştirmelerin belirlenmesi.....	54
Şekil 3.6	Ödometre deneyi sonucuna göre killerde akmanın belirlenmesi	55
Şekil 3.7	Aynı yerden alınmış 3 aynı özellikteki (1), (2) ve (3) numuneleri üzerinde uygulanan deneylerden akma gerilmesinin belirlenmesi.....	56
Şekil 3.8	Plastik hacımsal şekil değiştirmelerin belirlenmesi ve plastik pekleşme.....	58
Şekil 3.9	$v : p'$ ve $v : \log p'$ düzleminde sıkışma ve boşaltma-tekrar yükleme çizgileri.....	59
Şekil 3.10	Plastik kayma şekil değiştirmelerin belirlenmesi.....	60
Şekil 3.11	$p' : q$ gerilme düzleminde plastik potansiyel ve akma kuralı.....	61
Şekil 3.12	Modifiye Cam-clay bünye modelinde akma çizgisinin formu.....	65
Şekil 4.1	Nümerik analiz yöntemleri (Desai, 1972).....	68
Şekil 4.2	Standart drenajlı üç eksenli deneyden E_0 ve E_{50} 'nin tanımlanması....	88
Şekil 4.3	Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c=0$)	89
Şekil 4.4	ε_v ve ortalama efektif gerilme p' arasındaki ilişki (Plaxis 7, Manual 1997).....	92
Şekil 4.5	$p':q$ düzleminde Soft- Soil Modelin akma yüzeyi (Plaxis 7, Manual 1997).....	93
Şekil 4.6	Asal gerilme uzayında akma konturları (Plaxis 7, Manual 1997).....	95
Şekil 4.7	Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemede hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis 7, Manual 1997)..	97
Şekil 4.8	Analizlerde kullanılan elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları.....	99
Şekil 5.1	Alibey barajı ve ölçüm tesisleri genel yerleşim planı.....	102
Şekil 5.2	Alibey barajı temel zemini ve dolgu kesiti.....	103
Şekil 5.3	Alibey barajı temel zeminine yerleştirilen oturma plakaları, inklinometreler	107
Şekil 5.4	Doğal su kapsamının derinlikle değişimi (DSİ dökümanları).....	116
Şekil 5.5	Likit limit değerlerinin derinlikle değişimi (DSİ dökümanları).....	116
Şekil 5.6	Plastik limit değerlerinin derinlikle değişimi (DSİ dökümanları).....	116
Şekil 5.7	Arazi veyn deneyinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti (DSİ dökümanları).....	117
Şekil 5.8	SPT deneylerinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti değişimleri (Koç,1996).....	117
Şekil 5.9	Presyometre deneylerinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti değişimleri (Koç, 1996).....	117
Şekil 5.10	Atterberg limitlerinin Casagrande plastisite çizelgesinde gösterimi (Soydemir,1970).....	118
Şekil 5.11	Alibey barajı menba batardosu altındaki tipik temel zemin profili (Soydemir, 1970).....	119

Şekil 5.12	Arazi ön konsolidasyon basıncı profili (Soydemir,1970).....	120
Şekil 5.13	Hacımsal sıkışma katsayısının konsolidasyon basınç aralığına göre değişimi (Özaydın vd., 1998).....	122
Şekil 5.14	Konsolidasyon katsayısının konsolidasyon basıncına göre değişimi (Özaydın vd., 1998).....	123
Şekil 5.15	Konsolidasyon basıncına göre özgül hacminin değişimi (Özaydın vd., 1998).....	124
Şekil 5.16	Modifiye sıkışma indisinin derinlikle değişimi.....	126
Şekil 5.17	Modifiye kabarma indisinin derinlikle değişimi.....	126
Şekil 5.18	Tek boyutlu sıkışma modülünün konsolidasyon basıncı aralığına göre değişimi.....	128
Şekil 5.19	Üç eksenli deney örneği sonlu eleman modeli	131
Şekil 5.20	Yeşil kil üzerinde yapılan üç eksenli CU deneyi ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	131
Şekil 5.21	Siyah kil üzerinde yapılan üç eksenli CU deneyi ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması.....	132
Şekil 6.1	Menba batardosu sonlu elemanlar ağı ve sınır koşulları.....	136
Şekil 6.2	Baraj sonlu elemanlar ağı ve sınır koşulları	137
Şekil 6.3a	Alibey barajı dolgu inşa programı.....	146
Şekil 6.3b	Menba batardosu dolgu inşaat programı (Yükleme No.1)	147
Şekil 6.3c	Menba batardosu dolgu inşaat programı (Yükleme No.2)	148
Şekil 6.3d	Menba batardosu dolgu inşaat programı (Yükleme No.3)	149
Şekil 6.3e	Menba batardosu dolgu inşaat programı (Yükleme No.4)	150
Şekil 6.3f	Menba batardosu dolgu inşaat programı (Yükleme No.5)	151
Şekil 6.3g	Menba batardosu dolgu inşaat programı (Yükleme No.6)	152
Şekil 6.3h	Baraj dolgu inşaat programı (Yükleme No.1)	153
Şekil 6.3ı	Baraj dolgu inşaat programı (Yükleme No.2)	154
Şekil 6.3i	Baraj dolgu inşaat programı (Yükleme No.3)	155
Şekil 6.3j	Baraj dolgu inşaat programı (Yükleme No.4)	156
Şekil 6.3k	Baraj dolgu inşaat programı (Yükleme No.5)	157
Şekil 6.3l	Baraj dolgu inşaat programı (Yükleme No.6)	158
Şekil 6.3m	Baraj dolgu inşaat programı (Yükleme No.7)	159
Şekil 6.4a	B22 aksında düşey jeolojik efektif gerilme.....	161
Şekil 6.4b	B22 aksında yanıl jeolojik efektif gerilme.....	161
Şekil 6.5a	B18 aksında düşey jeolojik efektif gerilme.....	162
Şekil 6.5b	B18 aksında yanıl jeolojik efektif gerilme.....	162
Şekil 6.6a	B23 aksında düşey jeolojik efektif gerilme.....	163
Şekil 6.6b	B23 aksında yanıl jeolojik efektif gerilme.....	163
Şekil 6.7a	B24 aksında düşey jeolojik efektif gerilme.....	164
Şekil 6.7b	B24 aksında yanıl jeolojik efektif gerilme.....	164
Şekil 6.8a	B9 aksında düşey jeolojik efektif gerilme.....	165
Şekil 6.8b	B9 aksında yanıl jeolojik efektif gerilme.....	165
Şekil 6.9a	B22 aksında düşey efektif asal gerilme.....	166
Şekil 6.9b	B22 aksında yanıl efektif asal gerilme.....	166
Şekil 6.10a	B18 aksında düşey efektif asal gerilme.....	167
Şekil 6.10b	B18 aksında yanıl efektif asal gerilme.....	167
Şekil 6.11a	B23 aksında düşey efektif asal gerilme.....	168
Şekil 6.11b	B23 aksında yanıl efektif asal gerilme.....	168

Şekil 6.12a	B24 aksında düşey efektif asal gerilme.....	169
Şekil 6.12b	B24 aksında yanal efektif asal gerilme.....	169
Şekil 6.13a	B9 aksında düşey efektif asal gerilme.....	170
Şekil 6.13b	B9 aksında yanal efektif asal gerilme.....	170
Şekil 6.14	B22 aksında düşey efektif asal gerilme artışı.....	171
Şekil 6.15	B18 aksında düşey efektif asal gerilme artışı.....	171
Şekil 6.16	B23 aksında düşey efektif asal gerilme artışı.....	172
Şekil 6.17	B24 aksında düşey efektif asal gerilme artışı.....	172
Şekil 6.18	B9 aksında düşey efektif asal gerilme artışı.....	173
Şekil 6.19a	B22 aksında belirlenen oturmaların karşılaştırılması.....	175
Şekil 6.19b	B18 aksında belirlenen oturmaların karşılaştırılması.....	175
Şekil 6.19c	B23 aksında belirlenen oturmaların karşılaştırılması.....	176
Şekil 6.19d	B24 aksında belirlenen oturmaların karşılaştırılması.....	176
Şekil 6.19e	B9 aksında belirlenen oturmaların karşılaştırılması.....	177
Şekil 6.20a	B22 aksında belirlenen artık boşluk suyu basınçları.....	178
Şekil 6.20b	B18 aksında belirlenen artık boşluk suyu basınçları.....	178
Şekil 6.20c	B23 aksında belirlenen artık boşluk suyu basınçları.....	179
Şekil 6.20d	B24 aksında belirlenen artık boşluk suyu basınçları.....	179
Şekil 6.20e	B9 aksında belirlenen artık boşluk suyu basınçları.....	180
Şekil 6.21a	B24 aksında +1.69 m kotunda ölçülen ve hesaplanan piezometrik yükseklikler.....	182
Şekil 6.21b	B24 aksında -5.00 m kotunda ölçülen ve hesaplanan piezometrik yükseklikler.....	182
Şekil 6.21c	B24 aksında -8.25 m kotunda ölçülen ve hesaplanan piezometrik yükseklikler.....	183
Şekil 6.21d	B24 aksında -18.36 m kotunda ölçülen ve hesaplanan piezometrik yükseklikler.....	183
Şekil 6.21e	B24 aksında -22.34 m kotunda ölçülen ve hesaplanan piezometrik yükseklikler.....	184
Şekil 6.22a	S1 inklinometre ölçümleri ile analiz sonuçlarının karşılaştırılması...	186
Şekil 6.22b	S3 inklinometre ölçümleri ile analiz sonuçlarının karşılaştırılması...	186
Şekil 6.22c	S5 inklinometre ölçümleri ile analiz sonuçlarının karşılaştırılması...	187
Şekil 6.23	Alibey barajı jeodezik ölçüm noktaları (Algül vd., 1987).....	190
Şekil 6.24a	Düşey hareket vektörleri (1987-1991) (Algül vd., 1987-1991)).....	191
Şekil 6.24b	Düşey hareket vektörleri (1991-1996) (Hoşbaş vd., 1991-1996)).....	191
Şekil 6.25a	Yatay hareket vektörleri (1987-1991) (Algül vd., 1987-1991)).....	192
Şekil 6.25b	Yatay hareket vektörleri (1991-1996) (Hoşbaş vd., 1991-1996)).....	192
Şekil 6.26a	Analiz ve arazi ölçümlerinden belirlenen düşey hareket vektörlerinin karşılaştırılması (1987-1991).....	193
Şekil 6.26b	Analiz ve arazi ölçümlerinden belirlenen düşey hareket vektörlerinin karşılaştırılması (1991-1996).....	193
Şekil 6.27a	Analiz ve arazi ölçümlerinden belirlenen yatay hareket vektörlerinin karşılaştırılması (1987-1991).....	194
Şekil 6.27b	Analiz ve arazi ölçümlerinden belirlenen yatay hareket vektörlerinin karşılaştırılması (1991-1996).....	194
Şekil 7.1	Akslarda deneysel çalışma için örnek hazırlanan derinlikteki birim zemin elemanları	200
Şekil 7.2	Rowe Hücresi genel görünümü.....	203

Şekil 7.3a	Üç eksenli deney hücresi.....	205
Şekil 7.3b	Üç eksenli hücrede anizotropik gerilme uygulanması.....	206
Şekil 7.4a	B22 aksı düşey yer değiştirme profili.....	228
Şekil 7.4b	B22 aksı birim deformasyon profili.....	228
Şekil 7.5a	B18 aksı düşey yer değiştirme profili.....	229
Şekil 7.5b	B18 aksı birim deformasyon profili.....	229
Şekil 7.6a	B23 aksı düşey yer değiştirme profili.....	230
Şekil 7.6b	B23 aksı birim deformasyon profili.....	230
Şekil 7.7a	B24 aksı düşey yer değiştirme profili.....	231
Şekil 7.7b	B24 aksı birim deformasyon profili.....	231
Şekil 7.8a	B9 aksı düşey yer değiştirme profili.....	232
Şekil 7.8b	B9 aksı birim deformasyon profili.....	232
Şekil 7.9a	B22 aksında 22.50 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	234
Şekil 7.9b	B22 aksında 11.00 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	234
Şekil 7.10a	B18 aksında 22.50 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	235
Şekil 7.10b	B18 aksında 11.00 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	235
Şekil 7.11a	B23 aksında 22.50 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	236
Şekil 7.11b	B23 aksında 11.00 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	236
Şekil 7.12a	B24 aksında 22.50 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	237
Şekil 7.12b	B24 aksında 11.00 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	237
Şekil 7.13a	B9 aksında 22.50 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	238
Şekil 7.13b	B9 aksında 11.00 m derinlikte belirlenen birim deformasyon-deviator gerilme ilişkisi	238
Şekil 7.14a	B22 aksında -1.00 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	240
Şekil 7.14b	B22 aksında -12.50 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	240
Şekil 7.15a	B18 aksında -1.00 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	241
Şekil 7.15b	B18 aksında -12.50 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	241
Şekil 7.16a	B23 aksında -1.00 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	242
Şekil 7.16b	B23 aksında -12.50 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	242
Şekil 7.17a	B24 aksında -1.00 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	243
Şekil 7.17b	B24 aksında -12.50 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	243
Şekil 7.18a	B9 aksında -1.00 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	244
Şekil 7.18b	B9 aksında -12.50 m kotunda belirlenen gerilme izleri.....	244
Şekil Ek-5.1	1967 yılından 1996 yılına kadar yapılan sondajların yerleri.....	261
Şekil Ek-6.1a	11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey efektif asal gerilmeler.....	262
Şekil Ek-6.1b	11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca yanal efektif asal gerilmeler.....	263

Şekil Ek-6.1c	11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey yer	264
	değiştirmeler.....	
Şekil Ek-6.1d	11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey birim	
	deformasyonlar.....	265
Şekil Ek-6.2a	22.5 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey efektif	
	asal gerilmeler.....	266
Şekil Ek-6.2b	22.5 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca yanıl efektif	
	asal gerilmeler.....	267
Şekil Ek-6.2c	22.5 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey yer	
	değiştirmeler.....	268
Şekil Ek-6.2d	22.5 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey birim	
	deformasyonlar.....	269
Şekil Ek-6.3a	11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey efektif	
	asal gerilmeler.....	270
Şekil Ek-6.3b	11 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca yanıl efektif asal	
	gerilmeler.....	271
Şekil Ek-6.3c	11 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey düşey yer	
	değiştirmeler	272
Şekil Ek-6.3d	11 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey birim	
	deformasyonlar.....	273
Şekil Ek-6.4a	22.5 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey efektif asal	
	gerilmeler.....	274
Şekil Ek-6.4b	22.5 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca yanıl efektif asal	
	gerilmeler.....	275
Şekil Ek-6.4c	22.5 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey düşey yer	
	değiştirmeler	276
Şekil Ek-6.4d	22.5 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey birim	
	deformasyonlar.....	277

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 1.1	Literatürde gelişmiş bünye eşitlikleri kullanılarak baraj dolguları ve temel zemini davranışının araştırılmasına yönelik yapılan bazı uygulamalar.....	11
Çizelge 1.2	Analizlerde kullanılan zemin parametreleri.....	18
Çizelge 5.1	Baraja ait karakteristik özellikler.....	101
Çizelge 5.2	Tek boyutlu konsolidasyon Cam-Clay model parametreleri.....	125
Çizelge 5.3	C_c ve C_s değerlerinden belirlenen λ ve κ değerleri.....	127
Çizelge 5.4	Efektif içsel sürtünme açısı değerleri.....	129
Çizelge 5.5	Üç eksenli deney sonlu eleman modeli malzeme parametreleri.....	130
Çizelge 6.1	C_1 sabitinin zemine göre değişimi.....	140
Çizelge 6.2	SPT N sayılarına karşılık kum özellikleri.....	140
Çizelge 6.3	Permeabilite katsayıları.....	141
Çizelge 6.4	Mohr-Coulomb model analizinde kullanılan zemin parametreleri...	142
Çizelge 6.5	Soft-Soil model analizinde kullanılan zemin parametreleri.....	142
Çizelge 7.1	Deneyssel çalışmada kullanılan zeminlerin özellikleri.....	202
Çizelge 7.2a	B22 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler.....	211
Çizelge 7.2b	B22 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler.....	211
Çizelge 7.3a	B18 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler	212
Çizelge 7.3b	B18 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler	212
Çizelge 7.4a	B23 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler	213
Çizelge 7.4b	B23 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler	213
Çizelge 7.5a	B24 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler	214
Çizelge 7.5b	B24 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler	214
Çizelge 7.6a	B9 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler	215
Çizelge 7.6b	B9 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanal asal gerilmeler	215
Çizelge 7.7a	Yeşil kil üç eksenli deney zemin örneklerinin deney öncesi özellikleri.....	216
Çizelge 7.7b	Siyah kil üç eksenli deney zemin örneklerinin deney öncesi özellikleri.....	216
Çizelge 7.8a	B22 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	217
Çizelge 7.8b	B22 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	218
Çizelge 7.9a	B18 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	219

Çizelge 7.9b	B18 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	220
Çizelge 7.10a	B23 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	221
Çizelge 7.10b	B23 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	222
Çizelge 7.11a	B24 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	223
Çizelge 7.11b	B24 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	224
Çizelge 7.12a	B9 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	225
Çizelge 7.12b	B9 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler.....	226
Çizelge 7.13	Yeşil kil deney sonuçlarından belirlenen birim deformasyonlar.....	227
Çizelge 7.14	Siyah kil deney sonuçlarından belirlenen birim deformasyonlar.....	227
Çizelge 7.15	Yeşil ve siyah kilde nümerik analizden belirlenen birim deformasyonlar.....	233
Çizelge 7.16	Baraj akslarında ölçülen zemin tabakalarının toplam kalınlıkları....	246
Çizelge 7.17	Yeşil kilde deneyden ve analizden belirlenen oturmalar.....	247
Çizelge 7.18	Siyah kilde deneyden ve analizden belirlenen oturmalar.....	247
Çizelge 7.19	Arazide ölçülen ve nümerik analizden hesaplanan toplam oturmalar	248

ÖNSÖZ

Yumuşak zeminler üzerine dolgu inşaatı geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan problemlerin birçoğunu kapsamaktadır. Dolgudan temel zeminine iletilen yüklerin göçmeden taşınabilmesi yönünden problem bir taşıma kapasitesi problemidir. Dolgu inşaatı nedeniyle zemin içinde oluşabilecek kayma gerilmelerinin, temel zemininin kayma mukavemetini aşmasını önlemek bakımından problem bir stabilite problemidir. Deformasyonların belirlenmesi ve kontrol edilmesi hem stabilitenin kontrol ve korunması, hem de yapının servis yeterliliği bakımından aynı derecede önemlidir. Bu nedenle yumuşak temel zemini üzerinde inşa edilecek dolguların tasarımında bu hususlar gözönünde bulundurulmalıdır.

Bu çalışmada, Alibey barajı temel zemininde meydana gelen deformasyonlar nümerik ve deneysel yöntemlerle incelenmiştir. Analizlerde geoteknik problemlerin nümerik modellenmesi için geliştirilmiş Plaxis isimli bir program kullanılmıştır. Nümerik analizlerde temel zemini sonlu elemanlar yöntemi ile düzlem şekil değiştirme halinde modellenerek gerilme şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı "coupled analiz" ile incelenmiştir. Soft Soil bünye modeline göre yapılan nümerik analizlerden belirlenen efektif asal gerilmelere göre bir deneysel çalışma programı yürütülmüştür. Deneysel çalışmada Rowe hücresi ile arazide başlangıç gerilme durumuna göre gerilme tarihçesi belirli blok zemin örnekleri hazırlanmıştır. Arazide belirli bir derinlikten alındığı varsayılan zemin elemanı, laboratuarda arazideki yükleme tarihçesine bağlı olarak aynı gerilme izinde yüklenerek meydana gelen eksenel birim boy değişimi belirlenmiştir. Deneylerden belirlenen birim deformasyon değerleri nümerik analiz sonuçları ve arazide elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Çalışmanın 1.Bölümünde konuyla ilgili kaynak araştırması, 2. ve 3. Bölümlerde Zeminlerde gerilme-deformasyon ve elasto-plastik davranış hakkında genel bilgiler verilmiştir. 4. Bölümde nümerik yöntemler hakkında kısa bilgiler verildikten sonra analizlerde kullanılan sonlu eleman programının tanıtılması ve kullanılan zemin modellerinin özellikleri açıklanmıştır. 5. Bölümde Alibey barajının tanıtımı ve temel zemininin geoteknik özellikleri, 6. Bölümde nümerik analiz ve sonuçları sunulmuştur. 7. Bölümde deneysel çalışma ve sonuçları özetlenerek analiz sonuçları ve arazi verileri ile karşılaştırılmıştır. 8. Bölümde sonuçlar ve öneriler verilmiştir.

Doktora tez çalışmam sırasında değerli bilgi ve yardımları ile yol göstererek destekleyen danışman hocam Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM'a çok teşekkür ederim. Özellikle çalışmamın nümerik modelleme aşamasında karşılaştığım problemlerin çözümünde yardımlarını esirgemeyen Prof. Dr. Kutay ÖZAYDIN'a, Prof. Dr.Tuncer EDİL'e ve Yrd. Doç Dr. Mehmet BERİLGİN'e teşekkürlerimi sunarım. Deneysel çalışma sırasında ve baraja ait verilerin elde edilmesi ve düzenlenmesi konularında yardımlarını esirgemeyen Öğr. Gör. Dr. Şükrü ÖZÇOBAN'a da teşekkürü bir borç bilirim.

Deneysel çalışma sırasında yardımcı olan arkadaşlarım, Arş. Gör. Murat TONAROĞLU'na, Arş. Gör. Pelin TOHUMCU'ya, Teknisyen Erhan EROL'a ve Ali YÜKSEL'e katkılarından dolayı teşekkür ederim.

Tez çalışmam sırasında her zaman beni destekleyen ve yardımcı olan sevgili eşim Sezgin KILIÇ'a çalışmalarım için gösterdiği sabır ve anlayış için çok teşekkür ederim.

ÖZET

Yumuşak zemin tabakaları üzerine inşa edilecek toprak dolgular altında, temel zemininde meydana gelecek deformasyonlar, düşey deformasyonlar ve yanal deformasyonlar olarak genelleştirilebilir. Yumuşak suya doymun kohezyonlu bir zemin tabakası üzerine toprak dolgu yerleştirildiğinde temel zemininde meydana gelecek ani ve zamana bağlı düşey ve yanal hareketlerin belirlenmesi için ise deformasyon analizlerinin yapılması gerekmektedir.

Bu çalışmada davranışı incelenen Alibey barajı ve temel zemini sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak nümerik olarak modellenmiştir. Barajın temel zeminindeki jeolojik katmanlar ve barajın aşamalı dolgu inşaatının gözönüne alındığı sonlu elemanlar modelinde gerilme-şekil değiştirme ve konsolidasyon analizleri birlikte yapılmıştır. Dolgu aşamaları ayrı ayrı gözönüne alınarak herbir aşama sonunda temel zemininde meydana gelen gerilme artışları ve yer değiştirmeler ile boşluk suyu basınçlarındaki artışlardan dolayı ortaya çıkan konsolidasyon oturmaları, inşaat sırasındaki bekleme sürelerine göre analiz edilmiştir. Arazi ölçümleri ile nümerik analizden belirlenen sonuçlar karşılaştırıldığında oturmaların birbiriyle uyumlu olduğu belirlenmiştir. Ancak yanal yer değiştirmeler ve boşluk suyu basıncı değişimlerinde aynı uyum sağlanamamıştır.

Deformasyonların laboratuarda deneysel olarak belirlenebilmesi için yürütülen çalışmada laboratuarda yeniden yapılandırılmış, blok zemin örnekleri kullanılmıştır. Hazırlanan blok örnekten üç eksenli hücreye zemin örneği aktarılmış ve non-lineer elasto-plastik nümerik analizlerden aşamalı yükleme sonucunda elde edilen yanal ve düşey efektif asal gerilmeler deney örneği üzerine anizotropik koşullarda aşama aşama uygulanarak oluşan düşey yer değiştirmeler ölçülerek birim deformasyonlar belirlenmiştir. Herbir kesitte yeşil kilde ve siyah kilde ölçülen ve hesaplanan düşey birim deformasyon değerlerinin birbiriyle oldukça uyumlu olduğu görülmüştür.

Anahtar kelimeler : Yumuşak zemin, deformasyonlar, gerilme ve şekil değiştirme, oturma, sonlu elemanlar metodu, coupled analiz, non-lineer analiz.

ABSTRACT

Deformations which may occur beneath embankments designed and constructed on soft soils can be generalized as vertical and horizontal deformations. When an embankment is constructed on a saturated cohesive soft soil, it is a necessity to perform a deformation analysis in order to investigate the immediate and time dependent vertical and lateral displacements which will occur in the soft ground.

In this study, Alibey dam and the natural foundation soil have been numerically modelled by utilising finite element method. A coupled analysis technique has been carried out to investigate the stress-strain-consolidation behaviour of the soil ground by using the finite element method in which the presence of geological layers and the staged embankment loading are considered. Considering the each embankment loading stage individually stress increments, displacements and consolidation settlements that take place in the soil ground resulted from pore pressure increments occurred after each stage of construction has been analysed depending on the length of time waited for the next loading during the construction stage. While there is a good agreement between the settlements computed from analysis and the settlements obtained from the field measurements, it is designated that the same consistency wasn't achieved considering the variations of lateral displacements and pore pressures.

In order to determine the deformations by means of laboratory tests, reconstituted block samples were utilised. The strains were determined in the triaxial tests by measuring the vertical displacements that took place by conducting the vertical and horizontal effective principal stresses stage by stage on the prepared block samples under unisotropic conditions. The principal stresses applied to the samples were obtained from the non-linear elasto-plastic analysis which modelled the staged loading at site. The values of strains computed from the numerical model were found to be in close agreement with those of the laboratory measurements in all axes.

Key Words : Soft soil, deformations, stress and strain, settlement, finite element method, coupled analysis, non-linear analysis.

1. GİRİŞ

Normal konsolide yumuşak killler yeryüzünde kalın tabakalar halinde çok geniş alanlar kapladığından, bu killler üzerinde inşa edilecek dolguların tasarımı son yıllarda geoteknik mühendisliğinin önemli problemlerinden birisi haline gelmiştir.

Normal konsolide yumuşak killer genellikle düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip olduklarından bu zeminler üzerine inşa edilecek dolguların tasarımında dolgunun stabilitesi gözetilmesi gereken ilk kriter ise de deformasyonların oluşum, yön, şekil ve büyüklüklerinin belirlenmesi ve kontrol edilmesi hem stabilitenin kontrol ve korunması, hem de yapının servis yeterliliği bakımından aynı derecede önemlidir. Bu nedenle temel zemininin deformasyon davranışının tanımlanması inşa edilen dolgunun stabilitesinin kontrolü ve deformasyonların kabul edilebilir sınırlar içinde tutulabilmesi bakımından önemlidir (Çinicioğlu ve Toğrol 1994).

Yumuşak temel zemininde oluşan deformasyon davranışı oturmalar adı altındaki bir genellemeyle tanımlanabilir. Bu genelleme düşey ve yatay deformasyonları kapsar. Gerçek anlamıyla oturmalar düşey deformasyonların belli bir kalınlıktaki bir zemin için toplam etkisini ve aynı şekilde yanal akma ise belli bir genişlikteki zemin kütlesi için yanal deformasyonların toplam etkisini ifade eder (Çinicioğlu ve Şen 1998). Temel zemininin deformasyon davranışının belirlenmesinin gerekli olduğu geoteknik uygulamalar arasında yumuşak zeminler üzerine inşa edilen dolgular önemli bir yer tutar. Özellikle zemin deformasyonlarının büyük değerlere ulaştığı uygulamalarda deformasyon davranışı mutlaka analize katılmalıdır. Özellikle dolgular gibi yüzeysel ve temel zeminine büyük yük aktaran yapılar altında ortaya çıkan aşırı oturmalar ve yanal zemin hareketleri çatlama, hasar ve toplam göçmeye neden olabilir. Bu bakımdan yumuşak zemin davranışının iyi tanımlanması gerekmektedir. Bu tanımlamanın ise sadece tasarım öncesi parametrelere dayandırılması ise yeterli değildir. Yumuşak zemine ait parametreler yük etkisi altında yüklemenin alan, şiddet ve hızına, bekleme devrelerinde de zamana bağlı olarak sürekli değişim gösterecektir. Bu bakımdan yumuşak killer üzerinde dolgu tasarımı inşaatın bütün evrelerinin bitimine kadar

devam eden süreci kapsamalı ve zemin içinde ortaya çıkan değişikliklere göre uyarlanabilecek esneklikte olmalıdır (Çinicioğlu ve Şen 1998).

Zemin mekaniğinin gelişim süreci gözönüne alındığında son 15 yıla kadar yumuşak killerin davranış analizi drenajlı ve drenajsız olarak ayrı ayrı yapılmıştır. Diğer bir deyişle toplam gerilmeler elastik yöntemle hesaplanarak daha sonra bu gerilmeler boşluk suyu basınçlarının bulunmasında veya efektif gerilme izlerinin belirlenmesinde kullanılmıştır. Oysa normal konsolide killeri başlangıç gerilme durumunda sınır durum yüzey üzerinde bulunmakta ve yükleme başlar başlamaz zeminde akma, dolayısıyla plastik davranış başlamaktadır. Bu nedenle yumuşak kohezyonlu temel zemininin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı incelenirken drenajlı ve drenajsız koşulların birlikte analiz edilebildiği yöntemler kullanılmalıdır. Son yıllarda sonlu eleman tekniğini kullanan bilgisayar programlarının geliştirilmesi sonucu karmaşık zemin davranışını gerçeğe daha yakın olarak modelleyebilen nümerik analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Bu analizlerde yük artışından dolayı oluşan gerilmeler altındaki elastik ve plastik şekil değiştirmeler hesaplanabilmekte ve gerilmelerdeki zamana bağlı değişim sonucu meydana gelen konsolidasyon oturmaları belirlenebilmektedir. Diğer bir deyişle başlangıçtaki drenajsız koşullar ile zamana bağlı olarak değişen gerilme durumu (fazla boşluk suyu basıncının sönmelenmesi ve efektif gerilmedeki artış) drenajlı koşullarda birlikte analiz edilebilmektedir. Ayrıca non-lineer gerilme-şekil değiştirme davranışı ve inşaat süresince geometride meydana gelen değişimler sonlu eleman zemin modeline aktarılabilir.

İstanbul şehrinin su gereksinimini karşılamak üzere inşa edilen Alibey barajı, toprak dolgu türü bir baraj olup yumuşak zemin tabakaları üzerinde yer almaktadır. Yaklaşık 30 m kalınlığında yumuşak alüvyal çökellerden oluşan baraj temel zemininde göçme meydana gelmemesi, düşey ve yanal deformasyonların kontrol altında tutulabilmesi için baraj dolgusu aşamalı olarak 15 yıla yayılan bir süre içinde inşa edilmiştir. Dolgu inşasından önce temel zeminine yerleştirilen ölçüm aletleri yardımıyla boşluk suyu basıncı değişimleri ve zemin hareketleri gözlem altında tutulmuştur. İnşaatin tamamlanmasından sonra devam eden ve yaklaşık 25 yıllık bir süreyi kapsayan arazi ölçümleriyle, temel zemininin uzun süreli davranışı hakkında ayrıntılı veri elde edilmiştir.

Bu çalışmada Alibey barajı temel zemininde meydana gelen deformasyonlar nümerik ve deneysel yöntemlerle belirlenmiştir. Bu amaçla nümerik analizlerde sonlu elemanlar tekniğini kullanan, geoteknik problemlerin modellenmesine yönelik olarak geliştirilen Plaxis isimli bilgisayar programı kullanılmıştır. Analizlerde temel zemini ve baraj dolgusu sonlu elemanlar yöntemi ile düzlem şekil değiştirme halinde modellenerek gerilme şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı "coupled analiz" ile incelenmiştir. Öncelikle Alibey barajı temel zemini gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı, göçmenin Mohr-Coulomb kırılma hipotezi'ne göre esas alındığı ideal elasto plastik yaklaşıma göre analiz edilerek incelenmiştir. Mohr-Coulomb modeli yumuşak kil zeminlerin davranışını hassas bir biçimde modelleyemediğinden yumuşak kil zeminlerin davranışını daha iyi modelleyebilen Soft Soil bünye modeline göre analizler tekrarlanmıştır. Analizlerde öncelikle inşaat programına uygun olarak menba batardosu altında gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı incelenerek arazi ile uyumu sağlanmıştır. Daha sonra doğrulanan zemin parametreleri ve inşaat programına uygun aşamalı yükleme uygulanarak tüm barajın analizi yapılmıştır.

Soft Soil bünye modeline göre yapılan analizlerden belirlenen efektif asal gerilmelerle deneysel çalışma yürütülmüştür. Deneysel çalışmada Rowe hücresi ile arazide başlangıç gerilme durumuna göre gerilme tarihçesi belirli blok örnekler hazırlanmış ve bu blok örnekten üç eksenli hücreye zemin örneği aktarılmıştır. Şekil 5.2 'de B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarının her birinde farklı iki derinliğe (–1.0 m ve –12.5 m kotlarına) karşılık gelen iki zemin örneği üzerinde deneyler gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla nümerik analiz sonucunda – 1.0 m ve –12.5 m kot seviyelerinde belirlenen efektif asal gerilmeler adım adım deney numunesi üzerine etkililerek meydana gelen eksenel birim boy değişimi belirlenmiştir. Deney sonunda elde edilen birim deformasyon değerleri nümerik analiz sonuçları ve arazide elde edilen sonuçlarla karşılaştırılmıştır.

Arazide yerinde yapılan ölçümlerle belirlenen oturmalar, yanal hareketler ve boşluk suyu basıncı değerleri, nümerik analiz sonucunda belirlenenlerle karşılaştırılmıştır. Nümerik analizden belirlenen efektif asal gerilmelere göre belirli bir gerilme izinde yüklenenerek uygulanan deneysel çalışma sonunda belirlenen birim deformasyonlardan hesaplanan oturma değerleride arazi oturmaları ve nümerik analizden belirlenen oturmalarla karşılaştırılmıştır.

1.1 Kaynak Araştırması

Son yıllarda nümerik analiz yöntemleri ve bilgisayar teknolojisindeki gelişmeler sonucu, yumuşak zemin üzerine inşa edilen dolguların ve temellerinin gerilme-deformasyon-konsolidasyon analizlerinin daha gerçekçi olarak yapılması olanağı doğmuş ve bu alanda yumuşak zeminlerin dolgu yükü altında davranışını inceleyen birçok çalışma yapılmıştır. Böylelikle dolguda ve temel zemininde meydana gelen gerilmeler, yer değiştirmeler ve boşluk suyu basınçları hesaplanabilmekte, yapım süresince ve sonrasında zeminde meydana gelecek konsolidasyon ve fazla boşluk suyu basınçları önceden tahmin edilebilmektedir. Ayrıca non-lineer gerilme-şekil değiştirme davranışı, inşaat süresince geometride meydana gelen değişimler gibi karmaşık durumlar, sonlu eleman zemin modeline aktarılabilir. Zeminlerin gerilme şekil değiştirme davranışları lineer elastik, multi-lineer elastik, hiperbolik ve elasto-plastik olarak modellenmektedir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışlarını modelleyebilmek için kullanılan bu ilişkilerin herbirinin kendine özgü avantaj ve sınırlamaları vardır. Lineer elastik gerilme şekil değiştirme ilişkilerinin en büyük avantajı uygulamada basit olmasıdır. Ancak sadece düşük gerilme seviyelerinde ve küçük şekil değiştirme durumlarında zemin davranışını iyi olarak modelleyebilmektedir.

Zeminlerde gerilme-şekil değiştirme davranışını modelleyebilmek için kullanılan hiperbolik modelde (Duncan ve Chang, 1970) non-lineer davranış elastisite modülü ile gerilme arasında bağlantı kuran sistematik bir metod kullanılarak modellenmektedir. Modelde gerilme ve elastisite modülü arasında ilişki kuran parametreler, fiziksel anlam taşımakta olup, bilinen laboratuvar deneyleriyle belirlenebilmektedir. Elastisite teorisi temellerine dayanılarak geliştirilmiş model non-lineer gerilme-şekil değiştirme davranışını gerilmelere bağlı olarak kayma modülü ve kütle modülünde meydana gelen değişimlerden faydalanarak hesaplamakta, ayrıca geri gelmeyen deformasyonlar veya elastik olmayan davranış başlangıç modülünün farklı değerleri kullanılarak boşaltma ve tekrar yükleme modellenmektedir. Ancak bu eşitlikler yumuşak zeminlerde gelişen davranış mekanizmasında, göçme anını ve drenajsız yükleme altında oluşan boşluk suyu basınçlarını doğru olarak analiz edememektedir.

Zemin davranışının gerçekçi olarak modellenenebilmesi için drenajlı ve drenajsız koşullarda yapılan yükleme altında göçmeden önceki, göçme anında ve göçmeden sonra gelişen boşluk suyu basınçlarının, şekil değiştirmelerin ve yer değiştirmelerin belirlenmesi gereklidir. Analizlerde genellikle non-linear gerilme şekil değiştirme davranışını içeren özellikler, çevre basıncına bağımlı mukavemet ve rijitlik, plastik deformasyonlar, kayma gerilmeleri sebebiyle oluşan hacımsal şekil değiştirmeler, gerilme izi bağımlı mukavemet gözönüne alınmalıdır. Bu amaçla elasto-plastik ve elasto-vizkoplastik bünye ilişkileri kullanılarak artımsal ve ardışık artımsal analiz yöntemleriyle yer değiştirmeler ve boşluk suyu basınçları hesaplanabilmekte, böylece birçok karmaşıklık içeren zemin davranışı modellenerek arazi ölçümleri ile karşılaştırılabilmektedir (Chai ve Bergado 1993).

Drenajsız yükleme durumunda gelişen boşluk suyu basınçları Cam-clay modeli gibi elasto-plastik bünye ilişkileri kullanılarak daha gerçekçi olarak belirlenebilmiştir (Roscoe ve Burland, 1968; Shofield ve Wroth, 1968). Elasto-plastik ilişkiler kayma gerilmelerinin değişimi nedeniyle hacımda meydana gelen değişimleri modelleyebilmekte ve böylece gerçek zemin davranışında olduğu gibi drenajsız boşluk suyu basınçları belirlenebilmektedir.

Efektif gerilmelere göre drenajsız analiz veya konsolidasyon analizi yapıldığında toplam gerilmelerdeki değişime bağlı olarak meydana gelen boşluk suyu basınçlarındaki değişim zemin davranışının analizinde oldukça önemlidir. Kaynaklarda gerilme-şekil değiştirme ve konsolidasyon davranışının birlikte incelenmesine birleşik (coupled) analiz denilmektedir. Analizlerde bu davranış gözönüne alınmazsa elde edilen efektif gerilmeler gerçek değerleri yansıtmayacağı için elde edilen rijitlik özellikleri ve mukavemet gerçekçi olmayacaktır. Bu nedenle zeminlerin davranışlarını tanımlayabilmek için yukarıda belirtilen tüm özellikleri içine alan gelişmiş bünye ilişkileri kullanılmalıdır.

İncelenen bölgedeki zemin davranışının nümerik analizlerle modellenmesinde, analizlerde gelişmiş bünye ilişkilerinin kullanılmasından başka arazide oluşan koşulların analizlere tamamen yansıtılması gereklidir. Arazi zemin profilinin ve geoteknik özelliklerinin belirlenmesi, drenaj koşullarının ve yükleme programının oluşturulması gibi hususlarda analizin doğruluğu bakımından oldukça önemlidir (Duncan, 1994).

Bilindiği gibi arazideki zemin davranışı laboratuvar deneyleri ile modellenirken arazide oluşan koşulların (başlangıç gerilme durumu, drenaj, yükleme adımları vb. gibi) laboratuvar deney koşulları ile olabildiğince benzemesi gereklidir. Ancak araziden örselenmemiş örnek alırken kaçınılmaz bir şekilde fiziksel ve gerilme örselenmesi ile karşı karşıya kalınmaktadır. Bu amaçla birçok araştırmada yeniden yapılandırılmış laboratuvar örnekleri kullanılmaktadır (Allman ve Atkinson, 1992).

Bu araştırmada yumuşak temel zemini üzerine oturan dolgularda deformasyonların nümerik ve deneysel yöntemlerle belirlenmesi amaçlanmıştır. Son yıllarda nümerik modelleme konusunda oldukça gelişmiş bünye ilişkileri geliştirilerek temel zemininin davranışı gerçekçi bir biçimde analiz edilebilmiştir. Ancak deformasyonların deneysel yöntemlerle belirlenmesi konusunda yeterli kaynağa ulaşamamıştır. Kaynak araştırması sonucunda ulaşılan bütün çalışmalarda arazideki zemin davranışı analiz edilmeye çalışılmıştır. Bu amaçla arazide dolgu inşa edilmeden önce deneme dolgusu inşa edilerek, bu deneme dolgusuna yerleştirilen inklinometreler, piezometreler, oturma plakaları ve gerilme ölçerler yardımı ile yükleme sırasında ve sonrasında oluşan değişimler ölçülmüştür. Toplam gerilmeler elastik analizle belirlenerek, piezometrelerden ölçülen boşluk suyu basınçları toplam gerilmelerden çıkarılarak efektif gerilmeler belirlenmiş ve efektif gerilme izleri bulunmuştur.

1.1.1 Deformasyon analizleri

Yüklenen zemin bünyesi içinde oluşan deformasyonların tip, yön, gidiş ve şiddetlerinin belirlenmesi, stabilitenin kontrol edilmesi, drenajlı ve drenajsız davranış özelliklerinin tanımlanması bakımından önemli olmaktadır (Toğrol ve Çinicioğlu 1994). Yükleme devresine ait oturma ölçümleri bu devrede oluşabilecek bir miktar konsolidasyonun neden olabileceğinden çok fazla ise zemin içinde aşırı kayma deformasyonlarının oluştuğunu gösterirler ve dolayısıyla olası bir göçmenin habercisidirler. Stabilitenin kontrolü bakımından sadece oturma ölçümlerinin izlenmesi yeterli değildir. Bu durum özellikle konsolidasyonu hızlandırmak için düşey drenlerin kullanıldığı dolgu inşaatlarında önemlidir. Zira düşey drenlerin hızlandırdığı konsolidasyon nedeniyle oluşan fazla oturma aynı süreç içerisinde

aşırı kayma deformasyonlarının oluşumuna bağlı olarak meydana gelen oturmaları maskeliyebilmekte ve stabilitenin yeterliği konusunda yanlış sonuçlar çıkarılabilmektedir.

Temel dengesinin güvenilirlik derecesini izleyebilmek bakımından yatay yer değiştirme hareketleri çok daha geçerli göstergelerdir. Yatay deformasyonlar drenajsız yükleme sonucunda zemin bünyesinde oluşan kayma davranışından doğrudan etkilenir. Aşamalı olarak inşa edilen dolguların yükleme devrelerinde bir miktar konsolidasyonun gerçekleşmesi kaçınılmazdır. Tavenas ve Leroueil (1977) 'da yumuşak zeminlerin dolgu ile yüklenmesi sırasında yükleme devrelerinin başlangıcında hızlı bir konsolidasyonun oluştuğunu belirtmektedirler. Tavenas ve Leroueil (1977)' nin yorumuna göre bütün doğal killer az miktarda da olsa aşırı konsolidasyon özelliğine sahiptirler ve dolgu yüklenmeye başlanır başlanmaz temel zemini içerisinde oluşan boşluk suyu basıncı eğimi aşırı konsolide zeminin yüksek konsolidasyon katsayısı (c_v) değerine bağlı olarak zeminde hızlı bir konsolidasyona neden olacaktır. Ancak bu davranış zeminde oluşan gerilme seviyesi zemini normal konsolide hale getirinceye kadar devam edecek ve bundan sonraki yükler altında zeminin davranışı gerçek drenajsız davranış halinde gerçekleşecektir. Ayrıca zemin yapısı içerisinde bulunabilecek geçirimli tabakalar drenaj kanalları görevini görebilir ve bu arada yüklemeler için geçen sürenin de bir miktar konsolidasyonun oluşmasına yeterli olacak kadar uzun olduğunu söylemek tam drenajsız zemin davranışı beklemekten çok daha gerçekçidir. Dolgu yükleme devresinde oluşan kayma davranışının etkisi hem oturmaları hemde yanal akmayı arttırıcı yöndedir. Krip etkisinde oturmaları ve özellikle yanal deformasyonları arttırıcı yöndedir. Diğer taraftan doygun normal konsolide zeminlerde konsolidasyon her yönde sıkışmayı sağlar, böylece oturmalar artar, ancak yanal akma azalır.

Konsolidasyon devresinde sabit yük altındaki yumuşak zeminin karşılaştığı deformasyonlar; konsolidasyonun meydana getirdiği hacim azalmasına bağlı deformasyonlar ve zamana bağlı krip deformasyonlarıdır. Konsolidasyonun etkisi yanal akmayı azaltıcı yöndedir, ancak oturma ve yanal deformasyon hacimleri arasındaki fark doğrudan konsolidasyon oturmalarını vermez çünkü krip etkisi konsolidasyonun tersine hem oturmaları hem de yanal deformasyonları arttırmaktadır. Son yıllarda, özellikle yumuşak temel zemini üzerine inşa edilen dolguların ve temel zemininin deformasyon davranışının incelenmesi oldukça önem

kazanmıştır. Bu amaçla birçok çalışma yapılmıştır, bunlardan bazıları aşağıda kısaca incelenmektedir.

Kavazanjian ve Poepel (1984) 'de yumuşak temel zeminine oturan iki farklı deneme dolgusunun ve temel zemininin, sonlu elemanlar yöntemi ile nümerik analizi sunulmuştur. Analizler, düzlem şekil değiştirme koşullarında Modifiye Cam-Clay zemin modelini kullanan JFEST isimli bir bilgisayar programı ile yapılmıştır. JFEST'le yapılan coupled konsolidasyon-deformasyon analizlerinde anizotropik permeabilite katsayıları ve sekiz düğüm noktalı dikdörtgen elemanlar kullanılmıştır. Analizde kullanılan malzeme parametreleri laboratuvar deneyleri ile belirlenmiştir. Dolgu davranışı ise Duncan ve Chang (1970), tarafından önerilen hiperbolik gerilme-şekil değiştirme modeli ile analiz edilmiştir. Dolgu yükü temel zemini üzerine uygulanan yüzey yükleri ile uygulanmıştır. Dolgu 8 aşamada yüklenerek herbir aşamada konsolidasyona bırakılmış ve dolgunun gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı incelenmiştir. Analiz sonucunda hesaplanan oturmalar, yanıl yer değiştirmeler ve boşluk suyu basıncı değlerleri arazide ölçülenlerle karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçlarına göre belirlenen boşluk suyu basıncı sönümlenmesi ölçülenlere göre daha hızlı olmuş, drenajsız yükleme sonucunda fazla boşluk suyu basıncı tahmin edilmiş ve ölçülenlerden daha küçük yanıl yer değiştirmeler ve oturmalar belirlenmiştir. Bu belirlemelerin drenajsız krip davranışı ile açıklanabileceği Tavenas, Mieussens ve Bourges 1979'da belirtilmiştir.

Mimura, vd. (1990) tarafından Japonya'da Koshien deniz yapısı temelinin dolgu yükü altındaki zamana bağılı davranışı elasto-vizko plastik bünye ilişkileri kullanılarak sonlu elemanlar yöntemiyle düzlem şekil değiştirme koşullarında analiz edilmiştir. Analizde temel zemininin uzun süreli deformasyonları üzerinde etkisi olan kil tabakalarının plastik akmasının tahminine ayrıca önem verilmiştir. Temel zeminine önceden yerleştirilen arazi ölçüm aletleriyle yumuşak temel zemininde gerilme artışından dolayı oluşan fazla boşluk suyu basıncı ve temel zemininde meydana gelen yanıl yer değiştirmeler ile düşey oturmalar ölçülmüştür. Nümerik analiz sonuçları ile arazi ölçümleri karşılaştırılmış ve uyumlu oldukları görülmüştür. Sonuç olarak Koshien deniz yapısı temelinde yer alan kil tabakalarında çok

büyük yanal yerdeğiştirmelerin oluşmayacağı ve uzun süreli yanal zemin hareketinin, bu zemin üzerine inşa edilecek yapıyı ve temelini olumsuz yönde etkilemeyeceği belirlenmiştir.

Intraratna, vd., (1992a) tarafından Malezya kuzey-güney ekspres yolu inşaatı için yapılan deneme dolgusu ile yumuşak Malezya kili üzerine inşa edilen dolgunun ve temel zemininin davranışı incelenmiştir. Dolgu güney-doğu Asya'nın tipik zemin profilini oluşturan 10-20 m kalınlıktaki düşük drenajsız kayma mukavemeti ve yüksek su kapsamıyla bilinen Malezya yumuşak çökelleri ve onun altında yer alan kum tabakası üzerinde inşa edilmiştir. Dolgunun ve yumuşak kil temel zemininin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon (coupled) analizi CRIPS adlı bir kritik durum sonlu eleman programıyla Modifiye Cam-Clay bünye ilişkisi kullanılarak ve hiperbolik gerilme-şekil değiştirme modeline göre geliştirilen ISBILD (Ozawa ve Duncan 1973) adlı bir sonlu eleman programıyla düzlem şekil değiştirme durumunda analiz edilmiştir. Nümerik modelleme drenajsız, drenajlı ve bileşik konsolidasyon analizini kapsamaktadır. Analizde kullanılan zemin parametreleri arazi ve laboratuvar deneyleriyle yapılan kapsamlı bir araştırma sonucunda belirlenmiştir. Nümerik analizlerden belirlenen yer değiştirmeler ve boşluk suyu basınçları arazi ölçümleriyle karşılaştırılmış, akma zonu ve potansiyel göçme yüzeyi kritik kayma gerilmesi oranı ve maksimum yer değiştirmeye göre belirlenmiştir. Arazi ölçümleriyle yapılan karşılaştırmaya göre dolgu yükü altında yumuşak temel zemininin davranışı en gerçekçi biçimde birleşik konsolidasyon analiziyle belirlenmiştir.

Shorten (1994) tarafından Fiji'de yumuşak organik denizel silt zemin üzerine inşa edilen dolgunun ve temel zemininin davranışı nümerik olarak analiz edilmiştir. Analizde gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı Modifiye Cam-Clay bünye ilişkileri ve Biot konsolidasyon teorisi kullanılarak belirlenmiştir. Analizde kullanılan geoteknik parametreler laboratuvarda standart üç eksenli ve ödometre deneylerinden belirlenmiştir. Ayrıca temel zeminine arazi ölçüm aletleri yerleştirilerek ölçülen boşluk suyu basıncı ve düşey yer değiştirmelerle hesaplanan değerler karşılaştırılmıştır. Yapım sırasında dolguda göçme meydana gelmiş ve göçmenin dolgunun hızlı yapımı sırasında temel zemininde gelişen fazla boşluk suyu basıncının çok büyük değerlere ulaşması sonucu meydana geldiği belirlenmiştir. Oluşturulan modelde göçme yüzeyinin tam olarak belirlenmesine karşın uzun süreli

oturmalar tam olarak tahmin edilememiştir. Bunun nedeninin ise analizde krip etkisinin gözönünde bulundurulmaması olduğu saptanmıştır.

Sakajo ve Kamei (1996) tarafından yapılan çalışmada, dolgu yükü altında bir temel zemininin deformasyon analizi Sekiguchi ve Ohta (1977) tarafından önerilen plastisite indisine bağlı zemin parametrelerini içeren elasto-plastik bünye modeli kullanılarak yapılmıştır. Çalışmada yumuşak temel zemini üzerine inşa edilen Kurashiki deneme dolgusundan elde edilen arazi ölçümleri kullanılmıştır. Nümerik analiz sonucunda hesaplanan oturmalar, yanal yer değiştirmeler ve boşluk suyu basınçlarının ölçülen arazi verileri ile oldukça uyumlu olduğu belirtilmiştir.

Yukarıda kısaca bahsedilen çalışmalara ek olarak, kaynaklarda gelişmiş bünye eşitlikleri kullanılarak baraj dolguları ve temel zemini davranışının araştırılmasına yönelik yapılan çok sayıda uygulama vardır. Bunlardan bazıları aşağıdaki Çizelge 1.1'de kısaca özetlenmiştir.

Çizelge1.1 Kaynaklarda gelişmiş bünye eşitlikleri kullanılarak baraj dolguları ve temel zemini davranışının araştırılmasına yönelik yapılan bazı uygulamalar

Kaynak	Uygulama / Bünye ilişkileri / Sonuçlar
Hoeg (1972)	Yumuşak kil üzerinde inşa edilen deneme dolgusunun iki boyutlu drenajsız analizi / Elasto-plastik Von Mises ve Tresca /Hesaplanan oturmalar, gözlenen oturmalarından biraz küçüktür.
Wroth ve Simpson (1972)	Kil bir temel zemini üzerinde inşa edilen King's Lyn dolgusunun iki boyutlu drenajsız ve drenajlı analizi / Modifiye Cam-Clay modeli / Drenajsız hareketler yapımın sonundaki durumla karşılaştırılmış, drenajlı analiz sonuçları 210 gün sonundaki ölçümlerle karşılaştırılmıştır. Ölçülenlerle hesaplananlar oldukça uyumlu olarak belirlenmiştir.
Shibata, vd. (1976)	Silt ve kum bir zemin üzerinde inşa edilen bir deneme dolgusunun iki boyutlu elasto-plastik analizi / "Mobilized plane" model (Matsuoka, 1974) / Hesaplanan oturmalar kumda ölçülenlerle uyumlu, siltte ölçülenlerden büyüktür, hesaplanan ve ölçülen yanal hareketler birbiriyle oldukça uyumludur.
Wroth (1977)	Boston'un kuzeyindeki I-95 deneme dolgusunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Cam Clay Modeli / Analiz sonucunda belirlenen yanal ve düşey hareketler ölçüm sonuçlarından belirlenenlerden iki üç kat fazla, ölçülen ve hesaplanan boşluk suyu basınçları ve göçme sırasındaki ölçülen dolgu yüksekliği hesaplananla oldukça uyumludur.
Thamm (1979)	Yumuşak kil bir zemin üzerinde inşa edilen yol dolgusunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Elasto-visko-plastik (Zienkiewicz, 1977) / Hesaplanan oturmalar ölçülenlerle uyumludur.
Mangan vd. (1982)	Yumuşak kil temel zemini üzerine inşa edilen dolgunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Modifiye Cam-Clay ve MELANIE (Tavenas ve Leroueil 1977) / Hesaplanan oturmalar ölçülenlerle oldukça uyumlu, hesaplanan yanal hareketler ölçülenlerden büyüktür.

Çizelge1.1 Devamı

Kaynak	Uygulama / Bünye ilişkileri / Sonuçlar
Almeida ve Ramalho-Ortigao (1982)	Yumuşak kil temel zemini üzerine inşa edilen deneme dolgusunun iki boyutlu drenajlı ve drenajsız analizi / Cam-Clay ve Modifiye Cam-Clay / Drenajsız oturmalar ölçülenlerden küçük, boşluk suyu basınçları ise ölçülenlerden büyüktür; drenajlı oturmalar ölçülenlerden büyüktür; coupled konsolidasyon oturmaları ve boşluk suyu basınçları ölçülenlerle oldukça uyumludur.
Redman ve Poulos (1984)	MIT deneme dolgusu ve Atchafalaya rıhtımının iki boyutlu drenajsız analizi / Elasto-visko-plastik / Hesaplanan oturmalar ve yanal hareketler ölçülenlerle oldukça uyumludur.
Chiasson vd. (1986)	Siltli kil ve siltli kum üzerine inşa edilen OA-11 barajının iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Modifiye Cam-Clay / Hesaplanan oturmalar ölçülenlerle uyumludur.
Ohta vd. (1984)	Yumuşak kil zemin üzerinde inşa edilen dolgunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Sekiguchi-Ohta (1977) modeli / Hesaplanan oturmalar ölçülenlerle uyumludur.
Balasubramania vd. (1988)	Yumuşak kil zemin üzerinde inşa edilen dolgunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Elasto-plastik (Pender, 1977) / Hesaplanan merkez altı oturmaları ölçülenlerle uyumludur.
Naylor vd. (1988)	Zonlu Monasava barajının iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Elasto-plastik (Naylor, 1987) / Hesaplanan oturmalar ve boşluk suyu basınçları ölçülenlerle uyumludur.
Pickles ve Woods (1989)	Londra'da bir yol dolgusunun iki boyutlu coupled konsolidasyon ve drenajlı analizi / Modifiye Cam-Clay / Hesaplanan oturmalar ve yanal hareketler ölçülenlerle oldukça uyumlu, hesaplanan boşluk suyu basınçları ölçülenlerden küçüktür.
Borja vd. (1990)	I-95 deneme dolgusunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi/ Modifiye Cam-Clay, krip etkisini gözönüne alan ve almayan double yield surface model / Oturmalar ölçülenlerle oldukça uyumludur.

Çizelge 1.1 Devamı

Kaynak	Uygulama / Bünye ilişkileri / Sonuçlar
Ali ve Hashim (1991)	Yumuşak zemin üzerine inşa edilen dolgunun analizi / Modifiye cam-Clay modeli / Hesaplanan oturmalar ölçülenlerle oldukça uyumlu, hesaplanan boşluk suyu basınçları ve yanal hareketler ise bazı bölgelerde uyumludur.
Kobayashi (1991)	Yumuşak zemin üzerine inşa edilen uzun bir dolgunun analizi / Modifiye Sekiguchi-Ohta (1977) modeli / Kum drenler boşluk suyu basıncının sönümlenmesi hızlandırarak oturma hızını etkilemiştir, analiz sonuçları çoğu yerlerde arazi ölçümleri ile uyumludur.
Williams, vd. (1991)	Deneme dolgusunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Modifiye Cam-Clay / Hesaplanan oturmalar ölçülenlerle oldukça uyumludur.
Indraratna vd. (1992b)	Göçme meydana gelene kadar yüklenen bir deneme dolgusunun drenajlı ve drenajsız iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Modifiye Cam-Clay / Hesaplanan hareketler ve boşluk suyu basınçları ölçülenlerle oldukça uyumludur.
Indraratna vd. (1992c)	Bant drenler yerleştirilen yumuşak kil bir temel zemini ve üzerine inşa edilen deneme dolgusunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Modifiye Cam-Clay / Analiz koşulları değiştirilerek hesaplanan ve ölçülen davranış arasındaki farklar belirlenmiştir.
Shen ve Zhang (1992)	Tieshan barajının iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi / Cam-Clay modeli, elasto-plastik double hardening model / Double hardening model ve Hiperbolik (Duncan ve Chang,1970) modelle belirlenen oturmalar ve boşluk suyu basınçları ölçülenlerle uyumlu, Cam-Clay modeli ile hesaplanan değerler ise ölçülenlerden küçüktür.

Çizelge 1.1'de gösterilen araştırmaların tümünde, hesaplanan ve ölçülen yanal ve düşey deformasyonlar, dolgu inşasından dolayı oluşan boşluk suyu basıncı büyüklükleri belirlenmiş ve karşılaştırılmıştır. Bu kapsamda yapılan 42 çalışmanın 12' sinde coupled konsolidasyon

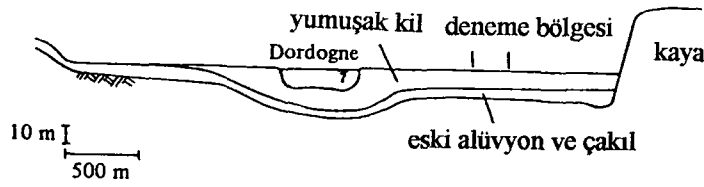
analizi ile drenajlı ve drenajsız koşullarda yapılan analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Analiz sonuçlarına göre yapım sırasında ve sonrasındaki drenaj koşullarının, oluşan boşluk suyu basıncı ve yanal düşey hareketlerin büyüklükleri üzerinde oldukça etkili olduğu belirlenmiştir.

Boşluk suyu basıncının büyüklüğü ile drenaj koşulları arasındaki ilişki oldukça açıktır; konsolidasyon yüzdesinin büyüklüğü sönümlenmemiş fazla boşluk suyu basıncının büyüklüğünü verecektir. Drenaj koşullarıyla yanal ve düşey hareketlerin ilişkisi de açıklanabilmektedir. Böylece dolgu temel zemininde kalan sönümlenmemiş fazla boşluk suyu basıncına bağlı olarak daha küçük efektif gerilme oluşacak ve buna bağlı olarak daha küçük mukavemet artışı ve daha küçük rijitlik ve sonuçta daha büyük yanal ve düşey yer değiştirmeler meydana gelecektir (Duncan, 1994).

Arazide dolgu yapımı sırasında ve sonrasında oluşan drenaj koşulları düşünüldüğünde tümüyle drenajlı veya drenajsız durum söz konusu değildir. Arazi ölçüm sonuçlarıyla karşılaştırılan drenajsız analiz sonuçları gerçek davranışın bu analizler ile örneklenemediğini göstermiştir. Benzer olarak tamamen drenajlı koşullarda gerçekleştirilen analiz sonuçlarında gerçek davranışı modelleyemediği çünkü drenajlı davranış başlamadan önceki drenajsız deformasyonların bu analizlerde gözönüne alınamadığı belirtilmiştir. Bu nedenle gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışının modellendiği nümerik analizlerde drenajsız ve drenajlı davranışın modellenemediği coupled konsolidasyon analizi kullanılmalıdır (Duncan, 1994).

(Almeida, 1984; Almeida vd., 1986), tarafından yapılan bir çalışma ayrıntılarıyla sunmuştur. 1972'de the French Laboratoires des Ponts et Chaussées yumuşak temel zemini üzerine yapılan dolguların davranışını inceleyebilmek için geniş bir bölgede ayrıntılı arazi çalışmaları yapmışlardır. Bu nedenle Fransa'nın Cubzag-les-Ponts bölgesinde deneme dolguları inşa edilerek hem yüklemeden önce hemde yüklemeden sonra temel zemininin davranışı arazi deneyleri ve temel zeminine yerleştirilen aygıtlarla belirlenmiş ve inşa edilen dolgu ve temel zeminleri sonlu elemanlar analiz metodu ile nümerik olarak analiz edilmiş, sonuçta arazide yapılan ölçüm sonuçları ile nümerik analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Şekil

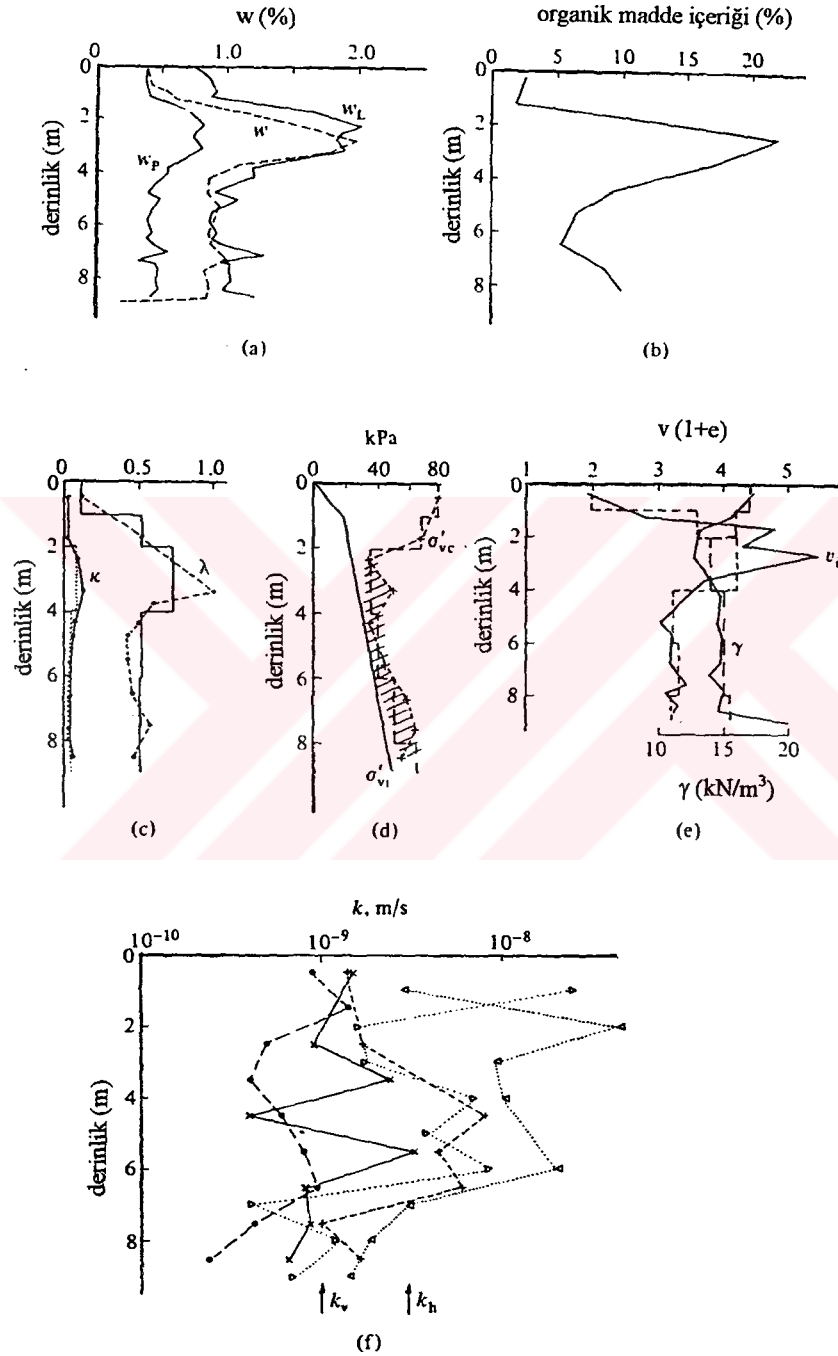
1.1'de dolgu inşasının yapıldığı vadi kesiti gösterilmektedir. Temel zemininin geoteknik profili; en üstte 0.3m kalınlıkta ince bir kil tabakası, onun altında 2m den daha az kalınlıkta bir siltli kil tabakası, ve bu tabakanın altında 8m kalınlıkta bir yumuşak kil tabakası mevcuttur. 8m' lik yumuşak kil tabakasının ardından 5m' lik kum ve çakıl tabakası ve onun altındada kireçtaşı bulunmaktadır. Yeraltı su seviyesinin mevsimsel değişikliklerine bağlı olarak zemin yüzünde itibaren 1.5m derinliğe kadar kuruma çatlakları meydana gelmiştir. Kil tabakalarının su kapsamı, sıkışma-şişme parametreleri, permeabilite özellikleri ve endeks özelliklerinin derinlikle değişimi Şekil 1.2 ' de gösterilmiştir.



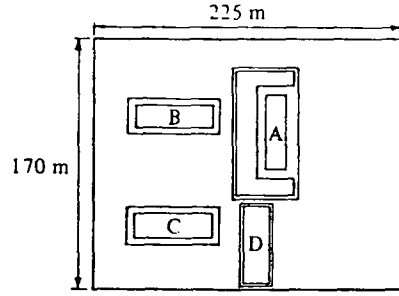
Şekil 1.1 Dolgu inşasının yapıldığı vadi kesiti

Yumuşak kil zeminin yüzey yüklemeleri altındaki davranışını incelemek için Cubzag-les-Ponts bölgesinde dört deneme dolgusu inşa edilmiştir. Şekil 1.3'de bu deneme dolgularının planı gösterilmiştir. 1974 yılında A dolgusunda dolgu yüksekliği 4.5m' ye ulaşınca göçme meydana gelmiştir. Bu dolgu, inşa edilecek diğer dolgu yüksekliklerinin tasarlanabilmesi için bir ön bilgi oluşturmuştur. B dolgusu 1975 yılında 2.3 m yüksekliğinde ve ani göçmeye karşı güvenliği 1.5 olacak şekilde inşa edilmiş ve temel zemininin zamana bağlı konsolidasyon davranışı araştırılmıştır. C dolgusu 1978 yılında 3 m yüksekliğinde, göçmeye karşı güvenliği 1.2 olacak şekilde inşa edilmiş ve temel zemininin göçmeye yakın durumdaki davranışı incelenmiştir. D dolgusu ise 1981 yılında 1 m yüksekliğinde göçmeye karşı güvenliği 3 olacak şekilde inşa edilmiş ve temel zemininin yavaş yükleme koşullarındaki davranışı incelenmiştir. Burada B dolgusuna ait gözlem ve analiz sonuçları sunulmuştur. B deneme dolgusunun kesiti, planı ve zamana bağlı inşa programı Şekil 1.4 'de gösterilmiştir. Dolgu inşaatı yaklaşık 7 günde tamamlanmış ve temel zemininin zamana bağlı konsolidasyon davranışı izlenmiştir. Dolgu malzemesi olarak birim hacim ağırlığı 21 kN/m^3 olan iri kum ve çakıl kullanılmıştır. Deneme dolgusu arazi deneyleri ve nümerik analiz detayları (Shahanguian, 1981; Mouratidis ve Mangan 1983; Mangan vd., 1983; Leroueil vd., 1985) 'de sunulmuştur. Dolgu ve temel zeminine 61 adet piezometre, 36 adet oturma plakası, 3

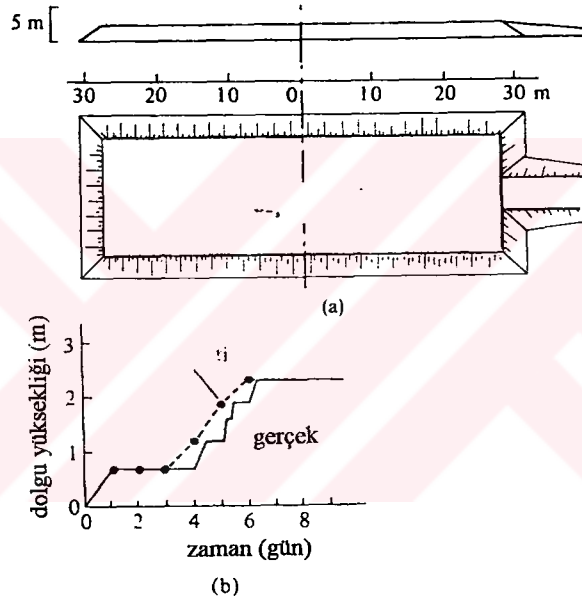
adet inklinometre ve 3 adet yanal şekil değiştirme plakası, 18 adet toplam gerilme ölçeri ve 114 adet yüzey plakası yerleştirilmiştir. Dolgunun her iki tarafında da ölçüm, yapımdan sonra yaklaşık 2000 gün okuma alınmıştır.



Şekil 1.2 Kil tabakalarının su kapsamı, sıkışma-şişme parametreleri, permeabilite özellikleri ve indeks özelliklerinin derinlikle değişimi

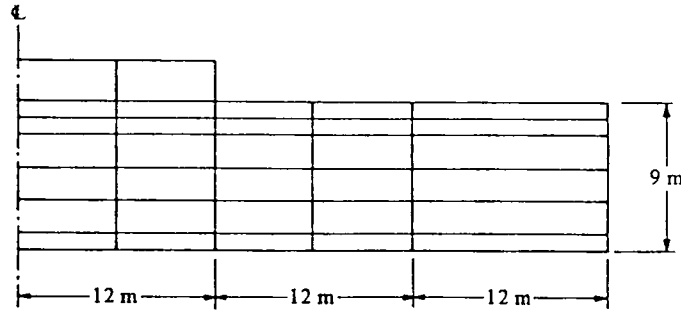


Şekil 1.3 Deneme dolgularının planı



Şekil 1.4 B deneme dolgusunun kesiti ve planı ve zamana bağlı inşa programı

Temel zemininin zamana bağlı konsolidasyon davranışını araştırmak için Mouratidis ve Mangan (1983) tarafından yapılan nümerik analiz çalışmalarında yapımdan sonraki 6000 günlük süredeki davranışı incelemişlerdir. Nümerik analizlerde 8 düğüm noktalı dikdörtgen elemanlardan oluşan Şekil 1.5'de gösterilen sonlu elemanlar ağı kullanılmıştır. Sonlu elemanlar ağı simetriden dolayı dolgunun yarısını içermektedir, düşey sınırlarda yanal yer değiştirme sıfır, düşey yer değiştirme serbesttir. Yatay sınırda ise yanal ve düşey yer değiştirme sıfırdır.



Şekil 1.5 Nümerik analizde kullanılan sonlu elemanlar ağı

Analizler düzlem şekil değiştirme koşullarında yumuşak killer için geliştirilen hacimsal pekleşmeyi de gözönüne alan elasto-plastik bünye ilişkileri kullanılarak yapılmıştır. Analizlerde, elastik özellikler cross-anizotropik olarak değişmekte, akma çizgisi tabii killerde gözlemlendiği gibi ve bileşik olmayan akış kuralı geçerlidir. Analizler için gerekli parametreler geniş bir laboratuvar araştırmalarından belirlenmiştir. Laboratuvarda düşen seviyeli permeametre deneyinde belirlenen permeabilite katsayısı arazide ölçülen permeabilite katsayısından daha düşük belirlendiğinden düşeyde ve yatayda sabit permeabilite katsayıları kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri Çizelge 1.2'de verilmiştir. Burada (v) özgül hacim, γ zeminin birim hacim ağırlığı, σ'_{vc} ön konsolidasyon basıncı, (κ) şişme indisi, (λ) sıkışma indisi, (E_v , E_h) düşey ve yanal elastisite modülü, (k_v , k_h) düşey ve yatay permeabilite katsayısıdır.

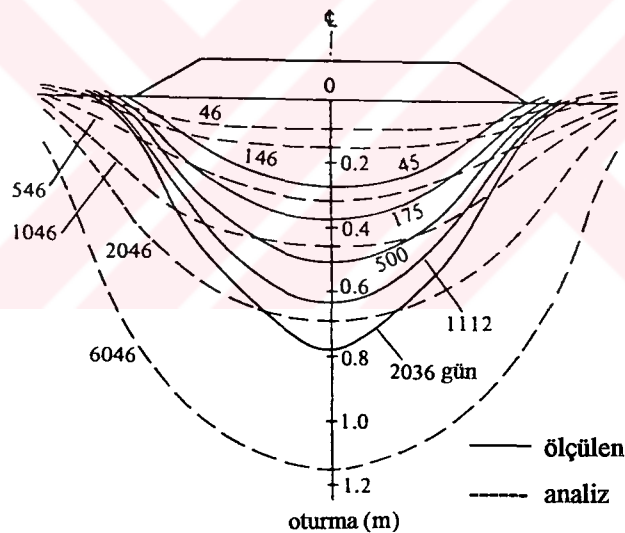
Çizelge 1.2. Analizlerde kullanılan zemin parametreleri

Tabaka	v	γ kN/m ³	σ'_{vc} kPa	κ	λ	E_h kPa	E_v kPa	k_v m/s	k_h m/s
Dolgu	3.0	21	-	0.05	-	15000	15000	11.6×10^{-6}	11.6×10^{-6}
0-1 m	2.0	17	78	0.017	0.12	1325	2650	1×10^{-9}	3×10^{-9}
1-2 m	3.6	16	68	0.022	0.53	2385	4770	1×10^{-9}	3×10^{-9}
2-4 m	4.22	14	36	0.085	0.75	570	1140	1×10^{-9}	3×10^{-9}
4-6 m	3.24	15	41	0.048	0.53	955	1910	1×10^{-9}	3×10^{-9}
6-8 m	3.31	15	51	0.039	0.52	1500	3000	1×10^{-9}	3×10^{-9}
8-9 m	3.2	15.5	65	0.048	0.52	1475	2950	1×10^{-9}	3×10^{-9}

Analizlerde, dolgu davranışı lineer elastik ve bütün tabakalarda Poisson oranı 0.4 olarak gözönüne alınmıştır. Dolgunun permeabilite katsayısı kil tabakalarına göre oldukça büyüktür.

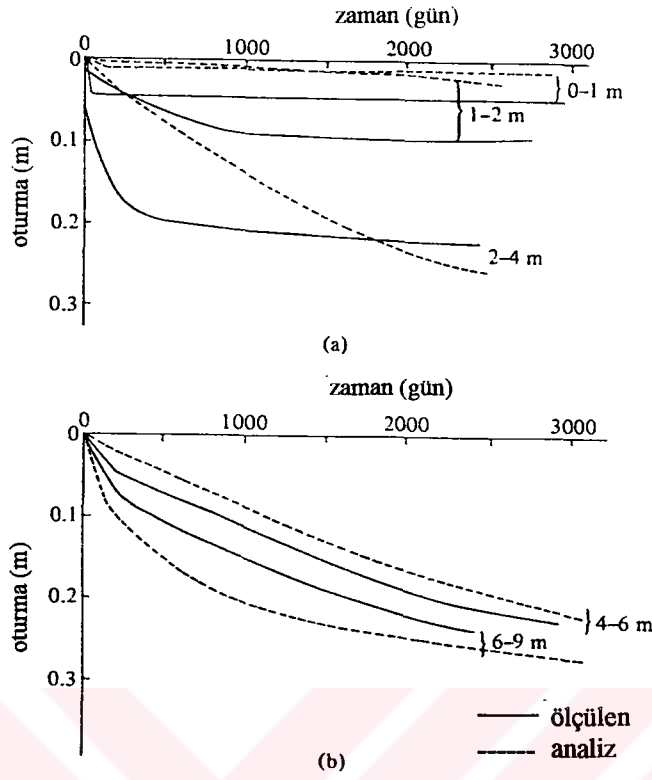
Nümerik analiz sonucunda belirlenen oturmalar, yanal yer değiştirmeler ve boşluk suyu basınçları, arazide ölçülen verilerle karşılaştırılmıştır. B deneme dolgusu altında, zemin yüzünde ölçülen oturmalar analiz sonucunda elde edilenlerle Şekil 1.6'da karşılaştırılmıştır. Ölçülen oturmalar hesaplananlara göre başlangıçta oldukça hızlı gelişmiş ve en büyük oturmalar dolgu merkezinde meydana gelmiştir.

Oturmalar temel zeminin farklı tabakalarında veya farklı derinliklerinde Şekil 1.7'de görüldüğü gibidir. 4 m derinlikten sonra ölçülenlerle hesaplananlar birbirine yakın çıkmış, ancak daha üst tabakalarda ölçülen oturmalar hesaplanan oturmara göre oldukça hızlı gelişmiştir.

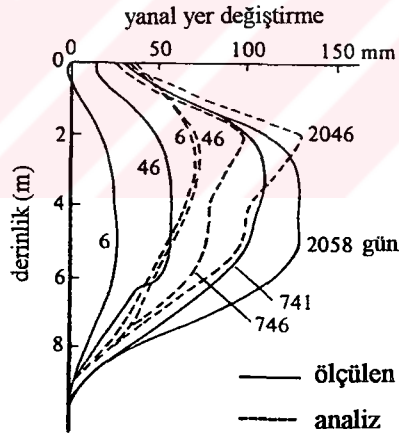


Şekil 1.6 B deneme dolgusu altında, zemin yüzünde ölçülen oturmalarla analiz sonucunda hesaplanan oturmaların karşılaştırılması.

Deneme dolgusu ucu altına yerleştirilen inklinometreler ile ölçülen yanal yer değiştirmelerle, hesaplanan yanal yer değiştirmeler Şekil 1.8'de gösterilmiştir. 2000 gün civarında ölçülen ve hesaplanan yanal yer değiştirmeler birbirine oldukça yakın, ancak yüklemenin başladığı günlerde ölçülen değerler hesaplanana göre oldukça yavaş gelişmiştir.

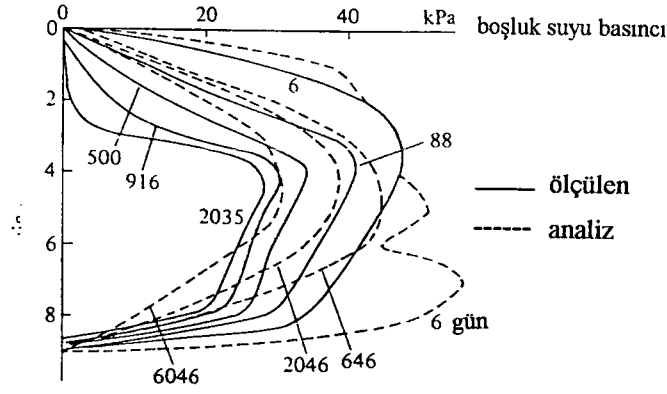


Şekil 1.7 B deneme dolgusu altında farklı derinliklerde ölçülen oturmalar.



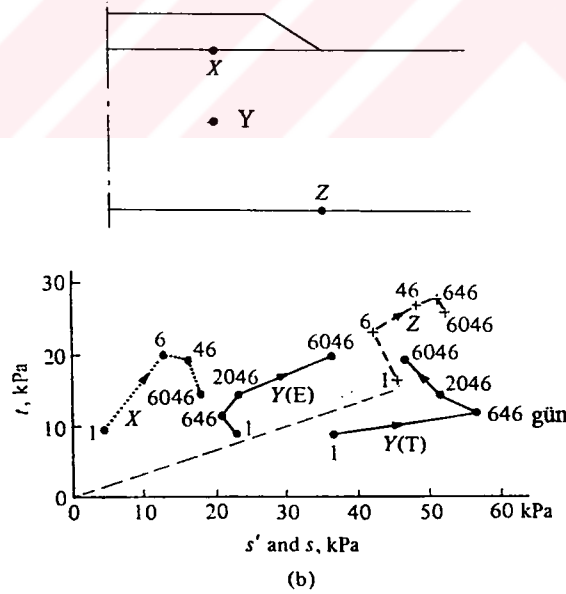
Şekil 1.8 Dolgu ucunda ölçülen ve hesaplanan yanıl yer değıştirmelerin karşılaştırılması

Dolgu merkezi altında derinlik boyunca, dolgunun yapımından oldukça uzun bir zaman sonra ölçülen ve hesaplanan fazla boşluk suyu basıncı değışimleri Şekil 1.9'da gösterilmiştir. Nümerik analiz sonucuna göre başlangıçta hızlı yükleme sırasında boşluk suyu basıncının oldukça düzensiz geliştiğı gözlenmiştir. Ölçülenlerle karşılaştırıldığında ise boşluk suyu basıncı dağılımı 4m' lik yumuşak kil tabakasının üst seviyesinde ölçülenlerden daha hızlı sönümlenmiştir.



Şekil 1.9 Dolgu merkezi altında ölçülen ve hesaplanan fazla boşluk suyu basıncı değişimleri

Şekil 1.10a'da gösterilen X, Y ve Z noktalarında belirlenen gerilme izleri Şekil 1.10b'de gösterilmiştir. Y noktası yumuşak kil tabakasının tam ortasında, X noktası üstünde ve Z noktasında tabanındadır. X ve Z noktalarında drenajlı koşullar geçerli, Y noktasında drenajsız koşullar geçerlidir. X ve Z noktalarında boşluk suyu sabit kalmakta, böylece toplam gerilmedeki değişimle efektif gerilmedeki değişim aynıdır. Bu noktalarda yükleme yapıldıktan 40 gün sonra efektif gerilmedeki değişim çok az olmuştur. X noktasında dolgu yüklemesi nedeniyle, akma çizgisinin tahmini biçimi t/s' nin oldukça yüksek değerlerinde mobilize olur ve bu süreç içerisinde akma çizgisi genişler.



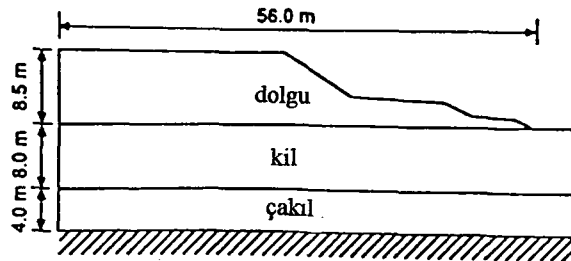
Şekil 1.10 a) X, Y ve Z elemanlarının yeri b) X, Y ve Z elemanlarında belirlenen gerilme izleri

Y noktasındaki davranış X ve Z'e göre tümüyle farklıdır. Burada fazla boşluk suyu basınçları gelişir ve toplam gerilme izi efektif gerilme izinden oldukça farklıdır. Şekil

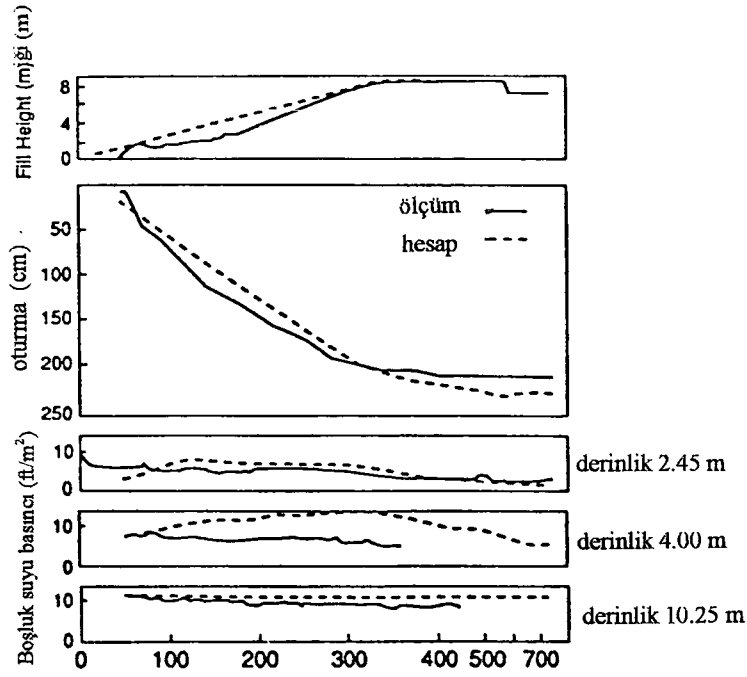
1.10b'de $Y(E)$ efektif gerilme izini, $Y(T)$ toplam gerilme izini göstermektedir. Bu noktada oluşan boşluk suyu basıncı 600 gün kalmış ve bu zaman süresince hacımsal deformasyon olmadığı gözlenmiştir. Dolgu yükünün yerleştirilmesinden sonra 2000 ile 6000 gün arasında efektif ve toplam gerilmede önemli değişim meydana gelmiş ve akma çizgisinin pekleşmesinin çoğu bu aralıkta oluşmuştur.

Yumuşak zeminin üst bölgesinde, ölçülen ve hesaplanan oturma, yanal yer değiştirme ve boşluk suyu basıncı değerlerindeki farklılıkların analizlerde kullanılan permeabilite katsayısından kaynaklandığı belirtilmiştir. Yapılan gözlemler sonucunda (Şekil 1.7-Şekil 1.9) dolgu altında fazla boşluk suyu basıncı sönmelenmesi yanal su akışı ile birlikte oluşmasına rağmen, bu bölgede zemin küçük başlangıç yanal deformasyonla sıkışmaktadır. Bunun nedeni, dolgu dışında deforme olmayan zeminin bu bölgedeki başlangıç yanal deformasyonu engellemesidir .

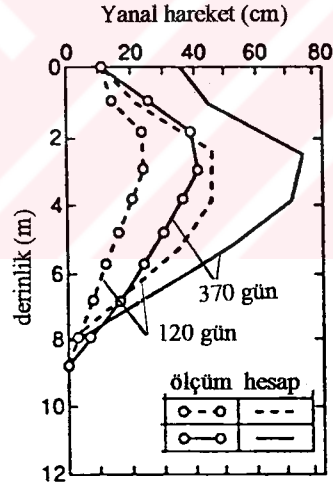
Ohta vd., (1991) tarafından yapılan bir çalışmanın dolgu ve temel zemini kesiti Şekil 1.11'de gösterilmiştir. Alüvyal kil ve çakıl tabakalarından oluşan temel zemini üzerine 7.5-8 m yüksekliğindeki bir dolgu inşa edilmiştir. Temel zemininin davranışı Sekiguchi-Ohta (1977) modeli kullanılarak iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi ile modellenmiştir. Dolgu inşa programı hesaplanan ve ölçülen oturmalar, boşluk suyu basınçları Şekil 1.12' de ve yanal hareketlerde Şekil 1.13' de gösterilmiştir. Şekil 1.11 ve Şekil 1.12'den de görüldüğü gibi ölçülen ve hesaplanan oturmalar oldukça uyumludur. Hesaplanan boşluk suyu basınçları ve yanal hareketler oturmalar kadar uyumlu değildir ancak eğilim ve merteye olarak benzerdir.



Şekil 1.11 Dolgu ve temel zemini kesiti (Ohta, vd., 1991)



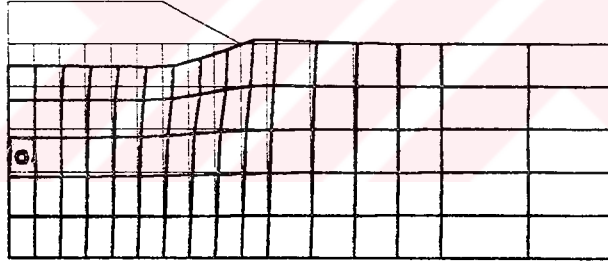
Şekil 1.12 Dolgu inşa programı hesaplanan ve ölçülen oturmalar, boşluk suyu basınçları



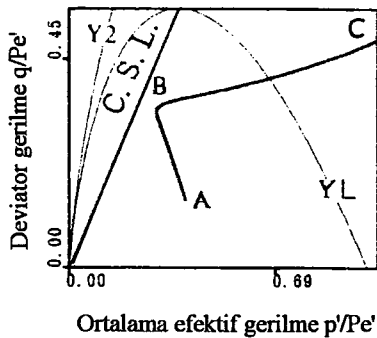
Şekil 1.13 Ölçülen ve hesaplanan yanal hareketler

Asaoka vd., 1998'de, simetrik bir dolgu inşaatında, dolgu merkezi altındaki hafif aşırı konsolide, homojen suya doymuş kil bir zemin elemanının non-lineer gerilme-şekil değiştirme- konsolidasyon davranışı nümerik olarak analiz edilmiştir. Sonlu elemanlar yönteminin kullanıldığı nümerik analizlerde düzlem şekil değiştirme koşullarında Cam-Clay bünye modeli kullanılmıştır. Temel zemini malzeme parametreleri tipik bir yumuşak zemin malzeme parametreleri olarak, Sükunetteki zemin basıncı katsayısı $K_0 = 0.70$, sıkışma indisi

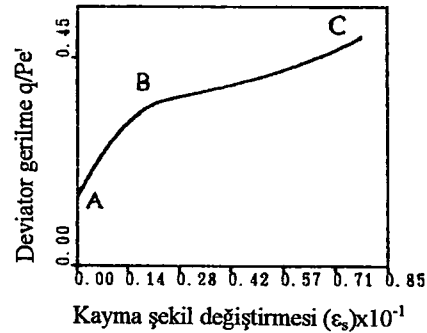
$\lambda=0.20$, kabarma indisi $\kappa=0.04$, Kritik durum çizgisinin eğimi $M=1.53$, permeabilite katsayısı $k=1 \times 10^{-7}$ cm/s, zeminin doymun birim hacim ağırlığı $\gamma_d=18.5$ kN/m³ seçilmiş ve Aşırı Konsolidasyon Oranı (AKO)=2, alınmıştır. Dolgu yükü 1 kN/m²/gün' lük hızla toplam yük 200 kN/m² 'ye ulaşıncaya kadar yüklenerek daha sonra bu yük altında konsolidasyon davranışı incelenmiştir. Şekil 1.14'de konsolidasyon davranışı incelenen hafif aşırı konsolide zemin elemanının dolgu merkezi altındaki yeri ve ortalama gerilme (p') ve kayma şekil değişimi (ϵ_s) 'ye karşılık deviator gerilme (q) ilişkisi gösterilmiştir. Şekil 1.14b'de gerilme izi başlangıç K_0 gerilme durumundan (A noktasından) başlayarak, yükleme sırasında Kritik durum çizgisine (CSL) doğru hareket etmiştir. Yükleme tamamlandıktan sonra, efektif gerilme izi CSL'den uzaklaşarak pekleşme davranışı gözlenmiştir (B→C). Normalizasyon gerilmesi Pe' , ortalama efektif izotropik gerilmeye eşittir. Dolgu yüklemesi nedeniyle meydana gelen gerilme artışı derinlikle azaldığından, temel zemininin alt bölgelerinde efektif gerilme izleri yük uygulanması sırasında ve sonrasında genellikle K_0 çizgisine paralel uzanmıştır. Tamamen drenajlı koşullar geçerli olduğunda Şekil 1.14a 'da gösterilen zemin elemanında sabit bir q/p' gerilme izi davranışı gözlenmiştir.



(a)



(b)



(c)

Şekil 1.14 Dolgu merkezi altındaki bir zemin elemanı ve gerilme ve deformasyon davranışı

1.2 Gerilme İzi Metoduna Göre Deformasyonların Deneysel Tahmini

Zemin davranışı tanımlayan parametrelerin çoğu üç eksenli deneylerden, öncelikli olarakda basınç deneylerinden belirlenir. Üç eksenli basınç deneylerinde gerilme izleri izlendiği zaman, üç eksenli deney sonuçlarına dayanarak zemin modelleri ile deformasyonların tahmini oldukça yaygın olarak uygulanan bir yöntemdir. Temellerin oturmasının tahmininde gerilme izi yaklaşımı, temel zeminini temsil eden örnekler üzerinde üç eksenli deneylerin yapılmasını (temel altındaki bir zeminden seçilen eleman üzerinde) gerektirir. Bu gerilme izi metodu, geoteknik problemlerin çözümünde oldukça yaygın olarak kullanılır (Wood, 1984a). Yöntemin uygulanması için gerekli adımlar aşağıda kısaca sıralanmıştır;

- i. incelenen zemin yapısı altındaki kritik bir zemin elemanının tanımlanması,
 - ii. yapım sırasında uygulanan yükleme programına göre oluşan gerilme izlerinin tahmini,
 - iii. yapım sırasında oluşan gerilme izinin laboratuvar deney numunesine uygulanması
 - iv. laboratuvar deney sonuçlarına göre, geoteknik yapıda oluşan deformasyonların tahmini
- Açıktır ki uygulamanın başarısı, yükleme sonucunda arazide meydana gelen gerilme izinin laboratuvar deneyleriyle tam olarak örneklenebilmesidir.

1.3 Efektif Gerilme İzi/Akma Çizgisi (ESP/YE) Yaklaşımı

Yumuşak temel zemini üzerine inşa edilen dolgudan dolayı temel zemininin davranışını incelemek için Folkes ve Crooks (1985) tarafından arazi gözlemlerine dayanan bir yöntem geliştirilmiştir. Bu yöntemde göre temel zemini içindeki spesifik bir bölgedeki efektif gerilme izi, hesaplanan toplam gerilme ve ölçülen boşluk suyu basıncına göre belirlenir. Gözlenen zemin davranışı (fazla boşluk suyu basıncı ve deformasyon davranışı) akma zarfına göre gerilme izinin yeriyle ilişkilidir. Bu yaklaşım gerilmelerin yönünün değişmediği bölgeler için (yüklenen alanın merkezinde) geçerlidir. Bu yaklaşım bünye modellerine göre geliştirilmediğinden nicel zemin davranışı tahmininde kullanılmamaktadır. Yine de gözlenen davranışının rasyonel bir çerçevede yorumlanmasını sağlamaktadır.

Efektif gerilme izi / akma zarfı yaklaşımına göre zemin davranışının analizi arazi

gözlemlerine dayanmaktadır. Efektif gerilmenin belirlenmesi için toplam gerilmelerin hesaplanmasındaki mevcut uygulama zeminin izotropik elastik bir ortam olduğu prensibine dayandırılan elastik yöntemle göre yapılmakta boşluk suyu basıncı ise arazide gerilme izinin belirleneceği bölgeye yerleştirilecek bir piezometreyle belirlenmektedir. Böylece elastik yaklaşımla belirlenen toplam gerilmeden ölçülen boşluk suyu basıncı çıkarılarak efektif gerilmeler belirlenmektedir. Folkes ve Crooks (1985) arazide meydana gelen olayın tam olarak anlaşılabilmesi için toplam gerilmelerin arazide ölçülmesini tavsiye etmiştir.

Yüklenen alan altındaki herhangi bir noktadaki efektif gerilme izi, yapımdan önceki arazi efektif gerilmesinin ($\sigma_v' = P_0'$; $\sigma_h' = K_0 P_0'$) bir fonksiyonudur. Başlangıç arazi düşey gerilmesi, zeminin birim hacim ağırlığı ve başlangıç boşluk suyu basıncından hesaplanır. Ancak başlangıç yanal efektif gerilmenin belirlenmesi K_0 'ın belirlenmesinin zorluğundan dolayı zordur. Kenney ve Folkes, (1979) tarafından genç çökellerin yerindeki özellikleri presyometre deneylerine göre belirlenerek, K_0 değerinin 0.70 civarında olduğu belirlenmiştir. Aynı zamanda K_0 değerinde yapılan küçük hatalar gerilme uzayında hesaplanan efektif gerilme izinin yerini değiştirmekte fakat biçimini değiştirmemektedir.

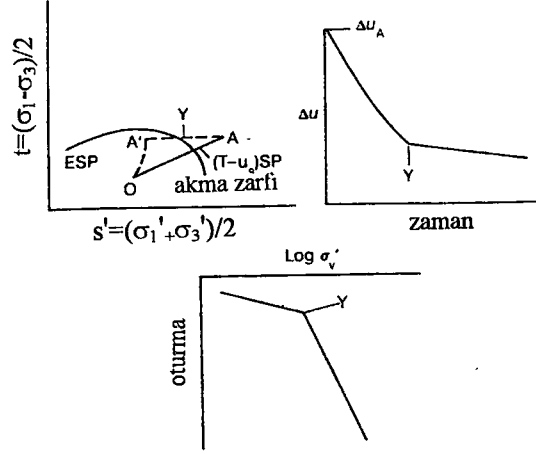
Yüklenmiş bir zemin kütlesi içindeki bir noktadaki toplam piezometrik basınç, uygulanan yükten dolayı meydana gelen fazla boşluk suyu basıncı ve statik boşluk suyu basıncından meydana gelir. Efektif gerilmenin hesaplanması için sadece toplam gerilme ve toplam piezometrik basınç gereklidir. Eğer statik boşluk suyu basıncı (u_0) sabit kalırsa (yeraltı su seviyesinde mevsimsel değişim meydana gelmezse) toplam gerilme izi (TSP) genellikle toplam-statik boşluk suyu basıncı gerilme izi ($T-u_0$)SP şeklinde ifade edilebilir (Şekil 1.15)

Ön yükleme ve aşamalı yükleme durumlarına efektif gerilme izi/akma zarfı yaklaşımı uygulanırsa Şekil 1.15 e Şekil 1.16 daki gerilme izleri elde edilir. Arazide akma yükleme sırasında veya yüklemenin tamamlanmasını takiben boşluk suyu basıncının sönmülmesi sırasında meydana gelebilir. Şekil 1.15 de tek aşamalı yükleme durumundaki gerilme izi OA eğrisi ile temsil edilmiştir. Yapımın sonundaki gerilme izi ise A' noktası ile belirtilir. Uygulanan yükten dolayı meydana gelen fazla boşluk suyu basıncının sönmülmesi efektif

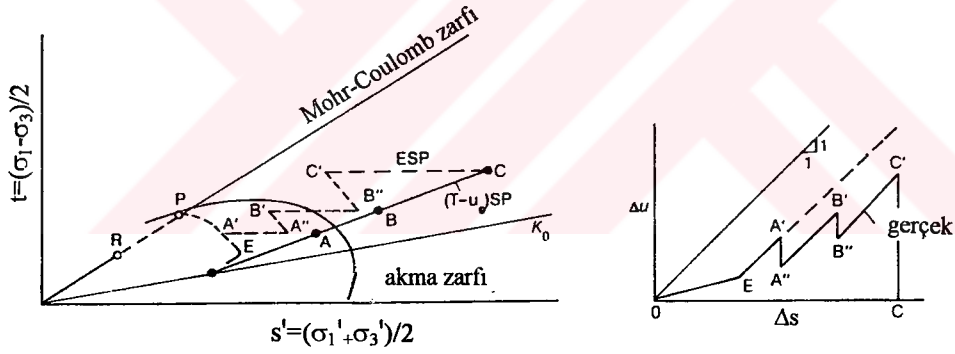
gerilme durumunun AA' boyunca değişmesini sağlar. Efektif gerilme durumu akma zarfına ulaştığı zaman akma meydana gelir ve bu durum Şekil 1.15 de görülen oturma–efektif gerilme eğrisinin eğiminin değişmesi ve boşluk suyu basıncı sönümlenme hızının değişmesi ile yansıtılır. Bazı durumlarda, aşamalı yüklemeden dolayı meydana gelen mukavemet artışından faydalanılır. Bu durumda deformasyonlar (oturmalar) yapının toplam stabilitesinden daha kritiktir. Yanal deformasyonların kontrol altında tutulabilmesi, temel zemininde yerel aşırı gerilme artışı bölgelerin büyük alanlarda gelişmesinden sakınılarak sağlanabilir. Yerel aşırı gerilme artışlarından kaçınmanın bir yolu da aşamalı yükleme uygulamasıdır. Şekil 1.16'da aşamalı yükleme sonucunda belirlenen gerilme izleri gösterilmiştir. Bu gösterim tek aşamalı yüklemede OA ve OA' toplam ve efektif gerilme izi ile tanımlanır. Yüklemenin devam etmesi halinde efektif gerilme izi OA'PR izini izler. PR gerilme izi, bir yerel akma bölgesinin gelişmesiyle ilişkili olarak meydana gelen şekil değiştirme yumuşamasını temsil eder. Temel zeminin büyük bir bölümünün ek olarak yüklenmesi sonucu bu bölgenin boyutları büyür ve sonuçta büyük yanal deformasyonlar meydana gelebilir. Ancak toplam gerilme durumu bir süre aynı kalırsa bir miktar boşluk suyu basıncı sönümlenir ve efektif gerilme durumu A' den A" ne doğru değişir. Bu anda yük B ve B' noktasıyla belirtilen toplam ve efektif gerilme seviyesine çıkartılır. Kontrollü aşamalı yükleme bu yöntem dahilinde uygulanır yani efektif gerilme izi Mohr-Coulomb çizgisi altında stabil gerilme uzayı içinde akma zarfı yanında kalmalıdır. Bu bölge içindeki gerilme durumlarında önemli miktarda konsolidasyon oturması meydana gelmesine rağmen, şekil değiştirme yumuşamasından sakınıldığından aşırı yanal yer değiştirmeler minimuma indirilmiştir (Watson vd., 1984).

Bu yöntemle, arazideki zemin davranışının tanımlanabilmesi ve meydana gelen deformasyonların belirlenebilmesi arazi gözlemlerine dayandırılmıştır. Sınırlı teknik ve ekonomik koşullar altında aletsel arazi gözlemlerinin yapılamadığı durumlarda üzerine dolgu inşa edilecek yumuşak temel zemininin deformasyon davranışının belirlenmesi için günümüzde gelişmiş bünye eşitliklerine dayanan nümerik analiz yöntemleri geliştirilmiştir. Böylece inşasına başlanılacak uygulamalarda, rutin geoteknik araştırmalar sonucunda belirlenebilecek geoteknik parametrelerle nümerik analiz yapılabilir. Bu analizlerin ışığı altında inşa sırasında karşılaşılabilecek problemler gözönünde bulundurularak inşa

programı çıkartılabilir ve temel zemininin deformasyon davranışı incelenebilir. Ayrıca nümerik analizlerden belirlenen gerilmelerden laboratuarda üç eksenli deneylerle laboratuarda deformasyonlar belirlenerek arazide oluşacak deformasyon davranışı hakkında bilgi edinilebilir.



Şekil 1.15 Tek aşama yükleme için akmanın belirlenmesi

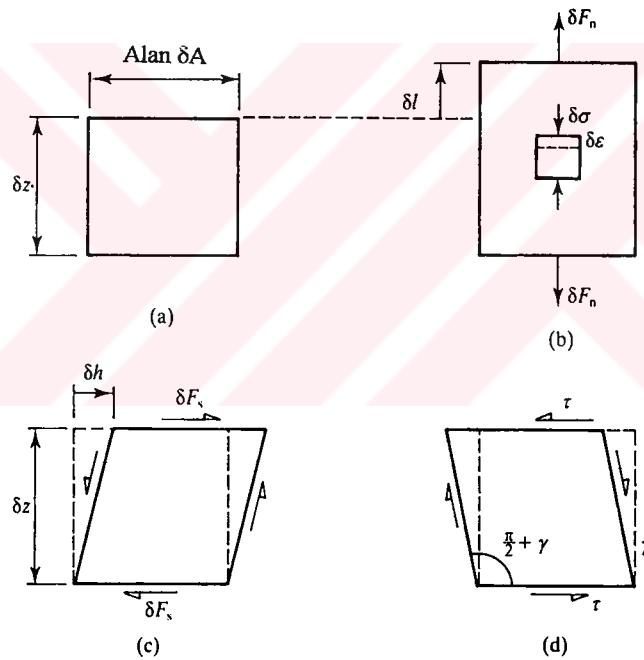


Şekil 1.16 Aşamalı yükleme sırasında efektif gerilme izleri (Watson vd., 1984).

2. ZEMİNLERDE GERİLME - DEFORMASYON DAVRANIŞI ve GERİLME İZLERİ

Gerilme birim alana etki eden kuvvet, birim deformasyon ise meydana gelen deformasyonun, deformasyonun olduğu uzaklığa oranıdır. Zemin Mekaniği'ndeki gerilme ve birim deformasyon tanımları, zeminlerin daneli yapıya sahip olması nedeniyle metaller ve beton için tariflenenden farklıdır. Herşeyden önce birim alan veya birim uzunluk zeminin tüm özelliklerini kapsayacak kadar büyük olmalıdır. İkinci olarak çimentolaşmamış zeminler çekme gerilmelerini karşılayamadıklarından, basınç gerilmeleri pozitif olarak alınır.

Şekil 2.1'de normal ve kayma gerilmeleri etkisi altındaki küp bir zemin elemanı üzerindeki gerilme ve birim deformasyonlar görülmektedir.



Şekil 2.1 Gerilme ve birim deformasyonlar

Normal gerilmedeki değişim $\delta\sigma$ ve normal yük δF_n 'teki değişime göre normal birim deformasyon $\delta\epsilon$ aşağıdaki gibi ifade edilebilir.

$$\delta\sigma = -\frac{\delta F_n}{\delta A} \quad (2.1)$$

$$\delta\varepsilon = -\frac{\delta l}{\delta z} \quad (2.2)$$

Denklemlerdeki (-) işaretleri basınç gerilme ve birim deformasyonları pozitif olarak alındığı için konulmuştur. Kayma gerilmesi $\delta\tau$ ve yükteki değişim δF_s ' e göre kayma birim deformasyonu $\delta\gamma$ aşağıdaki biçimde ifade edilir.

$$\delta\tau = -\frac{\delta F_s}{\delta A} \quad (2.3)$$

$$\delta\gamma = -\frac{\delta h}{\delta z} \quad (2.4)$$

Denklemlerdeki (-) işaretleri pozitif kayma gerilmesi ve kayma birim deformasyonları elemanın içindeki açının artışıyla bağlantılı olduğu için konulmuştur.

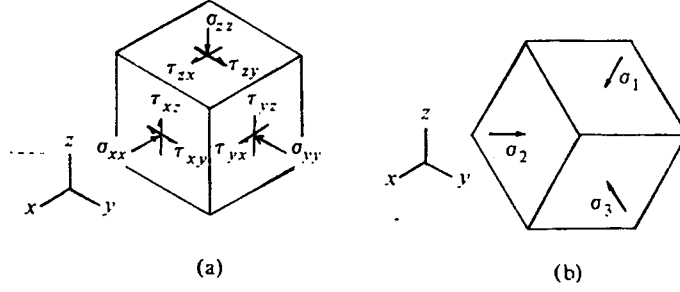
2.1 Genel Gerilme Hali

Şekil 2.2 'de kübik bir zemin elemanına x , y , z eksenlerinde etkiyen efektif normal gerilmeler σ'_{xx} , σ'_{yy} , σ'_{zz} , kayma gerilmeleri τ_{yz} , τ_{zx} , τ_{xy} ve asal gerilmeler gösterilmiştir. Bu durumda, normal şekil değiştirme artımları $\delta\varepsilon_{xx}$, $\delta\varepsilon_{yy}$, $\delta\varepsilon_{zz}$, ve kayma şekil değiştirme artımı $\delta\gamma_{yz}$, $\delta\gamma_{zx}$, $\delta\gamma_{xy}$ ve zemin elemanına etkiyen efektif asal gerilmeler, σ'_1 , σ'_2 , σ'_3 , asal şekil değiştirme artımları $\delta\varepsilon_1$, $\delta\varepsilon_2$, $\delta\varepsilon_3$ olarak gösterilmiştir (Wood, 1990).

2.1.1 Düzlem gerilme ve eksenel simetri

Genel olarak gerilme ve birim deformasyonları veya kuvvet ve yer değiştirmeleri üç boyutlu olarak incelemek gerekmektedir. Ancak üç boyutlu incelemede ortaya çıkan aritmetik eşitliklerin çözümü oldukça karmaşık olduğu için gerilme ve şekil değiştirmeler düzlem gerilme ve eksenel simetri durumlarında incelenir. Geoteknik mühendisliğindeki birçok problem de önemli bir yanlışlığa neden olmaksızın düzlem gerilme veya eksenel simetri şartlarını sağlayacak hale dönüştürülebilir. Düzlem gerilme şartı bir yönde - genellikle yatay

yönde - bir asal gerilmenin sıfır olmasına dayanır. Bu nedenle uzun bir duvar veya toprak dolgunun temelinde duvarın veya toprak dolgunun uzun yönü doğrultusundaki birim deformasyonlar sıfıra yaklaşır. Dayanma yapıları, sürekli temeller, baraj dolguları bu gerilme durumu için tipik örnekler olarak gösterilebilir. Bu durumda, yapının uzunluğu boyunca (y ekseninde) yer değiştirme ve şekil değiştirme sıfırdır ($\epsilon_{yy}=0$), yani $\delta\epsilon_{yy}=0$ ve simetriden dolayı $\tau_{yz}=\tau_{xy}=0$, $\delta\gamma_{yz}=\delta\gamma_{xy}=0$ olacaktır.

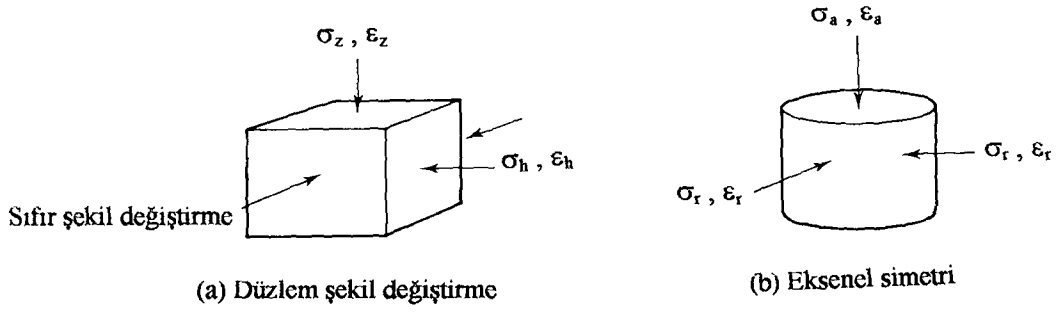


Şekil 2.2 Kübik bir zemin elemanına x, y, z eksenlerinde etkiyen efektif normal gerilmeler kayma gerilmeleri ve asal gerilmeler

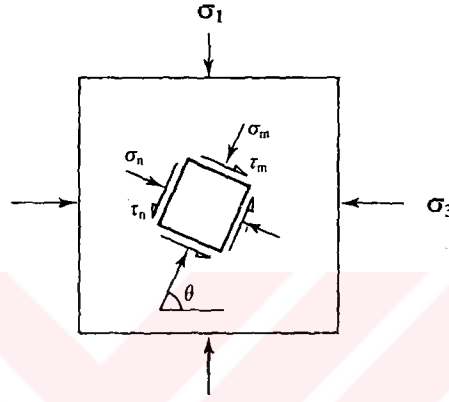
Eksenel simetri şartı, genellikle dikey olan bütün gerilme ve birim deformasyonların simetri ekseninin etrafında sabit kalması demektir. Eksenel simetrinin özel bir hali olarak katı bir silindirin içinde oluşan asal gerilme ve birim deformasyon $\sigma_2'=\sigma_3'$ ve $\delta\epsilon_2=\delta\epsilon_3$ olmaktadır. İçi boş bir silindirin içinde de gerilme ve birim deformasyon durumları eksenel simetriklerdir. Ama genelde $\sigma_2'\neq\sigma_3'$ ve $\delta\epsilon_2\neq\delta\epsilon_3$ tür. Burada sadece üç eksenli deneylerdeki eksenel simetrinin özel bir durumu olan $\sigma_2'=\sigma_3'$ ve $\delta\epsilon_2=\delta\epsilon_3$ hali gözönünde bulundurulacaktır. Şekil 2.3' de düzlem gerilme ve eksenel simetri durumlarında bir zemin elemanına etkiyen gerilme ve şekil değiştirmeler gösterilmiştir.

2.2 Gerilmeler ve Özgül Hacım

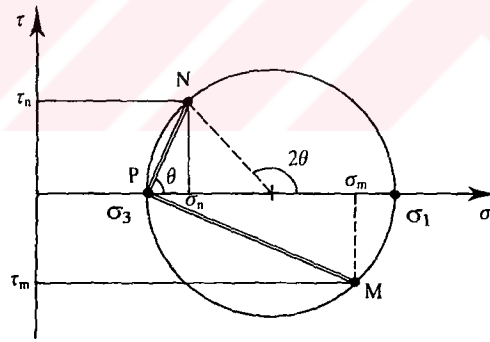
Şekil 2.4a'da bir düzlem zemin elemanının yüzeyindeki σ_1 ve σ_3 asal gerilmelerini ve Şekil 2.4b'de bu gerilme durumuna karşılık gelen Mohr gerilme dairesi gösterilmiştir. Şekil 2.4a'da θ açısıyla döndürülmüş bir eleman, Şekil 2.4b'de de bu elemanın τ_n , σ_n ve τ_m , σ_m gerilmeleri N ve M noktaları olarak gösterilmektedir.



Şekil 2.3 (a) düzlem gerilme, (b) eksenel simetri durumlarında bir zemin elemanına etkiyen gerilme ve şekil değıştirmeler



(a) Elemanda gerilmeler



(b) Mohr gerilme dairesi

Şekil 2.4 Düzlem zemin elemanına etkiyen gerilmeler

Zemin, boşluk hacimlerini dolduran akışkanlarla mineral danelerden oluşan iskeletten meydana gelir. Akışkan su veya gaz, genellikle hava veya hava ve su karışımı olabilir. Eğer boşluk akışkanı yalnızca havaysa zemin kurudur, eğer akışkan yalnızca su ise o zaman zemin doygundur. Burada yalnızca zeminin kuru veya doygun olduğu durumlarla ilgilenilecektir. Şekil 2.4 'te gösterilen gerilmeler elemanların sınırlarında oluşur ve bunlara mineral danelerdeki gerilmelerle ve boşluk akışkanındaki basınçlarla karşı konulur. Elemanların

sınırında oluşan bu gerilmelere toplam basınç, boşluk akışkanında oluşan basınçlara ise boşluk suyu basıncı denir.

Yükleme sırasında toplam basınçlar ve boşluk suyu basınçları değişebilir ve zeminin davranışının toplam gerilme (σ) ve boşluk suyu basıncı (u) bileşimine bağlı olduğu bilinmektedir. σ ve u 'nın farkına efektif gerilme denir ve σ' ile gösterilir. Efektif gerilmenin (σ') zemin davranışı üzerindeki etkisi efektif gerilme prensibiyle açıklanır. Terzaghi (1943)' de belirttiği gibi zemin davranışının analizinde efektif gerilme prensibi geçerlidir, yani zemin davranışı tümüyle efektif gerilmedeki değişikliklere bağlıdır. Efektif gerilmenin (σ'), toplam gerilme (σ) ve boşluk suyu basıncı (u) cinsinden ifadesi aşağıdaki gibidir,

$$\sigma' = \sigma - u \quad (2.5)$$

ve efektif gerilme prensibi sıkışma, şekil değiştirme ve kayma direncindeki değişme gibi zemin davranışındaki değişimin ölçülebilir etkilerinin tek nedenidir.

Bir zemin elemanından su çıkarsa veya girerse zemin danelerinin niceliği aynı kaldığı halde eleman kabarıp veya sıkışır. Bir zemin örneğinin hacminden söz ederken, toplam hacmin (V), mineral danelerin hacmine (V_s) oranı olarak tanımlanan özgül hacim (v) kavramından yararlanmak uygun olur.

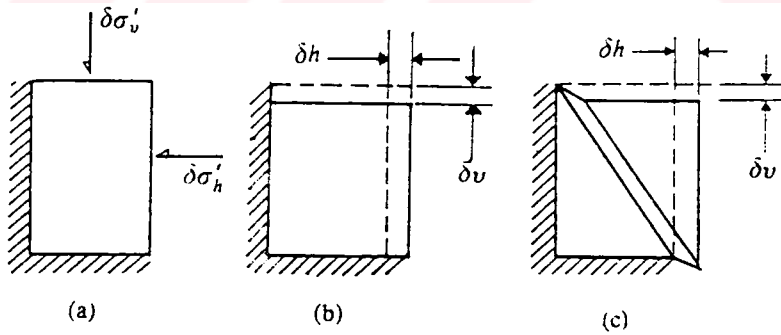
$$v = \frac{V}{V_s} \quad (2.6)$$

eğer zemin örneğinin su kapsamı w ve birim hacim ağırlığı γ ise, suyun birim hacim ağırlığı $\gamma_w=9.81 \text{ kN/m}^3$ olduğu zaman özgül hacim aşağıdaki şekilde belirlenebilir.

$$v = \frac{1 + w}{1 + w - w \left(\frac{\gamma}{\gamma_w} \right)} \quad (2.7)$$

2.3 Deformasyon ve Birim Deformasyon Analizi

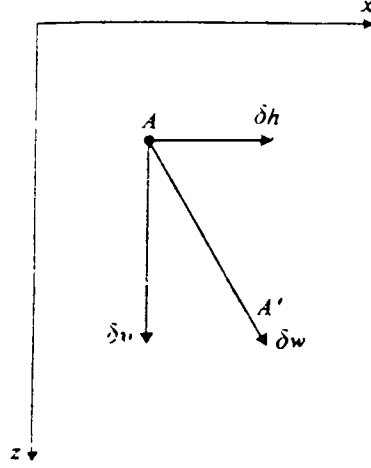
Malzemeler iki temel modelden birine uyarak deforme olurlar; sürekli deformasyon veya süreksiz kayma. Buradaki sürekli kelimesi birim deformasyonların malzeme boyunca yumuşak bir değişime uğradığı ve birim deformasyonlarda süreksizlik olmadığı anlamına gelmektedir. Şekil 2.5a düşey ($\delta\sigma_v'$) ve yatay ($\delta\sigma_h'$) yükleri etkisinde kalmış bir zemin örneğinin düşey ve yatay boyutlarında δv ve δh değişimlerine neden olan düzlem elemanını göstermektedir. Şekil 2.5b sürekli deformasyon modelini göstermektedir; elemanda hiçbir süreksizlik yoktur ve her bir biriminin davranışı da aynıdır. Şekil 2.5c'de görülen süreksiz kayma kayma modeli elemanın içinde dar bir bölgede yoğunlaşan kayma davranışını tanımlamaktadır. Dar kayma bölgesinin iki tarafındaki üçgen bloklarda birim deformasyonlar ihmal edilebilir ve bütün deformasyonlar kayma bölgesindeki çok büyük birim deformasyonların sonucudur. Limit durumda dar bölge sıfır kalınlığa düştüğü zaman kayma düzlemi oluşur. Tanım olarak herhangi bir süreksiz kayma bölgesi bir miktar kalınlığa sahip olsa bile kayma düzlemi olarak bilinir. Pratikte sürekli birim deformasyon ve süreksiz kayma genel olarak aynı zamanda oluşur ama genellikle bir veya diğer deformasyon durumu hakim durumdadır. Çözümü kolaylaştırmak bakımından herhangi bir deformasyon artırımını ya dar kayma düzleminde sürekli deformasyon olarak veya süreksiz kayma olarak kabul etmek uygun olur.



a) Düzlem eleman üzerindeki gerilmeler b) Sürekli deformasyon c) Süreksiz kayma

Şekil 2.5 Deformasyon modelleri

Şekil 2.6'da görülen düzlem kesit parçasında A noktası küçük bir δw uzaklığı ile A' noktasına gelmiştir. δw 'nin bileşenleri δv ve δh 'dir.



Şekil 2.6 Deplasmandaki artışın gösterimi

Normal birim deformasyon artımı $\delta\epsilon_x$ ve $\delta\epsilon_z$ 'le kayma birim deformasyon artımı $\delta\epsilon_{xz} = \delta\epsilon_{zx}$ aşağıda gösterilmiştir.

$$\delta\epsilon_x = -\frac{\partial(\delta_h)}{\partial x} \quad (2.8)$$

$$\delta\epsilon_z = -\frac{\partial(\delta_v)}{\partial z} \quad (2.9)$$

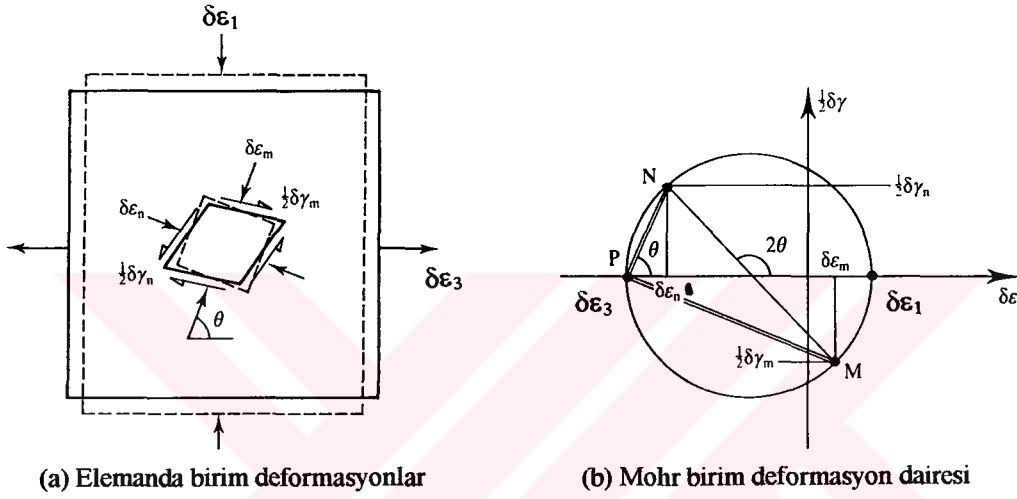
$$\delta\epsilon_{xz} = -\frac{1}{2} \left[\frac{\partial(\delta_v)}{\partial x} + \frac{\partial(\delta_h)}{\partial z} \right] \quad (2.10)$$

(2.10) eşitliğinde ϵ_{xz} 'ye kayma birim deformasyonu adı verilir ve mühendislik kayma birim deformasyonu γ_{xz} 'ye aşağıdaki denklemle bağlıdır.

$$\delta\gamma_{xz} = 2\delta\epsilon_{xz} = -\left[\frac{\partial(\delta_v)}{\partial x} + \frac{\partial(\delta_h)}{\partial z} \right] \quad (2.11)$$

Küçük birim deformasyonlar için kullanılan basit bir yöntem gerilme durumunu analiz etmek için kullanılan Mohr gerilme dairesi gibi Mohr birim deformasyon dairesini kullanmaktır. Birim deformasyon analizi kayma birim deformasyonu ile (ϵ_{xz}) ifade edilir ama mühendislik

kayma birim deformasyonu ile çalışmak daha elverişlidir. Böylece birim deformasyon artışı için $\frac{\delta\gamma}{2}$ ve $\delta\epsilon$ eksenleri ile Mohr dairesi çizilebilir. Şekil 2.7a 'da düzlem eleman üzerinde etkiyen $\delta\epsilon_1$ ve $\delta\epsilon_3$ asal birim deformasyonları gösterilmiştir. Şekil 2.7a 'daki birim deformasyon durumuna ait Mohr birim deformasyon daireleri Şekil 2.7b 'de gösterilmiştir. Şekil 2.7a 'da θ açısıyla döndürülmüş bir eleman gösterilmekte ve $\frac{\delta\gamma_n}{2}$, $\delta\epsilon_n$ ve $\frac{\delta\gamma_m}{2}$, $\delta\epsilon_m$ birim deformasyonları Şekil 2.7b 'de N ve M noktalarıyla gösterilmiştir.



Şekil 2.7 Birim deformasyon analizi

Şekil 2.7a 'da asal birim deformasyonlar, $\delta\epsilon_1$ ve $\delta\epsilon_3$ gösterilmiştir. Düzlem şekil değiştirme durumunda asal birim deformasyon artımları $\delta\epsilon_1$ ve $\delta\epsilon_3$ ' na bağlı olarak hacımsal şekil değiştirme artımı

$$\delta\epsilon_s = \delta\epsilon_1 + \delta\epsilon_3 \quad (2.12)$$

kayma şekil değiştirmesi artımı,

$$\delta\epsilon_t = \delta\epsilon_1 - \delta\epsilon_3 \quad (2.13)$$

şeklinde gösterilebilir.

Buradan normal ve kayma deformasyonlarının göreceli büyüklükleri bir genleşme açısı ψ ile tanımlanırsa, ψ için aşağıdaki bağıntı elde edilir.

$$\sin \psi = -\frac{\delta \varepsilon_s}{\delta \varepsilon_t} \quad (2.14)$$

ve limit durumunda

$$\sin \psi = -\frac{d\varepsilon_s}{d\varepsilon_t} \quad (2.15)$$

olur. Burada verilen düzlem deformasyon durumunda $\delta \varepsilon_2=0$ dır. $\delta \varepsilon_1 > \delta \varepsilon_3$ olduğundan ve buradan negatif (genleşme) hacımsal birim deformasyon için ψ pozitif, pozitif (sıkışabilir) hacımsal birim deformasyon için ψ negatif olduğundan $\delta \varepsilon_t$ değeri her zaman pozitifdir.

$\delta \varepsilon_2 = \delta \varepsilon_3$ eksenel simetri özel halinde $\delta \varepsilon_q$ ve $\delta \varepsilon_p$ parametreleri, ε_p hacımsal birim deformasyon, ε_q kayma birim deformasyonu ve (v) özgül hacim iken,

$$\delta \varepsilon_q = \frac{2}{3}(\delta \varepsilon_1 - \delta \varepsilon_3) \quad (2.16)$$

$$\delta \varepsilon_p = (\delta \varepsilon_1 + 2\delta \varepsilon_3) = -\frac{\delta v}{v} \quad (2.17)$$

olarak tanımlanmıştır.

2.4 Gerilme Analizi

Gerilme analizi için en basit yöntem Mohr dairesinden yararlanmaktır. Bir Mohr dairesi Şekil 2.4b'de gösterildiği gibi iki asal gerilme (σ_1, σ_3) ile oluşturulabilir ve kayma gerilmelerinin göreceli büyüklükleri mobilize olan kayma direnci açısıyla tanımlanabilir (2.18).

$$\sin\phi' = \frac{\frac{1}{2}(\sigma'_1 - \sigma'_3)}{\frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_3)} \quad (2.18)$$

Düzlem gerilme durumunda Mohr dairelerinden yararlanarak efektif asal gerilmeler yazılırsa,

$$\left. \begin{matrix} \sigma'_1 \\ \sigma'_3 \end{matrix} \right\} = \frac{\sigma'_{xx} + \sigma'_{zz}}{2} \pm \sqrt{\left(\frac{\sigma'_{xx} - \sigma'_{zz}}{2} \right)^2 + \sigma'^2_{zx}} \quad (2.19)$$

elde edilir ve ortalama efektif gerilme,

$$s' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (2.20)$$

maksimum kayma gerilmesi,

$$t = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (2.21)$$

$$\sin\phi = \frac{t}{s'} \quad (2.22)$$

şeklinde gösterilebilir .

$\sigma'_1 = \sigma'_3$ eksenel simetri özel halinde η' parametresinin ϕ' ile bağıntılı olduğu ve kesme ve normal gerilmelerin göreceli büyüklüklerini temsil ettiği halde q' ve p' parametreleri

$$q' = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (2.23)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (2.24)$$

$$\eta' = \frac{q'}{p'} \quad (2.25)$$

şeklinde gösterebiliriz. t' , s' ve q' , p' gerilme izlerinin çizilmesi için uygun eksenlerdir. $t':s'$ eksenleri $\varepsilon_2=0$ iken ve ara asal gerilmeler görmezden gelinirken düzlem birim deformasyon koşullarında kullanılabilir. Aynı zamanda $q' : p'$ eksenleri $\sigma_2' = \sigma_3'$ iken eksenel simetri halinde kullanılabilir. Burada $q=q'$ deviatör gerilmeyi p , p' ortalama normal gerilmeyi göstermektedir.

Zemin elemanının boşluk suyu basıncı (u) ile gösterilirse, $\sigma_1 = \sigma_1' + u$, $\sigma_3 = \sigma_3' + u$ ve

$$t' = t \quad s' = s - u \quad (2.26)$$

$$q' = q \quad p' = p - u \quad (2.27)$$

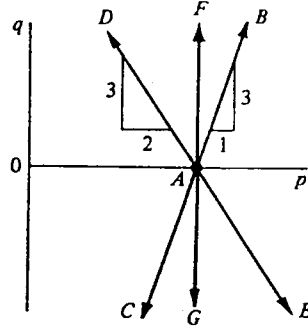
şeklinde gösterilebilir (Atkinson, 1993).

2.5 Gerilme İzleri

Zeminin içinde bulunduğu gerilme ortamında gerilme dairesinin tepe noktası, ortalama normal gerilme ve maksimum kayma gerilmeleri σ , $\tau_{\max}$ ile gösterilirse bu noktaya maksimum gerilme noktası denir. Dolayısıyla gerilme değişimi olan bir ortamda gerilme noktalarını birleştirerek gerilme izini belirlemek olanağı vardır. Diğer bir deyimle, gerilme izi gerilme dairelerinin tepe noktalarının değişen yerini gösteren bir doğru veya eğri olmaktadır. Böylece gerilme durumu Mohr diagramı (σ , τ) yerine iki boyutta $s - t$ diagramı ile eğer gerilme durumu üç eksenli sistemde gösterilecek olursa $p - q$ şeklinde daha kolay izlenebilir.

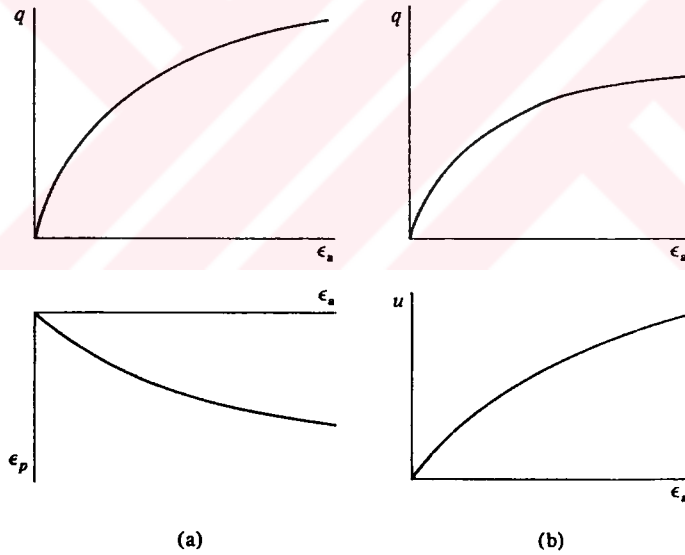
Genellikle üç eksenli basınç deneylerinde, yükleme aşamasında hücre basıncı sabit tutulurken $\delta\sigma_r = 0$ eksenel yük artırılır bu durumda $\delta p = \delta q/3$ olarak belirtilir ve toplam gerilme izi 3:1

eğimle çizilir. Şekil 2.8'de üç eksenli basınç ve çekme deneylerinde toplam gerilme izleri gösterilmiştir. Burada başlangıç gerilme durumu A noktası ile tanımlanmıştır.



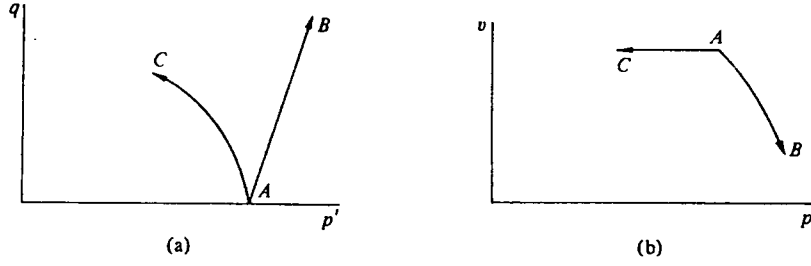
Şekil 2.8 Üç eksenli basınç ve çekme deneylerinde belirlenen toplam gerilme izleri

Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı tanımlanırken p' : q efektif gerilme düzlemi ve p' : v sıkışma düzleminde kullanılacaktır. Burada $v = (1+e)$ zemin özgül hacmini belirtir. Şekil 2.9'da drenajlı ve drenajsız üç eksenli basınç deneyinden belirlenebilecek tipik zemin davranışı gösterilmiştir.



Şekil 2.9 Üç eksenli basınç deneyi (drenajlı-drenajsız) sonuçları

Şekil 2.10'da p' : q efektif gerilme düzleminde ve p' : v sıkışma düzleminde geleneksel üç eksenli basınç deneyinde drenajlı ve drenajsız şartlarda belirlenen gerilme izleri gösterilmiştir.



Şekil 2.10 p' : q efektif gerilme düzleminde ve p' : v sıkışma düzleminde geleneksel üç eksenli basınç deneyinde drenajlı ve drenajsız şartlarda belirlenen gerilme izleri

2.5.1 Eksenel Simetrik Gerilme İzleri

a) Zeminlerin tek boyutlu sıkışması ve yükün kaldırılması

Doğada killi zeminler yatay tabakalar halinde depolanma sonucunda anizotropik durumda bulunurlar ve bu nedenle yatay yöndeki özellikleri düşey yöndeki özelliklerinden farklıdır. Jeolojik yükün artışı devam ettikçe, düşey gerilmelerin artışından dolayı herhangi bir derinlikteki zeminde düşey sıkışma meydana gelir. Geniş bir alanda yatay yönde hiçbir sıkışma veya genişlemenin meydana gelmeyeceği varsayılabilir. Zeminlerde hiç yatay deformasyonun meydana gelmediği durumda, yatay gerilmeler durgun koşullardaki zemin basıncı katsayısı K_0 ile belirlenir. Normal konsolide zeminler için yatay gerilmeler düşey gerilmelerden daha küçük olacaktır zira K_0 1.0'den küçüktür. Normal konsolide zeminler için K_0 şeklinde, aşırı konsolide zeminler için $K_0^{(oc)}$ şeklinde belirtilecektir. Arazideki zemin elemanının üzerindeki zeminin depolanması ve erozyonu esnasında değişen gerilme durumu bir zemin örneğinin sıfır yatay deformasyonla yüklenmesi ve boşalması esnasında karşılaştığı durum ile aynıdır. Çoğu doğal normal konsolide zeminler için Jaky (1944) ampirik olarak,

$$K_0 = 1 - \sin \phi' \quad (2.28)$$

bağıntısını vermiştir. Laboratuvar ve arazi deneyleri, normal konsolide ve hafif aşırı konsolide zeminler için $K_0=0.7$ mertebesinde olduğunu göstermiştir. q ve p' gerilmeleri durgun haldeki yatay zemin basıncı katsayısı, K_0 cinsinden aşağıdaki şekilde ifade edilir.

$$q = \sigma'_v - \sigma'_h = \sigma'_v - K_0 \sigma'_v = (1 - K_0) \sigma'_v \quad (2.29)$$

$$p' = \frac{\sigma'_v - 2\sigma'_h}{3} = \sigma'_v + 2K_0 \sigma'_v = \left[\frac{(1 + 2K_0)}{3} \right] \sigma'_v \quad (2.30)$$

burada; σ'_v , düşey efektif gerilme, σ'_h , yatay efektif gerilme ve $K_0 = \sigma'_h / \sigma'_v$ olarak belirtilir ve,

$$\frac{q}{p'} = \frac{3(1 - K_0)}{1 + 2K_0} = \text{sabit} \quad (2.31)$$

olarak belirlenir. Anizotropik normal konsolide bir kil için K_0 değeri sabit bir değerdir ve zemin normal konsolide durumda olduğu sürece sabit kalacaktır.

Tipik bir tek boyutlu boşalma ve tekrar yükleme durumunda meydana gelen gerilme izleri Şekil 2.11'de gösterilmiştir. Şekil 2.11a'da $\sigma'_h : \sigma'_v$ ve Şekil 2.11b'de $p' : q$ efektif gerilme düzlemlerinde OA tek boyutlu normal sıkışma, AB başlangıç tek boyutlu boşaltma durumunu göstermektedir. Eğer boşaltma durumunda zeminlerde davranışın elastik ve izotrop olduğu kabul edilirse, plastik deformasyon oluşmayacak ve gerilme değişim oranları Poisson oranına ν' göre aşağıdaki biçimde belirtilmektedir,

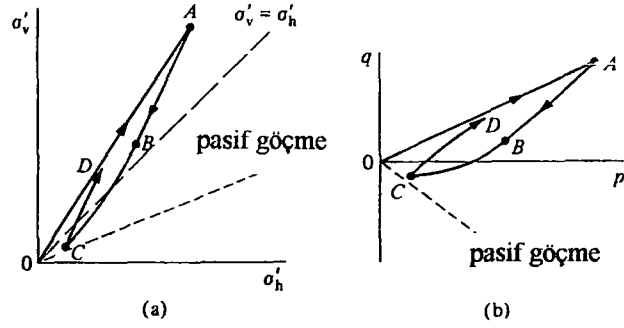
$$\frac{\delta q}{\delta p'} = \frac{3(1 - 2\nu')}{1 + \nu'} \quad (2.32)$$

$$\frac{\delta \sigma'_h}{\delta \sigma'_v} = \frac{\nu'}{1 - \nu'} \quad (2.33)$$

Tek boyutlu sıkışma durumunda düşey gerilme σ'_v ve düşey yönde meydana gelen şekil değişimi ϵ_v ise tek boyutlu sıkışma modülü M' aşağıdaki eşitlikle

$$M' = \frac{\delta \sigma'_v}{\delta \epsilon_v} \quad (2.34)$$

şeklinde belirtilir.



Şekil 2.11 Tipik bir tek boyutlu boşalma ve tekrar yükleme durumunda meydana gelen gerilme izleri.

2.5.2 Düzlem şekil değiştirme gerilme izleri

a) Tek boyutlu sıkışma ve boşalma

Şekil 2.12 'de eksenel simetri ve düzlem şekil değiştirme durumlarının herikisinde de oluşan tek boyutlu deformasyonlar ve tek boyutlu sıkışma ve boşalma sırasında izlenen $s' : t$ gerilme izleri gösterilmiştir. Burada OA tek boyutlu sıkışmayı ABC ise tek boyutlu koşullarda boşaltmayı örneklemektedir. Asal efektif gerilme σ_1' , σ_3' ve düşey ve yanal efektif gerilmelerin σ_v' , σ_h' birlikteliği olarak aşağıdaki eşitlik belirlenebilir.

$$\frac{t}{s'} = \frac{1 - K_0}{1 + K_0} \quad (2.35)$$

Tek boyutlu sıkışma durumunda durgun koşullardaki zemin basıncı katsayısı $(1 - \sin \phi')$ olarak gösterildiği normal yüklenmiş ortamda,

$$\frac{t}{s'} = \frac{\sin \phi'}{2 - \sin \phi'} \quad (2.36)$$

olarak belirlenecektir. (2.36) eşitliğine Mohr-Coulomb Göçme kriteri, $\frac{\sigma_1'}{\sigma_3'} = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'}$

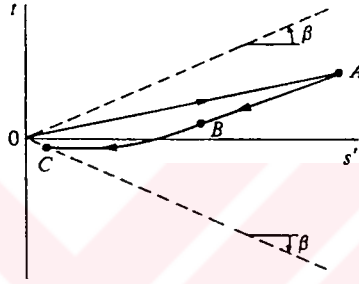
eşitliğini yerleştirecek olursak,

$$\frac{t}{s'} = \pm \sin \phi' \quad (2.37)$$

eşitliği belirlenecektir. Burada düşey gerilmenin yatay gerilmeden büyük olduğu ve zemin özkütlesinin şekil değiştirmeyi zorladığı aktif göçme, tersi ise pasif tarafta göçmeyi göstermektedir. Böylece göçme çizgisinin eğimi,

$$\tan \beta = \pm \sin \phi' \quad (2.38)$$

olarak belirlenir.

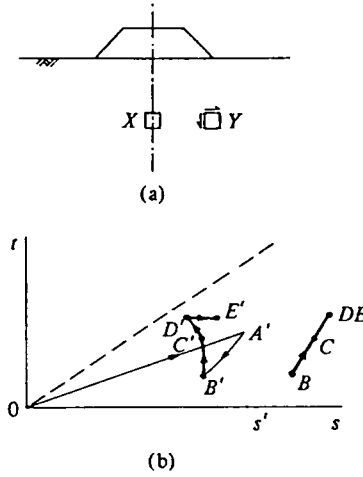


Şekil 2.12 s' : t efektif gerilme düzleminde tek boyutlu yükleme ve boşalma sırasında izlenen gerilme izleri

b) Sonsuz uzunlukta dolgu altında gerilme izleri

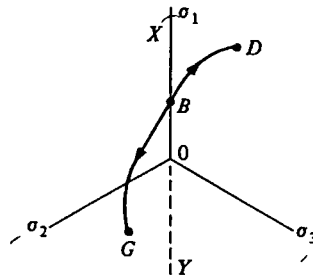
Şekil 2.13'de s : t ve s' : t gerilme düzleminde sonsuz uzunlukdaki dolgu merkezi altında X noktasındaki bir zemin elemanında toplam ve efektif gerilme izleri gösterilmiştir. Şekil 2.13b'de yapım sırasında oluşan fazla boşluk suyu basıncının sönmelenmesi ve efektif gerilme izinin aktif göçme çizgisinden uzaklaşması (D'E') gösterilmiştir. Bu düzlem şekil değiştirme problemi için gerilme izleri s':t ve s:t toplam ve efektif gerilme düzlemlerinde gösterilebilir. Ancak problemi asal gerilme uzayında inceleyecek olursak Şekil 2.14'de kilin tek boyutlu sıkışma tarihçesi sonucu B başlangıç gerilme durumu σ_1' ekseninde bulunur ve $\sigma_3' = \sigma_2'$ durumundadır. Şekil 2.14'de BD izinin biçimi, uygulanan zemin modelinin detaylarına bağlı olarak yanal ve düşey gerilme artışı arasındaki farka bağlıdır. Düzlem şekil değiştirme deformasyonları başlar başlamaz, σ_3' ve σ_2' gerilme durumları eşit değildir, ve

gerilme izi σ_1' ekseninden ayrılır. Bunun sonucu olarak da bu düzlemsel şekil değiştirme gerilme izleri geleneksel üç eksenli koşullarda incelenemez.



Şekil 2.13 a) Uzun bir dolgu merkezinde ve merkez dışındaki zemin elemanları b) s:t, s':t düzlemlerinde gerilme izleri

Sonsuz uzunlukdaki dolgu merkezi eksenindeki noktalarda asal gerilmelerin yönleri yapım boyunca yatay ve düşeyde kalmaktadır. Ancak merkez eksenden uzaklaştıkça (Şekil 2.13a'da Y gibi bir noktada) simetri kalmadığından yatay ve düşey eksenlerde kayma gerilmeleri oluştuğundan asal eksenler döner ve gerilme durumu asal gerilmelerin fonksiyonları olarak bir gerilme düzleminde doğru olmamakla birlikte Şekil 2.13 b' deki gibi s:t ve s':t düzlemi ve Şekil 2.14'deki asal gerilme uzayının deviatorik planda gösterildiği gibi tanımlanabilir. Dolgunun uzunluğuna dik düzlemlerde hala kayma gerilmeleri yoktur. Bu yüzden σ_1' ve σ_3' gibi efektif asal gerilmeler bulunmaktadır. xz düzlemi için s:t ve s':t düzlemi gerilme izi yine kullanılabilir. Ancak asal gerilmelerin rotasyonu bu diagramda gösterilemez (Wood, 1990).



Şekil 2.14 Aktif veya pasif olarak deforme olan eleman için gerilme izleri ve asal gerilmelerin deviatorik planda gösterilmesi

3. ZEMİNLERDE ELASTİK ve PLASTİK DAVRANIŞIN TANIMLANMASI ve CAM-CLAY YAPISAL BÜNYE MODELİ

Geoteknik problemlerin elasto-plastik davranış analizi yapılırken, elastik ve plastik deformasyonların ayrılması yapıları, hesap esasları ve miktarları tamamıyla birbirinden farklı özellikler gösterdiği için son derece önemlidir. Elastik gerilme ve deformasyonlar elastisite teorisi yardımıyla, plastik deformasyonlar ise plastisite teorisinden yararlanılarak hesaplanabilir.

Zeminler dış yüklerle yüklendiği zaman, zeminlerde elastik ve plastik deformasyonlar oluşur. Küçük yük seviyelerinde deformasyonlar da çok küçük ve zemin türüne göre elastik olabilir, ancak yük arttıkça deformasyonlar da artacak ve plastik karakterde gelişecek ve sonuç olarak deformasyonlar çok arttığı zaman zeminde göçme meydana gelecektir.

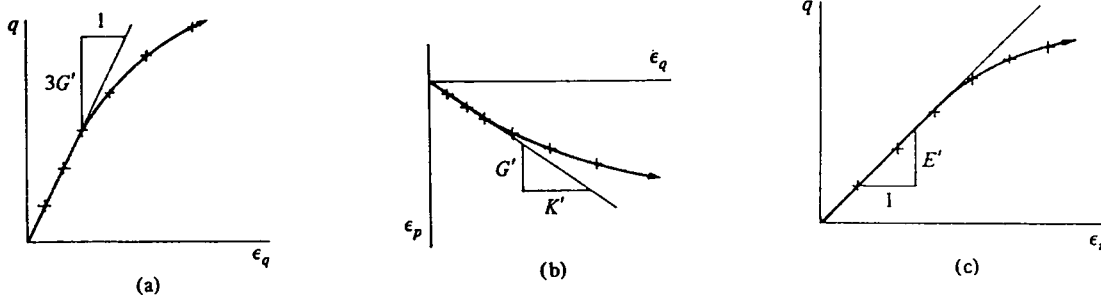
Zeminin karmaşık yapısal davranışını modellemek için en uygun yöntem non-lineer elasto-plastik modeldir. Elasto-plastik gerilme-şekil değiştirme ilişkileri zeminin göçmeden önceki, göçme sırasında ve göçtükten sonraki davranışını modelleyebilir. En büyük dezavantajı ise diğer ilişkilere göre karmaşık olmasıdır. Bu davranış analizi gelişmiş hesaplama teknikleri gerektirir. Genellikle bu analizler sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak gerçekleştirilmektedir.

Bu bölümde zeminler dış yüklerle yüklendiğinde meydana gelen elastik ve plastik deformasyonların hacımsal ve kayma bileşenlerinin büyüklükleri belirlenecektir.

3.1 Zeminlerde Elastisite

Gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişkiyi tanımlamak için zemin mekaniğinde çok yaygın olarak kullanılan deney yöntemi üç eksenli deneylerdir. Bilindiği gibi üç eksenli deneyler eksenel simetri koşullarında gerçekleştirilir ve gerilmeler ile şekil değiştirmeler arasındaki ilişki Mohr daireleriyle belirtilebilir. Elastik zemin davranışı tipik bir drenajlı üç eksenli basınç deneyi sonuçları yorumlanarak açıklanabilir, deneyde eksenel gerilme veya deviator gerilme ($\sigma_a' - \sigma_r'$) artarken yanal gerilme σ_r' (hücre basıncı) sabit tutulmuştur. Şekil

3.1'de drenajlı bir üç eksenli deneyden belirlenen elastik sabitler gösterilmiştir. Şekil 3.1(a)'da deviator gerilme q ile üç eksenli kayma şekil değiştirmesi ϵ_q arasındaki ilişki, Şekil 3.1(b)'de hacımsal şekil değiştirme ϵ_p ile üç eksenli kayma şekil değiştirmesi ϵ_q arasındaki ilişki ve Şekil 3.1(c)'de deviator gerilme q ile eksenel şekil değiştirme ϵ_a arasındaki ilişki gösterilmiştir.



Şekil 3.1 Drenajlı bir üç eksenli deneyden belirlenen elastik sabitler

En genel elastik malzeme parametresi Young modülü E' ve Poisson oranı ν' dır. Elastik parametrelerle, izotrop malzemelerde malzemenin mukavemeti hakkında basit eşitlikler yazılabilir, bunlar

$$K' = \frac{E'}{3(1 - 2\nu')} \quad (3.1)$$

$$G' = \frac{E'}{2(1 + \nu')} \quad (3.2)$$

Burada, K' zeminin kütle (bulk) modülü, G' kayma modülüdür. Elastik parametrelerle üç eksenli efektif gerilmeler altındaki bir zemin numunesinin davranışı aşağıdaki eşitlik ile tanımlanmıştır.

$$\begin{bmatrix} \delta \epsilon_a \\ \delta \epsilon_r \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -2\nu' \\ -\nu' & (1 - \nu') \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \sigma'_a \\ \delta \sigma'_r \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Matris formundaki bu eşitlik açık olarak yazılırsa,

$$\delta \varepsilon_a = \frac{1}{E'} (\delta \sigma'_a - 2\nu' \delta \sigma'_r) \quad (3.3a)$$

$$\delta \varepsilon_r = \frac{1}{E'} (-\nu' \delta \sigma'_a - (1 - \nu') \delta \sigma'_r) \quad (3.3b)$$

elde edilmektedir.

Benzer şekilde üç eksenli kayma şekil değiştirme artımı $\delta \varepsilon_q$ ve hacımsal şekil değiştirme artımı $\delta \varepsilon_p$ arasındaki ilişki de (2.16) ve (2.17) eşitliklerinde belirtilmiştir.

(3.3) eşitliğinde ifade edilen elastik davranış kütle modülü K' ve kayma modülü G' kullanılarak

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p \\ \delta \varepsilon_q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1/K' & 0 \\ 0 & 1/3G' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.4)$$

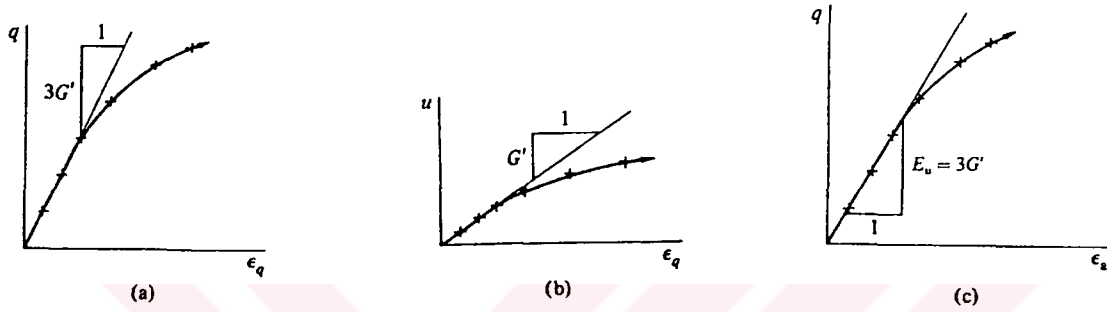
yazılabilir. Bu eşitlikteki sıfır diagonalı izotropik elastik malzemeler için hacımsal ve kayma etkileri arasındaki ilişkiyi göstermektedir. Yani ortalama efektif gerilmedeki (p') değişim, kayma şekil değiştirmesi $\delta \varepsilon_q$ 'da artış meydana getirmez, deviator gerilmedeki (q) değişim, hacımda bir değişim meydana getirmemektedir. Şekil 3.1(a)'daki gerilme-şekil değiştirme eğrisinin başlangıç eğimi $3G'$ 'dir. Şekil 3.1(b)'deki hacım değişimi eğrisinin başlangıç eğimi (3.4) eşitliğinde verilmiştir.

Geleneksel bir drenajlı üç eksenli basınç deneyinde $\delta q = 3\delta p'$ yazılırsa,

$$\frac{\delta \varepsilon_p}{\delta \varepsilon_q} = \frac{G'}{K'} \quad (3.5)$$

elde edilir.

Eğer üç eksenli deneyde drenaja izin verilmezse, drenajsız sabit hacim davranışı gözlenir. Zemin örneğinin başlangıç davranışı yine elastik olacak ve drenajsız yükleme aşamasında hacim değişimi engellendiği için boşluk suyu basıncı gelişecektir. Şekil 3.2'de tipik bir drenajsız üç eksenli basınç deneyinden belirlenen elastik sabitler gösterilmiştir. Şekil 3.2(a)'da deviator gerilme (q) ile üç eksenli kayma şekil değiştirmesi ϵ_q , Şekil 3.2(b)'de boşluk suyu basıncı u ile üç eksenli kayma şekil değiştirmesi ϵ_q ve Şekil 3.2(c)'de deviator gerilme (q) ile eksenel şekil değiştirme ϵ_a arasındaki ilişki tanımlanmıştır.



Şekil 3.2 Drenajsız üç eksenli basınç deneyinden belirlenen elastik sabitler

Sabit hacim durumunda $\delta p' / K' = 0$ ve $K = \infty$ olduğundan, $\delta p' = 0$ olacaktır. Boşluk suyu basıncındaki değişimler, toplam ortalama gerilmeye yansıtacaktır. $\delta u = \delta p$ olup (3.4) eşitliğinin toplam gerilmelere göre ifadesi (3.6) eşitliğinde verilmiştir.

$$\begin{bmatrix} \delta \epsilon_p \\ \delta \epsilon_q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 / K_u & 0 \\ 0 & 1 / 3 G_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.6)$$

Burada alt indis u drenajsız durumu ifade etmekte ve K_u ve G_u sırasıyla drenajsız kütle modülü ve drenajsız kayma modülüdür.

3.1.1 Anizotropik elastisite

Yukarıda açıklanan eşitlikler izotropik elastisite durumu için geçerlidir. Ancak zeminlerin elastik davranışını bu grup içine sokmak yanlıştır, zira zemin davranışı elastik ancak anizotropik olabilir. Anizotropik elastik malzemenin genel bir tanımı yapılacak olursa bu

davranış 21 elastik sabit içerir (Heyman, 1982). Ancak bu kadar çok malzeme özelliği isteyen bir analizin çözümü pratik değildir. Bunun yanında zeminlerin çökme tarihçeleri ve simetriden faydalanılarak bağımsız elastik sabitlerin sayısı azaltılabilir.

Zeminler genellikle geniş alanlar boyunca çöker, çökme ve çökmeden sonraki deformasyon davranışı tek boyutludur. Zemin daneleri düşey yönde aşağı doğru (veya simetriden dolayı yukarı doğru) hareket eder, yanal hareket eğilimi göstermez. Buna göre zeminlerin elastik anizotropik özellikleri bu teoriye uyar. Yani zeminler düşey veya yatay yönlerde farklı davranış gösterirler. Örneğin aynı zeminden fakat farklı doğrultulardan alınan zeminlerin davranışı da farklı olacaktır. Anizotropinin özel bir durumu olan bu olgu çapraz izotropi (transverse izotropi) veya cross anizotropi olarak adlandırılır ve sadece 5 elastik sabitle ifade edilebilir.

Pratikte birçok rutin zemin deneyleri üç eksenli sıkışma durumunda gerçekleştirilir. Zeminler için bu deneylerle ancak 3 elastik sabit belirlenebileceği Graham ve Houlsby (1983)' de ifade edilmiş ve bu parametreler E^* (modifiye Young modülü) , ν^* (modifiye Poisson oranı) ve α (anizotropi parametresi) olarak belirtilmiştir. Ayrıca üç eksenli deneylerin sonuçlarına göre anizotropik elastisite durumu için bir rijitlik eşitliği

$$\begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K^* & J \\ J & 3G^* \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p \\ \delta \varepsilon_q \end{bmatrix} \quad (3.7)$$

şeklinde belirlenmiştir.

Bu eşitlikte K^* ve G^* modifiye kütle ve kayma modülü olup ve J de kayma ve hacımsal etkiler arasındaki cross-coupling özellikleri içermektedir. K^* , G^* ve J terimleri E^* , ν^* ve α ya göre ifade edilerse

$$K^* = \frac{E^*(1 - \nu^* + 4\alpha\nu^* + 2\alpha^2)}{9(1 + \nu^*)(1 - 2\nu^*)} \quad (3.8)$$

$$G^* = \frac{E^* (2 - 2\nu^* - 4\alpha\nu^* + \alpha^2)}{6(1 + \nu^*)(1 - 2\nu^*)} \quad (3.9)$$

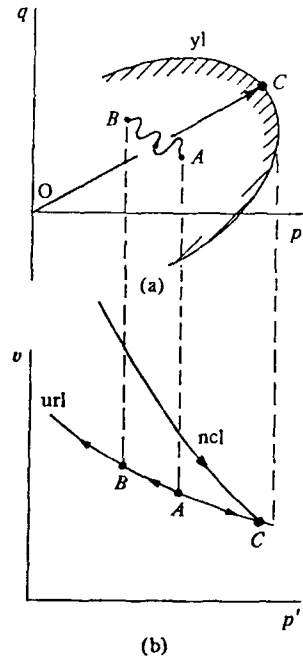
$$J = \frac{E^* (1 - \nu^* + \alpha\nu^* - \alpha^2)}{3(1 + \nu^*)(1 - 2\nu^*)} \quad (3.10)$$

elde edilmektedir.

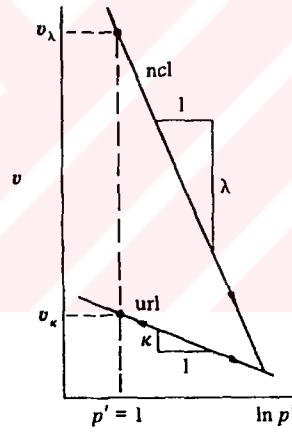
3.1.2 Elastik hacımsal şekil değiştirmeler

Belirli bir gerilme durumunda elastik bölgenin sınırı akma yüzeyini verir ve akma yüzeyi içindeki gerilme değişimleri sonucu tam elastik veya geri gelebilen deformasyonlar oluşur. Zeminin elastik özellikleri biliniyorsa gerilme artışları ile şekil değiştirme artışları arasındaki ilişki yazılabilir. Akma yüzeyi içinde elastik ve izotrop davranış görüldüğünden, hacimdeki bu geri gelebilir değişimler sadece ortalama efektif gerilmedeki (p') değişimlerden meydana gelmektedir.

Bir zemin örneğinin akma yüzeyi $p' - q$ düzleminde Şekil 3.3(a)'da gösterilmiştir. Bu örneğin özgül hacmi v , akma yüzeyi içindeki A gibi bir noktadaki efektif gerilme durumundan belirlenebilir ve şekil Şekil 3.3(b)'deki sıkışma düzleminde gösterilebilir. Gerilmedeki değişim ortalama efektif gerilmedeki (p') değişimini gerektirir. Şekil 3.3(a)'da A'dan B 'ye giderken bir hacim değişimi vardır, yeni nokta B'de sıkışma düzleminde gösterilebilir çünkü davranış elastiktir. Zeminlerde akma yüzeyinin boyutu, biçimi ve pozisyonu zeminin yüklenme tarihçesi ile ilgilidir. Şekil 3.3 (a)'daki akma yüzeyi içindeki elastik davranışla normal sıkışmanın tarihçesinden, akma yüzeyi başlangıç pozisyonundan dışarıya doğru ötelenirken normal sıkışma sırasında oluşan elastik karakterli hacımsal şekil değiştirmeler belirlenebilir. Şekil 3.4'de normal sıkışma çizgisi ve yükleme-boşaltma çizgisi $\ln p' - v$ sıkışma düzleminde gösterilmiştir. Burada $v = (1 + e)$ zeminin özgül hacmini belirtir. Normal sıkışma çizgisi denklemi (3.11), yükleme-boşaltma çizgisi ise (3.12) eşitlikleriyle verilmiştir.



Şekil 3.3 Zeminlerde akma yüzeyi ve hacımsal elastik şekil değiştirmeler



Şekil 3.4 Normal sıkışma çizgisi ve yükleme-boşaltma çizgisi $\ln p'$ - v sıkışma düzleminde gösterilmesi.

$$v = v_{\lambda} - \lambda \ln p' \quad (3.11)$$

$$v = v_{\kappa} - \kappa \ln p' \quad (3.12)$$

λ normal sıkışma çizgisinin, κ yükleme-boşaltma çizgisinin eğimidir. v_{λ} ve v_{κ} $\ln p'=1$ in normal sıkışma ve yükleme-boşaltma çizgilerini kestiği noktalardır. (3.11) ve (3.12)

eşitlikleri Şekil 3.5'de gösterilen ödometre deneyi sonucundan elde edilen $v\text{-}\log\sigma_v'$ eğrisinden de belirlenebilir. Burada σ_v' düşey efektif gerilmedir ve (3.13) eşitliği normal sıkışma aşamasını, (3.14) eşitliği boşaltma veya şişme aşamasını belirlemektedir.

$$v = v_c - C_c \log\sigma_v' \quad (3.13)$$

$$v = v_s - C_s \log\sigma_v' \quad (3.14)$$

Bu ifadelerde sırasıyla v_c ve v_s $\sigma_v'=1$ kPa değeri için sıkışma ve şişme çizgisini kestiği noktadaki özgül hacim değerleri ve C_c sıkışma indisi, C_s şişme indisi tek boyutlu konsolidasyon deneyinde normal konsolidasyon çizgisi ve boşaltma-tekrar yükleme çizgisinin eğimidir. Sıkışma ve şişme çizgilerinin eğimi $C_c \cong 2.3\lambda$ ve $C_s \cong 2.3\kappa$ olarak ifade edilebilir ve yükleme-boşaltma çizgisi için yazılan (3.12) eşitliği artımsal formda da yazılabilir.

$$\delta v^e = \kappa \left(\frac{\delta p'}{p'} \right) \quad (3.15)$$

Burada üst indis e elastik davranışı göstermektedir. Benzer şekilde özgül hacimdaki artış δv 'de hacımsal şekil değiştirmede artış meydana getirir. $\delta \varepsilon_p$ elastik ve plastik hacımsal şekil değiştirme artımını belirtir,

$$\delta \varepsilon_p = \frac{\delta v}{v} \quad (3.16)$$

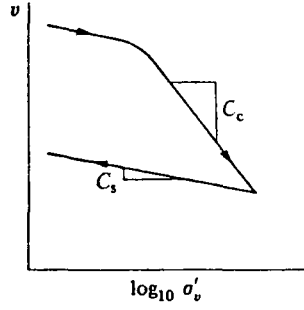
(3.15) eşitliği aşağıdaki biçimde de yazılabilir.

$$\delta \varepsilon_p^e = \kappa \left[\frac{\delta p'}{vp'} \right] \quad (3.17)$$

(3.17) eşitliği (3.4) eşitliği ile karşılaştırılırsa,

$$K' = \frac{vp'}{\kappa} \quad (3.18)$$

yazılabilir. K' ortalama efektif gerilmenin artması ile artmaktadır, izotropik elastik zeminler için akma yüzeyi içinde deviator gerilme q 'deki değişim sonucu hacimde değişim meydana gelmez ancak (3.4) eşitliğindeki kayma modülü G' ile $\delta \epsilon_q^e$ hesaplanır.



Şekil 3.5 Ödometre deneyi sonucundan belirlenen v - $\log \sigma'_v$ eğrisinden hacımsal şekil değiştirmelerin belirlenmesi

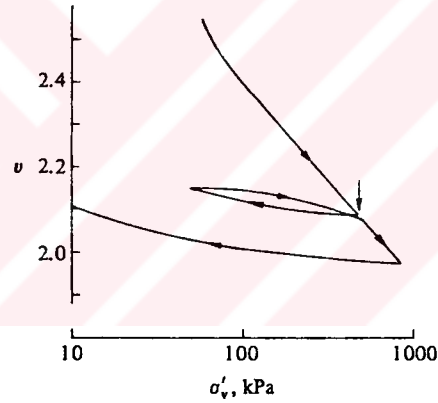
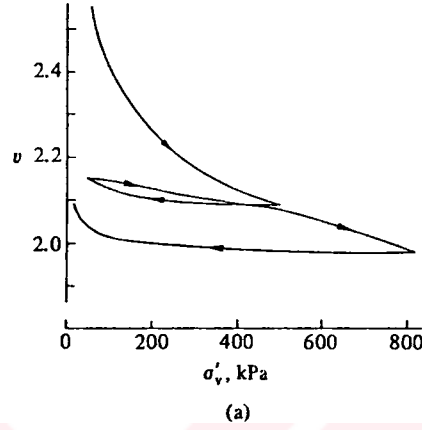
3.2 Zeminlerde Plastisite

Bilindiği gibi göçme zarfı dışında gerilme durumları oluşamaz ve gerilme durumları akma çizgisi altında olursa sadece elastik şekil değiştirmeler meydana gelir, gerilme durumları akma çizgisi üstünde olursa elastik ve plastik şekil değiştirmeler meydana gelir. Buna göre zeminlerde plastik davranışı tanımlayabilmek için üç temel unsurun tarif edilmesi gerekmektedir. Bunlardan birincisi, malzemenin plastik davranışa başlayıp başlamadığını yani akma gösterip göstermediği durumu bildiren akma fonksiyonu, ikincisi, plastik şekil değiştirmelerden dolayı akma fonksiyonundaki değişiklikleri dikkate alan pekleşme fonksiyonu ve son olarak plastik şekil değiştirmelerin yönünü belirleyen akma kuralıdır. Zeminlerde plastik davranışı tanımlayabilmek için gereken bu üç temel unsuru açıklayalım.

3.2.1 Killerin akması

Geoteknik mühendisliğinde, zeminlerin tek eksenli sıkışma karakterlerinin saptanması için kullanılan ödometre deneyi tek serbestlik derecelidir. Deney sonuçları Şekil 3.6 da gösterildiği gibi uygulanan efektif gerilmeye karşılık hacim değişimi ile tanımlanır.

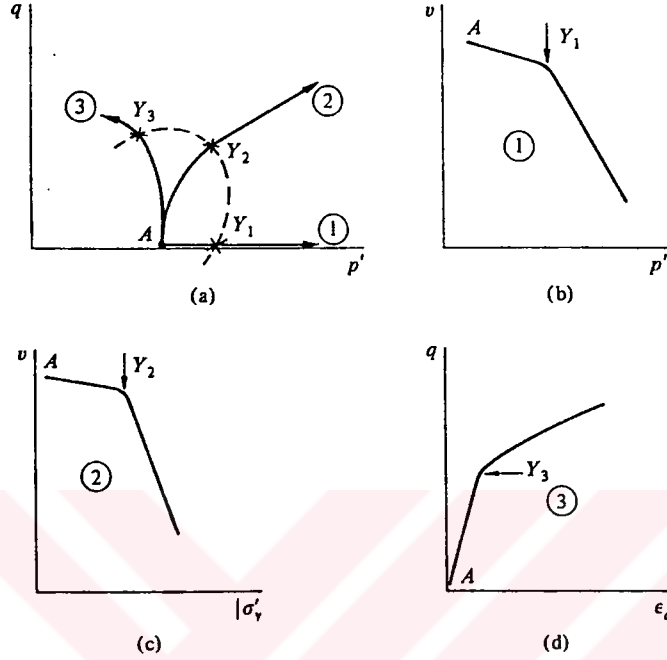
deneyden elde edilen ön konsolidasyon basıncı, örneğin rijitliğinin hızlı olarak düştüğü gerilmedir ve bu değer zeminin akma noktası olarak yorumlanır. Ön konsolidasyon basıncından önceki gerilme değerlerinde, ödometre deneyindeki örneğin davranışı rijit ve elastiktir, ön konsolidasyon basıncı σ_{vc}' den sonra genellikle zeminin rijitliği azalır ve v - σ_v' eğrisinin eğimi ani bir değişim gösterir.



Şekil 3.6 Ödometre deneyi sonucuna göre killerde akmanın belirlenmesi

Ödometre deneyinde ön konsolidasyon basıncının belirlenmesi zeminlerde akmanın tariflenmesi için çok uygun bir örnek olup benzer şekilde izotropik sıkışma deneylerinden, geleneksel drenajlı veya drenajsız sıkışma deneylerinden de belirlenebilir. Örneğin Şekil 3.7(a) da gösterildiği gibi, aynı yerden alınmış 3 aynı özellikteki (1), (2) ve (3) zemin örnekleri üç eksenli hücrede aynı efektif gerilme durumunda (A noktası) olsun, (1) örneği hücre basıncı arttırılarak izotropik olarak sıkışmıştır ve akma noktası Y_1' de örneğin rijitliği değişmiştir, Şekil 3.7(b). (2) örneği ödometrede tek boyutlu sıkışmaya maruz kalmış ve akma noktası Y_2' de yine örneğin rijitliği keskin bir biçimde değişmiştir, Şekil 3.7(c). (3) örneği üzerinde boşluk suyu basıncı ölçülerek drenajsız üç eksenli basınç deneyi yapılmıştır.

Deviator gerilme q , üç eksenli kayma şekil değiştirmelerine karşılık çizildiğinde Y_3' de örneğin rijitliğinin keskin bir biçimde değiştiği gözlenmiştir Şekil 3.7(d). Bu üç deneyden üç farklı yolla aynı bir zemin numunesinde elastik bölgenin sınırı belirlenerek Şekil 3.7(a) 'da üç deneyden belirlenen bir akma eğrisi çizilmiştir (Wood, 1990).



Şekil 3.7 Aynı yerden alınmış 3 aynı özellikteki (1), (2) ve (3) zemin örnekleri üzerinde uygulanan deneylerden akma gerilmesinin belirlenmesi

Killerde akma olgusu, akan bölgelerdeki gerilme dağılımı üzerinde olduğu kadar zeminin mukavemet ve konsolidasyon özelliklerinde de belirli bir değişime neden olur. Akmanın zemin bünyesinde meydana getirdiği değişiklikler, konsolidasyon katsayısı c_v değerinin azalması, ilave boşluk suyu basıncının hızlı artışı ve boşluk suyu basıncının dağılımındaki yavaşlama ile gözlenebilir. Eksenel simetri veya düzlem deformasyon koşullarında gerek teorik olarak önerilen, gerekse laboratuvar deneyleri ve arazi ölçümleri sonucunda çeşitli araştırmacılar tarafından verilen akma zarfı şekilleri birbirleriyle uyum içindedir (Crooks ve Graham 1976; Shahanguiam 1981; Watson vd., Yam 1984; Folkes ve Crooks 1985). Son araştırmalara göre akma zarfı eliptiktir, düzlem deformasyon koşullarında K_0 (sükünetteki zemin basıncı katsayısı) çizgisine göre, eksenel simetri koşullarında p' eksenine göre oldukça simetriktr. Bir akma zarfının uç noktasını meydana getiren ön konsolidasyon basıncı σ'_{vc} , akma zarfının büyüklüğünü de belirler (Çinicioğlu ve Toğrol, 1985).

3.2.2 Plastik hacımsal şekil değiştirmeler ve plastik pekleşme

Elastik hacımsal şekil değiştirmeler bölümünde akma eğrisi içindeki gerilme değişimleri incelenmiştir. Bu bölümde ise zeminde akma meydana geldikten sonra veya akma gerilmesi aşıldıktan sonraki gerilme değişimleri incelenecektir. Gerilme değişiminden dolayı akma çizgisinin biçiminin aynı kalması ancak pozisyonunun değişmesi olayına plastik pekleşme denir. Şekil 3.8(a) da birinci akma eğrisi (yl1) üzerindeki K noktası gerilmedeki değişim sonucunda akma eğrisinin dışındaki bir L noktasına taşınmıştır. L noktasındaki gerilme durumu yeni bir akma eğrisi (yl2) üzerinde olmak zorundadır ve tahminler bu yeni akma eğrisine göre yapılmalıdır. K dan L'ye doğru gerilme durumundaki değişimden dolayı toplam hacımda meydana gelen değişim Δv Şekil 3.8(b) de sıkışma düzleminde verilmiştir. Toplam hacım değişiminin elastik ve plastik bileşenlerinin belirlenmesi gerekmektedir.

$$\Delta v = \Delta v^e + \Delta v^p \quad (3.19)$$

Burada üst indis e ve p elastik ve plastik deformasyonları belirtmektedir.

Şekil 3.9'da $v : p'$ ve $v : \log p'$ düzleminde sıkışma ve boşaltma-tekrar yükleme çizgileri gösterilmiştir. Birinci boşaltma-tekrar yükleme çizgisinin (url 1) denklemi,

$$v = v_{k1} - \kappa \ln p' \quad (3.20)$$

ve ikinci boşaltma-tekrar yükleme çizgisinin (url 2) denklemi ile ifade edilir.

$$v = v_{k2} - \kappa \ln p' \quad (3.21)$$

Buradan hacımda meydana gelen plastik şekil değiştirmeler

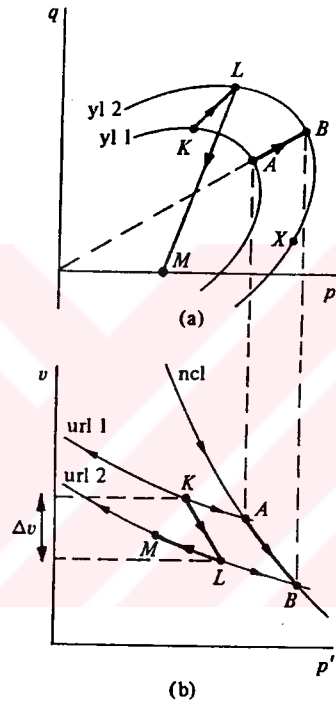
$$\Delta v^p = \Delta v_{\kappa} = v_{k2} - v_{k1} \quad (3.22)$$

şeklinde yazılabilir. Bu denklem biraz daha açılırsa Şekil 3.9(a)'dan

$$\Delta v^p = -\lambda \ln\left(\frac{p'_{02}}{p'_{01}}\right) + \kappa \ln\left(\frac{p'_{02}}{p'_{01}}\right) \quad (3.23)$$

$$\Delta v^p = -(\lambda - \kappa) \ln\left(\frac{p'_{02}}{p'_{01}}\right) \quad (3.24)$$

eşitliği yazılabilir.



Şekil 3.8 Plastik hacımsal şekil değiştirmelerin belirlenmesi ve plastik pekleşme

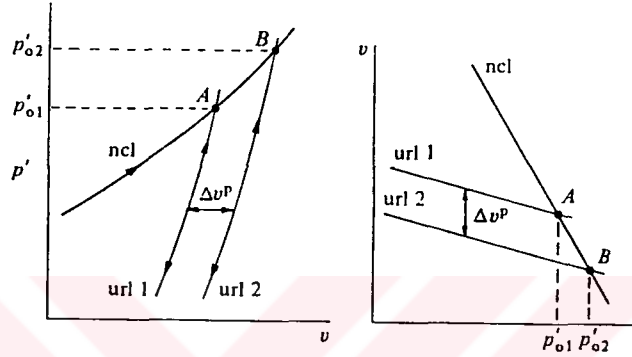
(3.23) eşitliği ortalama gerilmenin normal konsolidasyon çizgisi üzerinde A dan B 'ye doğru değiştiği zaman hacımda meydana gelen toplam değişimi, (3.24) eşitliği ise ortalama gerilme tekrar azaltıldığı zaman geri gelebilen hacim değişiminin bir parçasını göstermektedir. Limit durumda (3.24) eşitliği aşağıdaki gibi yazılırsa plastik hacımsal şekil değiştirmenin büyüklüğü belirlenebilir.

$$\delta v^p = -(\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_{0}}{p'_{0}} \quad (3.25)$$

şekil değiştirmelere göre ifade edilirse,

$$\delta \varepsilon_p^p = (\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_0}{vp'_0} \quad (3.26)$$

Plastik hacımsal değişimler için yazılan (3.25) ve (3.26) eşitlikleri elastik hacımsal değişimler için yazılan (3.15) ve (3.17) eşitlikleri ile çok benzerdir. Sadece plastik deformasyonları kontrol eden $(\lambda - \kappa)$ çarpanı ile elastik deformasyonları kontrol eden (κ) çarpanı farklıdır.



Şekil 3.9 $v : p'$ ve $v : \log p'$ düzleminde sıkışma ve boşaltma-tekrar yükleme çizgileri

Elastik hacımsal değişimler ortalama efektif gerilmede (p') meydana gelen değişimlerden, plastik hacımsal değişimler ise belirli bir normal sıkışma gerilmesi (ön konsolidasyon basıncı aşıldığı zaman ki gerilme) (p'_0) tarafından akma çizgisinin boyutu değiştiği zaman meydana gelir. Toplam hacımsal şekil değiştirme artımının elastik ve plastik bileşenleri aşağıdaki eşitliklerde verilmiştir.

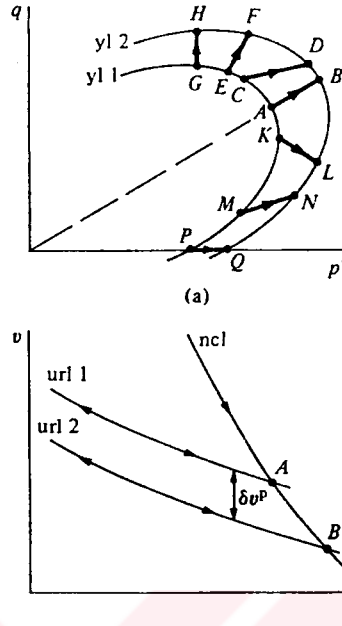
$$\delta \varepsilon_p = \delta \varepsilon_p^e + \delta \varepsilon_p^p \quad (3.27)$$

$$\delta \varepsilon_p = \kappa \frac{\delta p'_0}{vp'_0} + (\lambda - \kappa) \frac{\delta p'_0}{vp'_0} \quad (3.28)$$

3.2.3 Plastik Kayma Şekil Değiştirmeleri

Bir önceki bölümde plastik hacımsal şekil değiştirmelerin akma çizgisinin boyutunun değişmesi ile oluştuğu gösterilmiştir. Şekil 3.10 da akma çizgisi yl1' den akma çizgisi yl2 'ye

genişlemesi ile hacımsal plastik şekil değiştirmeler oluşur ancak bu genişleme AB, CD, EF, GH, KL, MN, veya PQ gerilme izlerinin herhangi biri izlenerek olabilir.



Şekil 3.10 Plastik kayma şekil değiştirmelerin belirlenmesi

Bu gerilme izlerinde oluşak elastik hacımsal şekil değiştirmelerin herbirinin büyüklüğü farklı olmalıdır zira ortalama efektif gerilmelerdeki (p') değişim farklıdır. Herbir gerilme izinin formu ile iki akma çizgisi arasında bir bağlantı vardır, p_0' deki değişim nedeniyle (akma çizgisinin boyutunu belirleyen) herbir gerilme izi aynıdır, böylece eşitlik (3.28)'den hacımdaki plastik şekil değiştirme aynı olacağı anlaşılmaktadır. Plastik şekil değiştirme artımlarının göreceli şiddetleri ile gerilmeler arasında bir bağ kurmak yerine, elastik davranışın tersine gerilme artımları plastik davranış için ayırt edici bir özelliktir. Bu nedenle plastik kayma şekil değiştirmelerinin değeri zeminlerin plastik davranışının tamamen tanımlanması sonucunda hesaplanabilecektir.

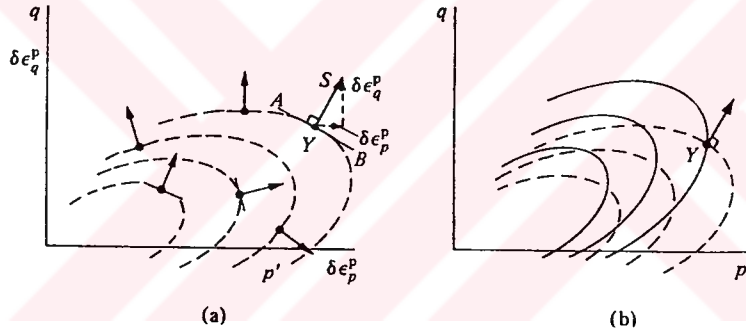
3.2.3.1 Plastik potansiyel

Şekil 3.11'de $p': q$ düzleminde Y noktasındaki bir gerilme durumunda akma meydana gelir. Akma plastik hacımsal şekil değiştirmeler $\delta \epsilon_p^p$ ve plastik kayma şekil değiştirmelerinin $\delta \epsilon_q^p$ meydana gelmesi ile ilişkilidir. Bu iki şekil değiştirme bileşeninin şiddeti YS vektörü ile gösterilmiştir. Y noktasında plastik şekil değiştirme artım vektörüne AB gibi bir ortogonal

çizilebilir. Bir zeminin yüklenme tarihçesindeki birçok gerilme kombinasyonu altında akma meydana gelebilir ve herbir gerilme kombinasyonu için plastik şekil değiştirme artım vektörü ve ortogonal bir çizgi çizilerek bu çizgiler birleştirilirse plastik şekil değiştirme artım vektörüne ortogonal bir eğriler demeti elde edilir. İşte elde edilen bu eğriler plastik potansiyel olarak adlandırılır.

3.2.3.2 Normalite veya birleşik akma

Plastik potansiyeller Şekil 3.11'de p' : q gerilme düzleminde bir eğriler demeti biçimindedir. Akma çizgisi de p' : q gerilme düzleminde bir eğriler demeti biçimindedir. Eğer bir malzeme için akma yüzeyleri ile plastik potansiyel yüzeyleri aynı ise malzeme normalite koşulunu sağlıyor denilir, yani plastik şekil değiştirme artımı vektörünün yönü akma yüzeyinden dışarıya doğru ve diktir.



Şekil 3.11 p' : q gerilme düzleminde plastik potansiyel ve akma kuralı

3.3 Genel Elasto-Plastik Gerilme-Şekil Değiştirme İlişkisi

Elasto-plastik davranış modelinin temelinde şekil değiştirme ve şekil değiştirme artımlarının elastik ve plastik bileşenler olarak ayrılması yatar. Elasto-plastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisinin tanımlanabilmesi için kullanılacak yapısal bünye modeline göre akma fonksiyonunun, plastik potansiyel fonksiyonunun, akma kuralının ve pekleşme kanununun tanımlanması gerekir. Buna göre genellikle elastik ve plastik şekil değiştirme değişimlerinin artımsal formda belirtilmesi gerekir.

$$\epsilon = \epsilon^e + \epsilon^p \quad (3.29)$$

$$\delta \varepsilon = \delta \varepsilon^e + \delta \varepsilon^p \quad (3.30)$$

Gerilme değişimleri ile elastik şekil değiştirme değişimleri arasındaki ilişki Hooke yasası ile açıklanabilir.

$$\{\sigma'\} = [D^e] \{\varepsilon^e\} \quad (3.31)$$

Burada, $\{\sigma'\}$ gerilme matrisi, $\{\varepsilon^e\}$ elastik şekil değiştirme matrisi, $[D^e]$ E ve ν 'ye bağlı bünye matrisidir.

Bir analizde plastik davranışın meydana gelip gelmediğini belirleyebilmek için gerilme ve şekil değiştirmelerin bir fonksiyonu olarak bir akma fonksiyonu gereklidir. Akma fonksiyonu genellikle asal gerilme uzayında bir yüzey olarak tanımlanır ve model parametreleri ile belirtilir. Akma yüzeyi içinde tanımlanan gerilme durumları için davranış elastiktir. Akma fonksiyonu,

$$f(p', q, P_o') = 0 \quad (3.32)$$

şeklinde ifade edilir. P_o' pekleşme parametresidir ve plastik şekil değiştirme değişimine $\delta \varepsilon^p$ bağlıdır. Akma fonksiyonu $p' : q$ düzleminde elastik bölgenin sınırlarını tanımlar ve p_o' akma çizgisi demetinin herhangi bir üyesinin boyutlarını gösterir.

Gerilme durumu akma yüzeyine ulaştınca plastik gerilme artımları plastik potansiyel ile tanımlanır. Zeminlerde plastik potansiyel bir fonksiyonla ifade edilirse,

$$g(p', q, \zeta) = 0 \quad (3.33)$$

ζ parametresi $p' : q$ efektif gerilme durumunda plastik potansiyelin boyutlarını kontrol eder. Çok eksenli gerilme durumunda, her gerilme seviyesinde plastik şekil değiştirmelerin yönünün belirlenmesi gereklidir. Bu durum akma kuralı ile gözönüne alınır. Böylece,

$$\delta \varepsilon_p^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial p'} \quad (3.34)$$

$$\delta \varepsilon_q^q = \lambda \frac{\partial g}{\partial q} \quad (3.35)$$

λ skaler bir çarpandır. Pekleşme kanununa göre p_0' değişimden dolayı akma çizgisinin boyutlarındaki değişim plastik kayma ve hacımsal değişimlerin her ikisinin değişimi ile ilişkilidir.

$$\delta p_0' = \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_p^p} \delta \varepsilon_p^p + \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_q^q} \delta \varepsilon_q^q \quad (3.36)$$

Akma çizgisinin diferansiyel formu

$$\frac{\partial f}{\partial p'} \delta p' + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q + \frac{\partial f}{\partial p_0'} \delta p_0' = 0 \quad (3.37)$$

ile gösterilir.

(3.34) - (3.37) eşitliklerinden skaler çarpan λ belirlenir.

$$\lambda = \frac{-\left(\frac{\partial f}{\partial p'} \delta p' + \frac{\partial f}{\partial q} \delta q \right)}{\frac{\partial f}{\partial p_0'} \left(\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_p^p} \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_q^q} \frac{\partial g}{\partial q} \right)} \quad (3.38)$$

λ skaler çarpanı (3.34) ve (3.35) eşitliklerinde yerine yazılırsa genel plastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi belirlenir.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{-1}{\left\{ \frac{\partial f}{\partial p_0'} \left[\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_p^p} \frac{\partial g}{\partial p'} + \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_q^p} \frac{\partial g}{\partial q'} \right] \right\}} \begin{bmatrix} \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial p'} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial p'} \\ \frac{\partial f}{\partial p'} \frac{\partial g}{\partial q} & \frac{\partial f}{\partial q} \frac{\partial g}{\partial q} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.39)$$

(3.39) eşitliğinde plastik potansiyel ve akma çizgisi çakışırsa ($f=g$) zemin davranışı bileşik akma kuralına uyar ve uygunluk matrisi simetrik olur. Bu durumda belirlenen hacımsal deformasyonlar deneylerde bulunanlara oranla fazla tahmin edilir. Bu nedenle plastik deformasyon artımı vektörünün akma yüzeyi (f) 'ye değil potansiyel yüzey (g)'ye dik olduğu bileşik olmayan akış kuralı uygulanır.

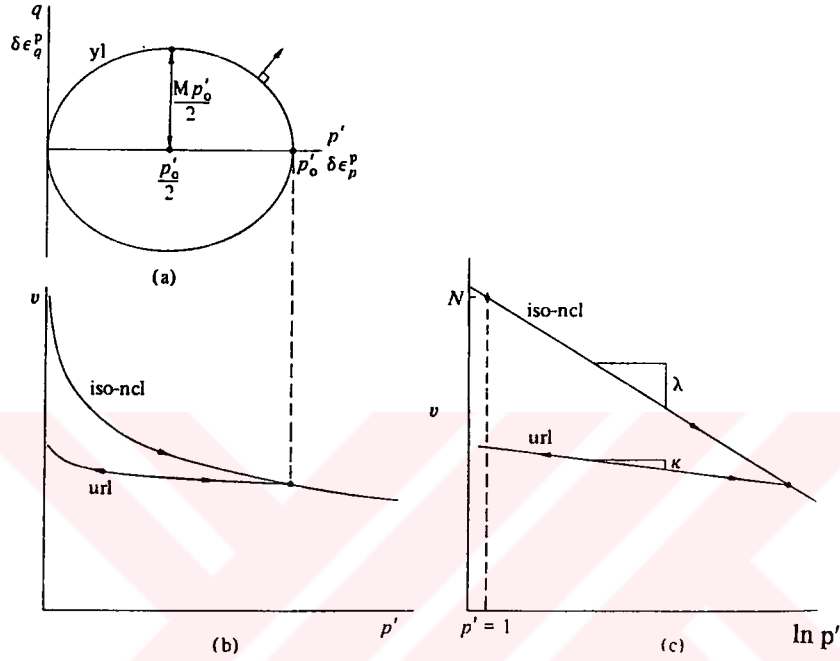
Non-lineer analizlerde plastik şekil değiştirmelerden dolayı akma fonksiyonundaki değişiklikleri gözönüne alan bir pekleşme fonksiyonuna gereksinim vardır. Bu fonksiyon malzemenin plastik bölgedeki davranışını tanımlamaktadır yani, yumuşama, pekleşme ve ideal plastik durumları belirler.

Pekleşme, analizlerde iki şekilde gözönüne alınabilir; bunlar sırasıyla izotropik ve kinematik pekleşmedir. İzotropik pekleşmede; akma yüzeyi, gerilme uzayında plastik şekil değiştirmeler gelişirken bir başlangıç akma yüzeyine göre paralel bir şekilde genişlemektedir, yani akma yüzeyinin biçimi aynı kalırken, gerilme değişiminden dolayı sadece pozisyonu değişmektedir. Yumuşak zemin davranışını tanımlamak için geliştirilen Cam-clay modeli, başlık modeli izotropik pekleşmeli modellerdir. Kinematik pekleşmede ise; akma yüzeyinin sabit boyutlarda olduğu kabul edilmekte fakat gelişen akma ile birlikte bu yüzey gerilme uzayında farklı boyutlara taşınmaktadır (Wood, 1990).

3.4 Cam-Clay Yapısal Bünye Modeli

Orjinal Cam-clay olarak bilinen birinci model Shofield ve Wroth (1968) tarafından, ikinci model Modifiye Cam-clay olarak Roscoe ve Burland (1968) tarafından tanımlanmıştır. Cam-clay modeli normal konsolide ve hafif aşırı konsolide zeminler için geliştirilmiştir.

Cam-clay ve modifiye Cam-clay modelleri arasındaki fark akma yüzeylerinin farklı tanımlanmasındandır. Orjinal Cam-clay modelinde akma yüzeyi logaritmik spiral iken modifiye Cam-clay modelinde akma yüzeyi eliptiktir. Böylece zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı elastisite, plastisite, kritik durum, akma sınırı ve normalite teorilerinin yardımıyla matematiksel bir modelle ifade edilebilmektedir.



Şekil 3.12 Modifiye Cam-clay bünye modelinde akma çizgisinin formu

Şekil 3.12 'de görüldüğü gibi Modifiye Cam-clay bünye modelinde akma çizgisinin formu elips şeklindedir ve $p' : q$ düzleminde elips p' ekseninde ortalanmıştır. Elipsin denklemi yazılırsa,

$$\frac{p'}{p'_0} = \frac{M^2}{M^2 + \eta^2} \quad (3.40)$$

burada $\eta = q/p'$ dür. Bu denklemin boyutları p'_0 tarafından kontrol edilen, orijinden geçen, biçimleri $p' : q$ düzleminde kritik durum çizgisinin eğimi M tarafından kontrol edilen bir elips grubunu tanımlar. Zemin aktığı zaman (3.40) eşitliğinin diferansiyel formu boyunca akma çizgisinin pozisyonundaki değişim efektif gerilme p' ve $q = \eta p'$ deki değişimle bağlantılıdır. Böylece (3.40) eşitliği aşağıdaki biçimde yazılabilir ve bu eşitlik akma fonksiyonunu verir.

$$f = q^2 - M^2 [p'(p_0' - p')] = 0 \quad (3.41)$$

Zemin normalite koşulunu sağlarsa plastik potansiyel fonksiyonu ile akma fonksiyonu aynıdır ($f=g$) ve plastik şekil değiştirme artım vektörü $\delta \varepsilon_p^p$; $\delta \varepsilon_q^p$ akma çizgisinin normalinden dışarıya doğrudur. Böylece plastik deformasyonlar oluşurken,

$$\frac{\delta \varepsilon_p^p}{\delta \varepsilon_q^p} = \frac{\partial g / \partial p'}{\partial g / \partial q} = \frac{M^2 (2p' - p_0')}{2q} = \frac{M^2 - \eta'^2}{2\eta'} \quad (3.42)$$

yazılabilir. Akma çizgisinin aynı biçimde genişlediği kabul edilirse ve biçimi p_0' tarafından kontrol edildiğinde buna izotropik pekleşme adı verilir. Özgül hacim ile ortalama efektif gerilmenin logaritmik değişimi arasında $v = N - \lambda \ln p_0'$ ilişkisi yazılıp, plastik hacımsal şekil değiştirmeler,

$$\delta \varepsilon_p^p = [(\lambda - \kappa) / v] \delta p_0' / p_0' \quad (3.43)$$

şeklinde ifade edilir. Pekleşme ilişkisi de,

$$\frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_p^p} = \frac{v p_0'}{\lambda - \kappa} \text{ ve } \frac{\partial p_0'}{\partial \varepsilon_q^p} = 0 \quad (3.44)$$

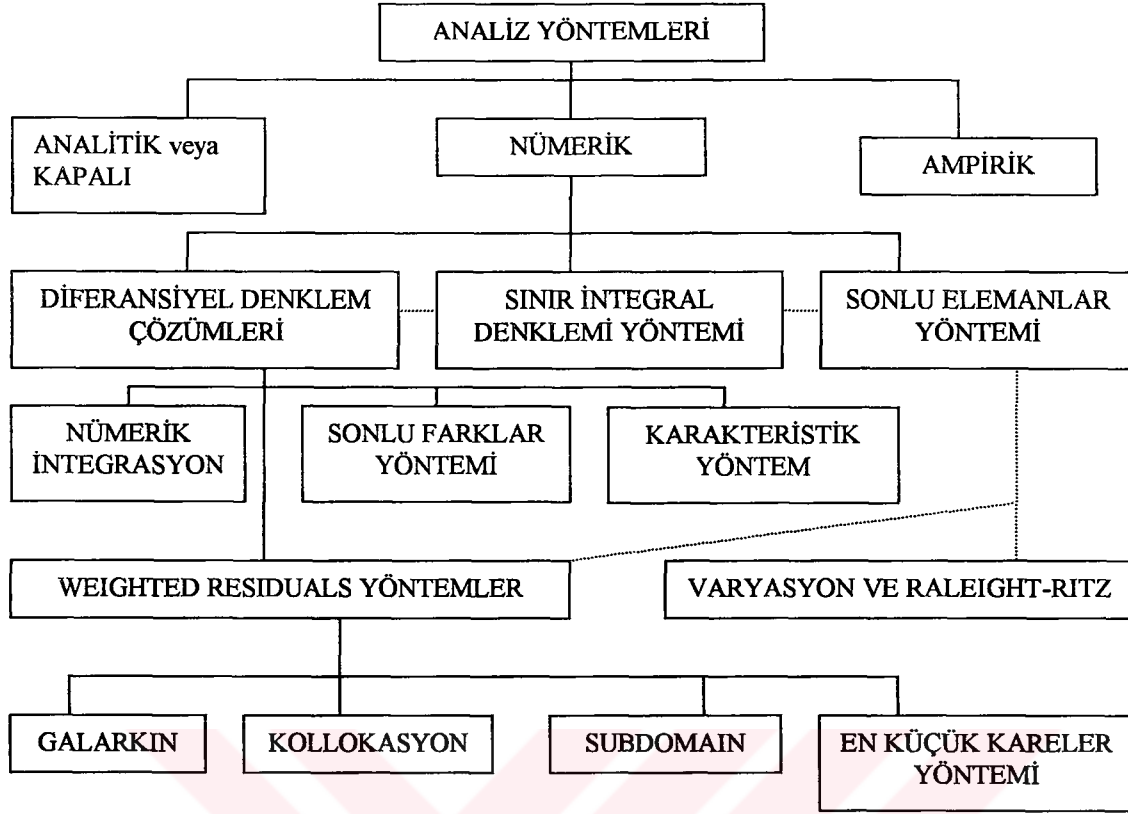
şeklinde yazılır. Böylece elastik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi matris formunda (3.4) eşitliğiyle ve plastik gerilme şekil değiştirme ilişkisi de matris formunda aşağıdaki eşitlikle ifade edilir.

$$\begin{bmatrix} \delta \varepsilon_p^p \\ \delta \varepsilon_q^p \end{bmatrix} = \frac{(\lambda - \kappa)}{v p' (M^2 + \eta'^2)} \begin{bmatrix} M^2 - \eta'^2 & 2\eta' \\ 2\eta' & 4\eta'^2 / M^2 - \eta'^2 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \delta p' \\ \delta q \end{bmatrix} \quad (3.45)$$

4. DOLGU YÜKÜ ALTINDAKİ YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN DAVRANIŞININ NÜMERİK ANALİZİ

4.1 Nümerik Yöntemler

Jeolojik ortamların analizinde, ortamın karmaşık oluşu ve davranışının çok çeşitli etkenlere bağlı olması nedeni ile çoğu kere ampirik bağıntılardan yararlanılmaktadır. Bu durum özellikle nümerik yöntemlerin ve bilgisayarların gelişmediği, yaygınlaşmadığı dönemlerde daha yaygın görülmüştür. Geoteknik mühendisliğinin çoğu uygulamasında, geliştirilen bu bağıntıların kullanılması ile yapılan analizler genelde çok yaklaşık hatta bazen gerçek değerden çok uzak olabilir. Bununla birlikte problemlerin analizinde aynı anda birçok karakteristik özellik gözönünde bulundurulamaz. Ele alınan her ampirik bağıntı yeni kabulleri gerektirmekte bu durumda da problemin gerçek çözümünden uzaklaşmaktadır. Bu nedenle 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 etmiş ve geliştirdiği konsolidasyon teorisi geoteknik mühendisliğinde bu esasa dayanan önemli bir örnektir. Geliştirilen bu teoriler genelde matematiksel olarak diferansiyel denklemlerden meydana geldiğinden kapalı çözümlere ulaşmak için bir takım basit kabuller 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 vermemektedir. 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 Şekil 4.1'de gösterilmiştir. Burada adı geçen yöntemlerden *Sonlu Elemanlar* yöntemi gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon analizinde en yaygın olarak kullanılan yöntemdir



Şekil 4.1 Nümerik analiz yöntemleri (Desai, 1972)

Analizlerde, toplam gerilme izini elastik analizle, boşluk suyu basıncının veya efektif gerilmelerin ve şekil değiştirmelerin elasto-plastik analizle tahmin edilmesi yönteminde analizler iki bölüme ayrılarak basitleştirilmekte ve gerçek çözümden uzaklaşmaktadır. Ancak gerçeğe yakın çözümler, gelişmiş bünye eşitlikleri kullanılarak, bilgisayarlarla yapılan nümerik analiz yöntemleri ile elde edilebilmektedir. Sonlu elemanlar nümerik analiz yöntemi, Zienkiewicz (1977), tarafından, matematiksel ifadelerle tanımlanan sürekli problemlerin genel çözüm yöntemi olarak tanımlanmıştır. Geoteknik problemler için matematiksel ifadeler; su akışı (boşluk suyu basıncını içeren problemler) ve denge eşitlikleri, sınır durumları ve deformasyonların uygunluğu ve gerilme-şekil değiştirme arasındaki ilişkiyi tanımlayan eşitliklerdir (Wood, 1990).

4.2 Sonlu Elemanlar Yöntemi

Sonlu elemanlar yöntemi mühendisliğin çok geniş bir alanında sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir (katı cisim mekaniği, termoelastite, termodinamik, akışkanlar

mekaniği, magnetizma vb). Bu yöntem, sayısal yaklaşımların genel özelliklerinin çoğunu gözönüne almakla birlikte bilgisayar yazılımları için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve non-linear malzeme davranışını modellemeye uygun ve homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlama için elverişli olmasıdır.

Sonlu elemanlar yöntemi, sürekli bir sistemi problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak, elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimum olması ve sonra bu elemanların birleştirilmesi şeklinde bir çözüm yöntemi uygulamaktadır. Bunun sonucu olarak sınır koşulları, sisteme ait özellikler, dış yüklerin sürekli veya ani değişimleri kolayca gözönüne alınabilmekte, ayrıca sürekli sistemin tipik bölgelerinde eleman boyutları küçültülerek o bölgenin daha ayrıntılı incelenmesi mümkün olmaktadır. Diğer bir avantajı da sınır şartlarının problemin çözüm sırasına göre en son adımda hesaplara dahil edilmesidir. Böylece çeşitli sınır şartlarının probleme uygularken baştaki yoğun hesapların tekrarına gerek kalmamaktadır.

Geoteknik mühendisliğinde sonlu elemanlar yönteminin kullanılmasına 1966 yılında başlanmıştır. Bu amaçla, Clough ve Woodward (1967), dolguda gerilmeleri, yanal ve düşey hareketleri belirlemek ve Reyes ve Deene (1966), yeraltında kayada kazı yapılması uygulamalarında kullanmışlar ve geçen 34 yıllık zaman süresince teoride ve pratikte birçok avantajlar sağlanmıştır. Çoğu geoteknik sonlu eleman analizleri gerçek yapıyı modelleyecek şekilde adım adım (aşamalı yükleme, aşamalı kazı) yapılmaktadır. Geoteknik problemler için analizin adımlar halinde yapılabilmesi iki önemli avantaj sağlamaktadır,

- 1) Analizlerde dolgu yerleştirilmesi veya kaldırılması durumunda, geometri herbir adımda değişmektedir. Geometrideki değişim sonlu elemanlar ağına eleman ekleyerek veya kaldırılarak modellenenilmektedir.
- 2) Analizlerde, zemin kütlesi içinde gerilmelerin değişimi sonucu herbir yükleme kademesinde zemin özellikleri değişmektedir.

Geoteknik mühendisliği problemlerinde sonlu elemanlar analizleri sonucunda gerilmeler, yanal ve düşey hareketler, boşluk suyu basınçları ve zemin suyu akışı vb.

belirlenebilmektedir. Zeminlerin gerilme-şekil değiştirme davranışı non-lineer olduğundan geoteknik mühendisliği sonlu eleman analizlerinde bu davranışın modellenmesi gerekmektedir. Bu amaçla yapımdan önceki başlangıç gerilme durumu, zeminin non-lineer gerilme-şekil değiştirme ve mukavemet özellikleri ve yükleme aşamaları arasındaki bekleme süreleri analizlerde gerçek duruma yakın olarak belirlenmelidir. Sonlu elemanlar analiz yöntemi özellikle dolguların tasarımında önemli bir araçtır. Dolgu ve temel zemini malzeme parametrelerindeki belirsizlikleri gidermek için parametrik çalışma yapılabilir ve sonuç olarak elde edilen gerilmeler, yatay ve düşey hareketler karşılaştırılarak tasarımın yeterliliği hakkında bilgi sahibi olunabilir. Dolgunun ve temel zemininin analizi dolgu yapımı sırasında ve sonrasındaki gerilmeler ve hareketleri kapsadığından, dolgu temel zemininin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı incelenirken temel zemininin başlangıç koşulları ve yapım sırasındaki değişimler analizlerde gözönünde bulundurulmalıdır (Department of the Army, 1995).

Bu araştırmada, Alibey Barajı temel zeminin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı sonlu elemanlar analiz yöntemi kullanılarak incelenmiştir. Alibey Barajı temel zemini aşamalı dolgu yüklemeleri altında konsolide olan ve farklı zemin tabakalarından oluşmuş jeolojik bir ortamdır. Bu jeolojik ortamda sınır koşullarının ve ortamın davranışının (malzeme davranışı bakımından elasto-plastik) karmaşık olması ve bu koşulların zamana bağlı olarak değişmesi (konsolidasyon) sonlu elemanlar yöntemi tarafından göz önüne alınabildiğinden bu yöntem tercih edilmiştir. Analizlerde temel zeminin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı geoteknik problemlerin çözümüne yönelik olarak geliştirilen Plaxis isimli bir bilgisayar programı kullanılarak araştırılmıştır.

4.3 Plaxis Programı

PLAXIS programı geoteknik mühendisliği problemlerinin nümerik analizi için geliştirilmiş bir sonlu elemanlar programıdır. Program, analizlerde gerilme artışları ve ani oturmaların hesaplanmasında elasto-plastik davranışı, konsolidasyon oturmalarının hesaplanmasında ise gerilme artışları sonucu oluşan boşluk suyu basınçlarının sönmelenmesini modelleyebilen Biot konsolidasyon teorisini esas almaktadır. Bundan dolayı zemin ortamı iki fazlı (katı ve

sıvı), olarak göz önüne alınmakta ve drenajlı veya drenajsız çözümler yapılması olanaklı olmaktadır (Plaxis Manual 7,1997).

4.4 Plaxis’de Birleşik Gerilme - Şekil Değiştirme – Konsolidasyon (Coupled) Analizi

Zeminler ile diğer geleneksel mühendislik malzemelerinin davranış mekanizması arasındaki en önemli fark zeminlerin üç fazlı (katı daneler-boşluk suyu-boşluklardaki gaz) bir malzeme olmasından kaynaklanmaktadır. Bu üç fazın farklı davranmasından dolayı, zemin davranışının modellenmesi oldukça karmaşıktır. Eğer zemin tamamen suya doygunsa, efektif gerilmelere göre yapılan analizler oldukça iyi sonuçlar vermektedir. Suyu doygun kohezyonlu zeminler drenajsız koşullarda dolgu yükü ile yüklendiklerinde meydana gelen gerilme artışı başlangıçta zemin daneleri arasındaki su tarafından taşınmakta, oluşan boşluk suyu basıncı zamanla sönümlenerek uygulanan ilave gerilmeler zemin daneleri tarafından taşınmaktadır. Boşluklardaki suyun sönümlenmesi Darcy Yasası 'na uymakta ve danelerin deformasyonu efektif gerilmeler tarafından kontrol edilmektedir (Nystrom, 1984). Tek boyutlu davranış için efektif gerilme formülasyonu (Terzaghi, 1943) tarafından incelenmiş, daha sonra Terzaghi'nin teorisi (Biot, 1956) tarafından üç boyutlu durum için genişletilmiştir.

Jeolojik ortamın sınır koşullarının ve ortamın davranışının karmaşık olması (elasto-plastik malzeme davranışı) ve bu davranışın zamana bağlı olarak değişmesi (konsolidasyon) nedeniyle, temel zeminin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı birlikte analiz edilmelidir. Bu analizlerde yük artışından dolayı oluşan gerilmeler altındaki elastik ve plastik şekil değiştirmeler hesaplanabilmekte, ayrıca gerilmelerdeki zamana bağlı değişim sonucu meydana gelen konsolidasyon oturmaları hesaplanabilmektedir. Diğer bir deyişle, başlangıçtaki drenajsız şartlar ile zamana bağlı olarak değişen gerilme durumu (fazla boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ve efektif gerilmedeki artış) drenajlı koşullarda birlikte analiz edilebilmektedir (Plaxis Manual 7,1997).

Bu ana başlık altında nümerik analizlerde kullanılan yöntem ve eşitlikler açıklanmıştır.

4.4.1 Gerilme ve şekil değiştirme bileşenlerinin tanımlanması

Malzeme modelleri gerilmeler ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişkileri tanımlayan matematiksel denklemlerdir ve genellikle bu ilişkilerde gerilme ve şekil değiştirmeler artımsal formda ifade edilir. Plaxis'de de bütün malzeme modelleri efektif gerilme değişim hızı $[\dot{\sigma}']$ ve şekil değiştirme hızı $[\dot{\epsilon}]$ şeklinde belirtilmiştir. Gerilme ve şekil değiştirme hızı tensörü altı kartezyen gerilme ve şekil değiştirme bileşenini içermektedir. Düzlem şekil değiştirme ve eksenel simetri durumlarında sadece dört bileşen gereklidir, çünkü $\dot{\gamma}_{yz}, \dot{\gamma}_{zx}, \tau_{yz}, \tau_{zx}$ sıfırdır. Pozitif gerilme bileşenleri çekme gerilmelerini, negatif gerilme bileşenleri basınç gerilmelerini temsil etmekte, şekil değiştirmeler yer değiştirme bileşenleri u_x ve u_y 'nin kısmi türevi alınarak belirlenmektedir. Buna göre,

$$\epsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}, \quad \epsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}, \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u_y}{\partial x} + \frac{\partial u_x}{\partial y} \quad (4.1)$$

$$\epsilon_{zz} = 0 \quad (\text{düzlem şekil değiştirme}) \quad (4.2)$$

$$\epsilon_{zz} = \frac{1}{r} u_r \quad (\text{eksenel simetri, } r=\text{yarıçap}) \quad (4.3)$$

Kartezyen gerilmelerden belirlenen asal gerilmeler,

$$\sigma_1' = \frac{1}{2}(\sigma_{xx}' + \sigma_{yy}') - \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma_{xx}' - \sigma_{yy}')^2 + \tau_{xy}^2} \quad (4.4a)$$

$$\sigma_2' = \sigma_{zz}' \quad (4.4b)$$

$$\sigma_3' = \frac{1}{2}(\sigma_{xx}' + \sigma_{yy}') + \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma_{xx}' - \sigma_{yy}')^2 + \tau_{xy}^2} \quad (4.4c)$$

Gerilme invariantları, aşağıdaki biçimde ifade edilmiştir.

$$p' = -\frac{1}{3}(\sigma_1' + \sigma_2' + \sigma_3') \quad (4.5a)$$

$$q = \sqrt{\left[(\sigma_1' - \sigma_2')^2 + (\sigma_2' - \sigma_3')^2 + (\sigma_3' - \sigma_1')^2 \right]} \quad (4.5b)$$

p' izotropik gerilme veya ortalama gerilme, q eşdeğer kayma gerilmesidir. Sıkışma (basınç) durumunda p' nün işareti diğer gerilme ölçümlerinin tersine pozitiftir. Üç eksenli gerilme durumunda $q = \left| \sigma_1' - \sigma_3' \right|$ şeklinde belirtilir (Plaxis Manual 7,1997).

4.4.2 Gerilme-şekil değiştirme analizi

Plaxis programı ile efektif parametrelerle drenajsız analiz yapabilmek olanağı vardır. Gerilme-şekil değiştirme analizlerinde drenajsız durum gözönüne alındığından, malzeme parametreleri (deformasyon modülü, kayma modülü, Poisson oranı, kohezyon ve içsel sürtünme açısı) efektif gerilmeler cinsinden gözönüne alınmaktadır. Bu durum ortamın (zemin) iki fazlı yani sıvı (su) ve katı (dane) malzemeden meydana gelmesinden kaynaklanmaktadır. Buna göre ortamdaki toplam gerilmeler σ , efektif gerilmeler σ' ve boşluk suyu basıncı u cinsinden,

$$\begin{aligned} \sigma_{xx} &= \sigma_{xx}' + u \\ \sigma_{yy} &= \sigma_{yy}' + u \\ \sigma_{zz} &= \sigma_{zz}' + u \\ \tau_{xy} &= \tau_{xy}' \end{aligned} \quad (4.6)$$

şeklinde yazılabilir. Burada (u) toplam boşluk suyu basıncı (u_0) yeraltı su seviyesinden dolayı başlangıç boşluk suyu basıncı ile (Δu) fazla boşluk suyu basıncının toplamı olarak

$$u = u_0 + \Delta u \quad (4.7)$$

şeklinde gösterilebilir. Başlangıç boşluk suyu basıncı değeri başlangıç arazi verilerinden (yeraltı su seviyesi) hesaplanmakta, fazla boşluk suyu basıncı ise drenajsız malzeme davranışı durumunda gerilme-şekil değiştirme analizleri ile bulunmaktadır. Konsolidasyon analizlerinde ise fazla boşluk suyu basıncı zamanla sönümlenmekte, efektif gerilmeler artmaktadır. Kararlı durum bileşenlerinin zamana göre türevi sıfır olduğundan, aşağıdaki eşitlik belirlenebilir.

$$\dot{u} = \dot{\Delta}u \quad (4.8)$$

Buna göre boşluk suyu basıncındaki değişim nedeniyle jeolojik ortamda meydana gelecek elastik şekil değiştirme değişimleri $[\dot{\epsilon}^e]$ (elemanlarda) lineer elastik malzeme davranışı için geçerli Hook yasası'ndan yararlanılarak şu şekilde ifade edilebilir.

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}'_{xx} \\ \dot{\sigma}'_{yy} \\ \dot{\sigma}'_{zz} \\ \dot{\tau}'_{xy} \end{bmatrix} = \frac{1}{E'} \begin{bmatrix} 1 & -\nu' & -\nu' & 0 \\ -\nu' & 1 & -\nu' & 0 \\ -\nu' & -\nu' & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2+2\nu' \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} - \dot{u} \\ \dot{\sigma}_{yy} - \dot{u} \\ \dot{\sigma}_{zz} - \dot{u} \\ \dot{\tau}_{xy} \end{bmatrix} \quad (4.9)$$

Suyun pratik olarak az sıkıştığı gözönüne alınırsa, boşluk suyu basıncının değişimi

$$\dot{u} = \frac{K_w}{n} (\dot{\epsilon}_{xx}^e + \dot{\epsilon}_{yy}^e + \dot{\epsilon}_{zz}^e) \quad (4.10)$$

şeklinde ifade edilebilir. Burada K_w suyun kütle modülünü, n ise zeminin porozitesini göstermektedir. Suyun ortamda hidrostatik bir gerilme meydana getirdiği bilindiğine göre program bu modülü almakta ve değerini otomatik olarak aşağıdaki bağıntı yardımı ile eleman rijitlik matrisine eklemektedir

$$\frac{K_w}{n} = 300 \frac{0.495 - \nu'}{1 + \nu'} K' > 30K' \quad (4.11)$$

Burada K' zeminin kütlesel modülü, ν' Poisson oranıdır. Zeminin kütlesel modülü (3.1) eşitliğinden belirlenmektedir. Drenajsız gerilme şekil değiştirme analizlerinde malzeme parametresi olarak kayma modülü G' ve Poisson oranı verilmekte ve bu parametreler drenajsız malzeme parametrelerine dönüştürülmektedir. Buna göre toplam şekil değiştirmelerin analizi için (4.9) eşitliği aşağıdaki ifadeye dönüşmektedir.

$$\begin{bmatrix} \dot{\epsilon}_{xx}^e \\ \dot{\epsilon}_{yy}^e \\ \dot{\epsilon}_{zz}^e \\ \dot{\gamma}_{xy}^e \end{bmatrix} = \frac{1}{E_u} \begin{bmatrix} 1 & -\nu_u & -\nu_u & 0 \\ -\nu_u & 1 & -\nu_u & 0 \\ -\nu_u & -\nu_u & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 2 + 2\nu_u \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{\sigma}_{xx} \\ \dot{\sigma}_{yy} \\ \dot{\sigma}_{zz} \\ \dot{\tau}_{xy} \end{bmatrix} \quad (4.12)$$

Burada

$$E_u = 2G'(1 + \nu_u) \quad \nu_u = \frac{\nu' + \mu(1 + \nu')}{1 + 2\mu(1 + \nu')} \quad (4.13)$$

$$\mu = \frac{1}{3n} \frac{K_w}{K'} \quad (4.14)$$

şeklindedir. (u) alt indisi drenajsız parametreleri göstermektedir. Bu ifadelerden anlaşılacağı üzere, fazla boşluk suyu basınçları küçük hacimsel şekil değiştirme değişimlerinden hesaplanabilecektir

$$\dot{u} = \frac{K_w}{n} \dot{\epsilon}_v^e \quad (4.15)$$

Yukarıda anlatılanların ışığında Plaxis programı ile yapılan drenajsız gerilme şekil değiştirme analizlerinde, ortam iki fazlı olarak düşünüldüğü yani zemin ve suyun farklı deformasyon parametrelerine sahip iki malzeme olarak davrandığı kabul edildiği için, zemin parametreleri (Young modülü, Poisson oranı, kohezyon ve içsel sürtünme açısı) drenajlı parametreler olarak alınmalıdır.

Elasto-plastik davranış analizinin temeli elastik ve plastik şekil değiştirmeler veya şekil değiştirme hızlarının ayrılmasına dayandığından, analizlerde elastik bileşen ϵ^e (4.9) eşitliğinden belirlenmiş, plastik şekil değiştirmelerin ϵ^p hesabında ise bileşik olmayan akış kuralı gözönüne alınarak, göçme Mohr-Coulomb göçme kriterine göre belirlenmiştir . Genel elasto-plastik gerilme-şekil değiştirme davranış analizi Bölüm 3'de özetlendiği gibi Plaxis'de hesaplarda plastik şekil değiştirmeler,

$$\epsilon^p = \lambda \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (4.16)$$

şeklinde belirlenmiştir. Burada, g plastik potansiyel fonksiyonu, λ skaler bir çarpan, elastik davranışta $\lambda=0$, plastik davranışta $\lambda>1$ olarak alınmıştır. Elasto-plastisite için gerilme ve şekil değiştirmeler,

$$\sigma' = \left[D^e - \frac{\alpha}{d} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \right] \epsilon \quad (4.17)$$

eşitliğinden belirlenmektedir. Bu eşitlikteki d

$$d = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \frac{\partial g}{\partial \sigma'} \quad (4.18)$$

ile ifade edilir. Eğer malzeme davranışı elastikse (4.17) eşitliğinde $\alpha=0$ veya plastik davranışta $\alpha=1$ olarak alınabilir ve α

$$\alpha = \frac{\partial f^T}{\partial \sigma'} D^e \epsilon \quad (4.19)$$

eşitliği ile belirlenebilir Plaxis Manual 7,(1997).

4.4.3. Sonlu eleman formülasyonu

Bu çalışmada, uygulanan sonlu elemanlar formülasyonunda deplasman (yer değiştirme) yöntemi uygulanmıştır, yani deplasmanlar esas bilinmeyen olarak kabul edilmiştir. Deplasmanların esas bilinmeyen olarak seçildiği sonlu elemanlar uygulamaları için adım adım aşağıdaki formülasyonlar uygulanmaktadır.

Sürekli bir ortamın statik dengesi aşağıdaki gibi yazılabilir,

$$[L^T] \{\sigma\} + \{p\} = 0 \quad (4.20)$$

Bu eşitlikte $\{\sigma\}$, altı gerilme bileşeninin kısmi türevini içeren vektörü $\{p\}$, kütle kuvvetlerinin 3 bileşenini göstermektedir. $[L^T]$, diferansiyel operatörün transpozesidir. $[L^T]$ aşağıdaki biçimde yazılabilir.

$$[L^T] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial z} \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} & 0 & \frac{\partial}{\partial x} & \frac{\partial}{\partial z} & 0 \\ 0 & 0 & \frac{\partial}{\partial z} & 0 & \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad (4.21)$$

Denge eşitliğine ek olarak kinematik ilişki aşağıdaki gibi yazılırsa,

$$\{\epsilon\} = [L] \{u\} \quad (4.22)$$

elde edilir.

Eşitlikteki $\{\epsilon\}$, altı şekil değiştirme bileşeni vektörü $\{u\}$, üç yer değiştirme bileşeninin kısmi türevi ve $[L]$, ise diferansiyel operatördür. (4.20) ve (4.22) eşitlikleri arasındaki ilişki, malzeme davranışını temsil eden bünye ilişkileri ile aşağıdaki eşitlikle sağlanır.

$$\{\dot{\sigma}'\} = [M] \{\dot{\varepsilon}\} \quad (4.23)$$

Burada [M] bünye matrisidir ve (4.20), (4.22) ve (4.23) eşitliklerinin birleşimine, Galarkin varyasyon prensibi uygulanarak denge eşitliği belirlenir ve bu eşitliğe Green Teoremi uygulanarak aşağıdaki virtüel iş eşitliği elde edilebilir.

$$\int \delta \{\varepsilon^T\} \{\sigma\} dV = \int \delta \{u^T\} \{p\} dV + \oint \delta \{u^T\} dS \quad (4.24)$$

Eşitlikteki $\{t\}$, vektörü S yüzeyindeki kuvvetleri ve $\{p\}$, ise V hacmindeki cismin kütle kuvvetlerini göstermektedir. $\{\varepsilon^T\}$ V hacmindeki cismin şekil değiştirme matrisini göstermektedir. Meydana gelen gerilmeler artımsal biçimde aşağıdaki gibi gösterilebilir,

$$\{\sigma^i\} = \{\sigma^{i-1}\} + \{\Delta\sigma\} \quad \{\Delta\sigma\} = \int \dot{\sigma} dt \quad (4.25)$$

eşitlikteki $\{\sigma^i\}$, bilinmeyen gerilmenin başlangıç durumunu, $\{\sigma^{i-1}\}$, bilinmeyen gerilmenin bir adım önceki değerini, gerilme artımı $\{\Delta\sigma\}$ 'da küçük bir zaman artışı üzerinden integre edilen gerilme hızını belirtir. (4.24) eşitliği yeniden düzenlenirse,

$$\int \delta \{\varepsilon^T\} \{\Delta\sigma\} dV = \int \delta \{u^T\} \{p^i\} dV + \oint \delta \{u^T\}^i dS - \int \delta \{\varepsilon^T\} \{\sigma^{i-1}\} dV \quad (4.26)$$

elde edilebilir. (4.20)-(4.26) arasındaki eşitliklerde gösterilen bütün büyüklükler üç boyutlu uzayda düşünülmelidir. Sonlu elemanlar yöntemine göre, bir sürekli ortam birçok elemana ayrılır ve her bir eleman üzerindeki düğüm noktaları bir serbestlik derecesine sahiptir. Deformasyon teorisinde serbestlik derecesi yer değiştirme bileşenlerine karşılık gelir ve bir eleman içindeki yer değiştirme vektörü $\{u\}$ ile, herhangi bir noktada $\{u\}$ deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesi $\{v\}$ ile, şekil fonksiyonlarını içeren matris ise [N] ile gösterilir ve deplasmanlarının düğüm noktasındaki ifadesi aşağıdaki eşitlikle belirtilebilir.

$$\{u\} = [N] \{v\} \quad (4.27)$$

(4.27) eşitliği (4.22) kinematik eşitliğinde yerine yazılırsa,

$$\{\epsilon\} = [L] [N] \{v\} = [B] \{v\} \quad (4.28)$$

elde edilir. Bu eşitlikteki $[B]$ matrisi deplasmanları, şekil değiştirmelere dönüştüren deformasyon matrisidir, $\{\epsilon\}$ ve $\{u\}$ terimleri bilinmeyenlerdir ve eleman deplasmanları $\{v\}$ cinsinden ifade edilir. (4.27) ve (4.28) eşitlikleri varyasyonel, artımsal ve hız formunda da yazılabilir. (4.26) denklemini minimize edecek şekilde varyasyon prensibi uygulanırsa

$$\int [B]^T \{\delta v\}^T \{\Delta \sigma\} dV = \int [N]^T \{\delta v\}^T \{p^i\} dV + \oint [N]^T \{\delta v\}^T t^i dS - \int [B]^T \{\delta v\}^T \{\sigma^{i-1}\} dV \quad (4.29)$$

olarak elde edilir. Düğüm deplasmanlarının $\{\delta v\}$ değişimi keyfi olduğundan, integralin dışına çıkartılabilir,

$$\{\delta v\}^T \int [B]^T \{\Delta \sigma\} dV = \{\delta v\}^T \int [N]^T \{p^i\} dV + \{\delta v\}^T \oint [N]^T t^i dS - \int [B]^T \{\delta v\}^T \{\sigma^{i-1}\} dV \quad (4.30)$$

ve aşağıdaki şekilde belirtilebilir.

$$\left\{ \int [B]^T \{\Delta \sigma\} dV = \int [N]^T \{p^i\} dV + \oint [N]^T t^i dS - \int [B]^T \{\sigma^{i-1}\} dV \right. \quad (4.31)$$

Eşitlikte, sağ taraftaki birinci ve ikinci terim dış kuvvet vektörünü, son terim ise iç reaksiyon vektörünü belirtmektedir. Dış kuvvet vektörü ile iç reaksiyon vektörü arasındaki fark $\Delta \sigma$ gerilme artımı ile dengelenebilir. Gerilme ve şekil değiştirme artımı arasındaki ilişki genellikle non-lineerdir. Sonuç olarak şekil değiştirme artımları direkt olarak hesaplanamaz, bütün malzeme noktaları için global iterasyon yöntemi uygulanarak (4.31) eşitliğinde denge durumu sağlanır.

4.4.4 Diferansiyel plastisite modelinin belirli integrali

Gerilme artımları $\Delta\sigma$, (4.25) eşitliğine göre gerilme hızının integrali tarafından belirlenir. Diferansiyel plastisite modelinde gerilme artımları aşağıdaki biçimde yazılırsa,

$$\{\Delta\sigma\}=[D^e]\{\Delta\varepsilon-\Delta\varepsilon^p\} \quad (4.32)$$

eşitlikteki $[D^e]$ geçerli gerilme artımı için elastik malzeme matrisini belirtmektedir. Deplasmanları şekil değiştirmelere dönüştüren deformasyon matrisi $[B]$ kullanılarak, yer değiştirme artımı Δv 'den şekil değiştirme artımı $\Delta\varepsilon$ belirlenebilir. Elastik malzeme davranışı için, plastik şekil değiştirme artımı $\Delta\varepsilon^p$ sıfırdır. Plastik malzeme davranışı için, plastik şekil değiştirme artımı Vermeer (1989)' a göre aşağıdaki biçimde yazılabilir.

$$\{\Delta\varepsilon^p\} = \Delta\lambda \left[(1-\omega) \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^{i-1} + \omega \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \right] \quad (4.33)$$

Bu eşitlikteki $\Delta\lambda$ plastik çarpan artımı ω ise zaman integralinin tipini belirten bir parametredir. $\omega=0$ için integrasyon belirsiz ve $\omega=1$ için integrasyon belirli olarak adlandırılmaktadır. Vermeer (1989)'a göre $\omega=1$ i kullanmak akma yüzeyinde elastik davranıştan elasto-plastik davranışa geçişteki gerilme durumunda bazı avantajlar sağlamaktadır, Böylece (4.33) eşitliği $\omega=1$ için

$$\{\Delta\varepsilon^p\} = \Delta\lambda \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \quad (4.34)$$

şeklinde ifade edilir. (4.34) eşitliği (4.32) eşitliğinde yerine yazılırsa ve (4.25) eşitliğine uygulanırsa aşağıdaki eşitlikler belirlenir.

$$\{\sigma^i\} = \{\sigma^r\} - \Delta\lambda [D^e] \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \quad \{\sigma^r\} = \{\sigma^{i-1}\} + [D^e] \{\Delta\varepsilon\} \quad (4.35)$$

Bu eşitlikteki $\{\sigma^r\}$ yardımcı gerilme vektörüdür, yeni bir gerilme durumunda tamamen lineer elastik malzeme davranışı gözönünde bulundurulduğu zaman elastik gerilmeler veya deneme gerilmeleri olarak adlandırılır. (4.35) eşitliğinde kullanılan $\Delta\lambda$, akma durumundan sonra oluşan plastik haldeki yeni gerilme durumları için kullanılan bir parametredir.

$$f\{\sigma^i\} = 0 \quad (4.36)$$

İdeal plastik ve lineer pekleşme modeli için $\Delta\lambda$ plastik çarpan artımı aşağıdaki şekilde yazılabilir,

$$\Delta\lambda = \frac{f\{\sigma^r\}}{d+h} \quad (4.37)$$

burada d aşağıdaki biçimde ifade edilir.

$$d = \left(\frac{\partial f}{\partial \sigma} \right)^{\sigma^r} [D^e] \left(\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right)^i \quad (4.38)$$

h ise pekleşme parametresidir, ideal plastik model için h=0 ve lineer pekleşme modeli için sabittir. İkinci durum için yeni gerilme hali aşağıdaki biçimde ifade edilebilir.

$$\{\sigma^i\} = \{\sigma^r\} - \frac{\langle f\{\sigma^r\} \rangle}{d+h} [D^e] \left[\frac{\partial g}{\partial \sigma} \right]^i$$

Bu eşitlikteki $\langle \rangle$ Mc Caulay parantezi $\langle x \rangle = 0 \quad x < 0$ ve $\langle x \rangle = x \quad x > 0$ şeklinde kullanılır (De Borst ve Vermeer, 1984).

4.4.5. Global iterasyon yöntemi

(4.31) denge eşitliği içinde gerilme ve şekil değiştirme artımları arasındaki ilişkinin yerine $\{\Delta\sigma\} = [M]\{\Delta\epsilon\}$ yazılırsa, aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$[K^i]\{\Delta v^i\} = \{f_{ex}^i\} - \{f_{in}^{i-1}\} \quad (4.39)$$

Bu eşitlikteki K rijitlik matrisi, Δv artımsal yer değiştirme vektörü, f_{ex} dış kuvvet vektörü, f_{in} iç kuvvet vektörüdür ve üst indis i adım numarasını belirtir. Ancak gerilme ve şekil değiştirme artımları arasındaki ilişki genellikle non-lineeer olduğundan rijitlik matrisi yukarıdaki gibi önceden formülize edilemez, bu nedenle denge durumu ve bünye ilişkisinin her ikisini de sağlayan global iterasyon yöntemi gereklidir. Global iterasyon yöntemi aşağıdaki biçimde yazılabilir.

$$[K^j]\{\delta v^j\} = \{f_{ex}^i\} - \{f_{in}^{j-1}\} \quad (4.40)$$

üst indis j iterasyon sayısını belirtir δv i adımıdaki yer değiştirme artımına yardım eden, alt artımsal yer değiştirmeleri içeren bir vektör (sub-incremental displacement)

$$\{\Delta v^i\} = \sum_{j=1}^n \{\delta v^j\} \quad (4.41)$$

n i adımı içindeki iterasyon sayısını belirtir. (4.40) eşitliğindeki K rijitlik matrisi yaklaşık olarak malzeme davranışını temsil eder. K'yı daha hassas olarak belirlenmek için, belirli bir tölansla daha az sayıda iterasyonla denge sağlanır. K lineer-elastik davranışı belirtir ve bu durum aşağıdaki biçimde formülize edilir.

$$[K] = \int [B]^T [D^e] [B] dV \quad (\text{elastik rijitlik matrisi}) \quad (4.42)$$

4.5 Konsolidasyon Teorisi

Oluşan fazla boşluk suyu basıncının tamamen sönümlenmesi kil tabakalarının kalınlığına ve permeabilite katsayılarına bağlı olarak uzun süreli olabilmektedir. Konsolidasyon süresince, su tarafından karşılanan normal gerilme zemin iskeletine aktarılır. Zemin iskeleti tarafından taşınan yük arttığı zaman zemin iskeleti deformasyon eğilimi gösterecektir. Bu zamana

bağlı deformasyonlar sonucu zeminlerin önemli bir derecede oturduğu gözlenebilir.

4.5.1 Temel konsolidasyon teorisi

Plaxis'de konsolidasyon analizlerinde Biot konsolidasyon teorisi (Biot, 1956) kullanılmıştır. Bu teoride sıvı akışı Darcy kanununa uyar ve zemin iskeletinin davranışı elastiktir. Formülasyon küçük şekil değiştirme teorisi (small strain theory) üzerine kurulmuştur ve Terzaghi teorisine göre gerilmeler efektif gerilmeler ve boşluk suyu basınçları olarak ayrıştırılmıştır.

$$\{\sigma\} = \{\sigma'\} + \{m\} (u_0 + \Delta u) \quad (4.43)$$

$$\{\sigma\} = (\sigma_{xx}, \sigma_{yy}, \sigma_{zz}, \sigma_{xy}, \sigma_{yz}, \sigma_{zx})^T \text{ ve } \{m\} = (1 \ 1 \ 1 \ 0 \ 0 \ 0)^T \quad (4.44)$$

Burada, $\{\sigma\}$, toplam gerilme vektörü $\{\sigma'\}$, efektif gerilme vektörü Δu , fazla boşluk suyu basıncı $\{m\}$, bir vektördür ve normal gerilmeler için 1, kayma gerilmeleri için 0 değerini alır. Konsolidasyon sonundaki kararlı durum u_0 ile ifade edilir.

$$u_0 = \gamma_w \times h \quad (4.45)$$

olarak belirtilir. Burada γ_w suyun birim hacim ağırlığı ve h ise zemin yüzünden itibaren derinliktir. Plaxis programında basınç gerilmeleri (-), çekme gerilmeleri (+) olarak gösterilmiştir.

$$\{\dot{\sigma}'\} = [M] \{\dot{\epsilon}\} \text{ eşitliğinde } \{\epsilon\} = (\epsilon_{xx}, \epsilon_{yy}, \epsilon_{zz}, \gamma_{xy}, \gamma_{yz}, \gamma_{zx})^T \text{ ve } [M] \text{ malzeme rijitlik matrisidir.}$$

4.5.2 Konsolidasyon sonlu eleman formülasyonu

Sonlu elemanlar yaklaşımında standart notasyonlar,

$$\{u\} = [N] \{v\} \quad \{\epsilon\} = [B] \{v\} \quad \{p\} = [N] \{p_n\} \quad (4.46)$$

şeklinde gösterilir.

$\{p_n\}$, düğüm fazla boşluk suyu basıncı vektörü $\{p\}$, eleman boşluk suyu basıncı vektörüdür. Genellikle boşluk suyu basınçları ve yer değiştirmeler için farklı şekil fonksiyonları kullanılmaktadır, ancak Plaxis'de yer değiştirmeler ve boşluk suyu basınçları için aynı şekil fonksiyonları kullanılmıştır. Artımsal denge eşitliği sonlu eleman yaklaşımına uygulanırsa,

$$\int [B]^T \{d\sigma\} dV = \int [N]^T \{df\} dV + \int [N]^T \{dt\} dS + \{r_0\} \quad (4.47)$$

$$\{r_0\} = \int [N]^T \{f_0\} dV + \int [N]^T \{t_0\} dS - \int [B]^T \sigma_0 dV \quad (4.48)$$

elde edilir. $\{f\}$, zeminin kendi ağırlığından dolayı oluşan kütle kuvvetleri, $\{t\}$, yüzey çekme kuvvetleridir. Genellikle kalıcı kuvvet vektörü (residual force vector) $\{r_0\}$ sıfır olmalıdır fakat bir önceki yük adımından dolayı doğru olmayabilir. Kalıcı kuvvet vektörü hesaba dahil edildiğinde ise kendi kendini düzeltir. Toplam gerilmeleri boşluk suyu basıncı ve efektif gerilme olarak ayırarak, düğümdeki denge eşitliği aşağıdaki bünye ilişkisi ile ifade edilir,

$$[K]\{dv\} + [L]\{dp_n\} = \{df_n\} \quad (4.49)$$

$$\{df_n\} = \int [N]^T \{df\} \{dV\} + \int [N]^T \{dt\} dS \quad (4.50)$$

$\{df_n\}$ artımsal yük vektörüdür. Akım problemlerinin formülasyonunda, süreklilik eşitliği aşağıdaki biçimde belirtilir (Rheinholdt ve Riks, 1986).

$$\nabla^T [R] \nabla (\gamma_w y - u_0 - p) / \gamma_w - \{m\}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} + \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (4.51)$$

$$[R] = \begin{bmatrix} k_x & 0 \\ 0 & k_y \end{bmatrix} \quad (4.52)$$

[R] permeabilite matrisidir. Bu süreklilik eşitliğinde işaret kabülü olarak u_0 ve p 'nin basınç durumumunda işaretinin negatif olduğu kabul edilir. Kararlı durum çözümü aşağıdaki eşitlikle tanımlanır (Vermeer ve Verruijt 1981).

$$\nabla^T [R] \nabla (\gamma_w y - u_0) / \gamma_w = 0 \quad (4.53)$$

Süreklilik denklemleri aşağıdaki formu alır,

$$\nabla^T [R] \nabla p / \gamma_w + \{m\}^T \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} - \frac{n}{K_w} \frac{\partial p}{\partial t} = 0 \quad (4.54)$$

Galarkin yöntemi ve sınır koşulları sonlu elemanlar formülasyonuna uygulanırsa aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$-[H]\{p_n\} + [L]^T \frac{dv}{dt} - [S] \frac{dp_n}{dt} = \{q\} \quad (4.55)$$

$$H = \int [\nabla N]^T [R] [\nabla N] / \gamma_w dV \quad [S] = \int \frac{n}{K_w} [N]^T [N] dV \quad (4.56)$$

Burada $\{q\}$, vektörü sınırdan dışarıya doğru akımı belirtir. Ancak Plaxis'de $q=0$ dır, gerçekte suyun kütle modülü ve dolayısıyla suyun sıkışabilirliği zeminin sıkışabilirliğine göre ihmal edilebilir. Plaxis'de konsolidasyon analizlerinde girdileri minimize edebilmek için K_w için bir ön değer verilir.

$$\frac{K_w}{n} = 100K' = \frac{100E}{3(1-2\nu)} \quad (4.57)$$

Suyun kütle modülü K_w , zeminin kütle modülünden K' den 100 kat büyük alınmıştır. Denge ve süreklilik denklemleri bir blok matris şeklinde belirtilirse aşağıdaki eşitlik elde edilir.

$$\begin{bmatrix} [K] & L \\ [L]^T & -[S] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \frac{d\mathbf{v}}{dt} \\ \frac{d\mathbf{p}_n}{dt} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & [H] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \mathbf{v} \\ \mathbf{p}_n \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \frac{d\mathbf{f}_n}{dt} \\ \mathbf{q}_n \end{bmatrix} \quad (4.58)$$

Bu denklemi çözmek için adım adım integrasyon yöntemi uygulanır, Δ sembolü sonlu artımı gösterir. İntegrasyon sonucunda aşağıdaki eşitlik elde edilir (Bathe, 1982).

$$\begin{bmatrix} [K] & L \\ [L]^T & -[S^*] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\Delta \mathbf{v}\} \\ \{\Delta \mathbf{p}_n\} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 & 0 \\ 0 & \Delta t [H] \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \{\mathbf{v}_0\} \\ \{\mathbf{p}_{n0}\} \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} \{\Delta \mathbf{f}_n\} \\ \Delta t \{\mathbf{q}_n^*\} \end{bmatrix} \quad (4.59)$$

$$[S^*] = \alpha \Delta t [H] + [S] \quad \{\mathbf{q}_n^*\} = \{\mathbf{q}_{n0}\} + \alpha \{\Delta \mathbf{q}_n\} \quad (4.60)$$

Burada, $\mathbf{v}_0$ ve $\mathbf{p}_{n0}$ bir zaman adımının başlangıç değerini belirtir. α zaman integral katsayısıdır, genellikle α 'nın değeri 0 ile 1 arasında değişir, Plaxis'de $\alpha=1$ olarak alınmıştır.

4.5.3 Elastoplastik konsolidasyon

Genellikle, non-lineer malzeme modeli kullanıldığında, doğru çözüme ulaşmak için iterasyona ihtiyaç vardır. Plastisite veya gerilme bağımlı rijitlik davranışı nedeniyle, denge denklemleri yukarıdaki teknikler kullanılarak tanımlanamaz. Bu nedenle denge denklemini yeniden düzenlenirse (4.49) eşitliği alt artımsal biçimde aşağıdaki gibi yazılır,

$$[K]\{\delta \mathbf{v}\} + [L]\{\delta \mathbf{p}_n\} = \{\mathbf{r}_n\} \quad (4.61)$$

$\{\mathbf{r}_n\}$, global kalıcı kuvvet vektörü (global residual force vector) $\{\Delta \mathbf{v}\}$, toplam yer değiştirme vektörüdür. Bu vektör alt artımsal form $\delta \mathbf{v}$ 'nin gözönüne alınan adımdaki bütün iterasyonlardan sonraki toplamıdır.

$$\{\mathbf{r}_n\} = \int [N]^T \{f\} dV + \int [N]^T \{t\} ds - \int [B]^T \{\sigma\} dV \quad (4.62)$$

$$\{f\} = \{f_0\} + \{\Delta f\} \quad \{t\} = \{t_0\} + \{\Delta t\} \quad (4.63)$$

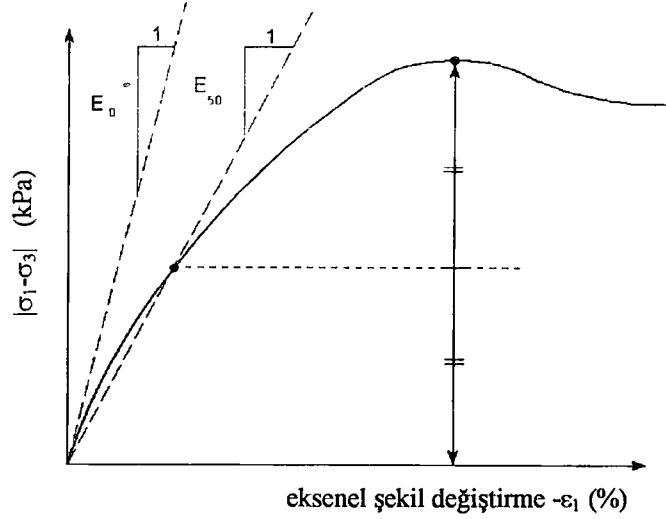
Birinci iterasyonda $\{\sigma\} = \{\sigma_0\}$ alınır, yani hesap adımının başındaki gerilme olarak alınır

4.6 Analizlerde Kullanılan Malzeme Modelleri

Bu çalışmada analizler iki farklı malzeme modeli kullanılarak yapılmıştır. Önce zemin mekaniği problemlerinde çok yaygın olarak kullanılan Mohr-Coulomb Modeli kullanılmış ve bu modelde malzeme davranışı ideal elasto-plastik olarak alınmıştır. Daha sonra ise geoteknik problemlerin analizinde sıkça kullanılan efektif gerilmelere göre analiz yapan ve yumuşak zeminlerin davranışını daha iyi modelleyebilen Modifiye Cam-Clay modeli kullanılmıştır. Yalnız bu çalışmada, modelin özel bir durumu olarak göçme Mohr-Coulomb göçme kriterine göre tanımlanmış ve Plaxis programında bu model Soft-Soil model olarak belirtilmiştir. Model formülasyonunda izotropik pekleşme ve bileşik olmayan akış kuralına göre hızdan bağımsız elasto-plastik artımsal teori kullanılmıştır. Bu modelde, ideal elasto-plastik modelin tersine asal gerilme uzayında sabit olmayan bir akma yüzeyi ile pekleşmede hesaba katılmış ve permeabilite katsayısı e-log k ilişkisi ile non-lineer olarak kullanılmıştır.

4.6.1 Mohr-Coulomb modeli

Bu modelde plastik davranışı modellemek için üç zemin parametresi c' (kohezyon), ϕ' (içsel sürtünme açısı), ψ (genleşme açısı) ve elastik davranışı modellemek için ise E' (elastisite modülü) ve ν' (Poisson oranı) kullanılmaktadır. Geleneksek üç eksenli deneylerde genellikle gerilme-şekil değiştirme eğrisinin başlangıç eğimi başlangıç rijitlik modülü E_0 ve deviator gerilmenin %50'sine karşılık gelen rijitlik modülü ise Secant modülü olarak E_{50} şeklinde Şekil 4.2 'de gösterilir.



Şekil 4.2 Standart drenajlı üç eksenli deneyden E_0 ve E_{50} 'nin tanımlanması

Bu modelde kumlar ve normal konsolide killer için Secant modülünü kullanmak daha uygun olmaktadır. Mohr-Coulomb modelinde akma durumu asal gerilmelere göre belirtilen üç akma fonksiyonuna göre tanımlanmıştır.

$$f_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\phi' - c'\cos\phi' \geq 0 \quad (4.64)$$

$$f_2 = \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\phi' - c'\cos\phi' \geq 0 \quad (4.65)$$

$$f_3 = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\phi' - c'\cos\phi' \geq 0 \quad (4.66)$$

Akma fonksiyonundaki iki plastik model parametresi içsel sürtünme açısı ϕ' ve kohezyon c' dir. Bu üç akma fonksiyonu asal gerilme uzayında bir hegzagonal koniyi temsil etmektedir. Mohr-Coulomb modelinde plastik davranışı tanımlamak için bu üç akma fonksiyonuna ek olarak üç plastik potansiyel fonksiyon tanımlanmıştır.

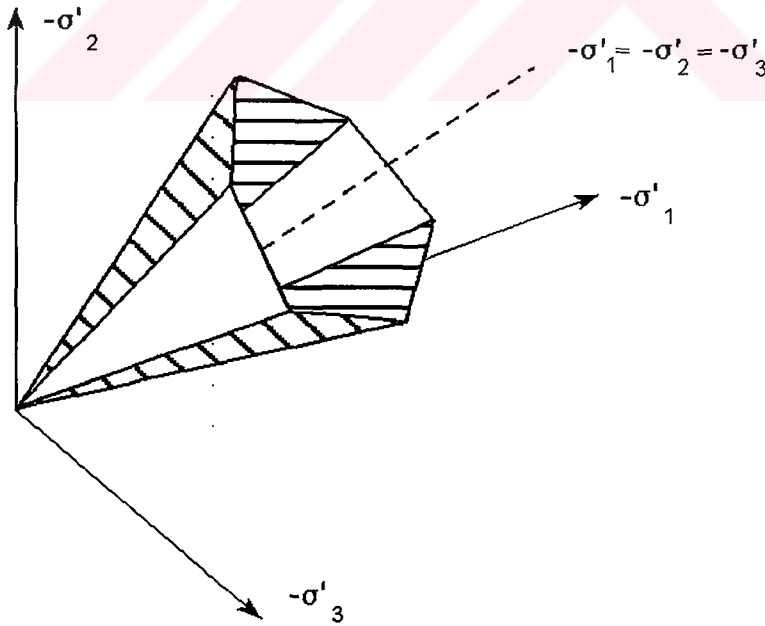
$$g_1 = \frac{1}{2}|\sigma'_2 - \sigma'_3| + \frac{1}{2}(\sigma'_2 + \sigma'_3)\sin\psi \quad (4.67)$$

$$g_2 = \frac{1}{2}|\sigma'_3 - \sigma'_1| + \frac{1}{2}(\sigma'_3 + \sigma'_1)\sin\psi \quad (4.68)$$

$$g_3 = \frac{1}{2}|\sigma'_1 - \sigma'_2| + \frac{1}{2}(\sigma'_1 + \sigma'_2)\sin\psi \quad (4.69)$$

Plastik potansiyel fonksiyonları üçüncü bir plastisite parametresi genişleme açısı Ψ içerir, modelin ayrıntıları Smith ve Griffith (1982) 'de verilmiştir.

Bu modelde iki basitleştirme yapılmıştır, birincisi sabit bir Elastisite modülünün kullanılması diğeri ise zeminin göçtükten sonra limitsiz genişleme eğiliminde olmasıdır. Gerçek davranışta, zemin göçtükten sonra, zemin boşluk oranı kritik bir değere ulaşmakta ve genişleme sona ermektedir. Analizlerde aşamalı yüklemeden dolayı rijitlik modülündeki değişim plastik potansiyel fonksiyonundaki efektif gerilme değerlerinin değişimi ile hesaba katılmıştır. Şekil 4.3'de asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c'=0$) gösterilmiştir.



Şekil 4.3 Asal gerilme uzayında Mohr-Coulomb akma yüzeyi ($c'=0$)

4.6.2 Soft-Soil model

Bu model yumuşak zeminlerin davranışını modellemek için geliştirilmiş izotropik, elasto-plastik şekil değiştirme pekleşmeli bir modeldir. Herhangi bir düzlemde akma fonksiyonu izotropik gerilmelere göre elips şeklindedir. Modelin bazı özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

- Gerilme bağımlı rijitlik
- Birincil yükleme ve boşaltma-tekrar yükleme arasındaki ayrım
- Ön konsolidasyon gerilmesi için hafıza
- Mohr-Coulomb kriterine göre göçme davranışı

Modeli tanımlamak için toplam 7 zemin parametresine gereksinim vardır. Bunlar Mohr-Coulomb modelinde olduğu gibi göçme parametreleri c' , ϕ' , ψ ve modifiye izotropik sıkışma indisi λ^* , modifiye şişme indisi κ^* , M parametresi ve v_{ur} boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranıdır. Bu parametreler, sıkışma indeksi (C_c), şişme indeksi (C_s), Cam-Clay parametreleri λ , κ ve boşluk oranı (e) değerleri kullanılarak aşağıdaki eşitliklerle bulunabilir.

$$\lambda^* = \frac{C_c}{2.3(1+e)} \quad \lambda^* = \frac{\lambda}{(1+e)} \quad (4.70)$$

$$\kappa^* = 1.3 \left(\frac{1-v_{ur}}{1+v_{ur}} \right) \left(\frac{C_s}{1+e} \right) \quad \kappa^* = \left(\frac{\kappa}{1+e} \right) \quad (4.71)$$

$$M = 3 \sqrt{\frac{(1-K_0^{nc})^2}{(1+2K_0^{nc})^2} + \frac{(1-K_0^{nc})(1-2v_{ur})(\lambda^*/\kappa^*-1)}{(1+2K_0^{nc})(1-2v_{ur})\lambda^*/\kappa^* - (1-K_0^{nc})(1-2v_{ur})}} \quad (4.72)$$

M normal konsolide durumda yanal zemin basıncı katsayısı $K_0^{(nc)}$ ye bağlı olarak değişmekte olup anlamı orjinal Cam-clay teorisindeki M 'den farklıdır. Bu modelde göçme kritik durumla ilişkili değildir ve göçme Mohr-Coulomb model parametreleri ile tanımlanmaktadır. Boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranı v_{ur} ,

$$\frac{v_{ur}}{1 - v_{ur}} = \frac{\Delta\sigma_{xx}}{\Delta\sigma_{yy}} \quad (4.73)$$

eşitliğinden belirlenebilir. Genellikle v_{ur} değeri 0.10 - 0.20 arasında değişmekte olup bu çalışmada 0.15 olarak alınmıştır. Hesaplarda, konsolidasyon analizlerinde permeabilitenin değişimi e -log k ilişkisi ile non-lineer olarak kullanılmıştır. Bu değişim c_k katsayısı ile gözönüne alınmıştır.

$$\log \left[\frac{k}{k_0} \right] = \frac{\Delta_e}{c_k} \quad (4.74)$$

Burada, Δ_e boşluk oranındaki değişim, k_0 başlangıç permeabilite değeridir. Bu modelde c_k 'nin sıkışma indeksi C_c 'ye eşit olarak alınabileceği Plaxis7 Manual, (1997) 'de belirtilmiştir.

4.6.2.1 Başlangıç ön konsolidasyon gerilmesi

Soft-Soil model (Modifiye Cam-Clay modelinde) başlangıç ön konsolidasyon gerilmesine gereksinim vardır. Eğer malzeme normal konsolide ise ön konsolidasyon gerilmesi başlangıç gerilme durumu ile eşdeğerdir. Eğer malzeme aşırı konsolide ise aşırı konsolidasyon oranına (AKO) gereksinim vardır. Normal konsolide durumda yanıl ve düşey gerilmeler normal konsolide durumdaki yanıl zemin basıncı katsayısı K_0 'a göre belirlenecektir. Aşırı konsolide zeminlerde ise yanıl zemin basıncı katsayısı $K_0^{(oc)}$ normal konsolide zeminlerden büyüktür. Schmidt, (1966) 'da yanıl zemin basıncı katsayısı ile AKO arasındaki ilişki efektif içsel sürtünme açısına göre tanımlanmıştır. Bu çalışmada aşırı konsolide zeminlerde sükunetteki toprak basıncı katsayısı $K_0^{(oc)}$ aşağıdaki ilişki ile belirtilmiştir.

$$K_0^{(oc)} = (1 - \sin\phi')(AKO)^{\sin\phi'} \quad (4.75)$$

4.6.2.2 Gerilme ve şekil değiştirmeler arasındaki ilişki

Soft-Soil modelde hacimsel şekil değiştirmelerle ϵ_v ve ortalama efektif gerilme p' arasında

Şekil 4.4’de gösterilen logaritmik bir ilişki vardır,

$$\varepsilon_v - \varepsilon_v^0 = -\lambda^* \ln \left[\frac{p'}{p^0} \right] \quad (\text{başlangıç sıkışma}) \quad (4.76)$$

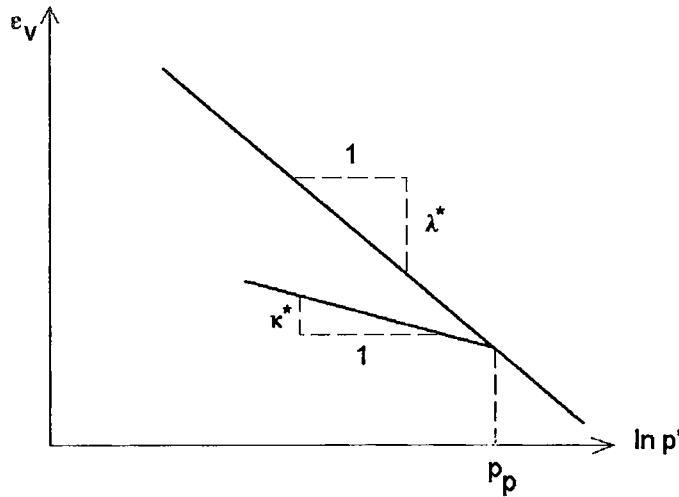
İzotropik boşaltma ve tekrar yükleme durumunda ise hacımsal şekil değiştirmeler aşağıdaki eşitlikle belirlenir.

$$\varepsilon_v^e - \varepsilon_v^{e0} = -\kappa^* \ln \left[\frac{p'}{p^0} \right] \quad (\text{boşaltma-tekrar yükleme}) \quad (4.77)$$

zemin davranışı boşaltma-tekrar yükleme sırasında elastiktir ve elastik davranış Hooke yasasına göre kütle modülünün lineer gerilme bağımlılığıyla aşağıdaki eşitlikle elde edilir.

$$K_{ur} \equiv \frac{E_{ur}}{3(1 - 2\nu_{ur})} = \frac{p'}{\kappa^*} \quad (4.78)$$

Alt indis ur boşaltma-tekrar yükleme ile ilişkili parametreleri belirtir. Elastik kütle modülü, K_{ur} ve Elastik Young modülü E_{ur} , ν_{ur} ve κ^* parametrelerinden hesaplanmaktadır.



Şekil 4.4 ε_v ve ortalama efektif gerilme p' arasındaki ilişki (Plaxis 7 Manual, 1997).

Üç eksenli gerilme durumu için $\sigma_3' = \sigma_2'$ olarak alınmıştır. Bu durumda Soft-Soil model için akma fonksiyonu aşağıdaki gibi belirtilmiştir,

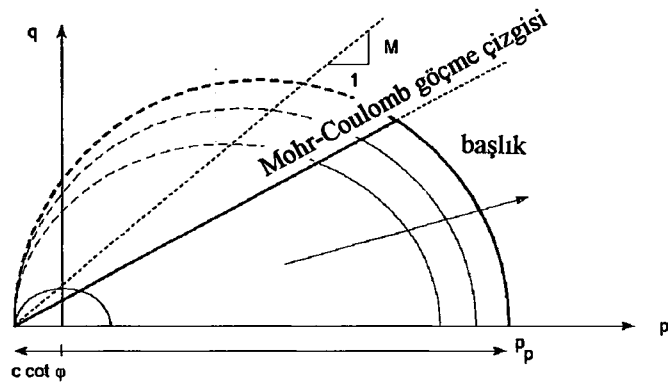
$$f = \bar{f} - p_p \quad (4.79)$$

Burada $\bar{f}(p', q)$ gerilme durumunun bir fonksiyonu ve ön konsolidasyon basıncı p_p plastik şekil değiştirmelerin bir fonksiyonu olarak aşağıdaki eşitliklerle tanımlanabilir.

$$\bar{f} = \frac{q^2}{M^2 (p' + c' \cot \phi')} + p' \quad (4.80)$$

$$p_p = p_p^0 \exp \left[\frac{-\varepsilon_v^p}{\lambda^* - \kappa^*} \right] \quad (4.81)$$

Şekil 4.5 'de gösterildiği gibi akma fonksiyonu $f(p', q)$ düzleminde elips şeklindedir. (4.81) eşitliğinde M parametresi elipsin tepe noktasını tanımlamaktadır, (p', q) düzleminde bütün elipslerin tepe noktaları birleştirildiğinde elde edilen çizginin eğimi M' dir. Modifiye Cam-Clay modelinde M çizgisi kritik durum çizgisini temsil etmekte ve göçtükten sonraki pik durumu göstermektedir. Soft-Soil model de göçme kritik durumla ilişkili değildir. Göçme Mohr-Coulomb mukavemet parametrelerine (c' ve ϕ') göre tariflenmektedir.



Şekil 4.5 $p':q$ düzleminde Soft- Soil Modelin akma yüzeyi (Plaxis 7 Manual 1997).

İzotropik ön konsolidasyon gerilmesi p_p , elipslerin şiddetini belirlemektedir. Bu nedenle Şekil 4.5'de sonsuz sayıda elips mevcuttur ve herbiri bir p_p değerine karşılık gelmektedir. p_p 'nin değeri hacımsal plastik şekil değiştirmeler ve (4.81) eşitliğindeki pekleşme ilişkisinden etkilenmektedir. Bu ilişkide hacımsal plastik şekil değişimler eksponansiyel olarak azaldıkça ön konsolidasyon basıncı artmaktadır. p_p^0 ön konsolidasyon gerilmesinin başlangıç değeridir.

Soft-Soil modelde akma fonksiyonu (4.79) eşitliği ile tanımlanmıştır ve modelde sadece birincil sıkışmadaki plastik hacımsal şekil değiştirmeler hesaplanabilmekte ve akma konturları bir başlık olarak tariflenmektedir. Göçmenin Mohr-Coulomb göçme kriterine göre tanımlandığı modelde akma fonksiyonu $p':q$ düzleminde düz bir çizgi şeklinde gösterilmiştir. Şekil 4.5'deki çizgi Mohr-Coulomb göçme çizgisidir. Göçme çizgisinin eğimi M çizgisinin eğiminden daha küçüktür. Şekil 4.5'de kalın çizgiyle gösterilen toplam akma konturu, elastik gerilme alanının sınırıdır. Göçme çizgisi sabittir fakat birincil sıkışma ile başlık pozisyon değiştirmektedir. Bu sınırlar içinde gerilme izi elastik şekil değiştirme artımlarını vermekte, gerilme izleri sınırları kestiğinde ise hem elastik hemde plastik şekil değiştirme artımlarını vermektedir.

Genel gerilme durumu için, Soft-Soil modelde plastik davranış toplam altı akma fonksiyonu ile tanımlanmaktadır. Bunlar üç sıkışma akma fonksiyonu ve üç Mohr-Coulomb akma fonksiyonudur. Bu altı akma fonksiyonunun sunucu olarak asal gerilme uzayında toplam akma konturu Şekil 4.6 'da gösterilmiştir.

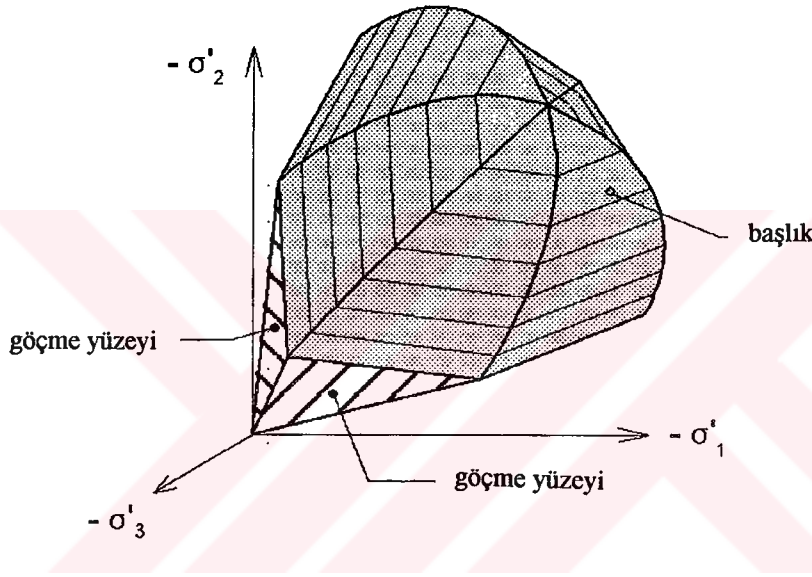
4.6.3 Hard-Soil model

Drenajlı üç eksenli deneyin özel bir durumunda, eksenel şekil değiştirme ve deviatorik gerilme arasında tanımlanan ilişki bir hiperbol ile modellenebilir. Bu ilişki Duncan ve Chang, (1970) tarafından hiperbolik model olarak tanımlanmıştır. Hard-Soil model hiperbolik modelin yerini almış gelişmiş bir bünye modelidir. Modelde plastisite teorisi kullanılmış, zeminin genleşmesi dikkate alınmış ve akma bir akma başlığı ile tanımlanmıştır. Bu model kum, çakıl gibi kohezyonsuz zeminlerde ve çok aşırı konsolide kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Bu zeminlerde yumuşak zeminlerin aksine yükleme altında önemli hacim

değişimleri meydana gelmez. Bu zeminler deviatorik yüklemeye maruz kaldıklarında rijitlik azalır ve plastik şekil değiştirmeler gelişmeye başlar.

Modelin bazı temel özellikleri aşağıda özetlenmiştir.

- m üst sayısına göre gerilme bağımlı rijitlik
- Deviatorik gerilme – şekil değiştirme arasında hiperbolik ilişki
- Deviatorik yükleme ve boşaltma / tekrar yükleme arasında ayırım
- Mohr-Coulomb modeline göre göçme davranışı



Şekil 4.6 Asal gerilme uzayında akma konturları (Plaxis 7 Manual, 1997).

4.6.3.1 Üç eksenli gerilme durumu için hiperbolik ilişki

Modelinin formülasyonu düşey şekil değiştirme (ϵ_1) ve deviator gerilme (q) arasındaki hiperbolik ilişkiden faydalanılarak kurulmuştur. Burada, standart drenajlı deneyler akma eğrileri eğilimi gösterir ve aşağıdaki biçimde gösterilebilir.

$$q < q_f \quad \text{için} \quad \epsilon_1 = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (4.82)$$

Şekil 4.7'de standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemde hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi gösterilmiştir. (4.82) eşitliğindeki E_i başlangıç gerilme bağımlı Young modülüdür ve aşağıdaki eşitlikte ifade edilmiştir.

$$E_i = E_i^{ref} \left[\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{p^{ref}} \right]^m \quad (4.83)$$

Eşitlikteki E_i^{ref} referans çevre basıncı (p^{ref}) göre belirlenen Young modülüdür ve m ise gerilme bağımlılığın miktarını belirleyen indistir. Genellikle $p^{ref}=100$ kPa ve granüler malzemeler için $m=0.5$ olarak alınabilir (Plaxis 7 Manual, 1997).

q_a kayma mukavemetinin asimtotik değeri, q_f nihai deviatorik gerilme değeridir ve aşağıdaki biçimde tanımlanırlar. Gerçek rijitlik üç eksenli basınç deneyinde küçük asal gerilme olarak adlandırılan σ_3' ne bağlıdır. (4.82) eşitliğindeki nihai deviatorik gerilme q_f ve q_a aşağıdaki biçimde tanımlanmıştır.

$$q_f = (c' \cot \phi' - \sigma_3') \frac{2 \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} \quad \text{ve} \quad q_a = q_f / R_f \quad (4.84)$$

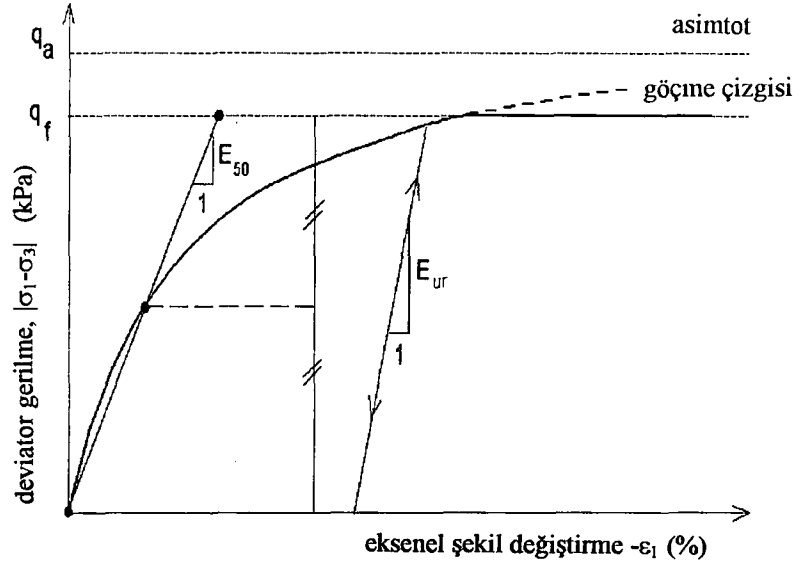
$q=q_f$ durumunda göçme oluşur ve Mohr-Coulomb modelinde tanımlanan ideal plastik akma meydana gelir. $\frac{q_f}{q_a} = R_f$ oranı göçme oranı olarak tariflenir ve değeri genellikle 1'den küçüktür.

Boşaltma-tekrar yükleme gerilme izi için diğer bir gerilme bağımlı rijitlik modülü,

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left[\frac{c' \cot \phi' - \sigma_3'}{c' \cot \phi' + p^{ref}} \right]^m \quad (4.85)$$

E_{ur}^{ref} boşaltma-tekrar yükleme için p^{ref} referans gerilmesine göre referans Young Modülüdür.

Birçok pratik durumda $E_{ur}^{ref} = E_i^{ref}$ olarak alınabilir.



Şekil 4.7 Standart bir üç eksenli basınç deneyi için birincil yüklemede hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Plaxis 7, Manual 1997).

4.6.3.2 Akma fonksiyonu

Üç eksenli basınç deney koşullarına uygunluk için küçük asal gerilme $\sigma_3' = \sigma_2'$ ve σ_1' büyük asal gerilme olarak alınmıştır. Standart drenajlı üç eksenli deneydeki gerilme izleri gözönünde bulundurulduğu zaman bu model (4.81) eşitliğinde olduğu gibi hiperbolik gerilme şekil değiştirme eğrisini verir. Hiperbolik modelden farklı olarak plastik şekil değiştirmeleri veren bir akma fonksiyonunun modelde olmasıdır.

$$f = \bar{f} - \gamma^p \quad (4.86)$$

$\bar{f}$ gerilmelerin bir fonksiyonudur ve γ^p plastik şekil değiştirmelerin bir fonksiyonudur.

$$\bar{f} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{2q}{E_{ur}} \quad \gamma^p = -(2\varepsilon_1^p - \varepsilon_v^p) \approx -2\varepsilon_1^p \quad (4.87)$$

üst indis (p) plastik şekil değiştirmeleri belirtmektedir. Sert zeminler için plastik hacim değişimleri (ε_v^p) küçük olduğundan şekil değiştirme pekleşme parametresi $\gamma^p \approx 2\varepsilon_1^p$

şeklinde ifade edilebilir. Yukarıdaki eşitlikteki $\bar{f}$ 'nin tanımlanması için (4.82) eşitliğindeki hiperbolik bağıntı denkleminde karşılaştırılmalıdır. Birincil yüklemede $f=0$ durumunda akma meydana gelmekte, ve akma oluşuktan sonra $\gamma^p = \bar{f}$ durumu oluşur ve (4.87) eşitliği ile devam edilir.

$$\varepsilon_1^p \approx \frac{1}{2} \bar{f} = \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} - \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.88)$$

Plastik şekil değiştirmelere ek olarak model elastik şekil değiştirmeleri de hesaba katmaktadır. Plastik şekil değiştirmeler sadece birincil yükleme durumunda meydana gelirken, elastik şekil değiştirmeler hem yükleme hem de boşaltma-tekrar yükleme durumunda meydana gelmektedir. Drenajlı üç eksenli deney gerilme izleri için, $\sigma_3' = \sigma_2' = \text{sabit}$ durumunda Elastik Young modülü E_{ur} sabit kalır ve elastik şekil değiştirmeler aşağıdaki eşitlik ile verilir.

$$\varepsilon_1^e = \frac{q}{E_{ur}} \quad \varepsilon_2^e = \varepsilon_3^e = -\nu_{ur} \frac{q}{E_{ur}} \quad (4.89)$$

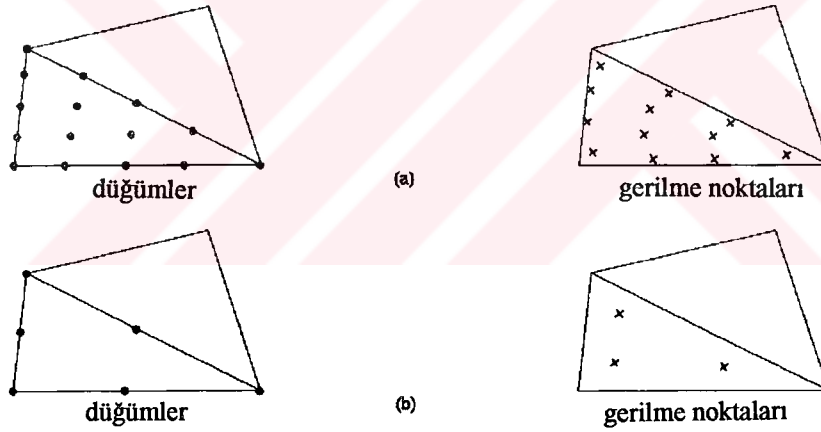
Deviatorik yükleme sırasında gelişen şekil değiştirmelerde sınırlama olduğu unutulmamalıdır. Deneyin birinci aşamasında gelişen şekil değiştirmeler göz önünde bulundurulmamıştır. İzotropik sıkışmanın birinci adımı için, pekleşen zemin modeli elastik hacim değişimlerini Hooke yasalarına göre tahmin etmekte, fakat bu şekil değiştirmeleri (4.89) eşitliği içermemektedir. Üç eksenli deneyin deviatorik yükleme kademesi için eksenel şekil değiştirmeler (4.89) eşitliği ile hesaplanan elastik bileşenle ve (4.88) eşitliğinden belirlenen plastik bileşenle hesaplanmaktadır. Böylece üç eksenli deneyin deviatorik yükleme aşamasındaki elastik ve plastik eksenel şekil değiştirmeler aşağıdaki eşitlikle belirlenebilir.

$$\varepsilon_1 = \varepsilon_1^e + \varepsilon_1^p \approx \frac{1}{E_i} \frac{q}{1 - q/q_a} \quad (4.90)$$

Bu ilişki plastik hacımsal şekil değıştirmeleri içermemektedir ($\epsilon_v^p=0$), gerçekte plastik hacımsal şekil değıştirmeler hiçbir zaman sıfır olmaz, fakat sert zeminler için hacımsal şekil değıştirmeler aksenel şekil değıştirmelerle karşılaştırıldığı zaman oldukça küçük olduğundan (4.90) eşitliği genellikle doğrudur.

4.7 Sonlu elemanlar analizinde kullanılan eleman tipi ve gerilme noktaları

Bu çalışmada sonlu elemanlar ağının oluşturulmasında üçgen elemanlar kullanılmıştır. Bu üçgen elemanlar 6 ve 15 düğüm noktalı olarak seçilebilir. Gerilmelerin ve göçme yüklerinin daha doğru hesaplanabilmesi için 15 düğüm noktalı elemanın seçilmesi daha doğru olacaktır. Düğüm noktalarının elemanlar üzerindeki dağılımı Şekil 4.8a'da gösterilmiştir. Analizlerde yer değıştirmeler düğüm noktalarında gerilmeler ise Şekil 4.8b'deki gerilme noktalarında hesaplanmıştır. 6 düğüm noktalı üçgen elemanda 3 gerilme noktası, 15 düğüm noktalı üçgen elemanda ise 12 gerilme noktası vardır.



Şekil 4.8 Analizlerde kullanılan elemanlar, düğüm noktaları ve gerilme noktaları

Bu çalışmada, Alibey barajı temel zemini gerilme-şekil değıştirme-konsolidasyon analizlerinde gerilmelerin belirlenmesi önemli olduğu için 15 düğüm noktalı elemanlar kullanılmıştır.

5. ALİBEY BARAJININ TANITILMASI ve TEMEL ZEMİNİNİN GEOTEKNİK İNCELENMESİ

1950' li yıllarda İstanbul'un hızla artan nüfusu ve gelişen sanayi için gerekli olan içme suyu gereksinimi büyük önem kazanmıştır. Bu problemin çözümü için çalışmalar 1960 yılından buyana yoğunlaşmış, bölgede mevcut su kaynaklarının olasılığı ve niteliği ile bunlardan yararlanma şeklini, sırasını ve yapılması gerekli mühendislik yapılarını saptayan sürekli ve birbirini tamamlayıcı nitelikte çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışmalar sonucu, 1968 yılında Alibey deresi üzerinde Alibey gölünü yaratacak bir toprak dolgu inşa edilmeye başlanmıştır. Yaklaşık 15 yıla yayılan bir aşamalı dolgu programıyla inşa edilen baraj, geniş bir vadiyi kapsamaktadır. 30-33 metre kadar derinliğe varan vadi tabanında yer yer kum bantları içeren orta katı plastik bir kil tabakası (alüvyon) yer almakta, bu kil tabakası derinleştikçe kum içeriği ve katılık derecesi artmaktadır. Vadi ortasında 30 metre kadar derinlikte rastlanan ve "kaya" diye adlandırılan taban, şist ve kum taşı formasyonundan oluşmaktadır.

Baraj temel zeminini oluşturan, yaklaşık 30 m kalınlıktaki yüksek sıkışabilirliğe sahip alüvyal zemin, Alibey barajı için zorlu stabilite problemleri yaratmakta olup, bu barajı dünyada böyle sorunlu zeminler üzerine inşa edilen az sayıdaki barajlar arasına sokmaktadır. Ön planlama çalışmalarında, baraj dolgusunun varolan kil tabakası üzerine aşamalı olarak inşası veya bu zeminin kazılarak kaya taban üzerine inşa yöntemiyle karşılaştırılarak değerlendirilmiş ve birinci seçeneğin ikinci seçeneğe göre daha ekonomik ve hızlı olduğu sonucuna varılmıştır.

Baraj temel zeminin inşaatından bugüne kadar geçirdiği evrimin incelenmesi ve gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışının analiz edilmesi Alibey barajı gibi yumuşak zeminler üzerinde yer alan baraj inşaatlarının gelecekte planlanması açısından önemli ipuçları verecektir.

5.1 Alibey Barajı Yerleşim Planı ve Geometrisi

İstanbul şehrinin su gereksinimini karşılamak üzere Alibey deresi üzerinde inşa edilen Alibey

barajının Şekil 5.1'de yerleşim planı, Şekil 5.2'de temel zemini ve dolgu en kesiti gösterilmiştir. Barajın kret genişliği 15 m, yüksekliği 28 m, taban genişliği 304 m, uzunluğu ise 550 m dir. Toprak dolgu hacmi 2 milyon m³ civarında olan Alibey barajında tipik bir kesit kil çekirdek yanında çakıllı ve kumlu filtre malzemeleri ve en üstte kaya dolgudan oluşmaktadır. Genel olarak Alibey barajı menba batardosu, ana gövde ve mansap batardosundan oluşmuştur. Şekil 5.1'de görüldüğü gibi gövde ile mansap batardosu aynı doğrultuda, menba batardosu farklı doğrultuda tasarlanmıştır. Menba batardosu homojen olmayan toprak bir dolgu olup, çekirdek kısmı çoğunluk silt-kil, iki yanı ise kaya dolgudur. Batardo yaklaşık 300 m uzunluğunda, taban kesiti 81 m, kenarları 3/1 eğimli ve yüksekliği 11 metredir. Mansap batardosu dolgusunda kazı malzemesi kullanılmış, batardolar ile baraj gövdesi arasında kalan ara dolgularda ise kumlu kil dolgu malzemesi yer almıştır. Alışılmışın dışında bir en kesite sahip olan bu toprak dolgu barajın menba ve mansap batardoları doğrudan temel zemini üzerine aşamalı olarak yerleştirilmiş, baraj gövdesinin değişik kesitlerinde ise konsolidasyonu hızlandırmak için farklı aralıklarda düşey kum drenler uygulanmıştır. Baraja ait diğer karakteristik özellikler Çizelge 5.1'de verilmiştir.

Çizelge 5.1 Baraja ait karakteristik özellikler

Baraj tipi	Toprak dolgu
Talvegden yüksekliği	28 m
Kret kotu	34 m
Kret uzunluğu	304 m
Kret genişliği	15 m
Normal su kotu	26 m
Maksimum su kotu	29.75 m
Drenaj alanı	160 km ²
Dere pik akışı	1000 m ³ /yıl
Ortalama yıllık yağış	800 mm/yıl
Ortalama yıllık akım	280 mm/yıl
Aktif depolama	35 000 000 m ³
Maksimum kapasite	65 000 000 m ³
Dolgu hacmi	2 000 000 m ³

5.2 Marmara Bölgesinin Genel Jeolojisi

Marmara bölgesinin temelinde Paleozoyik yaşlı formasyonlar yer almaktadır. Paleozoyik yaşlı bu formasyonlar yakından incelendiklerinde, bunların kumtaşı, silttaşı ve kilaşlarından oluştukları gözlenmektedir. Genellikle grovak olarak adlanan bu litolojiler çoğunlukla İstanbul Boğazı'nın doğusunu oluşturan Kocaeli Yarımadası'nın büyük bir kısmında mostra vermektedir. İstanbul Kocaeli Yarımadası'ndaki Paleozoyik, Ordoviziyen dönemiyle başlamakta ve "Arkoz Serisi" olarak adlandırılan kırıntılı kayalardan oluşmaktadır. İstif üstü doğru Silüryen yaşlı alacalı şeyl ve grovaklardan; Devoniyen, Kireçtaşı ve şeyllerden; Karbonifer dönemi ise çörtlerden, grovaklardan ve silttaşlarından (Trakya Formasyonu) meydana gelmişlerdir. Bu istif yer yer granitler tarafından kesilmektedir. Paleozoyik istifini kırmızı renkli bir konglomera-kumtaşı serisiyle başlayan Triyas yaşlı formasyonlar diskordan örtmektedir. Triyas üzerine ise açılı uyumsuzlukla tansgresif olarak konglomera (Hereke Pudingleri) ve kireçtaşları gelmektedir. Üst Kretase yaşlı bu oluşukların üst seviyeleri fliš, marn ve kireçtaşlarıyla devam etmektedir. Paleozoyik ve Mesozoyik yaşlı formasyonlar ve Senozoyik yaşlı genç çökeller tarafından diskordan örtülmektedir. Tersiyer yaşlı genç çökeller genellikle İstanbul Boğazı batısında Trakya Havzası'nda oluşmuşlar ve bu bölgede geniş mostra yayılımlarıyla dikkati çekmektedirler. Edirne-İstanbul arasında yer alan bu sedimentlerin kalınlıkları yer yer 2000 metreyi geçmektedir. Trakya Havzası'nın Orta Eosen döneminde çökelmeye başlayan sedimentleri birbirini izleyen dönemlerde trasgresyonla oluşmuş ve regresyonla sonlanarak gelişmişlerdir. Çökeltme, önce sığ deniz tortularıyla başlamış, bunu derinleşen deniz tortuları izlemiş, daha sonra tekrar sığ deniz ve karasal tortularla sonuçlanmıştır. Bunun sonucu, ya kireçtaşı ve sığ deniz kırıntıları, ya da mikalı kum ve killerden oluşan tortullar çökelmişlerdir. Neojen yaşlı genç çökeller ise Eosen yaşlı formasyonlar üzerinde diskordan olarak gelişen karasal-gölsele oluşuklardır. Bunlar alttan üste doğru aşırı konsolide kil (Gürpınar Formasyonu), çakıllı siltli kum (Çukurçeşme Formasyonu), organik kil (Güngören Formasyonu) ve marn-kireçtaşlarıdır (Bakırköy Formasyonu). Tüm bu formasyonlar dere yataklarında güncel alüvyal çökeller tarafından diskordan olarak örtülmektedirler (Yıldırım vd., 1992).

5.2.1 Alibey baraj yeri ve çevresinin jeolojisi

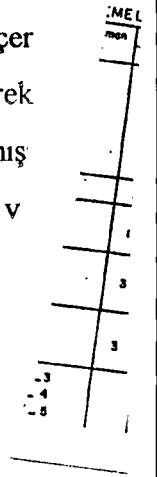
Alibey barajı, Alibeyköy deresi üzerinde ve derenin Haliç'e bağlandığı yerin 4,5 km kuzeyinde yer almaktadır. Alibey barajı toprak dolgu tipinde, Alibey deresi 'nin 30-33 m kalınlığındaki güncel alüvyonları üzerinde inşa edilmiştir.

Alibey barajı aks yeri ve çevresi yayvan "V" tipini oluşturan bir vadide yer almakta olup akarsu vadisi düzlüğü ortalama 300 m genişliktedir. Vadinin sol yamacı yaklaşık 26° derece ve sağ yamacı ise 23° derecelik bir eğime sahiptir. Bu yamaçlar kahverenkli, ince; orta katmanlı ve bol çatlaklı kiltası, silttaşı ve kumtaşı olarak adlandırılan grovak kayalarından oluşmaktadır. Dere taban kotundan itibaren vadi yamaçlarında yer alan tepe yükseklikleri ortalama 60 m'dir.

Vadi tabanında ise grovak kayaları Alibey deresi 'nin değişik dönemlerde taşıdığı kalın bir alüvyon tabakası ile örtülmektedir. Vadi talveg 'inde ortalama 33 m 'yi bu alüvyal çökeller mevcut sondajlardan elde edilen verilere göre ana kayayı oluşturan grovaklara kadar birbirleriyle korele edilebilir ve endeks özellikleri farklı 4 ana zondan meydana gelmiştir. Bu zonlar yüzeyden itibaren sarı kil, yeşil kil, siyah kil (gri kil) ve killi-kumlu çakıl zonundan oluşmaktadır. Yanal yönde ve aynı derinlikte merceksel nitelikte devam eden bu kil gruplarının arasında bölgenin rejiminin arttığı dönemlere bağlı olarak sellenme sonucu değişik zamanlarda derenin eski dönemlerde taşıdığı çakıl ve kum cepleri yer almaktadır (Özaydın vd.1998).

5.3 Arazi Ölçüm Aletleri

Toprak dolgu inşası sırasında temel zemininde drenajsız göçmeye karşı güvenliğin sağlanması ve zemin hareketlerinin kontrol altında tutulabilmesi için geniş kapsamlı arazi ölçümleri yapılması kararlaştırılmıştır. Çok sayıda oturma plakası, boşluk suyu basıncı ölçer (piezometre) ve yanal deplasman ölçer (inklinometre) temel zeminine yerleştirilerek oluşturulan bu ölçüm sistemi ile uygulanan dolgu yükleri altında temel zemini davranış izlenebilmiştir. Baraj kesitinin farklı noktaları altında önce menba batardosu (B22 aksı) v

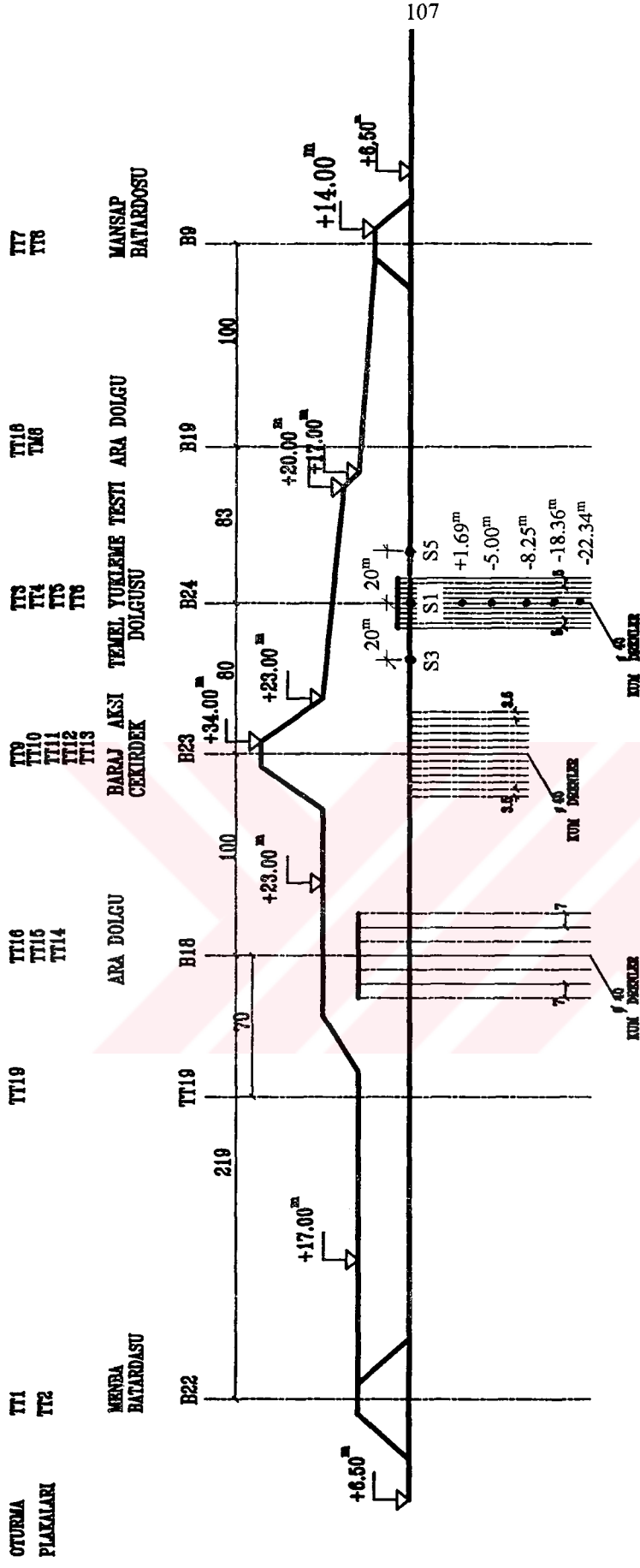


B24 aksı altındaki zemin davranışı gözlenmiş, arazi davranışı ile uyumlu dolgu inşa programı oluşturularak barajın güvenli bir şekilde tamamlanması sağlanmıştır. (Özçoban 1997)'de DSİ yetkililerinden temin edilen 1968-1983 yılları arasında kaydı tutulan arazi ölçümleri bilgisayar ortamında depolanmış ve tasnif edilmiştir. Bu çalışmalar sırasında en düzgün kayıtların oturma plakası okumaları olduğu gözlenmiştir. Piezometre ölçüm kayıtlarının ilk yıllara ait olanları (1968-1973) bulunamamış ve bu aletlerin önemli bir kısmının zaman içinde işlerliğini yitirdiği belirtilmiştir.

Yanal hareketleri kontrol altında tutabilmek için deneme dolgusu (B24 aksı) altına anakayaya kadar inen inklinomeler yerleştirilmiş, düşey hareketlerin kontrolü için ise menba batardosu (B22), ara dolgu (B18), baraj aksı (B23), ara dolgu (B24), mansap batardosu (B9) akslarına oturma plakaları yerleştirilmiştir. Yine tüm akslara dolgu yükünden oluşacak boşluk suyu basınçlarını ölçmek için piezometreler yerleştirilmiştir (Şekil 5.1). Baraj ve çevresine jeodezik ölçüm blokları ve sismograflar yerleştirilmiştir. Yerleştirilen bu enstrümantasyon ile inşaatın tamamlanmasından sonrada devam eden ve yaklaşık 25 yıllık bir süreyi kapsayan arazi ölçümleriyle, barajın üzerine yerleştirildiği alüvyon zeminin uzun süreli davranışı hakkında çok değerli veriler toplanmıştır. Ayrıca, Alibey barajı ve yakın çevresinde 1987 yılı Mart ayında ilk defa kurulmuş olan ve toplam 26 noktadan oluşan mikrojeodezik ağ ile değişik tarihlerde yapılan ölçümlerle, nümerik analiz sonucunda belirlenen yüzey ölçümleri karşılaştırılmıştır (Özaydın vd. 1998).

5.3.1 Oturma plakaları

Alibey barajı altında temel zemininde düşey deformasyonların kontrolü için, dolgu inşası öncesi temel zeminine oturma plakaları yerleştirilmiştir. Menba batardosu B22 aksına TT1, TT2, B18 aksına TT14, TT15, TT16, Baraj aksı B23 aksına TT9, TT10, TT11, TT12, TT13, B24 aksına TT3, TT4, TT5, TT6, mansap batardosu B9 aksına TT7, TT8 oturma plakaları yerleştirilmiştir. Şekil 5.3'de Alibey baraj kesiti üzerinde yerleştirilen oturma plakaları gösterilmiştir. Bölüm 6'da yapılan nümerik analizlerin sonuçları B22 aksında TT2, B9 aksında TT7, B18 aksında TT16, B24 aksında TT4, B23 aksında TT12 oturma plakası okumaları ile karşılaştırılmıştır. Bu oturma plakalarının yerleştirilme taban kotları TT2 'nin



Şekil 5.3 Alibey barajı temel zeminine yerleştirilen oturma plakaları, B24 aksına yerleştirilen inklinometreler ve piezometrelerin yerleri

+5.115 m, TT7 'nin +6.484 m, TT16 'nın +6.50 m, TT4 'ün +4.892 m ve TT12 'nin +5.928 m 'dir. Nümerik analiz sonucunda belirlenen oturma-zaman eğrileri bu yerleştirme kotları gözönünde bulundurularak çıkarılmıştır.

5.3.2 İnklinometreler

Alibey barajı altında temel zemininde yanal hareketlerin kontrolü için, tüm barajın dolgu inşasına başlamadan önce B24 aksında deneme dolgusu inşa edilmiştir. Deneme dolgusu altında anakayaya kadar inen 5 adet inklinometre kuzey-güney (N-S) ve doğu-batı (E-W) doğrultularında yerleştirilmiştir. İnklinometrelerin temel yükleme deneme dolgusu üzerindeki yerleşimi sırasıyla şöyledir; kuzey - güney (N-S) doğrultusunda B24 aksı merkezinde S1, aksın kuzeyinde S3, aksın güneyinde S5, doğu - batı (E-W) doğrultusunda aksın doğusunda S4, aksın batısında S2 inklinometresi yerleştirilmiştir (Şekil 5.3).

B24 aksı dolgu inşası sırasında inklinometre ölçümlerinden yararlanılarak yüklemenin yanal akmaya neden olup olmadığı belirlenmiş ve dolgu inşaatı programı oluşturulması için ön bilgi edinilmiştir. İnklinometreler ile yapılan okuma çalışmaları ilk altı yıl düzenli olarak devam etmiş daha sonra dolgu sıkıştırmaları sırasında inklinometreler hasar görmüş ve okuma alınamamıştır.

Bölüm 6 ' da yapılan nümerik analizlerden belirlenen yanal yer değiştirmeler kuzey-güney yönünde ölçüm alınan S1, S3 ve S5 inklinometre sonuçları ile karşılaştırılmıştır.

5.3.3 Piezometreler

Alibey barajı temel zeminine farklı kesitler altında değişik derinliklerde çok sayıda piezometre yerleştirilmiştir. Değişik tipte piezometreler kullanılarak ölçülen değerlerin güvenilirliği araştırılmıştır. Boşluk suyu basıncı ölçümlerinden özellikle inşaat sırasında dolgu yüklemesinden dolayı temel zemininde stabilite sorunlarına yolaçacak düzeyde boşluk suyu basınçları oluşmasına engel olmak ve inşaat programını buna göre ayarlamak için yararlanılmıştır. Bu amaçla temel zeminine dört farklı tipte piezometre yerleştirilmiştir;

bunlar; elektrikli piezometreler, hidrolik piezometreler, Bishop tipi pneumatik ve Bishop tipi hidrolik piezometrelerdir.

İnşaatın ilk beş yılı süresince tutulan piezometre kayıtları elde edilememiştir. Daha sonraları da bu piezometrelerin bir çoğunun işlerliğini kaybettiği belirtilmiştir. Mevcut boşluk suyu basıncı kayıtlarının değerlendirilmesinde de, rezervuar su seviyesi (ve buna bağlı hidrostatik su seviyesi) değişimlerinin dikkate alınmasında güçlükler yaşanmıştır (Özçoban 1997).

Bölüm 6'da yapılan nümerik analizlerden elde edilen boşluk suyu basıncı değerleri B24 aksında farklı kotlarda (+1.69 m, -5.00 m, -8.25 m, -18.36 m, -22.34 m) alınan piezometre kayıtları ile karşılaştırılmıştır.

Alibey barajı temel zeminine yerleştirilen ölçüm aletleri ve 1996 yılında yapılan sondajların yerleri Şekil 5.1'de gösterilen genel yerleşim planında verilmiştir.

5.4 Alibey Barajı İnşaat Programı

Baraj dolgusunun yerleştirilmesi sırasında stabilite problemlerine yol açmamak ve meydana gelmesi beklenen büyük oturmaların yol açacağı sorunları en aza indirmek için, inşaatın aşamalı olarak yapılması kararlaştırılmıştır. Baraj dolgusu +6.50 m kotundan itibaren başlamış, B22 aksında +17.00 m, B18 aksında +23.00 m, B23 aksında +34.00 m, B24 aksında +21.50 m ve B9 aksında +14.00 m kotuna kadar yükselmiştir. 1967 yılı yazında menba batardosunun yerleştirileceği yüzeyin temizlenip hazırlanması ile başlayan baraj inşaatı 1968 bahar aylarında menba batardosu dolgusu 7.5 m 'ye yükselirken, diğer taraftan (B24 kesitinde) konsolidasyonu hızlandırmak için yerleştirilen kum drenler üzerine deneme dolgusunun inşa edilmesiyle devam edilmiştir. Deneme dolgusu inşasından sonra mansap batardosu inşa edilmiş daha sonrada baraj gövdesi ve ara dolguların inşası yapılmıştır.

İnşaat öncesi yapılmış olan geoteknik araştırmaların ve arazi ölçümlerinin değerlendirilmesi sonucu belirlenen baraj inşa programı 15 yıllık bir süre ortaya koymuştur. Aşamalı olarak sürdürülen baraj inşaatı 1983 yılında tamamlanmıştır. Baraj dolgu inşası 15 yıl gibi çok uzun

bir süreyi kapsadığından bu süreç içerisinde dolgu inşa programı kayıtlarının düzenli olarak arşivlenmemesi nedeniyle düzenli bir dolgu inşa programına ulaşılamamıştır. Dolgu inşası sonucunda menba batardosunun, baraj gövdesinin, ara dolguların ve mansap batardosunun belirli kotlara yükselmesi hedeflenmiştir. Ancak inşa süresinde meydana gelen oturmalar nedeniyle başlangıçta hedeflenen dolgu hacminden daha fazla dolgu inşa edilmesi gereği ortaya çıkmıştır.

Nümerik analizde aşamalı yüklemenin modellenebilmesi için barajın dolgu inşa programına gerek duyulmuştur. Bu amaçla daha önce yapılan çalışmalarla, oturma plakalarının oturma-zaman kayıtları incelenerek yaklaşık bir baraj dolgu inşa programı çıkarılmıştır. Baraj dolgu inşasının 15 yıl sürmesi ve inşa sırasında da oturmalar meydana gelmesi nedeniyle, istenilen dolgu yüksekliğine ulaşabilmek için her bir yükleme aşamasında ölçülen oturma kadar dolgu yüksekliği sonlu eleman modeline ilave edilmiştir. Bu nedenle dolgudan dolayı meydana gelen gerilmeler hesaplanırken bu değerler gözönünde bulundurulmalıdır. Dolgu hacminin büyüklüğü nedeniyle inşa programı oluşturulurken oldukça zorlanılmıştır. Us ve Çadırcı (1983) ' de bazen yılda 1 m bazende 2 m' lik dolgu ile yetinildiği, bazı yıllarda ise boşluk suyu basıncının fazlalığı nedeniyle dolgu kaldırıldığı belirtilmiştir. Dolgu inşa kayıtlarının düzenli olarak tutulmaması ve baraj akslarının aralarındaki dolguların inşa programına ait hiç bir kayda rastlanılmaması nedeniyle nümerik analiz için yaklaşık bir inşaat programı çıkarılmıştır.

5.5 Alibey Barajı Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar

1967 yılında inşasına başlanan Alibey barajı, temelının yumuşak kil zemin olması nedeniyle zorlu stabilite problemleri yaratmış olup, bugüne kadar gerek inşa sırasında, gerek sonrasında değişik araştırmacılar tarafından yapılan çalışmalarla temel zemininde meydana gelen deformasyonlar incelenmiştir. Bu amaçla barajın inşasına başlamadan önce ve sonrasında temel zemininde birçok araştırma sondajı yapılmış ve temel zemininin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışını incelemek için malzeme parametreleri belirlenmiştir.

Soydemir (1970) tarafından gerçekleştirilen çalışmada Alibey toprak dolgu barajı menba batardosu altındaki yumuşak kohezyonlu zeminin gerilme analizi yapılmıştır. Dolgu inşaaından (tek düzlemde yükleme) dolayı zeminde oluşan ilave gerilme artışlarının ve ilk yükleme (drenajsız) oturmaların hesabında, sonlu eleman tekniğini kullanan bir bilgisayar programı kullanılmıştır. Bu analizde 60 kN/m^2 'lik (3 m' lik dolgu yüksekliği) bir yükleme altında dahi zeminin içsel bir bölgesinin drenajsız kayma mukavemetini aştığı ve idealize bir anlamda zeminde elastik bir çevreye sahip lokal bir plastikleşme meydana geldiği gözlenmiştir. Buradan da lokal plastik bölgelerin çok büyüdüğü yükleme aşamalarında, boşluk suyu basınçlarının tayininde kullanılan teorik-ampririk metodların uygulanabilmesi için gerekli gerilme artış değerleri, hesaplanırken elasto-plastik analiz çözümünün klasik elastik çözümden çok daha gerçeğe uygun düştüğü görülmüştür. Ayrıca dolgu yükünden dolayı, zeminde drenajsız kayma direncini (elastik akma sınırı paralelinde) aşp, içsel “lokal plastikleşme durumu gösteren bölgelerin yatay gerilme artışı değerlerini büyük ölçüde etkilediği gözlenmiştir.

Öntuna (1976) tarafından yapılan çalışmada, Alibey barajı inşası sırasında temel zemininde kum dren kullanılan ve kullanılmayan iki ayrı dolgu üzerinde gerçekleştirilen konsolidasyon analizleri sonucu, kum dren kullanılan kesimlerde yumuşak kilden oluşan temel zemininin konsolidasyonunun dren kullanılmayan kesimlere oranla daha hızlı gerçekleştiği belirtilmiştir.

Mercangöz (1996) tarafından yapılan çalışmada Alibey barajı temel zemininin nümerik modellemesi yapılarak gerilme-şekil değiştirme davranışının elastik ve elasto-plastik olarak sonlu elemanlar yöntemiyle analizi yapılmıştır. Düzlem şekil değiştirme koşullarında drenajsız olarak yapılan analizlerde her bir yükleme aşamasında meydana gelen gerilme artışları belirlenerek ani oturmalar hesaplanmıştır. Analizlerde baraj temel zemininde yer alan kum bantları da hesaplarda dikkate alınmış ve inşaat programına uygun olarak önce menba batardosu için yapılan analizlerle doğrulanan zemin parametreleri için hesaplar tüm baraj için yinelenmiştir. İlk olarak elastik malzeme kabulüne göre analiz edilen menba batardosu temel zemininde, çok küçük dolgu yüklemelelerinde bile lokal plastikleşmenin oluştuğu, yani bu kısımlarda malzemenin aktığı gözlenmiştir. Daha sonra non-lineer elasto-plastik malzeme

davranışı dikkate alınarak yapılan analizlerde her yükleme aşamasından sonra zemindeki konsolidasyondan dolayı malzemenin iyileşmesi de gözönüne alınarak analizler tekrarlanmış ve analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Buna göre başlangıç malzeme özelliklerine sahip zemin tabakaları üzerine nihai dolgu kotuna kadar yükleme yapılması durumunda, zeminde plastikleşmeden kaynaklanan aşırı deformasyonlar meydana geleceği, aşamalı yükleme ve konsolidasyon sonucu zemin özelliklerinin iyileşmesi ile akmanın engellenmesinin ve deformasyonların sınırlı tutulmasının mümkün olacağı belirtilmiştir.

Özçoban (1997) tarafından yapılan çalışmada, barajın değişik kesitleri altında, aşamalı yükleme altında meydana gelecek oturmalar aşamalı dolgu yükü altında meydana gelen gerilme artışları ile her yük aşaması altında bekleme süresi ve boşluk suyu basıncı sönümlenmesi dikkate alınarak hesaplanmıştır. Bu amaçla, oturma-zaman davranışı açısından kritik olan arazideki tabakaların ortalama konsolidasyon katsayısı değerinin, laboratuvar deney sonuçlarından bulunan değerlerden çok daha büyük olduğu, arazi boşluk suyu basıncı sönümlmeleri ve oturma okumalarından geri analiz ile bulunan değerin daha gerçekçi olduğu gözlenmiştir. Arazide alüvyal çökellerin yer alması ve killi zeminler içinde kum mercekleri ve bantlarının bulunması nedeniyle laboratuvar deney sonuçlarının fazla güvenilir olmamasının doğal karşılanması gerektiği vurgulanarak konsolidasyon katsayısının arazi oturma okumalarından belirlenmesinde Asoaka (1978) yönteminin iyi sonuç verdiği belirtilmiştir. Ani oturmalar elasto-plastik sonlu elemanlar analizi sonuçlarından belirlenerek konsolidasyon oturmaları Terzaghi konsolidasyon teorisinden yararlanılarak hesaplanmıştır. Aşamalı inşaat programına uygun olarak, öncelikle menba batardosu altında meydana gelen oturmalar hesaplanmış ve arazi ölçümleri ile karşılaştırılarak zemin özelliklerinin arazi davranışı ile uyumu sağlanmış, daha sonra barajın diğer kesitlerinde meydana gelen oturmalar hesaplanarak yaklaşık 25 yıl süre ile tutulan arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Temel zemini tabakalarının sıkışma özellikleri ve arazi ön konsolidasyon basıncı profilinin ayrıntılı arazi ve laboratuvar araştırmaları ile belirlendiği bu çalışmada, aşamalı yükleme altında zemin tabakalarında konsolidasyon sonucu yeterli mukavemet artışı sağlanması ve taşıma gücü açısından yeterli güvenlik sayılarına ulaşılması ile baraj inşaatının güvenli bir şekilde tamamlanabileceği vurgulanarak bu koşullar altında baraj temel zemininde meydana

gelen oturma-zaman davranışının Terzaghi konsolidasyon teorisi ile hesaplanabileceği de arazi ölçümleri ile karşılaştırılarak gösterilmiştir.

Berilgen ve Yıldırım 1998'de 1996 yılında yapılan sondajlardan alınan örnekler üzerinde yapılan laboratuvar araştırmaları sırasında 1967 yılında yapılan sondajlardan elde edilen benzer zemin tanımlamalarıyla karşılaştığı belirtilmiştir. 1996 yılında yapılan sondajlardan elde edilen verilere göre baraj altında sarı renkli ve diğer kil tabakalarına nazaran daha fazla konsolide olmuş, içsel sürtünme açısı daha alttaki yeşil ve gri (siyah) renkli normal konsolide yumuşak kil tabakalarından daha yüksek değerlere sahip bir kil tabakası bulunduğu bu tabakanın ardından yeşil ve gri (siyah) renkli bir kil tabakasının yer aldığı, zeminin yer yer çok yüksek su muhtevalarına sahip olup konsolidasyon ve üç eksenli basınç deneyleri için örnek almaya imkan vermediği ve zemin içinde yer yer kum bantları içeren bir tabakalanma yapısına rastlandığı belirtilmiştir. Alibey barajında 1996 yılında DSI tarafından yapılan sondajlarda SPT deneylerinden belirlenen N darbe sayılarına göre belirlen drenajsız kayma mukavemeti değerlerinin 50-150 kPa arasında değiştiği, presyometre deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemetinin 40-120 kPa arasında değiştiği ve derinlikle doğru orantılı bir artış göstermediği belirtilmiştir. Presyometre deneyinden elde edilen drenajsız kayma mukavemetinin, düşey jeolojik efektif gerilmeye oranının (C_u/σ_{v0}) derinlikle değişiminin büyük bir bölümünün 0.2-0.3 aralığında gerçekleştiği ve bu oran için ortalama olarak 0.28 değerinin kabul edilebileceği ve bu oranın daha önce Jardine ve Hight (1987) tarafından yapılan çalışmalarda elde ettikleri 0.19-0.28 aralığında yer aldığı belirtilmiştir. Yapılan çalışmada Alibey Barajı temel zemininde yapılan arazi deneylerinden belirlenen geoteknik özellikler (mukavemet ve sıkışabilirlik) elde edilmiş ve bu sonuçlar inşa öncesi yapılanlar ile karşılaştırılmıştır. Buna göre geoteknik özelliklerde 1967'den bu yana bir iyileşme olduğu ve yapılan arazi deneyleri sonucunda elde edilen bulguların literatürdeki araştırmalarla uyum içerisinde olduğu belirtilmiştir.

5.6 Alibey Barajı Temel Zemininin Geoteknik İncelenmesi

Barajın inşasına başlamadan önce baraj yerinde 1966 ve 1967 yıllarında derinlikleri 1m ile 50 m arasında değişen ASK (Araştırma Sondajları), VSK (Veyn Shear Sondajları), SK (Aks

Yeri Sondajları), DSK (Dolu Savak Sondajları ve TSK (Tünel Sondajları) yapılmıştır. Daha sonra 1974 yılında BNK (Bozulmamış Numune Kuyuları) adlı sondajlarla beraber toplam 54 adet sondaj yapılmıştır. Sondaj yerleri Şekil Ek- 5.1'de gösterilmiştir.

Baraj inşası tamamlandıktan sonrada araştırmalar devam etmiştir. Alibey Barajı altındaki temel zemini, beş değişik kesitte farklı sürşarj yükleri altında ve farklı drenaj koşullarında konsolide olmuştur. Baraj yapımından önce benzer başlangıç koşullarında olması beklenen bu alüvyal çökellerin, farklı yüklemeler altında ulaştıkları durumları belirleyebilmek ve nümerik çalışmalar için gerekli zemin parametrelerini laboratuvar deneyleri ile saptayabilmek için, beş tipik kesitte zemin araştırma sondajları ve arazi deneyleri yapılmıştır. Bu amaçla “Yumuşak Zeminlere Oturan Dolguların Davranışı” isimli araştırma projesi kapsamında derinlikleri 40 m ile 50 m arasında değişen dere akış yönünde kuzeyden güneye doğru, ara dolgu (B18) aksında BH-6, baraj gövdesi (B23) aksında BH-5, CPT-6, ara dolgu (B24) aksında BH-4 ve CPT-4, ara dolgu (B19) aksı üzerinde BH-3 ve CPT-3 mansap batardosu (B9) aksında BH-2 ve CPT-2 ve mansap batardosu aksının 145 m güneyinde BH-1 ve CPT-1 sondajları olmak üzere toplam 12 adet zemin araştırma sondajı yapılmıştır. Sondaj yerleri Şekil 5.1'de gösterilmiştir. Sondajlarda Standart Penetrasyon Deneyi (SPT) ve Pressiometre Deneyleri gerçekleştirilmiş, örselenmiş ve örselenmemiş zemin örnekleri alınmıştır. Arazi deneylerinin değerlendirilmesi ve örselenmiş ve örselenmemiş örnekler üzerinde yapılan laboratuvar araştırma sonuçlarının topluca değerlendirilmesi (Koç,1996 ve Özaydın vd.,1998) 'de sunulmuştur. Bu araştırmada baraj temel zeminini oluşturan tabakaların gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışının incelenmesi amaçlandığı için, baraj dolgusu üzerinde herhangi bir araştırma yapılmamıştır.

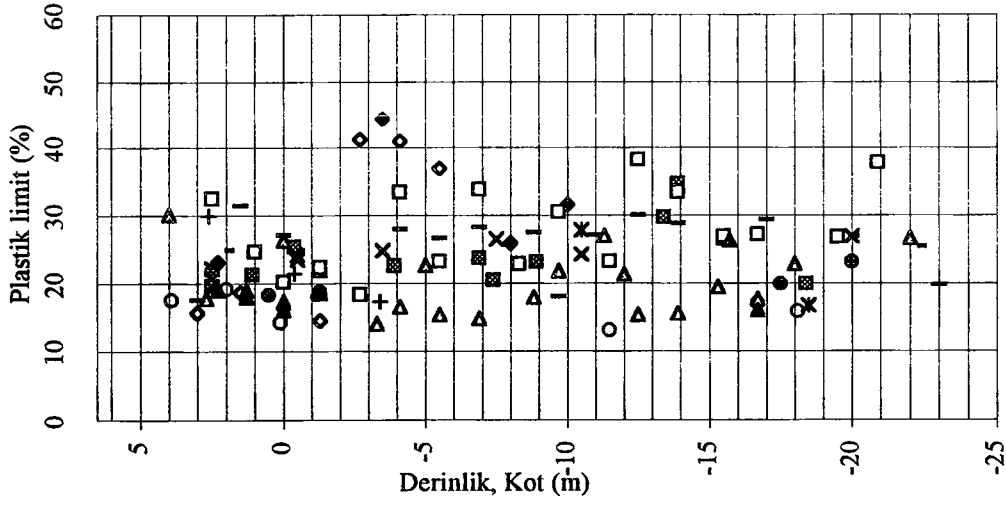
Alibey barajının inşasına başlamadan önce ayrıntılı arazi zemin etüdü ve laboratuvar araştırmaları yapılarak temel zemini profili ve zemin özellikleri belirlenmiştir. Şekil 5.2'de tipik zemin profili görülen, baraj altındaki yumuşak kohezyonlu zemin, yer yer kum ve silt bantları içeren alüvyal çökellerden oluşmaktadır. Baraj temel zemini profili incelendiğinde, çok heterojen bir yapıya sahip olduğu gözlenmektedir. Kalınlığı yaklaşık 30 m olan temel zemininin ilk üst tabakası 1-3.60 m kalınlığında sarı kil, sarı kilin altında kalınlığı 6.00 m-11.00 m arasında değişen yeşil kil ve yeşil kilin altında kalınlığı 10-15 m arasında değişen

siyah kil tabakaları yukarıdan aşağıya doğru sıralanmakta en altta ise kalınlığı 3.5-5 m arasında değişen killi kumlu çakıl tabakası yer almaktadır.

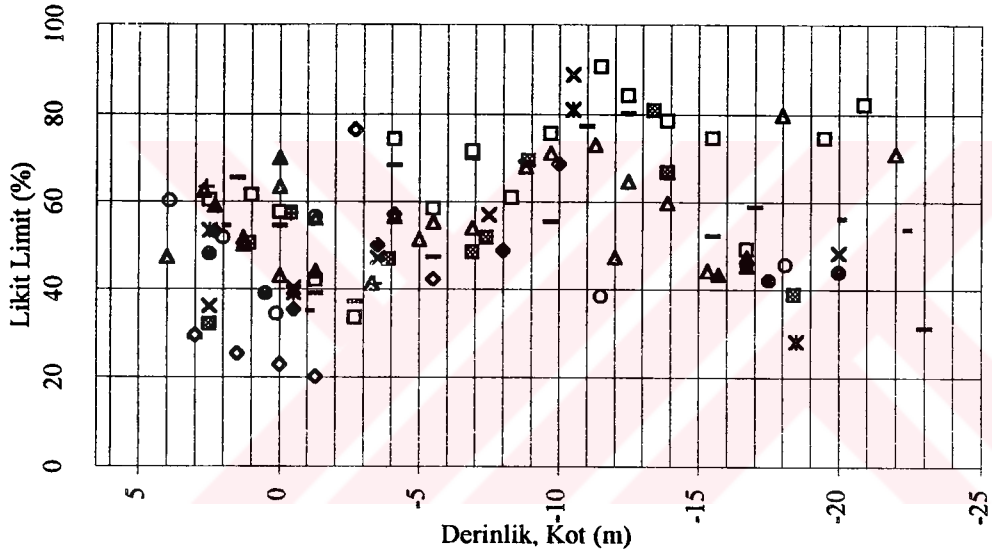
Barajın yapımına menba batardosunun yapımıyla başlandığı için menba batardosu temel zemini özellikleri, inşaata başlamadan önce ayrıntılı olarak yapılan arazi ve laboratuvar araştırmaları sonucu belirlenmiştir. ASK araştırma sondaj kuyuları ve VSK veyn sondaj kuyularından alınan örselenmiş örneklerden belirlenen tabii su muhtevası ve Atterberg limit değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 5.4, Şekil 5.5 ve Şekil 5.6 da verilmiştir. Bu şekiller incelendiğinde, +6.50 m -+2.90 m kot aralığındaki sarı kilin doğal su kapsamının %20-%40, likit limitin %20-%40, plastik limitin %15-%35 arasında değiştiği görülmektedir. +2.90 m - -4.75 m aralığındaki yeşil kilin doğal su kapsamı %25-%40, likit limiti %40-%60, plastik limiti %15-%40 aralığında değişmektedir. -4.75m - -18.0 m kot aralığındaki siyah kilin doğal su kapsamı %40-%60, likit limiti %55-%70 ve plastik limiti %15-%40 arasında değişmektedir. -18.50m—23.00 m deki killi kumlu çakıllı tabakanın %38-%1 arasında çakıl, %98-%44 kum ve %50-%2 oranında silt içerdiği belirlenmiştir. Yeşil ve siyah kil tabakaları içerisinde yer alan kum bantlarında %98-%2 kum, %12-%1 çakıl ve %6-%47 oranında silt içerdiği belirlenmiştir. Yapılan dane çapı dağılımı ve sınıflandırma deneyi sonuçlarına göre sarı kilin sınıfı ML, yeşil kil ve siyah kilin sınıfı CH, kum bantlarının SM veya SW, killi kumlu çakıllı tabakanın GM veya SM olarak belirlenmiştir.

Soydemir 1970'de araştırma sonuçlarının toplu olarak değerlendirilmesinden, arazideki kohezyonlu tabakalarının drenajsız kayma mukavemetinin $C_u=35-80$ kPa ve drenajsız deformasyon modülünün $E_u=14.5-33$ MPa aralığında değiştiği, E_u/C_u oranının ise 410 olarak alınabileceği belirlenmiştir. Arazi veyn deneylerinden belirlenmiş drenajsız kayma mukavemetinin derinliğe bağlı olarak belirli bir bağlantı göstermediği belirtilmiştir. ASK ve VSK sondajlarından belirlenen drenajsız kayma mukavemetinin derinlikle değişimi Şekil 5.7 de gösterilmiştir. 1996 yılında yapılan presyometre ve SPT deneylerinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti değişimleri Şekil 5.8 ve Şekil 5.9'da gösterilmiştir.

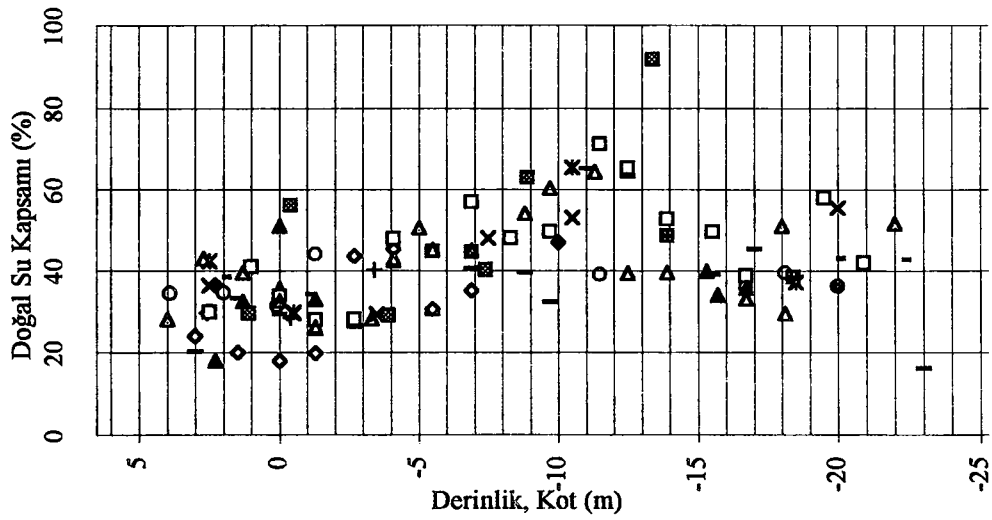
Menba batardosu temel zemini özelliklerinin belirlenmesi için Soydemir (1970) tarafından gerçekleştirilen çalışmada tuz konsantrasyonu için yapılan deneylerde 7 metre derinlikten



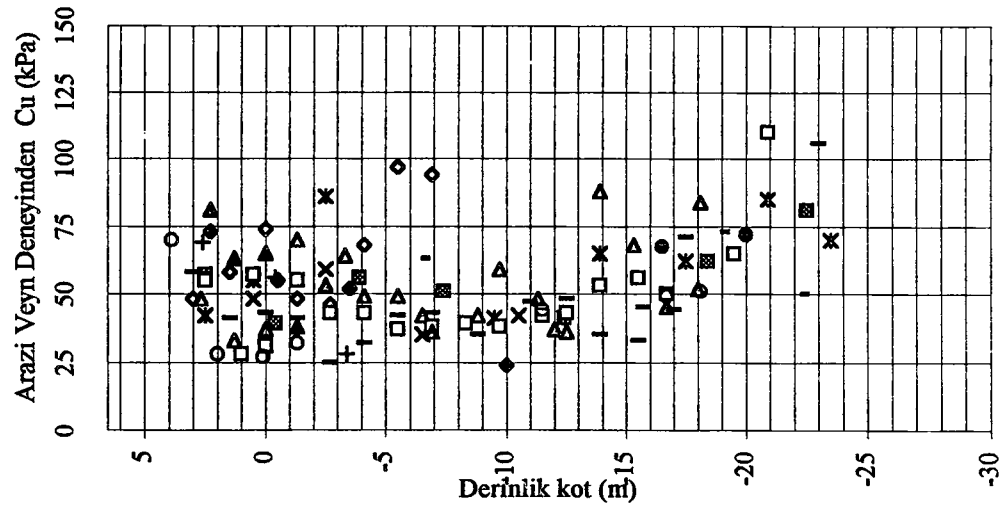
Şekil 5.6 Plastik limit değerlerinin derinlikle değişimi (DSİ dökümanları)



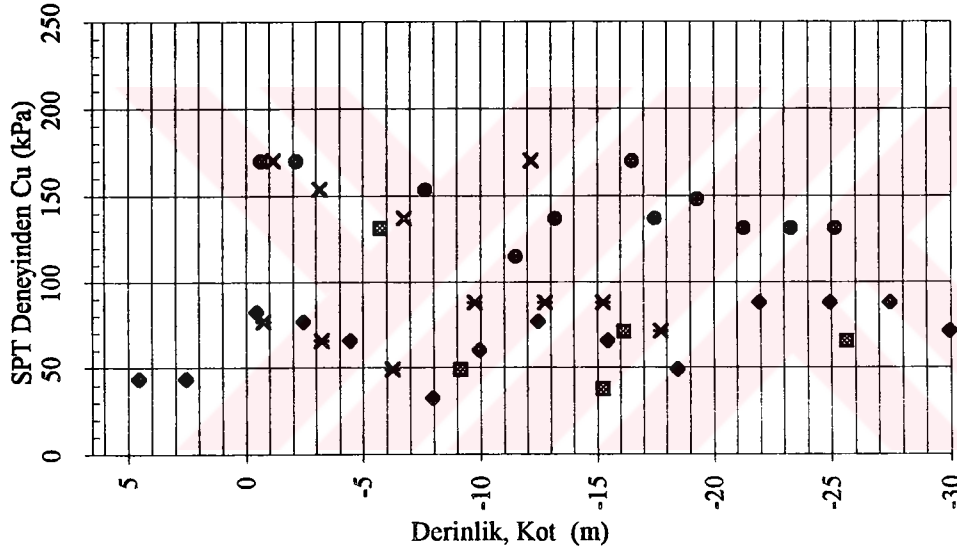
Şekil 5.5 Likit limit değerlerinin derinlikle değişimi (DSİ dökümanları)



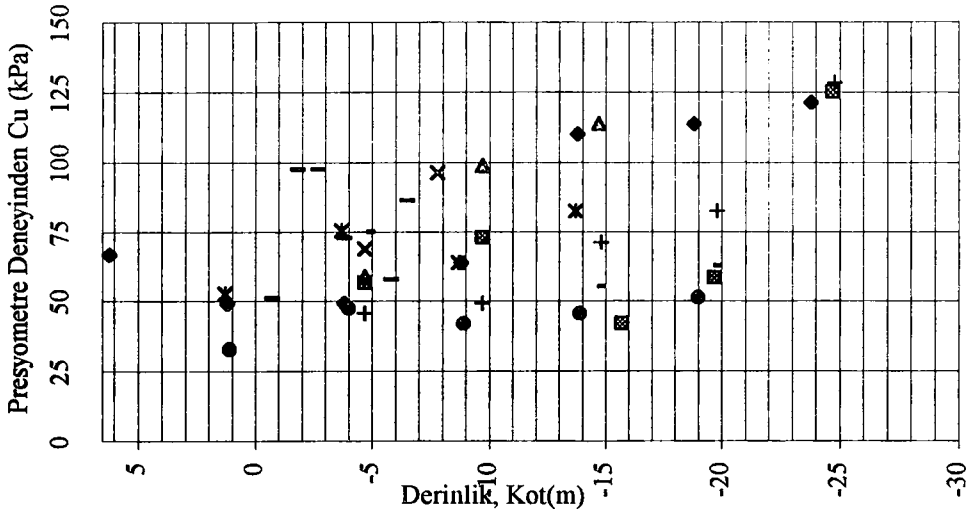
Şekil 5.4 Doğal su kapsamının derinlikle değişimi (DSİ dökümanları)



Şekil 5.7 Arazi veyn deneyinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti (DSİ dökümanları)

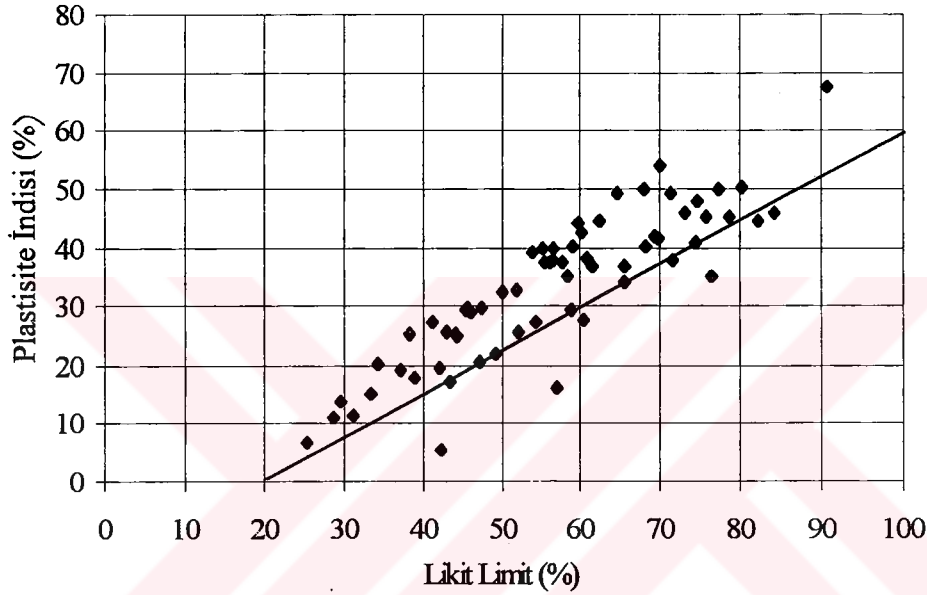


Şekil 5.8 SPT deneylerinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti değişimleri (Koç, 1996)



Şekil 5.9 Presyometre deneylerinden belirlenen drenajsız kayma mukavemeti değişimleri (Koç, 1996)

alınan zemin örneklerinde tuza rastlanmamış, 13 m ile 26 m arasından alınanlarda %10 ile %30 arası tuz bulunmuştur. 13 m ile 17 m derinlikten alınan iki örnek üzerinde yapılan kompozisyon deneyleri zeminin %30 ile %50 arası kil minerali içerdiğini göstermiş, mineral karakteri montmorillonit ve illit olarak saptanmıştır. Alınan örneklerden elde edilen Atterberg limit değerleri Şekil 5.10'da gösterilmiştir. Dağılımın Casagrande plastisite çizelgesinde A-Çizgisi'nin biraz üstünde dar bir bant içinde olduğu belirlenmiştir. Alibey barajı menba batardosu altındaki tipik temel zemin modeli Şekil 5.11'de gösterilmiştir.



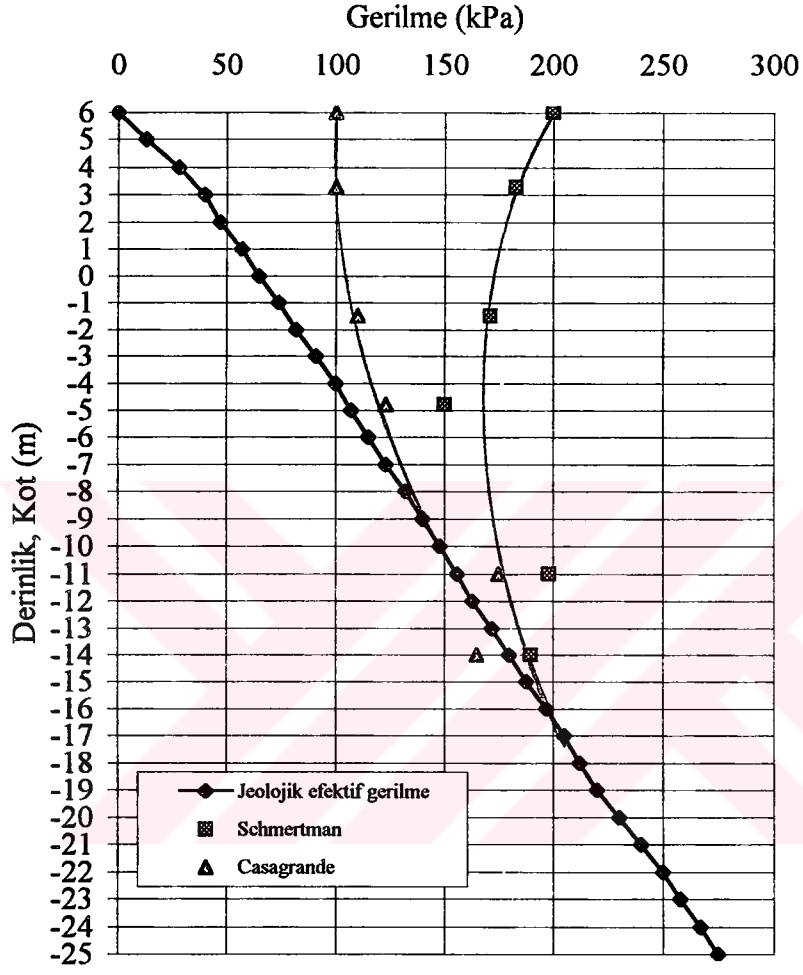
Şekil 5.10 Atterberg limitlerinin Casagrande plastisite çizelgesinde gösterimi (Soydemir,1970).

5.6.1 Sıkışma parametreleri

Temel zemininde yeşil kil ve siyah kil tabakalarından alınan örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde çok sayıda standart ödometre deneyi yapılmıştır. Şekil 5.12'de Arazi ön konsolidasyon basıncı profili gösterilmiştir. Casagrande ve Schmertman ön konsolidasyon basıncı belirleme yöntemlerine göre saptanan ön konsolidasyon profillerinde Schmerman yöntemine göre belirlenen profilde sarı kil tabakası aşırı konsolide, yeşil kil ve siyah kil tabakaları hafif aşırı konsolide olarak görülmektedir. Casagrande yöntemine göre belirlenen profilde ise sarı kil aşırı konsolide, yeşil kil hafif aşırı konsolide ve siyah kil tabakası normal konsolide olarak görülmektedir. Soydemir (1970)'de yapılan sonlu eleman analizinde siyah

↙ +6.5	İdealize edilmiş zemin profili	Tanımlama	Endeks Özellikler
↙ +5.0	Katı sarı kil YASS	Katı sarı - kahverengi kil. Yer yer organik. Alt bir metre genellikle kumlu ve çakıllı	$w_L=40-60 \%$, $\gamma_d=20 \text{ kN/m}^3$
↙ +3.0			
	Orta katı yeşil kil	Orta katı, kirli yeşil kil yer yer siltli. Genellikle organik orta ile yüksek arası plastisite. Yer yer kum ceplerine rastlanmaktadır.	$w_n=32-40$; 32% $w_L=40-60$; 55% $I_p=25-35$; 30% $\gamma_d=19 \text{ kN/m}^3$
↙ -4.0			
	Orta katı siyah kil	Orta katı, siyah kil. Genellikle midye kabukları içermekte. Yüksek plastisite. Yer yer ağaç parçalarına ve kum ceplerine rastlanmaktadır.	$w_n=40-60$; 49% $w_L=55-70$; 67% $I_p=30-50$; 42% $\gamma_d=17 \text{ kN/m}^3$
↙ -18.0			
	Killi-kumlu çakıl	Çok heterojen bir tabaka, genellikle 1 - İnce siltli kum 2 - Çakıllı kum 3 - Kumlu ve çakıllı kil 4 - Koyu gri organik kil	$\gamma_d=20 \text{ kN/m}^3$
↙ -24.0			
	Kaya	Kaya	

Şekil 5.11 Menba batardosu altındaki tipik temel zemin profili (Soydemir, 1970)



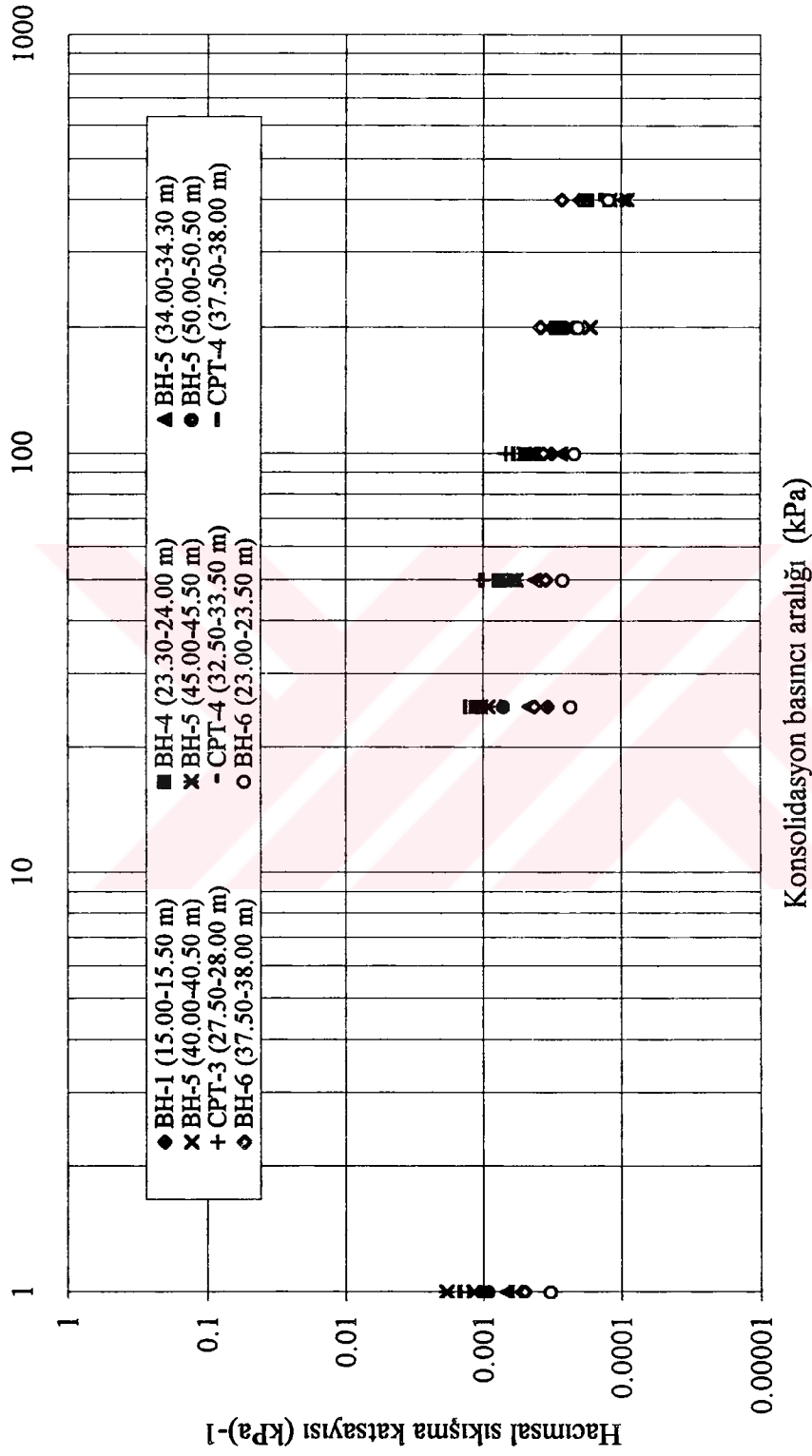
Şekil 5.12 Arazi ön konsolidasyon profili (Soydemir, 1970)

kil için AKO=1, yeşil kil için AKO=1.5 ve sarı kilde AKO=4 olarak alınmıştır. Bu çalışmada da benzer zemin profili kullanılarak nümerik analizlerde başlangıç koşulu olarak yukarıda belirtilen aşırı konsolidasyon oranları kullanılmıştır. Yükleme artışı boyunca konsolidasyon katsayısı c_v ve hacımsal sıkışma katsayısı m_v nin değişimi Şekil 5.13 ve Şekil 5.14'de gösterilmiştir. Görüldüğü gibi hacımsal sıkışma katsayısı m_v değerleri ile konsolidasyon basıncı arasında azalan bir ilişki olduğu, konsolidasyon katsayısı c_v 'nin konsolidasyon basıncı artışıyla büyük bir değişim göstermediği belirlenmiştir. Şekil 5.14'de konsolidasyon katsayısı c_v 'nin $5 \times 10^{-8} - 4 \times 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ aralığında değiştiği görülmüştür.

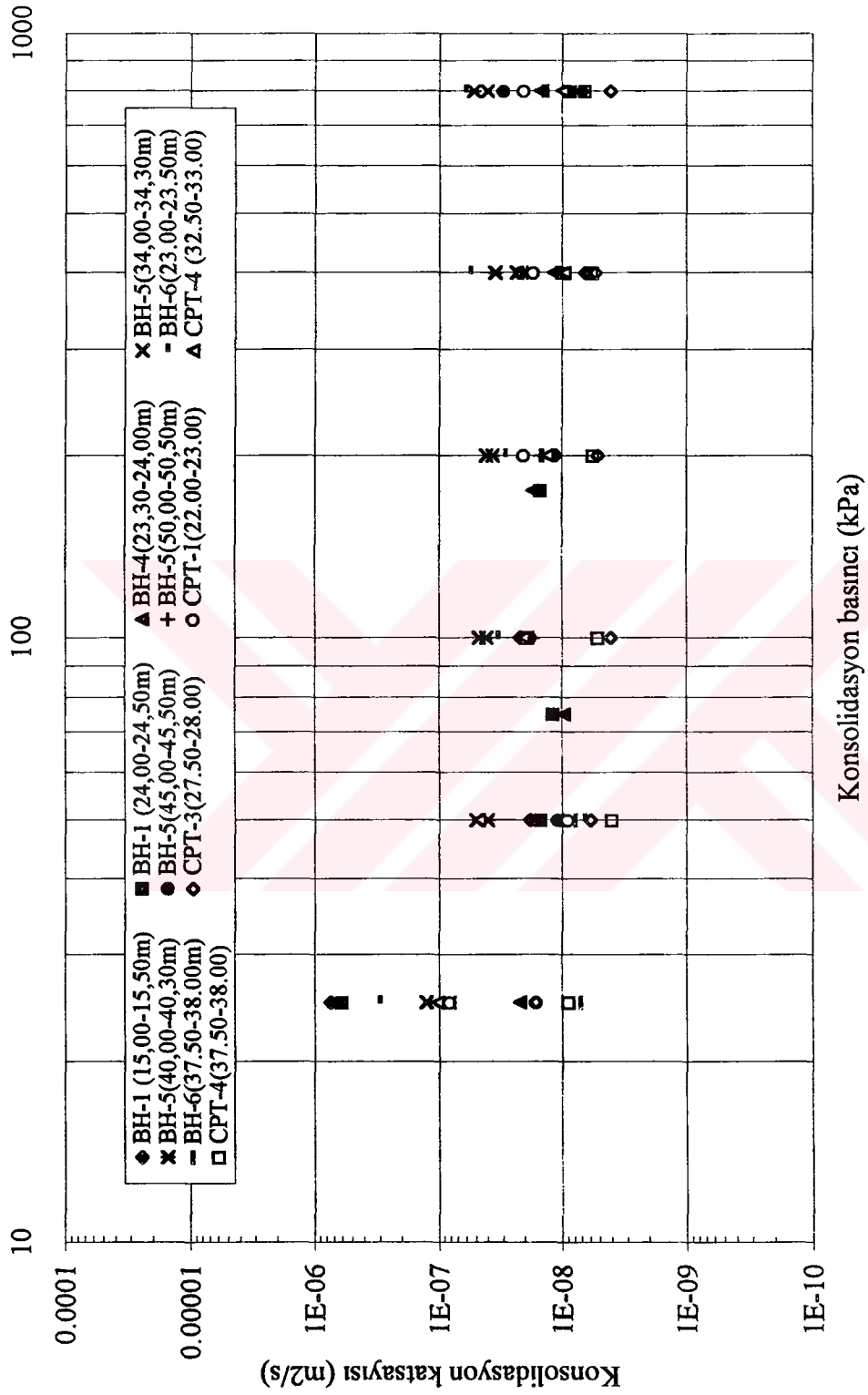
1966 yılında temel zemininin sıkışabilirlik özelliklerini belirlemek için yapılan laboratuvar ödometre deney sonuçlarından zeminin normal konsolide olmuş kısmı için konsolidasyon katsayısı c_v $1 \times 10^{-8} - 5 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ olarak belirlenmiştir. Ancak laboratuvar c_v değerlerinin doğal zemindeki yükleme öncesi efektif düşey gerilmeler ve yüklemeye karşılık gelen gerilme artış değerleri civarında belirli bir dağılım göstermemesi nedeni ile bütün ödometre deneylerinden elde edilen c_v değerleri incelenmiş ve ortalama zemin karakterini örneklediği varsayılan ortalama bir değer olarak $c_v = 2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ belirlenmiştir. Laboratuvar ödometre deney sonuçlarından ortalama konsolidasyon katsayısı değeri $2 \times 10^{-8} \text{ m}^2/\text{s}$ olarak saptanırken, arazi boşluk suyu basıncı sönümlenmesi ve oturma okumalarından yapılan geri hesaplamalardan ortalama arazi c_v değeri $1.2 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$ olarak alınabileceği belirlenmiştir. Menba batardosuna yerleştirilen yeşil kil tabakası içinde kalan PH-4 ve siyah kil tabakası içinde kalan PH-9 hidrolik piezometrelerinden permeabilite katsayısı sırasıyla $2 \times 10^{-8} \text{ m/s}$ ve $3 \times 10^{-9} \text{ m/s}$ olarak belirlenmiştir (Soydemir, 1970).

Tek boyutlu sıkışma deney sonuçlarının değerlendirilmesinden konsolidasyon basıncına karşılık özgül hacmin değişimi Şekil 5.15'de gösterilmiştir. Buradan sıkışma durumunda özgül hacmin maksimum 2.18-1.77, minimum 1.77-1.50 aralığında değiştiği, kabarma durumunda ise maksimum 1.818-1.56, minimum 1.56-1.50 aralığında değiştiği gözlenmiştir.

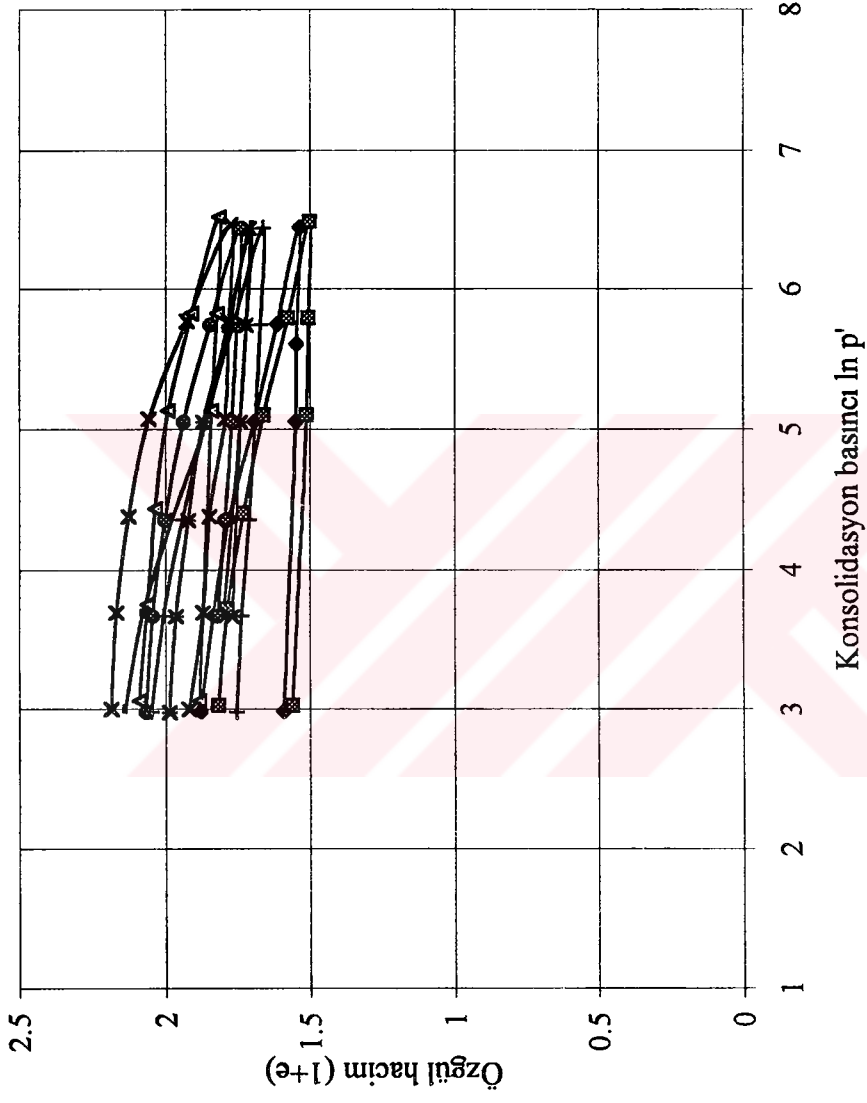
Tek boyutlu konsolidasyon deneyi sonuçlarından, normal konsolidasyon çizgisinin eğiminden (3.11) eşitliğinden λ sıkışma indisi ve boşaltma-tekrar yükleme çizgisinin



Şekil 5.13 Hacimsal sıkışma katsayısının konsolidasyon basıncı aralığına göre değişimi (Özaydın vd., 1998)



Şekil 5.14 Konsolidasyon katsayısının konsolidasyon basıncına göre değişimi (Özaydın vd., 1998)



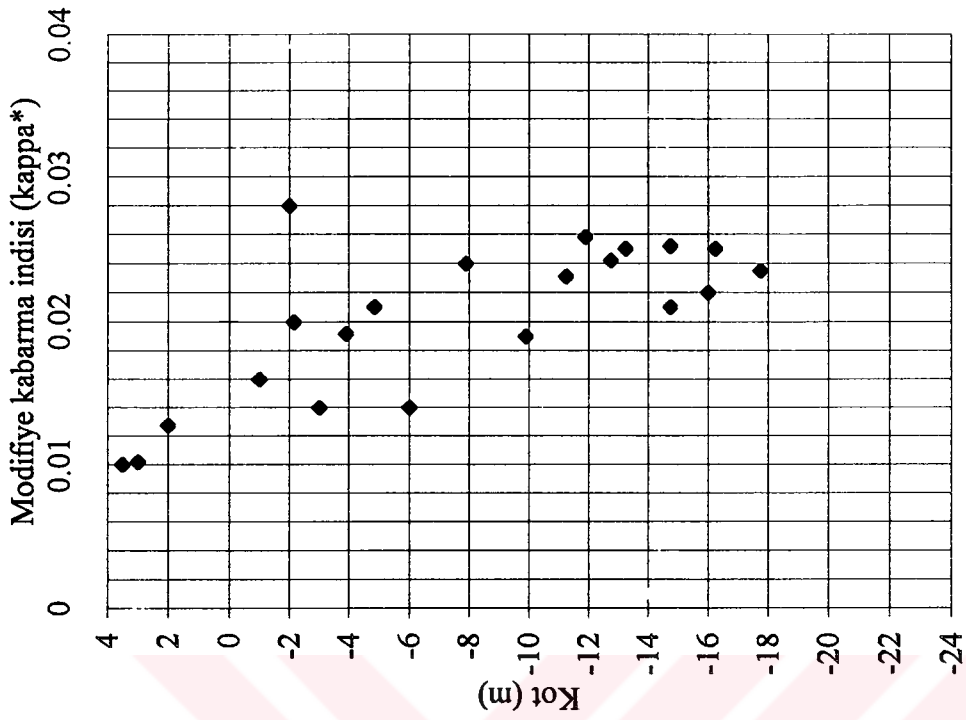
Şekil 5.15 Konsolidasyon basıncına göre özgül hacmin değişimi (Özaydın vd., 1998)

eğiminden (3.12) eşitliğinden κ şişme indisi belirlenmiştir. Çizelge 5.2 'de Cam-Clay model parametreleri belirtilmiştir.

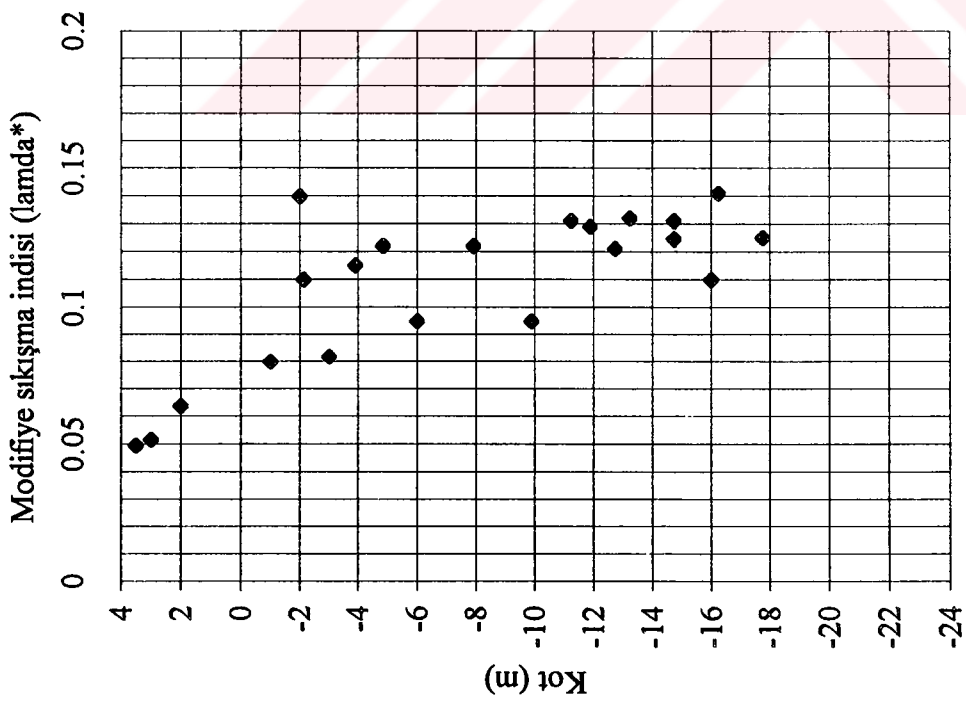
Ayrıca tek boyutlu sıkışma durumunda sıkışma katsayısı C_c ve boşalma-tekrar yükleme katsayısı C_s ile sıkışma indisi λ ve kabarma indisi κ arasında (3.13) ve (3.14) eşitliklerinde belirtilen ilişki de yazılabilir. Bu eşitliklerinden belirlenen λ ve κ değerleri Çizelge 5.3 'de verilmiştir. (4.64) ve (4.65) eşitliklerinden de nümerik analizlerde kullanılan modifiye edilmiş sıkışma ve kabarma indisleri λ^* ve κ^* değerleri belirlenmiştir. λ^* ve κ^* değerlerinin derinlikle değişimi Şekil 5.16 ve Şekil 5.17'de gösterilmiştir. λ^* ve κ^* değerleri belirlenirken konsolidasyon deneyindeki ortalama boşluk oranı değerleri kullanılmıştır.

Çizelge 5.2 Tek boyutlu konsolidasyon Cam-Clay model parametreleri

Sondaj No	Derinlik (m)	Zemin Tanımı	Sıkışma İndisi λ	Şişme İndisi κ
BH-1	15.00-15.50	Yeşil kil	0.1685	0.042
	24.00-24.50	Siyah kil	0.2508	0.0376
BH-5	34.00-34.30	Sarı kil	0.100	0.0216
	45.00-45.50	Yeşil kil	0.108	0.0201
	50.00-50.50	Siyah kil	0.103	0.0171
BH-6	23.00-23.50	Sarı kil	0.1076	0.019
	37.50-38.00	Siyah kil	0.200	0.0887
CPT-3	27.50-28.00	Yeşil kil	0.258	0.085
CPT-4	32.50-33.00	Yeşil kil	0.133	0.0316
	37.50-38.00	Siyah kil	0.2146	0.0493



Şekil 5.16 Modifiye sıkışma indisinin derinlikle değişimi



Şekil 5.17 Modifiye kabarma indisinin derinlikle değişimi

Çizelge 5.3 C_c ve C_s değerlerinden belirlenen λ ve κ değerleri

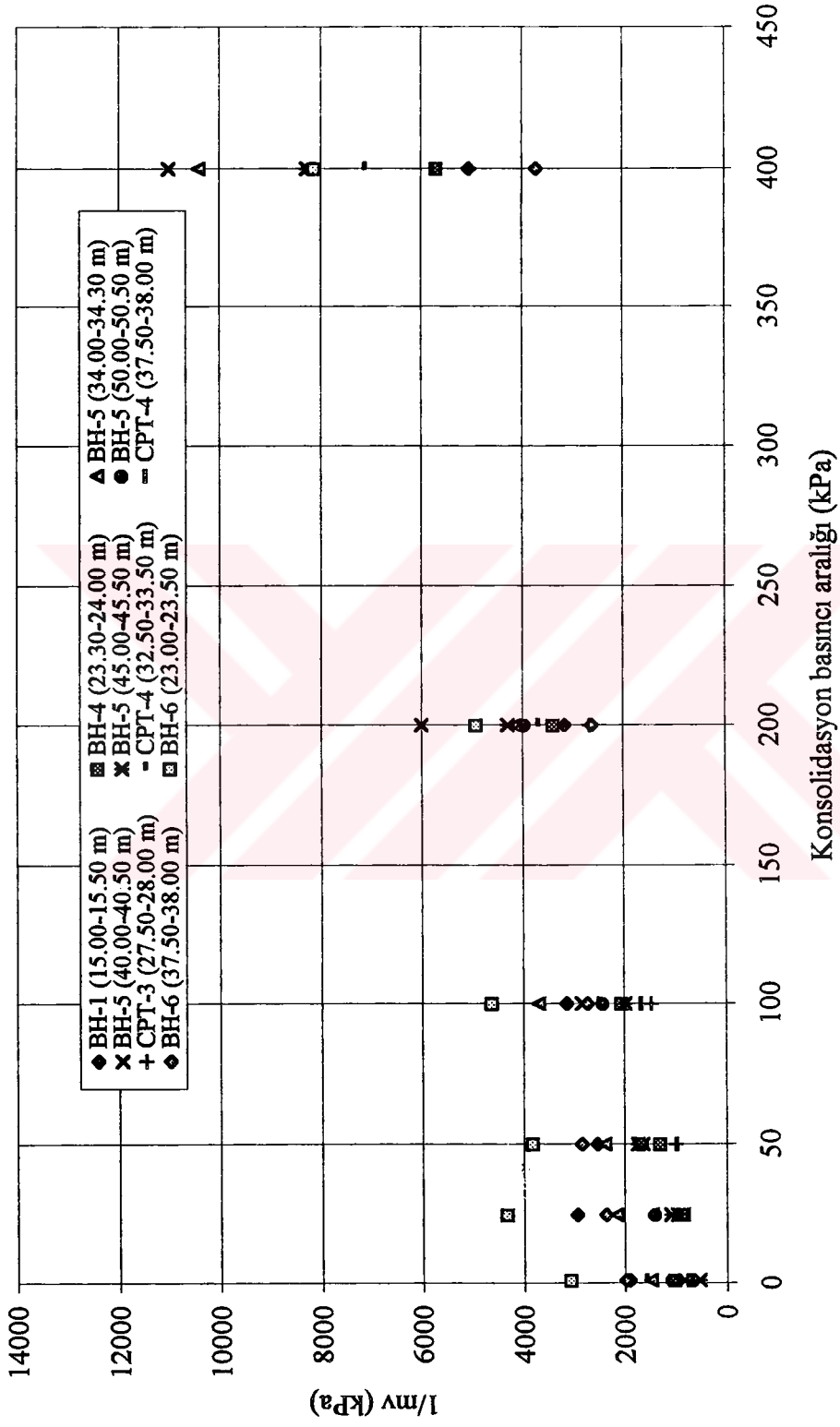
Sondaj No	Derinlik (m)	Zemin Tanımı	C_c	C_s	$\lambda=C_c/2.3$	$\kappa=C_s/2.3$
BH-1	15.00-15.50	Yeşil kil	0.507	0.0852	0.220	0.037
	24.00-24.50	Siyah kil	0.689	0.088	0.299	0.0382
BH-5	34.00-34.30	Sarı kil	0.263	0.050	0.114	0.0217
	45.00-45.50	Yeşil kil	0.261	0.0373	0.113	0.0162
	50.00-50.50	Siyah kil	0.266	0.0216	0.116	0.009
BH-6	23.00-23.50	Sarı kil	0.291	0.045	0.126	0.020
	37.50-38.00	Siyah kil	0.870	0.185	0.378	0.080
CPT-3	27.50-28.00	Yeşil kil	0.334	0.161	0.145	0.070
CPT-4	32.50-33.00	Yeşil kil	0.369	0.0728	0.160	0.0316
	37.50-38.00	Siyah kil	0.528	0.075	0.229	0.0326

5.6.2 Mukavemet parametreleri

Temel zemininin mukavemet parametrelerinin belirlenmesi için 1996 yılında yapılan sondajlardan alınan örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde izotropik konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç deneyleri yapılmıştır. Deney sonuçları Koç (1996) ve Özaydın vd. (1998) 'de sunulmuştur. Deneyler sonucunda belirlenen efektif içsel sürtünme açısı ϕ' değerleri Çizelge 5.4'de verilmiştir.

Efektif gerilmelere göre belirlenen elastisite modülü E' ise tek boyutlu konsolidasyon deneyinden belirlenen sıkışma modülüne bağlı olarak belirlenmiştir. Şekil 5.18'de konsolidasyon basıncı aralığı ile M arasındaki ilişki gösterilmiştir. E , (2.34) eşitliğinden belirlenen sıkışma modülü M 'ye bağlı olarak aşağıdaki eşitlikten hesaplanmıştır.

$$E'=M/1.346 \quad (5.1)$$



Şekil 5.18 Tek boyutlu sıkışma modülünün konsolidasyon basıncı aralığına göre değişimi (Özaydın vd., 1998)

Çizelge 5.4 Efektif içsel sürtünme açısı değerleri

Sondaj No	Derinlik (m)	Zemin tanımı	ϕ' (°)
BH-2	15.10-15.60	Yeşil kil	18
BH-5	34.00-34.30	Sarı kil	20
	45.00-45.50	Yeşil kil	14.5
	50.00-50.50	Siyah kil	16
BH-6	23.00-23.50	Sarı kil	20
	37.50-38.00	Siyah kil	17
CPT-3	27.50-28.00	Yeşil kil	18
	32.50-33.00	Siyah kil	17
CPT4	22.50-23.00	Yeşil kil	18
	32.50-33.00	Yeşil kil	17
	37.50-38.00	Siyah kil	16.5

5.7. Üç eksenli Deney Örneklerinin Nümerik Olarak Modellenmesi

Sonlu elemanlar analizinde kullanılan malzeme modelinin doğruluğunu belirlemek amacıyla araziden alınan örselenmemiş zemin örnekleri üzerinde yapılan izotropik konsolidasyonlu-drenajsız deneyler, benzer koşullarda nümerik olarak modellenerek analiz ve deney sonuçları karşılaştırılmıştır. Bu amaçla CPT-4 (22.50-23.00 m) derinlikten alınan yeşil kil örneği ve CPT-3 (32.50 –33.00 m) derinlikten alınan siyah kil örneği üzerinde yapılan üç eksenli deney örnekleri nümerik olarak modellenmiştir.

Üç eksenli sonlu eleman modeli Şekil 5.19'da gösterilmiştir. Modelde 50 mm çapında 100 mm boyundaki deney örneğinin simetriden dolayı dörtte biri modellenmiştir. Böylece modelin üstü ve sağ kenarı x ve y doğrultularında düşey ve yanal şekil değiştirme yapabilecek şekilde, sol taraf ve alt taban simetri eksenli olarak seçilmiştir. Üç eksenli

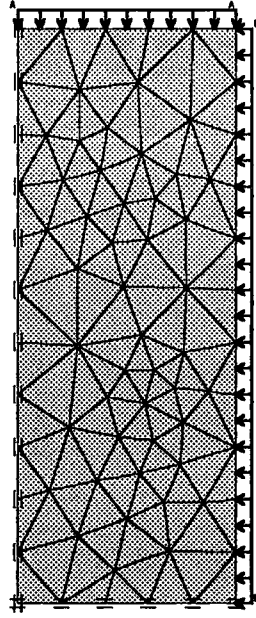
deneylerde olduğu gibi eksenel simetri koşullarında analizler yapılmış ve deneysel çalışmada gözönüne alınan drenaj koşulları modelde örneklenmiştir.

Şekil 5.19'da sonlu eleman modelinde gösterildiği gibi üstte (A) ve sol yanda (B) yüklemeleri gösterilmiştir. Bu yüklemeler altında deneylerin yükleme koşulları modelde örneklenmiştir. Böylece izotropik gerilme altında konsolidasyon bu A ve B yükü aynı gerilme uygulanarak ve drenajsız yükleme ise B sabit kalırken A yükünün arttırılması ile örneklenmiştir.

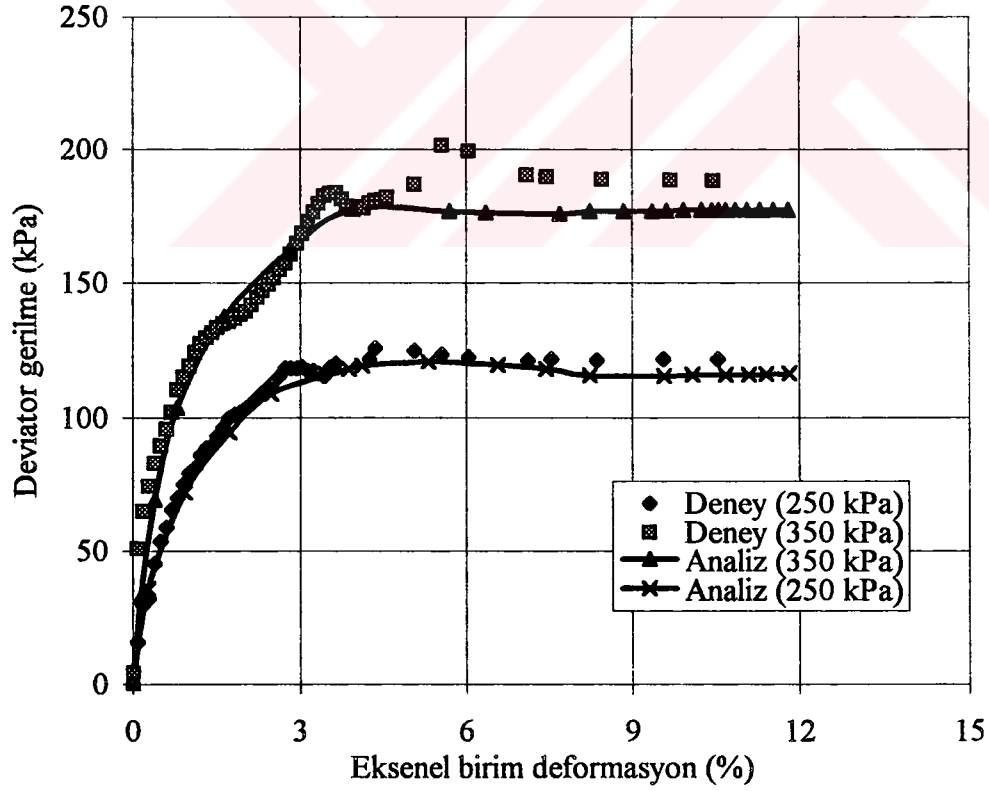
Analiz Soft-Soil zemin modeli kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Model zemin parametreleri, yeşil kil ve siyah kil için Çizelge 5.5'de gösterilmiştir. Analiz sonucunda belirlenen eksenel birim deformasyon ile deviator gerilme arasındaki ilişki deney örneklerinden belirlenen sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Yeşil kil zemin örneği üzerinde 250 kPa ve 350 kPa izotropik gerilme altında konsolide edilerek drenajsız olarak yüklenmesi sonucunda belirlenen değerlerle analiz sonucu karşılaştırılarak Şekil 5.20'de sunulmuştur. Benzer olarak siyah kil zemin örneği üzerinde 400 kPa ve 500 kPa izotropik gerilme altında konsolide edilerek drenajsız olarak yüklenmesi sonucunda belirlenen değerlerle analiz sonucu karşılaştırılarak Şekil 5.21'de sunulmuştur. Analizden ve deney sonucunda belirlenen eksenel birim deformasyon – deviator gerilme eğrilerinin birbiriyle uyumlu olduğu görülmektedir.

Çizelge 5.5 Üç eksenli deney sonlu eleman modeli malzeme parametreleri

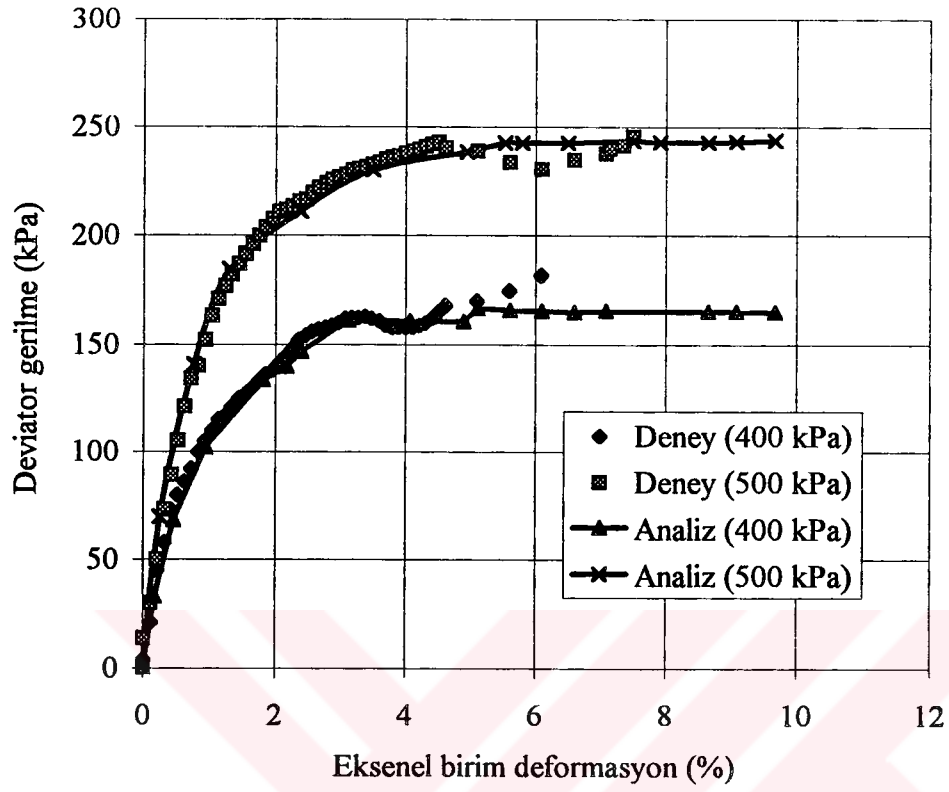
Zemin Tipi	Mazeme Modeli	Malzeme Tipi	v'_{ur}	ϕ' (°)	k_x (m/gün)	k_y (m/gün)	λ^*	κ^*
Siyah kil	Soft-Soil	Drenajsız	0.15	17	0.002	0.0005	0.13	0.025
Yeşil kil	Soft-Soil	Drenajsız	0.15	18	0.002	0.0005	0.12	0.023



Şekil 5.19 Üç eksenli deney örneği sonlu eleman modeli



Şekil 5.20 Yeşil kil üzerinde yapılan üç eksenli CU deneyi ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması



Şekil 5.21 Siyah kil üzerinde yapılan üç eksenli CU deneyi ve analiz sonuçlarının karşılaştırılması

6. ALİBEY BARAJI İKİ BOYUTLU BİLEŞİK (COUPLED) GERİLME-ŞEKİL DEĞİŞTİRME-KONSOLİDASYON ANALİZİ

Çalışmanın bu bölümünde yumuşak temel zemini üzerine oturan dolgu barajlarda, temel zemininde meydana gelen deformasyonların nümerik olarak incelenmesi gerçekleştirilmiştir. Bu amaçla, düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip Alibey barajı temel zemininin aşamalı dolgu inşaatı sırasındaki drenajsız yükleme ve konsolidasyon aşamalarındaki gerilme - şekil değiştirme - konsolidasyon davranışı “coupled analizle” incelenmiştir. Aşamalı dolgu yüklemesi nedeniyle temel zemininde derinlik boyunca efektif gerilmelerde meydana gelen değişimler belirlenerek bu gerilmeler deformasyonların deneysel olarak belirlenebilmesi için yürütülen çalışmada kullanılmıştır.

Alibey barajı temel zemininin gerilme şekil değiştirme-konsolidasyon davranışını incelemek için yapılan analizlerde, coupled analizle zemin davranışı daha gerçekçi bir biçimde modellenmeye çalışılmıştır. Mercangöz (1996)'da Alibey barajı temel zemininin gerilme şekil-değiştirme davranışı elasto-plastik analizle toplam gerilmelere göre incelenerek düşey ve yatay ani yer değiştirmeler belirlenmiş, temel zemininin zamana bağlı davranışı analiz edilememiştir. Oysa jeolojik ortamın sınır koşullarının ve ortamın davranışının karmaşık olması (elasto-plastik malzeme davranışı) ve bu davranışın zamana bağlı olarak değişmesi (konsolidasyon) nedeniyle, analizlerde temel zemininin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı birlikte analiz edilmelidir. Bu analizlerde yük artışından dolayı oluşan gerilmeler altındaki elastik ve plastik şekil değiştirmeler hesaplanabilmekte, ayrıca gerilmelerdeki zamana bağlı değişim sonucu meydana gelen konsolidasyon oturmaları belirlenebilmektedir. Diğer bir deyişle, başlangıçtaki drenajsız şartlar ile zamana bağlı olarak değişen gerilme durumu (fazla boşluk suyu basıncının sönmülmesi ve efektif gerilmedeki artış) drenajlı koşullar birlikte analiz edilebilmektedir.

Analizlerde Plaxis isimli bir bilgisayar programından yararlanılmıştır. Alibey barajı temel zemini, zemin özellikleri farklı endeks özellikleri olan kil tabakalardan meydana gelmiş ve bu tabakaların malzeme davranışı nümerik analizlerde gözönüne alınarak farklı zemin türleri için farklı zemin modeli ve drenaj şartı seçilebilmiştir. Program, analizlerde gerilme artışları

ve ani oturmaları elasto-plastik analizler ile, konsolidasyon oturmalarını ise gerilme artışları sonucu oluşan boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesini modelleyebilen Biot konsolidasyon teorisini esas alarak hesaplamaktadır.

Nümerik analizler iki farklı zemin modeline göre gerçekleştirilmiştir. Öncelikle zemin mekaniğinde çok yaygın olarak kullanılan Mohr-Coulomb modeli kullanılmış daha sonra geoteknik problemlerin analizinde son yıllarda oldukça yaygın kullanılmaya başlanan, efektif gerilmelere göre analiz yapan ve yumuşak zeminlerin davranışını daha iyi modelleyebilen Modifiye Cam-Clay modeli kullanılmıştır. Yalnız bu çalışmada, modelin özel bir durumu olarak göçme Mohr-Coulomb göçme kriterine göre tanımlanmış ve Plaxis programında bu model “Soft-Soil model” olarak belirtilmiştir.

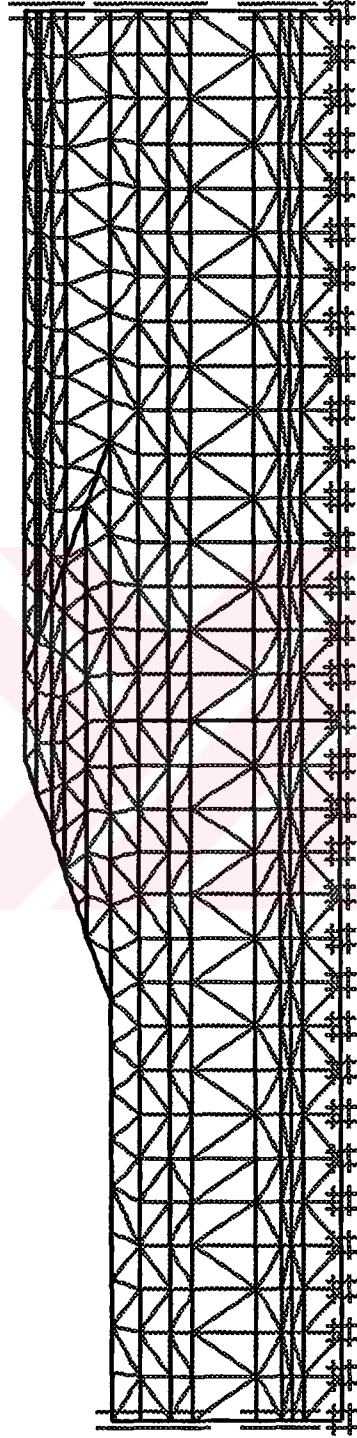
Alibey barajı nümerik analizleri için sonlu elemanlar ağı oluşturulurken geometrinin düzgün olmayışı, baraj uzunluğunun ve dolgu yüksekliğinin oldukça fazla olması ve baraj inşasının yaklaşık 15 yıl sürmesi ve inşaat sırasında da oturmaların devam etmesi nedeniyle baraj dolgusu modellenirken güçlüklerle karşılaşmıştır. Yaklaşık 30 m' lik temel zemininin endeks özellikleri farklı 4 ayrı tabakadan meydana gelmesi ve bu tabakalar içinde bölgenin yağış rejiminin arttığı dönemlere bağlı olarak sellenme sonucu değişik zamanlarda derenin eski dönemlerde taşıdığı çakıl ve kum cepleri yer almasından dolayı baraj temel zemini yatay ve düşeyde oldukça değişken bir yapıya sahiptir. Baraj geometrisinin büyüklüğü ve temel zemini malzeme parametrelerinin değişkenliği nedeniyle temel zemini sonlu elemanlar ağı modeli oluşturulurken programın eleman sınırlaması nedeniyle güçlüklerle karşılaşmıştır. Kaynak araştırması sırasında 45'e yakın dolgu ve temel zemini nümerik analiz sonlu eleman ağı modeli incelenmiş, incelenen bu modellerde bu kadar uzun, yüksek ve inşası bu kadar uzun yıllarca süren bir dolgu nümerik model uygulamasına rastlanılmamıştır. Uygulamanın geometrisinin büyüklüğü nedeniyle karşılaşılan güçlükleri ortadan kaldırmak için baraj kesitinin herbir aksının ayrı ayrı modellenmesi düşünülmüştür. Ancak aks aralıklarının birbirinden yeterince uzak olmaması ve bir aksdaki yüklemekten komşu akslarında etkilenmesi ve çok geniş bir alanda dolgu yapılması nedeniyle modelleme başarılı olmamıştır. Menba batardosu aksı barajın diğer aksları ile aynı doğrultuda olmadığından ve aralarında yeterli uzaklık olduğundan, barajın diğer bölümlerinden ayrı olarak modellenebilmiştir.

Öncelikle menba batardosu nümerik olarak analiz edilmiş, analiz sonuçlarının arazi verileri ile deformasyonlar yönünden uyumu sağlandıktan sonra analizler tüm baraj için tekrarlanmıştır. Alibey barajı ve temel zeminine ait teknik özellikler ve malzeme parametreleri Bölüm 5'de sunulmuştur. Bu bölümde barajın sonlu elemanlar ağı ve sınır koşulları ve “coupled analiz” sonucunda belirlenen gerilme – deformasyon davranışı belirlenerek arazi ölçüm sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Yapılan nümerik modelleme çalışması inşaatı tamamlanmış bir baraj dolgusu üzerinde gerçekleştirilmiş ve barajın aşamalı inşası sırasında arazideki temel zemini davranışı arazi ölçümleri ile kontrol edilmiştir. Bu bakımdan bu çalışmanın ileride yürütülecek dolgu inşaatı çalışmalarının planlanması, stabilite ve deformasyonlar açısından değerlendirilmesi konularındaki öncü çalışmalar için yararlı olabileceği düşünülmektedir.

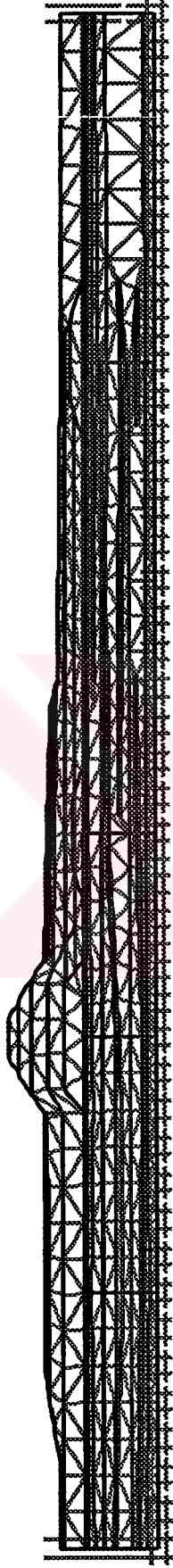
6.1 Sonlu Elemanlar Ağı ve Sınır Koşulları

Menba batardosu sonlu elemanlar ağı modeli yatayda 200 m, barajın geri kalan kesimi için sonlu elemanlar ağı modeli ise menba batardosu dışında toplam 593 m uzunluğundadır. Menba batardosu düzlem şekil değiştirme sonlu elemanlar modeli 489 üçgen eleman, herbir eleman üzerinde 15 düğüm noktası bulunan toplam 4063 düğüm noktası ve 5868 gerilme noktasından oluşmuştur. Baraj düzlem şekil değiştirme sonlu elemanlar modelinde ise 958 üçgen eleman ve her bir eleman üzerinde 15 düğüm noktası bulunan toplam 7885 düğüm noktası ve 11496 gerilme noktası vardır. Modeller baraj temel zeminini ve dolgusunu birlikte kapsamaktadır. Şekil 6.1 ve Şekil 6.2 'de menba batardosu ve tüm baraj için sonlu elemanlar ağı ve sınır koşulları gösterilmiştir. Aşamalı dolgu, dolgu sonlu elemanlar ağına eleman ekleyerek uygulanmıştır. Dolgu sonlu elemanlar modeli oluşturulurken baraj dolgu inşası süresince meydana gelen oturmalara eşit bir dolgu yüksekliği, dolgu sonlu elemanlar modeline eklenmiştir.

Yüksek sıkışabilirliği olan temel zemini altında 3.5-5 m kalınlığında killi-kumlu çakıl tabakasından sonra rijitliği yüksek ve geçirimsiz grovak olduğu için ağın alt sınırının rijit olduğu varsayılmıştır. Böylece sonlu elemanlar modelinin dış düşey geometri çizgilerinde



Şekil 6.1 Menba batardosu sonlu elemanlar ağı modeli ve sınır koşulları



Şekil 6.2 Baraj sonlu elemanlar ağı modeli ve sınır koşulları

yanal yer değiştirme $u_x=0$ ve dış yanal geometri çizgisinde ise yanal ve dışey yer değiştirmeler $u_x=0$ $u_y=0$ olduğu düşünölmüştür.

Menba batardosu modelinde B22 aksında incelemeler yapılmıştır. Bu aks şekil 6.1'deki 200 m'lik sonlu eleman modelinin tam ortasındadır, yani B22 aksı menba batardosu uzunluğu dikkate alınırđa 100. cü m'de yer almıştır. şekil 6.2 'deki baraj modelinde ise B18 aksı 100. cü m'de, B23 aksı 200. cü m'de, B24 aksı 280. ci m'de, B9 aksı da 464.cü m'de yer almaktadır.

6.2 Model Zemin Parametreleri

Alibey barajının inşaasına başlanılmadan önce çok ayrıntılı bir zemin araştırması ve laboratuvar çalışmaları gerçekteştirilerek temel zemini profili ve zemin özellikleri belirlenmiştir. Araştırma sonuçlarının toplu olarak değerlendirilmesinden belirlenen sonuçlar Koç, (1996) ve Özaydın vd., (1998) 'de verilmiştir. Alibey barajı temel zemini üzerinde değişik zamanlarda yapılan laboratuvar ve arazi çalışmalarından belirlenen sonuçlar Bölüm 5'de sunulmuştur. Mohr-Coulomb ve Soft-Soil model nümerik analizlerinde kullanılan malzeme parametreleri aşağıda özetlenmiştir.

Plaxis'le yapılan nümerik analizlerde, Bölüm 4'de belirtildiği gibi drenajsız analizler için drenajlı zemin parametreleri kullanılmıştır. Analizlerde kullanılan drenajlı parametreler yapılan konsolidasyonlu-drenajsız üç eksenli basınç ve tek boyutlu konsolidasyon deneylerinden belirlenmiştir. Nümerik analizlerde içsel sürtünme açısı (ϕ') değerleri Çizelge 5.4'den alınmıştır. E_{50} ise tek boyutlu konsolidasyon deneyinden belirlenen sıkışma modöü $1/m_v$ değerine bağlı olarak (5.1) eşitliğinden belirlenmiştir. Sükunetteki zemin basıncı katsayısı Plaxis Manual 7, (1997) 'de önerildiği gibi normal konsolide zeminler için $K_o=1-\sin\phi'$ Jaky (1944) eşitliğinden, aşırı konsolide zeminler için ise $K_o^{(oc)}=(1-\sin\phi')(AKO)^{\sin\phi'}$, Schmidt (1966) eşitliğinden belirlenmiştir . Poisson oranı ν' sarı kil, yeşil kil ve siyah kil için 0.35, kumlu-killi çakıllı tabaka, kum bantları ve kum dren için ise 0.30 olarak alınmıştır.

Konsolidasyon analizinde kullanılan düşey permeabilite katsayısı k_v laboratuvar konsolidasyon deneylerinden belirlenen ortalama konsolidasyon katsayısı c_{vort} ve ortalama hacımsal sıkışma katsayısı m_{vort} 'ya göre killi ve kumlar için ortalama bir c_{vort} değeri olarak

$$c_{vort} = \frac{k_{vort}}{m_{vort} \gamma_w} \quad (6.1)$$

eşitliği ile belirlenmiştir.

Laboratuvar c_v değerleri, arazide belirlenen c_v değerinden 25 kat küçük olarak bulunmuştur (Soydemir,1970). Bu çalışmada, benzer şekilde laboratuvar c_{vort} değeri büyütülerek k_{vort} değeri bulunmuştur.

Baraj temel zemininde yer alan 3.5-5 m kalınlığındaki killi-kumlu çakıl tabakasının ve kum bantlarının malzeme parametreleri de SPT ve Presyometre deneylerinden yapılan korelasyonlarla belirlenmiştir (Koç, 1996). Temel zemininin en alt tabakasını oluşturan grovak kayalarının üzerindeki tabakada SPT N değeri ortalama 25 olarak belirlenmiştir. Elastisite modülü için Burland vd. (1977) tarafından,

$$E=(0.6-3.0)N \text{ (MPa biriminde)} \quad (6.2)$$

eşitliği önerilmiştir. Bu eşitlikten, $N=25$ için $E=15-75$ Mpa değerleri tahmin edilebilmektedir. Diğer yandan Schmertmann (1970), tarafından

$$E=C_1 q_c \quad (6.3)$$

eşitliği önerilmiştir. Değişik zeminler için C_1 katsayısı Çizelge 6.1'de verilmiştir. Çizelge 6.2'de ise SPT N sayılarına karşılık kum özellikleri tanımlanmıştır.

Çizelge 6.1 C_1 katsayısının değişimi

Zemin cinsi	C_1 katsayısı
Kum ve silt	1.5
Sıkışmış kum	2.0
Sıkı kum	3.0
Kum ve çakıl	4.0

Çizelge 6.2 SPT N sayılarına karşılık kum özellikleri

	Çok gevşek	Gevşek	Orta sıkı	Sıkı	Çok sıkı
N-değerleri	0-4	4-10	10-30	30-50	>50
CPT uç drenci (q_c , MPa)	0-5	5-10	10-15	15-20	>20
Kuru birim hacim ağırlık (kN/m^3)	14	14-16	16-18	18-20	>20
İçsel sürtünme açısı ($^\circ$)	30	30-32	32-35	35-38	>38

Çizelge 6.2 'den $N=25$ için orta sıkı tanımı yapılarak, içsel sürtünme açısı 32-35 arasında tariflenmiş ve kuru birim hacim ağırlığı $16-18 \text{ kN/m}^3$ olarak belirtilmiştir. $q_c=10 \text{ MPa}$ için $C_1=2.0-4.0$ arasında seçilirse $E=20-40 \text{ MPa}$ aralığında belirlenir. Benzer şekilde, 30m' lik temel zemini içinde yeralan kum bantlarının SPT N değeri ortalama 15 olarak belirlenmiş olup. $N=15$ için orta sıkı tanımı yapılmış ve içsel sürtünme açısı 32-35 arasında ve (6.2) eşitliğinden $E=9-45 \text{ MPa}$ olarak tahmin edilmiştir.

Soft-Soil zemin modelinde kullanılan modifiye sıkışma indisi λ^* , modifiye şişme indisi κ^* değerleri Şekil 5.16 ve Şekil 5.17 'den belirlenmiştir. Boşaltma-tekrar yükleme Poisson oranı v_{ur} (4.73) eşitliğinden Plaxis7 Manual, (1997) ' de belirtildiği gibi genellikle killer için v_{ur} değeri 0.10 - 0.20 arasında değiştiği, ortalama olarak 0.15 alınması önerilmiştir. Hesaplarda, konsolidasyon analizlerinde permeabilitenin değişimi (4.74) eşitliğinden belirlenen c_k katsayısı ile gözönüne alınmıştır. Bu modelde c_k 'nın sıkışma indeksi C_c ' ye eşit olarak alınabileceği Plaxis 7 Manual, (1997) 'de belirtilmiştir.

Soft-Soil zemin modeli analizlerinde killi-kumlu çakıl tabakası, kum bantları ve yatay kum drenin malzeme modeli Hard-Soil ve malzeme tipide drenajlı olarak tanımlanmıştır. Modelin detayları Bölüm 4'te sunulmuştur.

Analizlerde anizotrop permeabiliteyi modellemek için yatay ve düşey permeabilite katsayısı kullanılmıştır. Çizelge 6.3'de Plaxis Manual 7, (1997) 'de önerilen permeabilite katsayıları aralıkları sunulmuştur.

Çizelge 6.3 Permeabilite katsayıları

Zemin Cinsi	Permeabilite katsayısı (m/gün)
İnce çakıl	$0.5 \times 10^{-4} - 5.10^{-4}$
Orta irilikte kum	$0.5 \times 10^{-2} - 5.10^{-2}$
İri silt	0.5-5
İnce silt	$0.5 \times 10^{-2} - 5.10^{-2}$
Siltli kil	$< 1 \times 10^{-3}$

Analizlerde siyah kil, yeşil kil ve sarı kilin malzeme türü drenajsız ve killi-kumlu çakıl tabakasının, kum bantları ve yatay kum drenlerin malzeme türü ise drenajlı olarak tanımlanmıştır. Dolgu malzeme modeli lineer elastik olarak alınmıştır. Modellerde kullanılan zemin parametreleri Çizelge 6.4 ve Çizelge 6.5 'de gösterilmiştir.

6.2.4 Alibey barajı sonlu eleman modeli ve model parametrelerinin değerlendirilmesi

Baraj dolgusundan, kum bantları ve killi-kumlu çakıllı tabakalardan örselenmemiş örnek alınamadığı için bu zeminlerin mukavemet ve deformasyon özellikleri laboratuarda belirlenememiştir. Bu nedenle dolgu izotropik elastik malzeme olarak drenajlı Elastisite modülü 8000 kPa ve Poisson oranı 0.40 ve dolgu birim hacim ağırlığı $\gamma_{\text{dolgu}}=20 \text{ kN/m}^3$ olarak alınmıştır. Kum bantlarının ve killi-kumlu çakıllı tabakanın davranışı Hard-Soil model ile modellenmiş ve sırasıyla içsel sürtünme açısı $\phi'=32^\circ$ ve $\phi'=35^\circ$ olduğu varsayılmıştır.

Bu çalışmada yapılan analizlerde, dolgu ile kum bantlarının mukavemet ve rijitlik

Çizelge 6.4 Mohr - Coulomb model parametreleri

Zemin Cinsi	Mazeme Modeli	Malzeme Tipi	γ_k kN/m^3	γ_d kN/m^3	v'	E kPa	c' kPa	ϕ' ($^\circ$)	k_x m/gün	k_y m/gün
Kum- çakıl	Mohr-Coulomb	Drenajlı	16	19	0.30	30000	1	35	1.1	1.1
Siyah kil	Mohr-Coulomb	Drenajsız	11.3	17	0.35	2250	1	17	0.002	0.0005
Kum bantı	Mohr-Coulomb	Drenajlı	16	18	0.30	10000	1	32	1.1	1.1
Yeşil kil	Mohr-Coulomb	Drenajsız	14	19	0.35	1450	1	18	0.002	0.0005
Sarı kil	Mohr-Coulomb	Drenajsız	15.4	20	0.35	2850	1	20	0.002	0.0005
Kum dren	Mohr-Coulomb	Drenajlı	16	18	0.30	8000	1	32	1.1	1.1
Dolgu	Lineer Elastik	Drenajlı	20	20	0.40	8000	-	-	0.01	0.01

Çizelge 6.5a Soft - Soil model parametreleri

Zemin Cinsi	Mazeme Modeli	Malzeme Tipi	γ_k kN/m^3	γ_d kN/m^3	v'_{ur}	ϕ' ($^\circ$)	k_x m/gün	k_y m/gün	λ^*	κ^*	AKO	c_k	c' kPa
Siyah kil	Soft-Soil	Drenajsız	11.3	17	0.15	17	0.002	0.0005	0.13	0.025	1.0	0.717	1.0
Yeşil kil	Soft-Soil	Drenajsız	14	19	0.15	18	0.002	0.0005	0.12	0.023	1.5	0.507	1.0
Sarı kil	Soft-Soil	Drenajsız	15.4	20	0.15	20	0.002	0.0005	0.05	0.010	4	0.263	1.0

Çizelge 6.5b Hard - Soil model parametreleri

Zemin Cinsi	Mazeme modeli	Malzeme Tipi	γ_k kN/m^3	γ_d kN/m^3	v'_{ur}	ϕ' ($^\circ$)	k_x m/gün	k_y m/gün	E kPa	m
Kum-çakıl	Hard-Soil	Drenajlı	16	19	0.20	35	1.1	1.1	30000	0.5
Kum bantı	Hard-Soil	Drenajlı	16	18	0.20	32	1.1	1.1	10000	0.5
Kum dren	Hard-Soil	Drenajlı	16	18	0.20	32	1.1	1.1	8000	0.5

parametrelerindeki değişimlerin sonuçları çok fazla etkilemediği ancak özellikle killi-kumlu çakıllı tabakanın permeabilite özelliklerinin bilinmemesinin belirsizliklerin kaynağını oluşturduğu belirlenmiştir. Eğer temel zemininin en altında bulunan grovak kayaları nedeniyle modelin alt sınırı drenaja kapalı kabul edilerek analizler yapılırsa, boşluk suyu basıncının derinlikle değişim eğrilerinin biçimi tek yönlü drenaj koşullarındaki gibi oluşmaktadır. Killi-kumlu çakıllı tabakada fazla boşluk suyu basınçları sönümlenmemiş, kil tabakalarındaki fazla boşluk suyu basıncı aynı değerde bu tabakada da oluşmuştur. Soydemir (1970) tarafından yapılan çalışmada bu tabakaya yerleştirilen piezometrelerin dolgu yüklemesi sırasında reaksiyon göstermediği ve bu tabakanın doğal olarak drene olduğu belirtilmiştir. Mercangöz (1996), Özçoban (1997) tarafından yapılan çalışmalarda da boşluk suyu basıncının dağılımının çift yönlü drenajla uyum sağladığı belirtilmiştir. Bu nedenle 30 m'lik temel zemininin alt kısmı serbest drenajlı olarak alınmıştır. Bu genel gözlemler, klasik tek boyutlu konsolidasyon teorisindeki çift yönlü drenajla uyum sağlayarak boşluk suyu basıncı dağılımının aşağı ve yukarı drenaj yüzeylerine doğru olduğunu göstermiştir. Şekil 5.12'de temel zemininin ön konsolidasyon profili Shmertman ve Casagrande ön konsolidasyon basıncı belirleme yöntemlerine göre arazi jeolojik efektif gerilmesiyle birlikte gösterilmiştir. Schmertman yöntemine göre belirlenen profilde siyah kil tabakası aşırı konsolide Casagrande yöntemine göre belirlenen profilde normal konsolide olarak görünmektedir. Analizler her iki ön konsolidasyon profiline göre yapılmış ve siyah kilin normal konsolide olarak alındığı analiz sonuçlarının arazi ölçümleri ile daha uyumlu olduğu görülmektedir. Analizlerde temel zemininin başlangıç koşulları ve başlangıç malzeme parametreleri Bölüm 5'de belirtildiği gibi genellikle, barajın inşaatına başlanılmadan önce yapılan arazi ve laboratuvar çalışmalarından, sıkışma ve mukavemet parametreleri ise (Koç, 1996 ve Özaydın vd., 1998) 'den alınmıştır.

6.3 Sonlu Elemanlar Modelinin Kalibrasyonu

Modelin kalibrasyonu için önce menba batardosu analizleri yapılmış, burada malzeme parametreleri doğrulandıktan sonra aynı parametreler tüm barajın analizinde kullanılmıştır. Analizlerde anizotrop permeabiliteyi modellemek için yatay ve düşey yönde ayrı permeabilite katsayısı kullanılmıştır. Modelin kalibrasyonu için başlangıçta yapılan analiz

sonuçlarına göre, killi zeminlerde yatay permeabilite katsayısının düşeyin 4 katı olarak, kum tabakalarında ise yatay ile düşey permeabilite katsayılarının eşit olarak alınması kararlaştırılmıştır.

6.4 Gerilme-Şekil Değiştirme ve Konsolidasyon Analizleri

Analizlerde öncelikle menba batardosu temel zemininin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı incelenmiştir. Malzeme parametreleri bu analiz sonuçlarına göre, arazi ölçümleri ile doğrulandıktan sonra tüm barajın analizinde kullanılmıştır. Barajın inşaatı sırasında konsolidasyonu hızlandırmak için B18, B23 ve B24 akslarında farklı boy ve aralıklarla kum drenler imal edilmiştir. Kum drenlerin yapılan ilk aşamada analizlerde pek etkisinin olmadığı görülmüştür. Barajın sonlu elemanlar modeli oluşturulurken, programın eleman kısıtlayıcı yönü nedeniyle kum drenler doğrudan göz önüne alınmamış ancak kum drenlerin olduğu bölgede kil zeminin malzeme parametreleri iyileştirme yönünde değiştirilerek bu etki gözetilmiştir. Mohr-Coulomb modeli analizlerinde kum drenler kil tabakalarının Poisson oranını $\nu'=0.30$ alınarak modellenmiştir. Soft-Soil model analizlerinde ise kum drenler gözönüne alınmamıştır. Analizlerde ardışık adımsal iterasyon yöntemi kullanıldığından, herbir adımda malzeme parametrelerindeki iyileşmeler bir sonraki adımda gözönüne alınmıştır.

Yapılan analizlerde baraj gövdesini oluşturan zemin dolgusunun lineer elastik malzeme davranışı gösterdiği, temel zeminini oluşturan kil tabakalarının malzeme davranışının ise non-lineer elasto-plastik olduğu varsayılmıştır.

Temel zemininde hiç yükleme yapılmadan önce bir gerilme-şekil değiştirme analizi yapılarak jeolojik ortamın kendi ağırlığından dolayı varolan gerilmeleri bulunmuştur. Kendi ağırlığından dolayı ortamdaki gerilmelerin analizi sükunetteki zemin basıncı katsayısı K_0 yardımıyla hesaplanmış ve bu gerilmeler altında bir gerilme şekil değiştirme analizi yapılarak meydana gelen yer değiştirmeler belirlenmiştir. Aşamalı yükleme analizlerine geçmeden önce bu yerdeğiştirme değerleri sıfırlanmış ve diğer analiz adımına geçilmiştir. Sonlu elemanlar modelinde temel zemini yüzeyinden 1.5m aşağıdan itibaren yeraltı su seviyesi (YASS) vardır

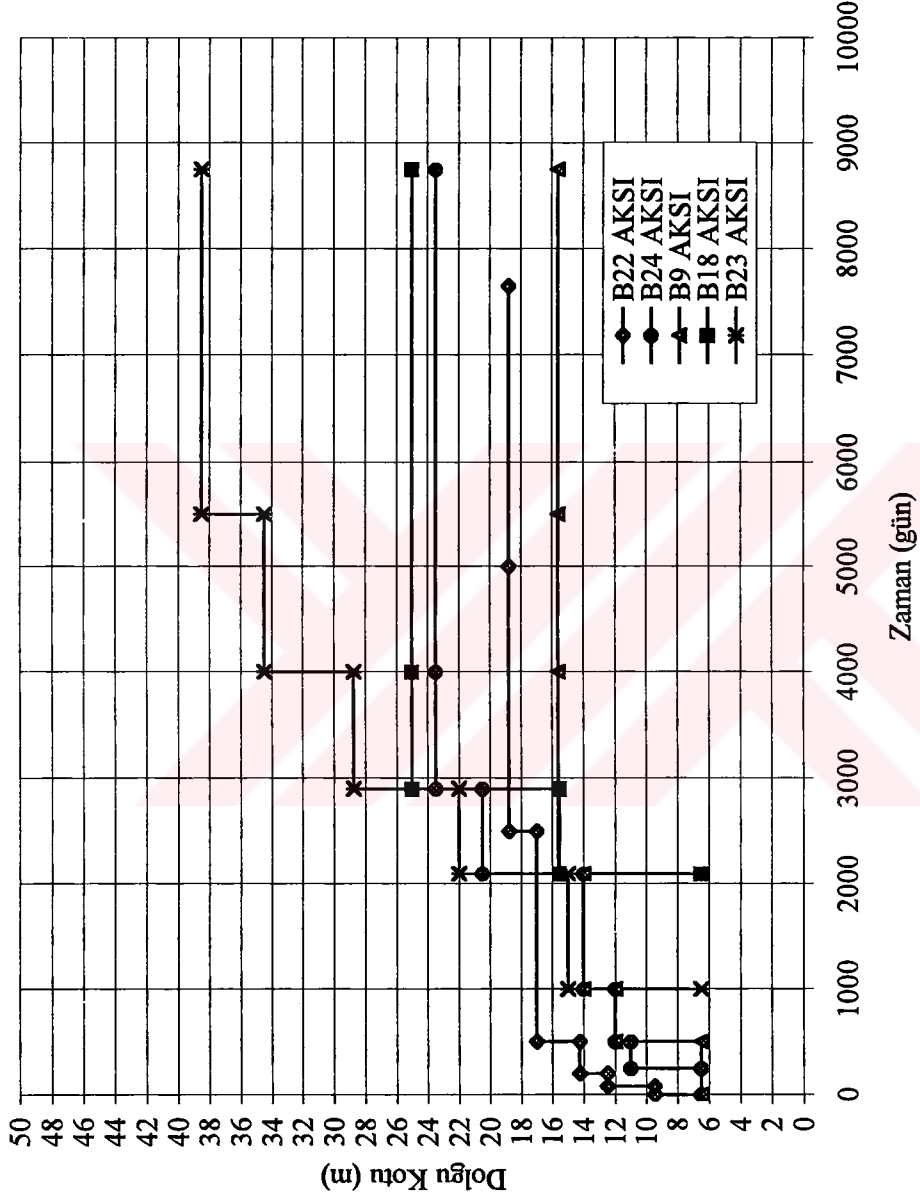
ve temel zemini endeks özellikleri birbirinden farklı üç geçirimsiz zemin tabakasından oluştuğundan, dolgu yükü drenajsız şartlarda yerleştirilmiştir. Drenajsız koşullarda yapılan bu ilk kademe dolgu yükünden meydana gelen gerilme artışıları ve yer değiştirmeler hesaplanmıştır. Daha sonra bu gerilme artışıları esas alınarak konsolidasyon analizine geçilmiştir. Konsolidasyon analizi için varsayılan konsolidasyon süresi, inşaat sırasında bu ilk aşama dolgu yapıldıktan sonra ikinci aşama dolgu yapılıncaya kadar olan bekleme süresi kadardır. Bu süre için konsolidasyon analizi adımı tamamlanınca ikinci kademe dolgu yükü birincisine benzer şekilde önce drenajsız durum için gerilme-şekil değiştirme analizi ve daha sonra dolgu inşa süresine göre konsolidasyon analizi yapılmış ve bu işlemlere baraj dolgu inşaatı tamamlanınca kadar devam etmiştir. Nümerik analizlerde menba batardosu dolgu inşası 6 yükleme aşamasında, baraj dolgu inşası ise 7 yükleme aşamasından meydana gelmiştir. Analizlerde dikkate alınan ve baraj dolgu yüksekliği ile temel zemini drenaj koşulları açısından farklılıklar gösteren 5 tipik kesit için, dolgu yüksekliğinin zamana bağlı değişimi (yükleme programı) Şekil 6.3a – Şekil 6.3m'de gösterilmiştir. Menba batardosu ve barajın diğer kısımları iki farklı sonlu eleman modeli oluşturularak, nümerik olarak analiz edildiğinden bu analizlerdeki yükleme programlarında Şekil 6.3a – Şekil 6.3m'de ayrı ayrı gösterilmiştir.

Mohr-Coulomb modeli analiz sonucunda belirlenen oturma-zaman eğrileri Soft-Soil modeli analiz sonuçları ve arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Deneysel çalışmada kullanılan gerilmeler ve sonuçların karşılaştırıldığı düşey birim deformasyonlar ve düşey yer değiştirme değerleri Soft-Soil modeli analiz sonuçlarından alınmıştır.

6.4.1 Gerilme-şekil değiştirme ve konsolidasyon analizi sonuçları

Analizlerde Alibey barajı temel zemininin, gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı incelenirken aşamalı yüklemeye bağlı olarak, yük uygulandıktan hemen sonra drenajsız şartlardaki ve inşaat programına göre belirlenen bekleme süresi sonundaki davranışı incelenebilmiştir. Bu amaçla, baraj dolgu yüksekliği ile temel zemini drenaj koşulları açısından farklılıklar gösteren 5 tipik kesit göz önüne alınmış olup (B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında) sonuçlar bu kesitler için özetlenmiştir.

ALİBEY BARAJI DOLGU İNŞA PROGRAMI

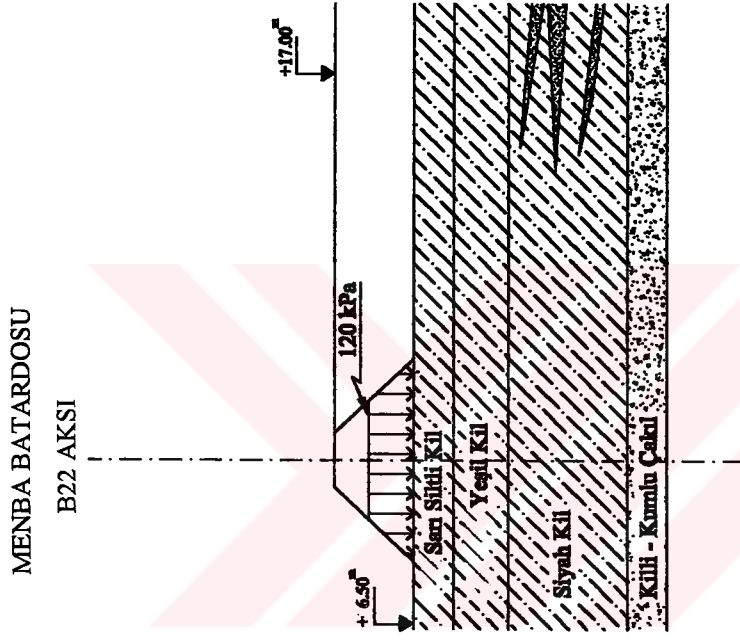


Şekil 6.3a Alibey barajı dolgu inşa programı

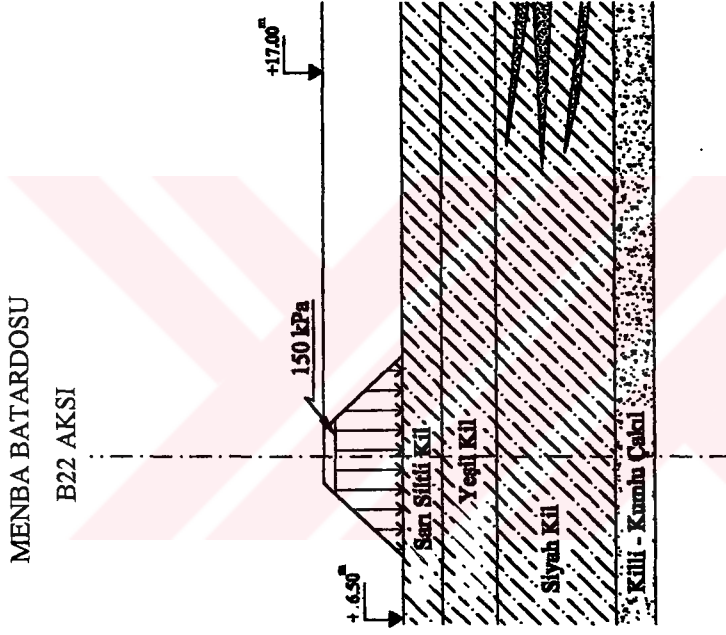
MENBA BATARDOSU
B22 AKSI



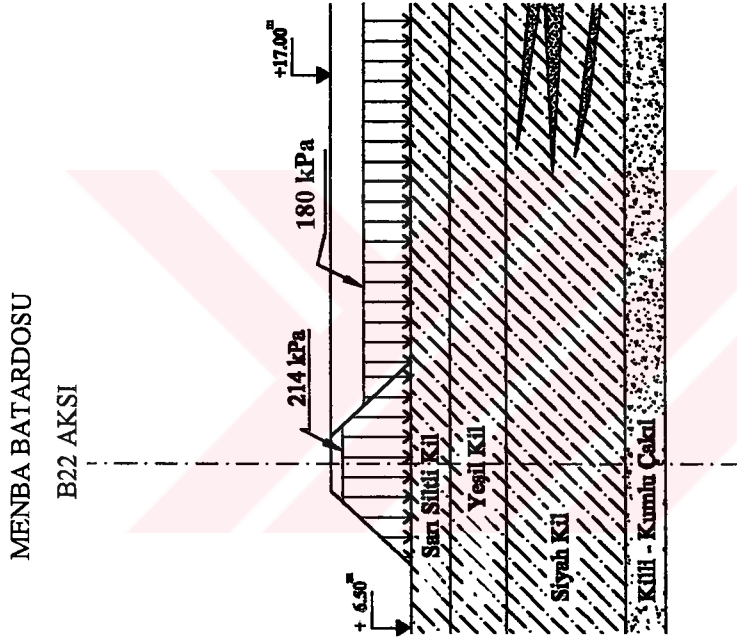
Şekil 6.3b Menba batardosu dolgu inşaat programı, 0-80 gün (Yükleme No.1)



Şekil 6.3c Menba batardosu dolgu inşaat programı, 80-200 gün (Yükleme No.2)



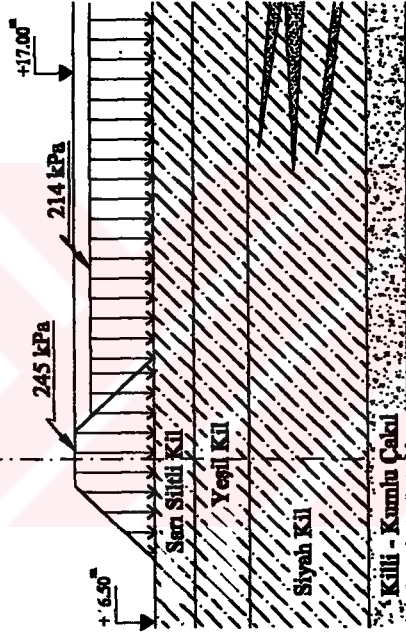
Şekil 6.3d Menba batardosu dolgu inşaat programı, 200-500 gün (Yükleme No.3)



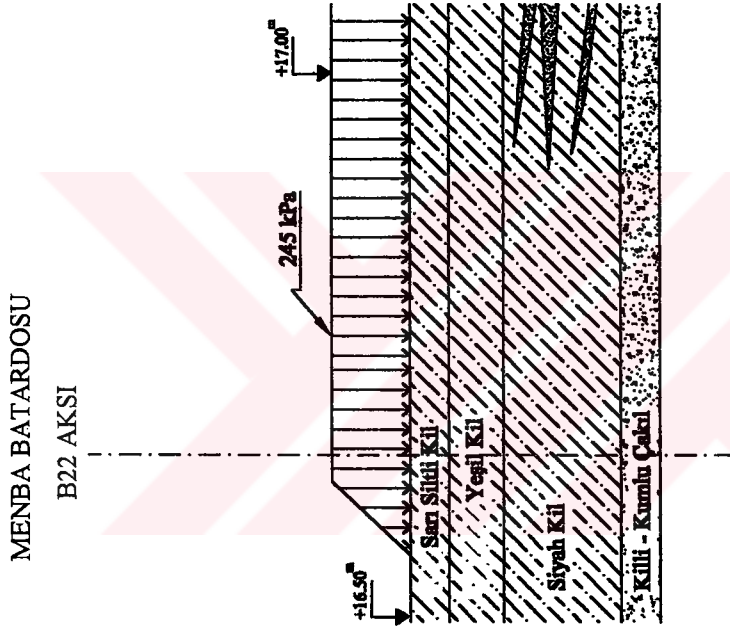
Şekil 6.3e Menba batardosu dolgu inşaat programı 500-2500 gün (Yükleme No.4)

MENBA BATARDOSU

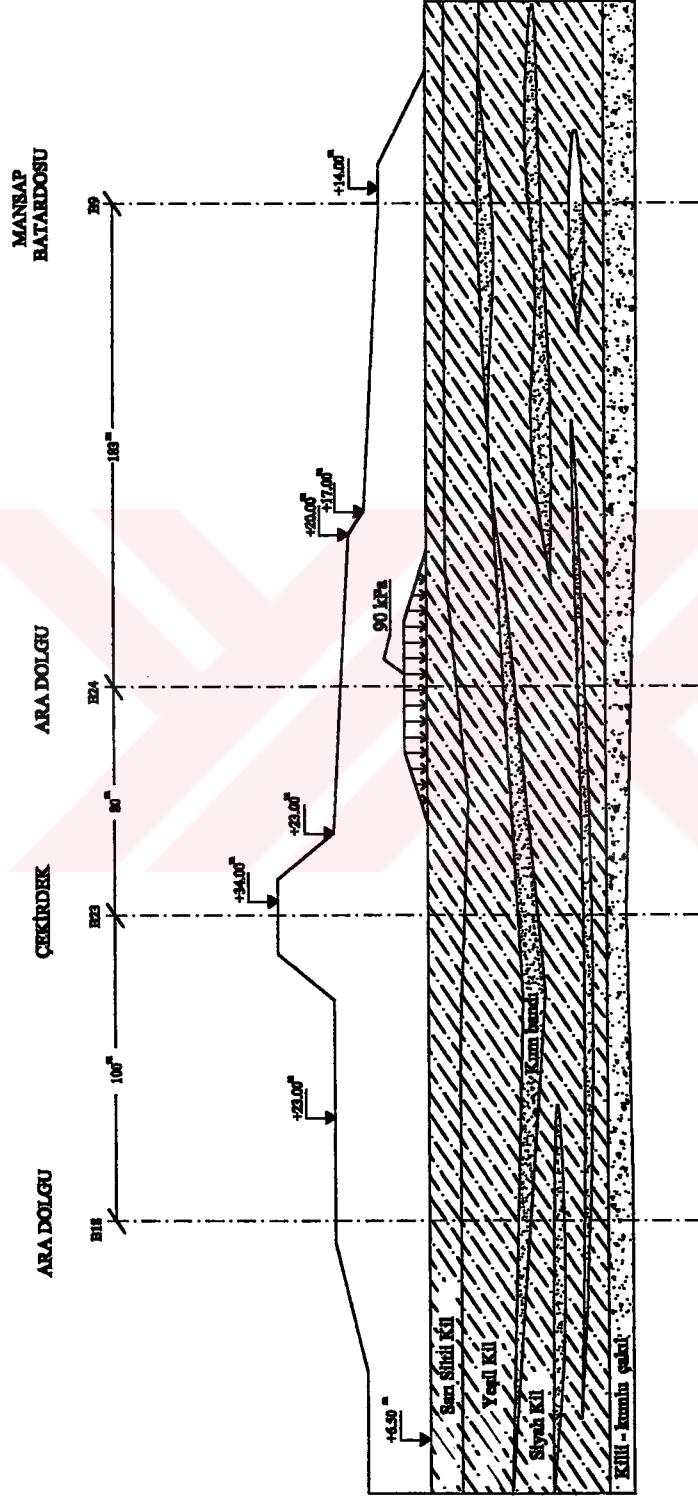
B22 AKSI



Şekil 6.3f Menba batardosu dolgu inşaat programı 2500-5000 gün (Yükleme No.5)



Şekil 6.3g Menba batardosu dolgu inşaat programı 5000-7650 gün (Yükleme No.6)



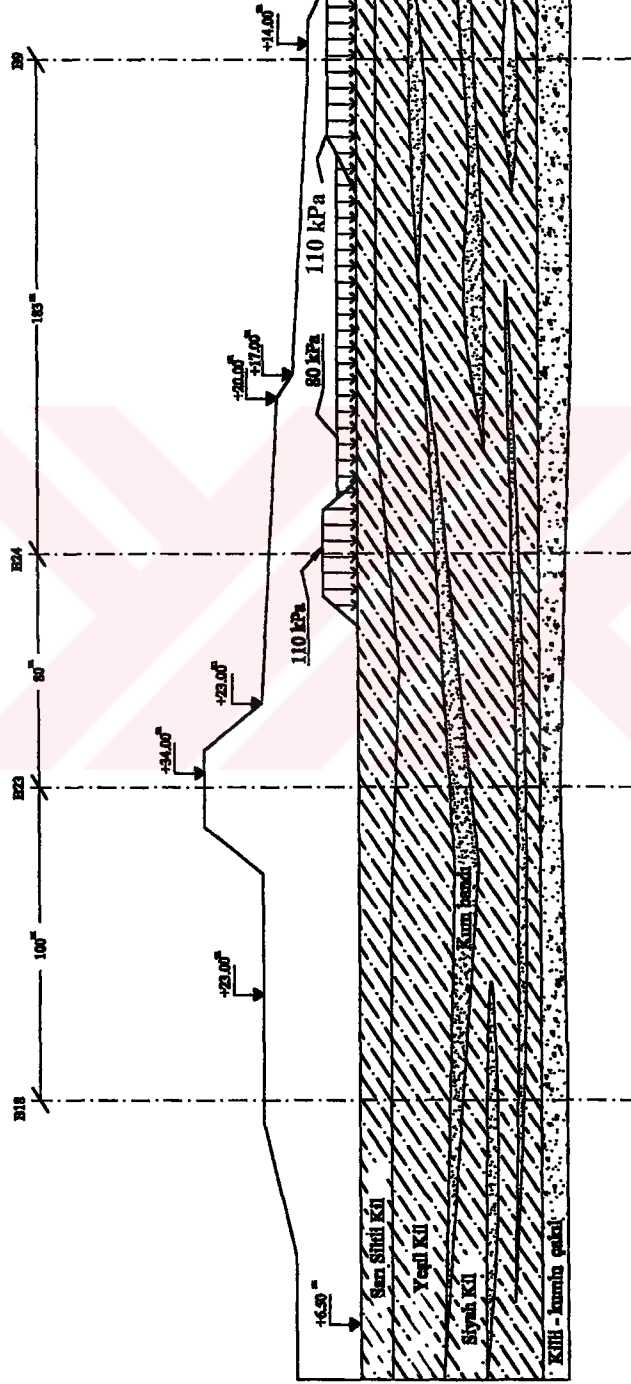
Şekil 6.3h Baraj dolgu inşaat programı, 250-500 gün (Yükleme No.1)

MANSAP
BATARDEOSU

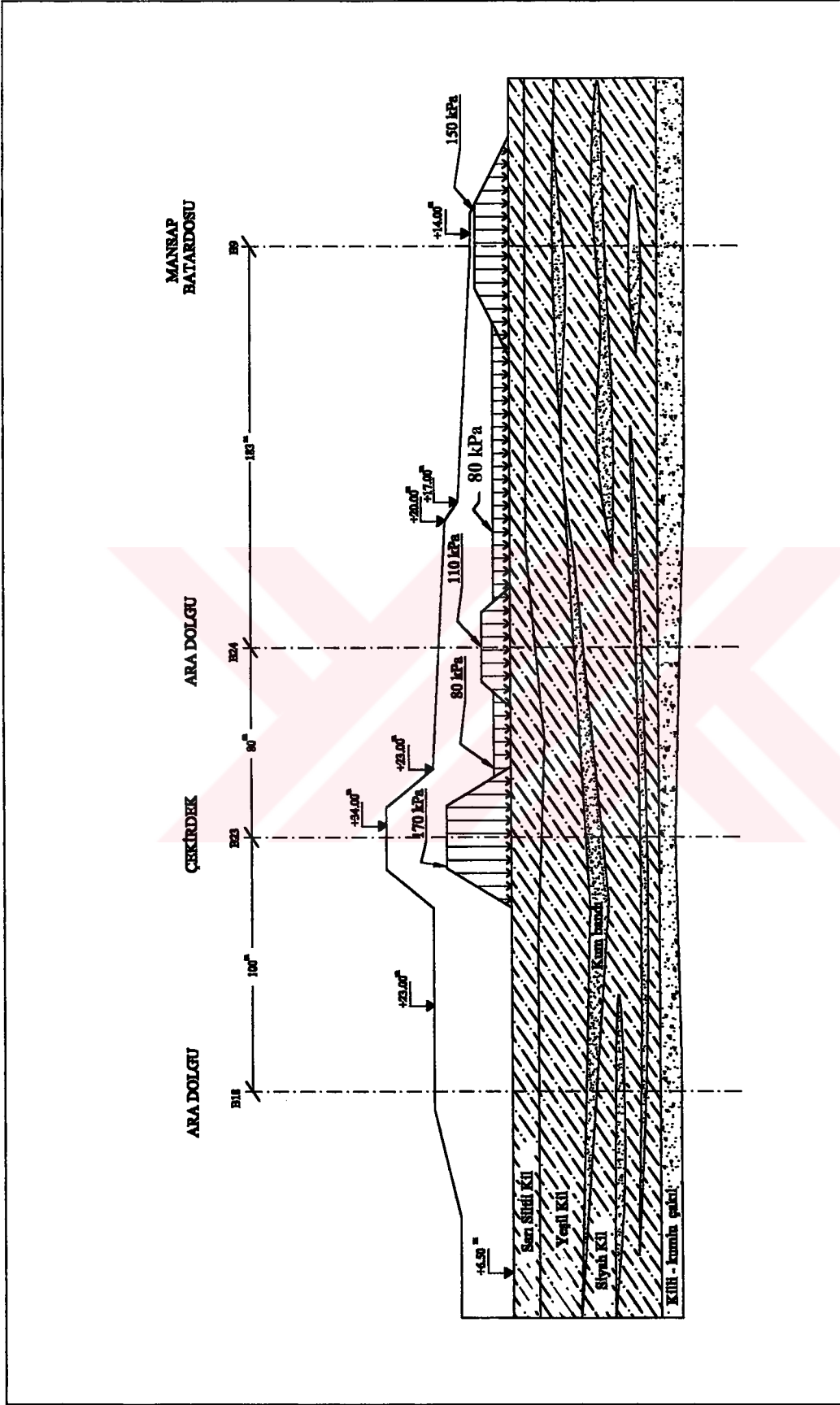
ARA DOLGU

ÇEKİRDEK

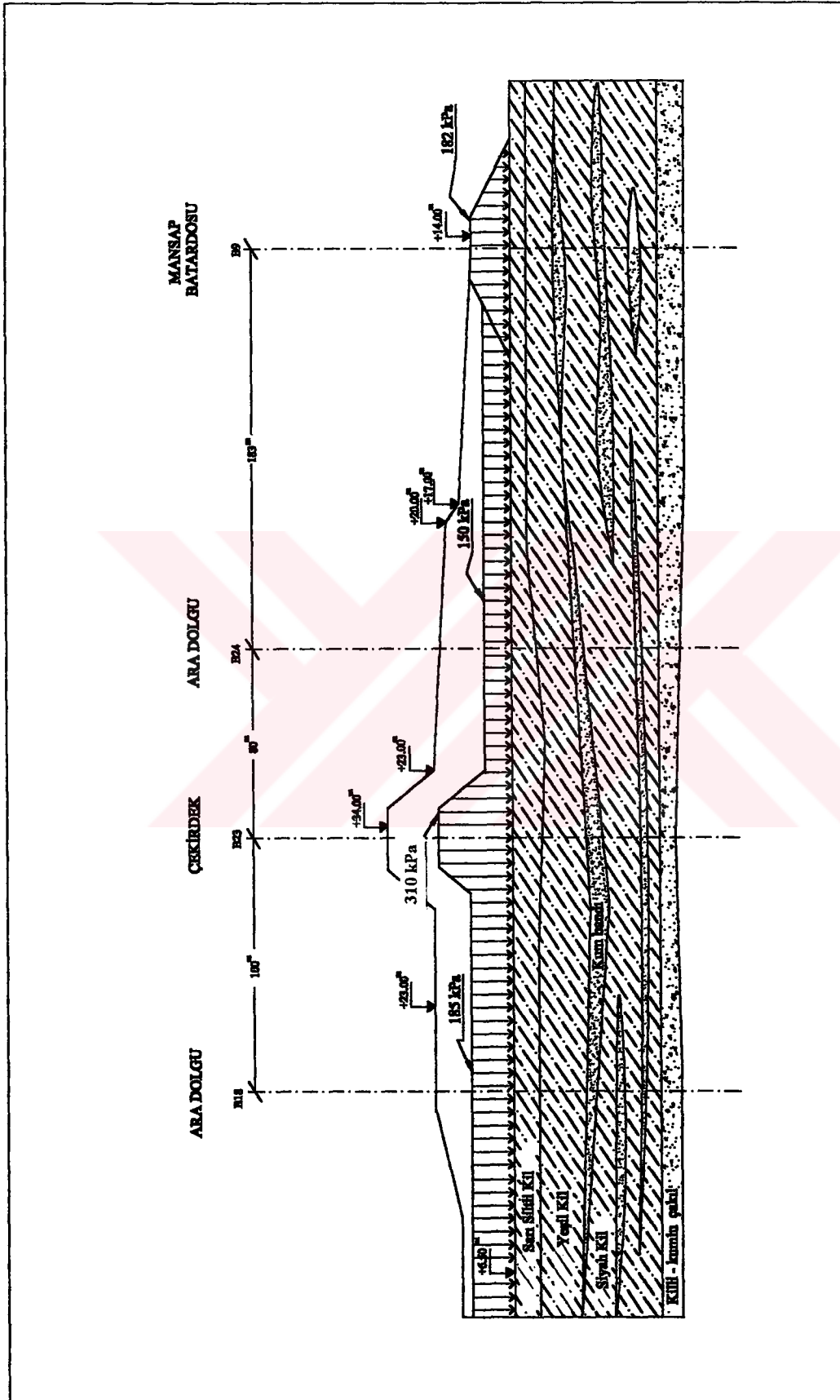
ARA DOLGU



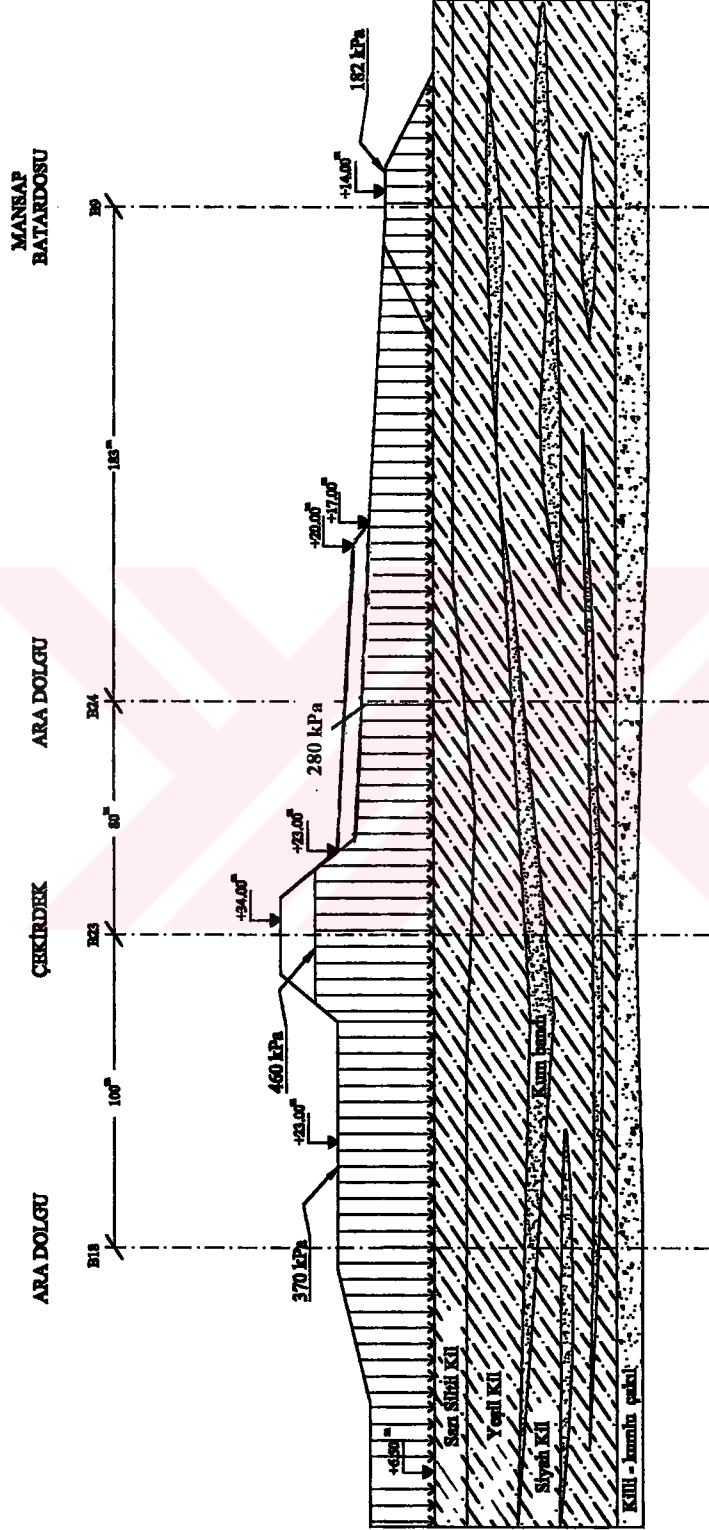
Şekil 6.31 Baraj dolgu inşaat programı, 500-1000 gün (Yükleme No.2)



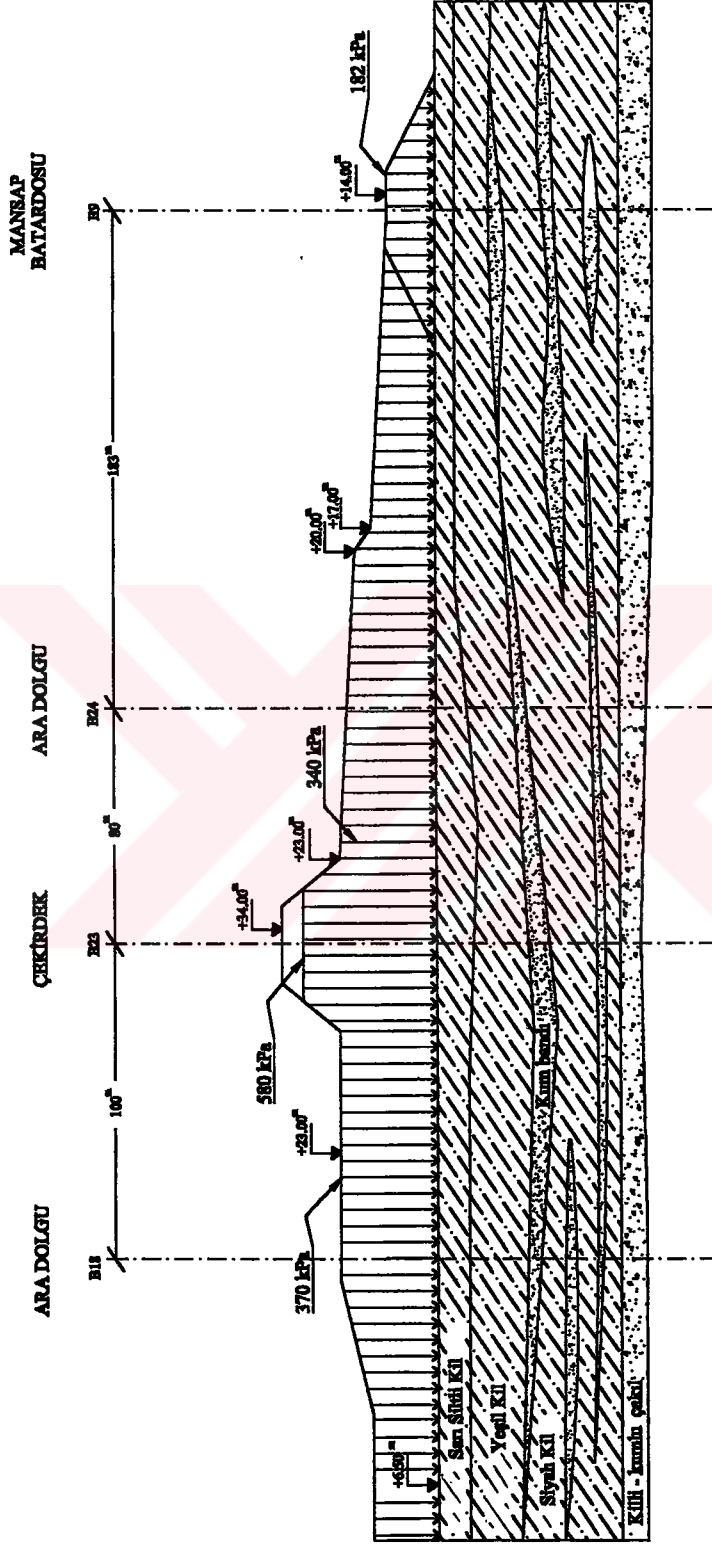
Şekil 6.3i Baraj dolgu inşaat programı, 1000-2100 gün (Yükleme No.3)



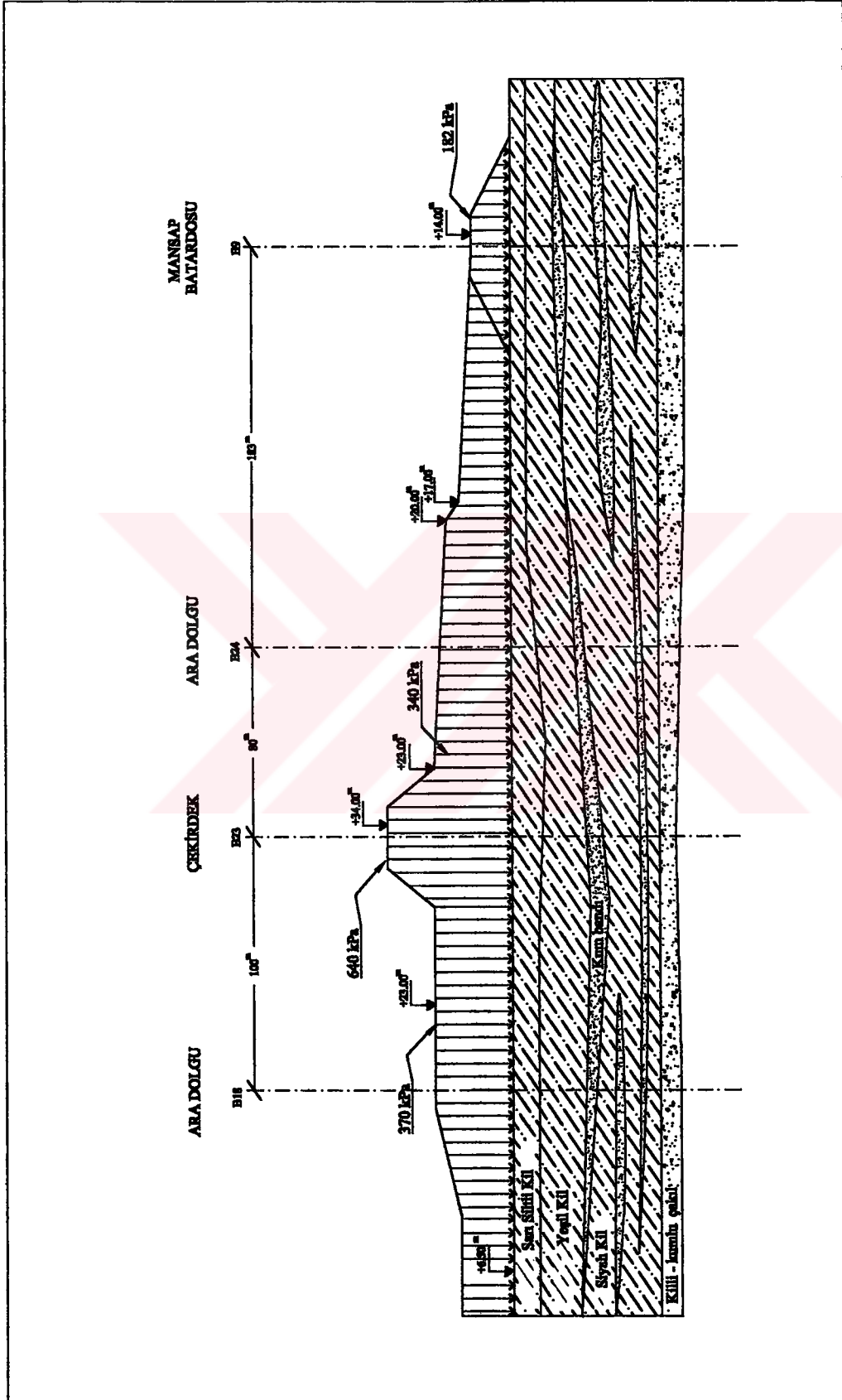
Şekil 6.3.j Baraj dolgu inşaat programı, 2100-2900 gün (Yükleme No.4)



Şekil 6.3k Baraj dolgu inşaat programı, 2900-4000 gün (Yükleme No.5)



Şekil 6.31 Baraj dolgu inşaat programı, 4000-5500 gün (Yükleme No.6)

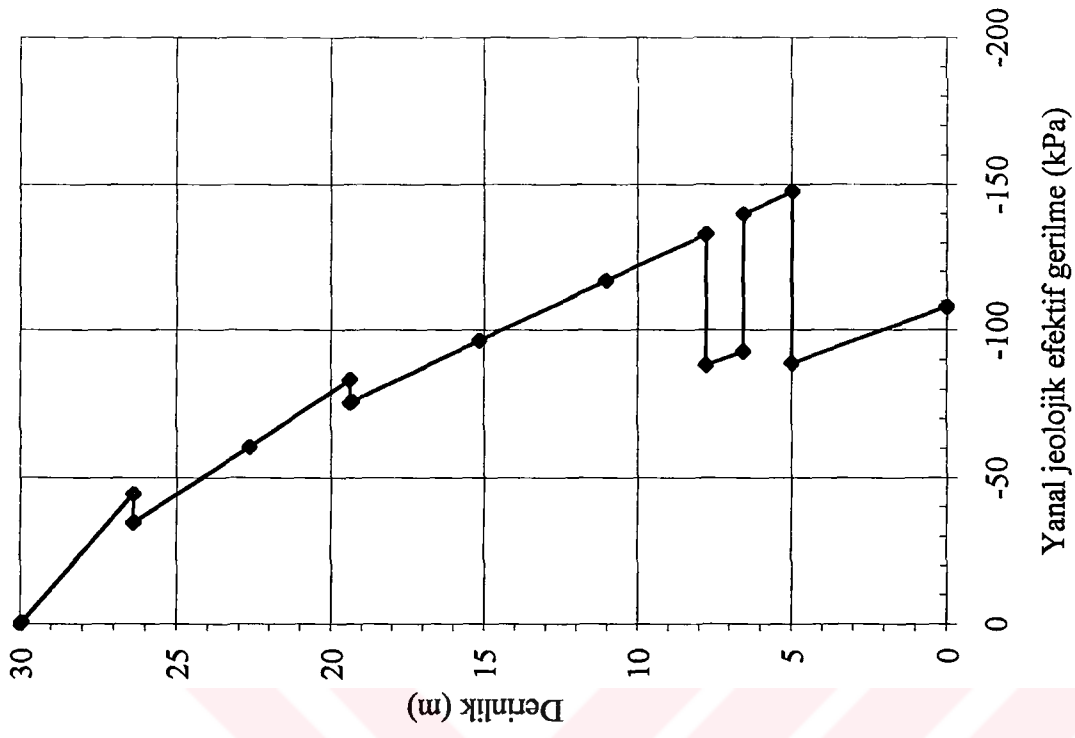


Şekil 6.3m Baraj dolgu inşaat programı, 5500-8750 gün (Yükleme No.7)

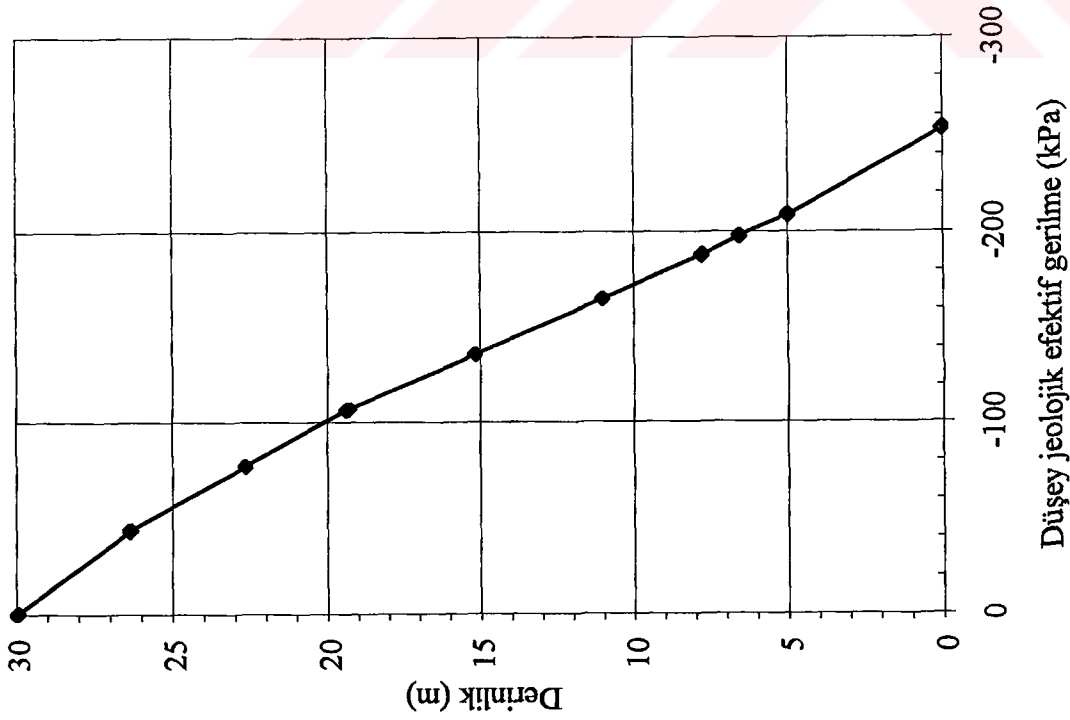
Analiz sonuçlarına göre öncelikle bu 5 tipik kesitte derinlik boyunca gerilmelerin başlangıçtaki durumu (yükleme yapılmadan önceki jeolojik efektif gerilmeler), daha sonra her bir yüklem aşamasından sonra konsolidasyon analizi sonundaki efektif asal gerilme değişimleri belirlenmiştir. Plaxis'le nümerik analizlerden belirlenen basınç gerilmeleri (-), çekme gerilmeleri ise (+) işaretli olarak belirtilmektedir. Buna göre analizlerde incelenen B22, B18, B23, B24 ve B9 kesitlerinde yüklem yapılmadan önceki düşey ve yanal jeolojik efektif gerilmeler Şekil 6.4, Şekil 6.5, Şekil 6.6, Şekil 6.7 ve Şekil 6.8' de gösterilmiştir. Bu beş kesitteki zemin tabakalanması, bu tabakaların başlangıç koşulları ve birim hacim ağırlıklarına göre belirlenen düşey ve yanal jeolojik efektif gerilmelerde derinlik boyunca meydana gelen değişimler görülmektedir.

İncelenen kesitlerde aşamalı yüklemede düşey efektif asal gerilme ve yanal efektif asal gerilmenin derinlikle değişimi her bir yüklem aşamasında konsolidasyon analizinden sonra belirlenmiştir. Bu efektif gerilmeler yüklemeden dolayı oluşan gerilme artışını ve zeminin kendi ağırlığından dolayı oluşan efektif gerilmeyi içermektedir. Şekil 6.9, Şekil 6.10, Şekil 6.11, Şekil 6.12 ve Şekil 6.13 'de B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında aşamalı yüklem nedeniyle düşey ve yanal efektif gerilmenin derinlikle değişimi verilmiştir. Şekillerden görüldüğü gibi her bir yüklem aşamasındaki düşey efektif asal gerilmeler derinlikle artmaktadır. Şekillerdeki eğrilerin biçimleri herbir yüklem aşamasında oluşan ve yüklem adımının konsolidasyon aşaması sonunda sönmülenmeyen fazla boşluk suyu basıncının değişimine göre değişmiştir. Birbirine komşu akslardaki efektif asal gerilmeler bu akslardaki antisimetrik aşamalı yüklemeden etkilenmiştir. Şekil 6.14, Şekil 6.15, Şekil 6.16, Şekil 6.17 ve Şekil 6.18 'de B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında aşamalı dolgu yüklemesi sonucunda düşey efektif asal gerilme artışının derinlikle değişimi verilmiştir. Dolgu yüklemesinden dolayı meydana gelen efektif asal gerilme artışının beklendiği gibi derinlikle azaldığı görülmektedir. Genellikle son yüklem adımından sonraki konsolidasyon aşaması sonunda (8750 günde) baraj dolgu inşaatı nedeniyle meydana gelen fazla boşluk suyu basınçları sönmüldüğü halde bu aşamadaki gerilme artışlarına bakıldığında derinlikle değişim gösterdiği görülmektedir.

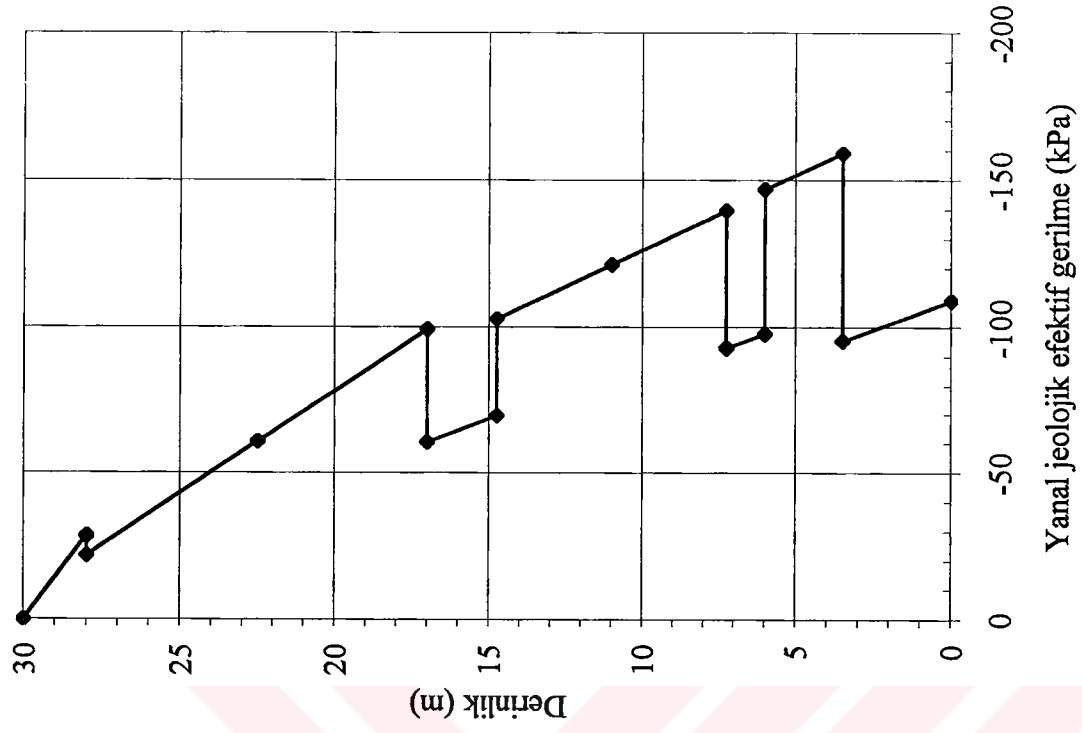
B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında ölçülen düşey yer değiştirmelerin (oturmaların)



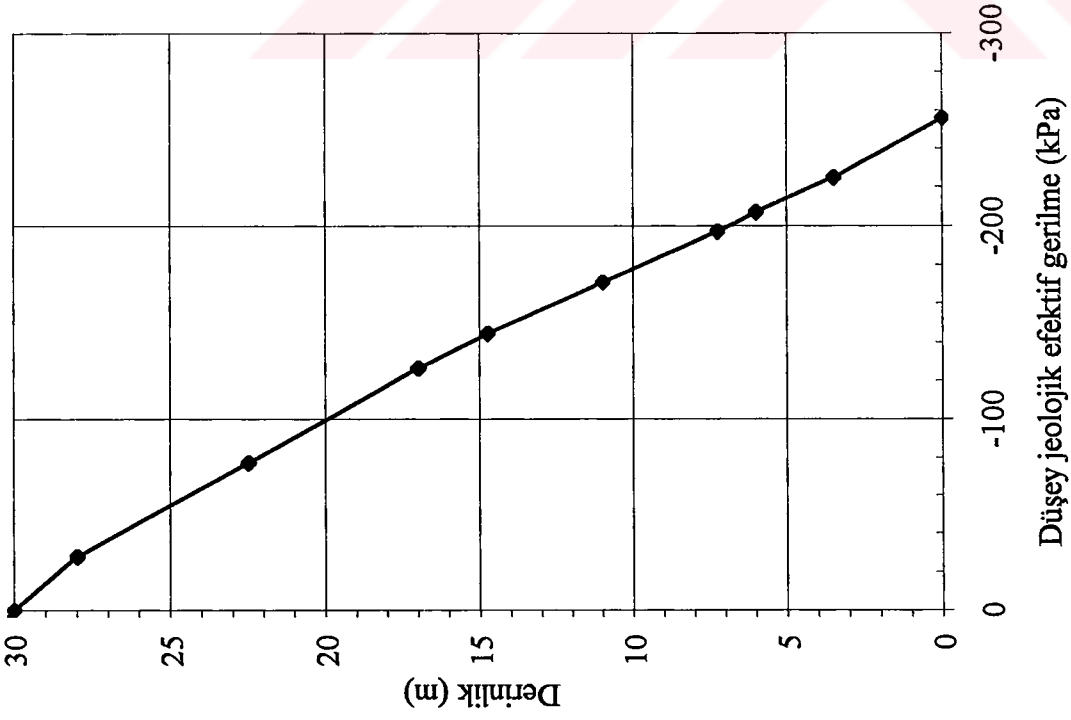
Şekil 6.4b B22 aksında yanal jeolojik efektif gerilme



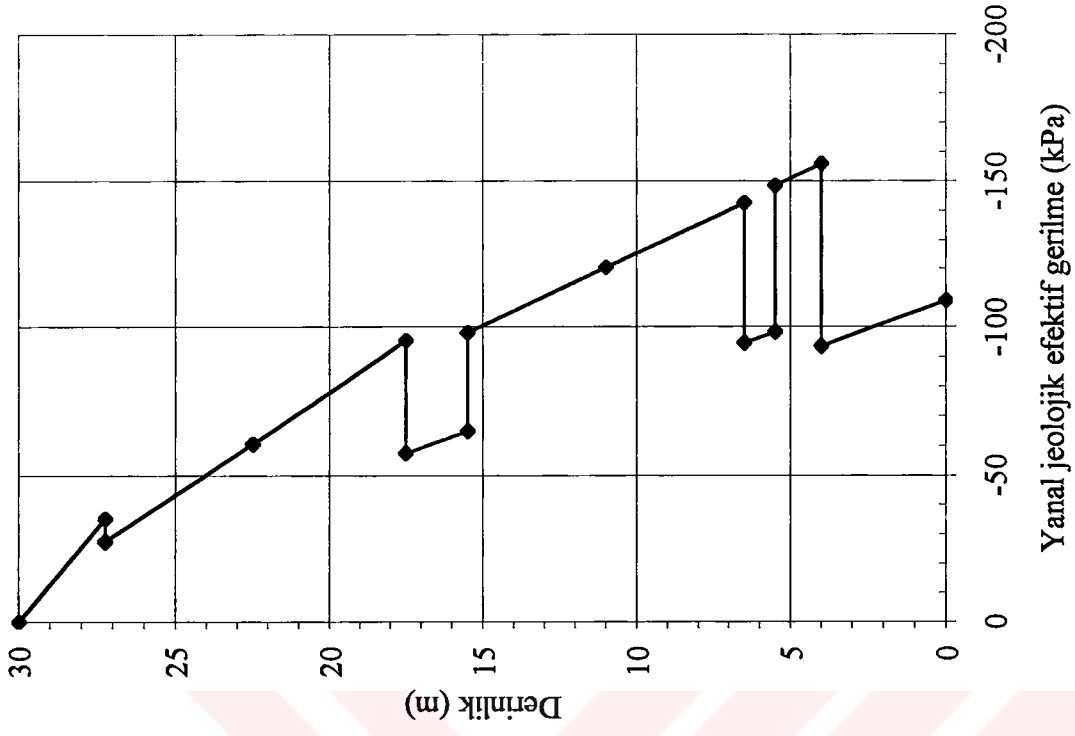
Şekil 6.4a B22 aksında düşey jeolojik efektif gerilme



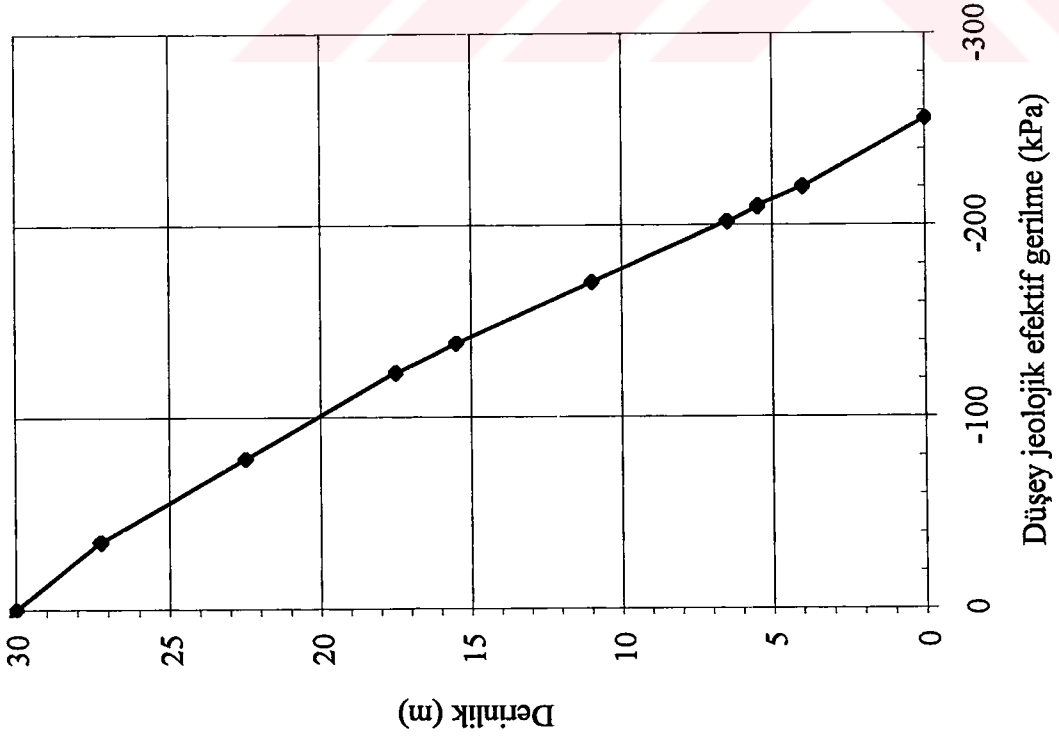
Şekil 6.5b B18 aksında yanal jeolojik efektif gerilme



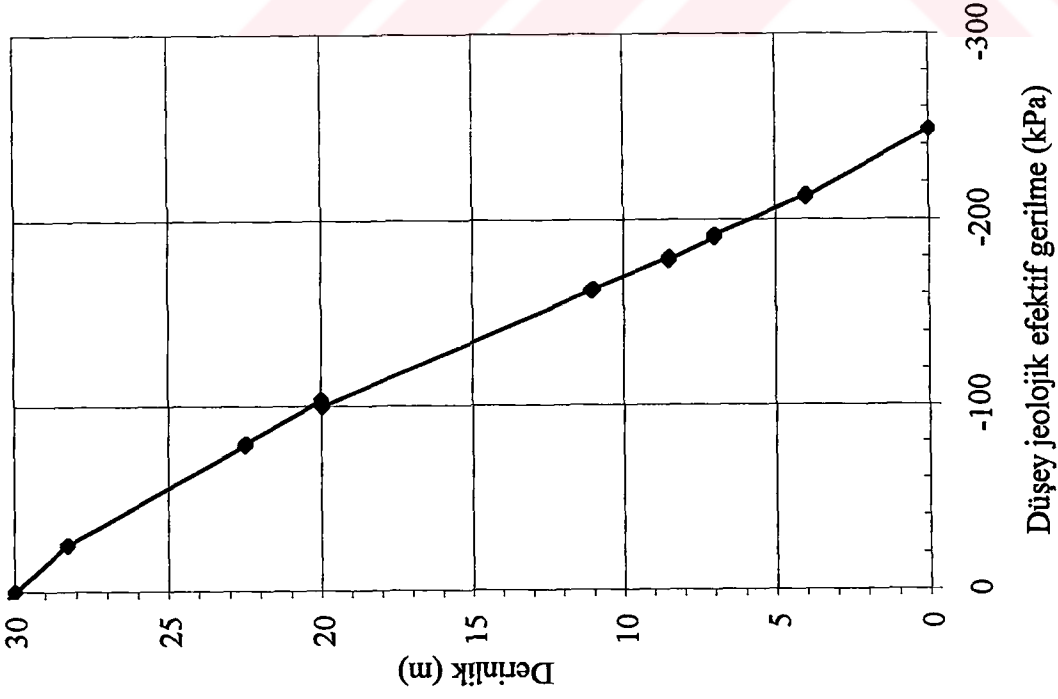
Şekil 6.5a B18 aksında düşey jeolojik efektif gerilme



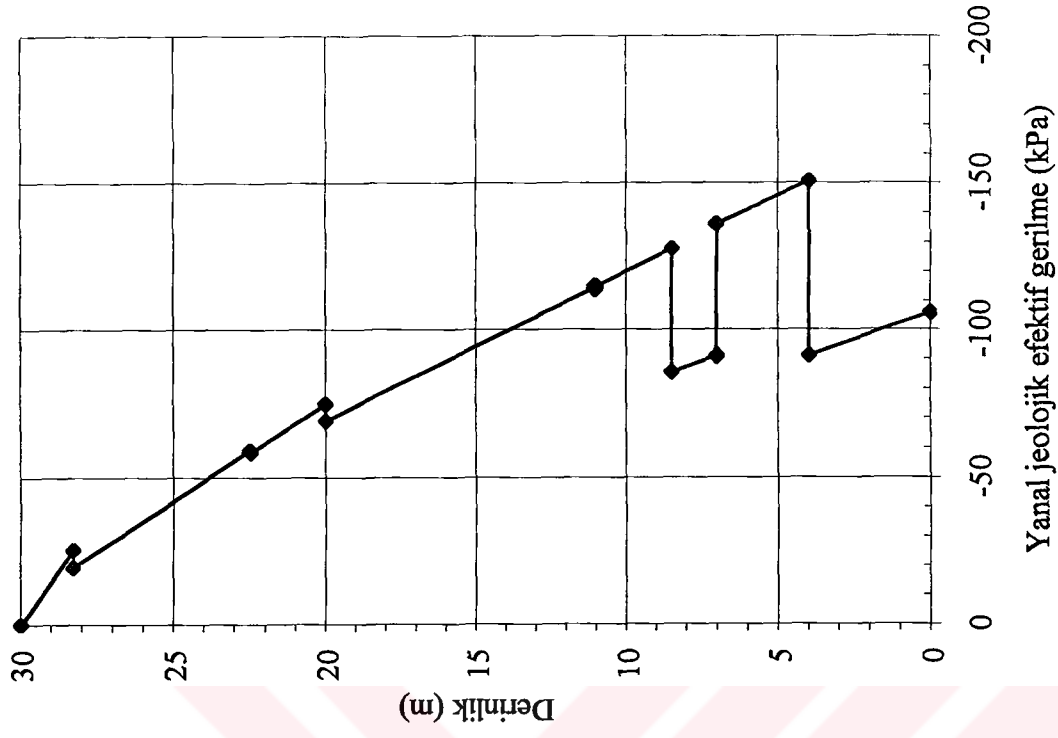
Şekil 6.6b B23 aksında yanal jeolojik efektif gerilme



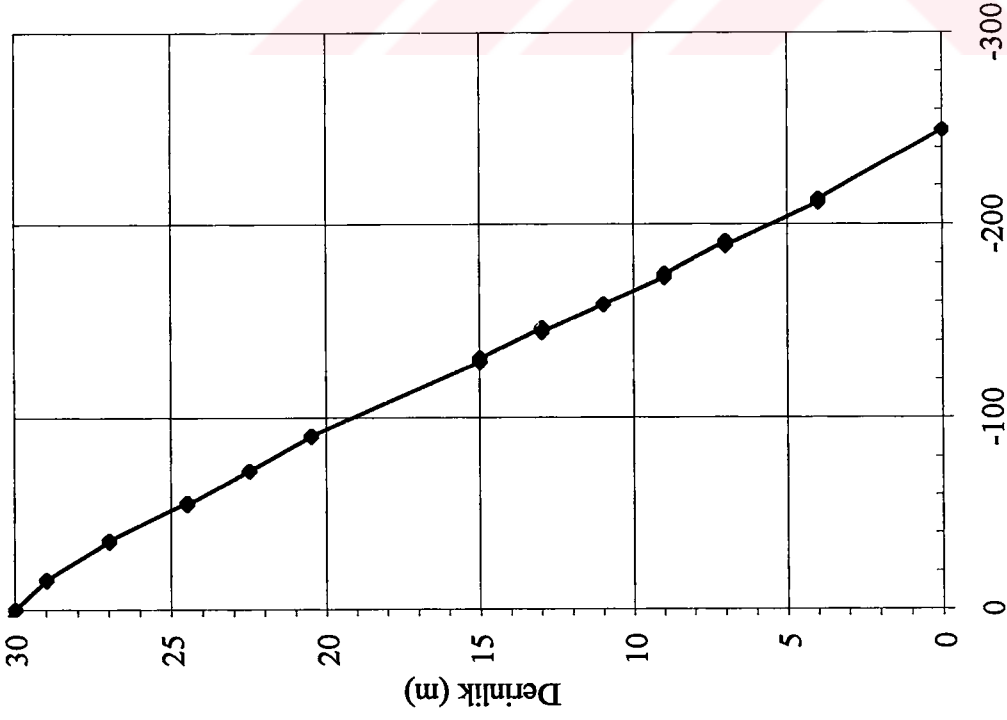
Şekil 6.6a B23 aksında düşey jeolojik efektif gerilme



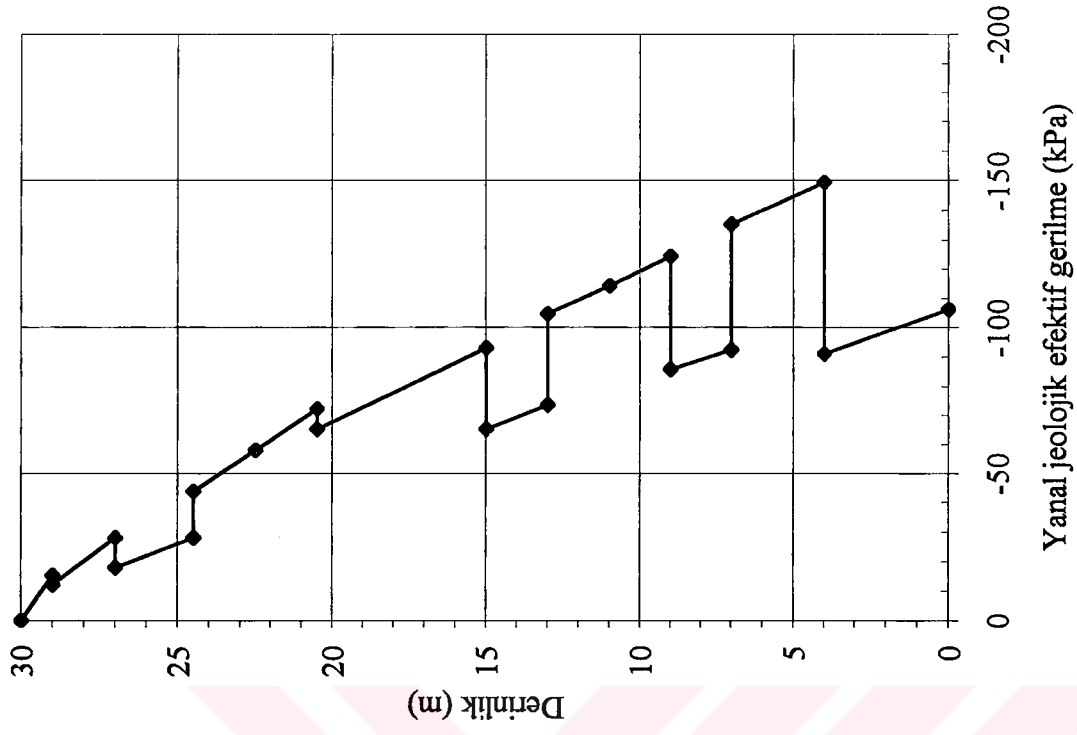
Şekil 6.7a B24 aksında düşey jeolojik efektif gerilme



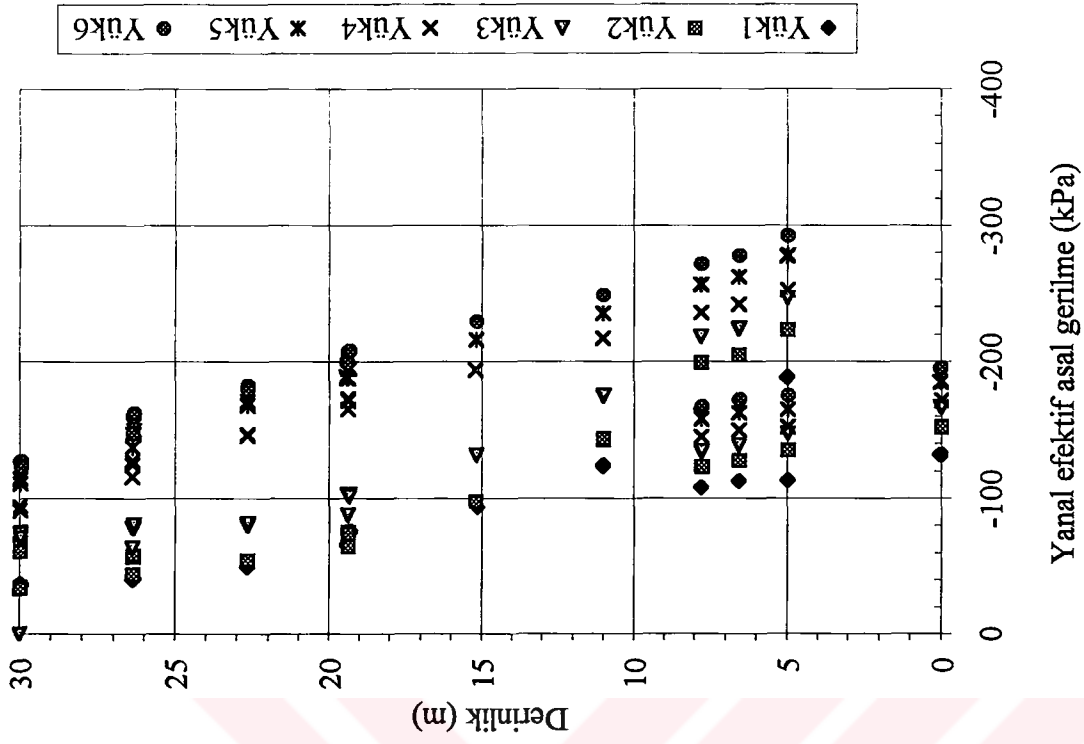
Şekil 6.7b B24 aksında yanal jeolojik efektif gerilme



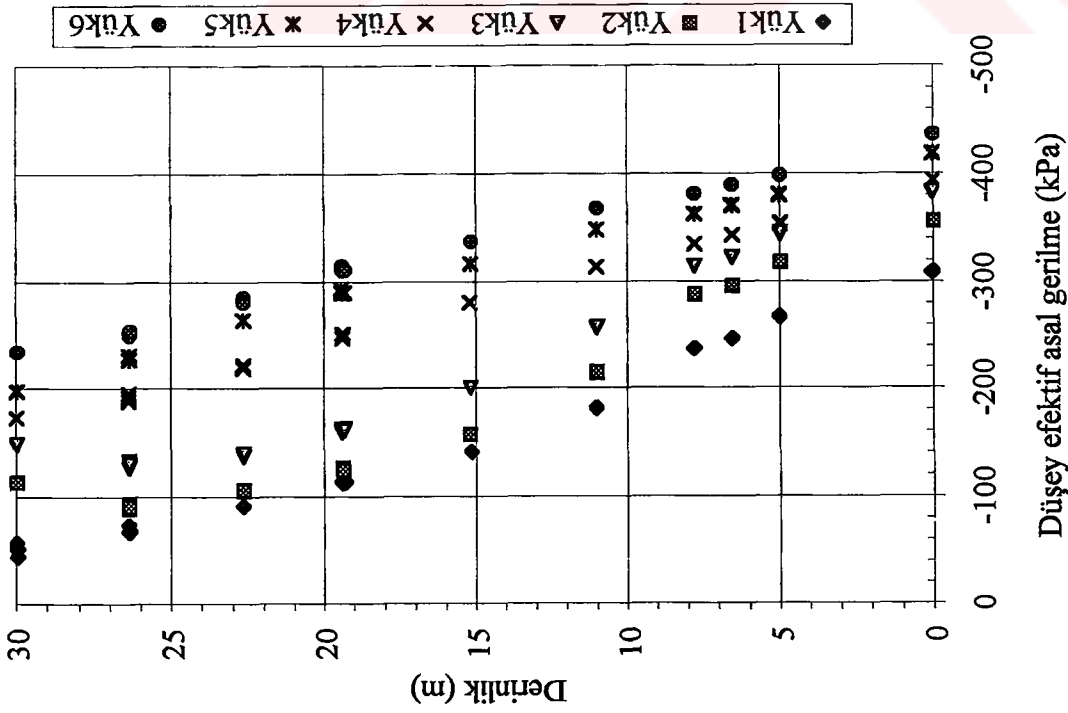
Şekil 6.8a B9 aksında düşey jeolojik efektif gerilme



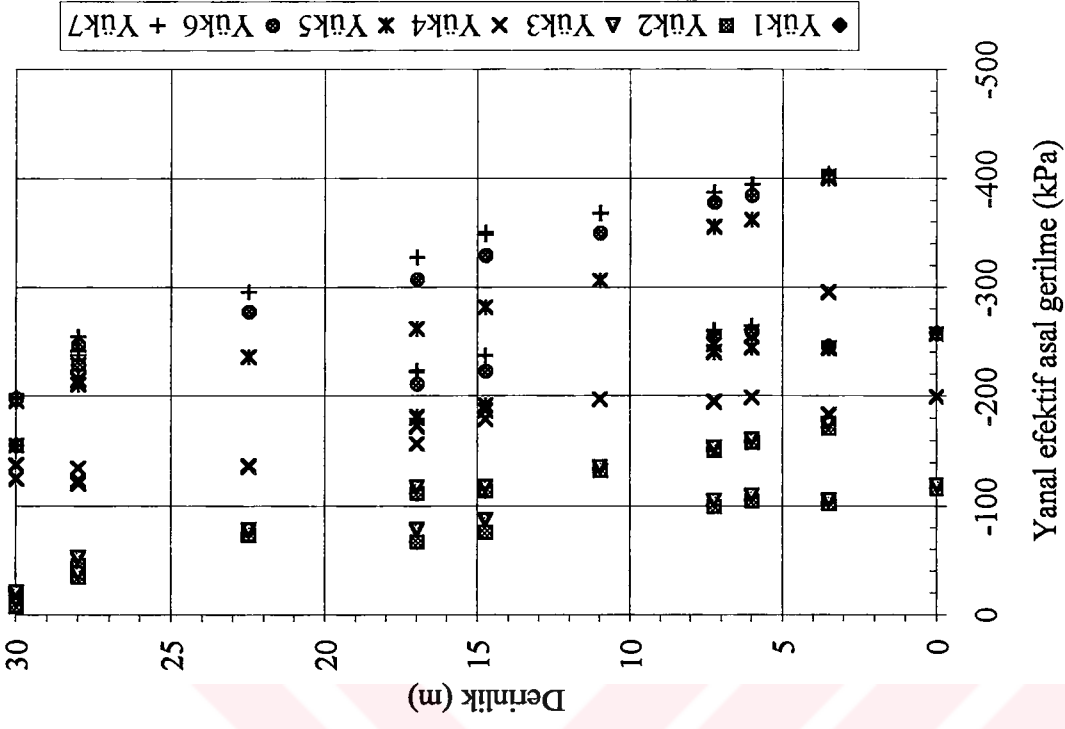
Şekil 6.8b B9 aksında yanal jeolojik efektif gerilme



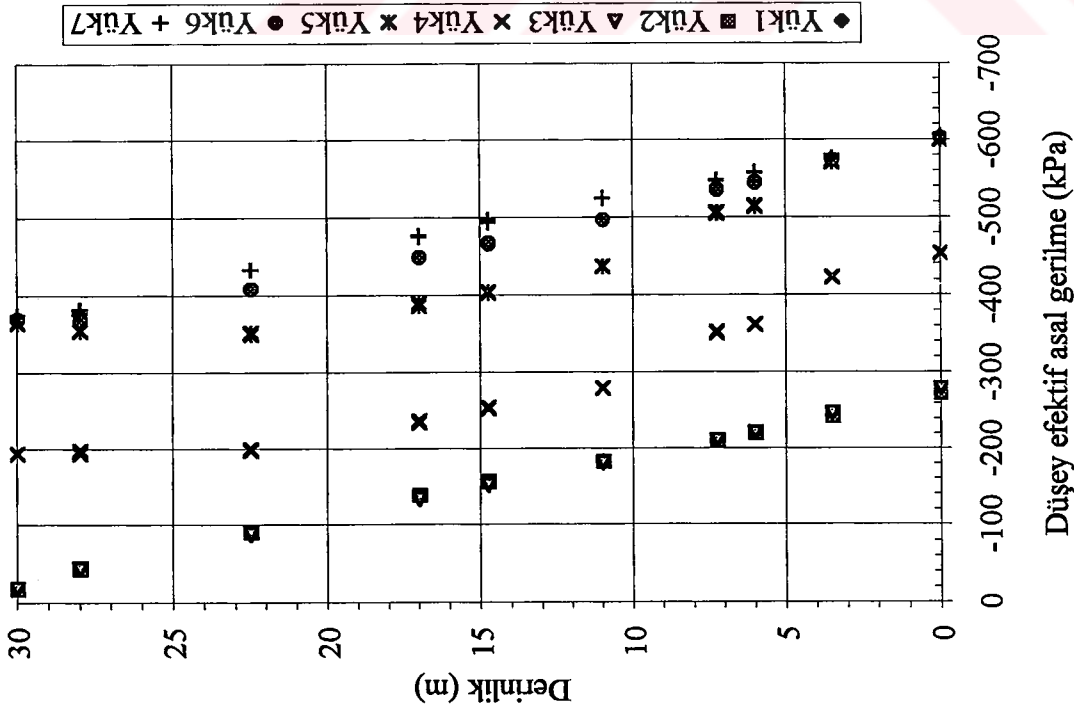
Şekil 6.9b B22 aksında yanal efektif asal gerilmeler



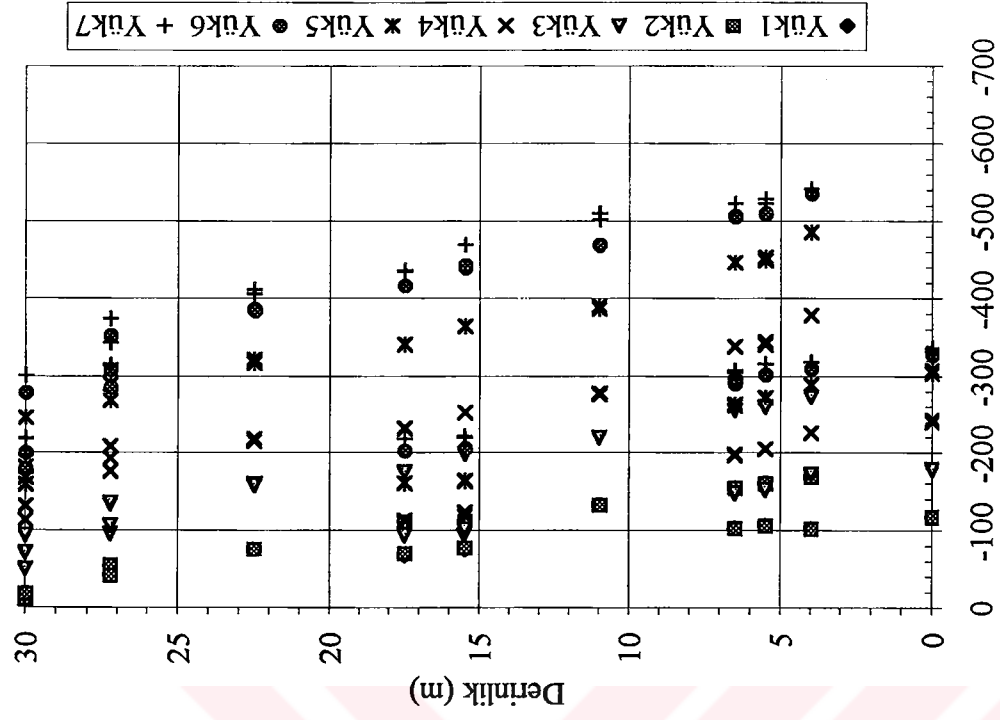
Şekil 6.9a B22 aksında düşey efektif asal gerilmeler



Şekil 6.10b B18 aksında yanal efektif asal gerilmeler

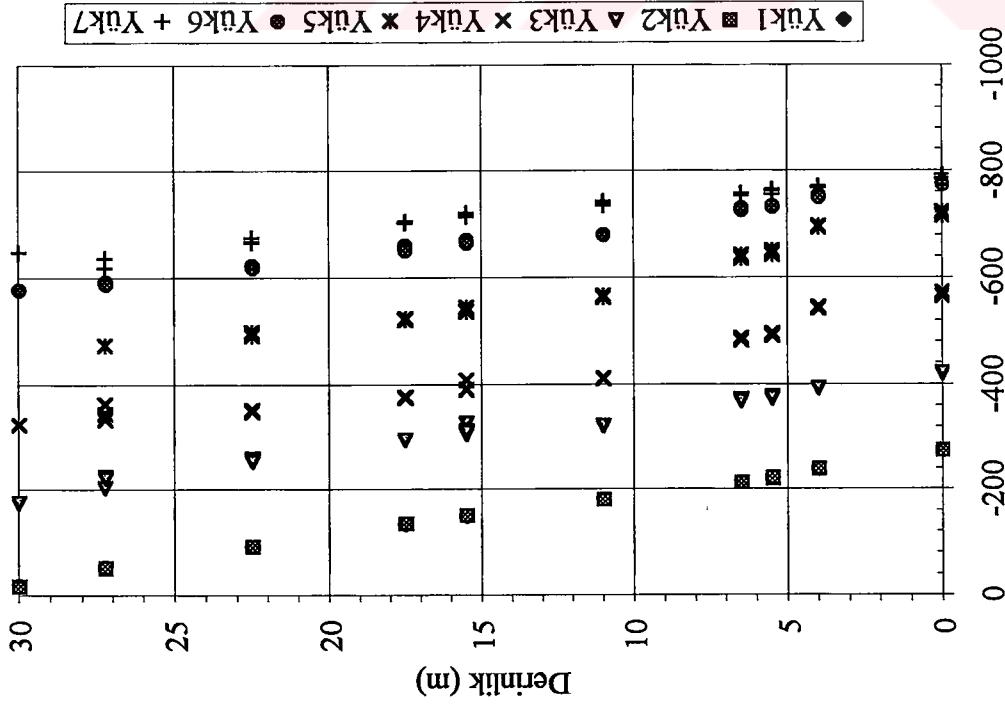


Şekil 6.10a B18 aksında düşey efektif asal gerilmeler



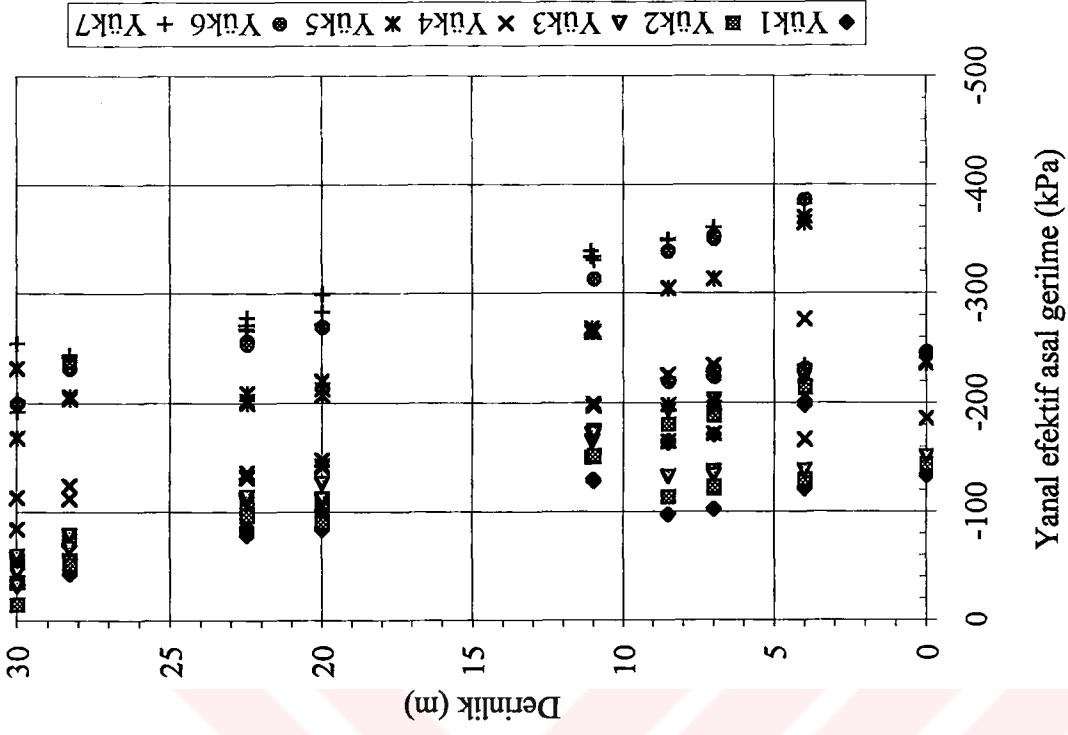
Yanal efektif asal gerilme (kPa)

Şekil 6.11b B23 aksında yanal efektif asal gerilmeler

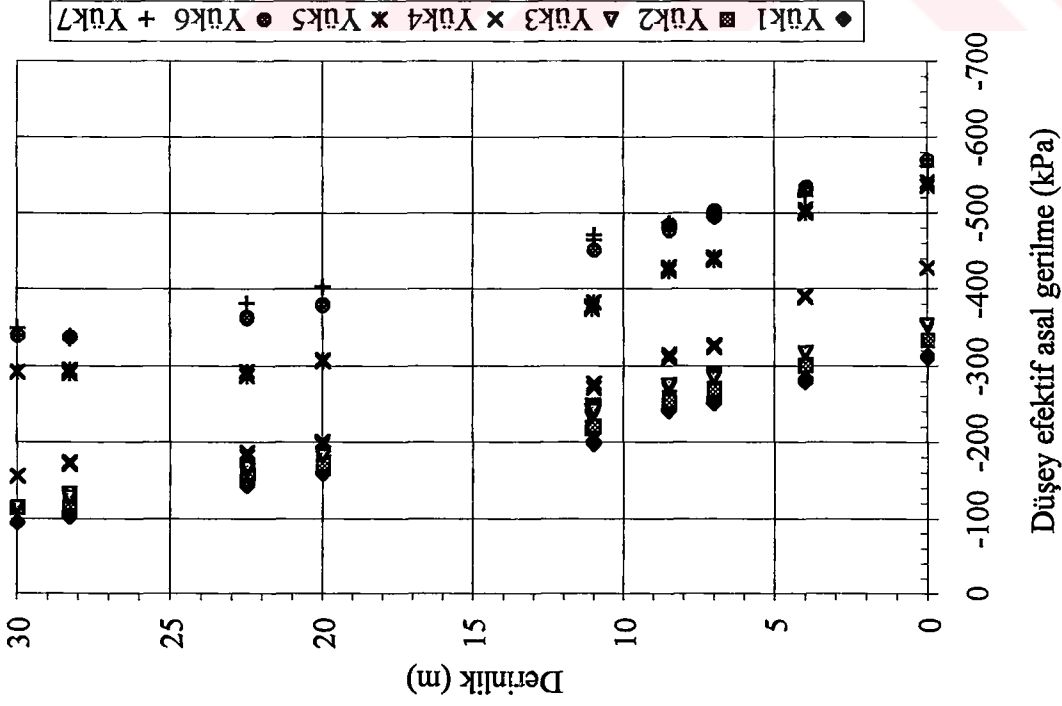


Düşey efektif asal gerilme (kPa)

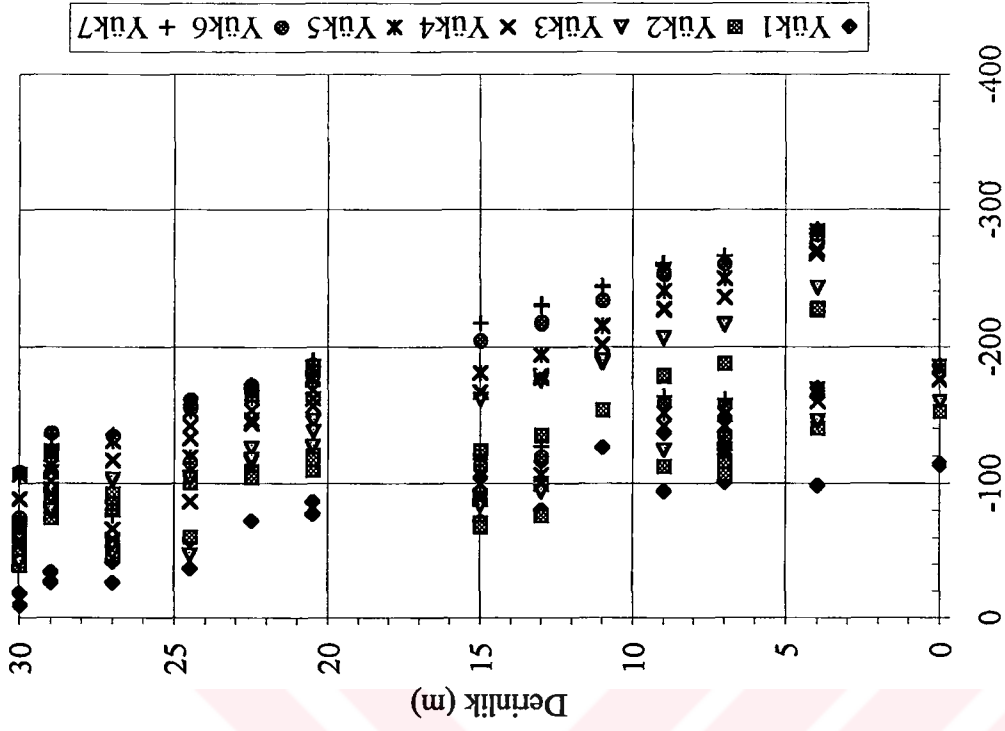
Şekil 6.11a B23 aksında düşey efektif asal gerilmeler



Şekil 6.12b B24 aksında yanal efektif asal gerilmeler

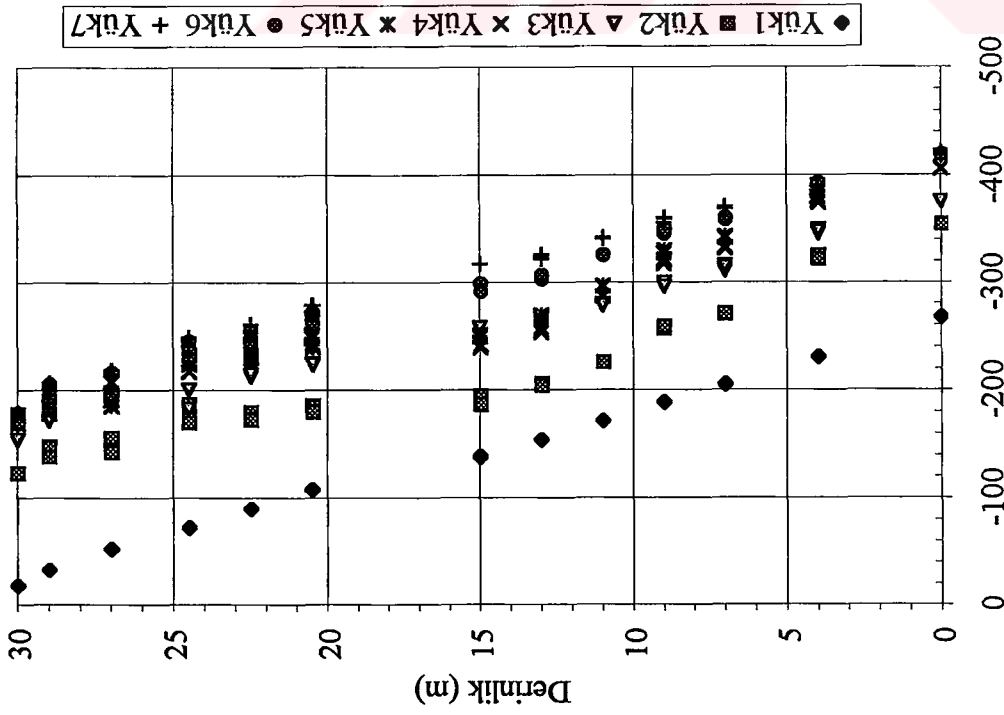


Şekil 6.12a B24 aksında düşey efektif asal gerilmeler



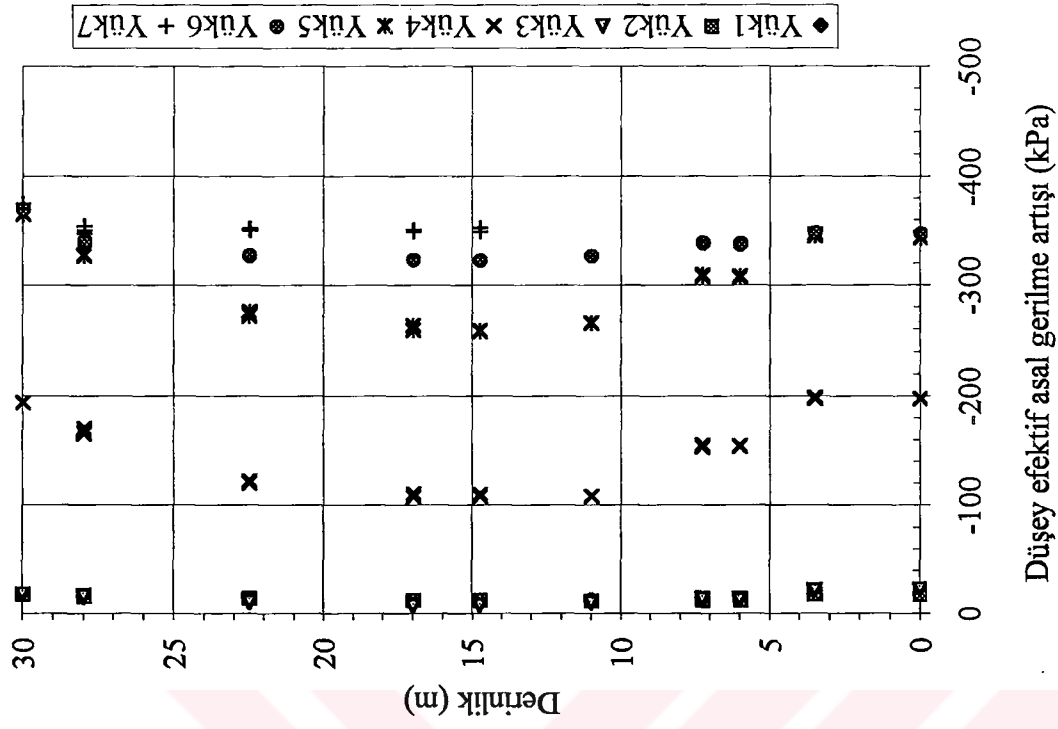
Yanal efektif asal gerilme (kPa)

Şekil 6.13b B9 aksında yanal efektif asal gerilmeler

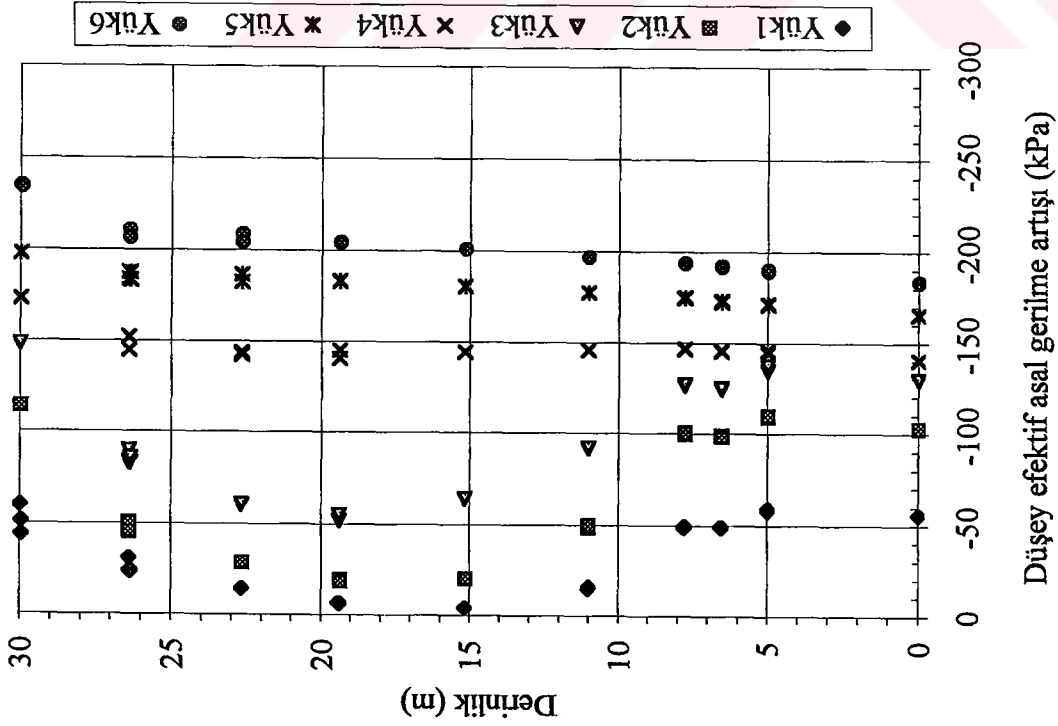


Düşey efektif asal gerilme (kPa)

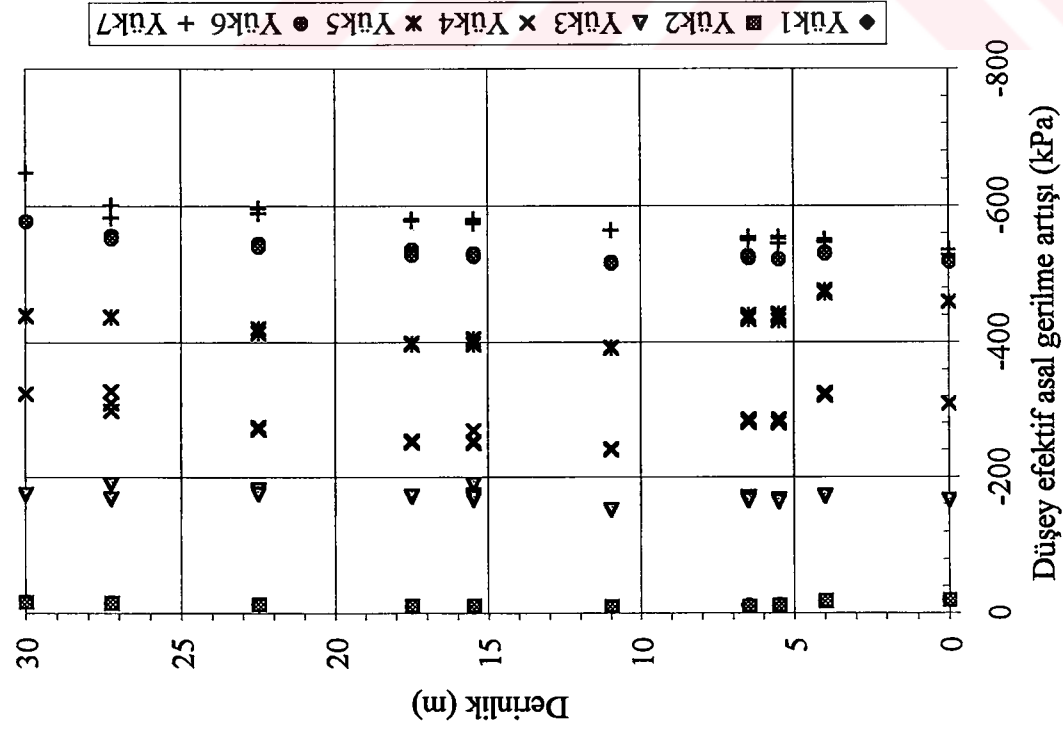
Şekil 6.13a B9 aksında düşey efektif asal gerilmeler



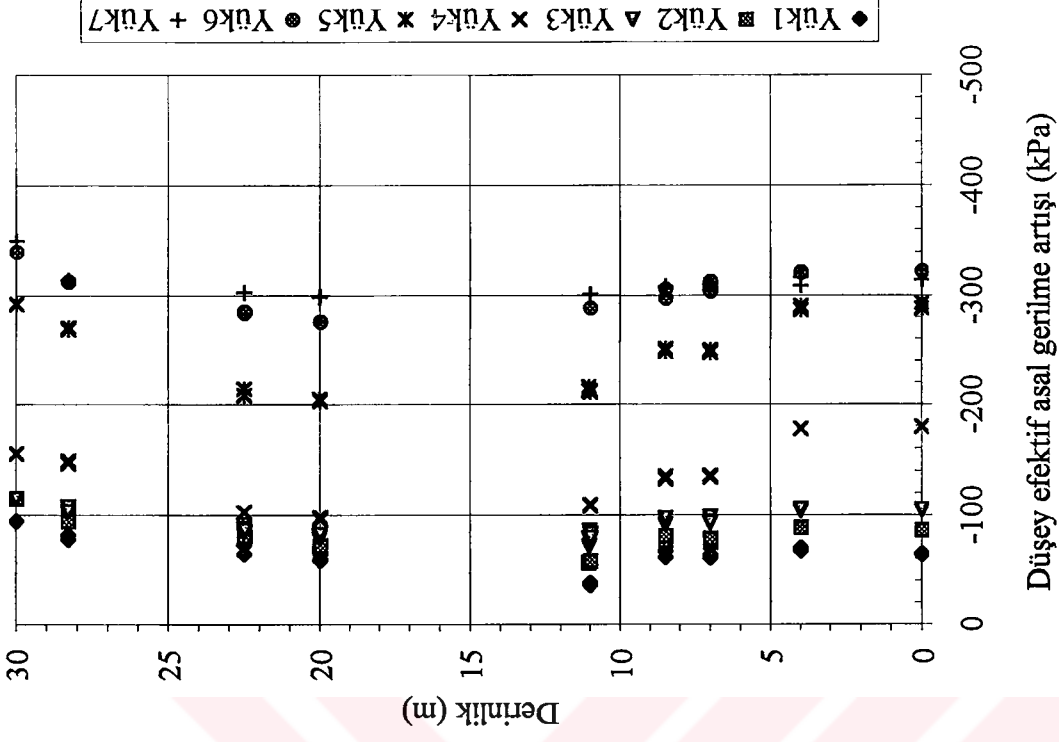
Şekil 6.15 B18 aksında düşey efektif asal gerilme artışları



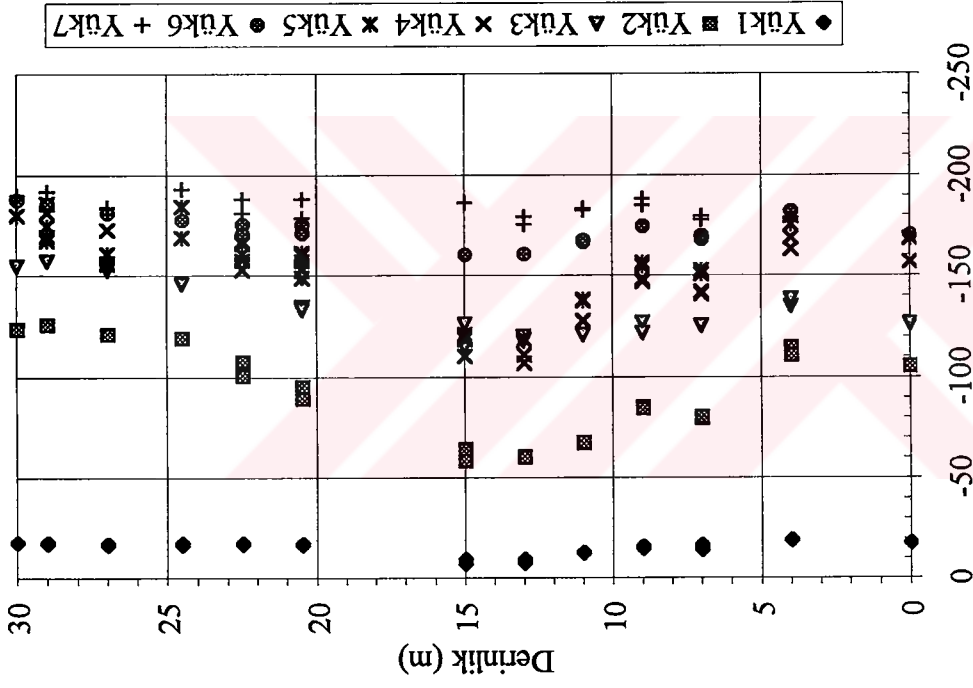
Şekil 6.14 B22 aksında düşey efektif asal gerilme artışları



Şekil 6.16 B23 aksında düşey efektif asal gerilme artışları



Şekil 6.17 B24 aksında düşey efektif asal gerilme artışları

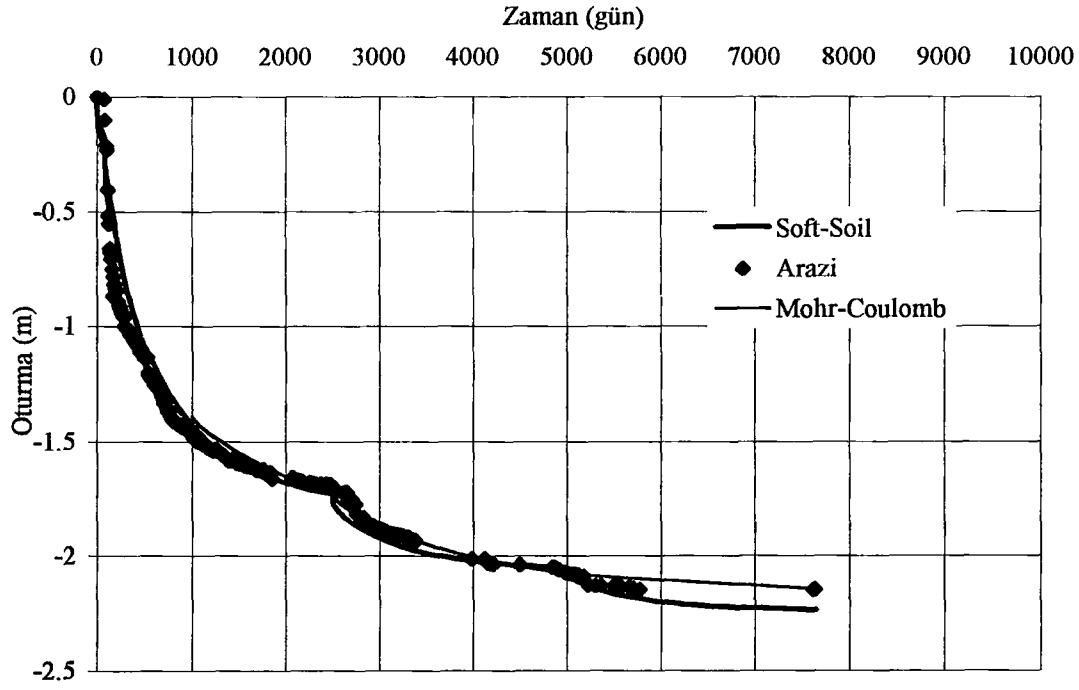


Düşey efektif asal gerilme artışı (kPa)

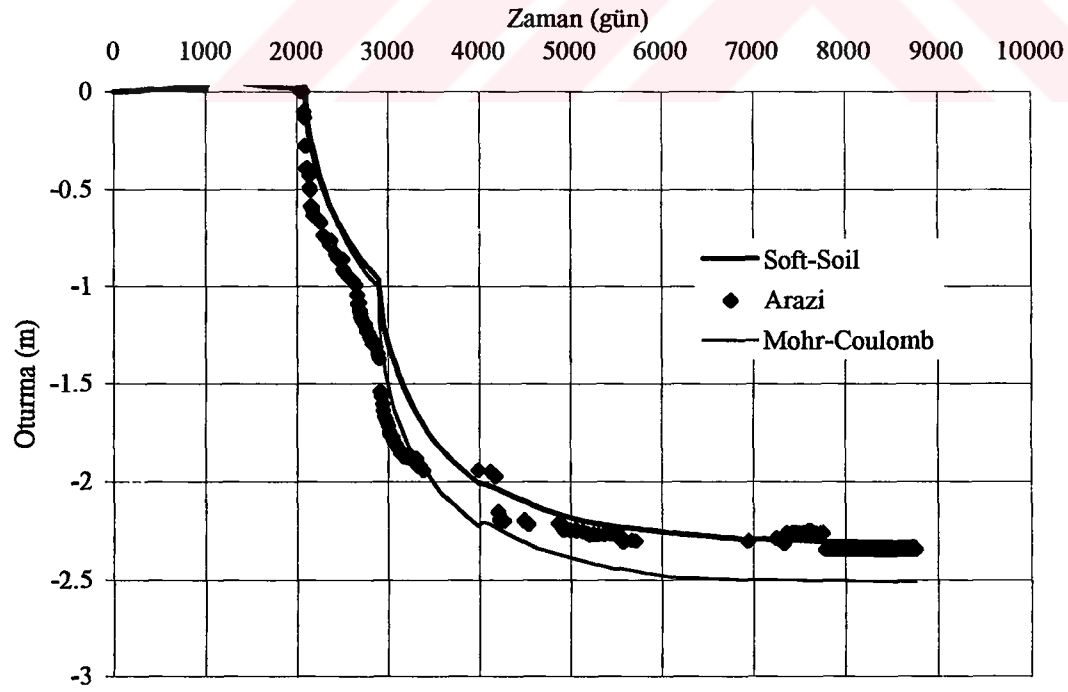
Şekil 6.18 B9 aksında düşey efektif asal gerilme artışları

zamanla değişimi Mohr-Coulomb ve Soft-Soil zemin modeli analizlerine göre belirlenerek arazi plaka yükleme ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Akslarda analizden belirlenen oturmalar arazi ölçümleri ile karşılaştırılırken Bölüm 5'de belirtilen arazi oturma plakası yerleştirme kotları gözönünde bulundurulmuştur. Şekil 6.19'da analiz sonuçları ve arazi ölçümlerinden belirlenen oturma-zaman eğrileri gösterilmiştir. Oturma –zaman grafiklerinden görüldüğü gibi Mohr-Coulomb analizi ile belirlenen oturmalar Soft-Soil modelle belirlenenlere göre daha büyüktür. Baraj sonlu elemanlar modelinin geometrisi, temel zemininin oldukça heterojen yapısı ve barajın inşası sırasındaki inşaat programı kayıtlarının tam olmaması nedeniyle sonradan oluşturulduğu gözönünde tutularak genel bir karşılaştırma yapılırsa analiz sonuçlarının arazi ölçümleriyle uyumlu olduğu söylenebilir.

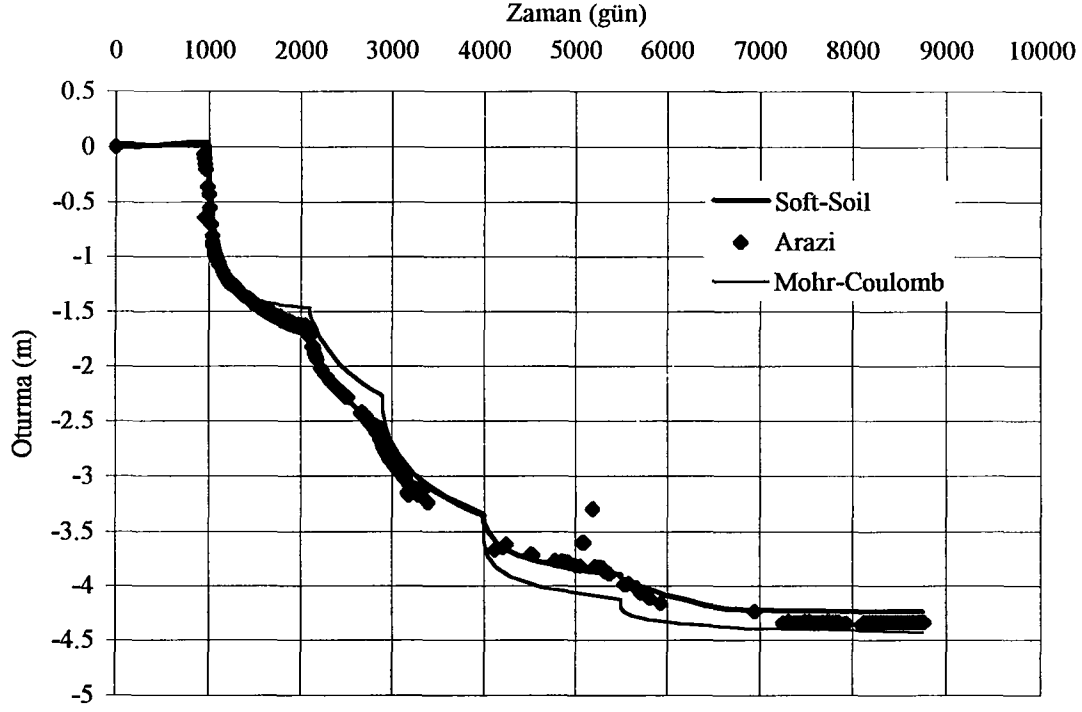
Barajın inşası sırasında fazla boşluk suyu basıncı değişimlerini inceleyebilmek için B22, B18, B23, B24 ve B29 akslarına piezometreler yerleştirilmiştir. Yerleştirilen piezometrelerden alınan kayıtların sadece B24 aksında temel zemininde belirli kotlarda (+1.69 m, -5.00 m, -8.25 m, -18.36 m ve -22.34 m) yerleştirilenlerin 2500 - 8750 gün arasındaki kayıtlarına ulaşılabilmiştir. Bu kayıtlarda piezometre su kotunun zamanla değişimi görülmektedir. Baraj gövde dolgusu belirli bir yüksekliğe ulaşıktan sonra, inşaatı devam ederken gövde arkasında su tutulmaya başlanmıştır. Bu nedenle bu piezometre su kotu okumalarının ne kadarının yüklemekten dolayı oluştuğu bilinmemektedir. B24 aksında belirlenen piezometre su kotu okumaları incelendiğinde, okumaların belirli bir seviyedeki su kotundan sonra başladığı görülmektedir. B24 aksında Soft-Soil modeli analiz sonuçlarına göre aşamalı yüklemekten dolayı oluşan fazla boşluk suyu basıncının derinlikle değişimi ve temel zemininde belirli kotlarda (+1.69 m, -5.00 m, -8.25 m, -18.36 m ve -22.34 m) belirlenen piezometre su kotunun zamanla değişimi incelenmiştir. Şekil 6.20'de B22, B18, B23 B24 ve B9 akslarında her bir yükleme aşamasında konsolidasyon analizi sonrasında belirlenen fazla boşluk suyu basıncının derinlikle değişimi gösterilmiştir. Boşluk suyu basıncı eğrilerinin biçimi tek boyutlu konsolidasyon teorisinde çift yönlü drenajda olduğu şekle benzemektedir. Boşluk suyu basınçlarının sönümlenmesi altta ve üstteki kum dren ve killi-kumlu çakıllı tabakalara doğru olmuştur. Analiz sonuçlarına göre belirlenen bu eğriler incelendiğinde bütün akslarda en son yükleme aşamasında konsolidasyon süresi sonunda fazla boşluk suyu basınçlarının sönümlendiği görülmektedir. İlk beş aşama dolgu inşaatı sonunda bütün akslarda,



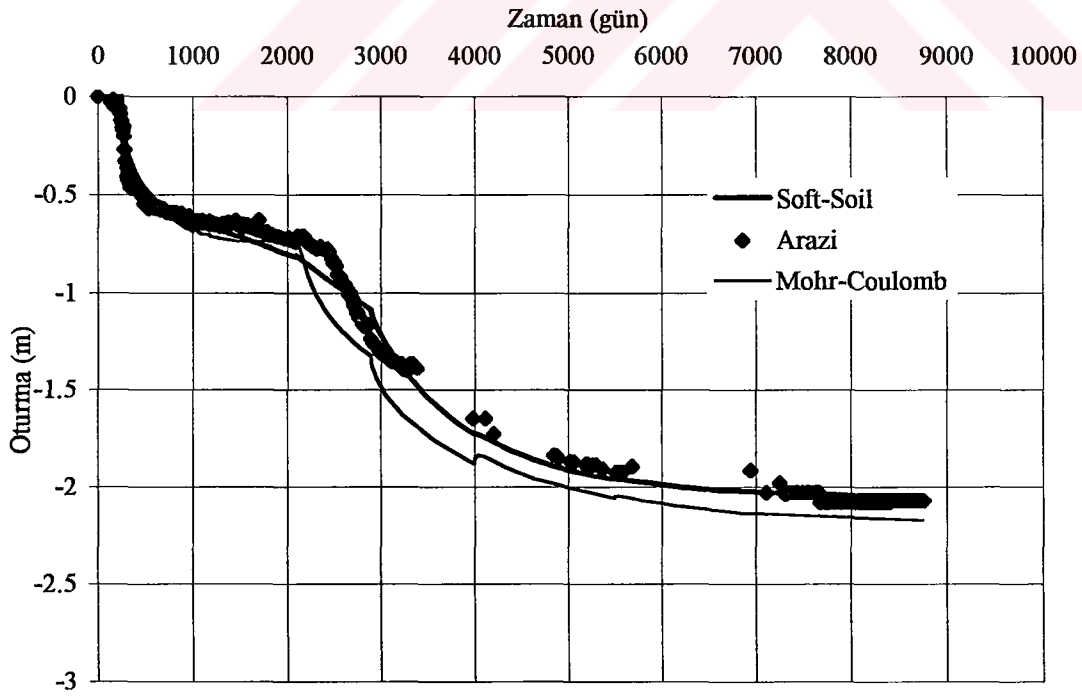
Şekil 6.19a B22 aksında +5.115 m kotunda ölçülen ve hesaplanan oturmalar



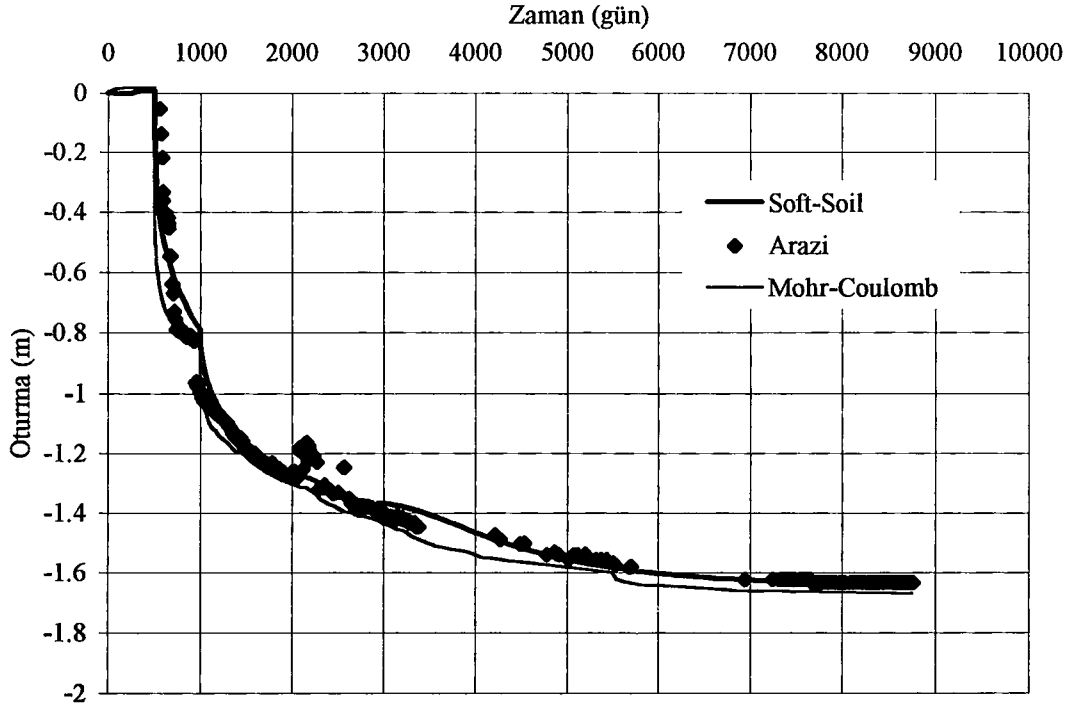
Şekil 6.19b B18 aksında -6.50 m kotunda ölçülen ve hesaplanan oturmalar



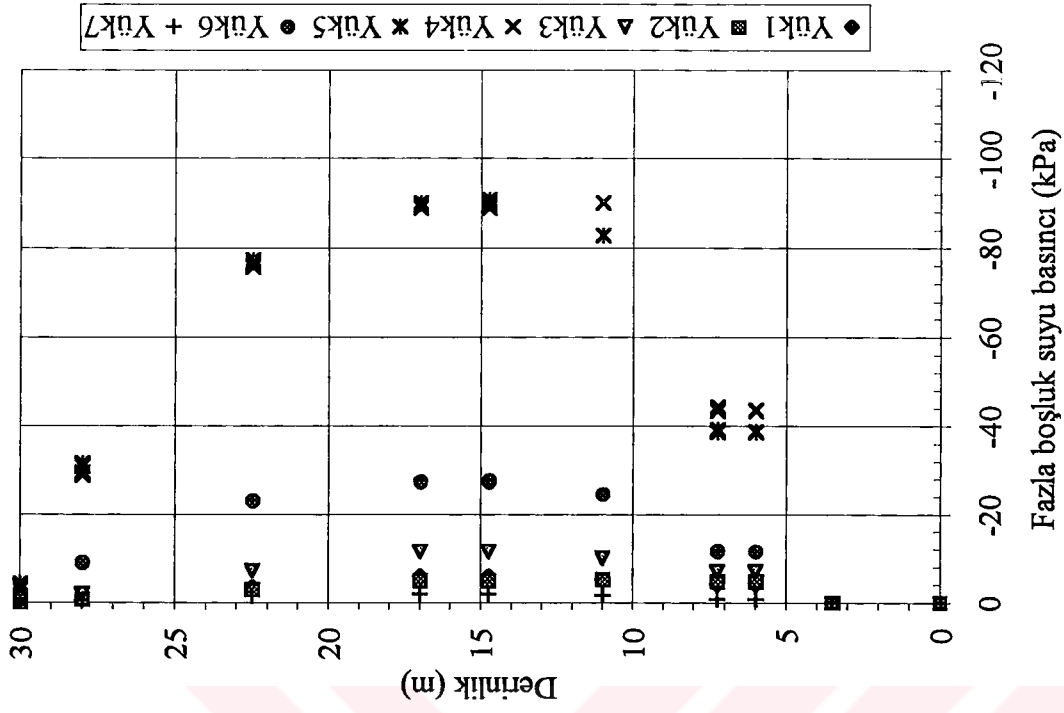
Şekil 6.19c +5.928 m kotunda ölçülen ve hesaplanan oturmalar



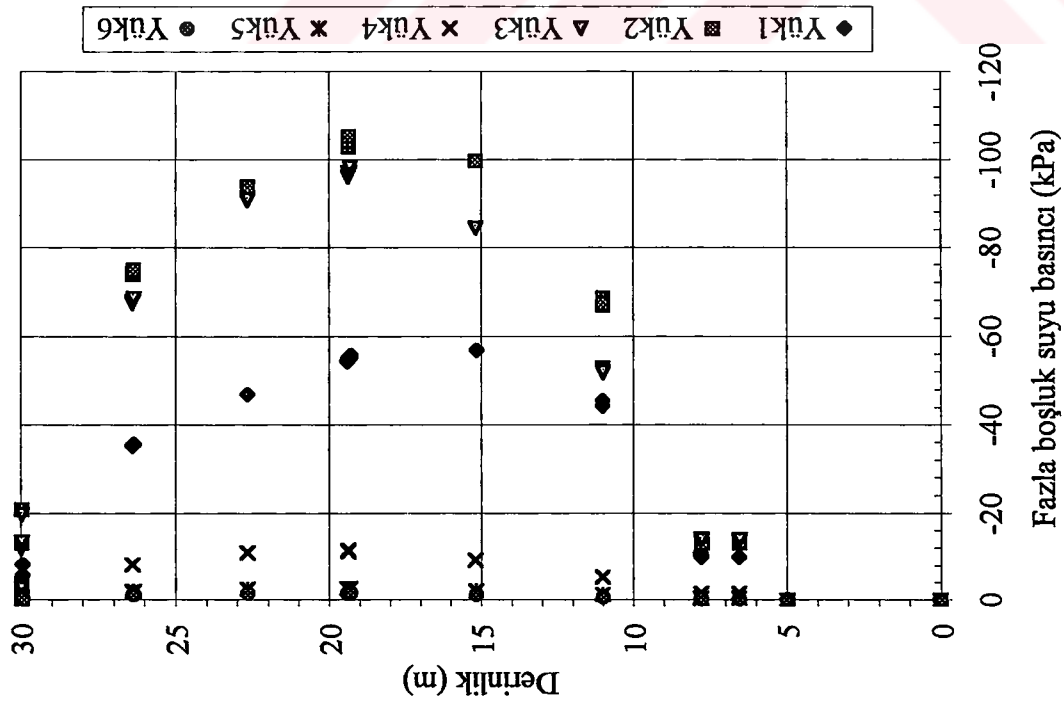
Şekil 6.19d B24 aksında +4.892 m kotunda ölçülen ve hesaplanan oturmalar



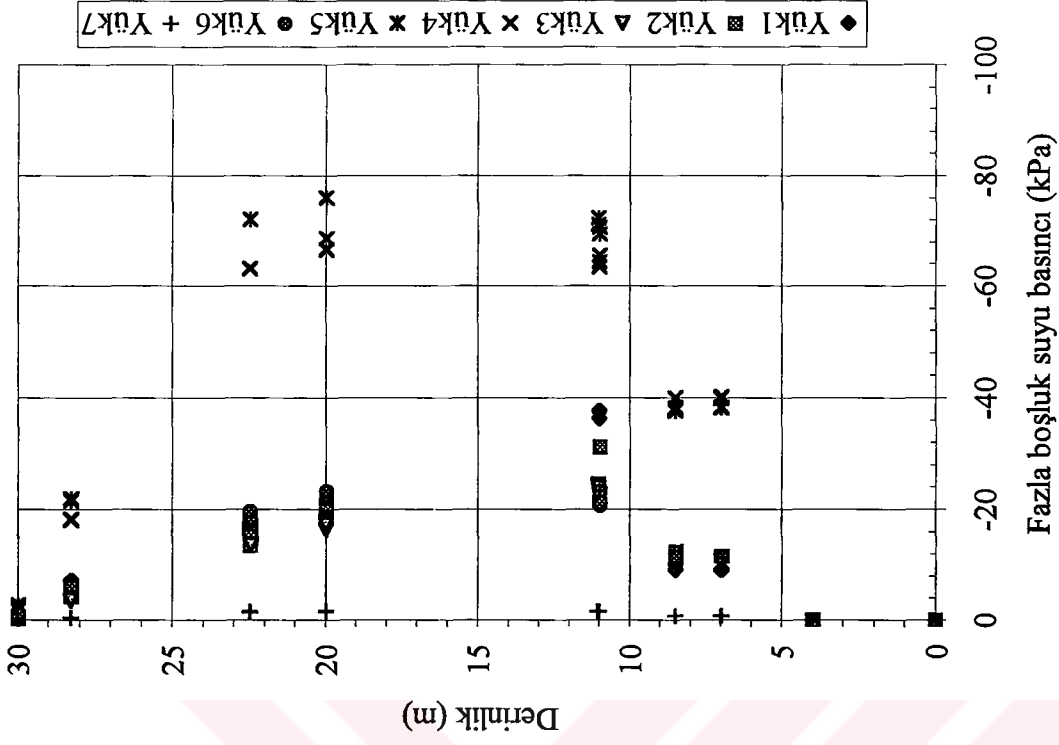
Şekil 6.19e B9 aksında +6.484 m kotunda ölçülen ve hesaplanan oturmalar



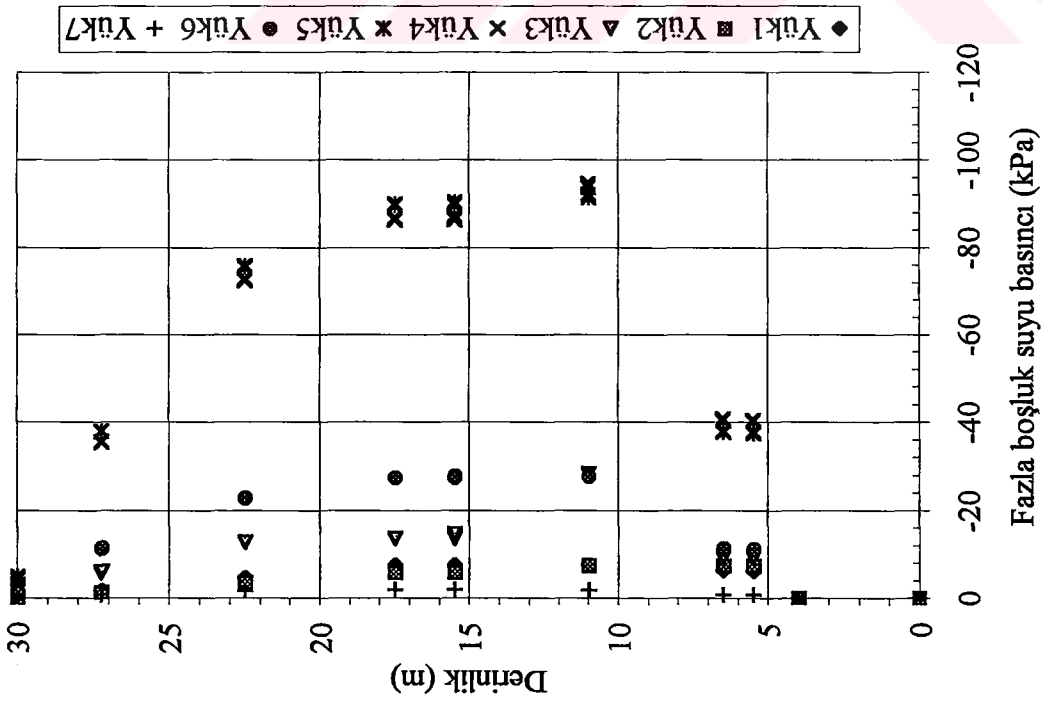
Şekil 6.20b B18 aksında belirlenen fazla boşluk suyu basınçları



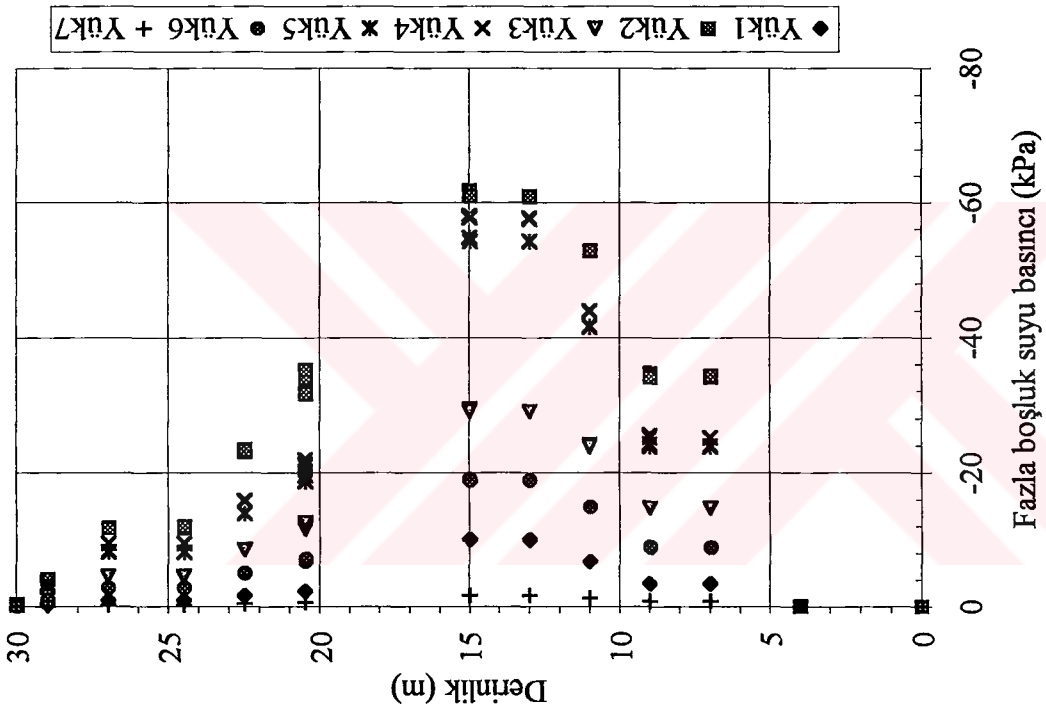
Şekil 6.20a B22 aksında belirlenen fazla boşluk suyu basınçları



Şekil 6.20d B24 aksında belirlenen fazla boşluk suyu basınçları



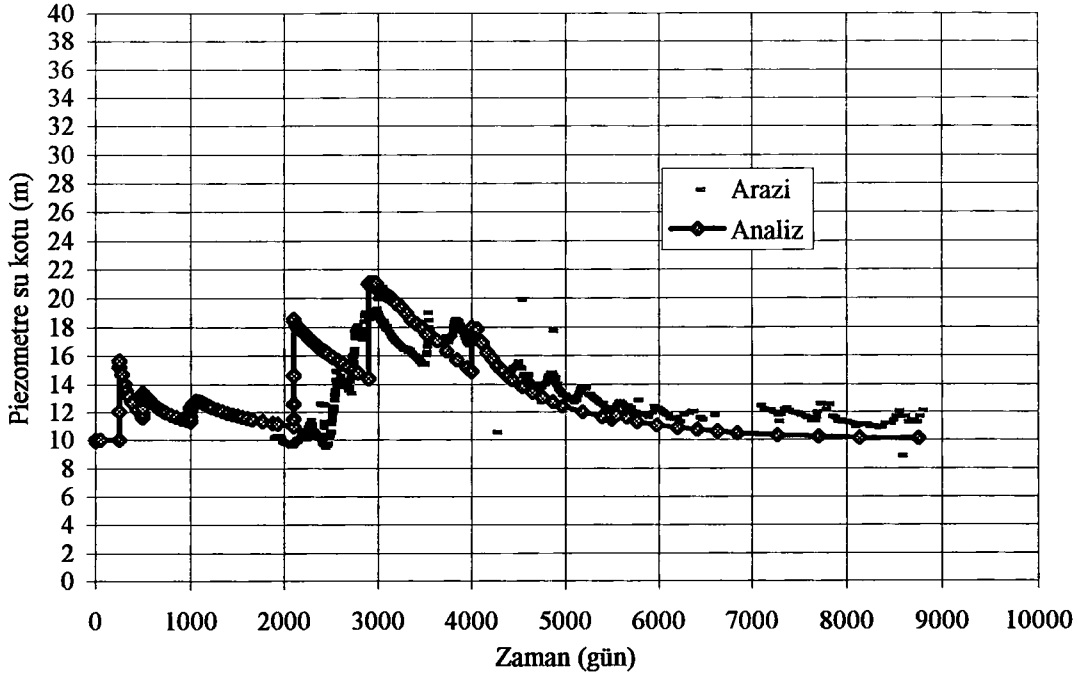
Şekil 6.20c B23 aksında belirlenen fazla boşluk suyu basınçları



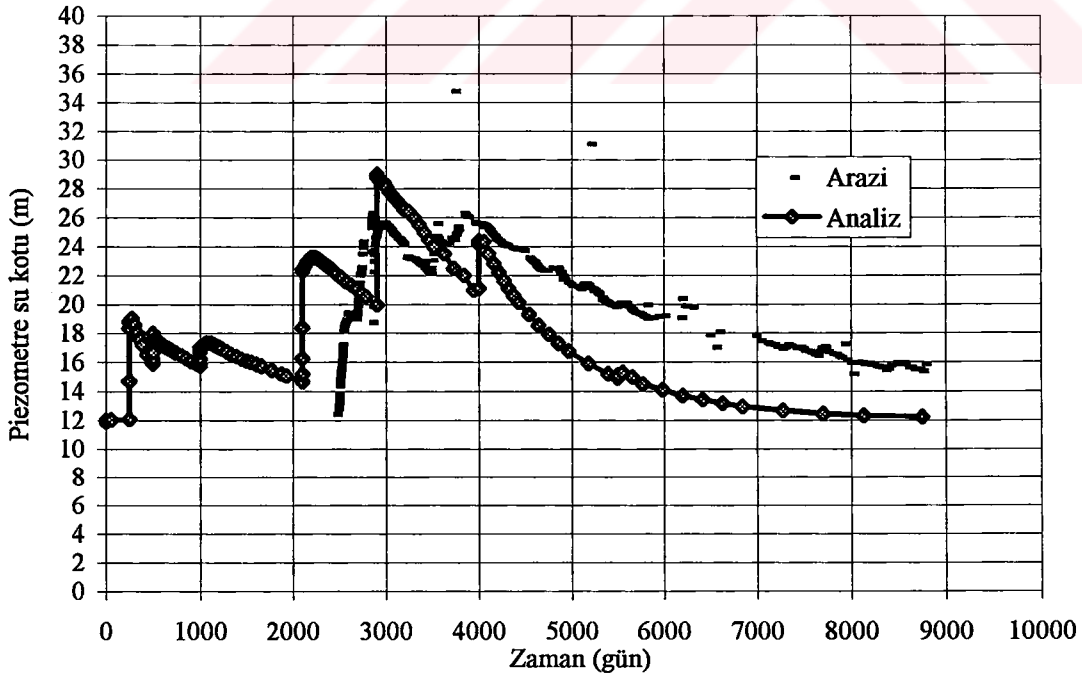
Şekil 6.20e B9 aksında belirlenen fazla boşluk suyu basınçları

yüklemenin büyüklüğüne ve drenaj koşullarına göre konsolidasyon aşamasından sonra sönümlenmeyen fazla boşluk suyu basınçları kaldığı görülmektedir.

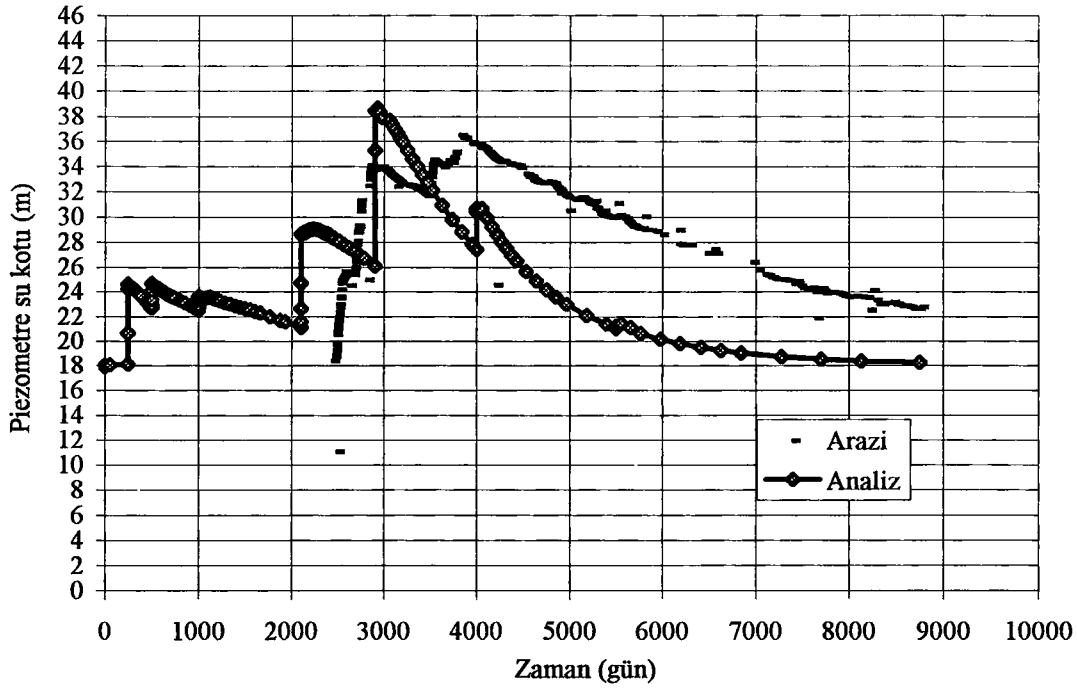
B24 aksında +1.69 m, -5.00 m, -8.25 m, -18.36 m ve -22.34 m kotlarına yerleştirilen piezometrelerden ölçülen su yüksekliklerinin zamanla değişiminin, nümerik analizden aynı kotlarda belirlenen su yükseklikleri ile karşılaştırılması Şekil 6.21'de yapılmaktadır. Bu kotlarda okunan piezometrik su yükseklikleri ile analizden belirlenen fazla boşluk suyu basınçlarının karşılaştırılabilmesi için boşluk suyu basınçları suyun birim hacim ağırlığına bölünerek piezometrik yükseklikler belirlenmiştir. Piezometre ölçüm kayıtları incelendiğinde ölçümlerin belirli su yüksekliklerinden sonra başladığı görülmektedir. Analiz sonuçları ile arazi ölçümlerinin karşılaştırılabilmesi için piezometre ölçümlerindeki bu sabit su yüksekliğine analizden belirlenen su yükseklikleri eklenmiştir. Böylece +1.69 m kotunda 10 m, -5.00 m kotunda 12 m, -8.25 m kotunda 18 m, -18.36 m kotunda 12 m ve -22.34 m kotunda 9 m'lik su seviyeleri boşluk suyu basıncından belirlenen su yüksekliklerine eklenerek arazi ölçümleri ile analiz sonuçları karşılaştırılmıştır. Şekil 6.21'de gösterilen analiz ve arazi ölçümü karşılaştırmalarında ölçülenlerle, hesaplanan değerlerin uyumlu olmamasının, barajın gövde dolgusu belirli bir seviyeye geldikten sonra arkasında su tutulmaya başlanmış olması ve su seviyesinin sürekli değişkenlik göstermiş olmasından kaynaklandığı düşünülmektedir. Piezometreler ile ölçülen boşluk suyu basınçlarının ne kadarının rezervuar su seviyesinden, ne kadarının dolgu yüklemesi sonucu oluşan boşluk suyu basıncından kaynaklandığı belirlenmemektedir. -22.34 m kotunda killi kumlu çakıl tabakası içinde yer alan piezometre ölçüm sonuçları incelendiğinde, bu piezometrede dolgu inşaatından dolayı ek boşluk suyu basınçları oluşmadığı gözlenmektedir. Bu da temel zemini tabanında yer alan 3.5-5 m kalınlığındaki tabakanın geçirimsizliğinin yüksek olduğu ve analizlerde temel zemini tabanında boşluk suyu basıncı oluşmayacağı düşünülerek temel zemini tabanının konsolidasyon hesaplarında serbest drenaj yüzeyi olarak seçilmesinin doğru bir yaklaşım olduğunu göstermektedir. Baraj gövde dolgusu devam ederken (B23 aksında) menba batardosu ve baraj gövdesi arkasında tutulan su seviyesi analizlerde göz önüne alınamamıştır. Bu nedenle, analizlerde barajın aşamalı inşası sırasında oluşan boşluk suyu basınçları inşaat programı süresince sönümlenmiştir. Piezometre kayıtlarında da belirli bir süre sonunda su basıncının statik bir seviyeye ulaştığı gözlenmektedir (Özçoban, 1997).



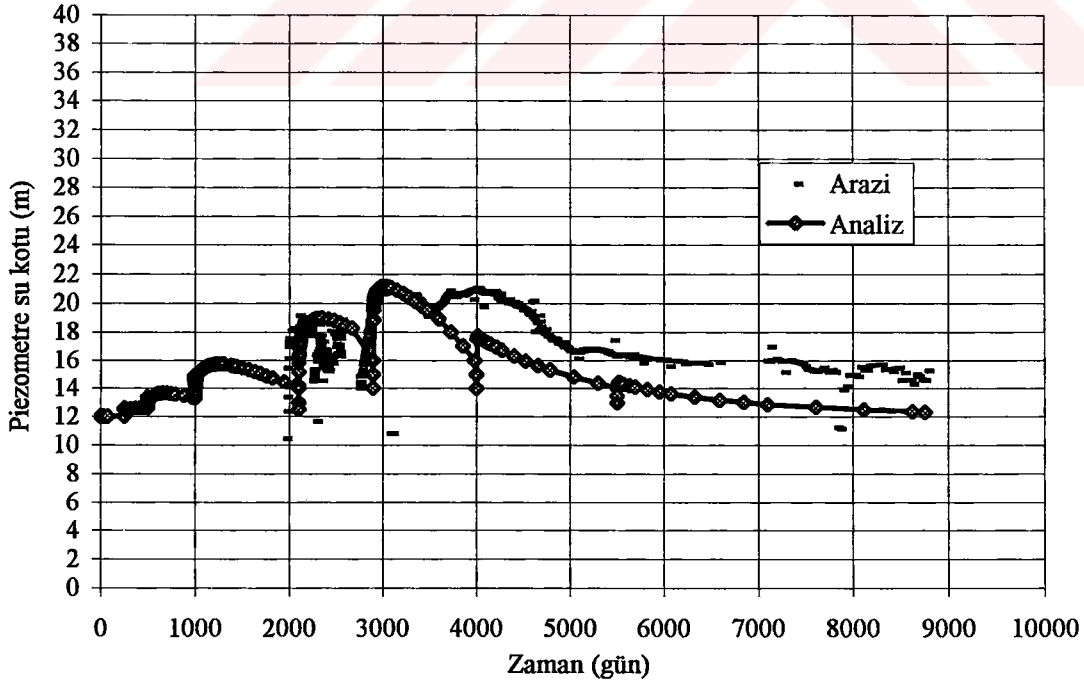
Şekil 6.21a +1.69 m kotunda belirlenen piezometrik su yükseklikleri



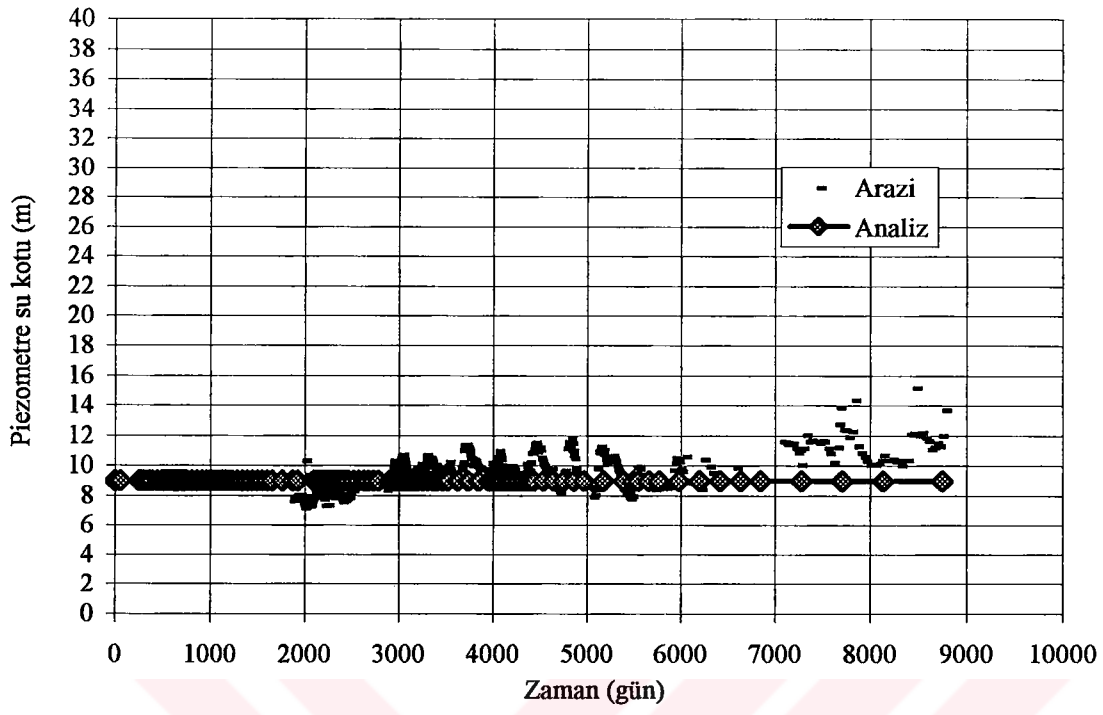
Şekil 6.21b -5.00 m kotunda belirlenen piezometrik su yükseklikleri



Şekil 6.21c -8.25 m kotunda belirlenen piezometrik su yükseklikleri



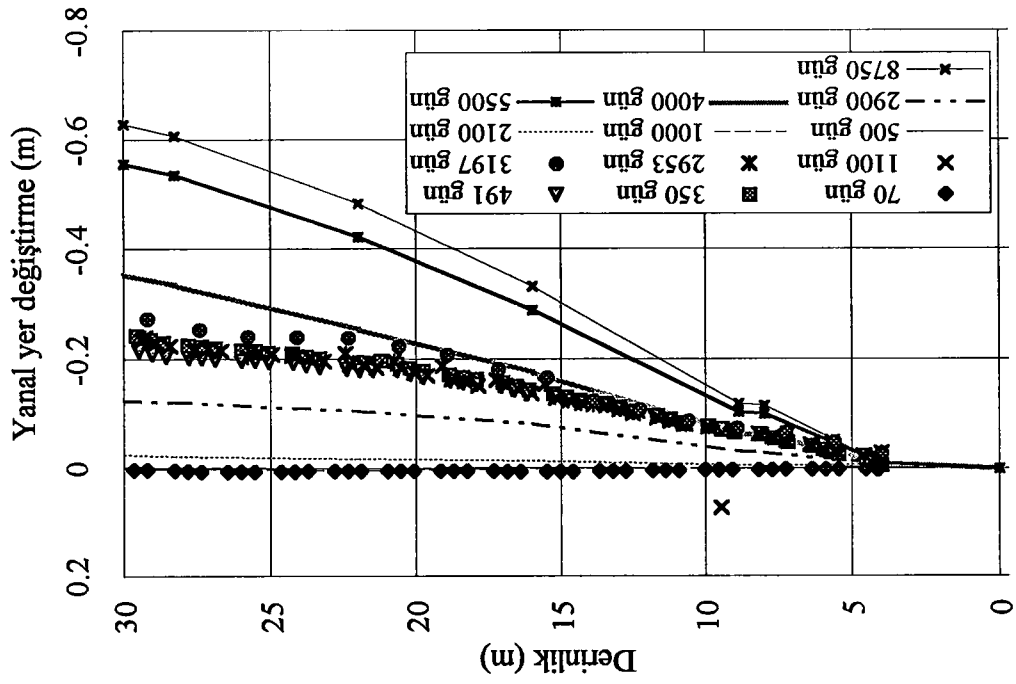
Şekil 6.21d -18.36 m kotunda belirlenen piezometrik su yükseklikleri



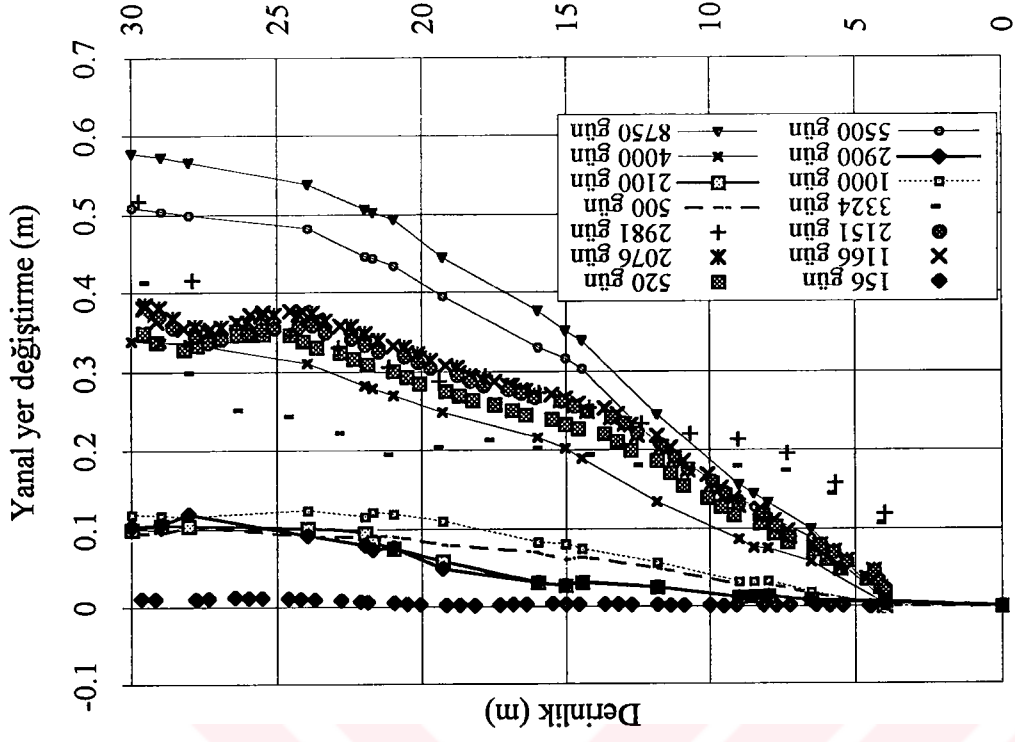
Şekil 6.21e -22.34 m kotunda belirlenen piezometrik su yükseklikleri

Nümerik analizden B24 aksı ekseninde, aksın 20 m sağında ve solunda belirlenen yanal yer değiştirmelerin derinlikle değişimi, arazide aynı yerlere kuzey-güney doğrultusunda yerleştirilen S1, S3 ve S5 inklinometre kayıt sonuçlarıyla karşılaştırılmıştır. İnklinometre kayıtlarına göre yanal hareketin yaklaşık %90 'ı ilk 500 gün 'de yapılan yükleme sonucu meydana gelmiştir. 500 gün'deki yükleme miktarı ise toplam yüklemenin %30 ' unu teşkil etmektedir. Arazide inklinometrelerle kuzey-güney ve doğu-batı yönlerinde yanal yer değiştirmelerin kayıtları tutulmuş ve her iki yönde de hareket olduğu arazi kayıtlarından bilinmektedir. Oysa düzlem şekil değiştirme varsayımına göre yapılan nümerik analizlerde düzleme dik doğrultudaki şekil değiştirmeler sıfır kabul edildiğinden, doğu-batı yönünde zemin hareketinin olmadığı kabul edilmiştir. Şekil 6.22 'de B24 aksına, aksın sağına ve soluna yerleştirilen S1, S3 ve S5 inklinometre kayıtları ile Soft-Soil model analizden belirlenen yanal yer değiştirmelerin derinlikle değişimi karşılaştırılmıştır. Şekillerde sembollerle gösterilen noktalar arazi ölçümlerini, çizgi ve çizgi üzerine sembolle gösterilenler ise analizden belirlenen sonuçları göstermektedir. İnklinometrelerden inşaat başlangıcından 3500. gün'e kadar ölçüm alınabilmektedir. Burada analiz sonuçları her yükleme aşaması sonundaki konsolidasyon analizi sonrasında belirlenen yanal yer değiştirmeleri belirtmektedir. Çinicioğlu ve Toğrol, (1994) 'de doymuş normal konsolide zeminlerde konsolidasyon davranışının üç boyutlu bir sıkışmaya neden olarak oturmalar artarken, yanal akmanın azalacağı belirtilmiştir. Analiz sonuçları değerlendirilirken sadece drenajsız yükleme anı ve konsolidasyon aşaması sonundaki davranışlar belirlenebildiği için analiz sonuçları ile arazi ölçümlerinin karşılaştırılması yapılırken bu durum gözönünde bulundurulmalıdır. İlk 2000 günlük verilere bakıldığında analizle arazi ölçümlerinin birbirinden farklı olduğu görülmektedir. Tavenas vd. (1979) 'da yanal deplasmanlarla düşey oturmalar arasındaki ilişkiyi belirlemek için 21 dolgudan alınan sonuçları değerlendirmiş ve yanal yer değiştirmeler ile düşey yer değiştirmeler arasında bir ilişki tanımlamışlardır. Ladd (1991) 'de maksimum yanal deformasyon (dy_{max}) ile maksimum oturma (ds_{max}) arasındaki ilişki deformasyon oranını $DR = dy_{max} / ds_{max}$ olarak tariflenmiştir. Buna göre;

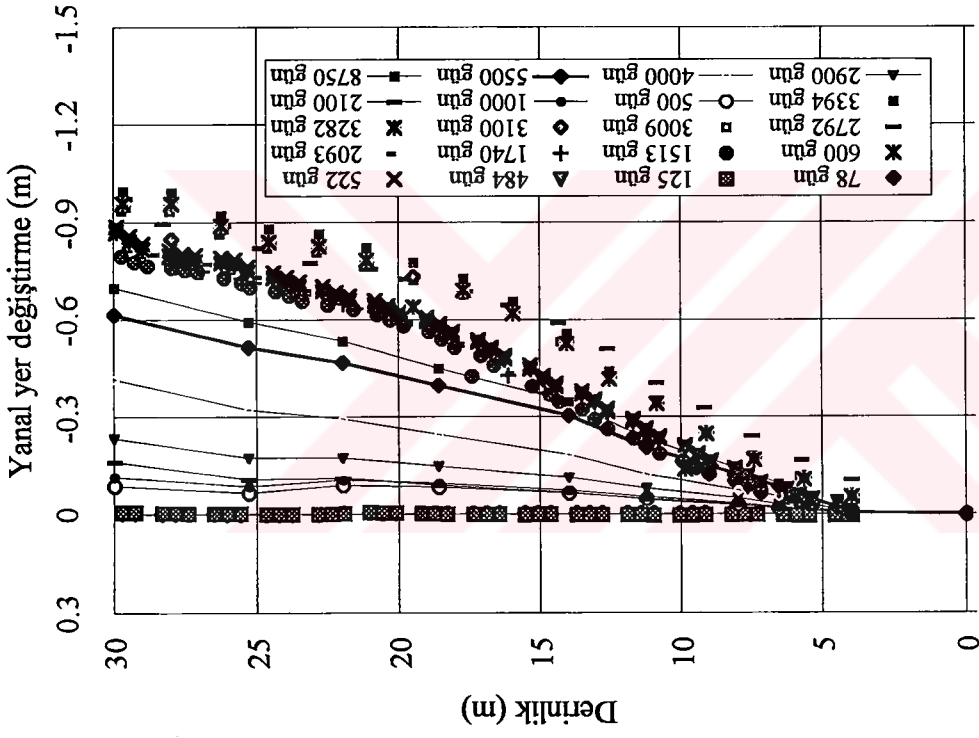
- başlangıç yükleme için drenajlı durumda, dolgu inşası sırasında $DR = 0.18 \pm 0.09$, drenajsız kayma deformasyonlarının geliştiği durumda $DR = 0.90 \pm 0.20$, dolgu inşası sonunda ortalama bir değer olarak ise $DR = 0.4 \pm 0.30$,



şekil 6.22a S1 inklinometre ölçümleri ile analiz sonuçlarının karşılaştırılması



şekil 6.22b S3 inklinometre ölçümleri ile analiz sonuçlarının karşılaştırılması



şekil 6.22c S5 inklinometre ölçümleri ile analiz sonuçlarının karşılaştırılması

- uzun yıllar devam eden konsolidasyon süresince, maksimum yanal yer değiştirme düşey oturmalarla beraber lineer artış göstereceği vurgulanarak $DR=0.16\pm0.07$ olarak belirlenmiştir.

Bu karşılaştırmaların her bir yükleme aşaması için ayrı ayrı yapılması gerekmektedir. B24 aksında ölçülen düşey ve yanal oturma miktarlarına göre hesaplanan DR değerinin yaklaşık olarak literatürle uyumlu olduğu görülmektedir.

Baraj dolgu inşasının 15 yıl sürmesi nedeniyle arazi ölçümlerinin iyi saklanamaması ve dolgu inşa programının tam olarak bilinmemesi nedeniyle arazi kayıtları ile analiz sonuçlarının karşılaştırılmasında uyumsuzluk olması olasıdır. B24 aksında temel yükleme deneme dolgusu yapılırken, yapım sırasında bölgesel akma hareketlerinin oluştuğu belirtilmektedir. Buna karşın analizlerde bu fiziksel gözlemi doğrular bir gelişme saptanamamıştır.

Konsolidasyon devresinde sabit yük altındaki yumuşak zeminin karşılaştığı deformasyonlar konsolidasyonun meydana getirdiği hacim değişimine bağlı deformasyonlar ve zamana bağlı kripi deformasyonlarıdır. Konsolidasyonun etkisi daha öncede belirtildiği gibi yanal akmayı azaltıcı yöndedir, ancak kripi etkisinin konsolidasyonun tersine hem oturmaları hemde yanal deformasyonları arttırdığı Çinicioğlu ve Toğrol, (1994) 'de belirtilmektedir.

Bu çalışmada kullanılan nümerik analiz sonlu eleman programında (Plaxis 7) kripi etkisinin hesaplarda gözönüne alınamamıştır. Yanal yer değiştirmeler ve boşluk suyu basıncı davranışındaki uyumsuzlukların bu etki sonucunda da olabileceği düşünülebilir.

Menba batardosu ve baraj uzunluğu boyunca 22.50 m ve 11.00 m derinliklerde yükleme aşamalarının konsolidasyon analizi sonunda belirlenen düşey ve yanal efektif asal gerilmeler, düşey yer değiştirmeler ve düşey birim deformasyonların değişimi Şekil Ek-6.1, Şekil Ek-6.2, Şekil Ek-6.3 ve Şekil Ek-6.4'de verilmiştir. Şekillerdeki gerilme değişimleri incelenirse, yüklemenin yapıldığı akslarda gerilmeler maksimum seviyelerde, akslardan uzaklaştıkça gerilmelerin şiddetinin azaldığı görülmektedir. Benzer davranışlar düşey yer değişimi ve düşey birim deformasyonlar için de geçerlidir.

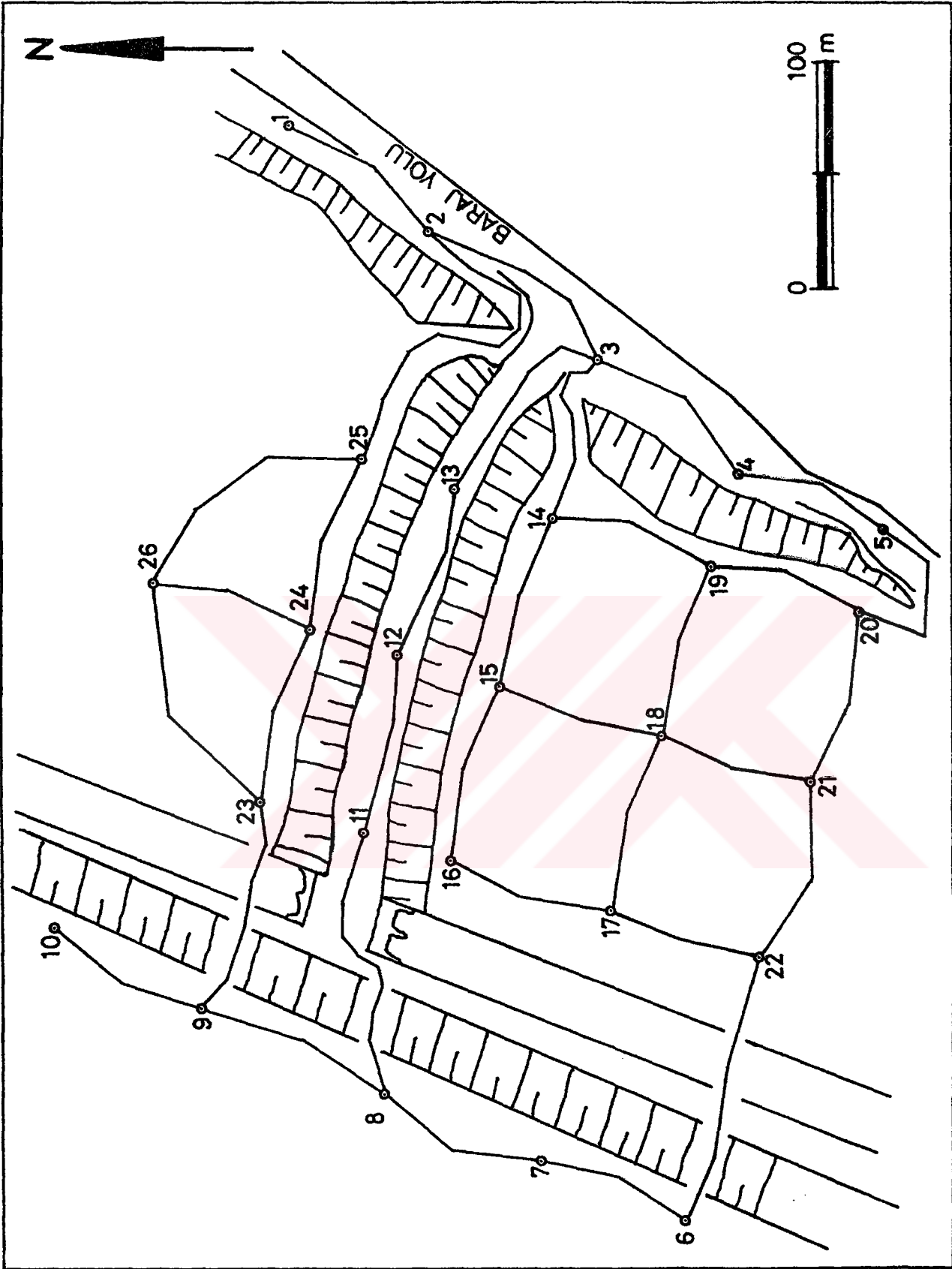
6.5 Jeodezik Ölçümler

Baraj inşaatı süresince meydana gelen düşey ve yatay zemin hareketlerinin ölçülmesi dışında, sabit röper noktaları teşkil edilerek jeodezik ölçümlerden yararlanarak baraj gövdesinin ve diğer dolguların yatay ve düşey hareketleri de ölçülmüştür. Şekil 6.23'de jeodezik ölçümlerin yapıldığı noktalar görülmektedir. Bu yükseklik farkı ölçmeleri planı baraj gövde dolgusunu ve dolgunun sağ tarafı mansap batardosu tarafını, sol tarafı ise menba batardosu tarafını göstermektedir. Bu ölçümler önceleri DSİ ekipleri tarafından yapılmış daha sonra ise İstanbul Teknik Üniversitesi ve Yıldız Teknik Üniversitesi Jeodezi ve Fotogrametri mühendisliği bölümleri tarafından ölçümlere devam edilmiştir. Jeodezik ölçümler sonucu belirlenen yanal ve düşey hareketler vektörel olarak çizilmiştir. Şekil 6.24a'da 1987–1991, Şekil 6.24b'de 1991-1996 yılları arasında yapılan düşey hareket ölçüm sonuçları, Şekil 6.25a'da 1987 – 1991, Şekil 6.25b'de 1991-1996 yılları arasında yapılan yanal hareket ölçüm sonuçları verilmiştir.

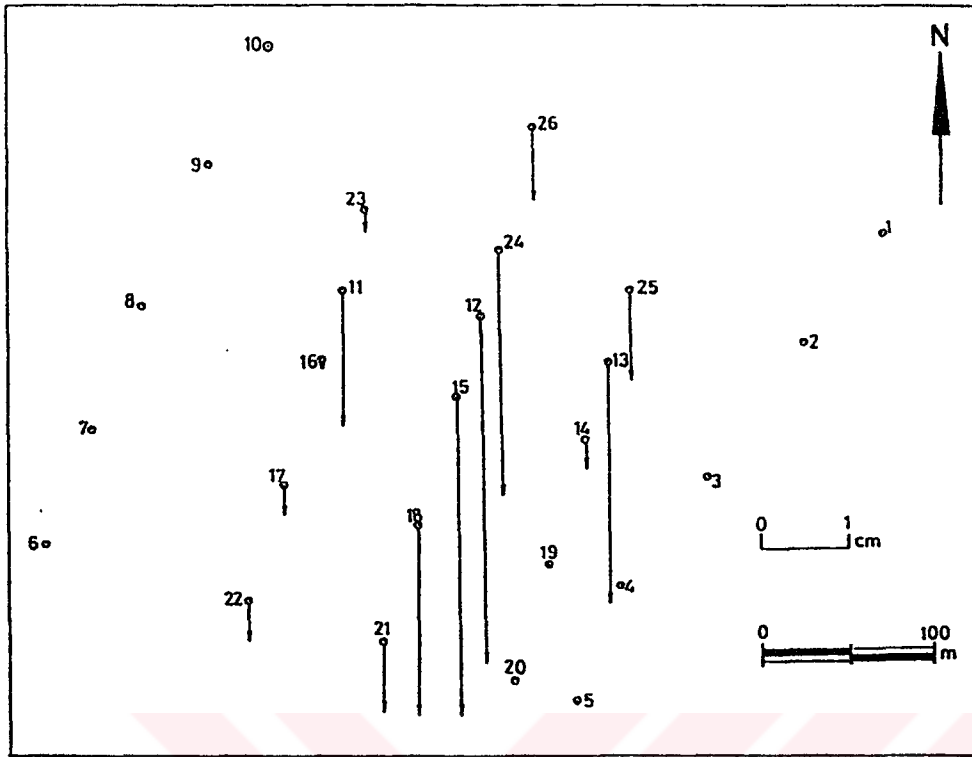
6.5.1 Jeodezik ölçüm sonuçları ile nümerik analiz sonuçlarının karşılaştırılması

Baraj nümerik analizi, analiz süresi 1987-1991 ve 1991-1996 yılları aralıklarını da kapsayacak şekilde tekrarlanarak bu zaman dilimlerinde baraj dolgusu üst kotunda meydana gelen düşey ve yanal yer değiştirmeler belirlenmiştir. Analiz sonucunda belirlenen düşey ve yanal hareketler arazi jeodezik ölçüm sonuçları ile karşılaştırılmıştır. Analizler iki boyutlu düzlem şekil değiştirme durumunda gerçekleştirildiği için analiz sonuçları Şekil 6.23'deki sadece 26, 24, 12, 15, 18, 21 nolu ölçüm noktaları ile karşılaştırılabilmektedir. Analiz sonuçlarına göre 26, 24, 12, 15, 18, ve 21 nolu noktalarda belirlenen düşey ve yanal hareketler Şekil 6.26 ve Şekil 6.27 'de gösterilmiştir.

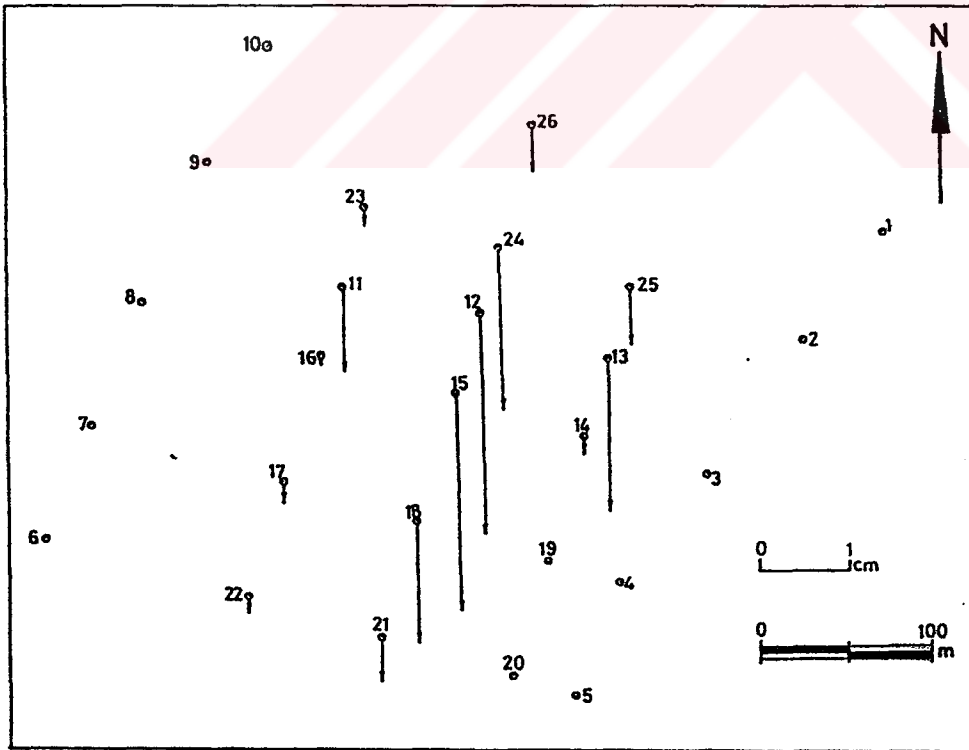
Arazide yapılan jeodezik ölçümlerin sonuçlarından, inşasına 1968 yılında başlanarak 1983 yılında tamamlanan Alibey barajında baraj gövdesi ve diğer dolgularda 1987-1991 ve 1991-1996 yılları aralıklarında alınan topografik ölçümlerden halen çok küçük de olsa bir hareketinin mevcut olduğu gözlenmektedir. Analizler düzlem şekil değiştirme durumunda yapıldığı için sadece iki yöndeki hareket incelenebilmiştir. Oysa arazide yapılan ölçüm



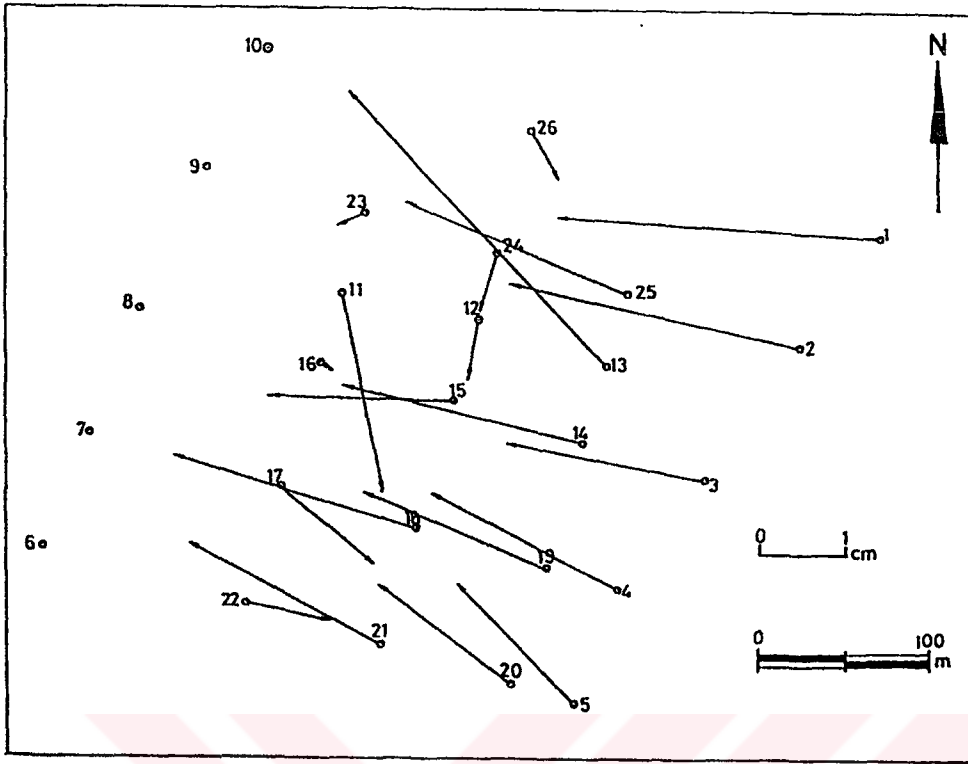
Şekil 6.23 Alibey barajı jeodezik ölçüm noktaları (Algül vd., 1987)



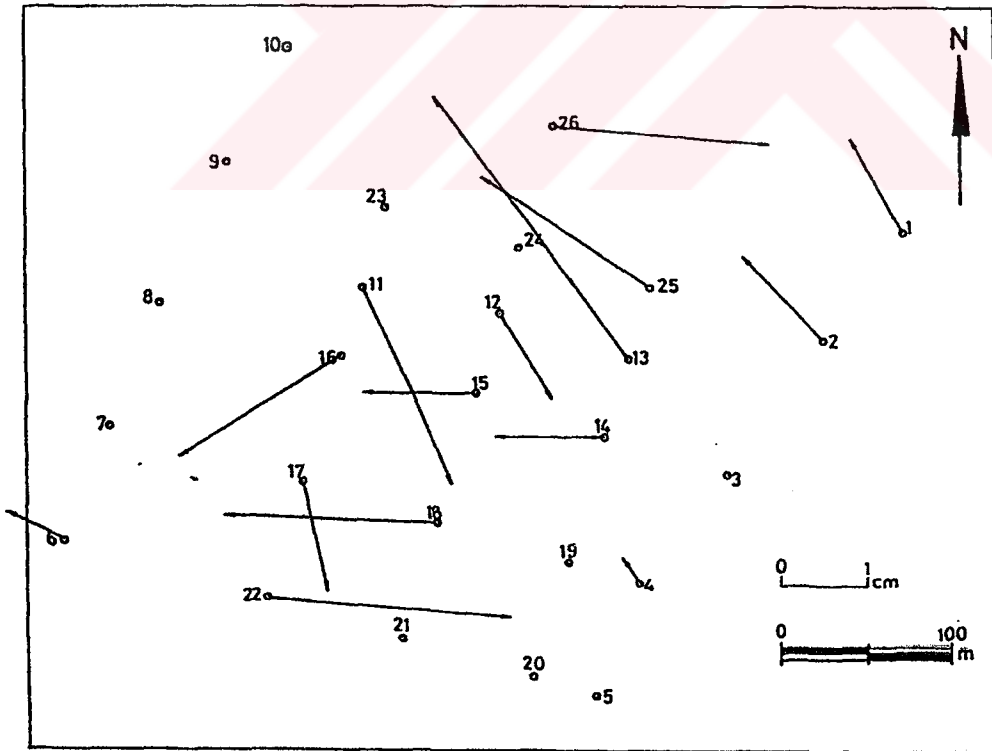
Şekil 6.24a Düşey hareket vektörleri (Algül vd., 1987-1991)



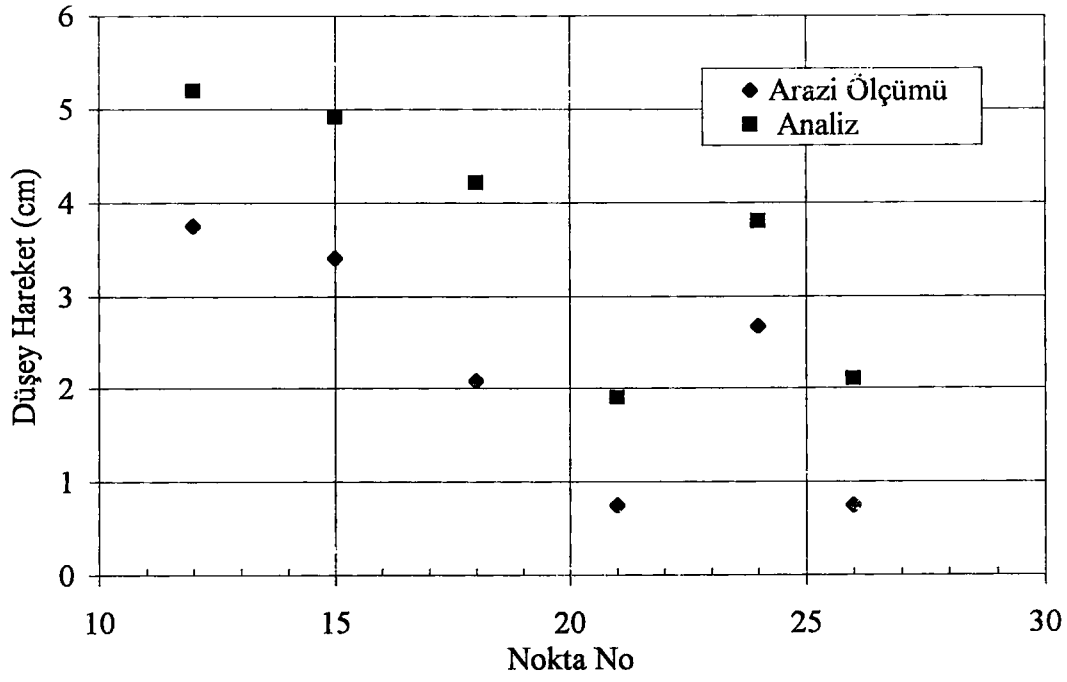
Şekil 6.24b Düşey hareket vektörleri (Hoşbaş vd., 1991-1996)



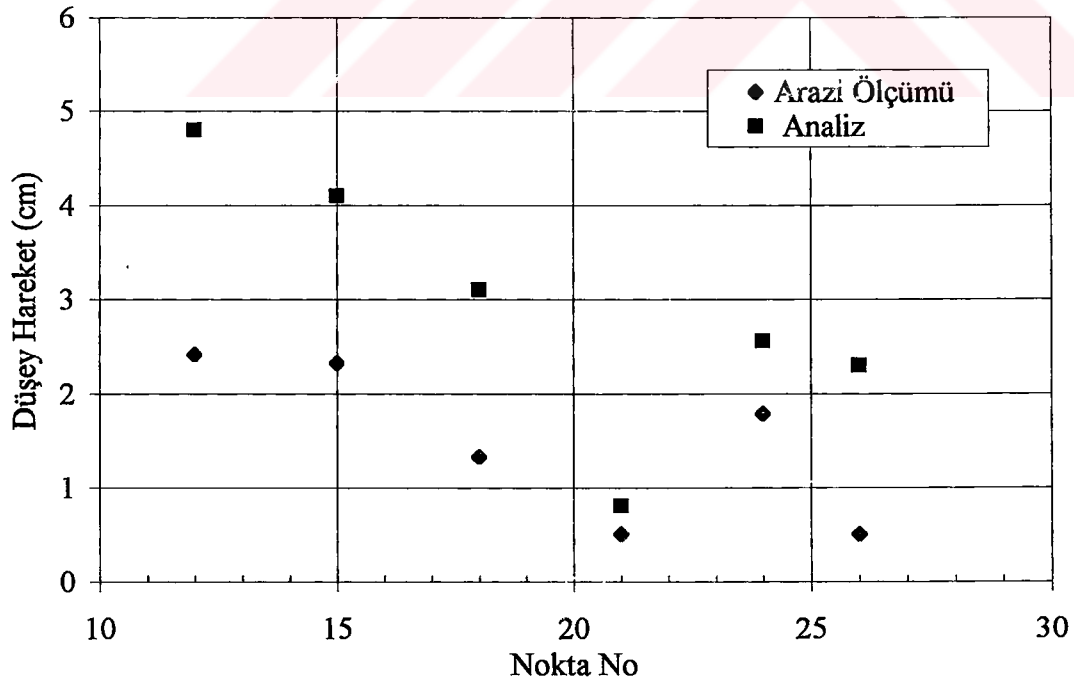
Şekil 6.25a Yatay hareket vektörleri (Algül vd., 1987-1991)



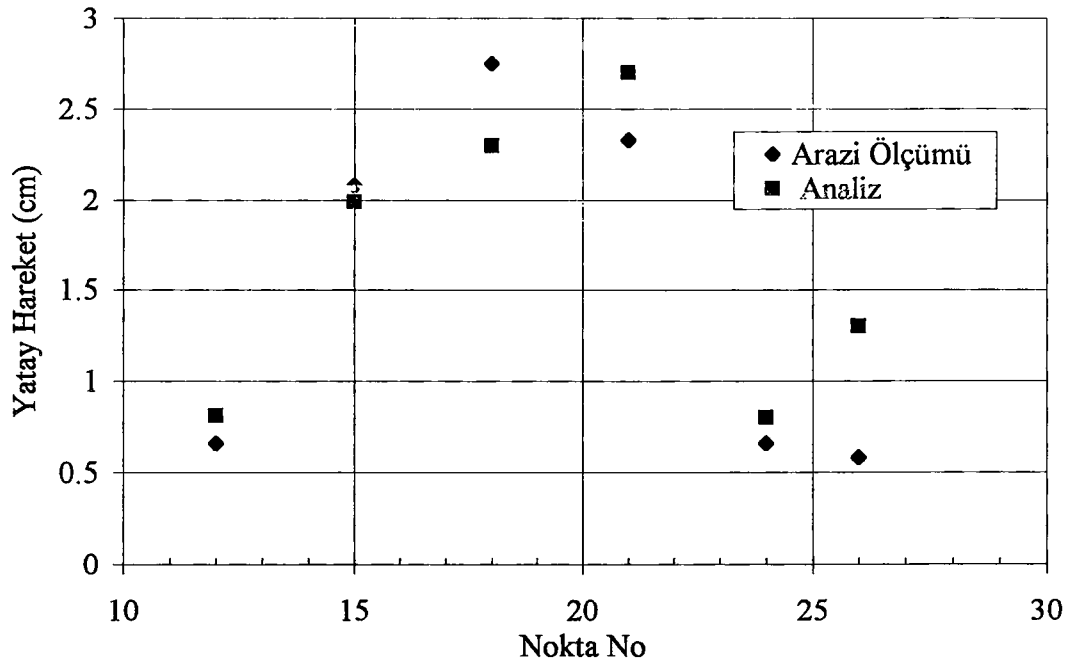
Şekil 6.25b Yatay hareket vektörleri (Hoşbaş vd., 1991-1996)



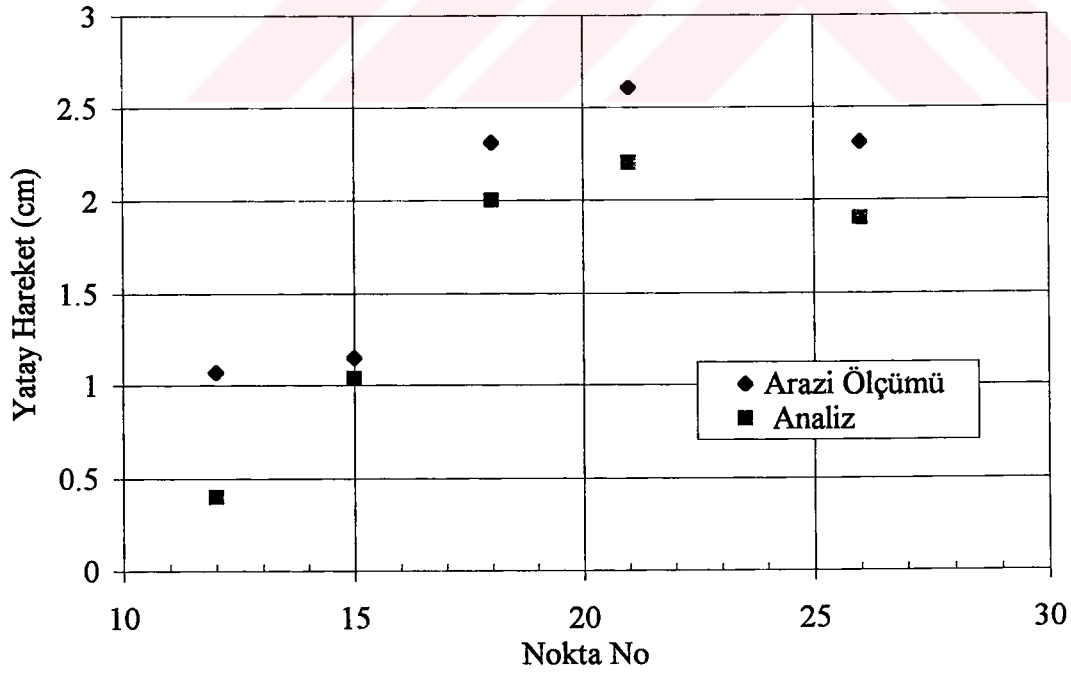
Şekil 6.26a Analiz ve arazi ölçümlerinden belirlenen düşey hareket vektörlerinin karşılaştırılması (1987-1991)



Şekil 6.26b Analiz ve arazi ölçümlerinden belirlenen düşey hareket vektörlerinin karşılaştırılması (1991-1996)



Şekil 6.27a Analiz ve arazi ölçümlerinden belirlenen yatay hareket vektörlerinin karşılaştırılması (1987-1991)



Şekil 6.27b Analiz ve arazi ölçümlerinden belirlenen yatay hareket vektörlerinin karşılaştırılması (1991-1996)

sonuçlarında üç boyutlu bir hareket olduğu gözlenmektedir. Analiz sonuçlarından belirlenen yanal ve düşey hareketin arazide ölçülenlere göre daha büyük olduğu görülmektedir. Ancak sonuçlar karşılaştırıldığında mertebeler birbiriyle uyumludur.

6.6 Nümerik Analiz Sonuçlarının Değerlendirilmesi

Çalışmanın bu bölümünde düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip Alibey barajı temel zemininin aşamalı dolgu yükü altındaki gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı coupled analizle incelenmiştir. Barajın inşasının planlanması baraj temel zemininin geoteknik özellikleri, dolgu kesiti, dolgu hacmi ve dolgu inşa süresi düşünüldüğünde geoteknik mühendisliği açısından oldukça sorunlu olmuştur. Yumuşak temel zemini üzerinde inşa edilecek dolgularda, dolgu inşaatına başlamadan önce dolgu inşa programının planlanması ve meydana gelecek deformasyonların belirlenerek dolgu inşa programının belirlenmesi bakımından nümerik analizlerle belirlenecek ön bilgiler inşaat aşamasında çok yararlı olacaktır.

Alibey barajı temel zemini ve dolgusu sonlu elemanlar yöntemiyle modellenerek, temel zemininin davranışı Modifiye-Cam Clay bünye modelinin özel bir durumu olarak göçmenin Mohr-Coulomb kriterine göre belirtildiği Soft-Soil bünye modeli kullanılarak modellenmiştir. Zemin profili her aksda çok değişken bir yapıya sahip olmakla birlikte genel olarak en üstte sarı kil, onun altında yeşil kil, onun altında içinde yer yer kum bantlarına rastlanılan siyah kil, onun altında killi-kumlu çakıl ve en altta grovak kayası mevcuttur. Temel zemini modellenirken kullanılan malzeme parametreleri barajın yapımına başlanılmadan önce 1967 yılında ve baraj inşası tamamlandıktan uzun yıllar sonra 1996 yılında yapılan arazi ve laboratuvar çalışmalarından belirlenmiştir. Barajın inşası sırasında yerleştirilen ölçüm aletleriyle alınan kayıtların düzenli saklanamaması sonucu bu kayıtlardan yeterince yararlanılamamıştır. Baraj inşaatının 15 yıl sürmesi nedeniyle en önemli eksiklik dolgu inşaat programı kayıtlarının düzenli olarak tutulmamasıdır. Barajın uzunluğu dikkate alınarak bu kadar geniş bir alanda oldukça yüksek bir dolgu inşasının sonlu eleman yöntemiyle modellenerek analiz edilmesi ayrıca temel zemini tabakaları içinde kalınlıkları yer yer 2.5 m'ye varan kum bantlarının varlığı modelin oluşturulmasını daha da

zorlaştırmıştır. Analizlerde düşey kum drenler programın eleman kapasitesinin sınırlı olması nedeniyle modellenememiştir. Modellenen geometrinin büyüklüğü nedeniyle program çok hassas bir sonlu eleman ağı oluşturulmasına izin vermemiştir.

Yapılan nümerik analiz sonucunda elde edilen genel sonuçlar aşağıda sunulmuştur.

- 1- Alibey barajı temel zemini gibi düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip suya doygun killi zeminlerin aşamalı yükleme altında davranışını gerçeğe yakın modelleyebilmek için elasto-plastik gerilme şekil değiştirme ve konsolidasyon analizleri (coupled analiz) yapılması gerekmektedir.
- 2- Bu analizlerde aşamalı yükleme sonucu drenajsız gerilme şekil değiştirme ve konsolidasyon sonucu sönümlenmiş veya kısmen sönümlenmiş boşluk suyu basınçlarının analizde başlangıç koşulu olarak alınmalıdır. Bu koşullar sonlu elemanlar yöntemi kullanılarak elasto-plastik coupled analizle gözönüne alınabilmektedir.
- 3- Laboratuvar konsolidasyon deneylerinden elde edilen sıkışma modülü ve üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen plastik malzeme parametrelerinin (içsel sürtünme açısı ve kohezyon) kullanıldığı ve aşamalı dolgu yüklemesinin gözönüne alındığı analizlerde, elde edilen ani ve konsolidasyon oturmalarının arazi ölçümleri ile uyumlu olduğu görülmektedir.
- 4- Hesaplanan yanal yer değiştirmeler ile arazi ölçümleri arasında beklenen ölçüde uyum sağlanamamıştır. Bunun için zeminin anizotrop olarak modellenmesi, krip etkisinin gözönünde bulundurulması ve ayrıca üç boyutlu yerdeğiştirme etkilerinin dikkate alınması gerekmektedir.
- 5- Hesaplanan boşluk suyu basınçları ile arazi ölçümleri arasında tam bir uyum sağlanamamıştır. Bunun nedeninin baraj arkasındaki su kotunun mevsimsel koşullara göre değişmesi olduğu düşünülmektedir. Piezometreler ile ölçülen su kotlarının ne kadarının rezervuar su seviyesinden ne kadarının dolgu yüklemesi sonucu oluşan fazla boşluk suyu basıncından kaynaklandığı açıklıkla belirlenememiştir.

- 6- Analiz sonuçlarının doğruluğunun birçok etkene bağlı olduğu bilinmekle birlikte, arazideki yükleme ve drenaj koşullarının nümerik modelde birebir modellenmesi ve nümerik modelde kullanılan malzeme parametrelerinin arazi ve laboratuvar çalışmaları sonucunda yapılacak incelemeler sonucunda belirlenmesi gereklidir.
- 7- Bu çalışmada Alibey barajı temel zemini gerilme-şekil değiştirme davranışı nümerik olarak analiz edilmiş ve analiz sonuçları B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarındaki mevcut arazi ölçümleri ile karşılaştırılmıştır. Analiz sonucunda belirlenen düşey ve yanal efektif asal gerilmeler deformasyonların deneysel olarak belirlenmesi için yapılan çalışmada kullanılmıştır.



7. DENEYSEL ÇALIŞMA ve SONUÇLARI

Çalışmanın bu bölümünde, yumuşak temel zemini üzerine oturan dolgular nedeniyle temel zemininde meydana gelen deformasyonların deneysel olarak incelenmesi amaçlanmıştır. Baraj dolgu inşaatı sırasında, dolgudan kaynaklanan gerilmelerde meydana gelen değişmelerin arazide ölçülememesi nedeniyle nümerik analiz sonucunda belirlenen efektif asal gerilmeler deneysel çalışmada kullanılmıştır. Bu amaçla Alibey barajı temel zemini sonlu elemanlar yöntemiyle düzlem şekil değiştirme durumunda modellenerek, temel zemininin gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı coupled analizle Bölüm 6'da incelenmiştir.

Laboratuarda deformasyonların belirlenmesine yönelik olarak yapılan çalışmada, Rowe hücresinde gerilme tarihçesi belirli blok örnekler hazırlanmıştır. Böylece üç eksenli basınç deneylerinde gerilme tarihçesi bilinen benzer özelliklerdeki deney örnekleri kullanılmıştır. Hazırlanan bu blok örneklerden üç eksenli deney hücresine örnek aktarılmış, nümerik analizden belirlenen efektif asal gerilmeler aşama aşama üç eksenli deney sisteminde örnek üzerine etkitilmiştir. Bunun sonucunda oluşan düşey boy kısalması, boşluk suyu basıncı ve konsolidasyon sırasındaki hacim değişimi ölçülmüştür. Üç eksenli deneylerde gerilmeler arazi koşullarına uygun olarak anizotropik uygulanmıştır. Aşamalı anizotropik yüklemeli-konsolidasyonlu üç eksenli deneylerden belirlenen birim deformasyonlarla nümerik analizde gerilmelerin belirlendiği yerdeki birim deformasyonlar karşılaştırılarak, kil tabakalarının oturmaları tahmin edilmiştir.

Alibey barajı temel zemini Bölüm 5'de incelendiği gibi endeks özellikleri birbirinden farklı üç kil tabakası ve en altta ana kayanın üzerinde killi-kumlu-çakıllı tabaka ve kil tabakaları içinde yer yer kum bantları içermektedir. Araştırmaların yapıldığı akslardaki temel zemini profilleri incelendiğinde kil tabakalarının kalınlığı toplam kalınlığın 2/3 'ünden fazladır. Bu nedenle kil tabakaların oturma miktarlarının tahmininde kum bantlarının oturmasının toplam oturmaya çok fazla etkisi olmadığı düşünülmüştür.

7.1 Deneysel Çalışmada Kullanılan Zemin Örnekleri

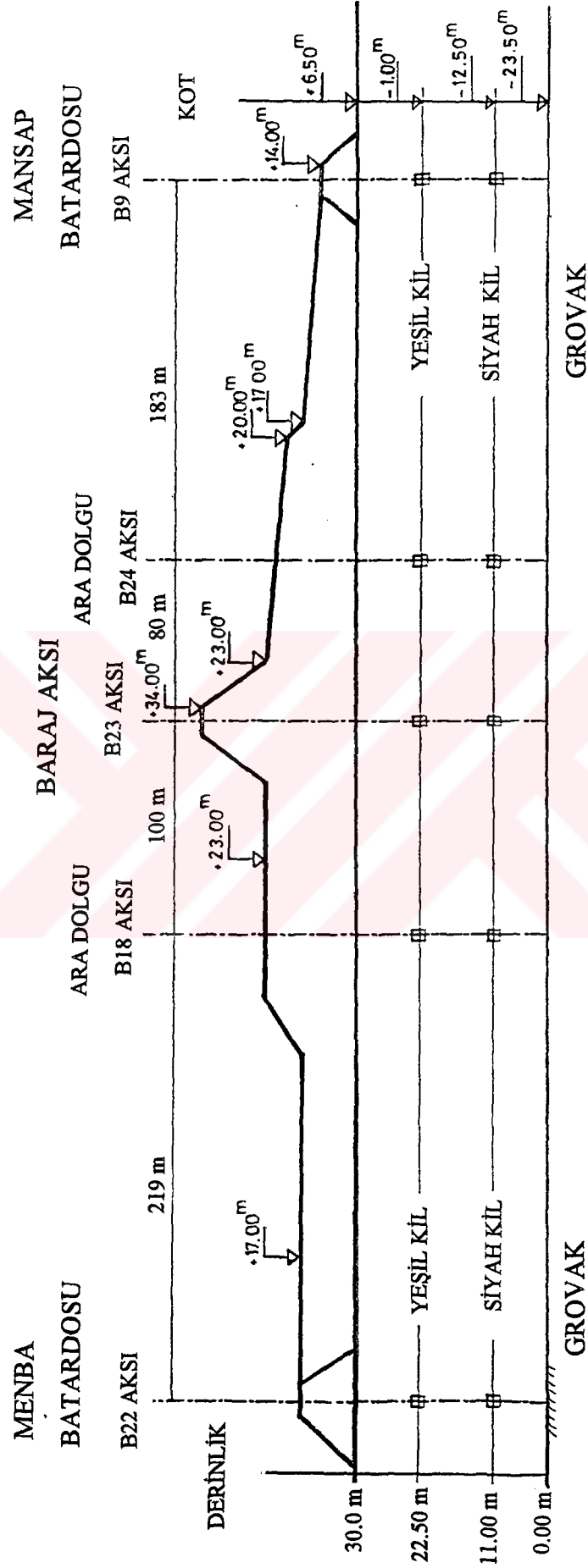
Deneysel çalışma Alibey barajı temel zemininden alınan yeşil ve siyah kil zemin örnekleri

üzerinde gerçekleştirilmiştir. Bölüm 5 'de baraj temel zemininin profili gösterilmiş ve bu zeminlere ait geoteknik parametreler belirtilmiştir. Deneysel çalışmada barajın temel zeminini oluşturan yaklaşık olarak 10-14.5 m kalınlığındaki siyah kil ve 6-11 m kalınlığındaki yeşil kil tabakalarından alınan örselenmiş örnekler kullanılmıştır. Baraj temel zemininin en üst tabakasını oluşturan yaklaşık 1-3.6 m kalınlıktaki sarı kil'e ait örnek alınamamıştır. Baraj temel zemininden alınan örselenmiş siyah kil ve yeşil kil zemin örnekleri Rowe hücrelerinde arazi başlangıç gerilme tarihçesine göre yeniden yapılandırılmıştır. Gerilme tarihçesi belirli bu blok örnekler deneysel çalışmada kullanılmıştır. Deneysel çalışma için her bir aksda farklı iki derinlikteki örnekler gelen efektif asal gerilmeler nümerik analizden belirlenmiştir. Bu amaçla yeşil kil için -1.00 m kotu (22.5m derinlik), siyah kil için ise -12.50 m kotunda (11m derinlik) belirlenen efektif asal gerilmelere göre deneysel çalışma yürütülmüştür. Şekil 7.1'de akslarda deneysel çalışma için örnek hazırlanan derinlikteki birim zemin elemanları gösterilmiştir.

Deneysel çalışmada yeşil kil tabakasından alınmış zemin elemanının -1.0 m kotundan (11.0 m derinlikten) ve siyah kil tabakasından alınmış zemin elemanının -12.50 m kotundan (22.50m derinlikten) alındığı varsayılarak laboratuarda hazırlanan blok örnekler bu derinliklerdeki başlangıç koşullarına göre yapılandırılmıştır. Şekil 5.2'deki baraj temel zemini kesiti incelendiğinde zemin yapısının çok heterojen bir tabakalanma gösterdiği, kil tabakaları içerisinde kum bantları olduğu görülmektedir. Ancak seçilen bu derinliklerde bütün akslarda yeşil ve siyah kil tabakası yer aldığından incelemeler bu derinliklerde yapılmıştır.

7.2 Kullanılan Deney Aygıtları ve Yöntemleri

Çalışmanın laboratuvar aşamasında, gerilme tarihçesi belirli blok örnek hazırlamak için Rowe hücresi kullanılmıştır. Laboratuarda hazırlanan bu yeniden yapılandırılmış blok zemin örneğinden üç eksenli deney hücresine örnek aktararak arazideki yükleme koşullarına göre gerilmeler aşama aşama yüklenmiştir. Laboratuarda deformasyonların belirlenmesi için yapılan bu deneylere aşamalı anizotropik yüklemeli-konsolidasyonlu üç eksenli deneyler adı verilmiştir.



Şekil 7.1 Akslarda deneysel çalışma için örnek hazırlanan derinlikteki birim zemin elemanları

7.2.1 Rowe Hücresi ve blok örnek hazırlama

Rowe hücresinin en önemli işlevi, laboratuarda deneysel çalışmalar için homojen zemin örnekleri hazırlama olanağı sağlamasıdır. Rowe hücresinde kontrollü örnek hazırlanması sırasında drenaj koşulları kontrol edilebilmekte ve hidrolik yükleme sistemi, uygulanan yükün kontrolünü sağlamaktadır. Böylece büyük miktardaki yükler, büyük çaptaki zemin örneklerine üniform olarak etkitilebilmekte ve özellikle başlangıçtaki küçük yük adımı kolaylıkla uygulanabilmektedir. Yük bulamaç zemin örneği üzerine esnek veya rijit bir plaka yardımıyla etkitilerek, gerilme tarihçesi belirli homojen blok örnekler elde edilebilmektedir.

Rowe hücresinde blok örnek hazırlama işlemi basit, hızlı ve tekrarlanabilir olup doğal olarak çökelmiş zeminlerdekine benzer bir yükleme tarihçesini uygulamaya elverişlidir. Blok örnekler bulamaç haldeki zemin örneğinin yanal deformasyonuna izin verilmeksizin konsolide edilmesiyle hazırlandığı için doğal olarak çökelmiş ve konsolide olmuş zeminlere benzemektedir.

Rowe hücresi, Rowe hücre gövdesi, alt başlık ve körüklü üst başlıktan oluşmakta olup hücre çapı 25 cm'dir. Şekil 7.2'de Standart Rowe hücresi gövde yüksekliği 10 cm olduğundan bu hücre ile 5-6 cm yüksekliğinde blok örnek elde edilebilmiştir. Bu örnek yüksekliği 5 cm çaplı üç eksenli deney örnekleri için yeterli olmadığından Rowe hücresi gövdesine ek bir gövde üretilerek, bu gövde yüksekliği artırılmış Rowe hücresi ile yaklaşık 13-17 cm boyunda blok örnek elde edilebilmiştir. Deneysel çalışmada kullanılan gövde yüksekliği artırılmış Rowe konsolidasyon hücresi Şekil 7.2'de gösterilmektedir.

Rowe hücresinde örnek hazırlamak için kullanılacak örselenmiş zemin örnekleri ıslak analiz ile 40 Nolu elekten geçirilerek kurutulmuş, likit limitin 1.5 katı su kapsamında karıştırılarak bulamaç haline getirilmiştir. Bulamaç karışım saf su ile hazırlanmıştır. Karışım yaklaşık bir aylık bir süre, hava ile teması olmayan bir kapta bekletilmiş ve zaman zaman mikserle karıştırılarak, homojen bir hale gelmesi sağlanmıştır. Bulamaç karışım Rowe hücresine yerleştirildikten sonra üzerine poroz bir plastik plaka ve onun üzerine poroz taş yerleştirilerek Rowe hücresi üst başlığı kapatılmıştır. Rowe hücresi üst başlığındaki lastik

körüğün içi su doldurulmuş ve sisteme basınç uygulanarak bulamaç zemin örneği konsolide edilmiştir. Rowe hücresinde alttan ve üstten drenaja izin verilerek konsolidasyon çift yönlü olarak gerçekleştirilmektedir. Konsolidasyon sırasında uygulanan yük kontrol edilerek zeminin düşey deformasyonu ve çıkan suyun hacmi ölçülebilmektedir. Deneysel çalışmada kullanılan zemin örneklerinin özellikleri Çizelge 7.1'de verilmiştir.

Çizelge 7.1 Deneysel çalışmada kullanılan zeminlerin özellikleri

Zemin Cinsi	Çakıl (%)	Kum (%)	Silt (%)	Kil (%)	w _L (%)	w _p (%)	I _p (%)	G _s	Zemin Sınıfı
Siyah kil	-	10	50	40	67	25	42	2.72	CH
Yeşil kil	-	9	71	20	53	23	30	2.70	CH

Deneysel çalışmada kullanılmak üzere özellikleri yukarıdaki tabloda belirtilen siyah ve yeşil kil örnekleri Rowe hücresinde arazideki başlangıçtaki etkili gerilmeler altında yeniden yapılandırılmıştır. Rowe hücresinde örnek hazırlama sırasında da yükleme aşamalar halinde uygulanmıştır. Baraj temel zemininin, örnek alınan derinliğindeki başlangıç düşey jeolojik efektif gerilmesi aşamalı olarak uygulanarak Rowe hücresinde konsolidasyon gerçekleştirilmiş ve böylece laboratuarda gerilme tarihçesi belirli blok örnekler elde edilmiştir.

Deneysel çalışmada Şekil 7.1'de gösterilen derinliklerden alınmış zemin örnekleri üzerinde birim deformasyonların belirlenebilmesi için bu derinliklerdeki gerilmeler gözönünde bulundurularak, zemin örneği hazırlanmıştır. Bu amaçla Bölüm 6'da barajın nümerik analizinden zemin tabakalarının kendi ağırlığından dolayı oluşan düşey jeolojik efektif gerilmeler belirlenmiştir.. Yeşil kil için -1.0 m kotu (22.50 m derinlikten) düzleminde ve siyah kil için -12.50 m kotu (11.0 m derinlikten) düzleminde belirlenen düşey jeolojik efektif gerilmeler altında Rowe hücresinde konsolidasyon gerçekleştirilmiştir. Baraj temel zemininde dolgu inşaatı başlamadan önceki durumda düşey jeolojik efektif gerilme siyah kil için -12.50m kotunda (11.0m derinlikte) 170 kPa, yeşil kil için ise -1.00 m kotunda (22.5 m derinlikte) 77 kPa olarak nümerik analiz sonucundan belirlenmiştir. Arazideki zemin tabakalarının başlangıç zemin özelliklerinden siyah kil tabakalarının normal konsolide, yeşil

kil tabakasının ise hafif aşırı konsolide bir kil olduğu ve $AKO=1.5$ olduğu bilinmektedir. Bu nedenle yeşil kil blok örnekler Rowe hücresinde konsolide edilirken aşırı konsolidasyon oranına göre 115 kPa'la kadar yüklenmiş ve bu basınç altında konsolidasyon tamamlandıktan sonra üzerindeki gerilme 77 kPa'la indirilmiştir. Basınç 77 kPa'la indirildikten sonra 115 kPa gerilme altında konsolide olmuş blok örnek üç gün jeolojik gerilmeyi temsil eden 77 kPa'lık basınç altında bekletilerek blok örnek hafif aşırı konsolide olarak hazırlanmıştır. Siyah kil blok örnekleri ise arazideki jeolojik efektif gerilmeye kadar yüklenerek konsolide edilmiş ve konsolidasyon tamamlandıktan sonra blok örnek hücreden çıkarılmıştır.



Şekil 7.2 Rowe Hücresi genel görünümü

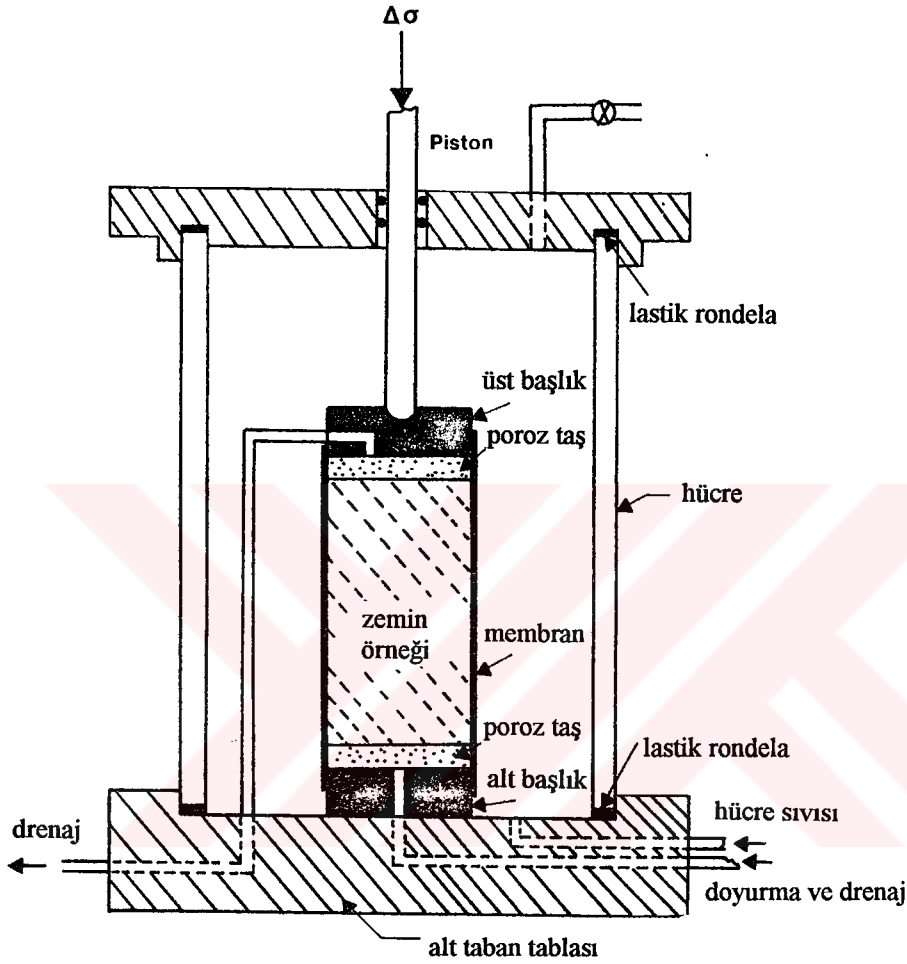
Bulamaç çamur kıvamındaki zemin örnekleri başlangıçta Rowe hücresine yerleştirildikten sonra konsolidasyonun kontrollü yapılabilmesi için nihai gerilmeye kadar aşamalar halinde yükleme yapılarak ulaşılmıştır. Bu amaçla siyah kil 25, 50, 100, 170 kPa'lık gerilme adımlarında, yeşil kil ise 25, 50, 115 kPa'lık gerilme aşamalarında konsolide edilmiştir. Genellikle konsolidasyon sırasında birinci aşama yükleme 7-10 gün devam etmiş ve toplam konsolidasyon oturmasının yaklaşık %50'si bu aşamada meydana gelmiştir. Toplam konsolidasyon süresi yeşil kilde 20-25 gün olurken siyah kilde 30-35 gün arasında değişmiştir. Rowe hücresinde herbir yükleme adımı konsolidasyon sırasında eksenel boy kısılması ve çıkan suyun hacmi belirlenmiştir. Herhangibir yükleme aşamasında birincil konsolidasyonun bitip bitmediğine oturma-zaman grafiği ve çıkan su hacmi - zaman grafiği çizilerek karar verilmiş ve bir sonraki yükleme adımına geçilmiştir.

Çalışmanın amacına uygun başlangıç koşullarında Rowe hücresinde hazırlanan siyah ve yeşil kil blok örnekleri üç eksenli deneyler için örnek hazırlanabilecek parçalara ayrılarak geçirimsiz kağıtlara sarılmış ve deneyler yapılıncaya kadar % 95-%100 aralığında nem sağlayabilen nem kabininde bekletilmiştir. Üç eksenli deney örnekleri traşlama aygıtı ile fiziksel örselenmeye izin verilmeden 5cm çapında 10-12 cm boyunda silindirik olarak hazırlanmıştır. Tüm deneylerde benzer tekniklerle hazırlanmış deney örnekleri kullanılmıştır. Deneysel çalışmanın, benzer başlangıç koşullarında aynı özellikte deney örnekleri üzerinde yapabilmesi için Rowe hücresinde yeniden yapılandırılmış, gerilme tarihçesi belirli homojen blok zemin örnekleri elde edilmiştir.

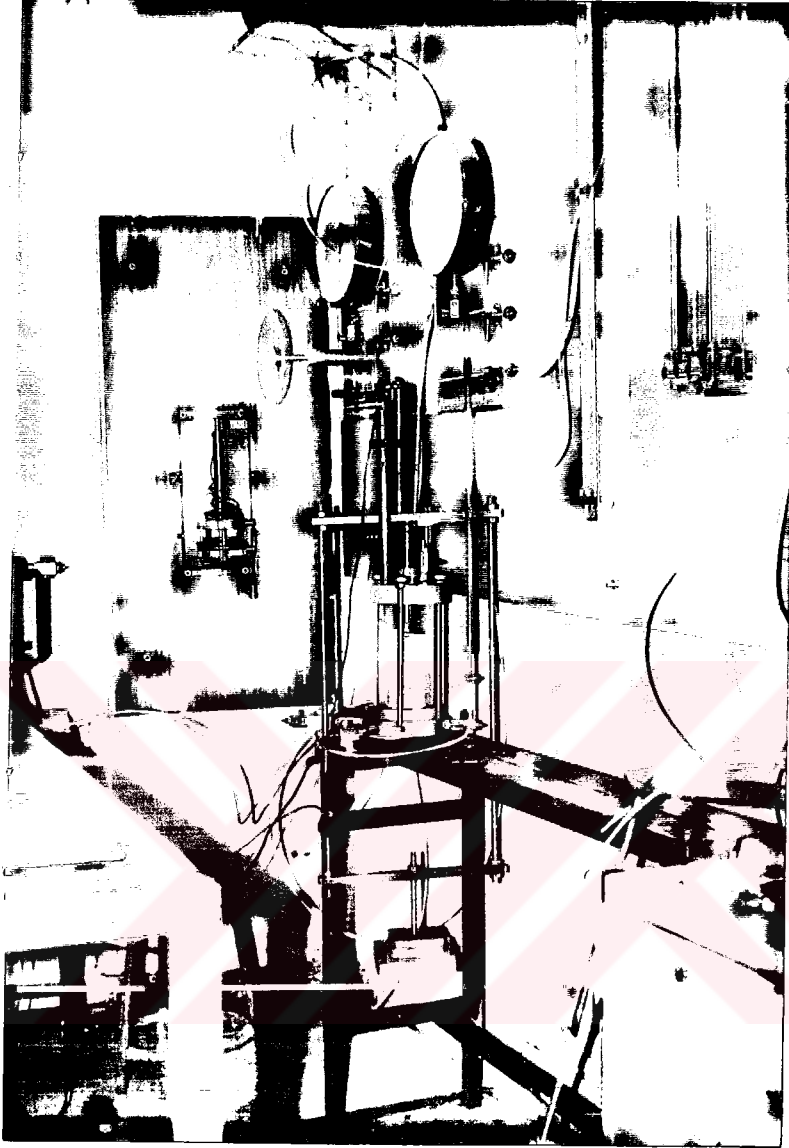
7.2.2 Üç eksenli basınç deney aygıtı

Laboratuarda deformasyonların belirlenmesi için yapılan çalışmada Şekil 7.3a' da gösterilen standart üç eksenli deney hücresi kullanılmıştır. Deney örnekleri hücreye yerleştirildikten sonra anizotropik arazi başlangıç gerilmeleri altında konsolide edilmiş daha sonra aşama aşama anizotropik drenajsız yükleme ve konsolidasyon gerçekleştirilerek yükleme programı uygulanmıştır. Şekil 7.3a 'da deney hücresinde drenaj ve boşluk suyu basıncı ölçüm vanaları gösterilmiştir. Bütün deneyler boyunca eksenel deformasyon, boşluk suyu basıncı ve hücre basıncı ölçümleri transdüserler yardımıyla bilgisayara bağlı elektronik bir sistemle ölçülüp

kaydedilmiştir. Üç eksenli hücrede anizotropik arazi gerilmelerinin uygulanması için ölü yük askı sistemi kullanılmıştır. Şekil 7.3b 'de üç eksenli hücrede anizotropik gerilme uygulanması gösterilmiştir. Üç eksenli hücrenin pistonunun üzerine yerleştirilen askı sistemine ölü yük asılarak deney örneğine eksenel gerilme uygulanmıştır.



Şekil 7.3a Üç eksenli deney hücresi



Şekil 7.3b Üç eksenli hücrede anizotropik gerilme uygulanması

7.3 Aşamalı Anizotropik Yüklemeli-Konsolidasyonlu Deneyler

Aşamalı yükleme nedeniyle, arazideki belirli bir derinlikteki zemin elemanı üzerinde etkili olan gerilme izinin ve yükleme koşullarının laboratuarda örneklenebilmesi için aşamalı anizotropik yüklemeli-konsolidasyonlu deney yöntemi uygulanmıştır. Bu yöntemde arazide aşamalı dolgu inşaatı sırasında temel zemini elemanı üzerinde, dolgu inşaatı nedeniyle değişen gerilmeler gözönünde bulundurularak, zemin örneği oluşan gerilme izinde anizotrop gerilme sisteminde yüklenerek meydana gelen birim deformasyonlar laboratuarda belirlenmiştir.

Doğada zeminler kendi ağırlıkları altında yanal genişleme olmaksızın $K_0 = \sigma_3'/\sigma_1'$ gerilmeleri altında konsolide olduğundan arazideki zemin davranışını laboratuarda üç eksenli deneylerle örneklerken, örnek arazide etkili anizotropik gerilmeler altında konsolide edilmelidir. Deneysel çalışmada üç eksenli deney hücresi kullanılarak zemin örneğinin arazideki yükleme koşullarıyla benzeşimi sağlanmıştır. Böylece anizotropik gerilmeler altında düşey ve örnekğe sarılan filtre kağıtları yardımı ile yanal drenaja izin verilerek zemin örneği konsolide edilmiştir.

Arazideki yükleme koşullarına uygun olarak modellenen baraj temel zemini, nümerik olarak analiz edilmiş ve her yüklemede adımında konsolidasyon aşamasından sonra belirlenen düşey ve yanal efektif asal gerilmeler deneylerde kullanılmıştır. Böylece, laboratuarda bir zemin elemanı belirli bir gerilme izinde yüklenerek konsolide edilmiş ve hem drenajsız yükleme hemde konsolidasyon aşamasında oluşan düşey yer değiştirmeler belirlenmiştir. Baraj inşaat programına uygun olarak yüklenen ve bu yüklemelerin konsolidasyon aşamasından sonra belirlenen düşey ve yanal asal efektif gerilmelerin derinlikle değişimleri Bölüm 6'da sunulmuştur. Deneysel çalışmanın yapıldığı -1.0m kotu (22.50m derinlik) ve -12.50 m kotundaki (11.0 m derinlik) gerilmeler Bölüm 6'dan alınmıştır. Böylece B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında bu derinliklerdeki bir zemin elemanı laboratuarda üç eksenli hücrede aşama aşama yüklenerek zemin örneğinde oluşan düşey yer değiştirmeler belirlenmiştir. Deney sonucunda ölçülen toplam yer değiştirme miktarından zemin örneğinin birim deformasyonu belirlenmiştir.

Deney örneklerinin doygunluk yüzdesini kontrol etmek için deneylerin başlangıcında doygunluk kontrolü yapılmıştır. Deney örneklerinin suya doygunluk yüzdesinin %92-%97 arasında değiştiği belirlenmiştir.

Aşamalı anizotropik drenajsız yüklemeli-konsolidasyonlu deneylerde uygulanan yöntem ve gözönünde bulundurulan özellikler aşağıda belirtilmiştir.

- Zemin örneği üç eksenli hücreye yerleştirildikten sonra örneği arazi başlangıç gerilme durumuna getirmek için başlangıç koşullarındaki efektif yanal ve düşey jeolojik gerilmeler uygulanmış ve örnek başlangıç arazi gerilmeleri altında anizotropik olarak

konsolide edilmiştir. Böylece laboratuarda Rowe hücresinde arazi başlangıç gerilmeleri altında konsolide edilerek hazırlanan deney örneği üç eksenli hücreye yerleştirildikten sonra yine başlangıç koşullarına getirilmiştir. Böylelikle örneğin üç eksenli aygıtta yerleştirilmesine kadar geçen süre içerisinde kendisine etkiyen efektif gerilmelerdeki olası değişikliklerin yeniden düzeltilmesi sağlanmış olmaktadır.

- Başlangıç anizotropik gerilmeler altında konsolidasyondan sonra arazideki yükleme aşamalarına uygun olarak nümerik analizden belirlenen efektif düşey ve yanal gerilmeler adım adım zemin örneğine uygulanmıştır.
- Arazideki aşamalı yükleme nümerik analizlerde modellenirken başlangıçta yük uygulanır uygulanmaz drenajsız koşulların geçerli olduğu varsayılarak bu yükleme altında ortaya çıkan deformasyonlar ve boşluk suyu basıncındaki değişimler belirlenmiştir. Laboratuarda bu davranışı modellemek içinde her bir yükleme aşamasında uygulanan efektif asal gerilmeler altında yük uygulanırken konsolidasyona izin verilmemiştir. Deneylerde yükleme yapılırken izotropik gerilmeyle birlikte aynı anda düşey gerilme de uygulanmıştır. Bu durumda, önce uygulanan yük altında drenaj vanası kapalıyken oluşan boşluk suyu basıncı ve eksenel deformasyon ölçülmüştür. Uygulanan yük altında drenajsız koşullarda ölçülen boşluk suyu basıncı ve eksenel deformasyonda artış meydana gelmiyorsa konsolidasyon aşamasına geçilmiştir.
- Konsolidasyon aşamasında da boşluk suyu basıncında ve eksenel deformasyonda meydana gelen değişimler ölçülmüştür. Üst başlıktan su çıkışına izin verilmiş ve çıkan su miktarı her bir yükleme aşamasında ölçülmüştür.
- Deneysel çalışmada kullanılan efektif asal gerilmeler Soft-Soil bünye modeli kullanılarak yapılan nümerik analiz sonuçlarından alınmıştır. Nümerik analizin konsolidasyon aşamasının sonucuna göre herbir yükleme aşamasının sonunda, yüklemeden dolayı meydana gelen fazla boşluk suyu basıncı tamamen sönmelenmediği bilinmektedir. Deneysel çalışmada nümerik analizden böylelikle belirlenen efektif asal gerilmelerin aşama sonunda örneğe etkimesine çalışılmıştır.

- Deneylerde 10-12 cm boyunda 5 cm çapında örnekler kullanılmıştır. Örneklerin dış yüzeylerine filtre kağıdı sarılarak örnek dış yüzeyinden de drenaj sağlanmıştır. Deneylerde ölçümler transdüserler yardımıyla yapılarak ADU isimli bir bilgisayar programı ile değerlendirilerek kaydedilmiştir. Deneylerde boşluk suyu basıncı basınç transdüseri ile ve eksenel boy kısılması ise eksenel yer değiştirme transdüseri ile ölçülmüştür.
- Nümerik analiz arazideki yükleme programına uygun olarak toplam 7 yükleme aşamasından oluşmuştur. 593 m uzunluğundaki baraj dolgusunda bütün akslarda dolgu inşaatına aynı zamanda başlanılmamıştır. Ayrıca her bir aksda farklı yükseklikte dolgu yapıldığından, yükleme yapılan aksda düşey ve yanal gerilmeler artarken diğer akslarda deviator gerilme azalmıştır. Göze alınan aksda dolgu inşaatına başladıktan sonra gerilmelerde meydana gelen değişimler deneysel çalışmada birebir uygulanmıştır.
- Deney sonuçları açıklanırken her bir yükleme aşamasına ait drenajsız yükleme aşamasında ölçülen yer değiştirme ile konsolidasyon aşamasında ölçülen yer değiştirmeler ayrı ayrı belirtilmiştir. Deney örnekleri üç eksenli hücreye yerleştirildikten sonra başlangıç koşullarına getirilmek için anizotropik gerilmeler altında yüklenmiştir. Bu yükleme aşamasında drenajsız yüklemeye ait yükleme, başlangıç yükleme ve konsolidasyon aşaması ise başlangıç konsolidasyon olarak belirtilmiştir. Başlangıç yükleme ve konsolidasyon aşamalarında ölçülen yer değiştirmeler birim deformasyonların belirlenmesinde kullanılmamıştır. Baraj dolgusu drenajsız yükleme ve konsolidasyon aşamaları ise yükleme aşaması sayıyla belirtilerek (1. aşama yükleme ve 1. aşama konsolidasyon şeklinde) tanımlanmıştır.
- Her bir deney yaklaşık olarak 25 ile 45 gün içinde tamamlanmıştır. Drenajsız yükleme aşaması 3-5 gün, konsolidasyon aşaması ise 2-4 gün aralığında gerçekleşmiştir.
- Her bir aksda siyah kil ve yeşil kil zemin örnekleri üzerinde belirlenen düşey boy kısılması örnek boyuna bölünerek birim deformasyon değerleri belirlenmiştir.

7.3.1 Deneylerde kullanılan efektif asal gerilmeler

Aşamalı yüklemeli anizotropik konsolidasyonlu deneylerde B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında siyah kil için –12.50 m kotunda (11.0 m derinlikte) ve yeşil kil için ise –1.00 m kotunda (22.50 m derinlikte) nümerik analizden belirlenen efektif asal gerilmeler kullanılmıştır. Deneysel çalışmada herbir aksda, herbir yükleme aşamasında uygulanan yanal ve düşey efektif asal gerilmeler Çizelge 7.2, Çizelge 7.3, Çizelge 7.4, Çizelge 7.5 ve Çizelge 7.6, 'da verilmiştir. Bölüm 5'de ve Bölüm 6'da barajın inşaat programı incelenecek olursa bütün akslarda aynı anda dolgu inşa edilmeye başlanmadığı için komşu akslardaki gerilmeler birbirinin yüklemesinden etkilenmiştir. Eğer göze alınan aksda henüz yükleme yapılmamış ve yandaki aksın yüklemesinden etkilenmişse bu gerilme aşamaları deneysel çalışmada gözönüne alınmamıştır. Bu aşamaların deneysel çalışmada gözönüne alınıp alınmamasına karar vermek için deneme çalışması yapılarak deneme örnekleri üzerinde bu gerilme durumları uygulanmıştır. Bu çalışmalar sonucunda bu gerilme aşamalarının gözönüne alınmasının deformasyonlar üzerinde etkisi olmadığı belirlenmiştir.

Arazide aşamalı dolgu inşaatı nedeniyle oluşan fazla boşluk suyu basınçlarının bir sonraki yükleme aşamasında stabilite sorunu meydana getirmemesi için sönmülenmesi beklenilmiş, ancak bekleme süreleri sonunda tamamı sönmülenmemiştir. Diğer bir deyimle, yükleme aşamaları sonunda uygulanan gerilmenin tümü efektif gerilme olarak etkimemiştir. Bu nedenle deneysel çalışmada her yükleme adımının konsolidasyon aşamasından sonra ulaşılan efektif asal gerilmeler kullanılarak göze alınan yükleme aşamasındaki efektif gerilme durumuna deneysel çalışmada benzeşim sağlanmaya çalışılmıştır. Deneysel çalışmanın toplam gerilmelere göre yapılması halinde, yükleme aşaması sonunda ulaşılabilecek efektif gerilme değerini laboratuvar ortamında belirlemenin deneylerin çok uzun sürmesi nedeniyle oldukça güçleşeceği düşünülmüştür. Bu nedenle deneysel çalışmada nümerik analizden yükleme aşamaları sonunda ulaşılan efektif gerilmeler kullanılarak, uygulanan gerilme artışı altında oluşan boşluk suyu basıncı artışının durması beklenmiş daha sonra konsolidasyona izin verilerek oluşan boşluk suyu basıncının sönmülenmesi beklenerek başlangıçta uygulanan gerilme değerine ulaşılmıştır.

Çizelge 7.2a B22 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yüklemel aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	77	60
Yüklemel 1	91.5	50
Yüklemel 2	107	55
Yüklemel 3	139.5	82
Yüklemel 4	222	147
Yüklemel 5	265	171
Yüklemel 6	288	183

Çizelge 7.2b B22 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yüklemel aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	170	120
Yüklemel 1	182	124
Yüklemel 2	215	144
Yüklemel 3	258	175
Yüklemel 4	314	216
Yüklemel 5	348.5	235
Yüklemel 6	369	249

Çizelge 7.3a B18 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yüklemel aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	77	60
Yüklemel 1	91	74
Yüklemel 2	91.5	74
Yüklemel 3	90	77
Yüklemel 4	200	137
Yüklemel 5	351	236
Yüklemel 6	409	278
Yüklemel 7	434	296

Çizelge 7.3b B18 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yüklemel aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	170	120
Yüklemel 1	184	133
Yüklemel 2	183.5	133
Yüklemel 3	180	136
Yüklemel 4	279	197
Yüklemel 5	437	307
Yüklemel 6	498	350.5
Yüklemel 7	525	369

Çizelge 7.4a B23 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yükleme aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	77	60
Yükleme 1	92.5	76.44
Yükleme 2	92	76
Yükleme 3	254	158
Yükleme 4	354	218
Yükleme 5	499	322
Yükleme 6	620	384
Yükleme 7	676	412

Çizelge 7.4b B23 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yükleme aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	170	120
Yükleme 1	181	133.5
Yükleme 2	181	133
Yükleme 3	322	220
Yükleme 4	412	278
Yükleme 5	565	389.5
Yükleme 6	681	470
Yükleme 7	740	511

Çizelge 7.5a B24 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yükleme aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	77	60
Yükleme 1	146	83
Yükleme 2	161	97
Yükleme 3	166	115
Yükleme 4	187	136
Yükleme 5	313	200
Yükleme 6	364	254
Yükleme 7	382	267

Çizelge 7.5b B24 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yükleme aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	170	120
Yükleme 1	200	129
Yükleme 2	222	152
Yükleme 3	242	172
Yükleme 4	277	195
Yükleme 5	383	265
Yükleme 6	452	313
Yükleme 7	471	330

Çizelge 7.6a B9 aksında yeşil kil tabakasında (-1.00 m kotunda veya 22.50 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yükleme aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	77	60
Yükleme 1	90	72.5
Yükleme 2	174	108
Yükleme 3	214	117
Yükleme 4	225	143
Yükleme 5	238	153
Yükleme 6	243	165
Yükleme 7	261	173

Çizelge 7.6b B9 aksında siyah kil tabakasında (-12.50 m kotunda veya 11 m derinlikte) belirlenen efektif düşey ve yanıl asal gerilmeler

Yükleme aşaması	Düşey efektif asal gerilme (kPa)	Yanal efektif asal gerilme (kPa)
Başlangıç gerilmesi	170	120
Yükleme 1	172	127
Yükleme 2	226	154
Yükleme 3	280	189
Yükleme 4	286	202
Yükleme 5	296	215
Yükleme 6	326	234
Yükleme 7	342	244.5

Aşamalı baraj inşaatı nedeniyle 22.50 m derinlikten alındığı varsayılan yeşil kil ve 11.0 m derinlikten alındığı varsayılan siyah kil zemin elemanları üzerinde nümerik analizden belirlenen düşey ve yanal asal efektif gerilmelerin değişimi Çizelge 7.2-Çizelge 7.6,'da verilmiştir. Bu gerilmeler zemin örneği üzerine aşama aşama uygulanarak deneysel çalışma yürütülmüştür. Her aksda yeşil kil ve siyah kil deney örneklerinin deney öncesi özellikleri Çizelge 7.7'de verilmiştir. Deney örneklerinin çapı 50 mm ve boyları genellikle çapın iki katı olarak alınmıştır. Deney örnekleri deney yapılmaya kadar %95-%100 nem sağlayabilen nem kabinlerinde bekletilmişse de su içeriğinde -%1'lik değişimlerin olduğu gözlenmiştir.

Çizelge 7.7a Yeşil kil üç eksenli deney zemin örneklerinin deney öncesi özellikleri

Aks No	Örnek boyu (mm)	Örnek çapı (mm)	Su içeriği (%)	Doygunluk yüzdesi (%)
B22	109	50	32	96
B18	110	50	32	95
B23	109	50	31.5	95
B24	112	50	31	92
B9	108	50	31	94

Çizelge 7.7b Siyah kil üç eksenli deney zemin örneklerinin deney başı özellikleri

Aks No	Örnek boyu (mm)	Örnek çapı (mm)	Su içeriği (%)	Doygunluk yüzdesi (%)
B22	113.4	50	41	97
B18	110	50	42	96
B23	107	50	41.5	95
B24	117.4	50	42	95
B9	111	50	42	92

7.4 Aşamalı Anizotropik Yükleme - Konsolidasyonlu Deney Sonuçları

Aşamalı anizotropik yükleme konsolidasyonlu deney sonuçlarında her bir yükleme aşamasında drenajsız yükleme aşaması ile konsolidasyon aşamasına ilişkin düşey yer değiştirme büyüklükleri ölçülmüştür. Aşamalı anizotropik yükleme konsolidasyonlu deneyler sonucunda ölçülen düşey yer değiştirmeler Çizelge 7.8, Çizelge 7.9, Çizelge 7.10, Çizelge 7.11 ve Çizelge 7.12’de özetlenmektedir.

Çizelge 7.8a B22 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	0.72
Başlangıç konsolidasyon	1.12
1. aşama yükleme	0.21
1. aşama konsolidasyon	0.30
2. aşama yükleme	0.24
2. aşama konsolidasyon	0.31
3. aşama yükleme	0.65
3. aşama konsolidasyon	1.18
4. aşama yükleme	0.96
4. aşama konsolidasyon	1.71
5. aşama yükleme	0.73
5. aşama konsolidasyon	1.64
6. aşama yükleme	0.55
6. aşama konsolidasyon	1.21

Çizelge 7.8a’da B22 aksından –1.0 m kotundan (22.50 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yükleme konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 109 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 107.16 mm’dir. B22

aksından yeşil kil tabakasından -1.0 m kotundan alınan bir zemin elemanının 6 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 9.69 mm'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden %9.042 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.8b B22 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	1.44
Başlangıç konsolidasyon	3.33
1. aşama yükleme	0.35
1. aşama konsolidasyon	0.85
2. aşama yükleme	0.50
2. aşama konsolidasyon	0.83
3. aşama yükleme	0.55
3. aşama konsolidasyon	0.73
4. aşama yükleme	0.89
4. aşama konsolidasyon	1.61
5. aşama yükleme	0.46
5. aşama konsolidasyon	1.23
6. aşama yükleme	0.57
6. aşama konsolidasyon	0.78

Çizelge 7.8 b 'de B22 aksından -12.50 m kotundan (11 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 113.4 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 108.63 mm'dir. B22 aksından siyah kil tabakasından -12.50 m kotundan alınan bir zemin elemanının 6 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 9.35 mm'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden %8.607 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.9a B18 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	0.65
Başlangıç konsolidasyon	1.54
1.aşama yükleme	-
1.aşama konsolidasyon	-
2.aşama yükleme	-
2.aşama konsolidasyon	-
3.aşama yükleme	-
3.aşama konsolidasyon	-
4.aşama yükleme	1.22
4.aşama konsolidasyon	2.63
5.aşama yükleme	1.10
5.aşama konsolidasyon	2.30
6.aşama yükleme	0.38
6.aşama konsolidasyon	0.85
7.aşama yükleme	0.23
7.aşama konsolidasyon	0.40

Çizelge 7.9a 'da B18 aksından -1.0 m kotundan (22.50 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. B18 aksında ilk dolgu yükleme aşamasının 4.aşamada başlaması nedeniyle ilk üç aşamada yüklemeden dolayı gerilmelerde artış olmadığından ilk üç aşamanın gerilme adımları gözönüne alınmamıştır. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 110 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 107.81 mm'dir. B18 aksından yeşil kil tabakasından -1.0 m kotundan alınan bir zemin elemanının 4 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 9.11 mm'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden %8.45 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.9b B18 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	0.67
Başlangıç konsolidasyon	3.13
1. aşama yükleme	-
1. aşama konsolidasyon	-
2. aşama yükleme	-
2. aşama konsolidasyon	-
3. aşama yükleme	-
3. aşama konsolidasyon	-
4. aşama yükleme	1.20
4. aşama konsolidasyon	0.78
5. aşama yükleme	3.06
5. aşama konsolidasyon	1.81
6. aşama yükleme	0.54
6. aşama konsolidasyon	1.34
7. aşama yükleme	0.41
7. aşama konsolidasyon	1.10

Çizelge 7.9b 'de B18 aksından -12.50 m kotundan (11 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. B18 aksında ilk dolgu yükleme aşamasının 4. aşamada başlaması nedeniyle ilk üç aşamada yüklemekten dolayı gerilmelerde artış olmadığından ilk üç aşamanın gerilme adımları gözönüne alınmamıştır. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 110 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 106.2 mm ' dir. B18 aksından siyah kil tabakasından -12.50 m kotundan alınan bir zemin elemanının 4 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 10.24 mm'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden %9.642 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.10a B23 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	0.52
Başlangıç konsolidasyon	1.80
1. aşama yükleme	-
1. aşama konsolidasyon	-
2. aşama yükleme	-
2. aşama konsolidasyon	-
3. aşama yükleme	4.05
3. aşama konsolidasyon	2.92
4. aşama yükleme	0.46
4. aşama konsolidasyon	3.20
5. aşama yükleme	1.06
5. aşama konsolidasyon	2.85
6. aşama yükleme	0.95
6. aşama konsolidasyon	2.67
7. aşama yükleme	0.38
7. aşama konsolidasyon	0.86

Çizelge 7.10a 'da B23 aksından -1.0 m kotundan (22.50 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. B23 aksında ilk dolgu yükleme aşamasının 3. aşamada başlaması nedeniyle ilk iki aşamada yüklemekten dolayı gerilmelerde artış olmadığından ilk iki aşamanın gerilme adımları gözönüne alınmamıştır. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 108 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 105.68 mm'dir. B23 aksından yeşil kil tabakasından -1.0 m kotundan alınan bir zemin elemanının 5 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 19.40 mm' dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden %18.36 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.10b B23 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	0.61
Başlangıç konsolidasyon	3.10
1.aşama yükleme	-
1.aşama konsolidasyon	-
2.aşama yükleme	-
2.aşama konsolidasyon	-
3.aşama yükleme	1.01
3.aşama konsolidasyon	2.40
4.aşama yükleme	1.15
4.aşama konsolidasyon	2.30
5.aşama yükleme	1.62
5.aşama konsolidasyon	2.76
6.aşama yükleme	0.77
6.aşama konsolidasyon	2.15
7.aşama yükleme	0.29
7.aşama konsolidasyon	1.05

Çizelge 7.10b' de B23 aksından -12.50 m kotundan (11 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. B23 aksında ilk dolgu yükleme aşamasının 3.aşamada başlaması nedeniyle ilk iki aşamada yüklemeden dolayı gerilmelerde artış olmadığından ilk iki aşamanın gerilme adımları gözönüne alınmamıştır. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 107 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 103.29 mm'dir. B23 aksından siyah kil tabakasından -12.50 m kotundan alınan bir zemin elemanının 5 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 15.50 mm'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden %15.006 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.11a B24 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	0.78
Başlangıç konsolidasyon	1.48
1.aşama yükleme	0.76
1.aşama konsolidasyon	1.21
2.aşama yükleme	0.34
2.aşama konsolidasyon	0.39
3.aşama yükleme	0.09
3.aşama konsolidasyon	0.18
4.aşama yükleme	0.15
4.aşama konsolidasyon	0.59
5.aşama yükleme	0.72
5.aşama konsolidasyon	1.40
6.aşama yükleme	0.42
6.aşama konsolidasyon	1.10
7.aşama yükleme	0.15
7.aşama konsolidasyon	0.52

Çizelge 7.11a' da B24 aksından -1.0 m kotundan (22.50 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 112 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 109.74 mm' dir. B24 aksından yeşil kil tabakasından -1.0 m kotundan alınan bir zemin elemanının 7 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 8.02 mm'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden % 7.308 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.11b B24 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	0.68
Başlangıç konsolidasyon	3.37
1. aşama yükleme	0.73
1. aşama konsolidasyon	1.31
2. aşama yükleme	0.05
2. aşama konsolidasyon	0.15
3. aşama yükleme	0.16
3. aşama konsolidasyon	0.62
4. aşama yükleme	0.57
4. aşama konsolidasyon	0.82
5. aşama yükleme	0.85
5. aşama konsolidasyon	1.40
6. aşama yükleme	0.38
6. aşama konsolidasyon	0.90
7. aşama yükleme	0.17
7. aşama konsolidasyon	0.34

Çizelge 7.11b 'de B24 aksından -12.50 m kotundan (11 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 117.4 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 113.35 mm 'dir. B24 aksından siyah kil tabakasından -12.50 m kotundan alınan bir zemin elemanının 7 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 8.45 mm'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden %7.455 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.12a B9 aksında yeşil kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	0.75
Başlangıç konsolidasyon	1.51
1. aşama yükleme	-
1. aşama konsolidasyon	-
2. aşama yükleme	1.2
2. aşama konsolidasyon	2.4
3. aşama yükleme	0.76
3. aşama konsolidasyon	1.38
4. aşama yükleme	0.12
4. aşama konsolidasyon	0.58
5. aşama yükleme	0.09
5. aşama konsolidasyon	0.38
6. aşama yükleme	0.05
6. aşama konsolidasyon	0.11
7. aşama yükleme	0.05
7. aşama konsolidasyon	0.13

Çizelge 7.12a 'da B9 aksından -1.0 m kotundan (22.50 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 108 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 105.74 mm 'dir. B9 aksından yeşil kil tabakasından -1.0 m kotundan alınan bir zemin elemanının 7 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 7.25 mm 'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden % 6.86 olarak belirlenmiştir.

Çizelge 7.12b B9 aksında siyah kil üç eksenli deney örneğinde belirlenen düşey yer değiştirmeler

Yükleme ve konsolidasyon aşamaları	Düşey yer değiştirme (mm)
Başlangıç yükleme	1.14
Başlangıç konsolidasyon	2.42
1.aşama yükleme	-
1.aşama konsolidasyon	-
2.aşama yükleme	1.05
2.aşama konsolidasyon	1.68
3.aşama yükleme	0.69
3.aşama konsolidasyon	1.20
4.aşama yükleme	0.25
4.aşama konsolidasyon	0.63
5.aşama yükleme	0.21
5.aşama konsolidasyon	0.52
6.aşama yükleme	0.22
6.aşama konsolidasyon	0.63
7.aşama yükleme	0.18
7.aşama konsolidasyon	0.42

Çizelge 7.12b 'de B9 aksından -12.50 m kotundan (11 m derinlikten) alınmış başlangıç koşullarına sahip bir zemin örneği üzerinde yapılmış aşamalı anizotropik yüklemeli konsolidasyonlu deney sonuçları verilmiştir. Deney zemin örneğinin başlangıç boyu 111 mm, başlangıç yükleme ve başlangıç konsolidasyondan sonraki boyu ise 107.44 mm'dir. B9 aksından yeşil kil tabakasından -1.0 m kotundan alınan bir zemin elemanının 7 aşama yükleme ve konsolidasyondan sonra belirlenen düşey yer değiştirme toplamı 7.68 mm'dir. Deney örneğinin birim deformasyonu (2.2) eşitliğinden % 7.148 olarak belirlenmiştir.

Yeşil kil ve siyah kil zemin örnekleri üzerinde gerçekleştirilen deney sonuçlarından belirlenen birim deformasyonların toplu olarak gösterimi Çizelge 7.13 ve Çizelge 7.14 'de sunulmuştur.

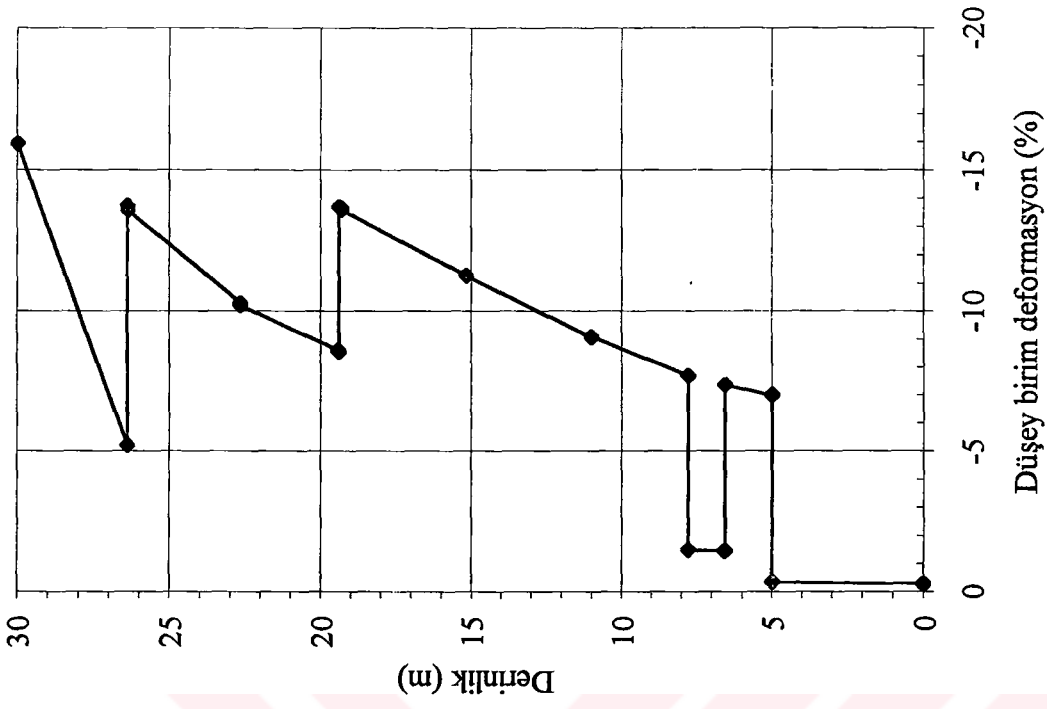
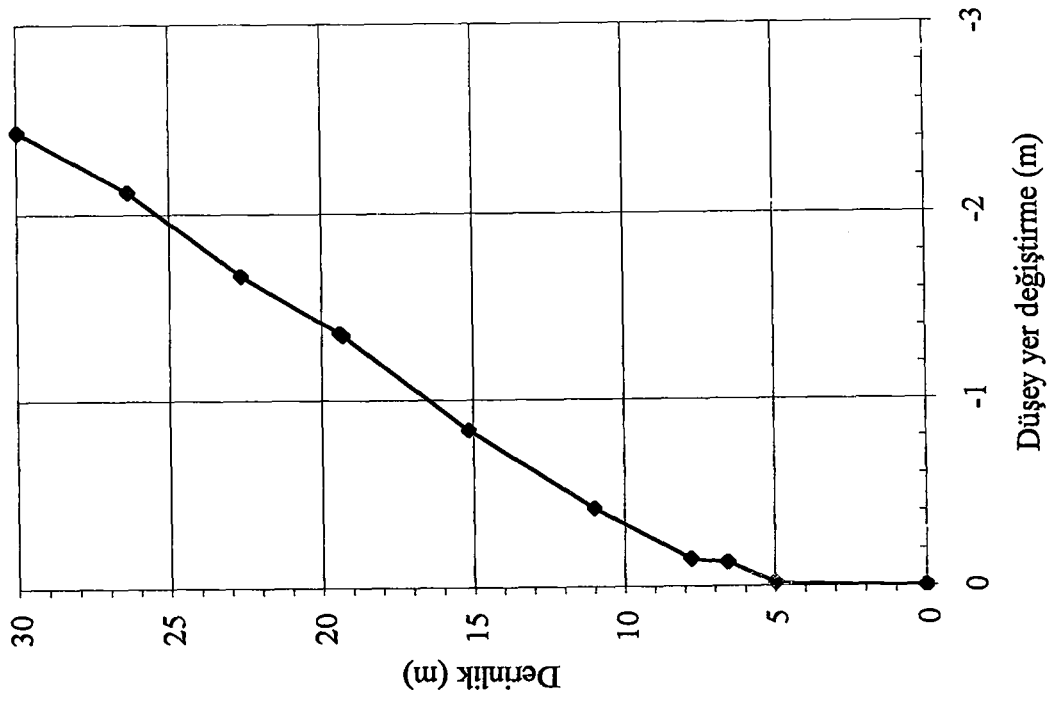
Çizelge7.13 Yeşil kil deney sonuçlarından belirlenen birim deformasyonlar

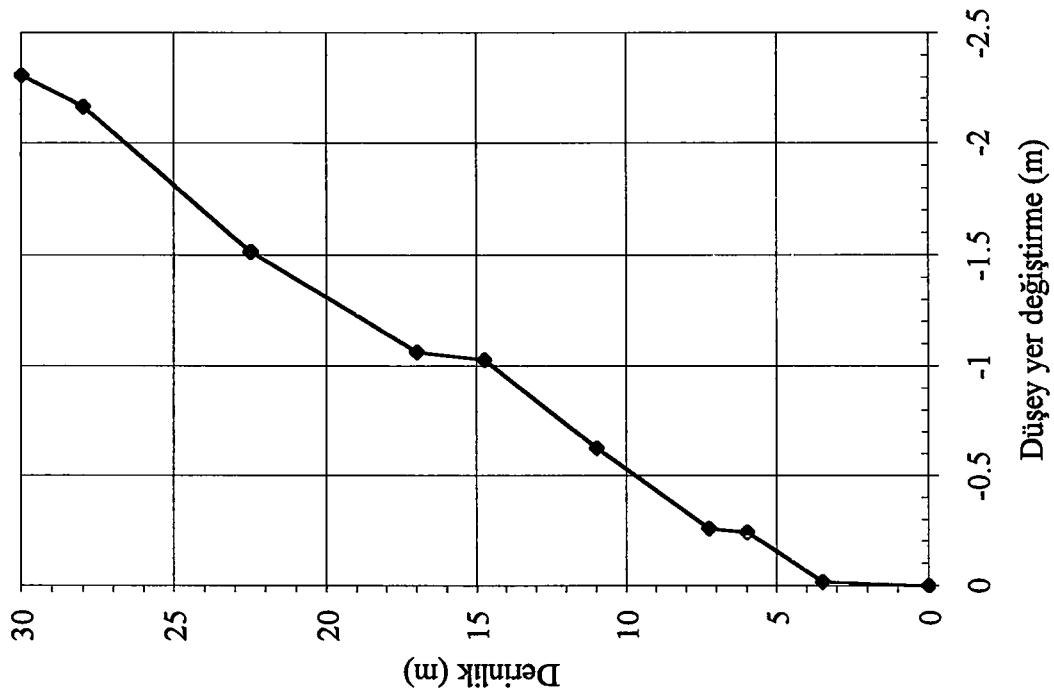
Aks no	Toplam düşey yer değiştirme (mm)	Örnek boyu (mm)	Birim deformasyon (%)
B22	9.690	107.16	9.042
B18	9.11	107.81	8.45
B23	19.40	105.68	18.36
B24	8.020	109.74	7.308
B9	7.25	105.74	6.86

Çizelge7.14 Siyah kil deney sonuçlarından belirlenen birim deformasyonlar

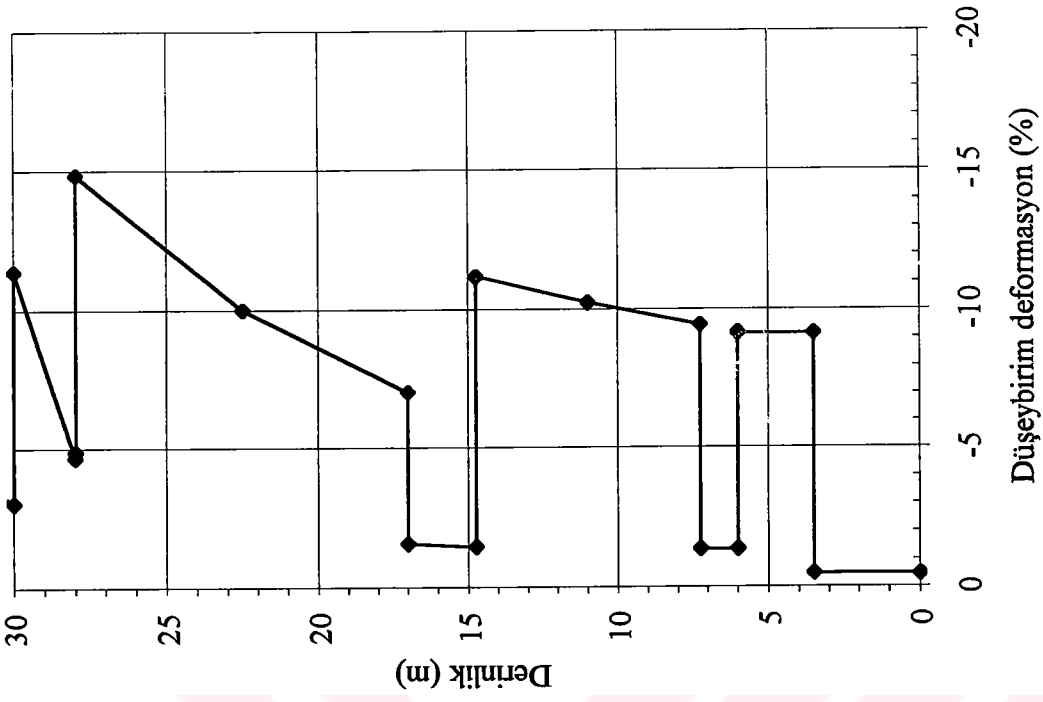
Aks no	Toplam düşey yer değiştirme (mm)	Örnek boyu (mm)	Birim deformasyon (%)
B22	9.35	108.63	8.607
B18	10.24	106.20	9.642
B23	15.50	103.29	15.006
B24	8.45	113.35	7.455
B9	7.68	107.44	7.148

Deneysel çalışma, nümerik analizden belirlenen efektif asal gerilmelere göre yapıldığı için, deneysel çalışma sonucunda belirlenen birim deformasyon değerleri, nümerik analizden belirlenen birim deformasyon değerleri ile karşılaştırılmıştır. Bu amaçla öncelikle nümerik analizden Şekil 7.4, Şekil 7.5, Şekil 7.6, Şekil 7.7 ve Şekil 7.8 'de gösterildiği gibi B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında derinlik boyunca düşey oturma profilleri ve birim deformasyon profilleri çıkarılmıştır. Şekil 7.4-Şekil 7.8 'de görüldüğü gibi kum bantlarının ve killi-kumlu çakıllı tabakanın oturmalarının toplam oturmaya çok fazla etkisi yoktur. Birim deformasyon profilleri incelendiğinde kum tabakalarının varlığının birim deformasyon davranışını oldukça

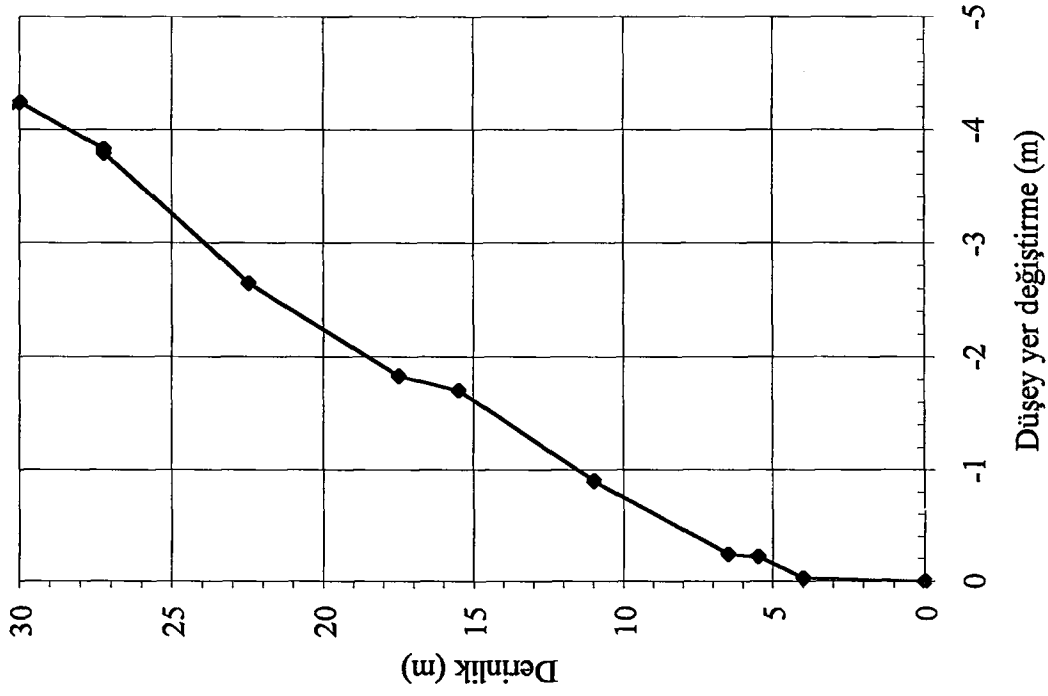




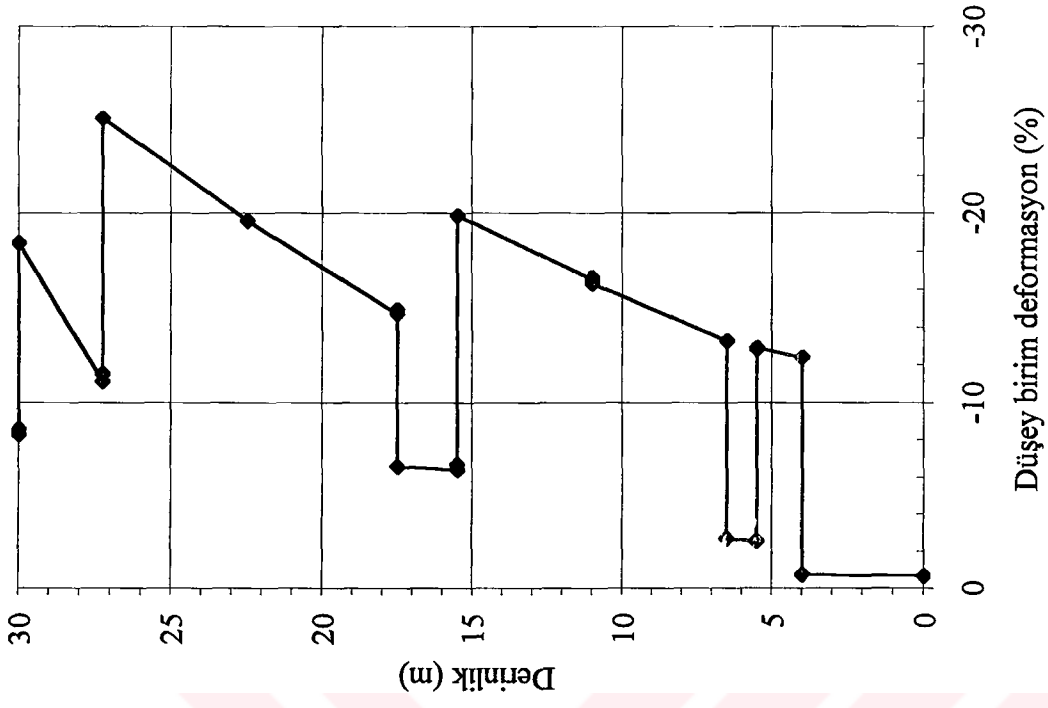
Şekil 7.5a B18 aksı düşey yer değiştirme profili



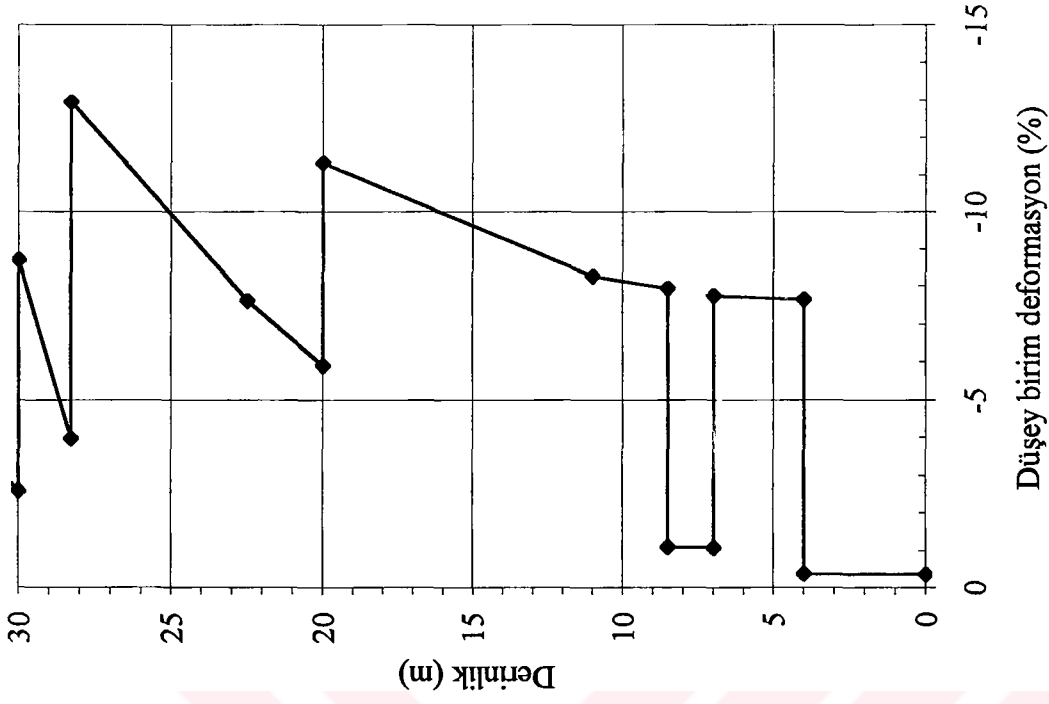
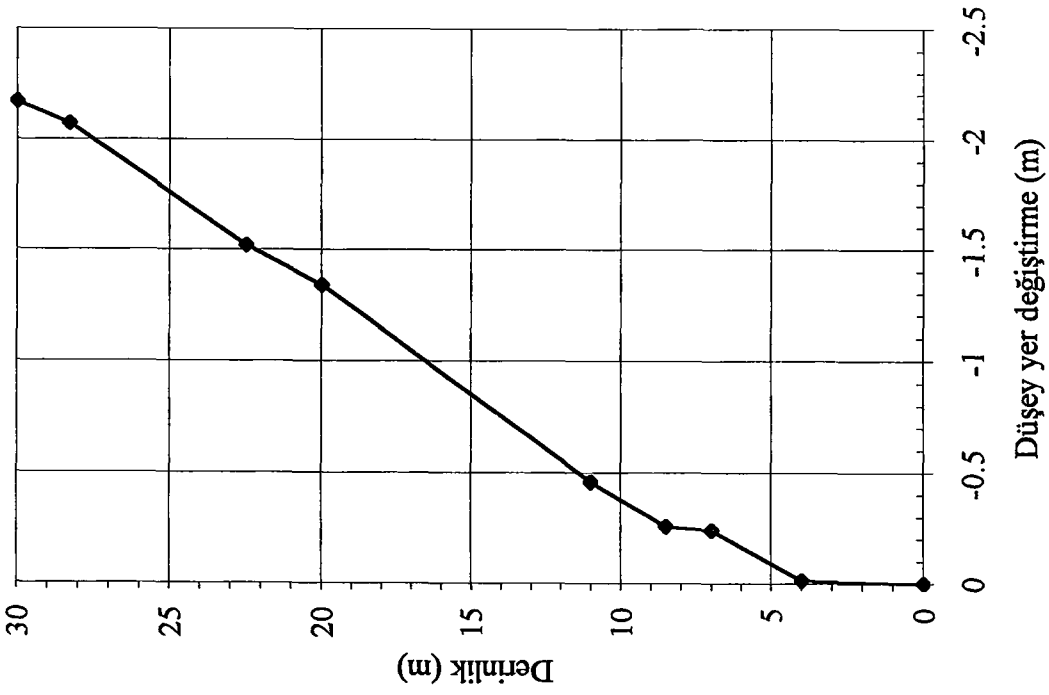
Şekil 7.5b B18 aksı birim deformasyon profili

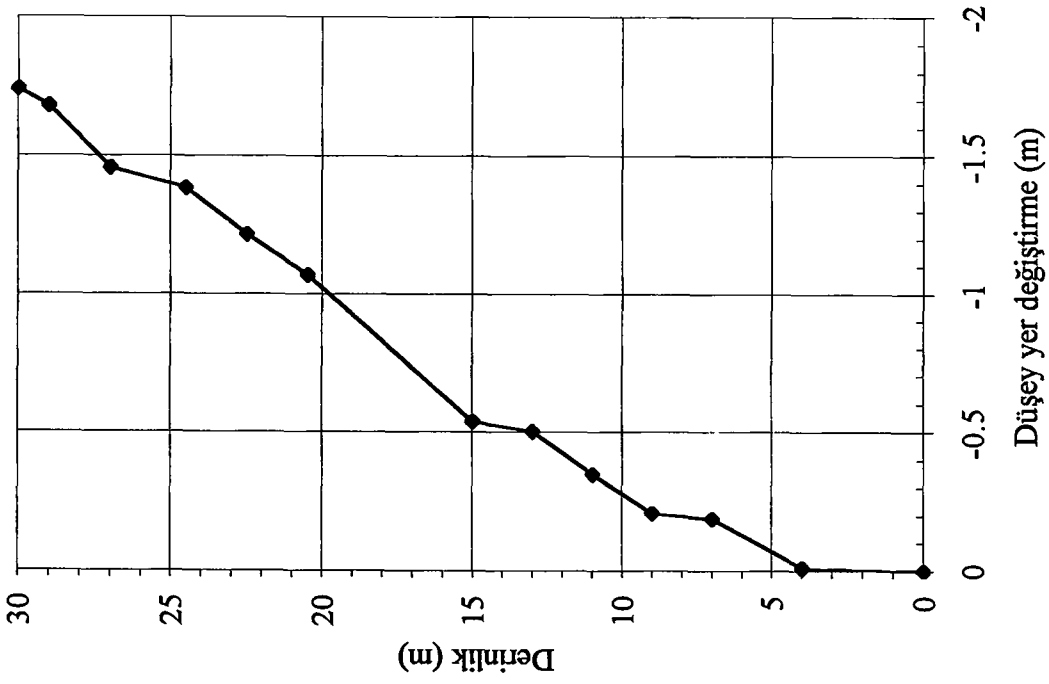


Şekil 7.6a B23 aksı düşey yer değiştirme profili

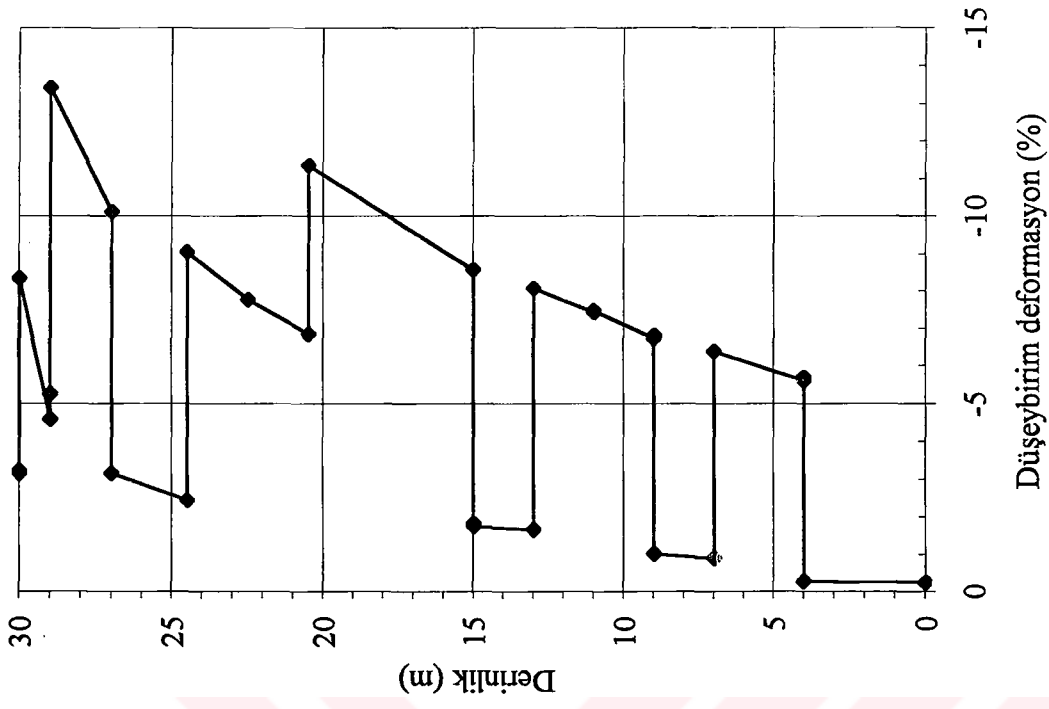


Şekil 7 6b B23 aksı birim deformasyon profili





Şekil 7.8a B9 aksı düşey yer değiştirme profili



Şekil 7.8b B9 aksı birim deformasyon profili

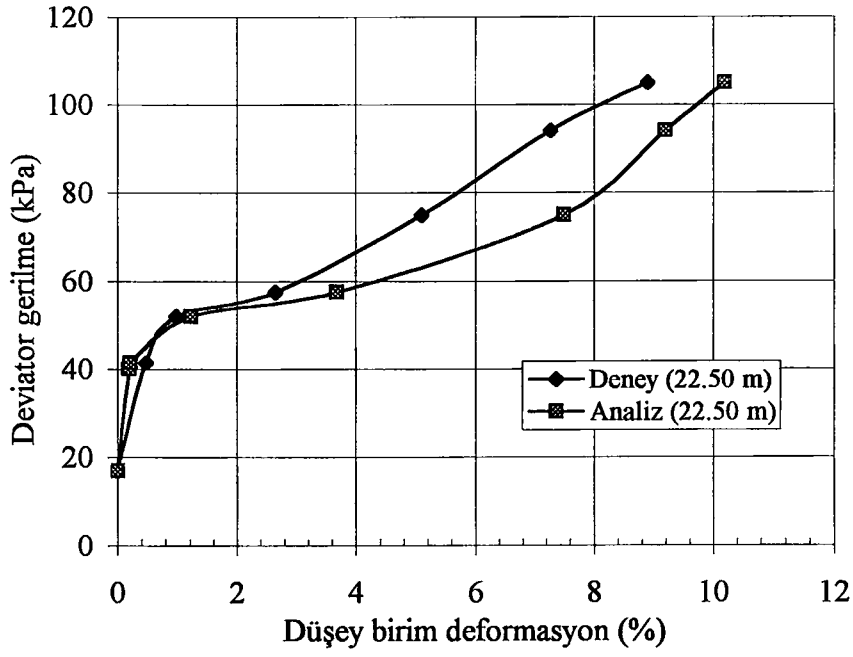
fazla etkilediği görülmektedir. Temel zemininde yeşil ve siyah kil tabakaları içerisinde yer alan ve analizlerde dikkate alınan kum bantların varlığının, zemine rijitlik kazandırdığı ve dolgu yükü altında yumuşak zeminde oluşan düşey yer değiştirmeleri azalttığı görülmektedir. Çizelge 7.15 'de Şekil 7.4 - Şekil 7.8 'den belirlenen birim deformasyon değerlerinin topluca değerlendirilmesi sunulmaktadır.

Çizelge 7.15 Yeşil ve siyah kilde nümerik analizden belirlenen birim deformasyonlar

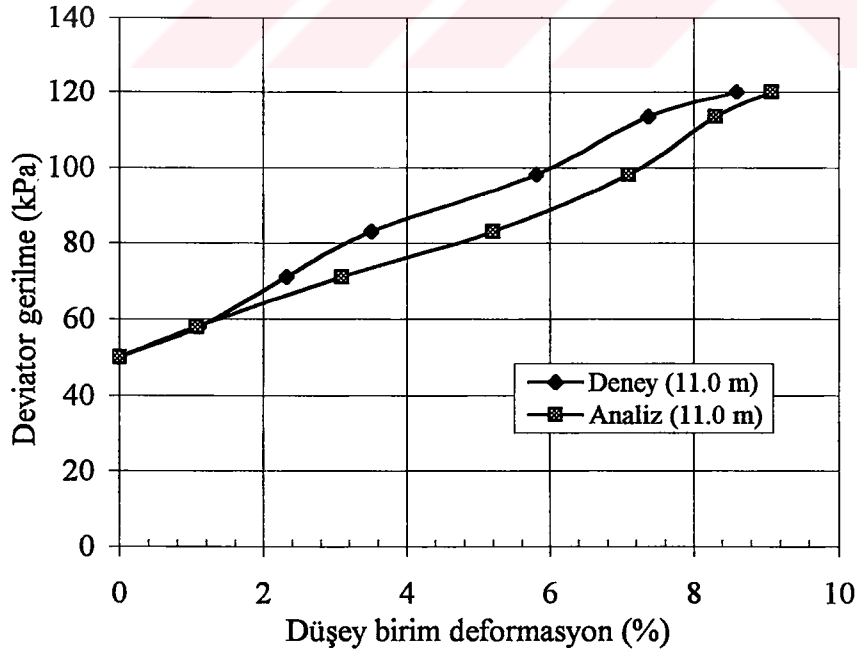
Aks No	Yeşil kilde birim deformasyon (%)	Siyah kilde birim deformasyon (%)
B22	10.22	9.09
B18	10.00	10.24
B23	19.59	16.32
B24	7.61	8.25
B9	7.77	7.47

Laboratuarda deneysel olarak deformasyonların belirlenmesi için üç eksenli hücrede anizotropik gerilmeler altında arazideki yükleme koşullarına benzer olarak yüklenerek belirlenen düşey birim deformasyon değerleri ile nümerik analizden belirlenen düşey birim deformasyonlar karşılaştırıldığında laboratuarda ölçülenlerin, nümerik analizden belirlenenlerden küçük olduğu görülmektedir.

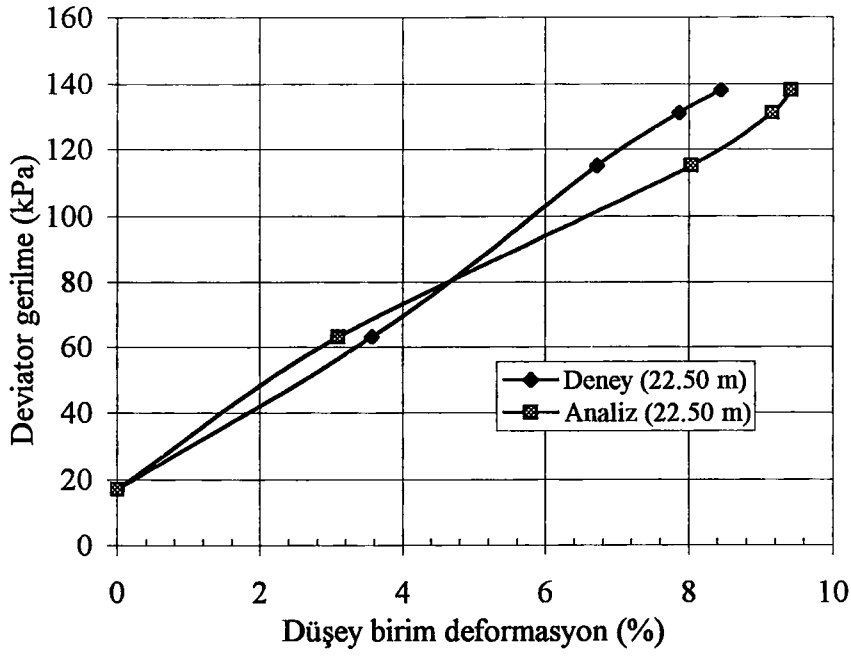
Nümerik analizde ve deneylerde her yükleme aşamasında konsolidasyon aşamasının sonunda belirlenen birim deformasyon değerleri ile deviator gerilme arasındaki ilişki Şekil 7.9, Şekil 7.10, Şekil 7.11, Şekil 7.12 ve Şekil 7.13 'de gösterilmektedir. Şekillerde sadece yükleme aşamalarının sonundaki değerler görülmektedir. Ara noktadaki davranış biçimi belirlenememiştir. B22, B18 ve B23 aksında 22.50m ve 11.00 m deki deviator gerilme gerilme-birim deformasyon eğrilerinde dolgu inşaatı nedeniyle düşey ve yanal gerilmelerde artış meydana geldikçe birim deformasyon değerleri de artış göstermiştir. B24 ve B9 akslarında dolgu yapılmadığı veya diğer akslardaki yüklemelerden dolayı yanal



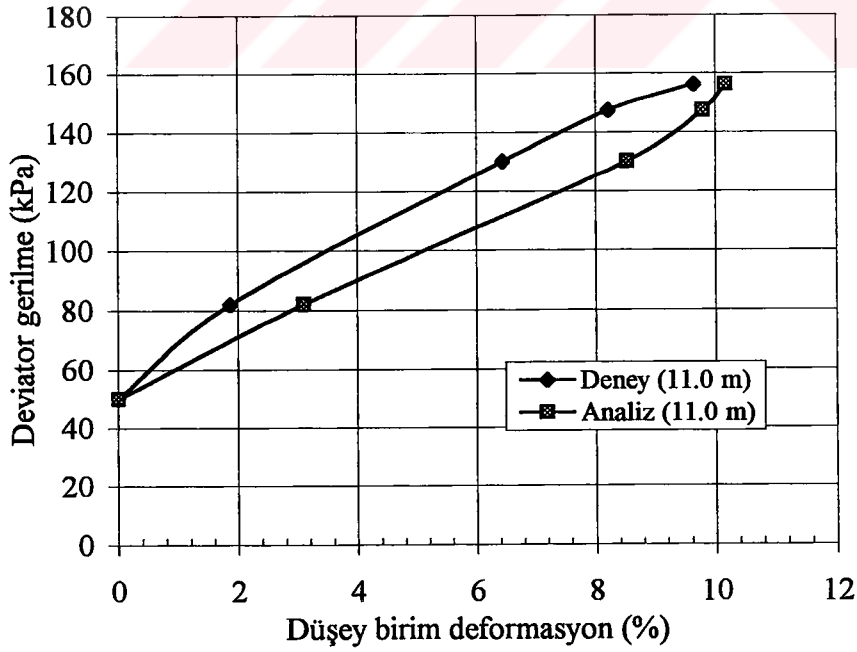
Şekil 7.9a B22 aksı 22.50 m derinlikte belirlenen gerilme-birim deformasyon ilişkisi



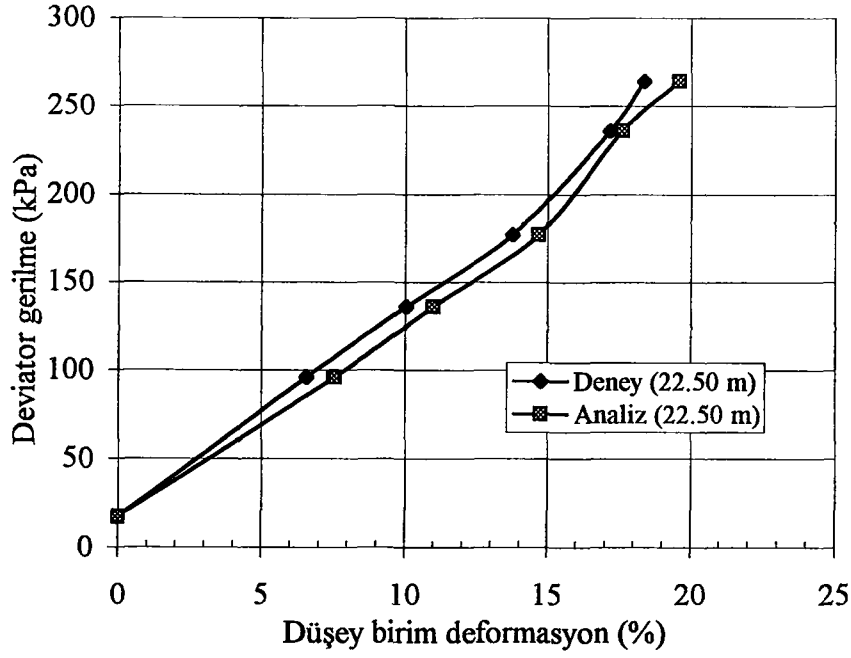
Şekil 7.9b B22 aksında 11.0 m derinlikte belirlenen gerilme-birim deformasyon ilişkisi



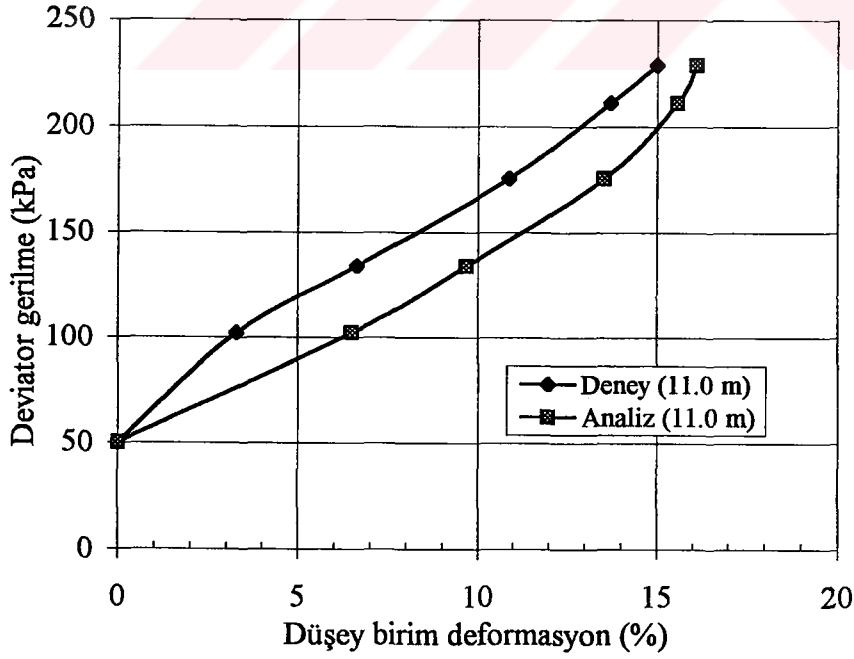
Şekil 7.10a B18 aksında 22.50 m derinlikte gerilme-birim deformasyon ilişkisi



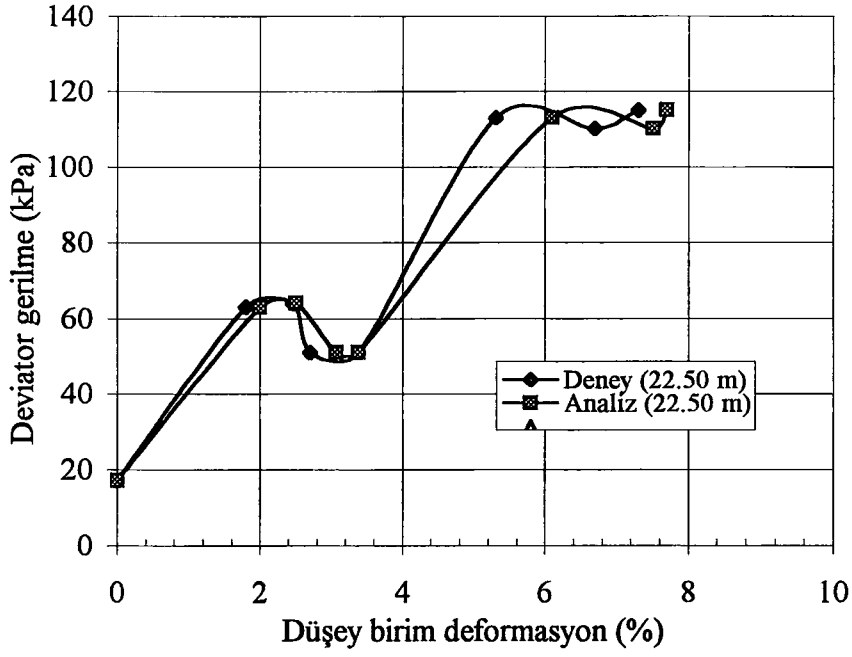
Şekil 7.10b B18 aksında 11.0 m derinlikte belirlenen gerilme birim deformasyon ilişkisi



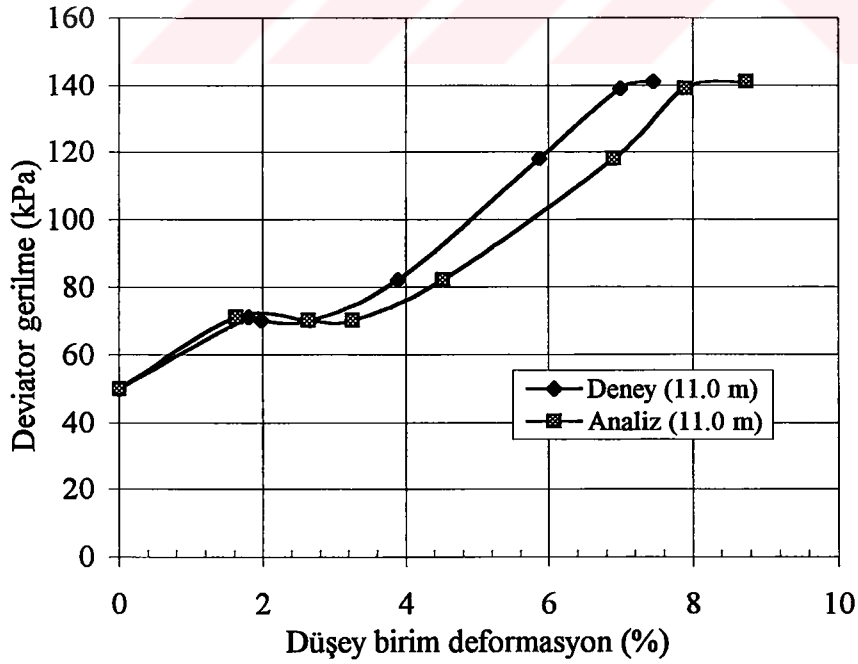
Şekil 7.11a B23 aksında 22.50 m derinlikte belirlenen gerilme birim deformasyon ilişkisi



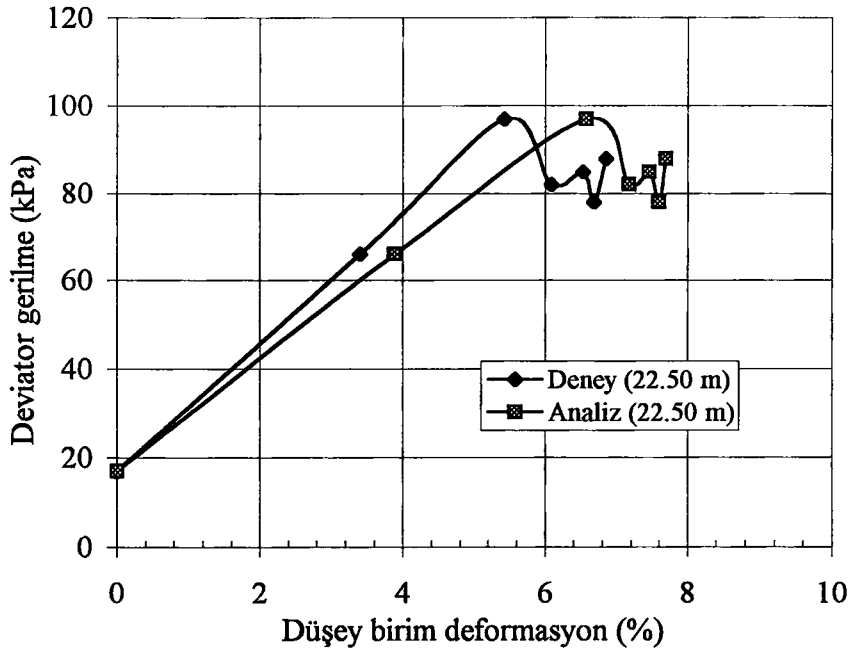
Şekil 7.11b B23 aksında 11.0 m derinlikte belirlenen gerilme-birim deformasyon ilişkisi



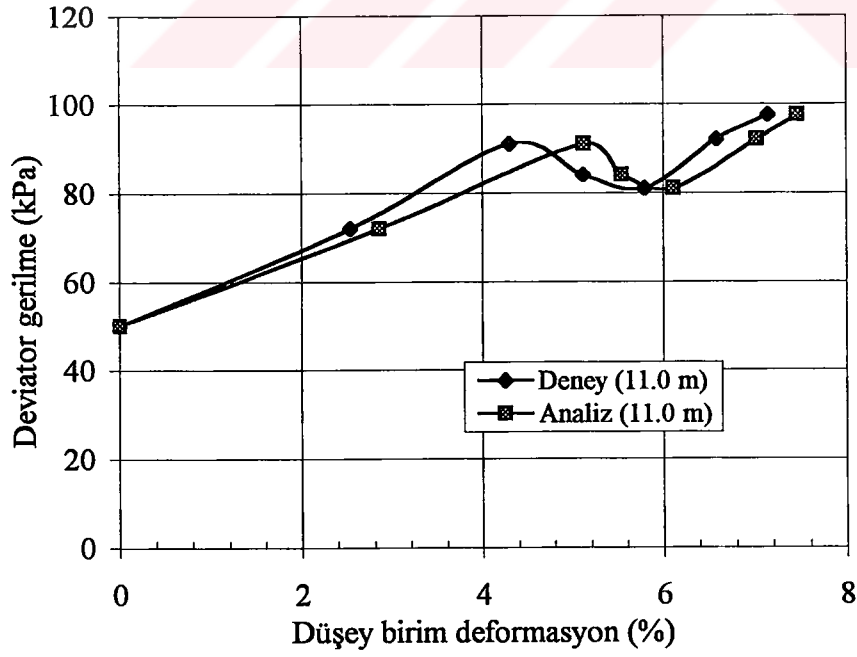
Şekil 7.12a B24 aksında 22.50 m derinlikte gerilme-birim deformasyon ilişkisi



Şekil 7.12b B24 aksında 11.0 m derinlikte belirlenen gerilme-birim deformasyon ilişkisi



Şekil 7.13a B9 aksında 22.50 m derinlikte gerilme-birim deformasyon ilişkisi



Şekil 7.13b B9 aksında 11.0 m derinlikte gerilme-birim deformasyon ilişkisi

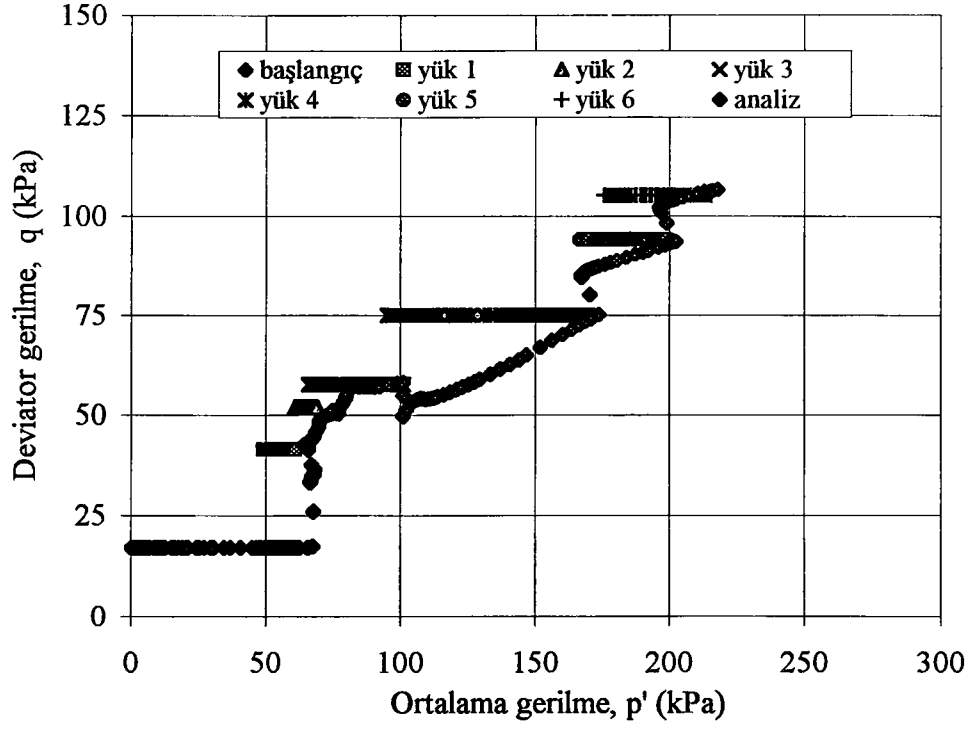
gerilmelerdeki artışlar nedeniyle deviator gerilmede azalma meydana gelmiş ve yine birim deformasyonlarda artış gözlenmiştir.

Aşamalı anizotropik yüklemeli-konsolidasyonlu deneylerde herbir yükleme aşamasında ortalama gerilme (p') ve deviator gerilme (q) 'ya karşılık gerilme izleri belirlenmiştir. Herbir yükleme aşamasındaki gerilme artışı zemin örneği üzerine drenajsız yükleme aşamasında uygulanmıştır. Drenajsız yükleme ve konsolidasyon aşamalarında deviator gerilmenin değişmemesi nedeniyle (q) sabit kalmıştır. Deneylerde efektif asal gerilmelere göre yapıldığından deneyin yükleme aşamasında oluşan boşluk suyu basıncı konsolidasyon aşamasında sönmülenererek gerilme durumu başlangıç durumuna gelmektedir. Drenajsız yükleme sonucu oluşan boşluk suyu basıncına bağlı olarak p' azalmış, daha sonra konsolidasyon aşamasında, oluşan boşluk suyu basınçları sönmülenererek p' artmış ve yüklemenin başladığı efektif gerilme değerlerine ulaşılmıştır. Nümerik analizden belirlenen gerilme izlerinde ise, aşamalı dolgu inşası sonucu gerilmelerde meydana gelen artışlara bağlı olarak p' artarken, q 'da artış göstermiştir. Deneylerden belirlenen gerilme izleri ile nümerik analizde -1.0 m ve -12.50 m kotlarında belirlenen gerilme izleri Şekil 7.14, Şekil 7.15, Şekil 7.16, Şekil 7.17 ve Şekil 7.18 'de gösterilmiştir.

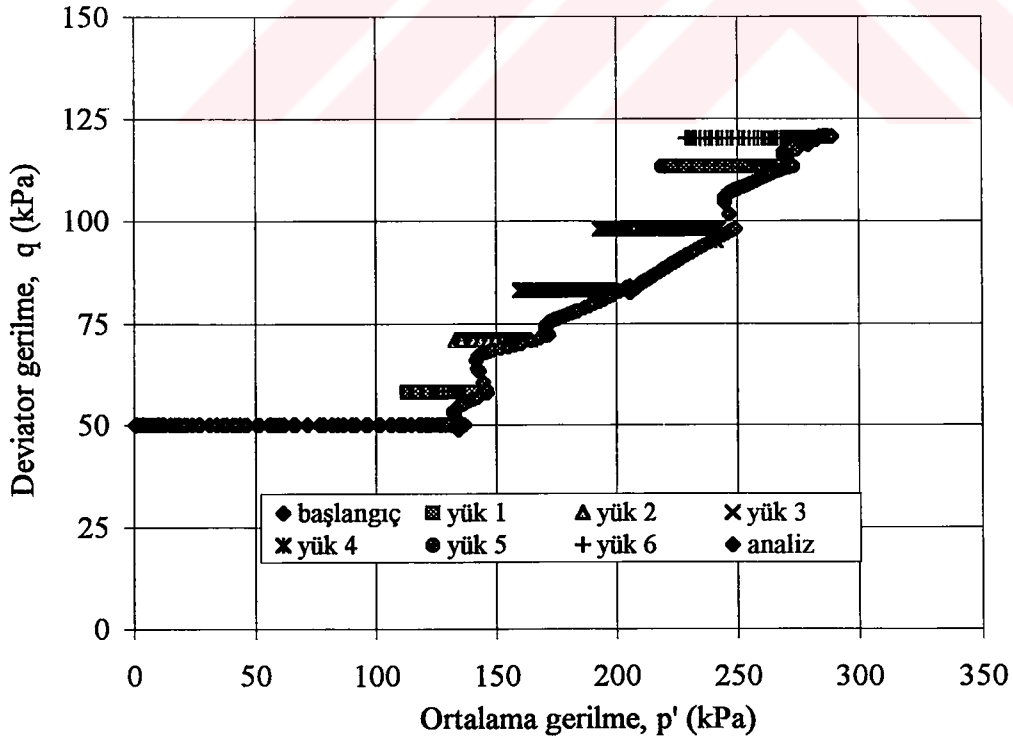
7.5 Aşamalı Anizotropik Yüklemeli - Konsolidasyonlu Deney Sonuçlarının Değerlendirilmesi

B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında -1.0 m ve -12.50 m kotunda nümerik analizden belirlenen ve Çizelge 7.2-Çizelge 7.6 'da sunulan efektif asal gerilmeler üç eksenli sistemde aşama aşama anizotropik koşullarda zemin elemanı üzerine uygulanmıştır. Böylece laboratuarda Rowe hücresinde yeniden yapılandırılan zemin örneği arazideki yükleme koşullarına uygun olarak aynı gerilme izinde yüklenmiştir. Deneysel çalışma sırasında düşey ve yanal gerilmeler drenajsız koşullarda uygulanırken herhangi bir yükleme aşamasında zemin örneklerinde göçme durumuyla karşılaşılmamıştır.

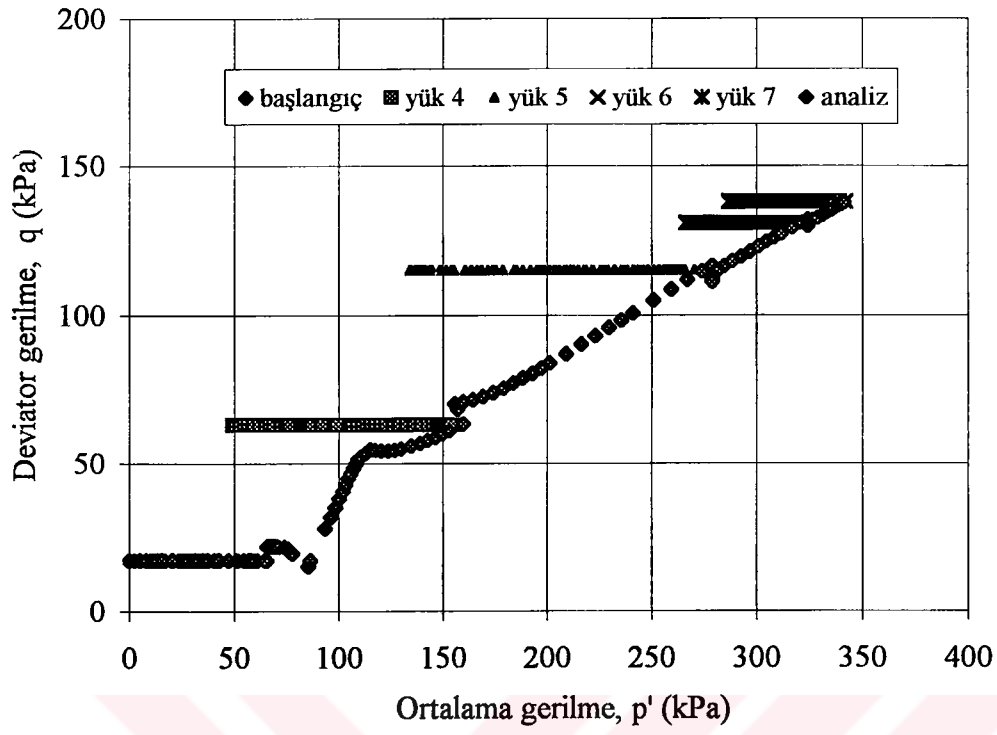
Yürütülen deneysel çalışmada düşey ve yanal efektif gerilmelerin nümerik analizden belirlenmesi ve deneysel çalışmanın efektif gerilmelere göre yürütülmesi arazi davranışı ile benzeşimi sağlamaktadır. Genellikle deformasyonların belirlenmesi için uygulanan



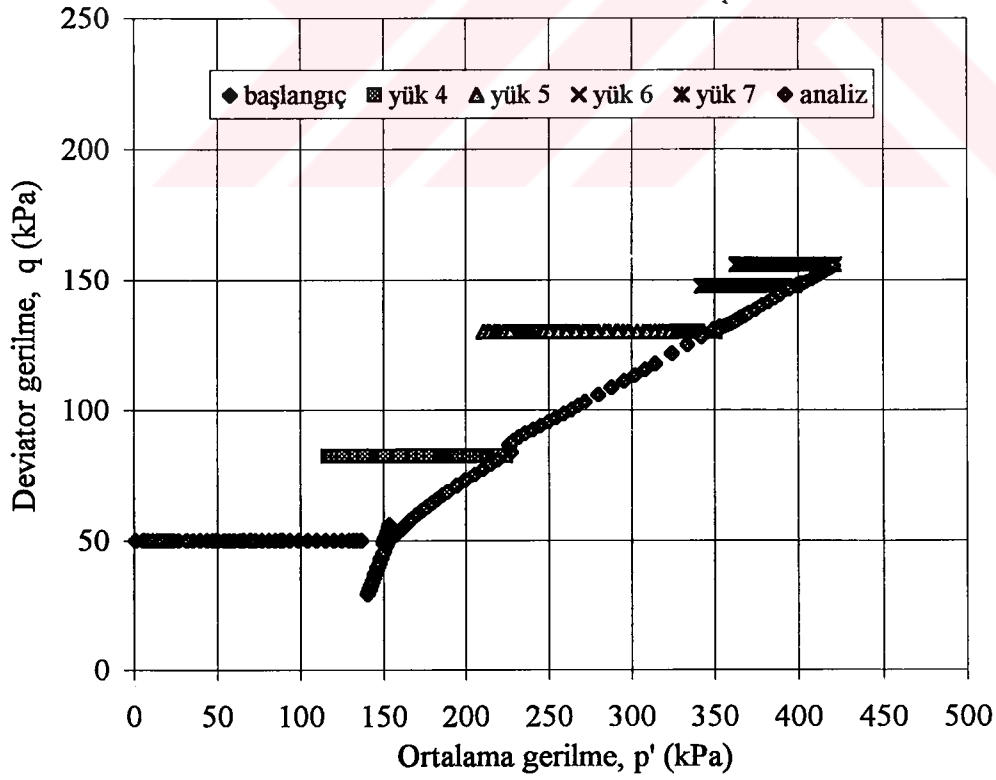
Şekil 7.14a B22 aksı -1.0 m kotunda (22.5 m derinlikte) gerilme izleri



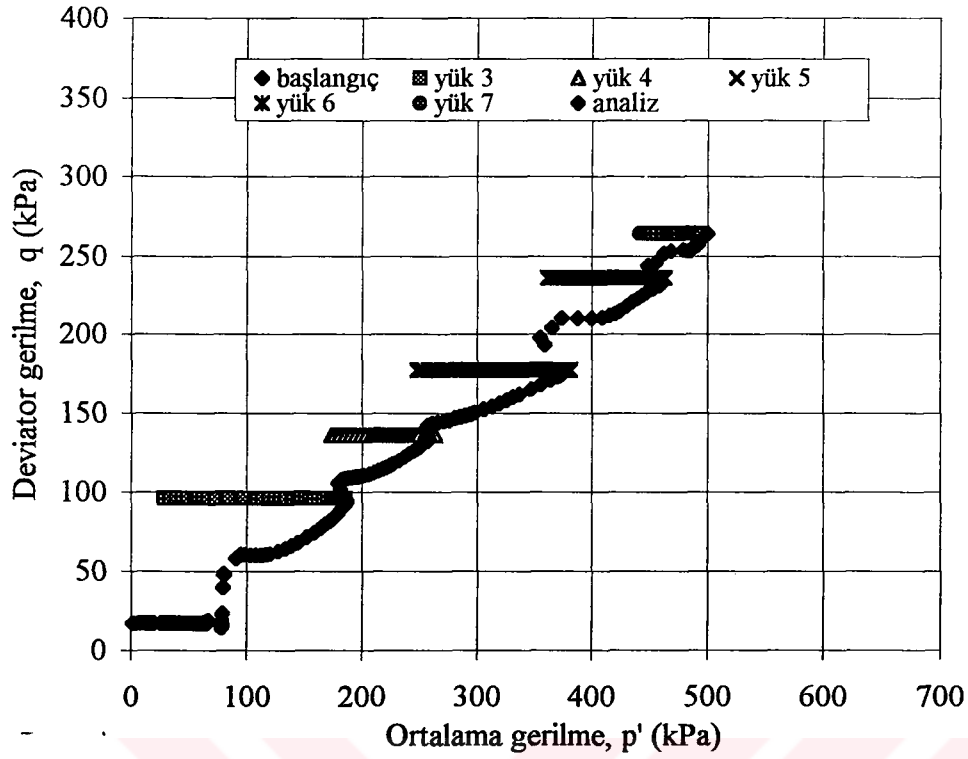
Şekil 7.14b B22 aksı -12.50 m kotunda (11.0 m derinlikte) gerilme izleri



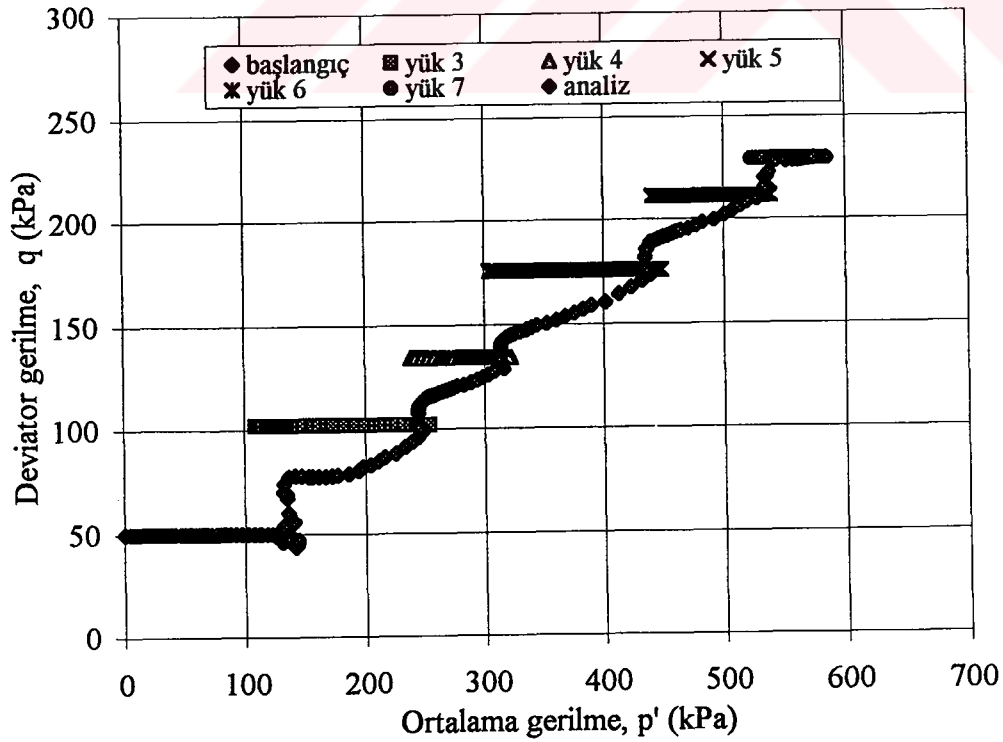
Şekil 7.15a B18 aksında -1.0 m kotunda (22.5 m derinlikte) gerilme izleri



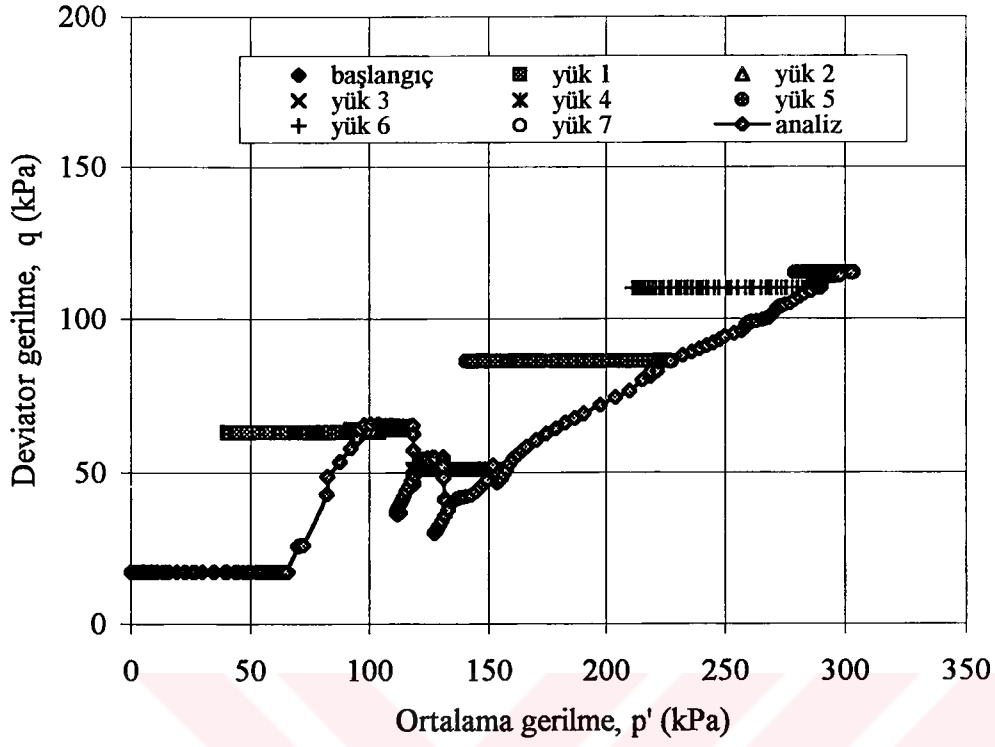
Şekil 7.15b B18 aksı -12.50 m kotunda (11.0 m derinlikte) gerilme izleri



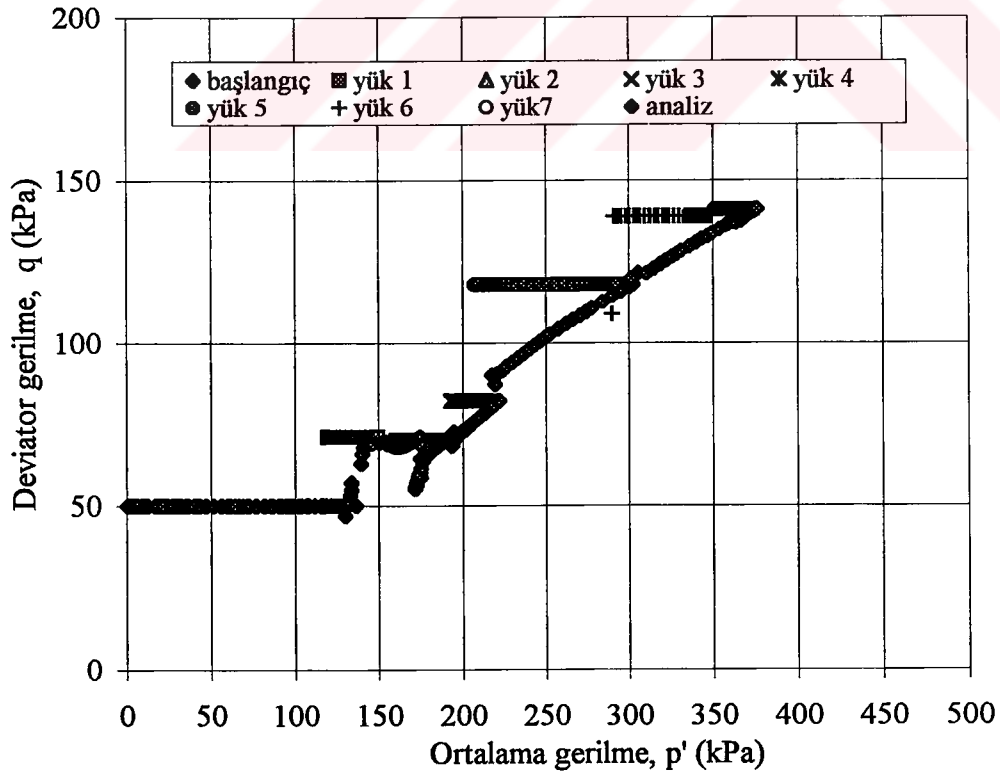
Şekil 7.16a B23 aksında -1.0 m kotunda (22.5 m derinlikte) gerilme izleri



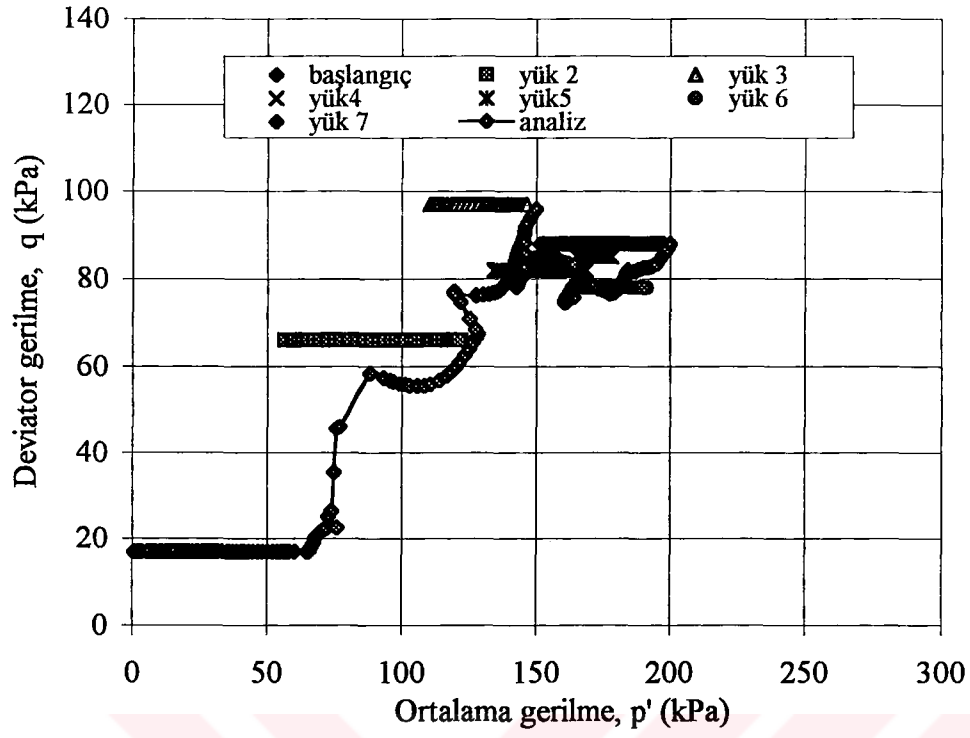
Şekil 7.16b B23 aksında -12.50 m kotunda (11.0 m derinlikte) gerilme izleri



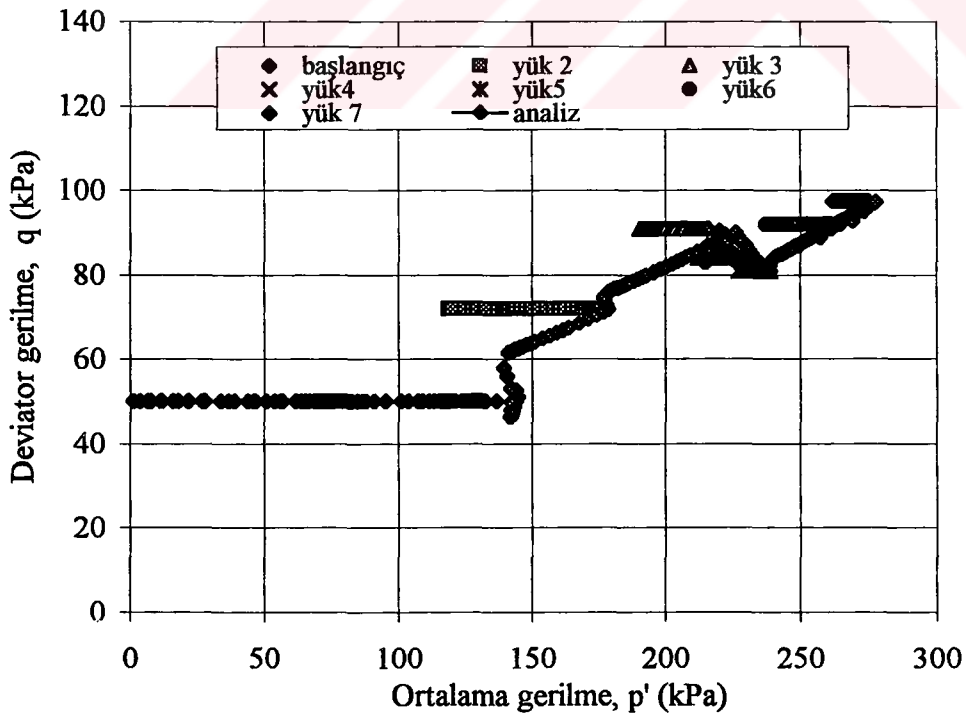
Şekil 7.17a B24 aksında -1.0 m kotunda (22.5 m derinlikte) gerilme izleri



Şekil 7.17b B24 aksı -12.50 m kotunda (11.0 m derinlikte) gerilme izleri



Şekil 7.18a B9 aksında -1.0 m kotunda (22.5 m derinlikte) gerilme izleri



Şekil 7.18b B9 aksında -12.5 m kotunda (11.0 m derinlikte) gerilme izleri

yöntemlerde her bir yükleme aşamasından sonra zeminde, dolgu inşaatı nedeniyle oluşan artık boşluk suyu basıncının konsolidasyon aşaması sonunda tümüyle sönmülenerak zeminde doğal durgun koşulların geçerli olması gerekmektedir (Lambe, 1964). Oysa arazi ölçümleri ve nümerik analiz sonuçlarına göre her yükleme aşamasından sonraki konsolidasyon aşaması sonunda fazla boşluk suyu basıncı tümüyle sönmülenmemektedir. Bu nedenle deneysel çalışmada her bir yükleme aşaması sonunda ulaşılan efektif gerilmelerin kullanılması gerçek davranışı örnekleme için önemli olarak değerlendirilmiştir.

B23 aksında yüklemeler diğer akslara nazaran simetrik olduğu için bu aksda yeşil kil ve siyah kilde oluşan gerilme izi davranışı incelenmiştir. Şekil 7.16 'da B23 aksında 22.50 m 'de yeşil kil ve 11.00 m 'de siyah kil birim zemin elemanında yükleme aşamalarına bağı olarak deviator gerilme ve ortalama efektif gerilmedeki değişimler gösterilmiştir. Başlangıç gerilme izleri yeşil kilde hafifi aşırı konsolide $K_0^{(oc)}$, siyah kilde K_0 başlangıç gerilme durumundan başlamıştır. Gerilme izi, drenajsız yükleme aşamasında göçme çizgisine doğru hareket ederek, deviator gerilme artarken ortalama efektif gerilme azalmıştır. Yüklemenin bitmesi ve konsolidasyon aşamasının başlamasıyla pekleşme davranışı gözlenmiştir. Bu aşamada konsolidasyon süresine göre oluşan fazla boşluk suyu basıncı kısmen sönmülenerak ortalama efektif gerilme artmıştır. Bu davranış literatürde dolgu merkezi altındaki bir zemin elemanında aşamalı yükleme nedeniyle oluşan gerilme izi davranışı ile uyumludur (Watson, vd. 1984). Yükleme aşamaları boyunca gerilme izleri K_0 çizgisinin üzerinde kalmıştır. Siyah kilde seçilen zemin elemanında konsolidasyon aşamasında belirlenen gerilme izi K_0 çizgisine çok yakındır ve sabit bir q/p' gerilme izini izlediği gözlenmektedir. B22 aksı Şekil 7.14a 'da ilk iki yükleme aşamasında gerilme izi K_0 çizgisinden uzaklaşmış, 3. yükleme aşamasından sonra yeteri kadar beklenerek artık boşluk suyu basınçlarının sönmülenerak gerilme izi K_0 çizgisine yaklaşmıştır. B18 aksında Şekil 7.15 'de gerilme izleri K_0 çizgisine çok yakın gelişmiştir. Nümerik analizden belirlenen gerilme izleri ile deneylerden ve nümerik analizlerden belirlenen deviator gerilme-düşey birim deformasyon eğrileri incelendiğinde her yükleme aşamasında zeminde pekleşme davranışı gözlenmektedir. Bu davranış Asaoka, vd. (1998) tarafından dolgu merkezi altındaki homojen bir kil zemin elemanında belirlenen davranışla uyumludur.

Analizden ve deneylerden belirlenen birim deformasyonlar karşılaştırıldığında analizden hesaplanan oturmaların deneylerden belirlenenlere göre daha büyük olduğu saptanmıştır. Nümerik analizden belirlenen düşey birim deformasyon değerleri ile deneysel ölçümler arasında %0.302-%1.55 kadar bir farklılık olduğu belirlenmiştir. Deney sonuçları ile nümerik analiz sonuçları birbirine oranlanarak karşılaştırılıp, birinci değer yeşil kil, ikinci değer siyah kile ait olarak sunulduğunda, B22 aksında %88-%96, B18 aksında %84.5-%94.16, B23 aksında %93.72-%92, B24 aksında %96-%90, B9 aksında %88.3-%96 oranlarında yaklaşım sağlanmıştır. Akslarda ölçülen ve hesaplanan düşey birim deformasyon değerlerinin birbiriyle oldukça uyumlu olduğu görülmektedir. Yaklaşık olarak %91 oranında bir benzeşim sağlandığından yöntemin uygulanabilir olduğu ve sonuçlardaki hata payının kabul edilebilir sınırlarda olduğu söylenebilir. Deneylerden belirlenen birim deformasyon değerleri ile kil zeminin tabaka kalınlığı çarpılarak oturma tahmini yapılmıştır. Bu tahmin yapılırken yeşil ve siyah kil tabakaları içindeki kum bantları gözönüne alınarak, birim deformasyonların belirlendiği derinliklerdeki kil tabaka kalınlıkları kullanılmıştır. Seçilen derinlikler B18, B23 ve B9 akslarında kil tabakalarının ortalarına karşılık geldiği için direk olarak tabaka kalınlığı ile çarpılarak o tabakanın oturma miktarı belirlenmiştir. B22 ve B24 aksları seçilen derinlikleri ortalayacak şekilde tabaka kalınlığı gözönüne alınarak, bu tabaka kalınlığı ile birim deformasyon değeri çarpılarak göze alınan kil tabakasının oturma miktarı belirlenmiştir. Herbir aksda baraj temel zeminini oluşturan zemin tabakalarının toplam kalınlıkları Çizelge 7.16 'da verilmiştir.

Çizelge 7.16 Baraj akslarında ölçülen zemin tabakalarının toplam kalınlıkları

Aks No	Sarı kil (m)	Yeşil kil (m)	Siyah kil (m)	Kum bantları (m)	Killi-kumlu çakıl (m)	Toplam (m)
B22	3.6	7.0	13.184	1.216	5	30
B18	2.0	11.0	10.0	3.5	3.5	30
B23	2.75	9.75	10.5	3	4	30
B24	1.7	8.3	14.374	1.626	4	30
B9	1.0	6.0	12.5	6.75	4	30

Çizelge 7.17 ve Çizelge 7.18 'de deneylerden ve analizden yeşil ve siyah kil tabakalarının ölçülen ve hesaplanan oturmaları verilmiştir.

Laboratuarda ölçülen birim deformasyon değerlerinin analizden belirlenen değerlerden küçük olmasının, deneylerde kullanılan zemin örneklerinin laboratuarda yeniden yapılandırılarak oluşturulması nedeniyle başlangıç koşullarındaki olası farklılıklardan ve deneysel yanlışlıktan kaynaklanabileceği ileri sürülebilir.

Çizelge 7.17 Yeşil kilde deneyden ve analizden belirlenen oturmalar

Aks no	Tabaka kalınlığı (m)	Oturma (m)	Oturma (m)
		Deney	Analiz
B18	11	0.9295	1.0990
B23	9.75	1.7901	1.9100
B9	4	0.27414	0.3108
B22	6.44	0.5823	0.5854
B24	5	0.3654	0.3805

Çizelge 7.18 Siyah kilde deneyden ve analizden belirlenen oturmalar

Aks no	Tabaka kalınlığı (m)	Oturma (m)	Oturma (m)
		Deney	Analiz
B18	7.5	0.723	0.768
B23	9	1.35	1.4688
B9	4	0.286	0.2988
B22	6.432	0.554	0.585
B24	4.748	0.354	0.392

Arazide ölçülen, nümerik analizden hesaplanan ve laboratuarda deneysel olarak belirlenen

toplam oturmaların karşılaştırılabilmesi için Çizelge 7.19 'da arazide ölçülen ve nümerik analizden hesaplanan toplam oturmalar verilmiştir. Arazide ölçülen ve analizden hesaplanan toplam oturma değerlerinin birbiriyle uyumlu olduğu görülmektedir.

Çizelge 7.19 Arazide ölçülen ve nümerik analizden hesaplanan toplam oturmalar

Aks No	Arazide ölçülen toplam oturma (m)	Analizle hesaplanan oturma (m)
B22	2.147	2.2345
B18	2.344	2.3084
B23	4.338	4.2401
B24	2.072	2.044
B9	1.634	1.638

Baraj temel zeminini oluşturan yaklaşık olarak 10-14.5 m kalınlığındaki siyah kil ve 6-11 m kalınlığındaki yeşil kil tabakalarından alınan zemin örnekleri üzerinde deneysel çalışma yürütülmüştür. Baraj temel zemininin en üst tabakasını oluşturan yaklaşık 1-3.6 m kalınlıktaki sarı kil'e ait zemin örneği olmadığından bu kil üzerinde deneysel çalışma yapılmamıştır. Şekil 7.9 - Şekil 7.13 'de nümerik analizden belirlenen düşey yer değiştirme profilleri incelendiğinde sarı kil tabakasının toplam oturması en fazla B23 aksında 0.45 m, en az B9 aksında 0.06 m olarak hesaplanmıştır. Kum bantlarının toplam oturması ise en fazla B23 aksında 0.1789 m, en az B24 aksında 0.0308 m olarak hesaplanmıştır. Her bir aksda nümerik analizden hesaplanan toplam oturmalar ile sarı kil ve kum bantlarının oturmalarının toplamı karşılaştırıldığında, elde edilen değerler toplam oturmaların B22 aksında %15.71 'ini, B18 aksında %9.22'sini, B23 aksında %14.83 'ünü, B24 aksında %6.25 'inin, B9 aksında %13.76 'sını oluşturmaktadır. Arazide ölçülen oturmalar, 30 m'lik temel zemininin toplam oturmasıdır, zemin tabakalarının ayrı ayrı oturmaları bilinmemektedir. Deneylerden hesaplanan oturmaların bu oranlarda analiz ve arazi ölçümleri ile karşılaştırılırken küçük olması beklenen bir sonuçtur.

Deneysel çalışmadan belirlenen birim deformasyonlar ile akslarda yeşil ve siyah kil

tabakalarının toplam kalınlıkları gözönüne alınarak oturmalar hesaplandığında B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarında sırasıyla 1.768 m, 1.8937 m, 3.3657 m, 1.678 m ve 1.3048 m olarak bulunmuştur. Bu değerler Çizelge 7.19 'daki arazide ölçülen toplam oturmalara oranlanırsa sırasıyla, %82.35, %80.80, %77.60, %80.29 ve %79.87 oranlarında uyum sağlanmıştır. Bu değerlendirme yapılırken deneylerden belirlenen oturmaların yalnızca yeşil ve siyah kil tabakalarının oturmalarını kapsadığı gözönünde bulundurulursa deneylerden belirlenen oturmaların, arazide ölçülen ve analizden hesaplanan değerlerle uyumlu olduğu görülmektedir.

Arazideki gerilme izi izlenerek laboratuarda deformasyonların belirlenmesi için yapılacak çalışmalarda, deformasyon tahmini yapılacak zemin tabakasının gerilme tarihçesi çok iyi bilinmelidir. İnşa sırasında uygulanan yükleme programına göre oluşan gerilme izlerinin tahmini ve bu gerilme izinin laboratuvar deney örneğine uygulanması yöntemin uygulanabilirliği sağlayan koşullardır.

8. SONUÇLAR ve ÖNERİLER

Normal konsolide yumuşak killer yeryüzünde kalın tabakalar halinde çok geniş alanlar kapladığından, bu killer üzerinde inşa edilecek dolguların tasarımı son yıllarda geoteknik mühendisliğinin önemli problemlerinden birisi haline gelmiştir. Dolgular gibi temel zeminine büyük yük aktaran yapılar altında ortaya çıkan aşırı oturmalar ve yanal zemin hareketleri çatlama, hasar ve toplam göçmeye neden olabilir. Bu nedenle inşaat aşamasından önce dolgulara temel olan yumuşak zeminlerin yükleme koşulları gözönünde bulundurularak gerilme-şekil değiştirme-konsolidasyon davranışı incelenmelidir.

Bu çalışmada, Alibey barajı temel zemininde meydana gelen deformasyonlar nümerik ve deneysel olarak belirlenmiştir. Nümerik analiz sonucunda belirlenen davranış daha önce yapılmış nümerik analiz çalışmaları ile karşılaştırıldığında, Alibey barajı temel zemini gibi düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip suya doygun killi zeminlerin aşamalı yükleme altında davranışını gerçeğe yakın modelleyebilmek için elasto-plastik gerilme şekil değiştirme ve konsolidasyon analizlerinin birlikte (coupled analiz) yapılması gerektiği anlaşılmaktadır. Bu analizlerde aşamalı yükleme sonucu drenajsız gerilme şekil değiştirme ve konsolidasyon sonucu sönümlenmiş veya kısmen sönümlenmiş boşluk suyu basınçları analizde başlangıç koşulu olarak alınabilmektedir.

Analizlerde kullanılan malzeme parametreleri laboratuvar ve arazi çalışmaları sonucunda elde edilmiştir. Analiz sonuçlarından belirlenen ani ve konsolidasyon oturmalarının arazi ölçümleri ile uyumlu olduğu görülmektedir. Hesaplanan yanal yer değiştirmeler ile arazi ölçümleri arasında beklenen ölçüde uyum sağlanamamıştır. Bunun için zeminin anizotrop olarak modellenmesi, krip etkisinin gözönünde bulundurulması ve ayrıca üç boyutlu yerdeğiştirme etkilerinin dikkate alınması gerekmektedir. B24 aksında belirli derinliklerde ölçülen ve hesaplanan piezometrik yükseklikler arasında tam bir uyum sağlanamamıştır. Bunun nedeninin baraj arkasındaki su kotunun mevsimsel koşullara göre değişmesi olduğu düşünülmektedir. Piezometreler ile ölçülen su kotlarının ne kadarının rezervuar su seviyesinden, ne kadarının dolgu yüklemesi sonucu oluşan fazla boşluk suyu basıncından kaynaklandığı açıklıkla belirlenememiştir. Analiz sonuçlarından konsolidasyon aşaması sonunda derinlik boyunca belirlenen fazla boşluk suyu basıncı dağılımının, tek boyutlu

konsolidasyon teorisinde, çift yönlü drenaj koşullarında gerçekleşen durumla benzer olduğu belirlenmiştir. Analiz sonuçları ile ölçüm sonuçlarının birbiriyle uyum sağlamaması, analiz yönteminin yetersizliğinden değil, dolgu inşaatı sırasında gelişen durumların tam olarak bilinmemesinden kaynaklanmaktadır. Baraj uzunluğu, temel zemininin oldukça heterojen yapısı, dolgu yüksekliği ve geometrisi gibi fiziksel engeller sonlu elemanlar modelinin hassaslığını etkilemiştir. Ayrıca baraj dolgu inşaatının 15 yıl gibi çok uzun bir sürede tamamlanması ve bu süreç içerisinde oturmaların devam etmesi sonucu dolgu inşaat programı kayıtlarının düzenli olarak tutulmaması nedeniyle, analizlerde yaklaşık bir inşaat programı kullanılmıştır. Bütün bu etkenler analiz sonuçlarını etkilemektedir.

Nümerik analizlerde aşamalı dolgu yükleme nedeniyle temel zemininde derinlik boyunca efektif gerilmelerde meydana gelen değişimler belirlenerek bu gerilmeler deformasyonların deneysel olarak belirlenebilmesi için yürütülen çalışmada kullanılmıştır.

Deneysel çalışmanın, benzer başlangıç koşullarında aynı özellikte deney örnekleri üzerinde yapılabilmesi için gövde yüksekliği arttırılmış Rowe hücresinde yeniden yapılandırılmış gerilme tarihçesi belirli homojen blok zemin örnekleri hazırlanmıştır. Deneysel çalışmanın sonuçlarının değerlendirilmesi bakımından zemin örneklerinin başlangıç koşulları ve homojenliği önemlidir.

Aşamalı yükleme nedeniyle, arazide belirli bir derinlikteki zemin elemanı üzerinde etkili olan gerilme izinin ve yükleme koşullarının laboratuarda örneklenebilmesi için aşamalı anizotropik yüklemeli-konsolidasyonlu deney yöntemi uygulanmıştır. Bu yöntemde arazide aşamalı dolgu inşaatı sırasında temel zeminin birim elemanı üzerinde, dolgu inşaatı nedeniyle değişen gerilmeler gözönünde bulundurularak, zemin örneği oluşan gerilme izinde anizotrop gerilme sisteminde yüklenerek meydana gelen birim deformasyonlar laboratuarda belirlenmiştir. B22, B18, B23, B24 ve B9 akslarının her birinde farklı iki derinliğe (–1.00 m ve –12.50 m kotlarına) karşılık gelen iki zemin örneği üzerinde gerçekleştirilen deneylerden belirlenen düşey birim deformasyon değerleri ile nümerik analizden belirlenenler arasında %0.302-%1.55 kadar bir farklılık olduğu belirlenmiştir. Deney sonuçları ile nümerik analiz sonuçları birbirine oranlanarak karşılaştırıldığında ve

birinci değer yeşil kile, ikinci değer siyah kile ait olarak sunulduğunda, B22 aksında %88-%96, B18 aksında %84.5-%94.16, B23 aksında %93.72-%92, B24 aksında %96-%90, B9 aksında %88.3-%96 oranlarında yaklaşım sağlanmıştır. Akslarda ölçölen ve hesaplanan düşey birim deformasyon değerlerinin birbiriyle oldukça uyumlu olduğu görölmüştür. Yaklaşık olarak %84.5-%96 oranında bir benzeşimin sağlandığından yöntemin uygulanabilir olduğu ve sonuçlardaki hata payının kabul edilebilir sınırlarda olduğu söylenebilir. Belirlenen bu birim deformasyonlarla zemin tabaka kalınlığı çarpılarak toplam oturmalar tahmin edilebilir. Deneysel çalışmada yalnızca düşey boy kısalması ölçölerek düşey birim deformasyonlar belirlenmiş, yanal yer değiştirmeler ölçölememiştir. Yanal yer değiştirmelerin ölçölöbildiğı bir deney sistemiyle yanal deformasyonların yaklaşık tahmini olanaklı olacaktır. Deneylerin çok uzun sürmesi nedeniyle bu çalışmada her aksda yeşil ve siyah kil tabakalarının her birinde birer adet zemin örneğinde deney uygulanmıştır. Bu bakımdan akslarda farklı derinliklerdeki zemin örnekleri üzerinde deneysel çalışma tekrarlanarak elde edilen birim deformasyonlar karşılaştırılmalıdır.

Nümerik analizden belirlenen gerilme izleri ile deneylerden ve nümerik analizlerden belirlenen deviator gerilme-düşey birim deformasyon eğrilerinden, her yükleme aşamasında zeminde pekleşme davranışı gözlenmiştir. Bu davranış (Asaoka, vd. 1998) tarafından dolgu merkezi altındaki homojen bir kil zemin elemanında belirlenen davranışla uyumludur.

Arazideki gerilme izi izlenerek laboratuarda deformasyonların belirlenmesi için yapılacak çalışmalarda, deformasyon tahmini yapılacak zemin tabakasının gerilme tarihçesi çok iyi bilinmelidir. İnşa sırasında uygulanan yükleme programına göre oluşan gerilme izlerinin tahmini ve bu gerilme izinin laboratuvar deney örneğine uygulanması yöntemin uygulanabilirliğini sağlayan koşullardır. Bu çalışmada örselenmemiş zemin örneğı kullanma şansı olmamasına karşın yeniden yapılandırılan örnekler üzerinde %96'ya varan bir oranda nümerik analize, yaklaşık %80 oranında gerçekte ölçölen deformasyonlara ulaşılmış olması yöntemin pratik problemlere uygulanabilirliği konusunda umut verici olarak değerlendirilmektedir.

İnşaat aşamasında olası stabilite ve taşıma gücü problemleri ile karşılaşılması için temel zemini davranışının arazi ölçüm aygıtları ile belirlenerek inşaat programının planlanması yöntemi pahalı ve yetişkin eleman gerektirdiği için ülkemizde çok sınırlı olarak uygulanmaktadır. Bunun yerine genellikle nümerik modelleme çalışmalarının sonuçlarına göre planlama ve yapım gerçekleştirilmektedir. Alibey barajı temel zemininde aşamalı dolgu inşaatı sonucunda meydana gelen deformasyonların nümerik ve deneysel olarak belirlenerek, arazi ölçüm sonuçlarıyla karşılaştırılması sonucunda oturmaların uyumlu olması, pratikte dolgu inşası nedeniyle yumuşak temel zemininde meydana gelecek deformasyonların önceden belirlenmesi ve inşaat programının oluşturulması bakımından oldukça yararlıdır. Nümerik analiz sonucunda belirlenen deformasyonların kontrol edilmesi bakımından laboratuarda deformasyonların belirlenmesine yönelik olarak yürütülecek deneysel çalışma pratikte oldukça faydalı olacaktır. Böyle bir çalışmanın başlangıçta yapılması olası sorunların başlangıçta görülerek ekonomik çözümler üretilmesine yardımcı olacağı umulmaktadır.

KAYNAKLAR

Algül, E., Deniz, V., Yalın, D. ve Arslan, D., (1987-1991), İstanbul Alibey Barajı Deformasyon Araştırma Projesi, Yıllık Araştırma Raporları, İTÜ Yapı ve Deprem Uygulama-Araştırma Merkezi, İstanbul.

Ali, F. H. ve Hashim, R., (1991), “ A Road Embankment on Soft Clay : Field Behaviour and Prediction”, Proc. 7th. Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, 2, 943-948.

Allman, M. A. ve Atkinson, J. H., (1992), “Mechanical Properties of Reconstituted Bothkennar Soil”, Geotechnique 42, No.2, 289-301.

Almeida, M. S.S. ve Ramolho-Ortigao, J.A., (1982), “Performance and Finite Element Analyses of a Trial Embankment on Soft Clay”, Proc. of the Int. Symp. On Numer. Metods in Geomechanics, Zurich, 548-558.

Almeida, M. S. S., (1984), Stage Constructed Embankments on Soft Clays, Ph.D. Thesis, Cambridge University, Cambridge.

Almeida, M. S. S., Britto, A. M. ve Parry, R.H.G., (1986), “Numerical Modelling of a Centrifuged Embankments on Soft Clay”, Canadian Geotechnical Journal, 23, 103-14.

Asaoka, A., (1978), “Observational Procedure of Settlement Prediction”, Soils and Foundations, Vol.18, No.4, 87-101.

Asaoka, A., Noda, T. ve Fernando, G. S. K., (1998), “Consolidation Deformation Behaviour of Lightly and Heavily Overconsolidated Clay Foundations”, Soils and Foundations, Vol. 38, No.2, 75-91.

Atkinson, J., (1993), An Introduction to the Mechanics of Soils and Foundations, McGraw-Hill Book Company, London.

Balasubramaniam, A.S., Chandra, S. ve Kunti Wattanakul, P., (1988), “ Prediction of the Settlement of an Embankment Using a Micro-Computer”, Numerical Methods in Geotechnics, Innsbruck, 2127-2132.

Bathe, K.J., (1982), Finite Element Analysis in Engineering Analysis. Prentice-Hall, New Jersey.

Biot, M.A., (1956), “Theory of Deformation of a Porous Viscoelastic Anisotropic Solid”, Journal Appl. Phys., 27, 452-467.

Berilgen, S.A. ve Yıldırım, S., (1998), “Normal Konsolide Yumuşak Killerde Yapılan Eski ve Yeni Arazi Deneylerinin Karşılaştırılması”, Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, 22-23 Ekim 1998, Cilt 1, İstanbul.

Borja, R. I., Hsieh, H.S. ve Kavazanjian, E., (1990), “Double-Yield-Surface Model. II: Implementations and Verification”, J. Geotech. Engrg., ASCE, 116 (9), 1402-1421.

Burland, J. B., Broms, B. B. ve De Mello, V. F. B. (1977), "Behaviour of Foundations and Structures", Proc. 9th International Conference SMFE, Tokyo, Vol.2.

Chai, J.C., ve Bergado, D.T., (1993), "Some Techniques for Finite Analysis of Embankments on Soft Ground", Can. Geotechnical Journal, 30, 710-719.

Chiasson, P. A., Massiera, M. ve Pare, J. J., (1986), "A Finite Element Analysis of the Deformations of the OA-11 Dam During Construction and Subsequent Reservoir Filling", Proc. 39th. Canadian geotechnical Conf., Ottawa.

Clough, R.W. ve Woodward, R. J., (1967), "Analysis of Embankment Stress and Deformations", Proceedings Paper 5329, Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE 93(SM4), 529-549.

Crooks, J. H. A. ve Graham, J., (1976), "Geotechnical Properties of the Belfast Estuarine Deposits", Geotechnique, 26(2), 293-315.

Çinicioğlu, S.F. ve Şen, A. D., (1998), "Arazi Deformasyon Ölçümleri ile Temel Zemininde Bölgesel Davranışın Tanımlanması", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Yedinci Ulusal Kongresi, 22-23 Ekim 1998, Cilt 1, İstanbul.

Çinicioğlu, S.F. ve Toğrol, E., (1994), "Kritik Durum Teorisi ile Deformasyon Analizi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 4. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.

Çinicioğlu, S.F. ve Toğrol, E., (1985), "Normal Konsolide Yumuşak Killer Üzerinde Dolgu İmalatı Esnasında Zeminde Meydana Gelen Plastik Davranışın İrdelenmesi", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 2. Ulusal Kongresi, Boğaziçi Üniversitesi, İstanbul.

De Borst, R. and Vermeer, P.A. (1984). Possibilities and Limitations of Finite Elements for Limit Analysis. Geotechnique 34(20), 199-210.

Department of the Army, (1995), "Engineering and Design: Geotechnical Analysis by the Finite Element Method", Technical Letter, No.1110-2-544. Washington, DC.

Desai, C. S., (1972), "Theory and Applications of the Finite Element Method in Geotechnical Engineering", Proc. Symp. Appl. Finite Element Method Geotech. Eng., U.S. Army Eng. Waterw. Expt. Snt., Vicksburg, Miss.

Duncan, J. M. ve Chang, C. Y., (1970) "Non-Linear Analysis of Stress and Strain in Soils", Journal of Soil Mech. Foundation Div. ASCE, 96, (SM5), 1629-1653.

Duncan, J.M., (1994), "State of Advanced Constitutive Relations in Practical Applications", XIII CIMSTF, New Delhi, India

Folkes, D.J. ve Crooks, J.H.A., (1985), "Effective Stress Paths and Yielding in Soft Clays Below Embankment", Canadian Geotechnical Journal, 22, 357-374.

Graham, J. ve Houlsby, G.T., (1983), "Elastic Anisotropy of a Natural Clay", Geotechnique, 33 (2), 165-80.

- Heyman, J., (1982), Elements of Stress Analysis, Cambridge: Cambridge University Press.
- Hoeg, K., (1972), "Finite Element Analysis of Strain-Softening Clay", Journal of the Soil Mechanic and Foundation Engineering Divisions, ASCE, 98 (SM1), 43-58.
- Hoşbaş, G., Uzel, T., Ersoy, N., Kartal, F., Güllal, E. ve Erkaya, H., (1991-1996), Baraj Deformasyonlarının Üç Boyutlu Geometrik Modelle İrdelenmesi, YTÜ., İstanbul.
- Intraratna, B., Balasubramaniam, A.S. ve Balachandran, S., (1992a), "Performance of Test Embankment Constructed to Failure on Soft marina Clay", J. Geotechnical Engrg., ASCE, 118 (1), 12-33.
- Intraratna, B., Balasubramaniam, A.S., Phamvan, P. ve Wong, Y.K., (1992b), "Development of Negative Skin Friction on Driven Piles in Soft Bangkok Clay", Can. Geotech. Journal, 29, 393-404.
- Intraratna, B., Balasubramaniam, A.S. ve Ratnayake, P., (1992c), "Performance of an Embankment Stabilized with Vertical Drainson Soft Clay", Journal of Geotech. Engng. ASCE.
- Jacky, J., (1944), "The Coefficient of Earth Pressure at Rest", J. of Society of Hungarian Architects and Engineers, 355-358.
- Jardine R.J and Hight, D.W., (1987). "The Behavior and Analysis of Embankments on Soft Clay " Bull of the Public Works Research Center , Athens 159-244 .
- Kavazanjian, E. ve Poepel, P.H., (1984), "Numerical analysis of Two Embankment Foundations", Proceedings of a Symposium Sedimentation/Consolidation Models Predictions and Validation, 1 October 1984, San Francisco, California.
- Kenney, T. C. ve Folkes, D. J., (1979), "Mechanical Behaviour of Soft Soil", Proc.32nd Can. Geotechnical Conf. Quebec City.
- Kobayashi, M., (1991), "Finite Element Analysis of the Effectiveness of Sand Drains", Proc. Int. Conf. on Geotechnical Engng. For Coastal Development, Yokohama, 213-218.
- Koç, S.A., (1996), "Normal Konsolide Killerde Geoteknik Parametrelerin Belirlenmesi", Yüksek Lisans Tezi, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Ladd, C. C. (1991), "Stability Evaluation During Staged Construction", ASCE, No.117, Vol.4, 540-570.
- Lambe, T.W., (1964), "Methods of Estimating Settlement" J. Soil Mech. Found. Div., ASCE, Vol. 9, No. SM5.
- Leroueil, S., Mangan, J-P. ve Tavenas, F., (1985), Remblais sur argiles molles, Paris Technique et Documentation, Lavoisier, English Translation by D.M. Wood (1990), Embankments on Soft Clays, Chichester, Ellis Horwood Ltd.

Mangan, J-P., Mieussens, C. ve Queyroi, D., (1983), "Étude d'un Remblai Sur Sols Compressibles", Le remblai B du site Expérimental de Cubzac-les-Ponts, Paris Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche LPC 127.

Mangan, J. P., Belkeziz, A., Humbert, P. ve Mouratidis, A., (1982), "Finite Element Analysis of Soil Consolidation, With Special Reference to the Case of Strain Hardening Elasto-Plastic Stress-Strain Models", Proc. 4th. Int. Conf. on Numer. Metods in Geomechanics, Edmonton, 1, 327-336.

Matsuoka, H., (1974), "Stress-Strain Relationships of Sands Based on the Mobilized Plane", Soils and Foundations, 14(2), 47-61.

Mercangöz, B.B., (1996), "Yumuşak Kohezyonlu Zeminlerin Kademeli Yükleme Altında Davranışının Nümerik Analizi", Yüksek Lisans Tezi, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Mesri, G., vd. 1994, "Settlement of Embankments on Soft Clay", Proc. Spec. Conf. On Vertical and Horizontal Deformations of Foundation and Embankments, ASCE, College Staion, Texas, Vol.1, pp.8-56.

Mimura, M., Shibata, T., Nozu, M. ve Kitazawa, M., (1990), "Deformation Analysis of a Reclaimed Marine Foundation Subjected to Land Construction", Soils and Foundations, (30), No.4, 119-133

Mouratidis, A. ve Mangan, J-P., (1983), "Modèle Élastoplastique Anisotrope Avec Écrouissage Pour le Calcul des Ouvrages sur Sols Compressibles", Paris Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Rapport de Recherche LPC 121.

Naylor, D. J., Knight, D.J. ve Ding, D., (1988), "Coupled Consolidation Analysis of the Construction and Subsequent Performance of Monasavu Dam", Computers and Geotechnics, 6, 95-129.

Naylor, D. J., (1987), "a Continuous Plasticity Version of the Critical State Model", Int. J. Num. Meth. Engrg., 21, 1187-1204.

Nystrom, G.A., (1984), "The Use of Soil Mechanics Capabilities in a General Purpose Finite Element Program", Proceedings of a Symposium Sedimentation/Consolidation Models Predictions and Validation, 1 October 1984, San Francisco, California.

Ohta, H., Kurihara, N., Itoh, M. ve Shirasuna, M., (1984), "Settlement Analysis of Highway Embankments on Soft Peat and Clay", Geotechnical Aspects of Mass and Material Transportation, Rotterdam, 129-139.

Ohta, H., Lizuka, A. Mitsuhashi, Y. ve Nabetani, M., (1991), "Deformations Analysis of Anisotropically Consolidated Foundation Loaded by 5 Embankments", Proc.7th. Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, 2, 1017-1022.

Ozawa, Y. ve Duncan, J.M., (1973), ISBILD: A Computer Program for Static Analysis of Static Stresses and Movement in Embankment. University of California, Berkeley, Calif.

Öntuna, A.K., (1976), "A Case Study on the Soil Problems Encountered on Alibey Dam", Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, Ankara.

Özaydın, K., Yıldırım, S., Uzel, T., Özçoban, M. Ş., Berilgen, M. M., Hoşbaş, G. ve Kılıç, H., (1998), "Yumuşak Zeminlere Oturan Dolguların Davranışı", DPT Araştırma Projesi, İstanbul.

Özçoban, M. Ş., (1997), "Yumuşak Zeminlere Oturan Dolgu Barajların Analizi", Doktora Tezi, YTÜ., Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Pender, M. J., (1977), "A Unified Model for Soil Stress-Strains Behaviour", Proc. 9th. Int. Conf. on Soil Mech. And Fnd. Engrg. Tokyo, 213-222.

Pickles, A.R. ve Woods, R. I., (1989), "Finite Element Studies of an Embankment on Soft Ground", Proc. 4th. Int. Symp. On Numerical Models in Geomechanics, Niagara Falls, Canada, 628-635.

Plaxis 7, Finite Element Code for Soil and Rock Analyses, User Manual, 1997.

Redman, P. G. ve Poulos, H. G., (1984), "Study of Two Field Cases Involving Undrained Creep", Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 110 (9), 1307-1321.

Reyes, S. F. ve Deene, (1966), "Elastic Rustic Analysis of Underground Openings by the Finite Element Method", Proceedings of the 1 st Congress of the International Society of Rock Mechanics, Lisbon, 477-486.

Rheinholdt, W.C. ve Riks, E., (1986), Solution Techniques for Non-Linear Finite Element Equations. State-of-the-art Surveys on Finite Element Techniques, eds. Noor, A.K. and Pilkey, W.D. Chapter 7.

Roscoe, K. H. ve Burland, J. B., (1968), "On the Generalized Stress-Strain Behaviour of Wet Clay", Engineering Plasticity, J. Heyman and F.A. Leckie, eds., Cambridge University Press; Cambridge, England.

Sakojia, S. ve Kamei, T., (1996), "Simplified Deformations Analysis for Embankment Foundation Using Elasto-Plastic Model", Soils and Foundations, Vol. 36, No.2, 1-11.

Schmertmann, J. H., (1970), "Static Cone to Compute Static Settlement Over Sand", JSMFD, ASCE, Vol.96, SM 3, 1011-1043.

Schmith, B., (1966), "Earth Pressures at Rest Related to Stress History", Discussion, Canadian Geotechnical Journal, Vol.3, No.4, 239-242.

Sekiguchi, H. ve Ohta, H., (1977), "Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays", Constitutive Equations of Soils, Proceedings Speciality Session 9, 9th. Int. Conf. Soil Mech. Found. Engrg., Tokyo, 229-238.

Shahanguian, S., (1981), Détermination Expérimentale des Courbes d'état Limite de l'argile Organique de Cubzac-les-Ponts. (Paris: Laboratoire Central des Ponts et Chaussées), Rapport de Recherche LPC 106.

Shen, Z. J. ve Zhang, W. M., (1992), "Analysis of Effective Stress and Movement of Lubuge Dam", Proc. Conf. Num. Meth. in Geomechanics, Innsbruck, 1419-1424.

Shibata, T., Tominaga, M. ve Matsuoka, H., (1976), "Finite Element Analysis of Soil Movements Below a Test embankment", Proc. Conf. Numerical Methods in Geomechanics, Blacksburg, VA, 599-611.

Shofield, A. N. ve Wroth, C. P., (1968), Critical State Soil Mechanics. McGraw-Hill: London, 89-166

Shorten, G. G. ve Carter, J. P., (1994), "Analysis of an Embankment on Marine Organic Silt, Fiji", Computers Methods and Advances in Geomechanics, Sriwardane&Zaman (eds): Balkema, Rotterdam. 323-334.

Simith, I. M. ve Griffith, D. V., (1982), Programming the Finite Element Method, Second Edition, John Willey and Sons, Chisester, U.K.

Soydemir, Ç., (1970), "Alibey Toprak Barajı Menba Batardosu Oturma ve Stabilité Etüdü", İnş. Müh. Odası Türkiye İnşaat Mühendisliği V. Teknik Kongresi, Ankara.

Tavenas, F., Mieussens, C. ve Bourges, F., (1979), "Lateral Displacements in Clay Foundations under Embankments", Canadian Geotechnical Journal, 16, 532-550.

Tavenas, F. ve Leroueil, S. (1977), "Effects of Stresses and Time on Yielding of Clays", Proceedings 9th. Int. Conf. on Soil Mech. And Found. Engrng., Tokyo, 1, 319-326.

Terzaghi, K., (1943), Theoretical Soil Mechanics", John Wiley&Sons Inc., N.Y.

Thamm, B. R., (1979), "Numerical Analyses of Embankment Over Soft Subsoils", Proc.3rd. Int. Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Aachen, 725-731.

Toğrol, E. ve Çinicioğlu, S. F., (1994), "Stage Construction of Embankments on Soft Soils", Proc. of the Symposium "developments in Soil Mechanics-from Harwaed to New Delhi", Bangkok, Thailand.

Toğrol, E. ve Çinicioğlu, S.F., (1994), "Yüklenmiş Yumuşak Zeminlerin Davranışı Üzerine", Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği 4. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.

Us, T. ve Çadırcı, E., (1983), "Büyük İstanbul İçme Suyu Projesi Alibey Barajı ve Temel Ölçüm Aletleri", Devlet Su İşleri Dergisi, 28-32.

Vermeer, P.A. ve Van Langen, H., (1989), Soil Collapse Computations with Finite Elements. *Ingenieur-Archive* 59, 221-236.

Vermeer P.A. ve Verruijt A. (1981), "An Accuracy Condition for Consolidation by Finite Elements", *Int. J. for Num. Anal. Met. in Geom.*, Vol. 5, 1-14.

Watson, G. H., Crooks, J. H.A., William, R.S. ve Yam, C. C., (1984), "Performance of Preloaded and Stage-Loaded Structures on Soft Soils in Trinidad", *Geotechnique*, 34 (2), 229-257.

Williams, D. J., Morris, P. H. ve Carter, J. P., (1991) "Two-Dimensional Finite Element Analysis of a Trial Embankment on Coal Mine Tailings", *Proc. 7th. Int. Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics*, Cairns, 2, 1405-1410.

Wood, D. M., (1984a), "Choice of Models for Geotechnical Predictions", in C.S. Desai and R.H. Gallagher (eds.), *Mechanics of Engineering Materials*, Chichester: John Wiley & Sons, 54-633.

Wood, D. M., (1990), *Soil Behaviour and Critical State Soil Mechanics*, Cambridge University Press, Cambridge.

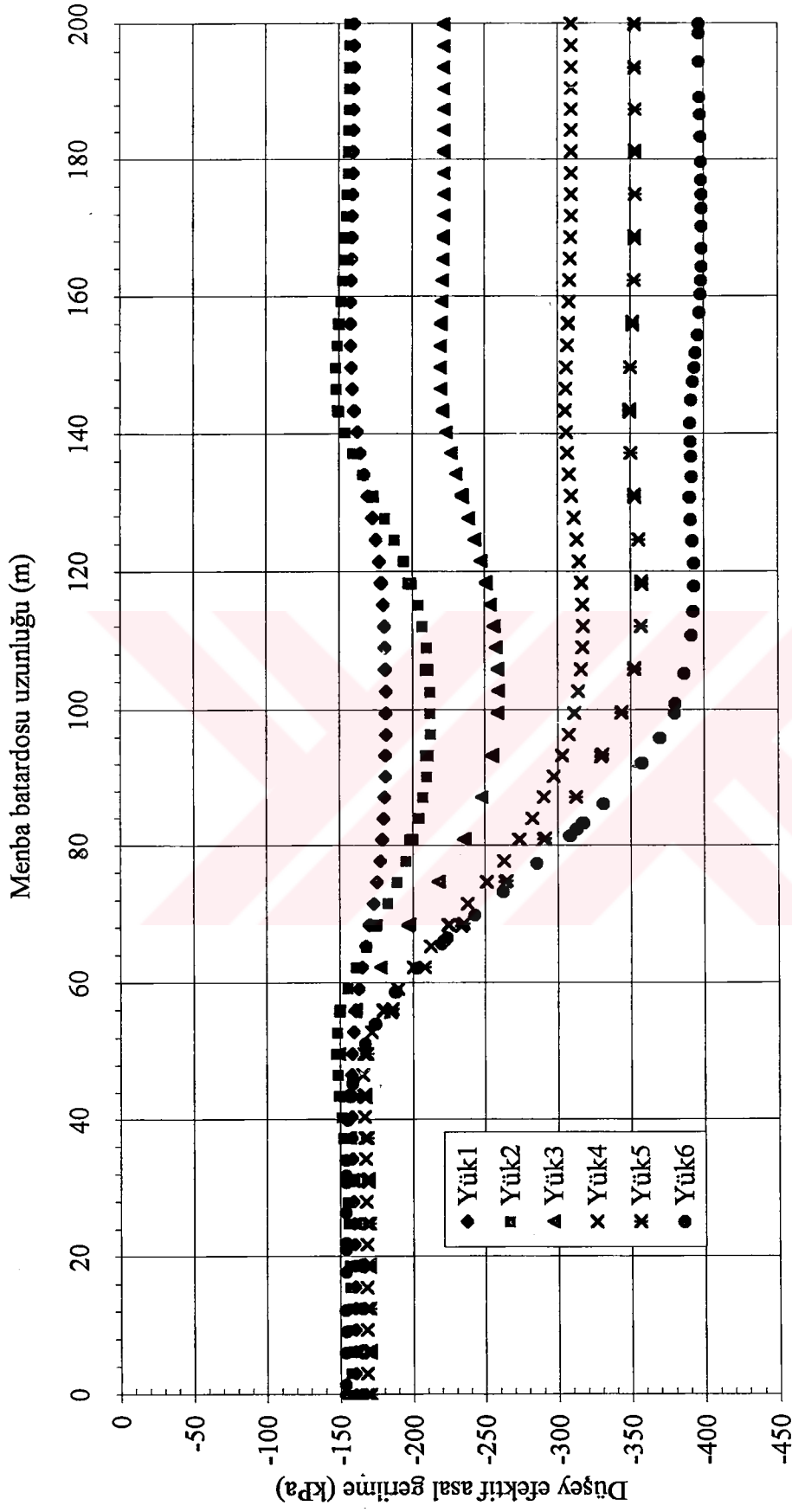
Wroth, C. P. ve Simpson, B., (1972), "An Induced Failure at Trial Embankment: Part II Finite Element Computations", *Proc. Performance of Earth and Earth-Supported Structures*, Lafayette, Ind., 65-79.

Wroth, C. P., (1977), "The Predicted Performance of Soft Clay Under a Trial Embankment Loading Based on the Cam-Clay Model", *Finite Element in Geomechanics*, G. Gudehus, John Wiley and Sons: New York, 191-208.

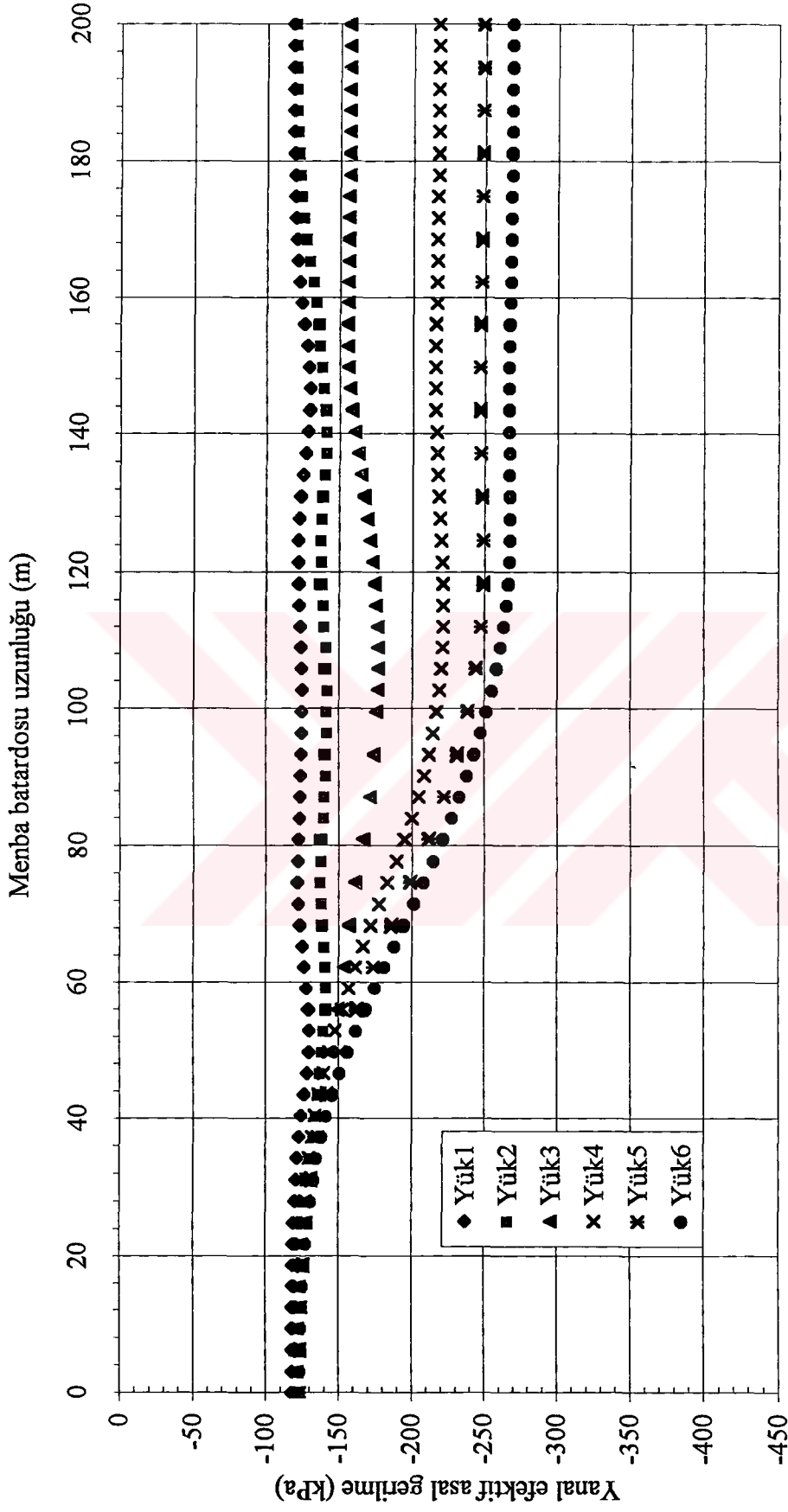
Yıldırım, M., Özaydın, İ. K. ve Ergüvanlı, A. (1992), "İstanbul Boğazı Güneyi ve Haliç'in Jeolojik Yapısı ve Geoteknik Özellikleri", *Jeoloji Mühendisliği TMMOB Jeoloji Mühendisleri Odası Yayın Organı*, Sayı 40: 5-14.

Zienkiewicz, O. C., (1977), *The Finite Element Method*. McGraw-Hill, London.

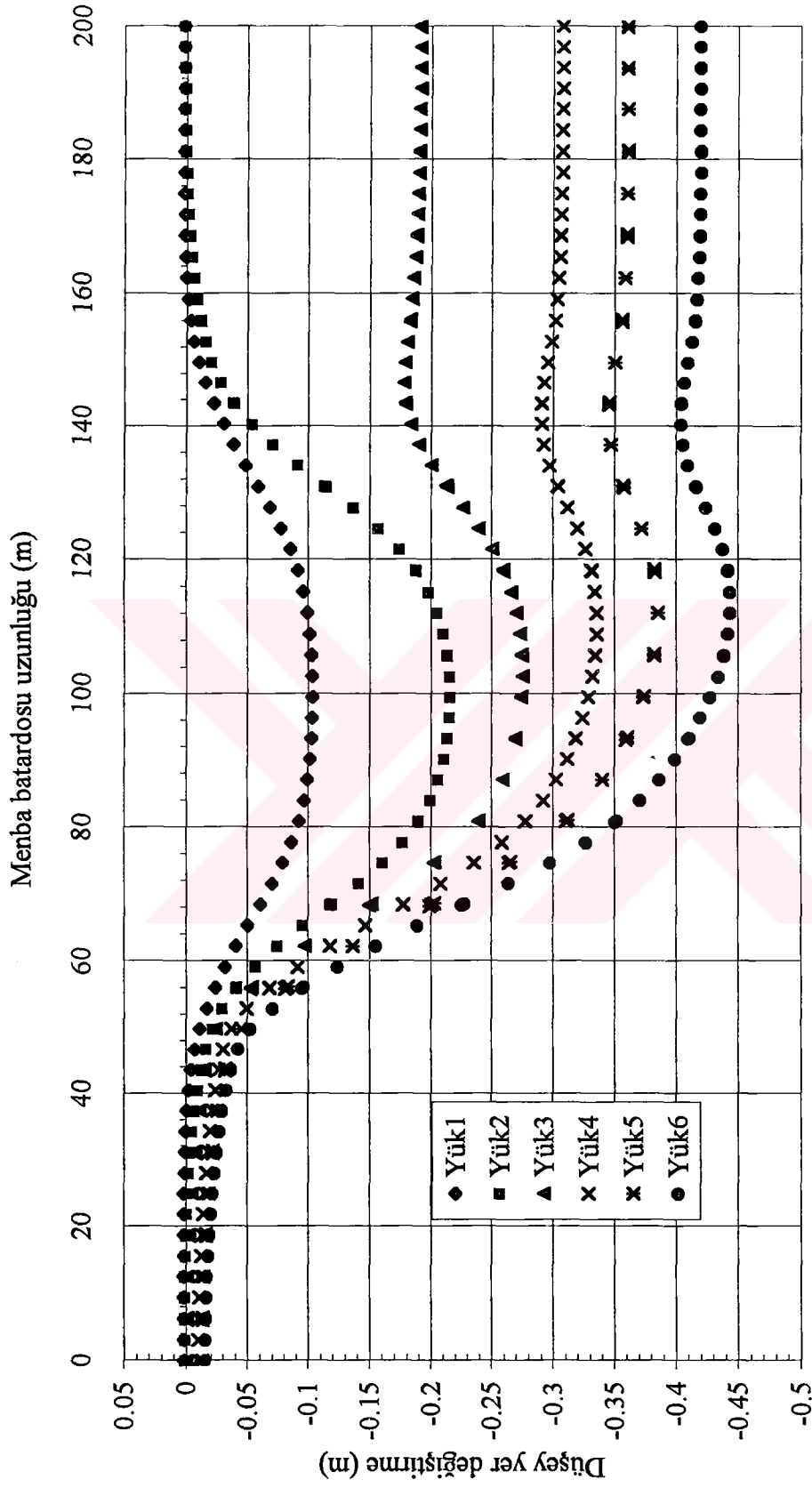
Zienkiewicz, O. C. ve Humpheson, C., (1977), "Viscoplasticity: a Generalized Model for Description of Soil behaviour", *Numerical methods in Geotechnical Engrg.*, ch.3:116, New York, McGraw-Hill.



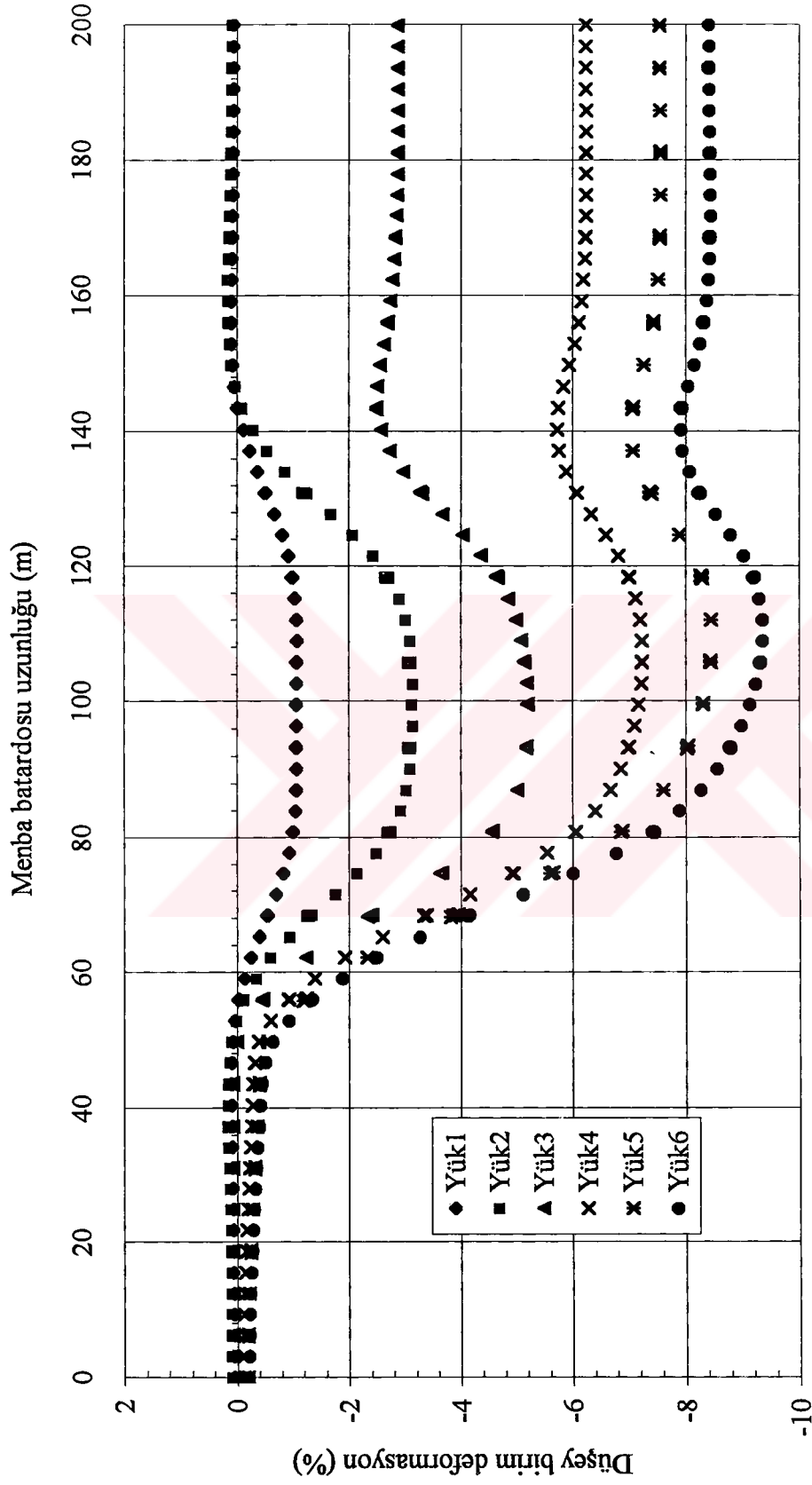
Şekil Ek-6.1a 11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey efektif asal gerilmeler



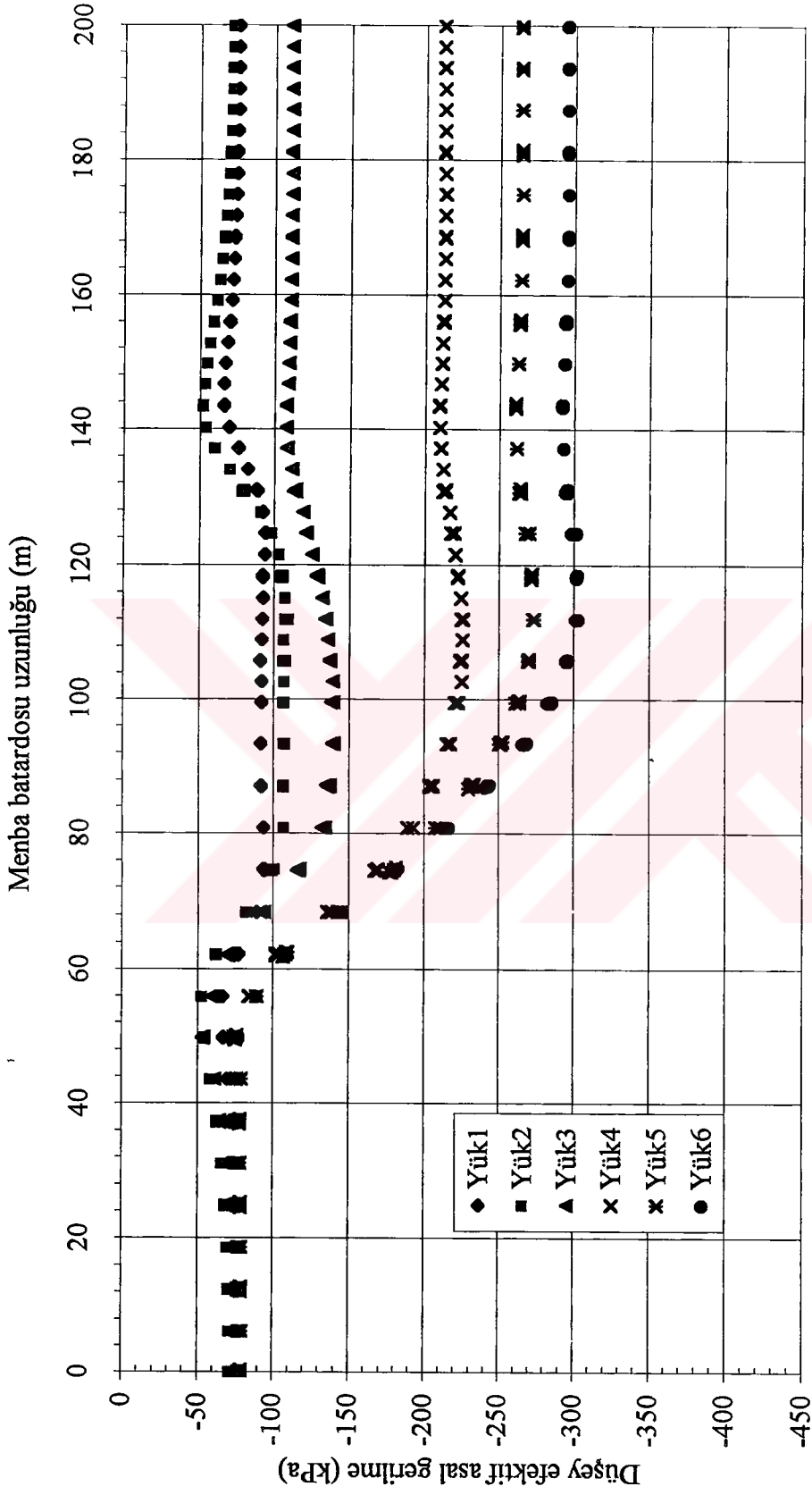
Şekil Ek-6.1b 11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca yanal efektif asal gerilmeler



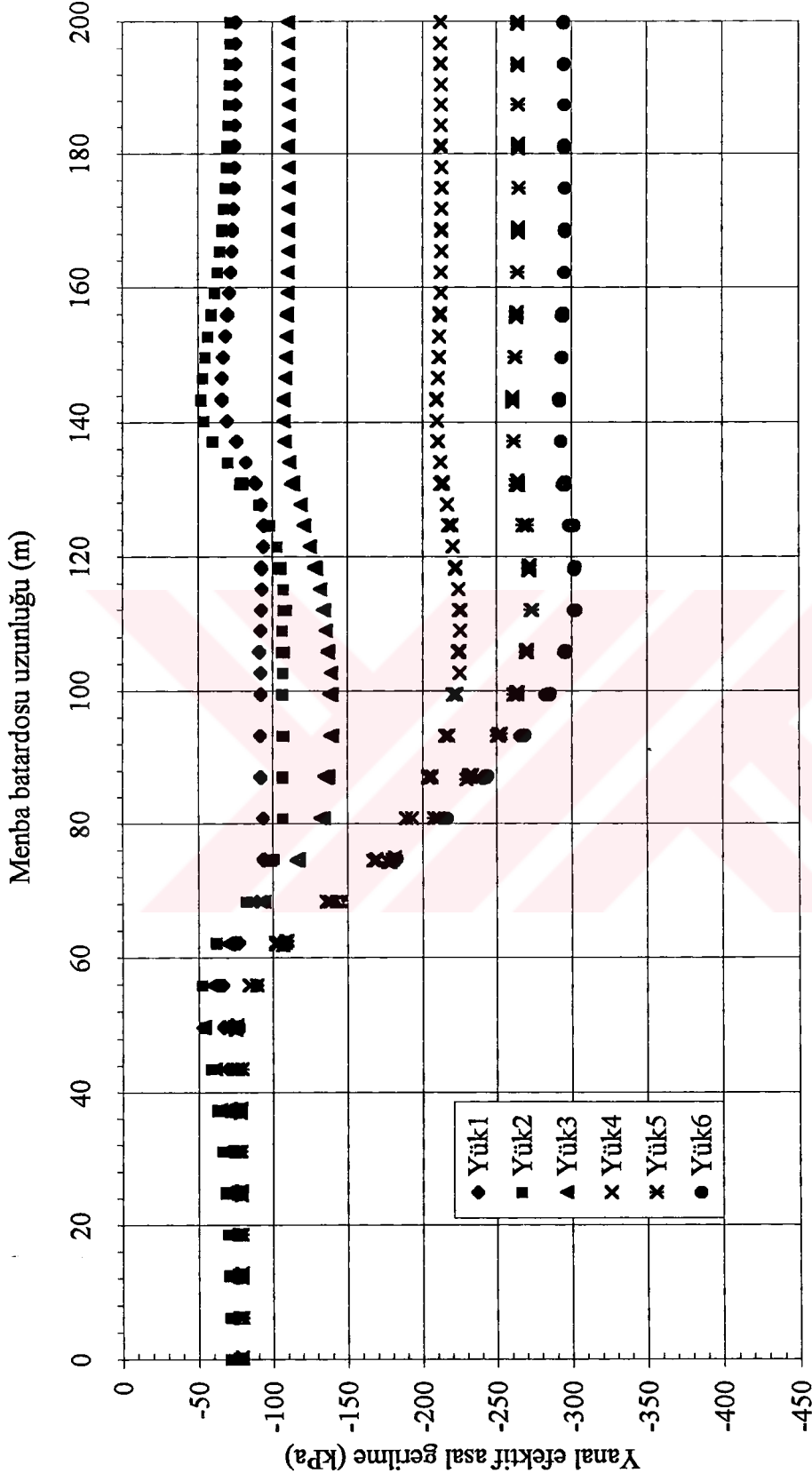
Şekil Ek-6.1c 11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey yer değiştirmeler



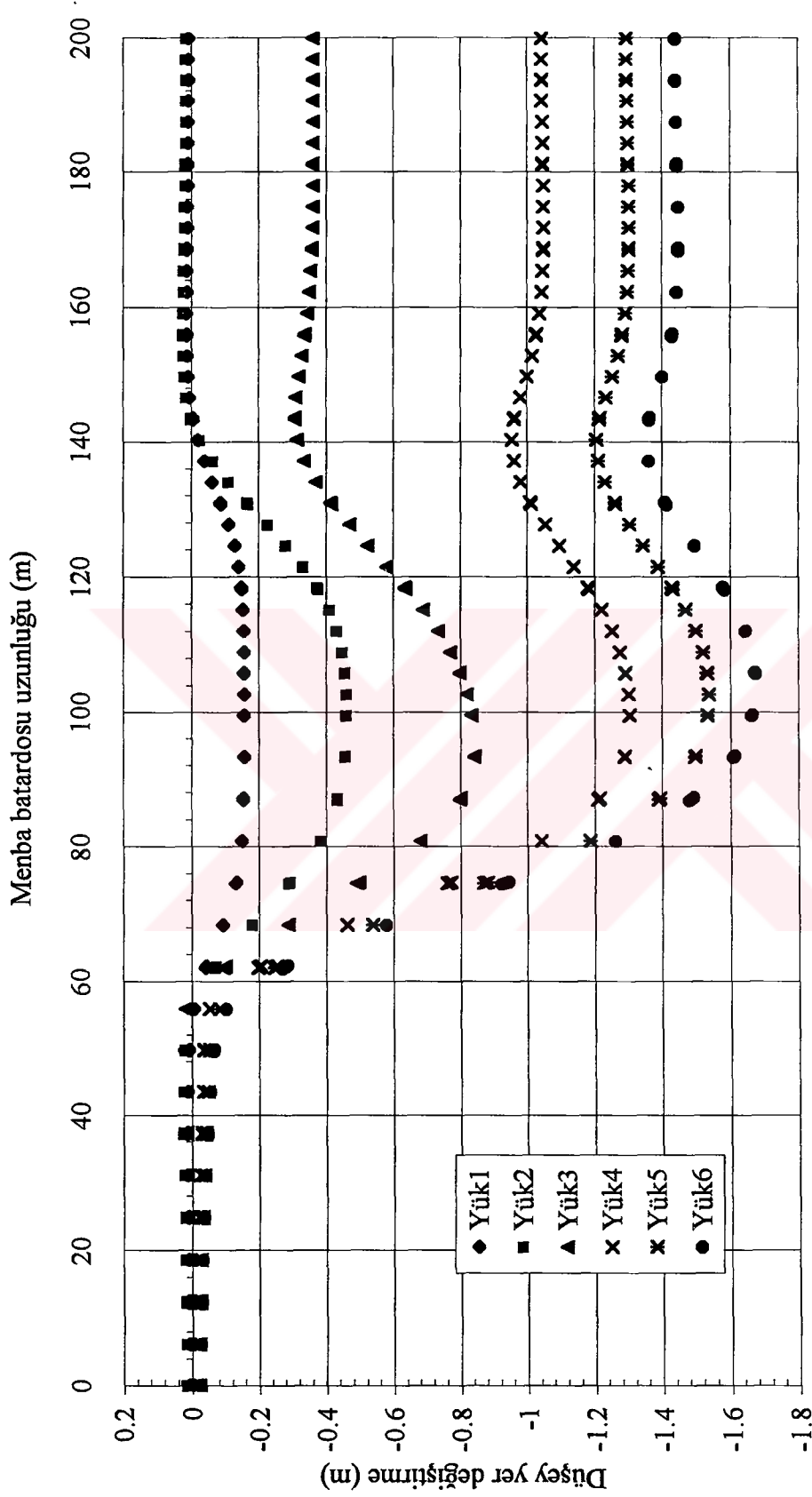
Şekil Ek-6.1d 11 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey birim deformasyonlar



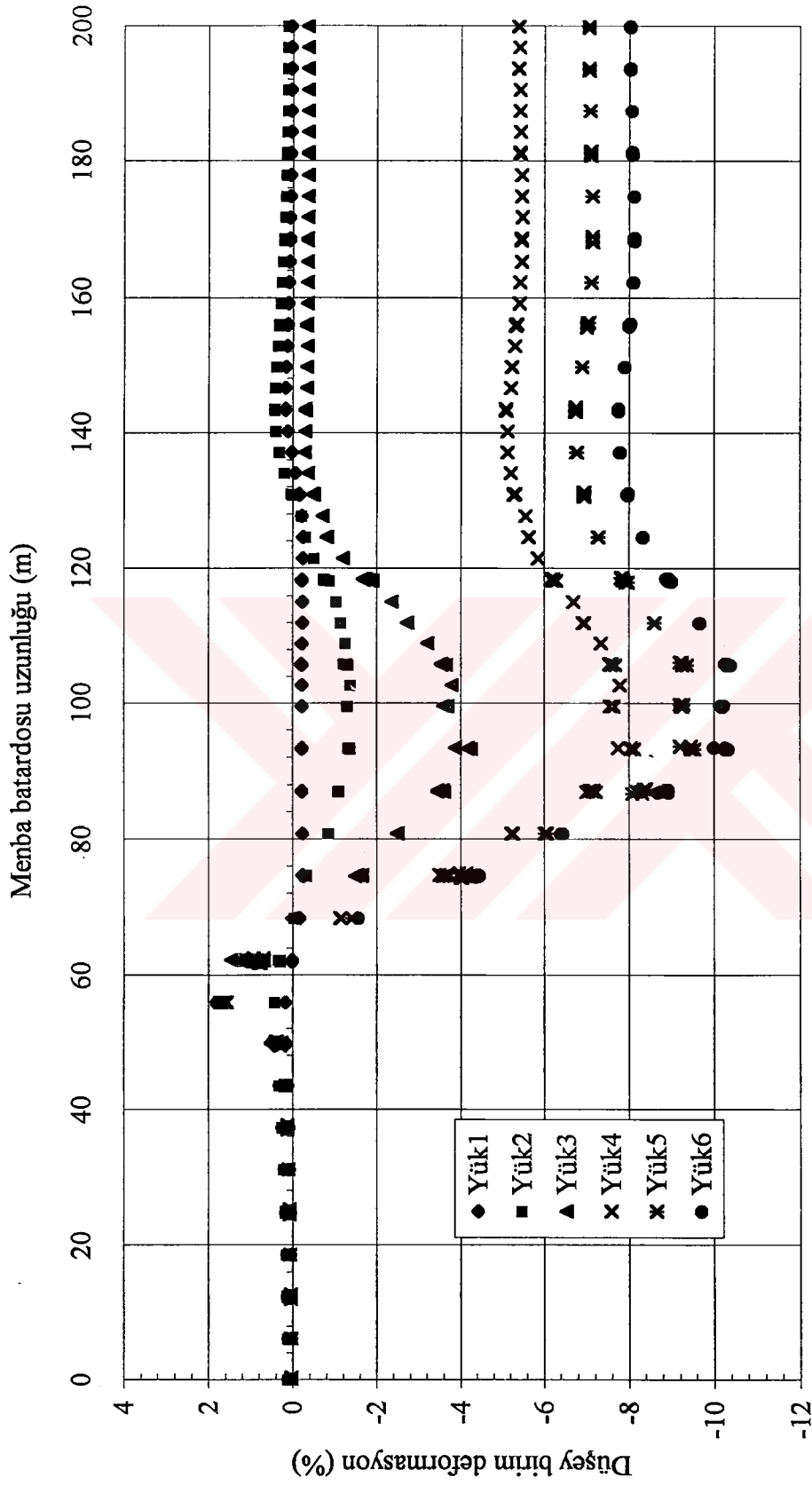
Şekil Ek-6.2a 22.5 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey efektif asal gerilmeler



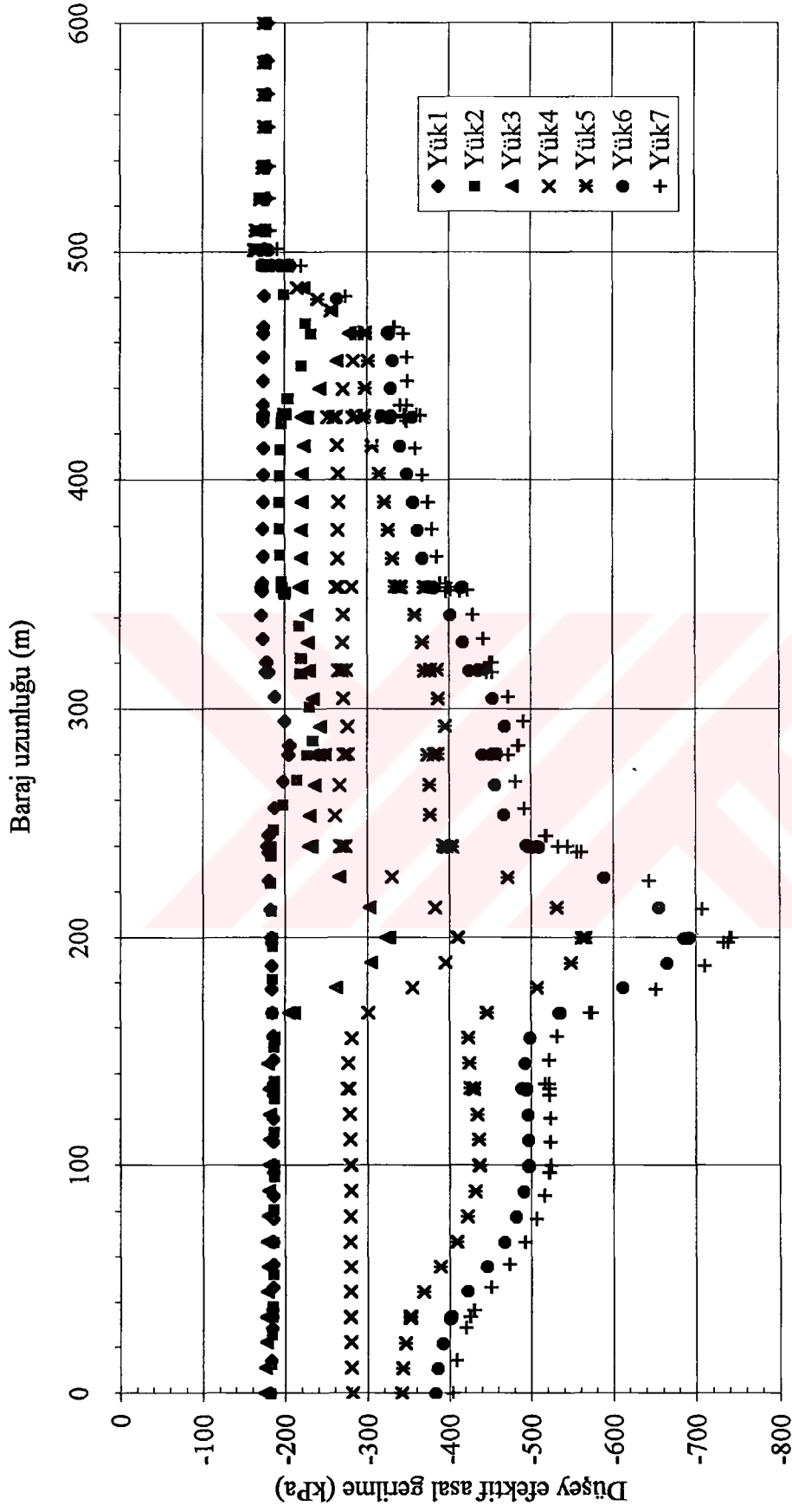
Şekil Ek-6.2b 22.5 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca yanal efektif asal gerilmeler



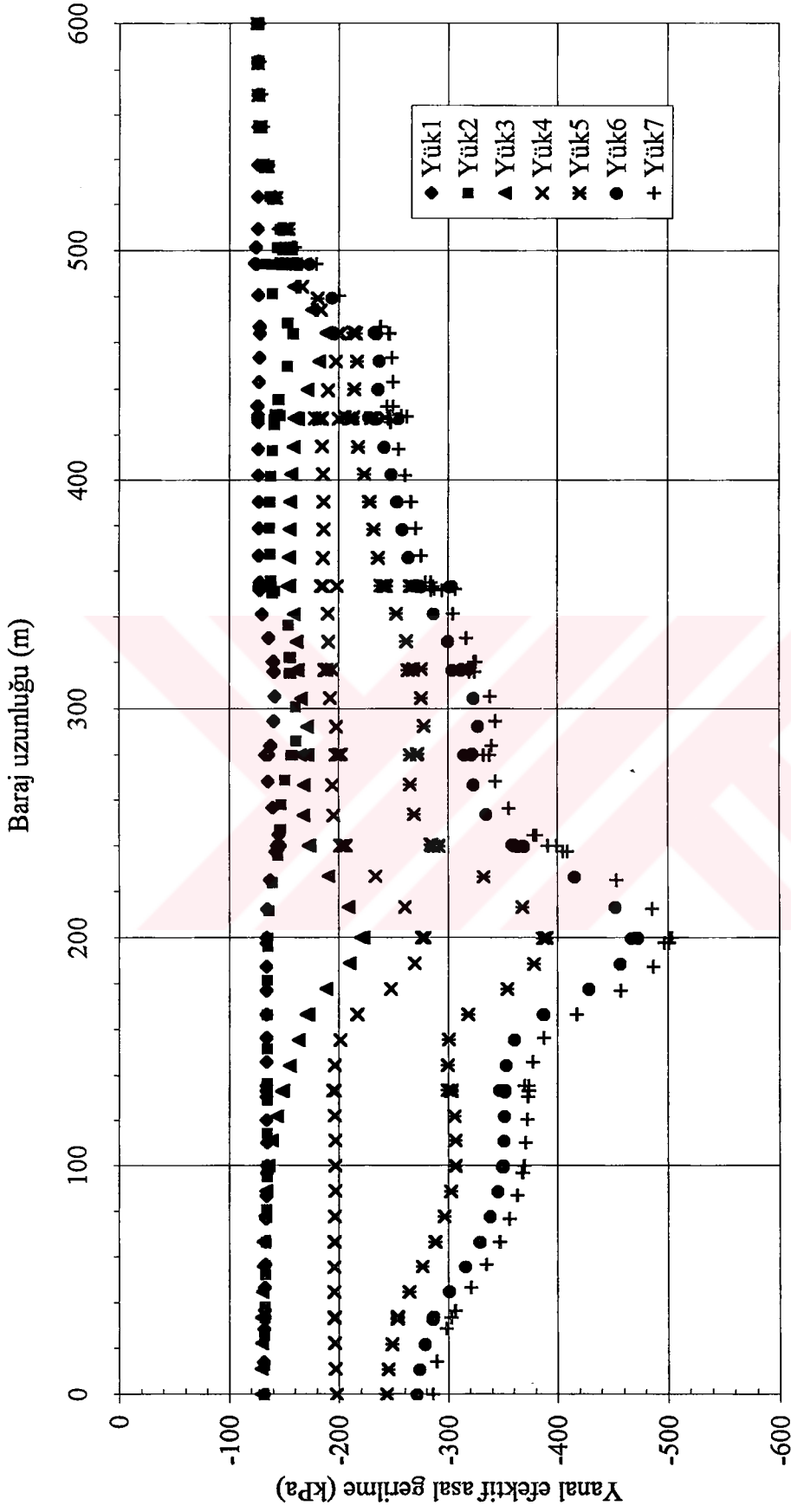
Şekil Ek-6.2c 22.5 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey yer değıştirmeler



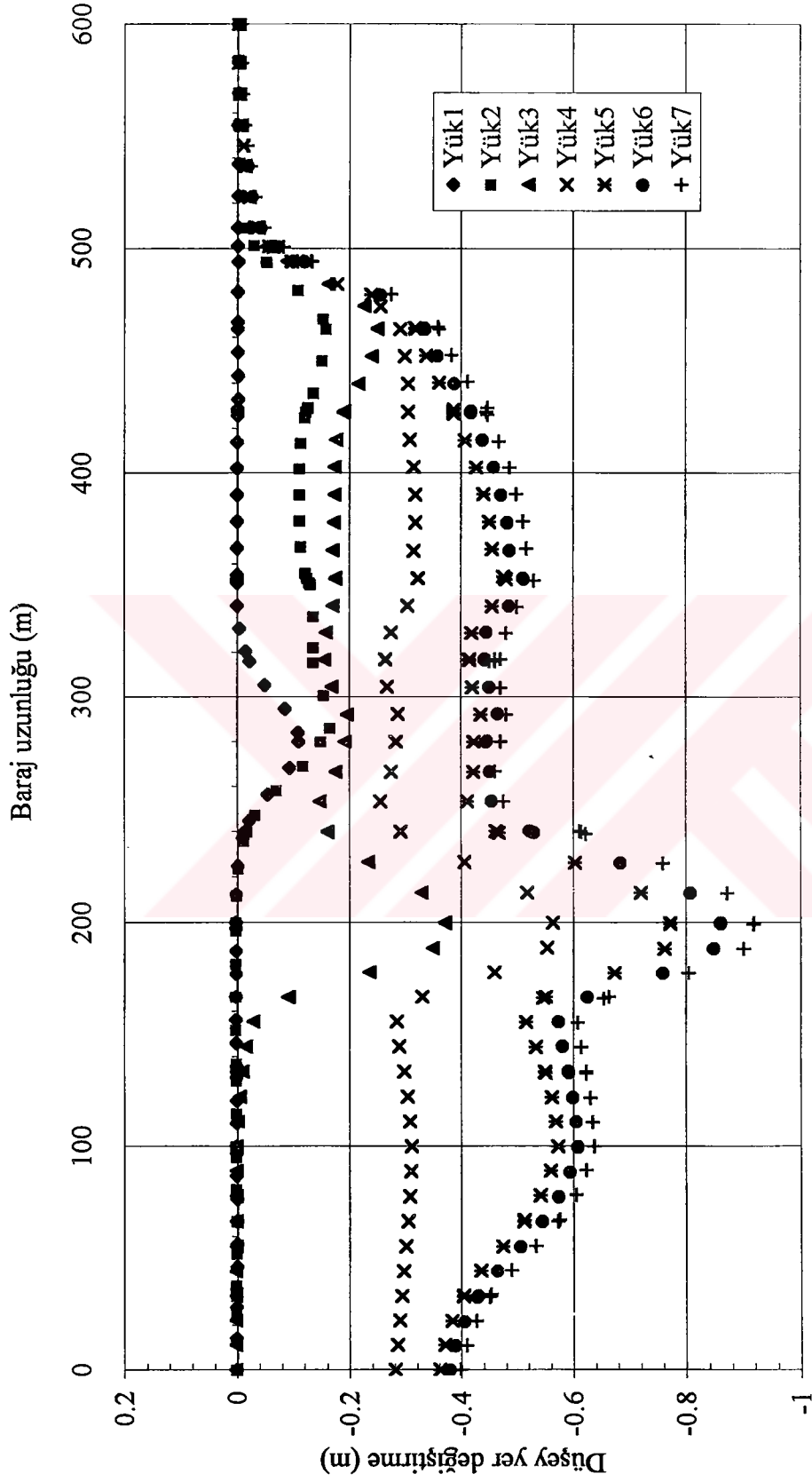
Şekil Ek-6.2d 22.5 m derinlikte Menba batardosu uzunluğu boyunca düşey birim deformasyonlar



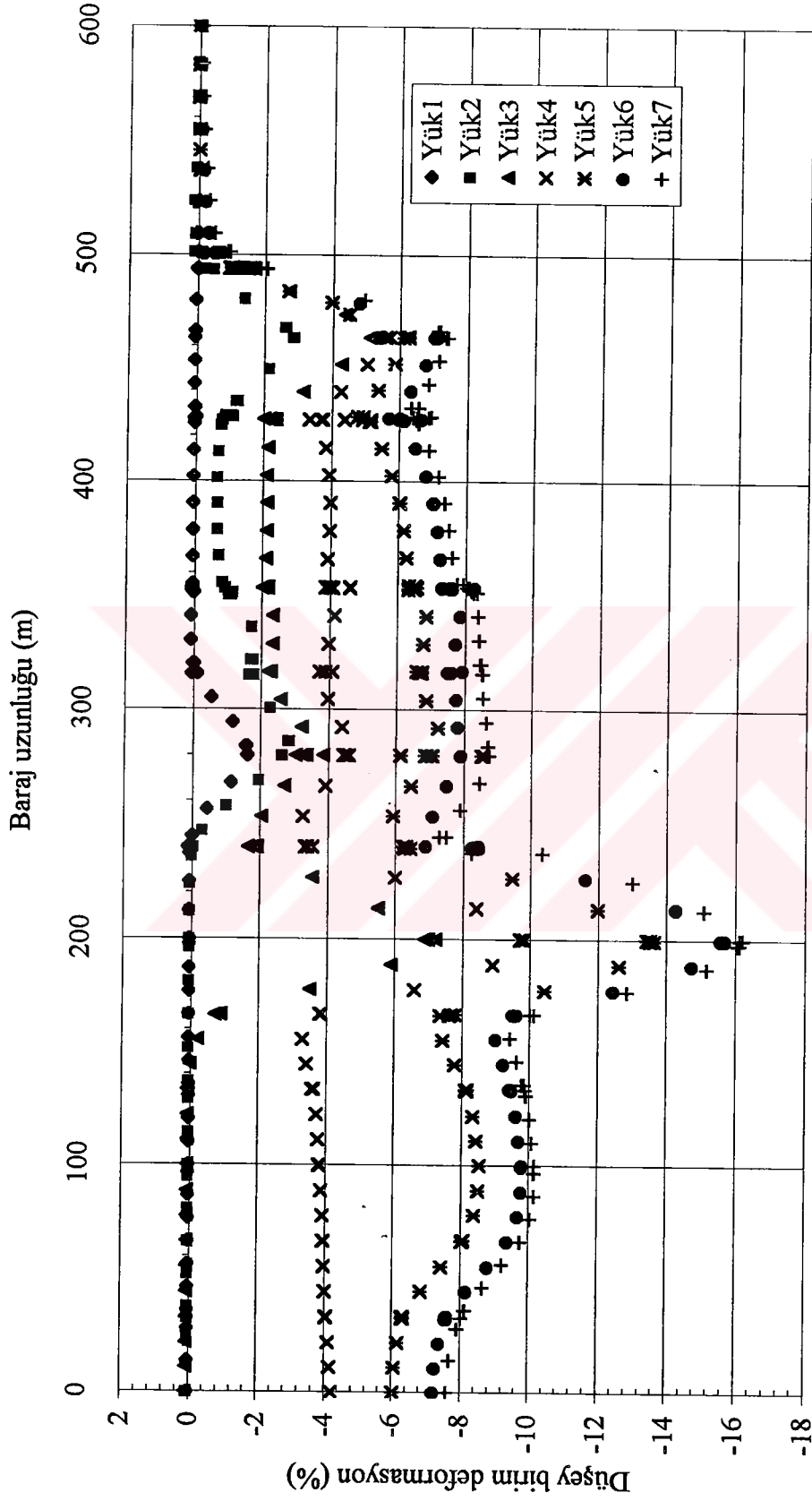
Şekil Ek-6.3a 11 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey efektif asal gerilmeler



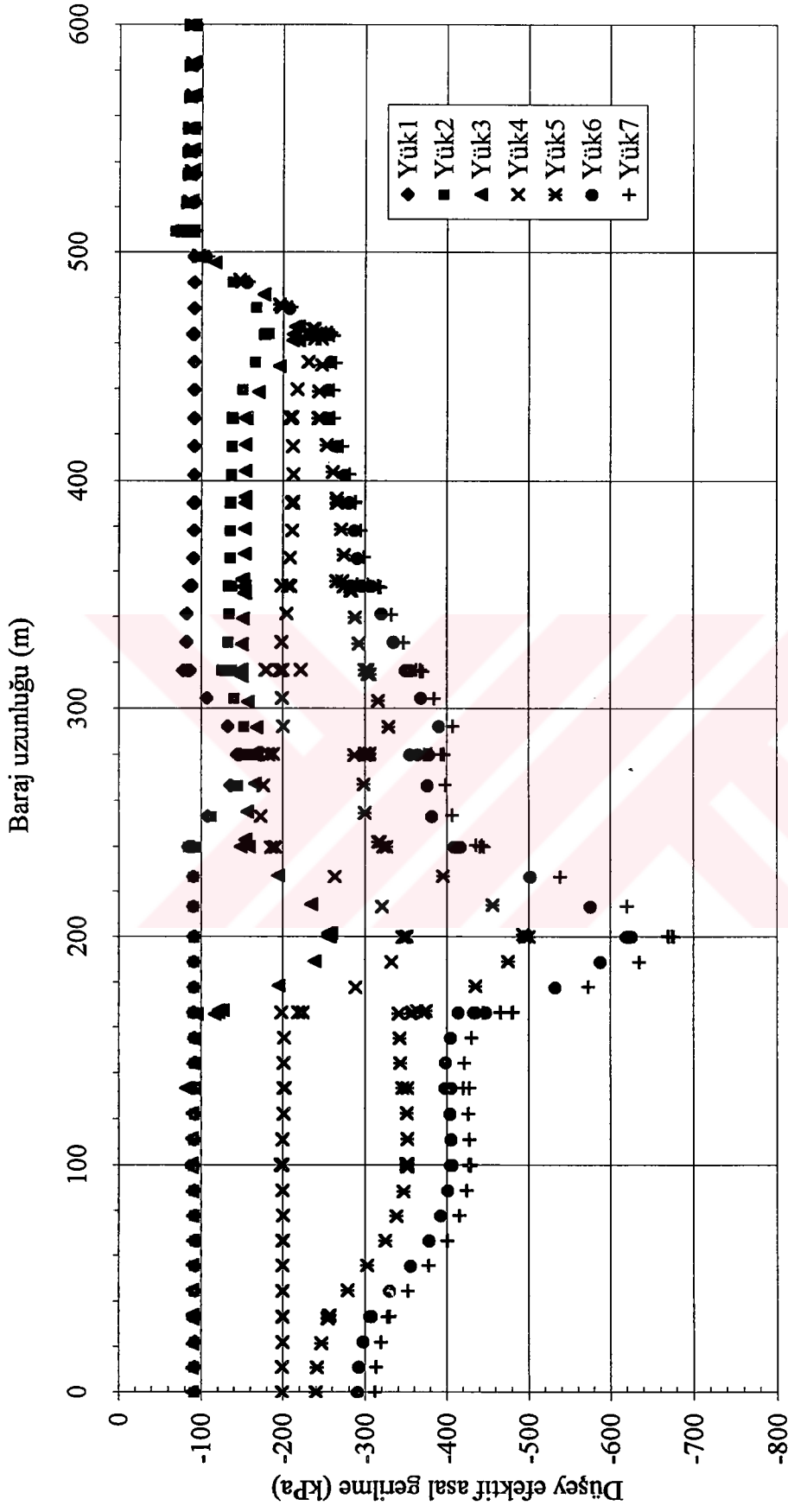
Şekil Ek-6.3b 11 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca yanal efektif asal gerilmeler



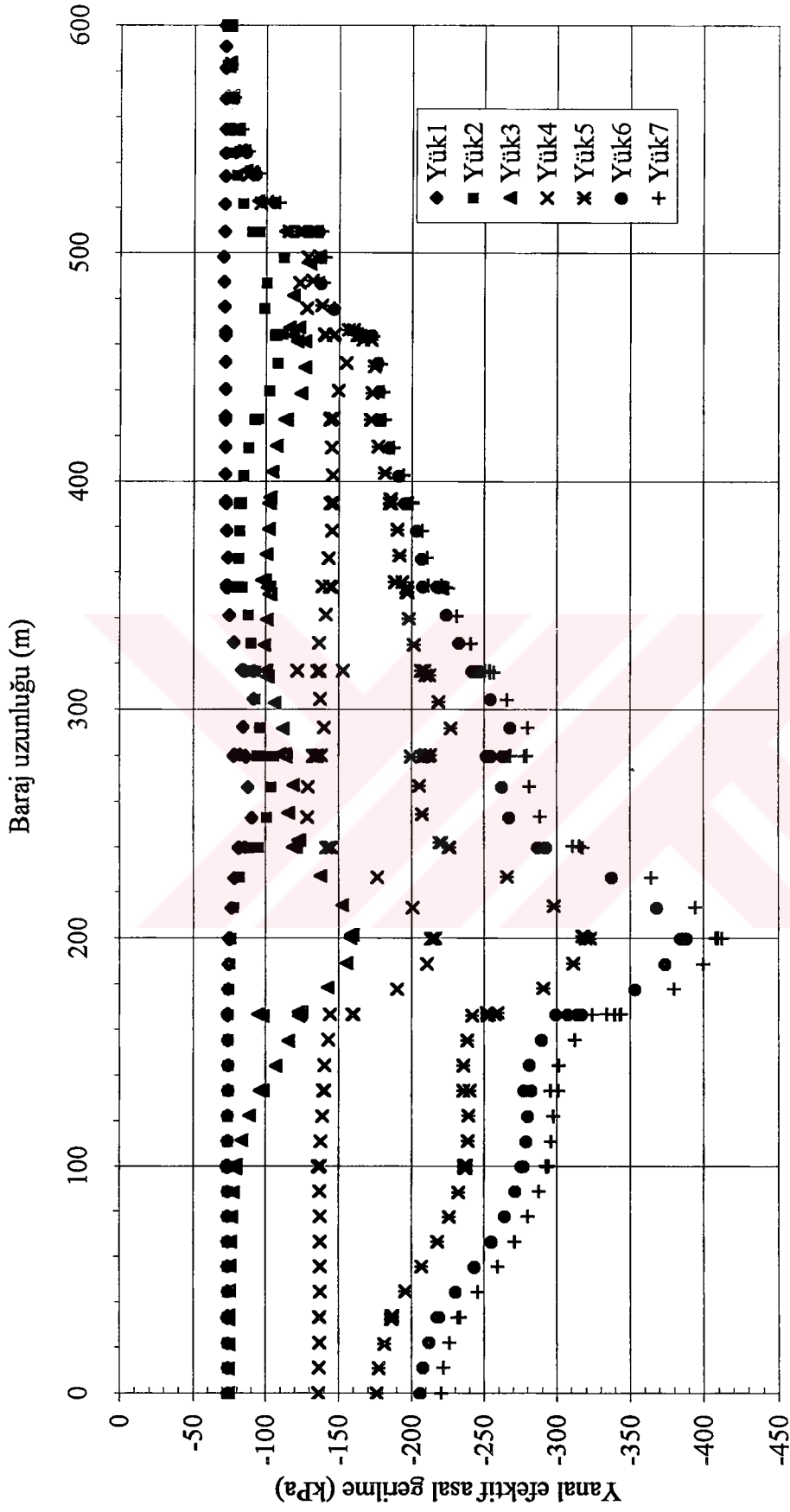
Şekil Ek-6.3c 11 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey yer değiştirmeler



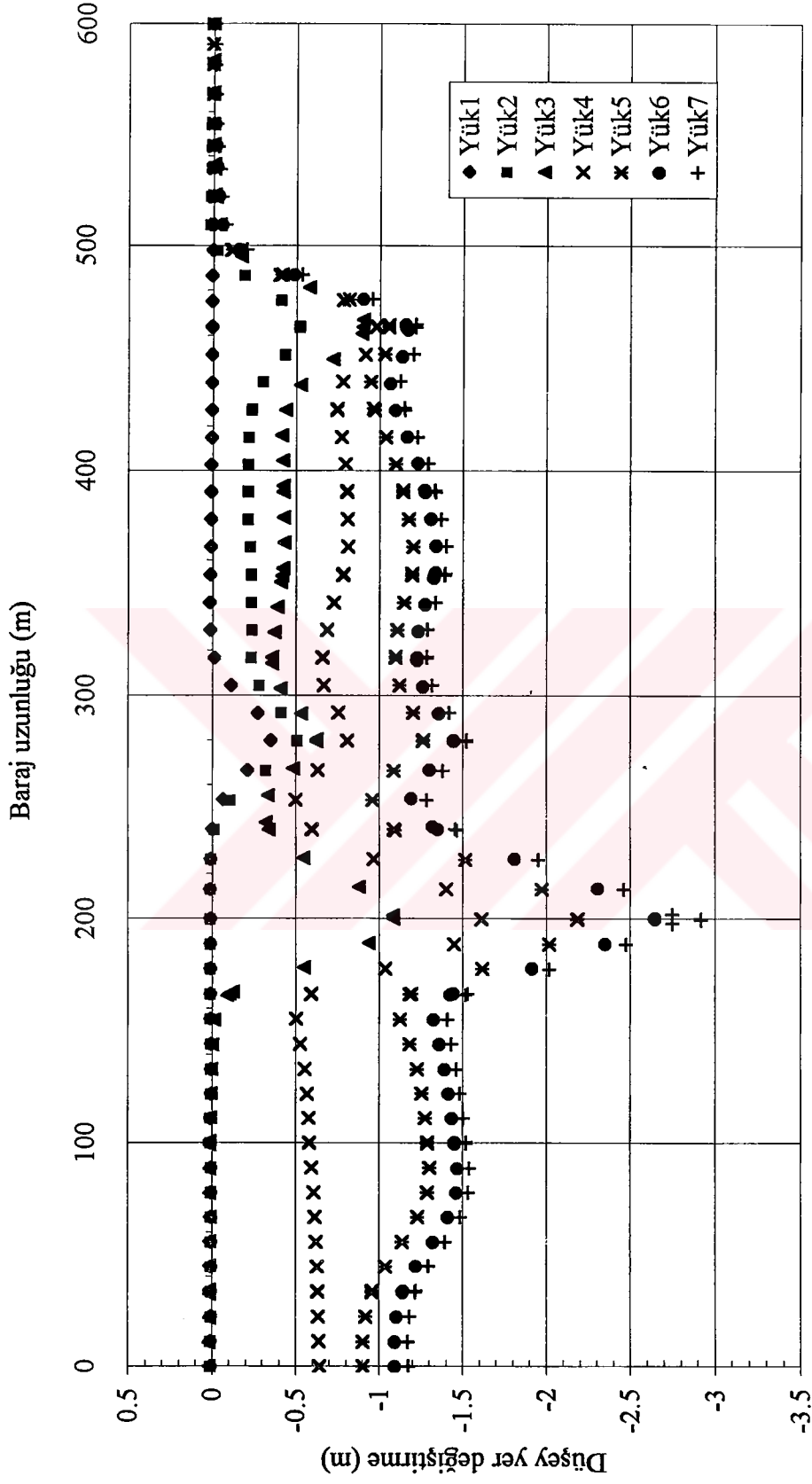
Şekil Ek-6.3d 11 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey birim deformasyonlar



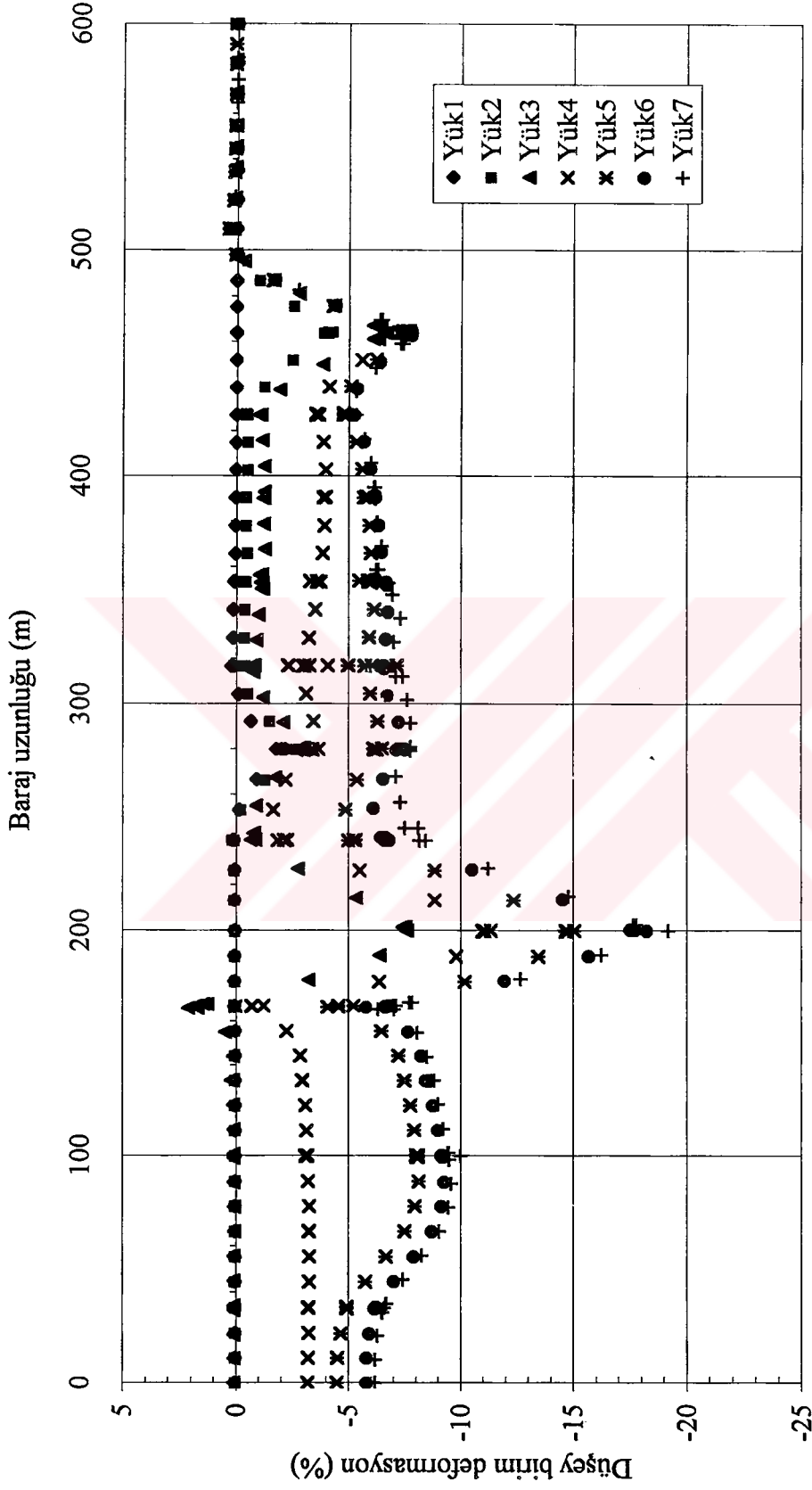
Şekil Ek-6.4a 22.5 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey efektif asal gerilmeler



Şekil Ek-6.4b 22.5 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca yanal efektif asal gerilmeler



Şekil Ek-6.4c 22.5 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düsey yer değıştirmeler



Şekil Ek-6.4d 22.5 m derinlikte Baraj uzunluğu boyunca düşey birim deformasyonlar

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi	04.09.1970	
Doğum yeri	Samsun	
Lise	1985-1988	Samsun Atakum İnşaat Teknik Lisesi
Lisans	1988-1992	Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü
Yüksek Lisans	1992-1995	Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı
Çalıştığı kurum	1993-Devam ediyor	Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümü Geoteknik Anabilim Dalı Araştırma Görevlisi