

57575

YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİNLERİN
KADEMELİ
YÜKLEME ALTINDA DAVRANIŞININ NÜMERİK
ANALİZİ

İnş. Müh. B.Banu MERCANGÖZ
F.B.E. İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında Hazırlanan
YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof.Dr. İ.Kutay ÖZAYDIN

İstanbul, 1996

57575

F
1

177

İÇİNDEKİLER

SEMBOL LİSTESİ	I.
ŞEKİLLER LİSTESİ	IV
TABLolar LİSTESİ	VIII
TEŞEKKÜR	IX
ÖZET	X
ABSTRACT	XI
BÖLÜM 1 GENEL GİRİŞ	1
BÖLÜM 2 DOLGU YÜKÜ ALTINDA YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN	
DAVRANIŞI	3
2.1 Giriş.....	3
2.2 Stabilite Analizleri.....	4
2.3 Deformasyon Analizleri.....	6
2.4 Dolgu Yüğü Altında Yumuşak Kohezyonlu Zemin Davranışının Kontrol Edilmesi.....	10
2.4.1. Ön Yükleme.....	11
2.4.2. Düşey Dren Kullanımı.....	11
2.4.3. Kademeli Dolgu İnşaatı.....	13
BÖLÜM 3 DOLGU YÜKÜ ALTINDAKİ YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN	
DAVRANIŞININ ANALİZİ	15
3.1 Giriş.....	15
3.2 Genel.....	15
3.3 Sonlu Elemanlar Yöntemi.....	16
3.4 Dolgu Yüğü Altındaki Yumuşak Kohezyonlu Zeminlerin Gerilme ve Deformasyon Analizi.....	26
3.5 Ansys 5.0A Programı.....	28

BÖLÜM 4 ALİBEY BARAJI	30
4.1 Giriş.....	30
4.2 Alibey Barajı.....	31
4.3 Alibey Barajı Menba Batardosu.....	45
4.4 Alibey Barajı Üzerinde Gerçekleştirilen Çalışmalar.....	47
BÖLÜM 5 ALİBEY BARAJI TEMEL ZEMİNİ GERİLME VE DEFORMASYON ANALİZİ	50
5.1 Giriş.....	50
5.2 Menba Batardosu Gerilme ve Deformasyon Analizi.....	53
5.3 Menba Batardosu Gerilme ve Deformasyon Analizi Sonuçları.....	56
5.4 Alibey Barajı Gerilme ve Deformasyon Analizi.....	74
5.5 Alibey Barajı Gerilme ve Deformasyon Analizi Sonuçları.....	79
BÖLÜM 6 GENEL SONUÇLAR VE ÖNERİLER	111
REFERANSLAR	113
ÖZGEÇMİŞ	

SEMBOL LİSTESİ

C_v	: düşey konsolidasyon katsayısı
C_{vr}	: yatay konsolidasyon katsayısı
c	: kohezyon
d_e	: kum dren efektif tesir çapı
E	: elastisite modülü
E'	: akma gerilmesinin aşıldığı ikinci lineer kısmın eğimini veren elastisite modülü
E_u	: drenajsız elastisite modülü
e	: eleman
$F(\{\sigma\}, \kappa)$: akma fonksiyonu
H_d	: drenaj mesafesi
i	: eleman no
K_o	: sukünetteki toprak basıncı katsayısı
k	: malzeme parametresi
m	: boyutsuz katsayı
n	: malzeme parametresi
n	: boyutsuz katsayı
OCR	: aşırı konsolidasyon oranı
PI	: plastisite indisi
p'	: konsolidasyon basıncı
r_w	: kum dren çapı
S_l	: yüzey
s_u	: drenajsız kayma mukavemeti
s_{ut}	: toplam drenajsız kayma mukavemeti
Δs_u	: drenajsız kayma mukavemeti artışı
T	: zaman faktörü
T_r	: radyal konsolidasyon için zaman faktörü
T_x, T_y, T_z	: yüzey kuvvetleri
t	: konsolidasyon için bekleme süresi

t_t	: konsolidasyon için toplam bekleme süresi
U_v	: düşey konsolidasyon için ortalama konsolidasyon yüzdesi
U_r	: radyal konsolidasyon için ortalama konsolidasyon yüzdesi
U_z	: konsolidasyon yüzdesi
U_{vr}	: düşey ve radyal konsolidasyon için ortalama konsolidasyon yüzdesi
u	: boşluk suyu basıncı
$u(z,t)$: t zamanında z derinliğinde kalan artık boşluk suyu basıncı
$u_o(z,t)$: t zamanında z derinliğinde başlangıç boşluk suyu basıncı
Δu_o	: başlangıç artık boşluk suyu basıncı artışı
Δu_{max}	: maksimum artık boşluk suyu basıncı artışı
V	: hacim
X,Y,Z	: kütle kuvvetleri
Z	: derinlik faktörü
z	: derinlik
$[B]$: deformasyon matrisi
$[C]$: bünye matrisi
$\{X\}$: bünye kuvvetleri vektörü
$[K]$: sistem rijitlik matrisi
$[k]$: eleman rijitlik matrisi
$[N]$: şekil fonksiyonları matrisi
$\{\sigma\}$: gerilme matrisi
$\{\epsilon\}$: şekil değiştirme vektörü
$\{Q\}$: sisteme ait yük vektörü
$\{Q_d\}$: düğüm yükleri vektörü
$\{q\}$: eleman deplasman vektörü
$\{T\}$: yüzey kuvvetleri vektörü
$\{u\}$: deplasman vektörü
α	: malzeme parametresi

$d\varepsilon$: plastik şekil değiştirme
ϕ	: içsel sürtünme açısı
γ_Λ	: efektif birim hacim ağırlık
κ	: pekleşme parametresi
$d\lambda$: oransal faktör
ν	: poisson oranı
π	: lineer elastik bir ortamın potansiyel enerjisi
σ_m	: gerilme invaryantı
σ_p	: atmosfer basıncı
σ_q	: gerilme invaryantı
σ_y	: akma gerilmesi
$\Delta\sigma_v$: düşey gerilme artışı
$\Delta\sigma_v'$: efektif düşey gerilme artışı
δq	: düğüm deplasman değişimi
θ	: açı

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 3.1.	Gerilme uzayında akma yüzeyi.....	23
Şekil 3.2.	Analizlerde dikkate alınan gerilme-şekil değiştirme eğrisi.....	25
Şekil 4.1.	Alibey barajı yerleşim planı.....	32
Şekil 4.2.	Alibey barajı kesiti	33
Şekil 4.3.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 1).....	35
Şekil 4.4.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 2).....	36
Şekil 4.5.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 3).....	37
Şekil 4.6.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 4).....	38
Şekil 4.7.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 5).....	39
Şekil 4.8.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 6).....	40
Şekil 4.9.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 7).....	41
Şekil 4.10.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 8).....	42
Şekil 4.11.	Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 9).....	43
Şekil 4.12.	Baraj temel zemininde düşey kum dren yerleşimi.....	44
Şekil 4.13.	Menba Batardosu tipik temel zemin profili.....	47
Şekil 5.1a.	Alibey barajı menba batardosu temel zemini analizlerinde kullanılan sonlu eleman modeli ve yükleme adımları.....	51
Şekil 5.1b.	Menba batardosu temel zemini analizlerinde simetrik yüklemeye altında incelenen kesitler.....	51
Şekil 5.2.	Alibey barajı menba batardosu temel zemini analizlerinde dikkate alınan idealize zemin profili.....	52
Şekil 5.3.	Konsolidasyon oranının derinlik faktörü (Z) ve zaman faktörü (T) ile değişimi	57
Şekil 5.4.	Batardo ekseni altında meydana gelen düşey gerilme artışlarının dolgu yükü ile değişimi	57
Şekil 5.5.	Menba batardosu temel zemininde ± 0 m kotunda yatay gerilme artışlarının dolgu yüküyle değişimi.....	61
Şekil 5.6.	Menba batardosu temel zemininde ± 0 m kotunda düşey gerilme artışlarının dolgu yüküyle değişimi.....	61

Şekil 5.7.	Menba batardosu temel zemininde +4.5 m kotunda yatay gerilme artışlarının dolgu yüküyle değişimi.....	62
Şekil 5.8.	Menba batardosu temel zemininde +4.5 m kotunda düşey gerilme artışlarının dolgu yükü ile değişimi.....	62
Şekil 5.9.	Menba batardosu temel zemininde ± 0 m kotunda düşey yerdeğiştirme davranışı.....	63
Şekil 5.10.	Menba batardosu temel zemininde +4.5m kotunda düşey yerdeğiştirme davranışı.....	63
Şekil 5.11.	Menba batardosu temel zemini A-A' kesitinde yatay yer değiştirme değişimi.....	64
Şekil 5.12.	Menba batardosu temel zemini B-B' kesitinde yatay yer değiştirme değişimi.....	64
Şekil 5.13.	Menba batardosu temel zemini C-C' kesitinde yatay yer değiştirme değişimi.....	65
Şekil 5.14.	Menba batardosu temel zemini D-D' kesitinde yatay yer değiştirme değişimi.....	65
Şekil 5.15.	Menba batardosu temel zemini E-E' kesitinde yatay yer değiştirme değişimi.....	66
Şekil 5.16a.	Menba batardosu eksen altında büyük asal gerilme değişimleri.....	67
Şekil 5.16b.	Menba batardosu eksen altında küçük asal gerilme değişimleri.....	67
Şekil 5.17a.	Menba batardosu temel zemininin maksimum dolgu yükü altında deformasyonu.....	68
Şekil 5.17b.	Menba batardosu temel zemininin maksimum dolgu yükü altında deplasman vektörleri.....	68
Şekil 5.17c.	Menba batardosu temel zemininin maksimum dolgu yükü altında gerilme vektörleri.....	69
Şekil 5.18.	Batardo ekseni altında düşey yerdeğiştirme davranışı.....	70
Şekil 5.19.	Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 1 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	71
Şekil 5.20.	Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 2 nolu yükleme	

	altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	71
Şekil 5.21.	İyileşmiş malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 2 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	71
Şekil 5.22.	Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 3 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	72
Şekil 5.23.	İyileşmiş malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 3 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	72
Şekil 5.24.	Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 4 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	72
Şekil 5.25.	İyileşmiş malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 4 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	73
Şekil 5.26.	Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 5 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	73
Şekil 5.27.	İyileşmiş malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 5 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri.....	73
Şekil 5.28.	Alibey barajı temel zemini analizlerinde kullanılan sonlu eleman modeli....	75
Şekil 5.29.	İdealize edilen temel zemininde kullanılan 36 değişik malzeme	76
Şekil 5.30a.	TT19 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri.....	102
Şekil 5.30b.	TT19 kesitinde yatay yer değiştirmeler.....	102
Şekil 5.31a.	B18 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri.....	103
Şekil 5.31b.	B18 kesitinde yatay yer değiştirmeler.....	103
Şekil 5.32a.	B23 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri.....	104
Şekil 5.32b.	B23 kesitinde yatay yer değiştirmeler.....	104
Şekil 5.33a.	B24 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri.....	105
Şekil 5.33b.	B24 kesitinde yatay yer değiştirmeler.....	105
Şekil 5.34a.	B19 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri.....	106
Şekil 5.34b.	B19 kesitinde yatay yer değiştirmeler.....	106
Şekil 5.35a.	B9 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri.....	107
Şekil 5.35b.	B9 kesitinde yatay yer değiştirmeler.....	107
Şekil 5.36a.	± 0 m kotunda büyük asal gerilme değişimleri	108

Şekil 5.36b. ± 0 m kotunda küçük asal gerilme değişimleri.....	108
Şekil 5.36c. ± 0 m kotunda düşey yer değiştirmeler.....	109
Şekil 5.37. Baraj gövde kesitinde düşey yer değiştirme davranışı.....	110



TABLolar LİSTESİ

Tablo 4.1.	Baraja ait karakteristik değerler.....	34
Tablo 4.2.	Kum drenlere ait özellikler	45
Tablo 5.1.	Alibey barajı menba batardosu temel zemini özellikleri.....	55
Tablo 5.2.	Menba batardosu temel zemini boşluk suyu basıncı hesapları.....	58
Tablo 5.3.	Menba batardosu temel zemini iyileştirme hesapları.....	59
Tablo 5.4.	Alibey barajı gerilme analizinde dikkate alınan tipik kesitler hakkında bilgi.....	74
Tablo 5.5.	TT19 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları.....	79
Tablo 5.6.	B18 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları.....	81
Tablo 5.7.	B23 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları.....	83
Tablo 5.8.	B24 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları.....	85
Tablo 5.9.	B19 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları.....	87
Tablo 5.10.	B9 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları.....	89
Tablo 5.11.	TT19 Kesitinde iyileştirme hesapları.....	91
Tablo 5.12.	B18 Kesitinde iyileştirme hesapları.....	92
Tablo 5.13.	B23 Kesitinde iyileştirme hesapları.....	93
Tablo 5.14.	B24 Kesitinde iyileştirme hesapları.....	94
Tablo 5.15.	B19 Kesitinde iyileştirme hesapları.....	95
Tablo 5.16.	B9 Kesitinde iyileştirme hesapları.....	96
Tablo 5.17.	Farklı derinliklerdeki kum bantlara ait zemin özellikleri.....	97
Tablo 5.18.	Alibey barajı gerilme analizinde değişik yük kademelerinde iyileştirilen elastisite modülü ve akma gerilmesi	99

TEŞEKKÜR

Yumuşak kohezyonlu zeminlerin kademeli yükleme altında davranışının nümerik olarak incelendiği bu çalışmada değerli görüşlerinden yararlandığım proje danışmanım Sayın Prof. Dr. İ. Kutay ÖZAYDIN'a, çalışmam sırasında her konuda yardımlarını aldığım Sayın.Dr Mehmet BERİLGİN'e, katkılarından dolayı University of Wisconsin'den Sayın Prof.Dr. Tuncer Edil'e, arkadaşım İnş. Müh. Saadet Arzu Koç'a, bu tez çalışması boyunca bana destek veren nişanlım Hakan GÖKSAL'a ve sevgili aileme sonsuz teşekkürler.

Bu çalışma DPT 95K120550 No'lu "Yumuşak Zeminlere Oturan Dolguların Davranışı" isimli araştırma projesi kapsamında gerçekleştirilmiştir.Bu projenin gerçekleşmesinde Devlet Su İşleri tarafından Alibey Barajı'nda gerçekleştirilen sondajların büyük katkısı olduğundan bu kuruluşa ve maddi katkılarından dolayı DPT'na teşekkürü bir borç bilirim.

ÖZET

Yumuşak zemin tabakaları üzerine inşa olunan toprak dolgular altında temel zemininde meydana gelecek toplam gerilme artışlarının, oturmaların tahmin edilmesi ve kontrol altında tutulabilmesi geoteknik mühendisliğinde karşılaşılan önemli sorunlardan birini oluşturmaktadır. Ancak yumuşak ve suya doymuş kohezyonlu bir zemin tabakası üzerine toprak dolgu yerleştirildiğinde, göçmeye karşı güvenliğin tahkik edilmesi için stabilite analizlerinin yapılmasına, zeminde meydana gelecek ani ve zamana bağlı düşey ve yatay yer değiştirmelerin hesaplanması için ise deformasyon analizlerinin yapılmasına ihtiyaç vardır. Sonlu eleman tekniğini kullanan bilgisayar programlarının geliştirilmesiyle, yumuşak zemin üzerine inşa edilen dolguların ve temellerinin gerilme ve deformasyon analizlerinin daha rasyonel olarak yapılması mümkün olmuştur. Bu sayede dolguda ve temel zemininde meydana gelen gerilmeler, yerdeğiştirmeler ve boşluk suyu basınçları hesaplanabilmekte, inşa süresince ve sonrasında zeminde meydana gelecek konsolidasyon ve artık boşluk suyu basınçları önceden tahmin edilebilmektedir.

İstanbul'da bulunan Alibey Barajı, sözü edilen yumuşak zemin tabakaları üzerine inşa edilmiş toprak dolgu baraj olup, 30 m'ye varan kalınlıkta yumuşak altüvyal kil tabakaları üzerinde yaklaşık 15 yıla yayılan kademeli dolgu yerleştirilmesi ile inşa edilmiştir. Temel zeminine önceden yerleştirilen arazi ölçüm aletleri ile temel zemininde oluşan boşluk suyu basıncı değişimleri ve zemin hareketleri gözlem altında tutulmuştur.

Bu çalışmada, Alibey Barajı temel zemininde, kademeli dolgu inşaatından kaynaklanan gerilme artışları ve yer değiştirmeler zemin davranışının elastik ve elasto-plastik bünye denklemleri ile tanımlanması ile hesaplanmıştır. Sonlu elemanlar yönteminin kullanıldığı analizlerde, temel zemininin kademeli yükleme altında konsolidasyonu sonucu zemin özelliklerinde meydana gelen iyileşme de dikkate alınmıştır. Öncelikle, inşaat programına uygun olarak, menba batardosu altında oluşan gerilme ve yer değiştirme dağılımları için elastik ve elasto-plastik analiz sonuçları karşılaştırılmış ve arazi davranışı ile uyumu sağlanmıştır. Bu şekilde doğrulanan zemin özellikleri kullanılarak ve kademeli dolgu inşaatına uygun olarak bütün baraj kesiti için temel zemininde oluşan gerilme ve yer değiştirmeler hesaplanmıştır. Analiz sonuçları, dolgu yükü altındaki yüksek sıkışabilirliğe sahip yumuşak zeminlerde, düşük yük kademelerinde bile plastik bölgelerin oluştuğunu, bu yüzden bu tip zeminlerde elasto-plastik analiz yapılmasının daha uygun olacağını göstermiştir. Ayrıca kademeli dolgu inşaatı sırasında yumuşak zeminde meydana gelen konsolidasyon sonucu malzeme parametrelerindeki iyileşmenin hesaplara yansıtılmasının gerekli olduğu ve bunun barajın güvenli bir şekilde inşaatı için uygulanan inşaat programının belirlenmesinde dikkate alınması gerektiği görülmüştür.

ABSTRACT

Concerning the embankments built on top of soft soil layers, prediction and keeping control of the stresses develop in the founding strata as well as its settlements are some of the important problems confronted in the geotechnical engineering. In cases, where, an embankment is placed on top of a soft and saturated cohesive soil, stability analyse would be required to be carried out to check the safety against an overall failure and deformation analyse would be necessary for the calculation of the immediate and long-term vertical and horizontal displacements. The progress achieved in computer programming using finite elements techniques has enabled a more rational approach to be adopted for carrying out stress and deformation analyse of the embankments and their foundation built on soft soil strata. By that means, the stresses, displacements and pore water pressures of the embankments and their foundation can be computed and consolidation and excess pore water pressures throughout the construction schedule and at later stages can be well predicted.

Alibey Dam, which is a reservoir built to supply clean-water for the Istanbul city, is one of the earth-fill dams constructed on above-mentioned soft soil layers. In order that an overall failure of approximately 30 m. thick dam foundation, which is comprised of soft alluvial settlements, could be avoided and its consolidation could be kept under control, the embankment was constructed in stages in about fifteen years of time. By means of the various in-situ measurement instruments located before the start of the embankment construction, the changes developed in the pore water pressure as well as the ground displacements were continuously monitored.

In this study, stress increases and immediate settlement of the founding strata of Alibey Dam, built in staged loading due to the unfavourable soil conditions, is aimed to be calculated. The finite element method is used in the calculations and the elasto-plastic behaviour of the founding strata as well as the improvements arising due to consolidation are taken into consideration. As a first step, which also complies with the construction method, the results of the elastic and elasto-plastic analyse carried out for the computation of stresses and deformations of the strata beneath the upstream cofferdam are compared and their compatibility with the behaviour monitored by field measurements are maintained. By that means, using these verified ground properties, the stresses and the displacements of founding strata for the various sections of whole dam staged loading are calculated. (i.e. the evaluations for the upstream cofferdam foundation is made first and in subsequence the evaluation for the dam foundation is carried out.) The results of the analyse have indicated that in the highly compressible soft soils under embankment loading, plastic regions develop even under low loading stages and thus it would be more appropriate to carry out elasto-plastic analyse under such soil conditions. In addition it is also found out that the improvement of the material properties due to the consolidation of the soft layer during the construction stages is necessary to be included in the calculations and that this would also be required to be considered in assessing the time schedule for the safe construction of the dam.

BÖLÜM 1

1. GENEL GİRİŞ

Ulaşım sistemleri, alt yapı yatırımları, toprak barajlar vb. inşaat projelerinde yumuşak zemin tabakaları üzerine toprak dolgu inşa edilmesi gereği uygulamada sıkça karşılaşılan problemlerden biridir. Böyle durumlarda , düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip temel zeminin taşıma gücünün aşılmaması ve oturmaların kabul edilebilir sınırlar altında tutulabilmesi için kademeli dolgu inşaatı veya ön yükleme gibi inşaat yöntemlerine başvurulmaktadır. Ancak yumuşak ve suya doymun kohezyonlu bir zemin tabakası üzerine toprak dolgu yerleştirildiğinde, göçmeye karşı güvenliğin tahkik edilmesi için stabilite analizlerinin yapılmasına, zeminde meydana gelecek ani ve zamana bağılı düşey ve yatay yer değiştirmelerin hesaplanması için ise deformasyon analizlerinin yapılmasına ihtiyaç vardır. Sonlu eleman tekniğini kullanan bilgisayar programlarının geliştirilmesiyle, yumuşak zemin üzerine inşa edilen dolguların ve temellerinin gerilme ve deformasyon analizlerinin daha rasyonel olarak yapılması mümkün olmuştur. Bu sayede dolguda ve temel zemininde meydana gelen gerilmeler, yerdeğiştirmeler ve boşluk suyu basınçları hesaplanabilmekte, inşa süresince ve sonrasında zeminde meydana gelecek konsolidasyon ve artık boşluk suyu basınçları önceden tahmin edilebilmektedir. Ayrıca nonlinear gerilme-şekil değiştirme davranışı, inşa süresince geometride meydana gelen değişmeler, sonlu eleman zemin modeline aktarılabilmektedir. Yine sonlu elemanlar yöntemiyle dolgu barajın kendi ağırlığından dolayı zemine gelecek yükler kademeli olarak aktarılabilmekte ve bu yüklemeler neticesinde zeminde ortaya çıkan lokal plastikleşme gözönüne alınabilmektedir.

İstanbul şehrinin su ihtiyacını karşılamak üzere inşa olunan Alibey Barajı, toprak dolgu baraj olup, sözü edilen yumuşak zemin tabakaları üzerinde inşa edilmiş yapılardan biridir. Yaklaşık 30 m kalınlığında yumuşak alüvyal çökellerden oluşan baraj temel zemininde göçme meydana gelmemesi ve oturmaların kontrol altında tutulabilmesi için baraj dolgusu kademeli bir şekilde yaklaşık 15 yılda inşa edilmiş ve baraj gövdesinin değişik

kesitlerinde ise konsolidasyonu hızlandırmak için farklı aralıklarda düşey kum drenler kullanılmıştır. Dolgu inşaatından önce yerleştirilen ölçüm aletleri sayesinde arazi boşluk suyu basıncı değişimleri ile zemin hareketleri gözlem altında tutulmuştur. İnşaatın tamamlanmasından sonrada devam eden ve yaklaşık 25 yıllık bir süreyi kapsayan arazi ölçümleriyle, barajın üzerine yerleştirildiği alüvyon zeminin uzun süreli davranışı hakkında çok değerli bilgiler toplanmıştır. Bu şekilde arazi enstrumantasyonuna sahip olması, inşa süresi ve sonrasında zemin hareketleri ile boşluk suyu basınçlarının gözlemlenmesi nedeniyle Alibey Barajı benzer yapılar arasında önemli bir yere sahip bulunmaktadır. Ayrıca ana dolgunun projelendirilmesinde inşaatı ilk olarak tamamlanan, arazi ölçüm aletleri ile gözlemlenen menba batardosu temel zemininin gösterdiği performans gözönünde tutulmuştur.

Bu çalışmada Alibey Barajı inşaatında olumsuz zemin koşulları sebebiyle gerçekleştirilen kademeli dolgu sonrasında temel zemininde meydana gelen gerilme artışları ile ani oturmaların hesaplanması amaçlanmıştır. Sonlu eleman tekniğini kullanan ANSYS adlı bir paket programın kullanıldığı hesaplarda, temel zemininin elasto-plastik malzeme davranışı yanında konsolidasyonu sonucu malzeme özelliklerinde meydana gelen iyileşme dikkate alınmıştır. Öncelikle, inşaat programına uygun olarak, menba batardosu altında oluşan gerilme ve şekil değiştirme dağılımları için elastik ve elasto-plastik analiz sonuçları karşılaştırılmış ve arazi davranışı ile uyumu sağlanmıştır. Bu şekilde doğrulanan zemin özelliklerini kullanarak bütün baraj kesiti için temel zemininde kademeli yüklemelerden dolayı meydana gelen gerilme ve yer değiştirmeler hesaplanmıştır. Bölüm 5’de Alibey Barajı Menba batardosu ve baraj temel zeminin gerilme ve deformasyon analizlerinde kullanılan hesap yöntemleri ve yapılan kabuller hakkında ayrıntılı bilgi verilmiş olup, sırasıyla batardo temel zemininde ve baraj temel zemininde dolgu yüksekliği ve temel drenaj koşulları açısından farklılıklar gösteren tipik kesitler üzerinde analiz sonuçları değerlendirilmiştir.

BÖLÜM 2

2. DOLGU YÜKÜ ALTINDA YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN DAVRANIŞI

2.1 GİRİŞ

Yumuşak killer yeryüzünde kalın tabakalar halinde çok geniş alanlar kapladığından, yumuşak killer üzerine inşa edilecek dolguların tasarım ve inşaatı geoteknik mühendisliğinin önemli problemlerinden birini oluşturmaktadır.

Ulaşım sistemleri, alt yapı yatırımları, atık depolama sahaları, toprak barajlar, deniz yapıları vb. inşaat projelerinde yumuşak zemin tabakası üzerine toprak dolgu inşa edilmesi gereği uygulamada sıkça karşılaşılan problemlerden biridir. Ancak yumuşak kohezyonlu zeminler düşük kayma mukavemeti ve yüksek sıkışabilirliğe sahip olduklarından, statik yükler altında sıkışma, Y.A.S.S.'deki azalma, erozyon nedeniyle zemin desteğinin azalması veya kaybolması (su önündeki temel sistemlerinde), bitişik zeminde kazı sonucu zemin desteğinin kaybolması (doğgun killerde), zemin içine çakılan kazıklarda aşağı çekme (negatif çevre sürtünmesi) gibi nedenlerden dolayı büyük deformasyonlara uğrarlar. Bu nedenle yumuşak kohezyonlu zeminler üzerine inşa edilecek dolguların tasarımında birincil önemdeki iki ölçüt, duraylılığın sağlanması (yumuşak zemin üzerine inşa edilecek toprak dolguların, temel zemininde kayma göçme riskini taşımayacak şekilde projelendirilmesi) ve temel zemininde çeşitli nedenlerden ötürü meydana gelen deformasyonların kabul edilebilir sınırlar içinde kalmasının sağlanmasıdır.

Bu bölümde yumuşak kohezyonlu zeminlerin ve yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilen dolguların stabilite ve deformasyon analizleri ile dolgu yükü altındaki yumuşak zeminin hareketlerini kontrol altında tutmak için uygulanan metodlar hakkında bilgi verilecektir.

2.2 STABİLİTE ANALİZLERİ

Yumuşak kohezyonlu zeminlerin stabilitesi, örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan deneyler sonucu bulunan drenajsız kayma mukavemetine, s_u , bağlı olarak toplam gerilme analizleriyle (kısa süreli,drenajsız), zeminin içsel sürtünme açısına ve kohezyonuna bağlı olarak da efektif gerilme analizleriyle (uzun süreli,drenajlı) belirlenebilmektedir.

Son 20 yıl boyunca yumuşak zemin davranışını belirlemek için yapılan birçok araştırma sonucunda, dolgu yükü altındaki yumuşak kohezyonlu zemin stabilitesini tam olarak çözebilecek temel bir yaklaşım elde edilememiştir. Bu yüzden geoteknik mühendislerince geliştirilen güvenilir ve basitleştirici çözümler önerilmektedir.

Yumuşak kohezyonlu zemin dayanımının önemli göstergesi olan drenajsız kayma mukavemetinin arazi veyn deneyleriyle belirlenen değeri, pratikte stabilite analizlerinde direkt olarak kullanılabilir. Ancak yumuşak zemin üzerindeki dolguların göçmesine karşı yapılan birçok stabilite analizi, arazi (in-situ) veyn deneyleriyle bulunan kayma mukavemetinin, her zaman arazideki gerçek kayma mukavemetine eşit olarak kabul edilemeyeceğini ortaya koymuştur. Analizler sonucu, veyn deneyleriyle bulunan mukavemetin, arazideki gerçek zemin mukavemetinden daha büyük olduğu, bunda da zeminin anizotropik yapısının, dolgu yükleme hızının artırılması halinde zeminde plastik bölgelerin oluşmasının ve kayma (göçme) düzleminin etkili olduğu görülmüştür (A.Cassagrande, 1960). Bu nedenle gerçek drenajsız kayma mukavemetine ulaşmak için, arazi (in-situ) veyn deneyleriyle ölçülen drenajsız kayma mukavemeti değerinin, plastisite indisine (Bjerrum,1972) veya likit limite (Pilot,1972) bağlı olan bir düzeltme faktörüyle çarpılması önerilmiştir. Daha sonra örselenmemiş numuneler üzerinde yapılan laboratuvar deneylerinden yumuşak zeminin mukavemetini belirlemek için yeni metodlar geliştirilmiştir. Bu metodlar La Rochelle vd. (1974) tarafından önerilen USALS (Undrained Strength at Large Strains) metodu ile Ladd ve Foott (1974) tarafından

bulunan SHANSEP (Stress History and Normalized Soils Engineering Parameters) metodudur. Trak vd. (1980) tarafından gerçekleştirilen diğer bir çalışma ise, dolgu altındaki yumuşak zeminin göçme anındaki dayanımının tahmininde bugüne kadar yapılan çalışmaların başını çeken ve zeminin drenajsız kayma mukavemetinin plastisite indisinden bağımsız olarak zeminin önkonsolidasyon basıncına bağlı olarak tahminine dayanan Bjerrum verilerinin kullanıldığı Mesri (1975) tarafından yapılan çalışmanın yorumuna dayanmaktadır. Bu çalışmada yumuşak kil yığınlarının drenajsız kayma mukavemetinin tahmininde kullanılan diğer metodların (Bjerrum tarafından önerilen metod, SHANSEP, USALS) $c_u = 0.22 \sigma_p'$ eşitliğindeki pratik sabit dayanım değerini kullandıkları saptanmıştır. Eşitlikteki σ_p' zeminin önkonsolidasyon basıncıdır.

Geçen 30 yıl içerisinde, yukarıda sözedilen çalışmaların ışığında yumuşak zemin üzerine inşa edilmiş toprak dolguların ve bu dolguların temelleri üzerinde yapılan stabilite analizlerinden elde olunan sonuçlar hakkında aşağıda bilgi verilmiştir.

Wilkes (1972) tarafından gerçekleştirilen çalışmada İngiltere'de Norfolk'ta organik, orta-plastik ve tabaka aralarında turba zemine rastlanan alüvyal kil üzerine inşa edilen ve 6.5 m dolgu yüksekliğinde göçen deneme dolgusu üzerinde stabilite analizi yapılmıştır. Dolgu göçtüğü sırada zeminin yarım metre oturduğu saptanmış olup, dolguda çatlaklar gözlenmiştir. Stabilite analizleri sonucu göçmenin bir dereceye kadar temel zemininde yer alan turba tabakanın kesme dayanımının yorumuna dayandığı saptanmıştır.

Portsmouth'da düşük plastisiteye sahip hassas kil üzerine inşa edilen deneme dolgusunun göçmeye karşı stabilitesi Ladd (1972) tarafından incelenmiştir. Zemine önceden yerleştirilen arazi ölçüm aletleri sayesinde dolgu göçmeden evvel zeminin 15 cm oturduğu ve zeminde çatlakların oluşmadığı saptanmıştır. Veyn deneylerinden elde edilen drenajsız kayma mukavemeti değerleri stabilite analizlerinde kullanılmış olup, güvenlik sayısı 0.9 olarak tesbit edilmiştir.

Parry ve Mc Lead (1967), Avustralya'da 15 m kalınlığındaki yumuşak plastik, organik kil üzerine inşa edilen sel dolgusu üzerine stabilite analizi gerçekleştirmiş ve göçmeye karşı güvenlik sayısının 1.6 alınarak dolgunun projelendirilmesini önermiştir.

Pilot (1982), yumuşak zemin üzerinde bulunan dört ayrı dolgunun stabilitesini zemindeki göçme süresince in-situ boşluk suyu basıncı ölçümlerini dikkate alan efektif gerilme analizini kullanarak incelemiştir. Bu çalışmada efektif gerilme analizlerinin, toplam gerilme analizlerine göre tatbik edilmesi daha zor olmasına, daha hassas deney yapılması gereği duyulmasına ve elde edilen verilerin daha kapsamlı yorumlanmasına ihtiyaç duyulmasına rağmen daha iyi sonuçlar verdiği görülmüştür. Bununla birlikte bu çalışma, efektif gerilme analizinin geçerli olduğunu, stabilitenin kontrolünün birincil öneme sahip olduğu durumlarda önemli avantajlar sağladığını teyit etmektedir. Ayrıca göçme anında, mevcut in-situ boşluk basınçlarını ve dolgunun nihai geometrisini dikkate alan efektif gerilme analizlerinin, düşük plastisiteli temel zemininde tatminkar sonuçlar verdiği görülmüştür.

2.3 DEFORMASYON ANALİZLERİ

Yumuşak zeminlerin üzerindeki dolguların tasarımında, stabilite gözetilmesi gereken ilk kriter ise de deformasyonların oluşum, yön, şekil ve miktarının tayin ve kontrol edilmesi hem stabilitenin kontrol ve korunması, hem de yapının servis yeterliliği bakımından aynı derecede öneme sahiptir. Aynı zamanda bu iki davranış biçimi birbirleriyle doğrudan ilişkilidir. Dolgu altındaki yumuşak temel zeminde oluşan deformasyonlar, oturmalar ve yanal deplasmanlar olarak iki tipte genelleştirilebilirler. Yüklenen zemin bünyesi içinde oluşan deformasyonların tip, yön, gidiş ve şiddetlerinin belirlenmesi, özellikle aşamalı inşa edilen dolguların inşaat programının belirlenmesi, stabilitenin kontrol edilmesi, drenajlı ve drenajsız davranış özelliklerinin tanımlanması bakımından önemli olmaktadır (Toğrol, vd., 1994).

Zemin laboratuvarlarında örselenmemiş zemin numuneleri üzerinde yapılan ödometre deneyleri sonucu elde edilen sıkışma eğrisinden toplam oturmalar tahmin edilebilmektedir. Ancak çoğu zaman zemin kütlelerinin heterojen olması ve drenaj sınır koşullarının tam olarak belirlenememesi durumunda, oturma-zaman eğrisinden bu tahminleri yapmak zorlaşmaktadır. Edinilen tecrübeler bu gibi durumlarda, gerek yatay yer değiştirmelerin gerekse aktif oturmaların yerinde ölçülmesiyle güvenli sonuçlara ulaşılabileceğini ve arazi gözlem sonuçlarının doğru yorumlanması ile dolgu inşaatının temel zemininde sebep olduğu etkileri tanımlama ve karşılaşılabilecek problemlere doğru çözüm getirebilme olanağı sağladığını göstermektedir. Ayrıca tahmin edilen oturmaların kabul edilebilir olması için komşu yapılardaki (köprü, bina, yol v.b.) farklı oturmaların, derin temellerde ise aşağı çekme (down drag) olayının önlenmesi gerekmektedir. Bu koşullar gözönünde tutularak zeminde meydana gelecek ani ve zamana bağlı düşey ve yatay hareketler deformasyon analizleriyle kontrol edilmelidir (Magnan, J., 1994).

Sonlu eleman tekniğini kullanan bilgisayar programlarının geliştirilmesiyle, yumuşak zemin üzerine inşa edilen dolguların ve temellerinin gerilme ve deformasyon analizlerinin daha rasyonel olarak yapılması mümkün olmuştur. Bu sayede dolguda ve temel zemininde meydana gelen gerilmeler, yerdeğiştirmeler ve boşluk suyu basınçları hesaplanabilmekte, inşa süresince ve sonrasında zeminde meydana gelecek konsolidasyon ve artık boşluk suyu basınçları önceden tahmin edilebilmektedir. Ayrıca nonlineer gerilme-şekil değiştirme davranışı, inşa süresince geometride meydana gelen değişimler gibi kompleks durumlar, sonlu eleman zemin modeline aktarılabilmektedir. Bugüne kadar sonlu elemanlar yöntemi ile gerçekleştirilen analizlerde, zeminin gerilme şekil değiştirme davranışları lineer elastik, multilineer elastik, hiperbolik ve elastoplastik olarak modellenilebilmektedir. Zeminin gerilme şekil değiştirme davranışını modelleyebilmek için kullanılan bu ilişkilerden herbirinin kendine özgü avantaj ve sınırlamaları vardır. Lineer elastik gerilme şekil değiştirme ilişkisinin en büyük avantajı uygulamada basit olmasıdır. Ancak sadece düşük gerilme seviyelerinde ve küçük şekil değiştirme durumlarında gerçek zemin davranışını iyi olarak modelleyebilmektedir. Clough ve Woodward (1967) tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada lineer elastik gerilme şekil değiştirme ilişkisi

kullanılarak sonlu eleman yöntemiyle dolguların gerilme ve deformasyon analizleri yapılmıştır. Multilineer gerilme şekil değiştirme ilişkisi kullanılarak zemin davranışı gerilme-şekil değiştirme eğrisine benzer olarak bir veya daha çok kırık doğruyla temsil edilebilmektedir. Düktil malzemelerde gerilme-şekil değiştirme davranışını doğru olarak modelleyebildiği gibi zeminde meydana gelen lokal göçmeler, sonlu eleman modelinde lokal göçmenin olduğu bölgeye rastlayan elemana çok düşük elastisite modülü atfetmek suretiyle gözönüne alınabilmektedir. Ancak özellikle zeminin gerilme-şekil değiştirme karakterlerinin her durum için ayrı olarak tahmin edilmesi gereği vardır. Shibata vd. (1976) tarafından gerçekleştirilen çalışmada yumuşak kil ve gevşek kum üzerinde bulunan deneme dolgusunda meydana gelen deformasyonlar, multilineer gerilme-şekil davranışı gözönüne alınarak, sonlu eleman metoduyla hesaplanıp arazi ölçüm değerleriyle karşılaştırılmıştır. Zeminlerde gerilme-şekil değiştirme davranışını modelleyebilmek için kullanılan diğer bir ilişki ise hiperbolik gerilme-şekil değiştirme ilişkisidir. Nonlineer davranışın modellenemediği bu ilişkide diğerlerinden farklı olarak elastisite modülüyle gerilme arasında bağlantı kuran sistematik bir metot kullanılmasına izin verilebilmektedir. Hiperbolik modelde gerilme ve elastisite modülü arasında ilişki kuran parametreler, fiziksel anlam taşımakta olup, bilinen laboratuvar deneyleriyle belirlenebilmektedirler. Palmerton (1972) tarafından gerçekleştirilen çalışmada bir toprak barajda meydana gelen deformasyonlar, hiperbolik modelin kullanıldığı, iki ve üç boyutlu sonlu eleman yöntemiyle hesaplanarak karşılaştırılmıştır. Elasto-plastik ve elasto-visko plastik gerilme şekil değiştirme ilişkileri ise zeminin göçmeden önce, göçme sırasında ve göçtükten sonraki davranışlarını gerçeğe yakın olarak modelleyebildiklerinden yaygın olarak kullanılırlar. En büyük dezavantajları ise diğer ilişkilere göre daha karmaşık olmalarıdır. Kohgo ve Yamashita (1988), tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada ise homojen bir dolgunun elasto-plastik sonlu eleman sonuçlarıyla, bilinen denge analizi sonuçları karşılaştırılmış ve sonuçların birbirleriyle uyumlu oldukları görülmüştür.

Son yıllarda gerek kıyı bölgelerde, gerekse kıyıdan uzak sığ kesimlerde deniz yatağındaki yumuşak zemin üzerine dolgu inşa edilerek yeni alan kazanılması uygulamaları yaygınlaşmış olup bu bölgelerde inşa edilecek dolguların altında bulunan kil temelin uzun

sürelî deformasyonları sonucu stabilite ve deformasyon sorunları ortaya çıkmaktadır. Bu yüzden yumuşak zemin üzerinde stabilite ve deformasyon analizleri yaparak meydana gelecek zararlı etkilerin önceden belirlenmesi ve buna bağılı olarak önlem anılması gereğı ortaya çıkmıştır. Kıyı bölgelerde yeni alan kazanmak amacıyla dolgu inşa edilmesi şeklindeki uygulamalara Japonya ve çevresindeki deniz aşırı ülkelerde sıkça rastlanmaktadır. Japonya'nın kıyı bölgelerindeki deniz yatağı üzerine dolgu inşa edilmesi suretiyle yeni alan kazanmak amacıyla geliştirilen projelerin bir kısmı tamamlanmış olup bir kısmının inşaatı halen devam etmektedir. Hong-Kong ve Singapur'da inşaatı halen süren dolgu alanları bulunmaktadır (Mesri,1991). Bugüne kadar bu tip alanlarda dolgu altındaki yumuşak temel zemininin davranışını belirlemek için çeşitli çalışmalar yapılmıştır.

Mimura vd. (1990) tarafından gerçekleştirilen çalışmada Japonya'da Koshien deniz yapısı temelinin dolgu yükü altındaki zamana bağılı davranışı ayrıntılı çalışmalarla tahmin edilmeye çalışılmıştır. Elasto-visko plastik sonlu elemanlar yönteminin kullanıldığı çalışmada temelin uzun süreli deformasyonları üzerinde önemli etkisi olan kil tabakalarının plastik akmasının tahminine ayrıca önem verilmiştir. Temel zeminine önceden yerleştirilen arazi ölçüm aletleri vasıtasıyla yumuşak zeminin artık boşluk suyu basıncı ve kil tabakaları ile zemin yüzünün toplam oturması ölçülmüştür. Daha sonra ölçülen değerlerle deformasyon analiziyle hesaplanan değerler karşılaştırılmış ve uyumlu oldukları görülmüştür. Sonuç olarak Koshien deniz yapısı temelinde yer alan kil tabakalarında çok büyük yanal deplasmanların oluşmayacağı ve uzun süreli yanal zemin hareketinin, bu yapı üzerine inşa edilecek herhangi bir yapıyı ve temelini olumsuz yönde etkilemeyeceğı anlaşılmıştır.

Marsland (1977) tarafından gerçekleştirilen diğeri bir çalışmada ise Londra'da yer alan Thames nehrinde, çok yumuşak alüvyon zemine sahip nehir yatağı üzerine inşa edilen deneme dolgusunun etkisindeki temel zemini davranışı incelenmiştir. Temel zemini yer yer organik kil,silt ve kum mercceklerinin bulunduğu, toplam kalınlığı 12 m olan yumuşak alüvyondan oluşmaktadır. Yapılan çalışmalar sonucu temel zemininde yer alan kum

merceklerin varlığının arazi veyn deneyleriyle belirlenen kil zemin mukavemetinin artmasına sebep olduğu anlaşılmıştır. Arazi ölçüm aletleri ile belirlenen yatay yer değiştirmelerin arazideki kritik durumun belirlenmesinde önemli rol oynadığı saptanmıştır.

Shorten (1994) tarafından Fiji'de yumuşak organik denizel silt zemin üzerine inşa edilen dolgunun performansı incelenmiştir. Yumuşak zemin üzerinde bulunan bu dolgunun davranışını belirlemek için, silt zemin Modifiye Cam-Clay gerilme-şekil değiştirme modelini kullanan sonlu eleman tekniğiyle analiz edilmiştir. Yapılan çalışmalar sonucu hızlı inşa süresince yumuşak silt zeminde artık boşluk suyu basınçlarının artmasıyla birlikte zeminin göçtüğü anlaşılmıştır. Oluşturulan modelde göçme yüzeyinin yeri tam olarak belirlenmesine rağmen uzun süreli oturmalar tam olarak tahmin edilememiş olup, bunun sebebinin krip etkilerinin gözönünde bulundurulmaması olduğu saptanmıştır.

2.4 DOLGU YÜKÜ ALTINDA YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN DAVRANIŞININ KONTROL EDİLMESİ

Zemin Mekaniğinde düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip yumuşak kohezyonlu zeminlerin, dolgu yükü altında meydana gelen hareketlerinin kontrol edilmesi ve olumsuz zemin koşullarının iyileştirilmesi önemli olmaktadır. Bugüne kadar dolgu barajların %40'ının yetersiz zemin koşullarından dolayı hasar gördüğü gözönüne alınırsa, yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilen dolguların ve temellerinin jeoteknik özelliklerinin belirlenmesinin ve gerekli iyileştirme çalışmalarının önemi anlaşılmaktadır. Bu nedenle yumuşak zeminlerin dolgu yükü altındaki hareketlerini kontrol altında tutmak için birçok metod geliştirilmiştir. Günümüzde bu metodlardan yaygın olarak kullanılanların başında ön yükleme ve düşey dren kullanımı gelmektedir. Ayrıca yumuşak killere üzerine oturtulan dolgular için kademeli yükleme yaparak zemindeki mukavemet artışından yararlanmak ve deformasyonları minimize etmek son yıllarda sıkça uygulanan bir metottur.

2.4.1. Ön yükleme

Yumuşak kil tabakalarının mukavemetini artırmak ve inşa olunacak yapı altında meydana gelecek oturmaları azaltmak için en yaygın olarak kullanılan yöntemlerden birini ön yükleme oluşturmaktadır. Bu yöntemde, esas yapının inşasından önce inşaat sahası geçici olarak bir toprak dolgu ile kaplanmakta ve temel zeminini oluşturan tabakaların, bu dolgu ağırlığı altında konsolide olması sağlanmaktadır. Uygulanan konsolidasyon basıncına bağlı olarak zeminin mukavemeti artmaktadır. Daha sonra bu dolgu kaldırılarak yerine yapı inşaa edilmekte, bu arada zemin önkonsolidasyona uğradığı için yapıdan aktarılan yükler altında meydana gelecek oturmalar da azalmış olmaktadır.

Ön yükleme genellikle yumuşak ve permeabilitesi düşük kil tabakaları üzerinde uygulandığı için, ön yükleme sırasında temel zemininde kayma göçmeleri meydana gelmemesine ve konsolidasyonun tamamlanabilmesi için de uzun bir süre beklenilmesine dikkat etmek gerekmektedir. Ön yükleme sırasında bekleme süresini azaltmak için zemin içine düşey kum drenaj kolonları veya bazı yapay drenaj levhaları yerleştirmek çok yararlı sonuçlar vermektedir. Bu durumda zemin içindeki su yalnız düşey yönde değil, yatay yöndede hareket edebildiği ve bu drenaj kanalları vasıtası ile zeminden dışarı çıkabildiği için tabakanın konsolidasyonu çok daha hızlı gerçekleşmektedir.

2.4.2. Düşey drenlerin kullanılması

Yumuşak zeminlerin konsolidasyonunu hızlandırmak amacıyla düşey drenlerin kullanılması günümüz uygulamalarının yaygın yöntemlerinden biridir. Permeabilitesi düşük ve dokusu tabii drenajı kolaylaştıracak süreksizlikleri içermeyen nispeten homojen, kalın kil tabakalarının, ön yükleme için bekleme zamanları, pratik sınırların dışında olmaktadır. Bu gibi durumlarda zeminin konsolidasyonunu hızlandırmak ve önyükleme bekleme zamanlarını azaltmak için düşey drenler kullanılmaktadır. Düşey drenler drenaj yolunu kısaltarak, zemindeki boşluk suyu basınçlarının hızla sönümlenmesini sağlamaktadırlar (Ergun, 1994).

Kum drenler genellikle 20-60 cm çaplı, 1.5-6 m aralıklı olarak teşkil edilmektedirler. Ayrıca düşey dren projelerinde oturma ve boşluk suyu ölçümlerinin yapılması, projenin sağlığı açısından önem taşımaktadır.

Düşey dren uygulamasının konsolide olacak tabaka kalınlığının 6.0 m 'den fazla, konsolidasyon katsayısının $0.001 \text{ cm}^2/\text{s}$ ' den küçük olduğu şartlarda etkili olacağı (Koerner, 1985) tarafından belirtilmektedir.

Çinicioğlu (1993) tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada toprak dolgu altındaki yumuşak zeminde düşey drenlerin konsolidasyona etkisi ve dolayısıyla stabiliteye katkısı araştırılmıştır. Sonlu elemanlar yönteminin kullanıldığı çalışmada, birim hücre analiz yöntemiyle düşey drenlerin konsolidasyona etkisi incelenmiştir. Elde edilen konsolidasyona ilişkin sonuçlar arazi gözlemleriyle karşılaştırılmış ve oturma zaman eğrilerinin birbirine benzer olduğu fakat hesaplanan oturmaların ölçülenlere göre daha az olduğu görülmüştür. Aradaki fark birim hücrenin dolgu ve temel zemini geometrisinin sınırlı bir bölümünü gözönüne alması ve bütünsel davranış esnasında oluşabilecek yatay deformasyonların oturmalara katkısının gözardı edilmesi şeklinde açıklanmıştır.

Ayrıca Indraratna, v.d. (1994) tarafından yapılan diğer bir çalışmada ise düşey bant drenlerle iyileştirilmiş yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilen dolgunun stabilite analizi yapılmıştır. Sonlu eleman yönteminin kullanıldığı analiz sonucunda düşey bant drenlerin kullanılmasının yararlı olduğu görülmüş ve drenlerin konsolidasyonu hızlandırması yanında zemindeki yatay deformasyonları engelleyip, göçme riskini azalttığı, dolayısıyla yüksek dolgu inşaatını kolaylaştırdığı saptanmıştır.

Japonya'nın kıyı bölgelerinde dolgu inşa edilmesi suretiyle oluşturulan yeni alanların temel zemininde oluşan oturmalar, Kıyama (1991) tarafından incelenmiş olup, dren kullanılan ve kullanılmayan kesimlerdeki oturmalar karşılaştırılmıştır. Temel zeminini oluşturan alüvyal kil tabakasında kum dren kullanılan kesitlerde oturma yaklaşık 13 yılda

4.8 m, dren kullanılmayan kesitlerde ise 15 yılda yaklaşık 1 m olarak ölçülmüş olup, kullanılan kum drenlerin konsolidasyon hızını etkilediği görülmüştür.

Japonya'da Koshien deniz yapısı temel zeminini oluşturan alüvyal kil çökellerin oturmasını kontrol etmek amacıyla, alüvyal kil tabakaları arasında yer alan sıkı kompaksiyon ile iyileştirilmiş kum tabakalarından yararlanılmıştır. Ek olarak ıslah edilen (doldurulan) alanlarda, drenaj ve konsolidasyonu hızlandırmak için kum drenler kullanılmıştır. Bu şekilde yumuşak alüvyal kil tabakanın deformasyon ve stabilite kontrolü için iyi sonuçlar elde edilmiştir (Mimura, vd.,1990).

2.4.3. Kademeli dolgu inşaatı

Bu yöntem düşük kayma mukavemeti ve yüksek sıkışabilirliğe sahip yumuşak kohezyonlu zeminlerin yük taşıma kapasitesini arttırmak ve meydana gelebilecek plastikleşme bölgeleriyle yanal deplasmanları minimize etmek amacıyla uygulanmaktadır. Yumuşak killerin yük taşıma kapasitesi ve mukavemeti, imalatı kademeler halinde yapmak ve aralarda konsolidasyon için beklemeye bırakmak suretiyle artırılabilir. Kademeli dolgu inşaatı sırasında kontrollü yük uygulamaları sayesinde yumuşak kohezyonlu zeminler üzerinde baraj, yol dolgusu gibi önemli mühendislik yapıları güvenli bir şekilde inşa edilebilmektedir.

Yumuşak ve doymuş zeminler üzerine dolgu inşaatı sırasında karşılaşılan stabilite sorunlarının temel kaynağı inşaat esnasında oluşan ilave boşluk suyu basınçlarıdır. Yüksek değerlere ulaşabilen ilave boşluk suyu basınçları, efektif gerilmeleri ve dolayısıyla mukavemeti azaltarak temel zemini içinde bölgesel kaymalara ve daha sonra top yekün göçmeye sebebiyet verebilmektedir. Bu durumun kontrol edilebilmesi için uygulanan kademeli yükleme yöntemi ile konsolidasyon devrelerinde ilave boşluk suyu basıncının sönümlenmesi ile ulaşılan zemin yoğunluğundaki ve dolayısıyla mukavemetindeki artıştan yararlanarak tek aşamada ulaşılabilecek olandan çok daha yüksek dolgular inşa edilebilmektedir (Çinicioğlu,1993).

Güler, vd. (1993) tarafından gerçekleştirilen çalışmada, dolgu barajların inşası safhalar halinde yapılarak, kontrollü yük uygulaması ile kohezyonlu yumuşak zeminin her yükleme aşamasında konsolidasyona bırakılarak zeminin mukavemetinin artması incelenmiştir. Sonlu elemanlar yönteminin kullanıldığı çalışmada, yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilecek dolgu baraj imalatının safhalar halinde yapılmasının yükleme ve su basıncı altındaki zeminin taşıma gücünü ve mukavemetini artırdığı gözlenmiştir.

Yumuşak zeminler üzerindeki dolgu barajların inşa safhalarında oluşacak deformasyon ve çökmelere karşı stabilite analizi sonlu elemanlar metodu ile hazırlanan nümerik modelle, deformasyonlar, gerilmeler ve çökmeler yönünden incelenebilmektedir. Dolgu barajların tasarım ve inşasında güvenli sonuçlar elde etmek gerekmektedir. Dolgu barajların içinde ve altındaki gerilmelerin hesaplanmasında en sağlıklı yöntem sonlu elemanlar yöntemidir. Bu yöntemle, dolgu barajın kendi ağırlığından dolayı zemine gelecek yükler kademeli olarak aktarılabilmekte ve bu yüklemeler neticesinde zeminde ortaya çıkan lokal plastikleşme göz önüne alınabilmektedir. Bununla birlikte sonlu eleman metodu, dolgu baraj altındaki boşluk suyu basıncı değişimlerini, düşey ve yatay yerdeğiştirmeleri ve inşaatın her safhasındaki oturmaları verebilmektedir.

Alibey Toprak Barajı temel zemini üzerinde gerçekleştirilen bu çalışmada dolgu baraj inşasının safhalar halinde kontrollü yük uygulanarak yapılması sırasında zeminde meydana gelen yatay ve düşey yerdeğiştirmeler ile gerilmeler sonlu eleman analizi kullanılarak elde olunmuştur.

BÖLÜM 3

3.DOLGU YÜKÜ ALTINDAKİ YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİN DAVRANIŞININ ANALİZİ

3.1 GİRİŞ

Bölüm 2’de yumuşak kohezyonlu zeminlerin ve yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilen dolguların gerilme ve deformasyon analizlerinde sonlu eleman tekniğinin yaygın olarak kullanıldığından bahsolunmuştu. Bu bölümde sonlu eleman yöntemi hakkında bilgi verilip, dolgu yükü altında yumuşak zemin davranışını belirlemek amacıyla, sonlu eleman yöntemi kullanılarak gerçekleştirilen çalışmalar ve elde edilen sonuçlar hakkında bilgi verilecektir.

3.2 GENEL

Jeolojik ortamların analizinde, ortamın kompleks oluşu ve davranışının çok çeşitli etkenlere bağlı olarak değişimi nedeni ile birçok durumda amprik bağıntılardan yararlanılmaktadır. Bu duruma özellikle nümerik yöntemlerin ve bilgisayarların gelişmediği , yaygınlaşmadığı dönemlerde raslanmaktadır. Geoteknik mühendisliğinin birçok uygulamasında geliştirilen bu bağıntıların kullanılması ile yapılan analizler genelde çok yaklaşık hatta elde olunan sonuçlar bazen gerçek değerden çok uzak olabilir. Bununla birlikte problemlerin analizinde aynı anda birçok karakteristik özellik gözönünde bulundurulamaz. Ele alınan her amprik bağıntı yeni kabulleri getirmekte bu durumda da problemin gerçek çözümünden uzaklaşmaktadır. Bu yüzden jeolojik ortamlar bir sürekli ortam gibi düşünülerek, çeşitli etkiler karşısında davranışını açıklamak için (yükleme, sızıntı, konsolidasyon v.b.) fiziksel bir temele dayanan teoriler ileri sürülmüştür. Bu konuda Terzaghi (1943) önderlik etmiştir ve geliştirdiği konsolidasyon teorisi geoteknik mühendisliğinde bu esasa dayanan önemli bir örnektir. Geliştirilen bu teoriler genelde

matematiksel olarak diferansiyel denklemlerden ibaret olup, kapalı çözümlere ulaşmak için bir takım basit 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 vermez. Bu nedenle geomekanik problemlerin analizinde yukarıda adı geçen faktörlerin bir çoğunu aynı anda gözönüne alabilen nümerik yöntemler geliştirilmiştir. Nümerik analiz yöntemlerinin gelişmesi ve birçok özelliği gözönüne alabilmesi bilgisayarların gelişmesine bağlı olmuştur. Geomekanik problemlerin çözümünde en çok kullanılan nümerik analiz yöntemlerinden biri sonlu elemanlar yöntemidir (Berilgen, 1996).

3.3 SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİ

Sonlu elemanlar yöntemi, nümerik yaklaşımların genel özelliklerinin çoğunu gözönüne almakla birlikte bilgisayar yazılımları için en uygun formülasyona sahiptir. Bunun nedeni, karmaşık sınır koşulları ve non-lineer malzeme davranışı, homojen olmayan malzemeler gibi zor ve karmaşık problemlerin çözümünde sistematik bir programlamaya müsaade etmesidir. Diğer yandan bu yöntem mühendisliğin çok geniş bir alanında (katı cisim mekaniği, termoelastisite, hidromekanik, elektrik v.b.) sınır değer problemlerine uygulanabilmektedir.

Sonlu elemanlar yöntemi; sürekli bir sistemi problemin karakterine uygun sonlu elemanlara ayırarak elde edilen elemanlar üzerinde iç ve dış kuvvetlerin enerjisinin minimizasyonu ve sonra bu elemanların birleştirilmesi tarzında bir uygulama getirmektedir. Bunun sonucu olarak mesnet şartları, sisteme ait özellikler dış yüklerin sürekli yada ani değişimleri kolayca gözönüne alınmaktadır. Dolayısıyla sonlu elemanlar yöntemi analitik metodlarla çözülemeyen karışık problemlere uygulanabilmektedir. Ayrıca yüzeysel sistemin tipik bölgelerinde eleman boyutları küçültülerek o bölgenin daha ayrıntılı incelenmesi mümkün olmaktadır. Diğer bir avantajda sınır şartlarının problemin

çözüm sırasına göre en son adımda hesaplara dahil edilmesidir. Böylelikle çeşitli sınır şartlarını probleme uygularken baştaki yoğun hesaplara girilmez.

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

- 1-Deplasman (yerdeğiştirme) Yöntemi
- 2-Denge Yöntemi (Equilibrium Method)
- 3-Karışık Yöntem (Mixed Method)'dir.

Bu yöntemlerden deplasman yönteminde esas bilinmeyen olarak deplasmanlar, denge yönteminde gerilmeler ve karışık yöntemde ise hem deplasmanlar hem de gerilmeler esas bilinmeyen olarak kabul edilmektedir. Bunlar tek boyutlu (çubuk elemanlar), iki boyutlu (düzlem elastisite problemleri) ve üç boyutlu (katı cisim mekaniği) problemlere uygulanmaktadır. Adı geçen yöntemlerden en yaygın olarak kullanılanı deplasman yöntemidir. Bunun nedeni genellikle daha az bilinmeyen ve band genişliğine sahip denklem takımları üretmesidir. Ancak gerilmelerin elde edilmesinde bu yöntem sonuca iyi yakınsamamaktadır ve eleman düğümlerinde gerilme bakımından süreklilik sağlanamamaktadır. Gerilmelerin yeteri hassasiyette hesaplanması deplasmanlar kadar önemli olan problemlerde karışık yöntemler tercih edilmelidir. Bu çalışmada kullanılan ANSYS 5.0A programında deplasman yöntemini kullanılmaktadır.

Sonlu elemanlar metodunun bir gerilme-şekil değiştirme probleminin çözümünde izlediği adımlar şöyle sıralanabilir;

- 1) Sonlu eleman konfügurasyonunun seçimi
- 2) Deplasman (Yaklaşım) fonksiyonunun seçimi
- 3) Bir sonraki adım için eleman düğüm noktalarında şekil değiştirme-deplasman ve gerilme-şekil değiştirme ilişkilerinin belirlenmesi
- 4) Deplasman Yönteminde minimum potansiyel enerji prensibi kullanılarak eleman rijitliğinin ve yüklerin formülasyonunun sağlanması
- 5) Eleman denklemlerinin birleştirilmesi ve geometrik sınır koşullarının probleme aktarılması

6) Bilinmeyenlerin çözümü

Sonlu elemanlar metodunda sistem sonlu sayıda elemana ayrılmaktadır. Bu elemanların şeklinin seçiminde etkili olan en önemli husus idealize ettiğimiz sürekli ortamın kaç boyutlu olarak alındığıdır. Örneğin tek boyutlu ortam seçildiğinde çubuk eleman, iki boyutlu olarak alındığında üçgen veya dörtgen eleman, üç boyutlu ortamlarda ise hexahedron elemanların kullanılması uygun olmaktadır. Diğer yanda eleman boyutları küçüldükçe problemin hata oranı azalmakta, fakat çözüm süresi uzamaktadır. Sistemi oluşturan elemanların herbirine sonlu eleman denir ve birleştikleri köşe noktaları da düğüm noktası olarak adlandırılır. Elemanların düğüm noktalarıyla birbirine bağlı olduğu farzedilir. Deplasman yönteminde de bu düğüm noktalarındaki deplasmanlar problemin bilinmeyen parametreleri olarak seçilir. Sonlu eleman yüzeyinin şekil değiştirmesi, düğüm noktalarının deplasman parametrelerine bağlı olarak ifade edilebilir.

Bu çalışmada Alibey barajının üzerine inşa edildiği yumuşak kohezyonlu zemin iki boyutlu olarak modele aktarıldığından elemanlar dörtgen eleman olarak alınmıştır.

Deplasman (Yaklaşım) fonksiyonları, rijit cisim hareketi ve sabit deformasyon şartını sağlayacak şekilde seçilmelidir. Deplasman fonksiyonları polinom veya trigonometrik fonksiyonlarla ifade edilebilmektedir. Genellikle sonlu eleman yönteminde matematiksel hesaplamalardaki kolaylık yüzünden polinomlar kullanılmaktadır.

Herhangi bir (e_j) elemanına ait ve bu elemanın sınırları üzerinde bir (i) noktasındaki deplasman vektörü $\{u\}$ olsun.

$$\{u\} = [N]\{q\} \quad (3.1)$$

Burada $\{q\}$ düğüm noktasındaki deplasman parametreleri, $[N]$ ise şekil fonksiyonlarını ihtiva eden matrisi göstermektedir. $[N]$ şekil fonksiyonları sonlu eleman tipine göre (çubuk, dörtgen, hexahedron, vb.) tayin edilmektedir. Bu fonksiyonlar sınır koşullarını

sağlayacak şekilde seçilmektedir. Diğer tarafta şekil değiştirme vektörü $\{\varepsilon\}$ olarak alınır;

$$\{\varepsilon\} = [B]\{q\} \quad (3.2)$$

elde edilmektedir. $[B]$ matrisi, deplasmanları şekil değiştirmelere dönüştüren deformasyon matrisidir. Problemden deplasman parametreleri bilinmeyen olarak hesaplanmaktadır.

Gerilme-deformasyon problemlerinin sonlu elemanlar metoduyla çözümü için gerilmenin birim şekil değiştirmeye bağlı olarak ifade edilmesi gerekmektedir. Burada lineer izotrop ve elastik bir ortam için gerilme şekil değiştirme ilişkisini açıklayan Hook Yasası kullanılarak gerilme ifadesi yazılabilir.

$$\{\sigma\} = [C]\{\varepsilon\} \quad (3.3)$$

$[C]$ elastisite sabitleri olan (E) ve (ν) 'nin kullanıldığı bir bünye matrisidir.

Minimum potansiyel enerji prensibi kullanılarak, her eleman için denge denklemi yazılabilir. Minimum potansiyel enerji prensibi, yüklü elastik cisimdeki potansiyel enerjinin, yerdeğiştirme sonucu oluşan iç enerjiyle dış yüklerin sebep olduğu potansiyel enerjinin toplamına eşit olduğu, cismin dengede olması durumunda enerjinin minimum olduğu şeklinde açıklanmaktadır.

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

$$\pi = \int_V \int \int dU(u, v, w) - \int_V \int \int (X_u + Y_v + Z_w) dV - \int_{S_1} \int (T_x u + T_y v + T_z w) dS_1 \quad (3.4)$$

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

$$dU = \frac{1}{2} \{\varepsilon\}^T \{\sigma\} dV \quad (3.5)$$

Bu eşitlikte $\{\varepsilon\}$ V hacmindeki cismin şekil değiştirme matrisi, $\{\sigma\}$ ise denklem (3.3) 'de gösterilen gerilme matrisidir. Bu ifade denklem (3.5)'de yerine yazılır ve π potansiyel enerji denkleminde tüm ortam için matris formunda ifade edilirse şu şekli alır.

$$\pi = \frac{1}{2} \int_V \int \int \int [\{\varepsilon\}^T [C] \{\varepsilon\} - 2\{u\}^T \{X\}] dV - \int_{S_1} \int \int \{u\} \{T\} dS_1 \quad (3.6)$$

Burada $\{u\}$, yüzeydeki yer değiştirme vektörü, $\{X\}$, bünye kuvvetleri vektörü ve $\{T\}$ yüzey kuvvetlerini göstermektedir. Bu ifade de $\{\varepsilon\}$ ve $\{u\}$ terimleri bilinmeyenlerdir. Daha önce belirtilen (3.1) ve (3.2) ifadeleri (3.6) 'de yerine konursa

$$\pi = \frac{1}{2} \int_V \int \int \int [\{q\}^T [B]^T [C] [B] \{q\} - 2\{q\}^T [N] \{X\}] dV - \int_{S_1} \int \int \{q\}^T [N] \{T\} dS_1 \quad (3.7)$$

halini almaktadır. Bu denklemi minimize edecek şekilde varyasyon prensibi uygulanırsa (3.7) denklemi

$$\{\delta q\}^T \left[\int_V \int \int [B]^T [C] [B] dV \{q\} - \int_V \int \int [N]^T \{X\} dV - \int_{S_1} \int \int [N]^T \{T\} dS_1 \right] = 0 \quad (3.8)$$

olarak elde olunur. Dügüm deplasmanlarının $\{\delta q\}$ değişimi keyfi olduğundan, parantez içindeki ifade sıfıra eşitlenebilir. Sonuç olarak (3.9)'daki eleman denge denklemi elde edilmektedir.

$$[k]\{q\} = \{Q_e\} \quad (3.9)$$

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

$$[k] = \iiint_V [B]^T [C] [B] dV \quad (3.10)$$

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

$$\{Q_e\} = \iiint_V [N]^T \{X\} dV + \iint_{S_1} [N]^T \{T\} dS_1 \quad (3.11)$$

şeklindedir. Burada çıkarılan bağıntılar tüm ortam için biraraya getirilirse

$$[K]\{q\} = \{Q\} \quad (3.12)$$

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

$$[K] = \sum_{e=1}^n [k] \quad (3.13)$$

$$\{Q\} = \sum_{e=1}^n \{Q_e\} \quad (3.14)$$

şeklindedir. Daha sonra buradan $\{q\}$ deplasman parametreleri hesaplanabilmektedir.

Non-linear Analiz

Sonlu elemanlar yöntemi katı cisim mekaniğinde ortamdaki non-linear malzeme davranışını ve sonlu şekil değiştirmelerin olduğu geometrik bakımdan non-linear problemleri dikkate alabilmektedir. Bu çalışmada malzeme non-linearitesi dikkate alınmıştır. Jeolojik ortamlar genellikle elasto-plastik malzeme davranışı göstermektedir. Bu yüzden jeolojik ortamı sonlu elemanlar yöntemi ile modellerken ortamın davranışını non-linear kabul etmek gerçeğe çok yakın çözümlerin elde edilmesini sağlamaktadır.

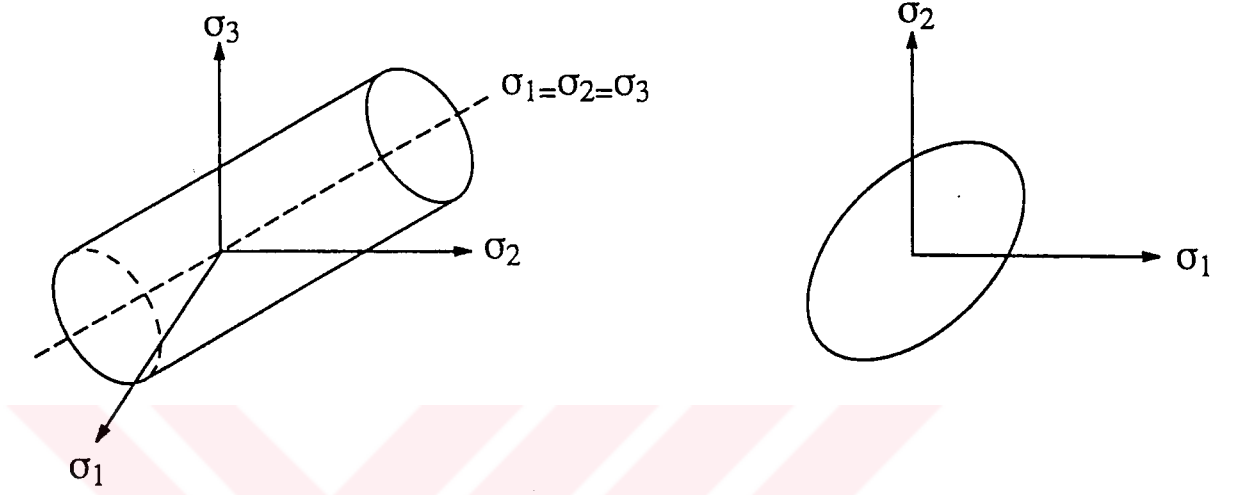
Sonlu elemanlar yönteminde non-linear problemler için nümerik hesap tekniklerinin kullanılmasına ihtiyaç vardır. Bunlar yük artımlarına karşı deformasyonların hesaplanmasına olanak veren yöntemlerdir. Bunlar genelde üç temel tekniğe dayanmaktadır: adımsal (incremental), iteratif (ardışık yaklaşım) veya Newton yöntemleri ve adımsal iteratif veya karışık yöntemlerdir. Alibey barajı altındaki yumuşak kohezyonlu zemin davranışının modellendiği bu çalışmada, elasto-plastik sonlu elemanlar analizinde iteratif incremental (ardışık adımsal) yöntemi kullanılmıştır. Bu yöntemde genel bir yükleme izine, başlangıç bir yükleme ve belli sayıda yükleme adımı ile ulaşılmaktadır. Arttırılan her yük adımında non-linearite bir iterasyon yöntemi ile dikkate alınmaktadır.

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

Elastik davranışın sona erdiği limit durum yukarıda adı geçen akma fonksiyonu tarafından belirlenmektedir. Bu limit durumda akma fonksiyonu

$$F(\{\sigma\}, \kappa) = 0 \quad (3.15)$$

şeklinde olmaktadır. Bu denklemde ($F < 0$) fonksiyonu elastik bölgeyi sınırlayan yüzeyi ifade etmekte, κ pekleşme parametresini göstermektedir. Şekil (3.1)'de gerilme uzayında akma yüzeyi görülmektedir.



Şekil 3.1. Gerilme uzayında akma yüzeyi

Gerilme şekil değiştirme davranışının elastik limiti söz edildiği üzere bir akma kriteri tarafından belirlenmektedir. Zemin mekaniği problemlerinin modellenmesinde kullanılan bir çok akma kriteri vardır. Bunlardan bazıları Mohr-Coulomb , Drucker-Prager , Tresca ve Von-Mises akma kriterleridir.

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

$$F = 2\sigma \cos \theta - k - \alpha \sigma_m = 0 \quad (3.16)$$

ile tanımlanmaktadır. σ_m gerilme invariantı olup, α ve k malzeme parametreleridir ve şu şekilde tanımlanmaktadır.

$$\alpha = \frac{2 \sin \phi}{(3 - \sin \phi)\sqrt{3}}, k = \left[\frac{6c \cos \phi}{(3 - \sin \phi)\sqrt{3}} \right] \quad (3.17)$$

Burada c , kohezyon, ϕ zeminin içsel sürtünme açısıdır. Von-Mises akma kriteri ise

$$F = \sigma_q - 2c \quad (3.18)$$

şeklindedir. σ_q , gerilme invariantıdır. Bu çalışmada kil tabakaları için Von-Mises, kum bantlar için ise Drucker ve Prager akma kriteri kullanılmıştır.

Çok eksenli gerilme durumlarında, her gerilme seviyesinde plastik şekil değiştirmelerin yönünün belirlenmesine ihtiyaç vardır. Bu durum akma kuralıyla gözönüne alınmaktadır.

Akma kuralı

$$\{d\varepsilon\} = d\lambda \frac{\delta F(\sigma)}{\delta \sigma} = d\lambda \{b\} \quad (3.19)$$

şeklindedir. Burada $d\lambda$ oransal bir faktörü, $d\varepsilon$ plastik şekil değiştirmeyi göstermektedir $\{b\}$ ise mevcut gerilme seviyesinde potansiyel akma yüzeyindeki normal vektörü tanımlamaktadır.

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

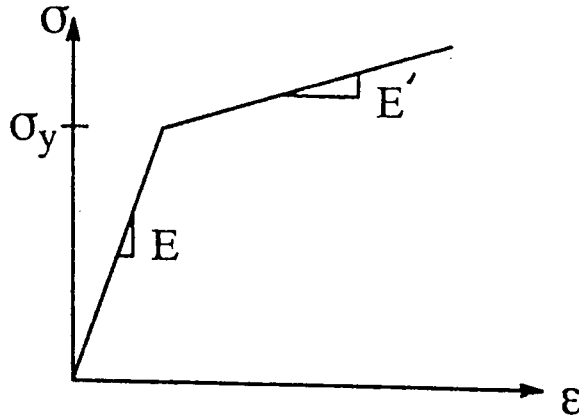
- i) izotrop pekleşme
- ii) kinematik pekleşme

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

Alibey Barajının ANSYS 5.0A programıyla yapılan sonlu elemanlar analizinde bilineer kinematik pekleşme yöntemi dikkate alınmıştır. Bu çalışmada gözönüne alınan gerilme-şekil değiştirme eğrisi şekil (3.2)'de görülmektedir. Bu şekilde görülen σ_y akma gerilmesi, E, (lineer kısmın eğimi) elastisite modülü, E' ise akma gerilmesinin aşıldığı ikinci kısmın eğimidir. Bu çalışmada E', Alibey toprak barajı menba batardosu oturma ve stabilite etüdünü gerçekleştiren Soydemir(1970)'in çalışmasına dayanarak (E/100) olarak alınmıştır. Von-Mises akma kriterinin kullanıldığı bu çalışmada σ_y , akma gerilmesi,

$$\sigma_y = \left[\frac{6c(\cos \phi)}{(3 - \sin \phi)\sqrt{3}} \right] \quad (3.20)$$

şeklinde hesaplanmıştır.



Şekil 3.2. Analizlerde dikkate alınan gerilme-şekil değiştirme eğrisi

3.4 DOLGU YÜKÜ ALTINDAKİ YUMUŞAK KOHEZYONLU ZEMİNLERİN SONLU ELEMANLAR YÖNTEMİYLE GERİLME VE DEFORMASYON ANALİZİ

Yumuşak kohezyonlu zeminlerin, dolgu yükleri altındaki davranışının incelenmesi Geoteknik Mühendisliği'nde önemli bir yer tutmaktadır. Yumuşak ve suya doygun bir kohezyonlu zemin tabakası üzerine toprak dolgu yerleştirildiğinde, göçmeye karşı güvenliğin tahkik edilmesi, zeminde meydana gelecek ani ve zamana bağlı düşey ve yatay yer değiştirmelerin hesaplanabilmesi, temel zemininde oluşacak gerilmelerin belirlenmesi için çoğunlukla sonlu eleman tekniğinden yararlanılmaktadır. Bugüne kadar birçok araştırmacı, yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilen toprak dolgu ve barajların gerilme analizi ve dolgu altındaki zeminde meydana gelen yatay ve düşey deformasyonların hesabı için sonlu eleman yöntemini kullanmıştır. Bu çalışmalardan bazıları ve elde edilen sonuçlar şöyledir;

Hoeg (1972) tarafından yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilen bir deneme dolgusunun iki boyutlu drenajsız analizi yapılmıştır. Von Mises ve Tresca akma kriterlerini kullanarak gerçekleştirilen elasto-plastik analiz sonucunda bulunan değerler arazi ölçüm değerlerinden daha az çıkmıştır.

Thamm (1979) tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada, Zienkiewicz (1977)'nin önerdiği elasto-visco-plastik bünye denklemleri kullanılmıştır. Yumuşak kil üzerindeki dolgu için gerçekleştirilen iki boyutlu, konsolidasyon analizi sonuçlarının arazi ölçüm sonuçlarıyla uyum içinde olduğu görülmüştür.

Bir başka çalışmada ise turba ve yumuşak kil üzerinde yer alan Makiezaats barajının iki boyutlu drenajsız analizi gerçekleştirilmiştir.(Termaat, v.d.,1985) Elasto-plastik bünye denklemlerinin kullanıldığı bu çalışmada sonlu eleman sonuçlarıyla arazi gözlemlerinin uyumlu olduğu görülmüştür.

Balasubramaniam, v.d. (1988) tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada, yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilen dolgunun iki boyutlu konsolidasyon analizinde Pender (1977)'nin önerdiği elasto-plastik bünye denklemlerinden yararlanılmıştır. Bu analiz sonucunda bulunan oturma değerleriyle arazideki oturma ölçümlerin birbirine çok yakın olduğu görülmüştür..

Yumuşak kil üzerindeki beş adet dolgunun iki boyutlu konsolidasyon analizinin gerçekleştirildiği bir çalışmada hesaplanan oturma değerleriyle ölçümlerin uyumlu olduğu ancak dolgu altındaki zemin için hesaplanan yatay deformasyonlarla, ölçülen deformasyonların uyumlu olmadığı gözlenmiştir (Ohta,1991).

Yumuşak suya doygun kohezyonlu zemin üzerindeki dar vadilere oturan dolguların incelendiği bir başka çalışmada ise iki boyutlu konsolidasyon analizi yapılmıştır. (Kobayashi,1991) Hesaplanan oturma değerlerinin, arazi ölçümleriyle uyumlu olduğu görülmüştür. Diğer yanda dolgu altındaki yumuşak zeminde kullanılan kum drenlerin konsolidasyonu hızlandırdığı belirlenmiştir.

Ali ve Hashim (1991) tarafından gerçekleştirilen çalışmada ise yine yumuşak kil üzerine inşa edilen toprak dolgunun iki boyutlu coupled konsolidasyon analizi sonucunda hesaplanan boşluk suyu basıncı, oturma ve yatay deformasyon değerlerinin arazi ölçümleriyle benzer olduğu görülmüştür.

Diğer yanda Indraratna, v.d. (1994) tarafından yapılan bir çalışmada Malezya'daki düşey bant drenlerle iyileştirilmiş yumuşak kohezyonlu zemin üzerine inşa edilen bir dolgunun gerilme ve deformasyon analizi yapılmıştır. Boşluk suyu basınçları, yatay ve düşey deplasmanların hesaplanabilmesi için konsolidasyon analizinin uygulandığı çalışmada düşey band drenlerin kullanılmasının yararlı olduğu görülmüş ve drenlerin konsolidasyonu hızlandırması yanında zemindeki yatay deformasyonları engelleyip, göçme riskini azalttığı anlaşılmıştır. Ayrıca düşey bant drenlerin varlığının yüksek dolgu inşaatını kolaylaştırıldığı saptanmıştır.

3.5 ANSYS 5.0A PROGRAMI

Bu çalışmada toprak dolgu baraj (Alibey barajı) altındaki yumuşak kohezyonlu zemin davranışını incelemek için ANSYS 5.0A adında profesyonel amaçlar için Swanson Analysis Systems tarafından geliştirilen bir sonlu eleman programı kullanılmıştır. Statik ve dinamik yükler altında elastik ve elasto-plastik analizler yapılmasına imkan tanıyan bu program kendi içinde üç ana programa dayanarak çalışmaktadır.

Birincisi grafik bilgi girişine olanak tanıyan ön-işlem (pre-processor) programıdır. Bu kısımda model geometrisi, eleman tipi ve boyutları, malzeme özellikleri belirlenerek, model sonlu sayıda elemanlara bölünmektedir.

İkincisi çözüm programıdır. Burada analiz tipi (statik, modal, harmonik, magnetik, elektrik v.d), yükler, yükleme adımları, sınır koşulları tanımlanılarak çözüm yapılmaktadır. Bu çalışmada kullanılan analiz tipi statik analizdir. Statik analiz, atalet etkilerinin ihmal edildiği bir yapıda, dış yük etkisi altında meydana gelen gerilme, deformasyon ve şekil değiştirmeleri belirlemektedir. Ayrıca statik analiz değişik sınır koşullarına ve malzeme özelliklerine sahip kademeli yükleme adımlarının kullanılmasına olanak vermektedir.

Çözüm yapıldıktan sonra sonuçların gözden geçirilmesi amacıyla son-işlem (post-processor) programına başvurulmaktadır. Son-işlem programında kendi içinde iki ana gruba ayrılmaktadır;

-Genel Son-işlem programı (General Post-processor (POST1))

-Zamana bağlı Son-işlem programı (Time-history Post-processor (POST26))

Genel Son-işlem programı, belli bir zamanda veya yükleme adımındaki analiz sonuçlarını bütün model için sergileyebilmektedir. Örneğin incelenen model için gerilme ve deplasman vektörleri, deformasyona uğramış model şekilleri bu program kullanılarak elde edilmektedir. Zamana bağlı Son-işlem programı, seçilen belli bir eleman veya düğüm noktasındaki sonuçları tüm yükleme adımları için gösterebilmektedir. Ayrıca adı geçen her iki son-işlem programı da sonuçların grafik olarak gösterilmesine olanak vermektedir.

ANSYS programı gerilme-deformasyon analizi yapmak için geliştirilmiş olup, zeminin konsolidasyon davranışını modellemek için uygun değildir. Bu çalışmada, Alibey Barajı temel zeminin kademeli yükleme altında konsolidasyonu klasik analiz yöntemleri kullanılarak incelenmiş ve her yükleme kademesi sonunda konsolidasyon sonucu meydana gelen malzeme özelliklerindeki iyileşme dikkate alınmıştır.



BÖLÜM 4

4. ALİBEY BARAJI

4.1 GİRİŞ

1950'li yıllarda İstanbul'un hızla artan nüfusu ve gelişen sanayisi için gerekli olan içme suyu ve endüstri suyu temini büyük önem kazanmıştır. Bu problemin çözümü için çalışmalar 1960 yılından itibaren yoğunlaşmış, bölgede mevcut su kaynaklarının potansiyel ve kalitesi ile bunlardan faydalanma şekli, sırasını ve yapılması gerekli mühendislik yapılarını tespit eden sürekli ve birbirini tamamlayıcı nitelikte çalışmalar gerçekleştirilmiştir. Yapılan çalışmalar sonucu 1968 yılında Alibey deresi üzerinde Alibey gölünü yaratacak bir toprak baraj inşa edilmeye başlanmıştır. 15 yıla yaklaşan bir inşaat programıyla imal edilen toprak baraj geniş bir vadiyi kapsamaktadır. 30 metre kadar derinliğe varan vadi tabanında yer yer kum cepleri içeren orta katı plastik bir kil tabakası (alüvyon) yer almaktadır. Bu kil tabakası derinleştikçe kum muhtevası ve katılık derecesi artmaktadır. Vadi ortasında 30 metre kadar derinlikte rastlanan ve 'kaya' diye adlandırılan taban, şist ve kum taşı formasyonundan oluşmaktadır.

Yukarıda adı geçen killi temel zemini yüksek sıkışabilirliğe sahip olduğundan, 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 mevcut kil tabakası üzerine kademeli olarak inşası, bu tabakanın kazılarak kaya taban üzerine inşaa metoduna kıyaslanarak değerlendirilmiş ve birinci yolun ikincisine nazaran daha ekonomik ve süratli olduğu sonucuna varılmıştır.

İnşası ilk olarak tamamlanan kısım menba batardosudur. Batardo zemini arazi ölçüm aletleri ile gözlem altında tutulmuş, batardonun inşa safhası ve bitimini müteakip kısa süre zarfında, zeminin gösterdiği performans ana dolgunun projelendirilmesinde gözönünde bulundurulmuştur.

Bu bölümde Alibey barajı temel zeminin özellikleri, barajın geometrisi ve inşaat programı, Alibey barajı menba batardosunun davranışı ile daha önce baraj üzerinde yapılan çalışmalar hakkında bilgi verilecektir.

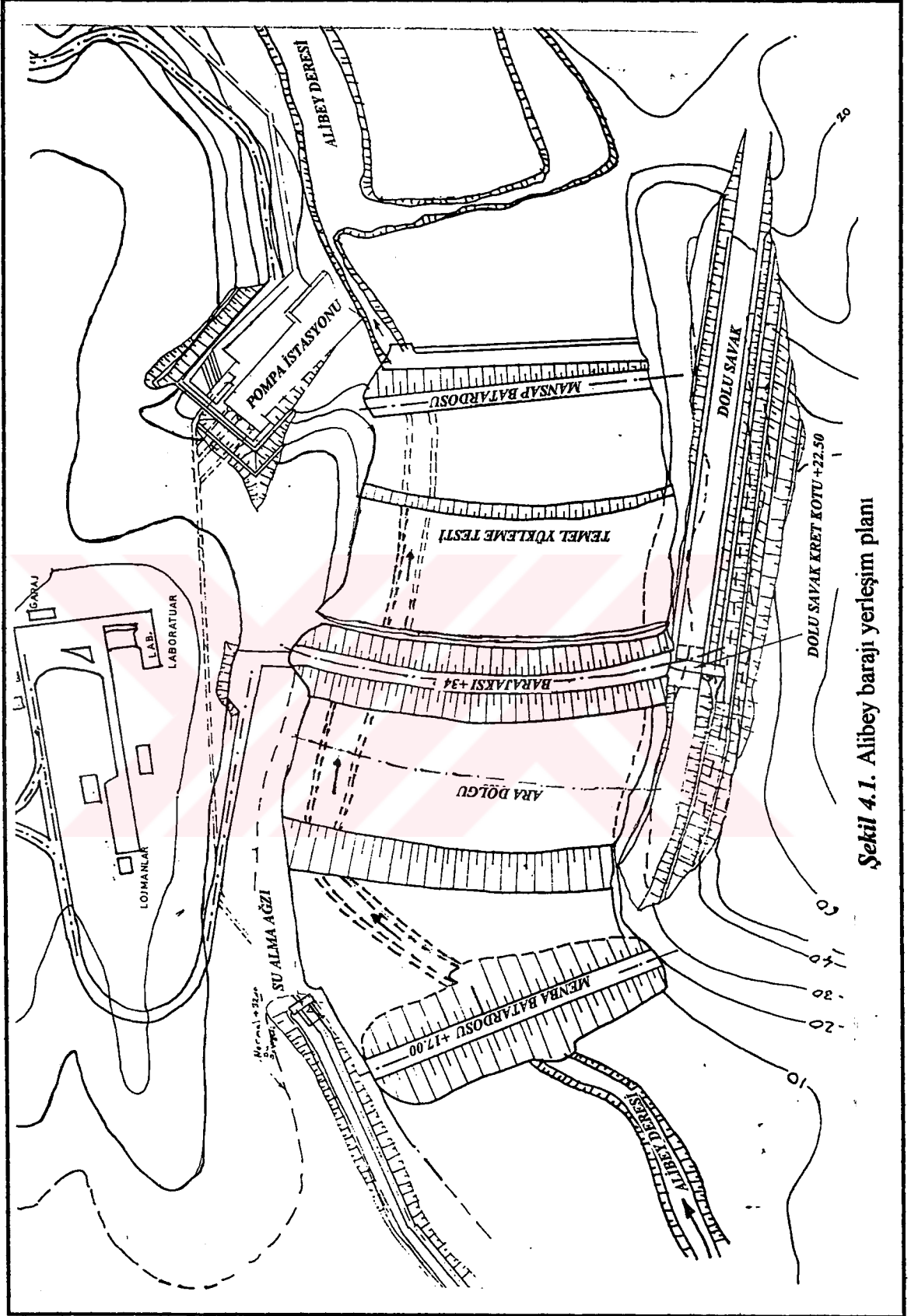
4.2 ALİBEY BARAJI

Alibey barajı yerleşim planı ve geometrisi

İstanbul şehrinin su ihtiyacını karşılamak üzere Alibey deresi üzerine inşa edilen Alibey barajı, Avrupa yakasında Taşköprü mevkiinde bulunmaktadır. Şekil 4.1'de planı, Şekil 4.2'de kesiti görülen 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 barajı gövdesi çekirdeği kil olmakla beraber üzerinde çakıllı ve kumlu filtre malzemeleri ve en üstte kaya dolgudan oluşmaktadır. Mansap batardosunda kazı malzemesi kullanılmış olup, batardolar ile baraj gövdesi arasında kalan kısım kumlu kil malzemesi ile inşa olunmuştur. Baraja ait diğer karakteristik özellikler Tablo 4.1'de verilmiştir.

Arazi ölçüm aletleri

Kademeli dolgu inşaatını planlayabilmek için baraj temel zemininde zamanın en gelişmiş ölçüm aletlerinden yararlanılmıştır. Meydana gelecek oturmaları, boşluk suyu basıncı artışlarını ve yatay yerdeğiştirmeleri sürekli izlemek ve kontrol altında tutmak amacı ile temel zemini içerisine çok sayıda oturma plakası, piezometre ve inklinometre, ayrıca baraj ve çevresine jeodezik ölçüm blokları ve sismograflar yerleştirilmiştir. İnşaatından tamamlanmasından sonrada devam eden ve yaklaşık 25 yıllık bir süreyi kapsayan arazi ölçümleriyle, barajın üzerine yerleştirildiği alüvyon zeminin uzun süreli davranışı hakkında çok değerli bilgiler toplanmıştır. Öntuna (1976) tarafından gerçekleştirilen bir çalışmada Alibey barajına ait iki deneme dolgusu temel zemini için yapılan arazi veyn deneyleri, ödometre ve üç eksenli basınç deneylerinden elde edilen sonuçlara dayanılarak konsolidasyon hesabı yapılp, arazi ölçüm değerleriyle karşılaştırılmıştır.



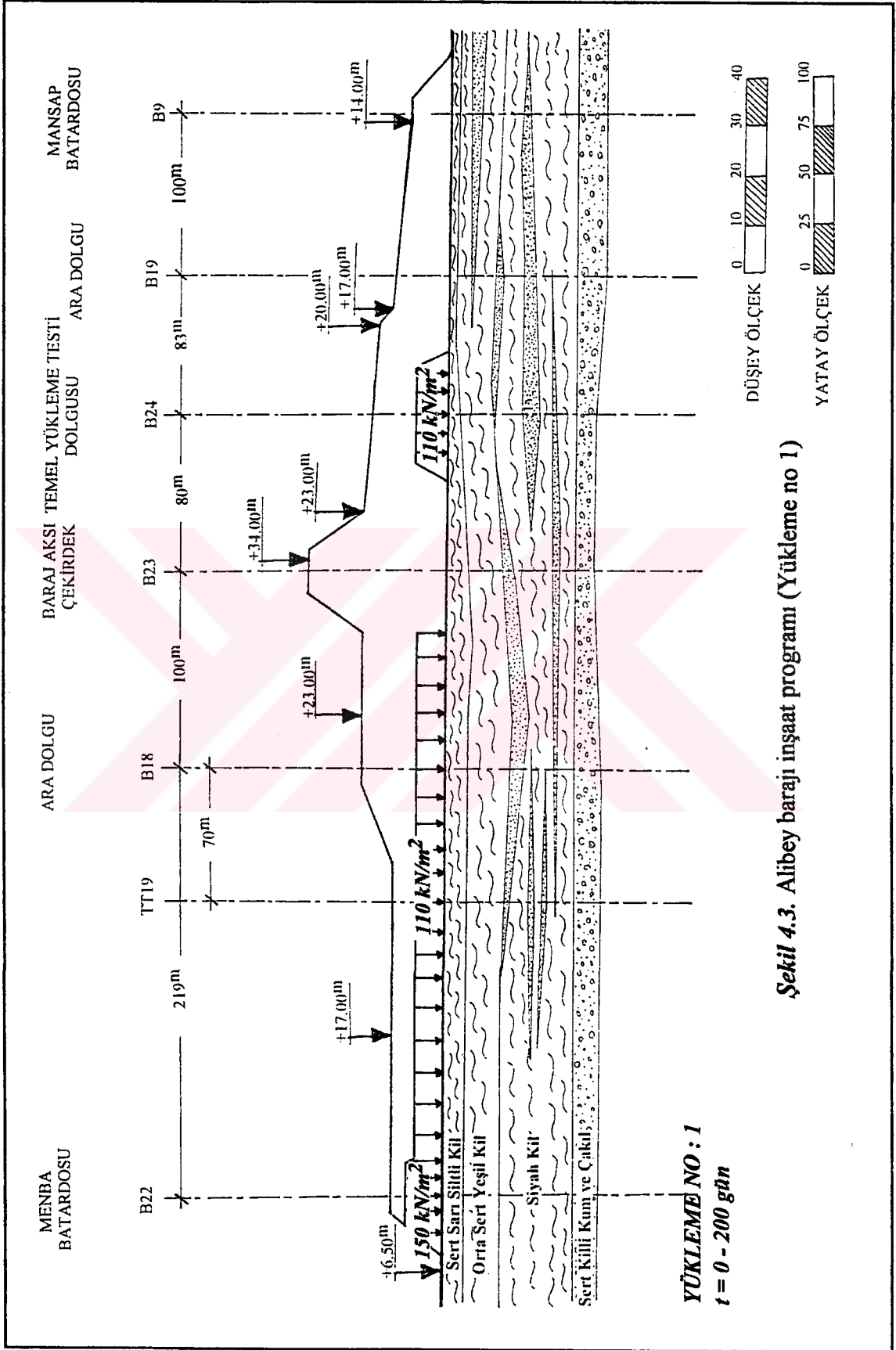
Şekil 4.1. Alibey barajı yerleşim planı

Tablo 4.1 Baraja ait karakteristik değerler

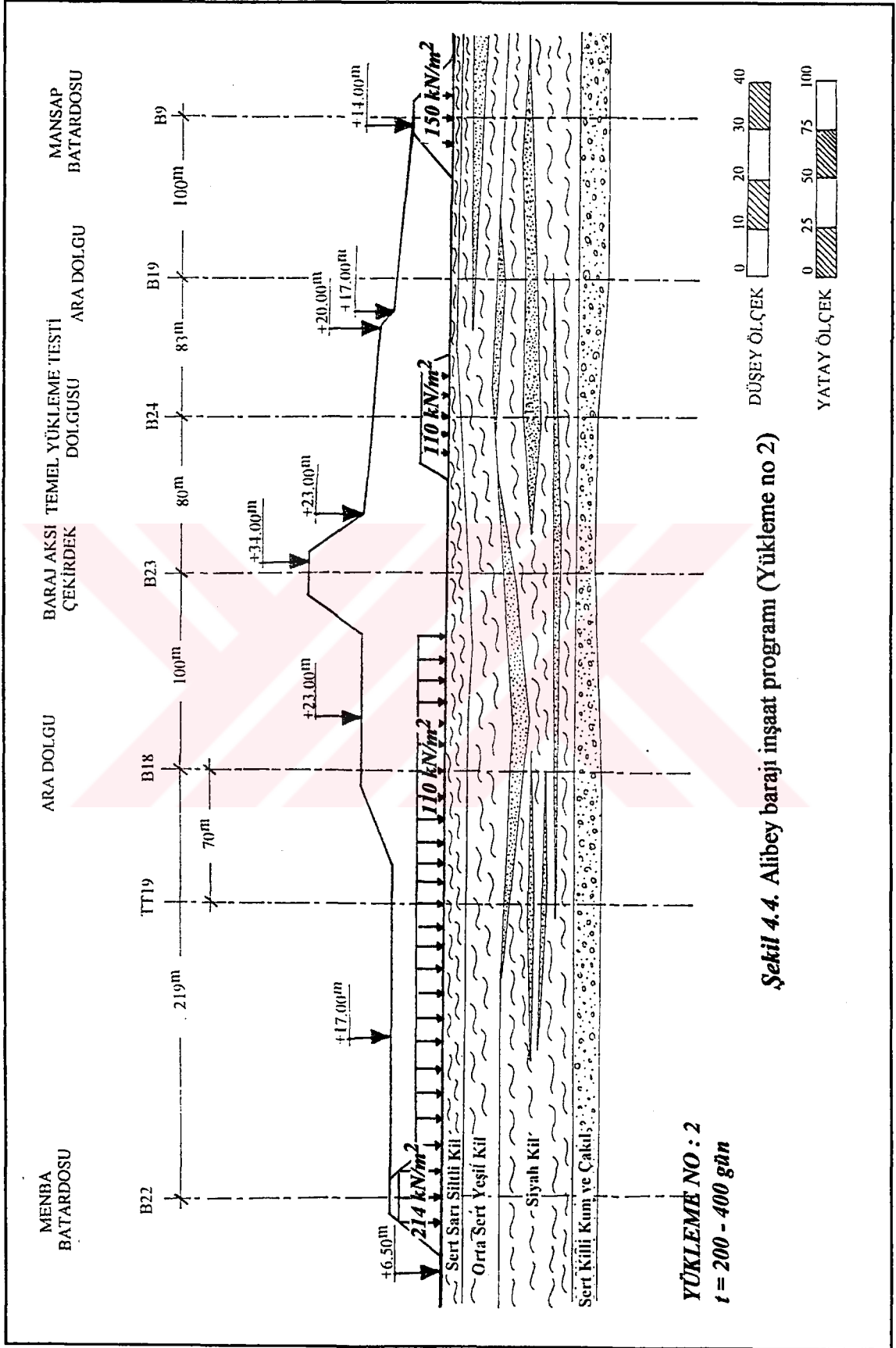
BARAJ TİPİ	Toprak Dolgu
TALVEGTEN YÜKSEKLİĞİ	28 m
KRET KOTU	34 m
KRET UZUNLUĞU	304 m
KRET GENİŞLİĞİ	15 m
NORMAL SU KOTU	26 m
MAKSİMUM SU KOTU	29.75 m
DRENAJ ALANI	160 km ²
DERE PİK AKIŐ	1000 m ³ /yıl
ORTALAMA YILLIK YAĐIŐ	800 mm/yıl
ORTALAMA YILLIK AKIM	280 mm/yıl
AKTİF DEPOLAMA	35 000 000 m ³
VERİMLİ KAPASİTE	39 000 000 m ³
MAKSİMUM KAPASİTE	65 000 000 m ³
DOLGU HACMİ	2 000 000 m ³

Alibey barajı inşaat programı

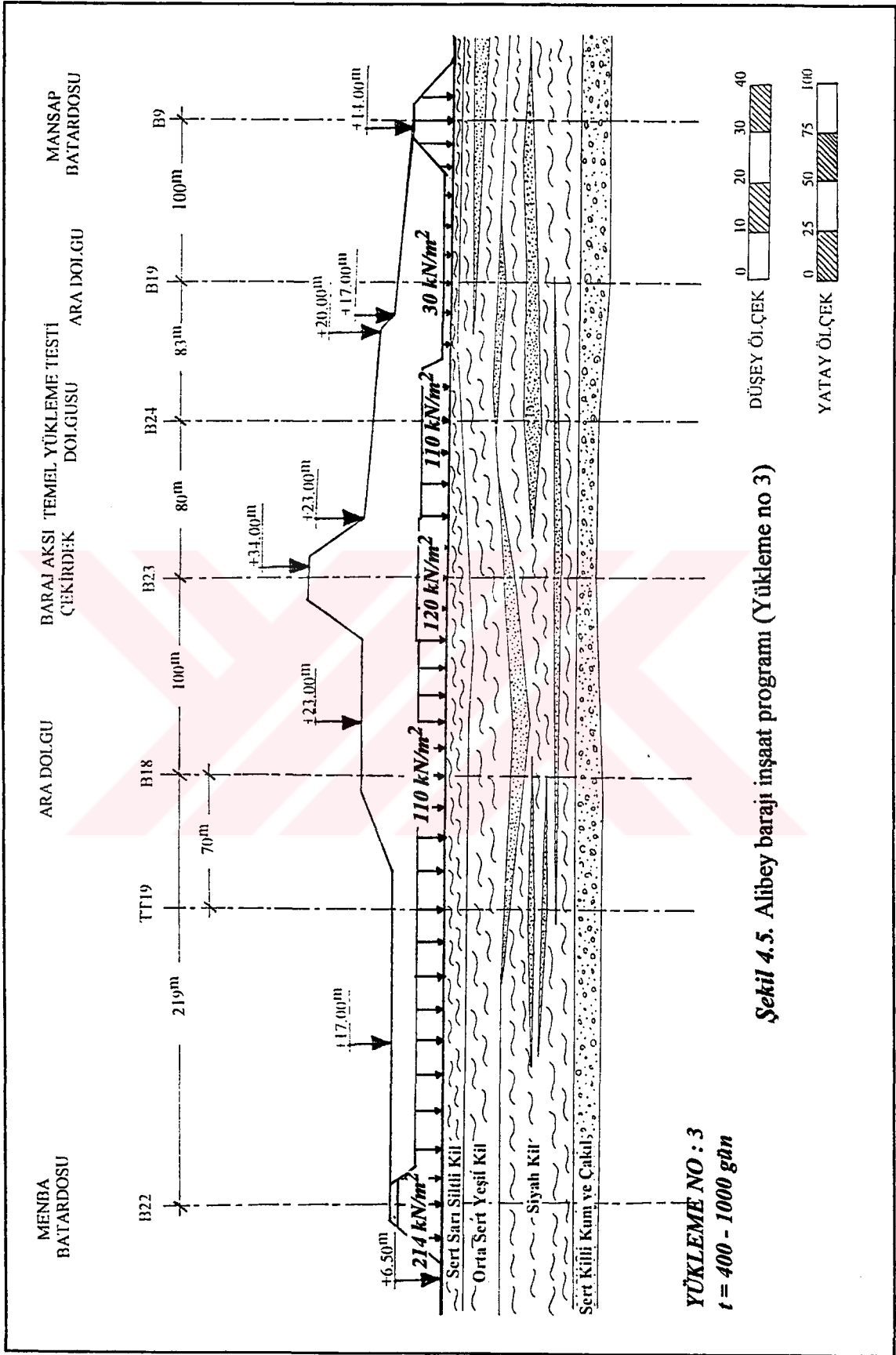
Baraj dolgusunun yerleştirilmesi sırasında stabilite problemlerine yol aılmamak ve meydana gelmesi beklenen büyük oturmaların yol aacağı sorunları minimize etmek için, inşaatın kademeli olarak yapılması kararlaŐtırılmıŐtır. 1967 yılı yazında Menba batardosunun yerleştirileceği yüzeyin temizlenip hazırlanması ile başlanan baraj inşaatı 1968 bahar aylarında menba batardosu dolgusu 8 m'ye yükseltilirken, diğer taraftan baraj aksının iki tarafında (B18 ve B24 kesitlerinde) konsolidasyonu hızlandırmak için yerleştirilen kum drenler üzerine iki deneme dolgusunun inşa edilmesiyle devam etmiştir. Kademeli olarak sürdürülen baraj inşaatı 1983 yılında tamamlanmıŐtır. Alibey barajına ait kademeli dolgu yükleme inşaat programı Şekil 4.3, 4.4, 4.5, 4.6, 4.7, 4.8, 4.9, 4.10, 4.11'de görülmektedir. Baraj altındaki yumuşak zeminin konsolidasyonunu hızlandırmak amacıyla Şekil 4.12'de görülen belli kesitlere yerleştirilen düşey kum drenlere ait özellikler Tablo 4.2'de verilmiştir.

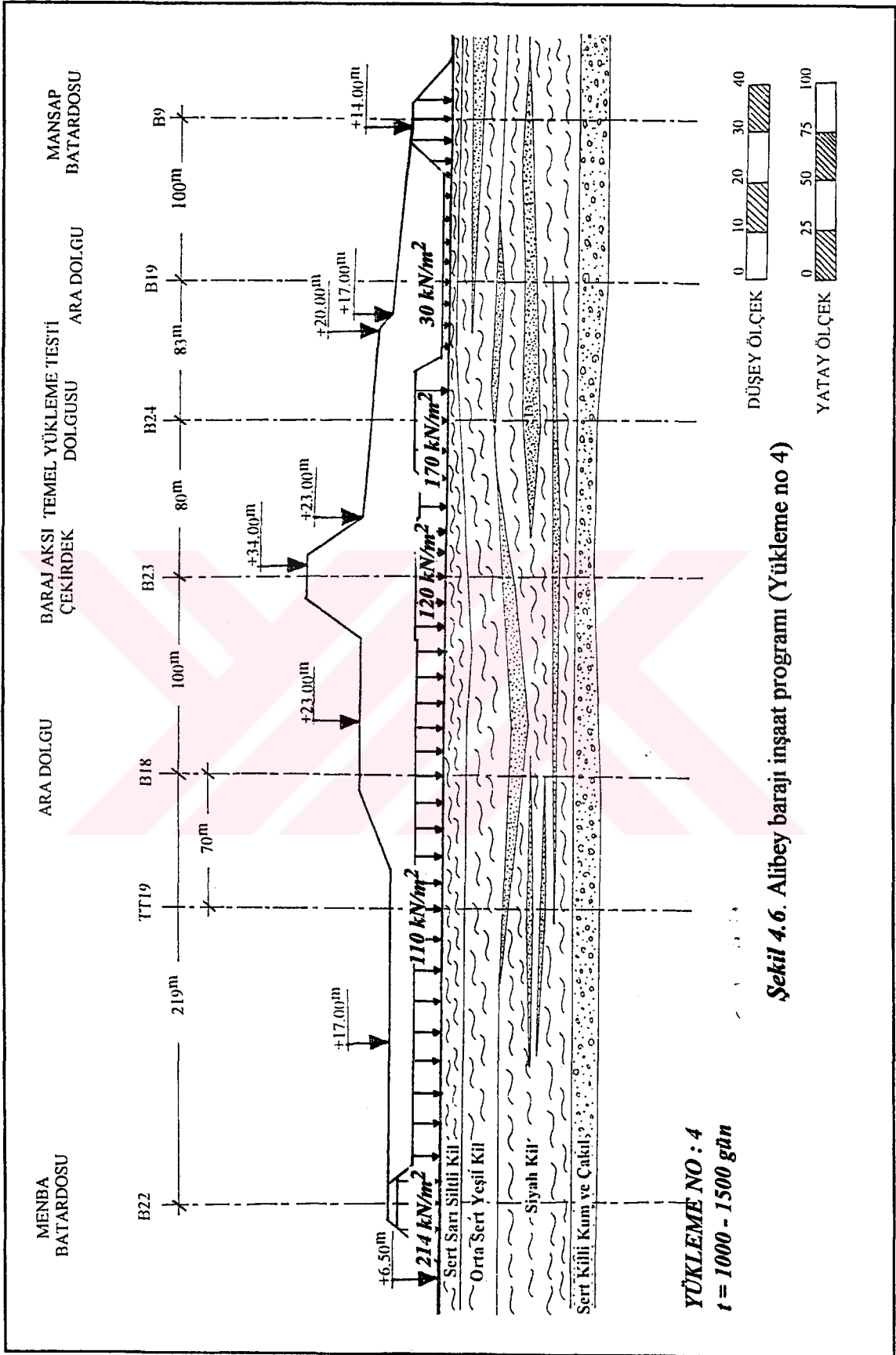


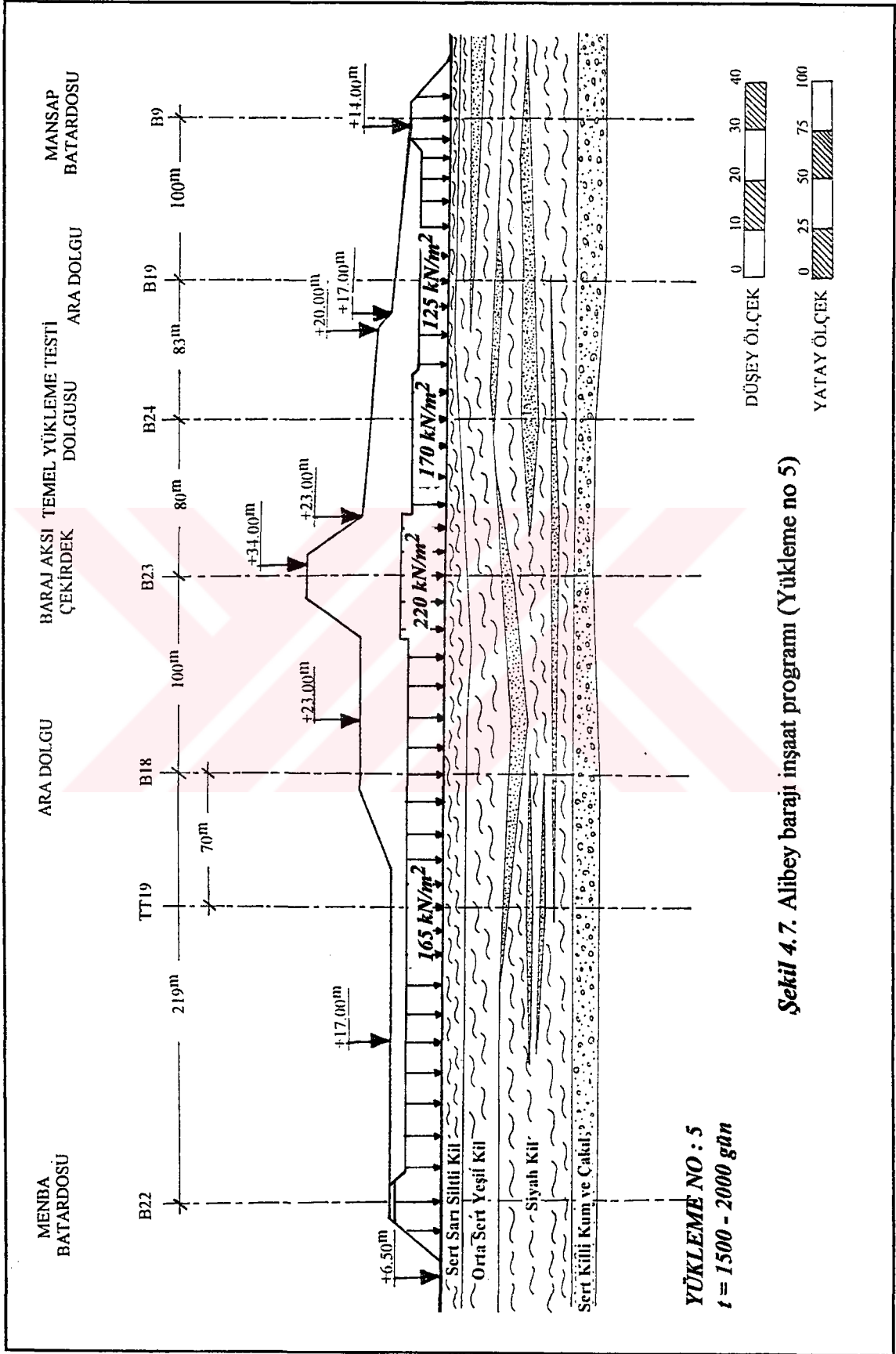
Şekil 4.3. Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 1)



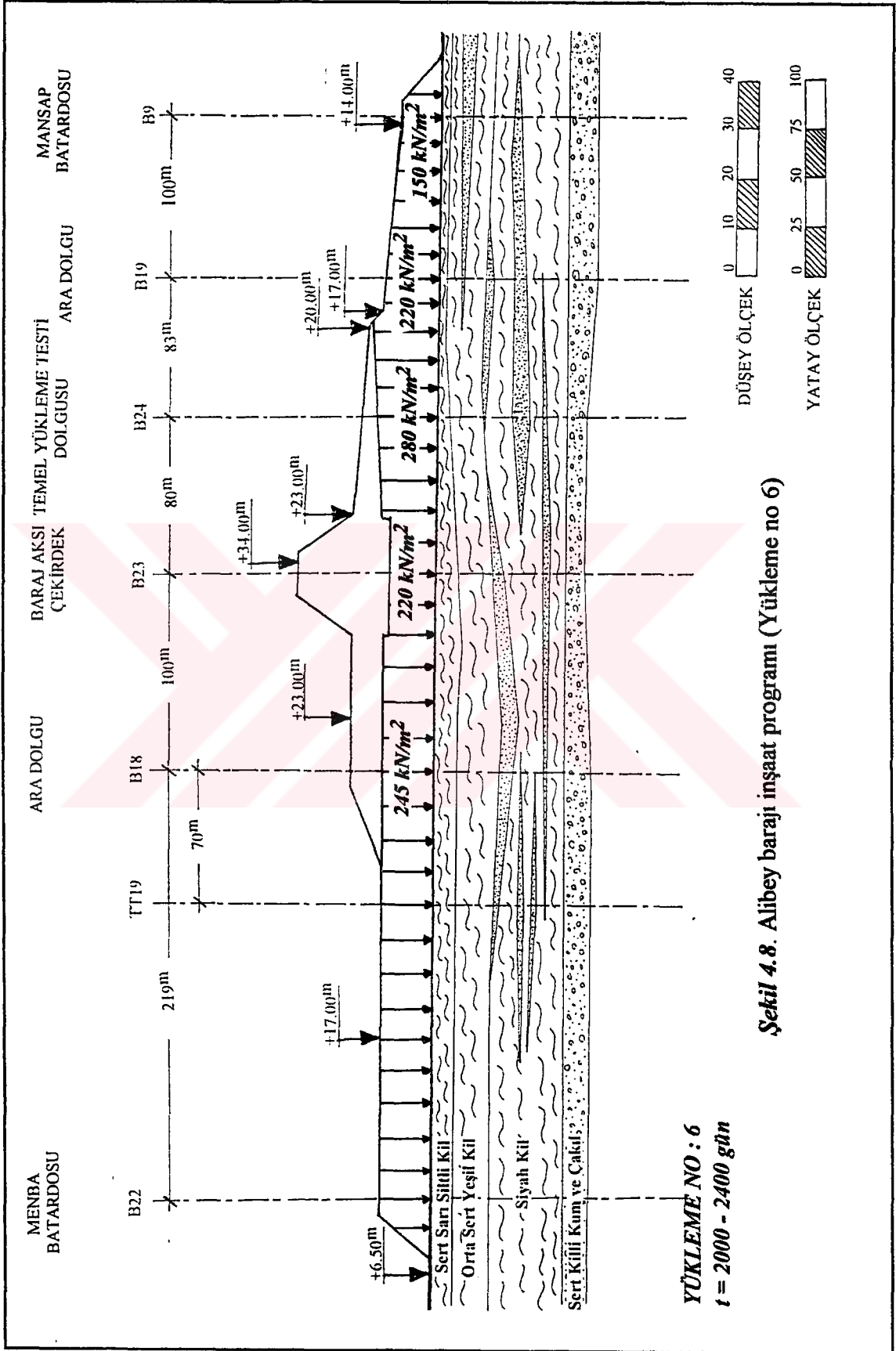
Şekil 4.4. Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 2)

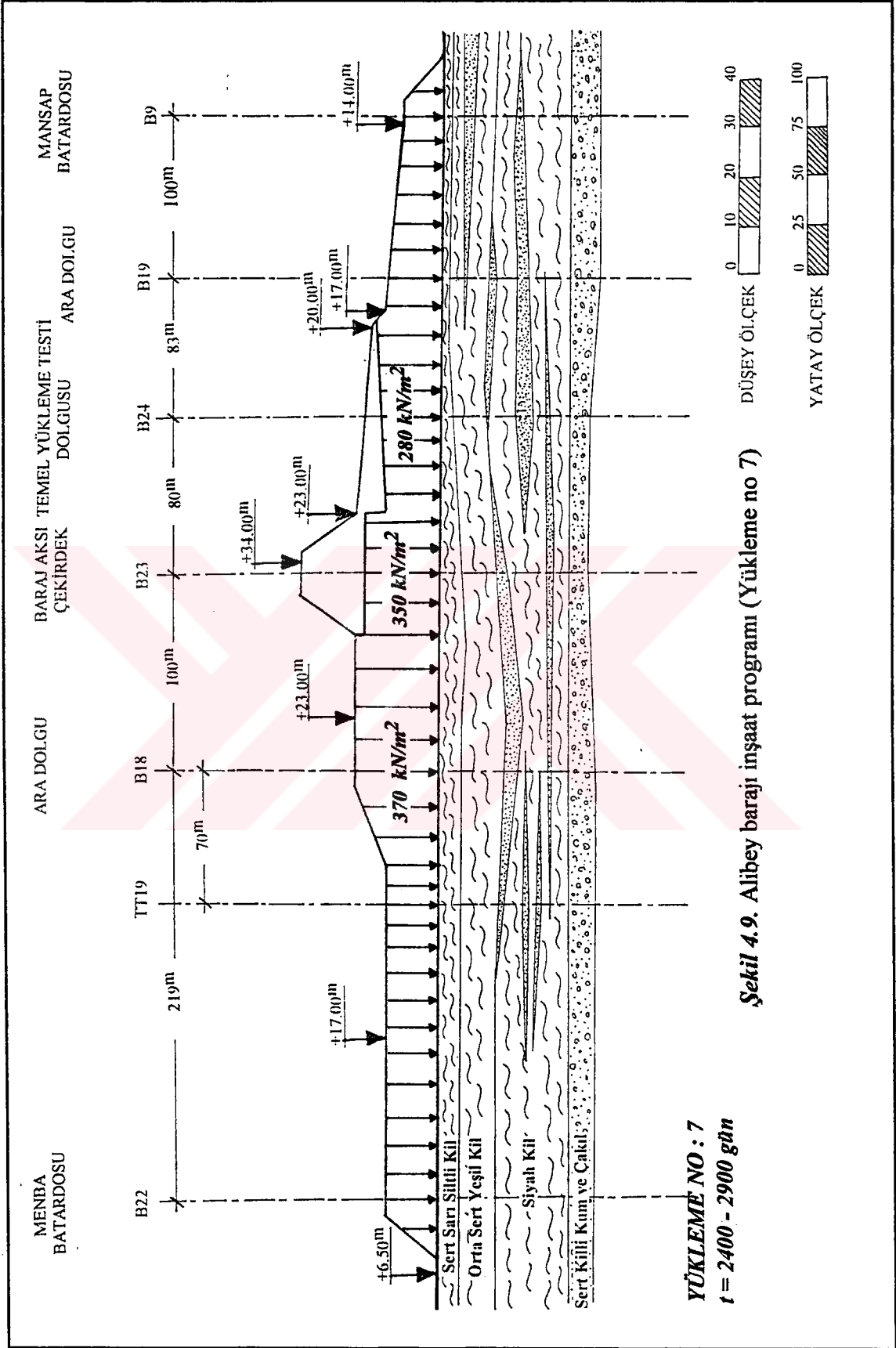


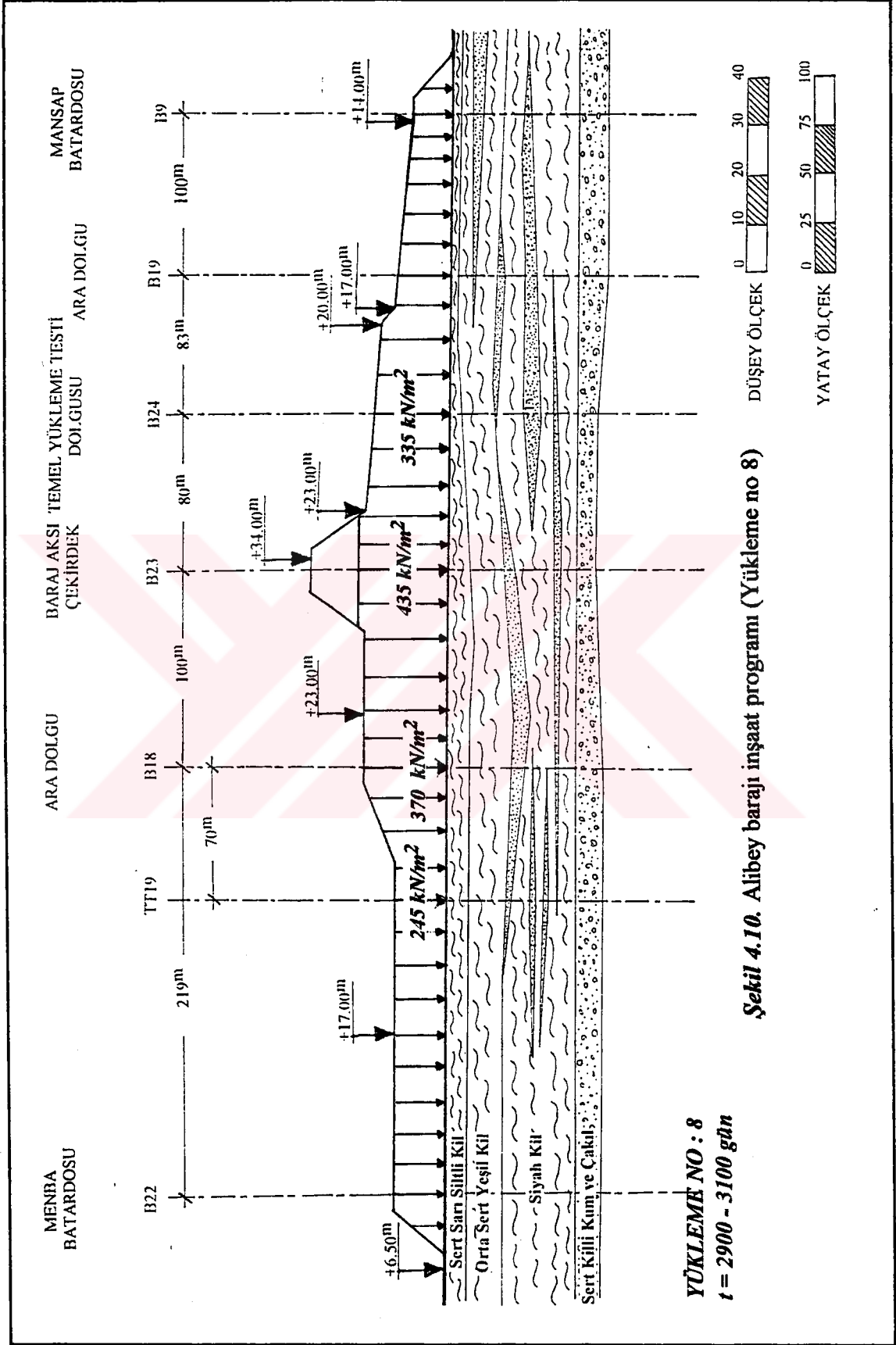


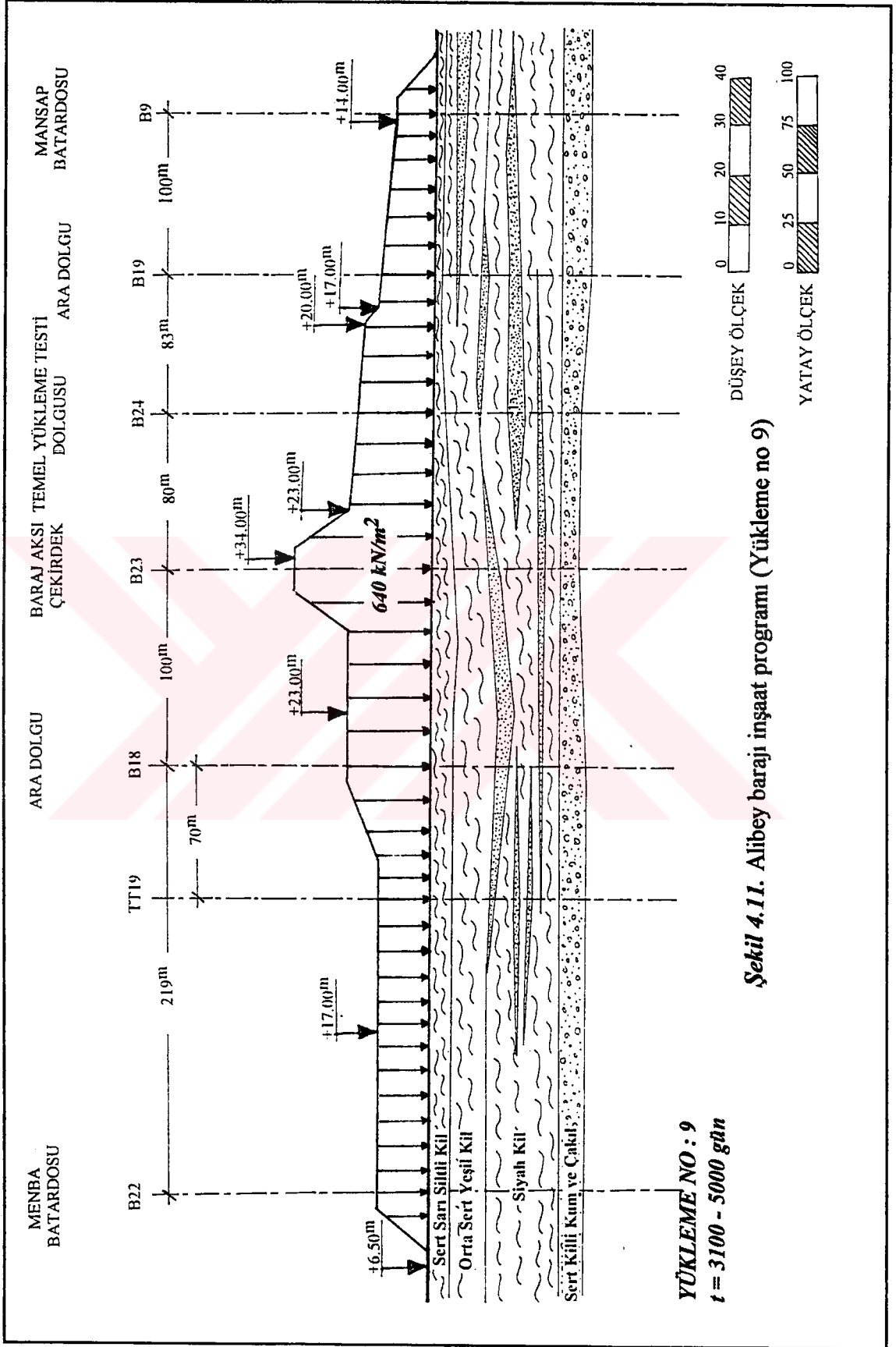


Şekil 4.7. Alibey barajı inşaat programı (Yükleme no 5)









Tablo 4.2 Kum Drenlere ait özellikler

Kesit No	Kum Dren Çapı r_w (m)	Kum Dren Efektif Tesir Çapı d_e (m)	Kum Dren Yüksekliği	Kum Dren Yerleşim Aralığı (m)
B18	0,4	7,91	H	7,00
B23	0,4	3,96	2/3 H	3,50
B24	0,4	5,30	H	5,00

NOT: H Temel zemini kalınlığıdır.

Alibey barajı temel zemini karakteri

Alibey Barajı inşasına başlanılmadan önce çok ayrıntılı bir arazi zemin etüdü ve laboratuvar araştırmaları gerçekleştirilerek temel zemini profili ve zemin özellikleri belirlenmiştir. Şekil 4.2'de tipik zemin profili görülen, baraj altındaki yumuşak kohezyonlu zemin, yer yer kum ve silt bantları içeren alüvyal çökellerden oluşmakta olup, aşağıda tanımlanan menba batardosu temel zeminiyle benzer özellikleri taşımaktadır.

4.3 ALİBEY BARAJI MENBA BATARDOSU***Menba batardosu geometrisi***

Alibey Barajı Menba Batardosu homojen olmayan toprak bir dolgu olup, çekirdek kısmı çoğunluk silt-kil, kabuk kısmı ise tünel kazı (kaya) muhtevasıdır. Batardo yaklaşık 300 metre uzunluğundadır. Yan kesitinde tabanda 81 metre genişliğinde, kenarları 3 /1 eğiminde ve yüksekliği 11 metre olan bir yamuktur.

Menba batardosu temel zemininde kullanılan arazi ölçüm aletleri

Menba batardosu temel zemininde meydana gelecek boşluk suyu basıncı artışlarını kontrol etmek amacıyla hidrolik ve elektrikli piyezometreler, oturmaların gözlem altında

tutulması için ise dolgu tabanında zemin yüzüne yerleştirilmiş iki adet oturma plakasından yararlanılmıştır. Dolgu yüklemesinden dolayı piyezometreler yardımıyla ölçülen boşluk suyu basınçlarındaki artış, teorik-ampririk metodlarla hesap edilen değerlerle karşılaştırılmıştır (Soydemir,1970).

Menba batardosu inşaat programı

Baraj inşaatına 1967 yılı yaz aylarında, Menba batardosunun yerleştirileceği yüzeyin temizlenmesi ve tabanın hazırlanması ile başlanmıştır. Menba batardosuna ait inşaat programı tüm baraja ait inşaat programıyla birlikte Şekil 4.3, 4.4, 4.5, 4.6 ve Şekil 4.7'de verilmiştir.

Menba batardosu temel zemini özellikleri

Menba batardosu temel zemini özellikleri, inşaat başlanmadan önce ayrıntılı olarak yapılan arazi ve laboratuvar çalışmaları sonucu belirlenmiştir. Devlet Su İşleri Zemin Mekaniği Laboratuvarları yanında A.B.D.'de Massachusetts Institute of Technology (M.I.T.) laboratuvarlarında arazi etüt sahasından alınan örselenmemiş numuneler üzerinde zeminin mukavemet, gerilme-şekil değiştirme ve yük altında sıkışabilirlik özellikleri belirlenmiştir. Deney sonuçlarının toplu olarak değerlendirilmesiyle kil tabakalarının drenajsız kayma mukavemeti $s_u = 35-80$ kPa ve drenajsız deformasyon modülü (Elastisite modülü) $E_u = 14.5-33$ Mpa arasında olduğu saptanmıştır. Bu sonuçlardan drenajsız kayma mukavemeti, deformasyon modülü oranının $E_u/s_u = 410$ olarak alınabileceği önerilmektedir. Ayrıca Menba batardosu temel zemini özelliklerinin belirlenmesi için Soydemir (1970) tarafından gerçekleştirilen çalışmada tuz konsantrasyonu için yapılan deneylerde 7 metre derinlikten alınan numunelerde tuza rastlanmamış, 13 m ile 26 m arasından alınan numunelerde %10 ile %30 arası tuz bulunmuştur. 13 m ile 17 m derinlikten alınan iki numune üzerinde yapılan kompozisyon deneyleri zeminin %30 ile %50 arası kil minerali içerdiğini göstermiş, mineral karakterleri montmorillonite ve illite olarak tesbit edilmiştir. Aynı iki numunede %2.7 ve 4.5 oranında organik madde bulunmuştur. Alibey barajı menba batardosu altındaki tipik temel zemin profili Şekil 4.13'de gösterilmiştir.

	İdealize edilmiş Profil	Tipik Detaylı Tasvir	Tipik İndisler
YASS	+5.0 +3.0	Sert Sarı Siltli Kil	sert sarı-kahverengi siltli KİL,yer yer organik.Alt bir metre genellikle kumlu ve çakıllı L.L. = 40 -60 % $\gamma_t = 20 \text{ kN/m}^2$
	-4.0	Orta Sert Yeşil Kil	orta sert, kirli yeşil KİL,yer yer siltli, genellikle organik orta ile yüksek arası Plastisite. Bazı bazı kum ceplerine rastlanmaktadır. W.C. = 52 - 40 ; 32 % L.L. = 40 - 60 ; 51 % P.I. = 25 - 35 ; 30 % $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^2$
	-18.0	Siyah Kil	orta sert, koyu gri, organik KİL genellikle midye kabuğu ihtiva ediyor, yüksek plastisite. Bazı bazı ağaç parçalarına ve kum ceplerine rastlanmaktadır. W.C. = 40 - 60 ; 49 % L.L. = 55 - 70 ; 67 % P.I. = 30 - 50 ; 42 % $\gamma_t = 17 \text{ kN/m}^2$
	-24.0	Sert Killi Kum ve Çakıl	Çok heterojen bir tabaka, genellikle: 1- İnce siltli KUM 2- Killi KUM 3- Kumlu ve çakıllı KİL 4- Koyu gri organik KİL $\gamma_t = 19 \text{ kN/m}^2$
		Kaya	Kaya

Şekil 4.13. Menba Batardosu tipik temel zemin profili

4.4 ALİBEY BARAJI ÜZERİNDE GERÇEKLEŞTİRİLEN ÇALIŞMALAR

1967 yılında inşasına başlanan Alibey Barajı, temelinin yumuşak kil zemin olması sebebiyle zorlu stabilite problemleri yaratmış olup, bugüne kadar gerek inşa sırasında, gerek sonrasında yapılan çalışmalarla temel zemininde meydana gelen deformasyonlar incelenmiştir.

Soydemir (1970) tarafından gerçekleştirilen çalışmada Alibey toprak barajı menba batardosu altındaki yumuşak kohezyonlu zeminin gerilme analizi yapılmıştır. Dolgu inşasından (tek düzlemde yükleme) dolayı zeminde oluşan ilave gerilme artışlarının ve ilk yükleme (drenajsız) oturmalarının hesabında, sonlu eleman tekniğini kullanan bir bilgisayar programı kullanılmıştır. Bu analizde 60 kN/m^2 (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 kademelerinde, boşluk suyu basınçlarının tayininde kullanılan teorik-ampirik 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) aşır, içsel 'lokal plastikleşme' durumu arzeden bölgelerin yatay gerilme artışı değerlerini büyük ölçüde etkilediği gözlenmiştir.

İstanbul'un su ihtiyacını karşılaması için inşa edilen Alibey Barajı'nın inşaatı sırasında temel zemininde kum dren kullanılan ve kullanılmayan iki ayrı deneme dolgusu üzerinde gerçekleştirilen konsolidasyon analizleri sonucu kum dren kullanılan kesimlerde yumuşak kilden oluşan temel zeminin konsolidasyonun dren kullanılmayan kesimlere oranla daha hızlı gerçekleştiği görülmüştür (Öntuna, 1976).

Orta katlılıkta ve yüksek sıkışabilirliğe sahip kalın alüvyal çökeller üzerine, meydana gelmesi beklenen oturmaların kontrol altında tutulması amacıyla yaklaşık 15 yıla yayılan kademeli dolgu yöntemi ile inşa edilen Alibey Barajı altında meydana gelen oturmalar Özyayın vd. (1996) tarafından incelenmiştir. Bu çalışmada, baraj temel zemininde meydana gelen oturmalar hesaplanmış olup, temel zeminine önceden yerleştirilen ölçüm aletleri ile ölçülen değerlerle karşılaştırılmıştır. Baraj temel zemininde meydana gelen oturma-zaman davranışının Terzaghi konsolidasyon teorisi ile hesaplanabileceği arazi ölçümleri ile karşılaştırılarak gösterilmiştir. Öncelikle inşa edilen menba batardosu altında meydana gelen oturmaların analizi ve ölçüm değerleri ile karşılaştırılması sonucu doğrulanan zemin parametreleri kullanılarak diğer baraj kesitleri altında gözlenen oturma-zaman davranışı ile hesaplanan değerler arasında oldukça iyi bir uyum olduğu gözlenmiştir.

Bu çalışmada Soydemir,(1970)'in Alibey barajı menba batardosu altındaki yumuşak kohezyonlu zemin için gerçekleştirdiği elasto-plastik analizde kullandığı zemin özellikleri ve kabuller kullanılmıştır. Öncelikle menba batardosu altında oluşan gerilme ve şekil

değiştirme dağılımları için elastik ve elasto-plastik analiz sonuçları karşılaştırılmış ve arazi davranışlarıyla uyumu sağlanmıştır. İki boyutlu, drenajsız olarak gerçekleştirilen analizlerle doğrulanan zemin özellikleri kullanılarak inşaat programına uygun olarak bütün baraj kesiti için temel zemininde oluşan gerilme ve şekil değiştirmeler hesaplanmıştır. Gerçekleştirilen bütün analizlerde temel zeminin kademeli yükleme altında konsolidasyonu sonucu zemin özelliklerinde meydana gelen iyileşme dikkate alınmıştır. Ayrıca baraj altında bulunan yumuşak zeminin iyileştirilmesi için kullanılan düşey kum drenler, sonlu eleman hesabında zemin özelliklerinin iyileştirilmesi sırasında gözönüne alınmıştır.

Alibey Toprak Barajı temel zemini üzerinde gerçekleştirilen bu çalışmada dolgu baraj inşasının safhalar halinde kontrollü yük uygulanarak yapılması sırasında zeminde meydana gelen yatay ve düşey yerdeğiştirmeler ile gerilme dağılımları sonlu eleman analizi kullanılarak elde olunmuş ve elde olunan sonuçlar Bölüm 5' de verilmiştir.

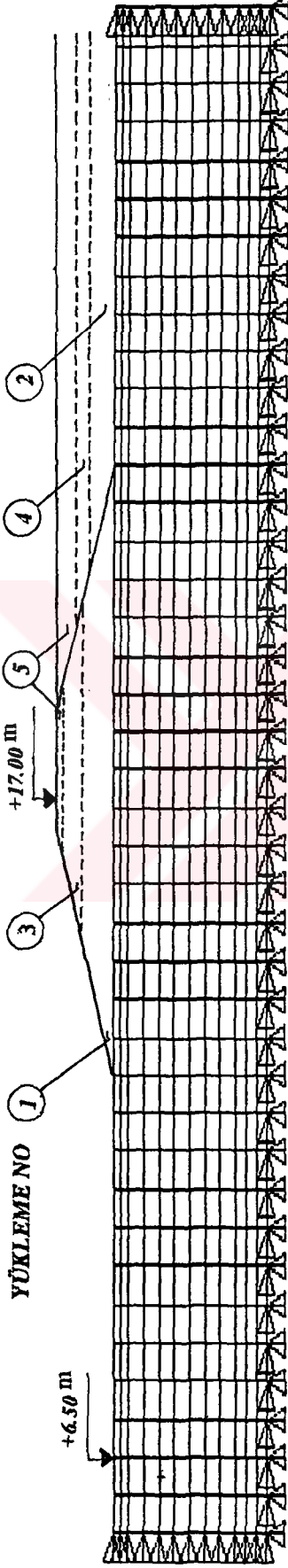
BÖLÜM 5

5. ALİBEY BARAJI TEMEL ZEMİNİ GERİLME VE DEFORMASYON ANALİZİ

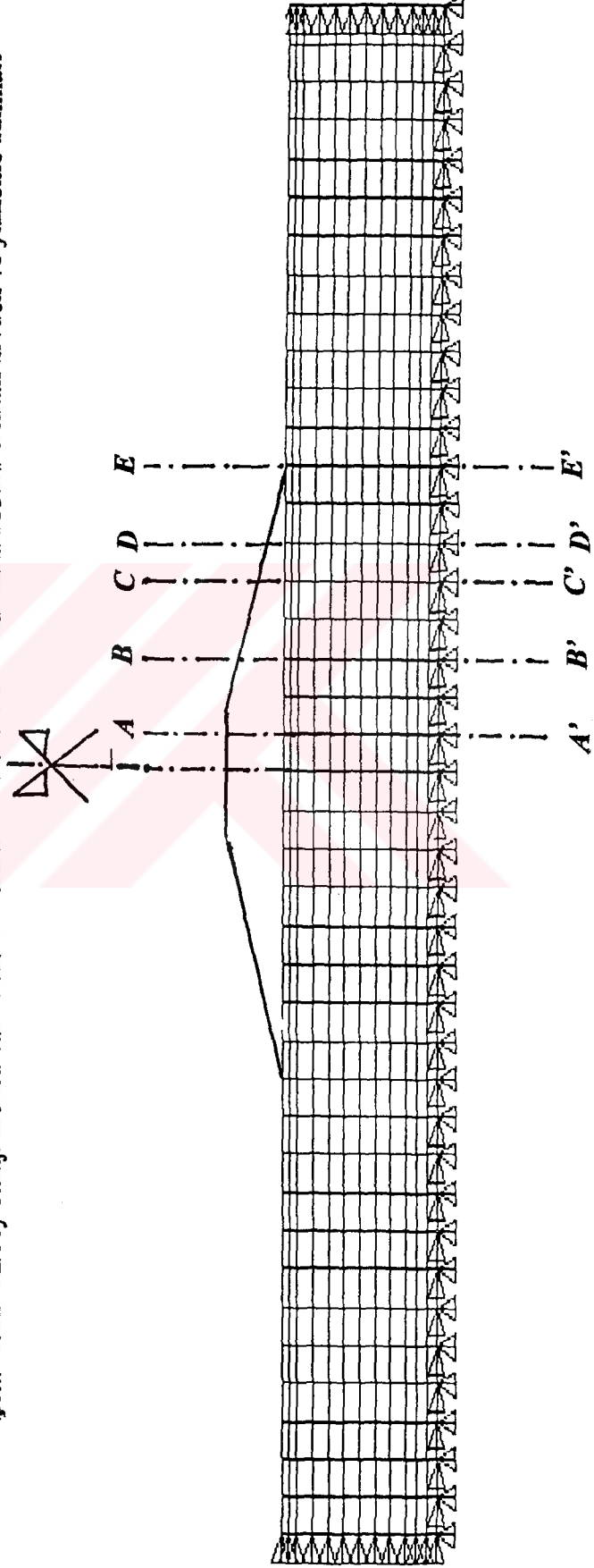
5.1 GİRİŞ

Bu çalışmada kademeli dolgu inşaatı sırasında Alibey Barajı temel zemininde meydana gelen toplam gerilme artışlarının ve ani oturmaların hesaplanması amaçlanmıştır. Hesaplarda, dolgu barajın kendi ağırlığından dolayı temel zeminine gelecek yüklerin kademeli olarak aktarılmasını sağladığı ve bu yüklemeler neticesinde zeminde ortaya çıkan lokal plastikleşmeyle, anizotropik ve homojen olmayan zemin yapısını gözönüne alabildiği için Sonlu Elemanlar Yöntemi tercih edilmiştir. Analizler ANSYS adlı bir sonlu eleman paket programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Hesaplar önce menba batardosu için yapılmıştır. İlk olarak elastik malzeme kabulüne göre analiz edilen menba batardosu temel zemininde, çok küçük dolgu yüklemelerinde bile lokal plastikleşmenin olduğu, yani bu kısımlarda malzemenin aktığı gözlenmiştir. Bu sonuçlara dayanarak hesaplar non-lineer elasto-plastik malzeme davranışı dikkate alınarak yeniden yapılmıştır. Ayrıca hesaplarda her yüklemekten sonra zemindeki konsolidasyondan dolayı malzemenin iyileşmesi gözönüne alınmıştır. Ayrıca baraj temel zemininde yer alan kum bantlarda hesaplarda gözönüne alınmıştır. İnşaat programına uygun olarak önce menba batardosu için yapılan analizler, tüm baraj için yinelenmiş olup, baraj dolgu yüksekliği ile temel zemini drenaj koşulları açısından farklılıklar gösteren tipik kesitler üzerinde sonuçlar değerlendirilmiştir.

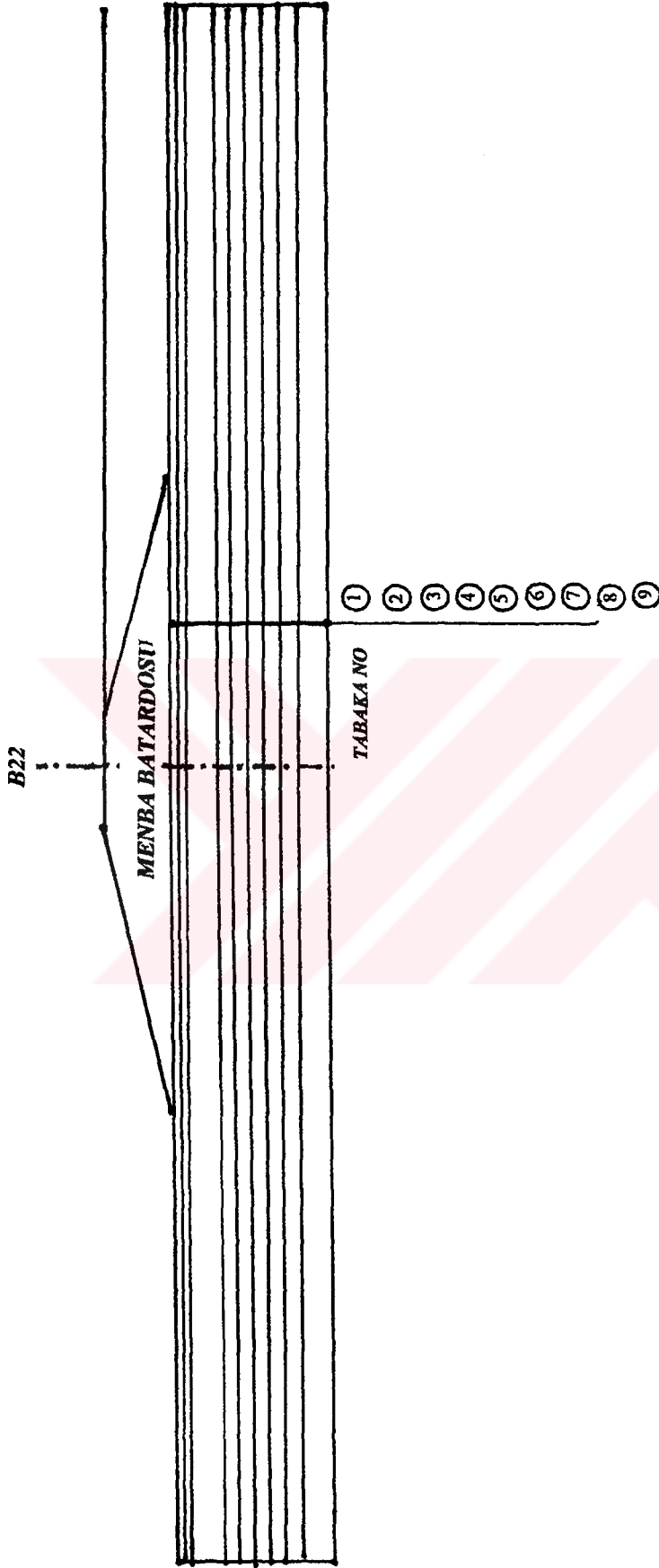
Bu bölümde önce Alibey Barajı Menba batardosu ve baraj temel zeminin gerilme ve deformasyon analizlerinde kullanılan hesap yöntemleri ve yapılan kabuller hakkında bilgi verilecek, daha sonra sırasıyla batardo temel zemininde ve baraj temel zemininde yapılan analizler sonucu elde edilen bulgular sunulacaktır.



Şekil 5.1a. Alibey barajı menba batardosu temel zemini analizlerinde kullanılan sonlu eleman modeli ve yükleme adımları



Şekil 5.1b. Menba batardosu temel zemini analizlerinde simetrik yükleme altında incelenen kesitler



Şekil 5.2. Alibey barajı menba batardosu temel zemini analizlerinde dikkate alınan idealize zemin profili

5.2 MENBA BATARDOSU GERİLME VE DEFORMASYON ANALİZİ

Alibey Barajı Menba Batardosu analizleri için Şekil 5.1'de görülen 2 boyutlu sonlu eleman modeli geliştirilmiştir. Bu modelde eleman sayısı 480 olup, düğüm sayısı 533'dür. Analizler düzlem şekil değiştirme kabulüne dayanmaktadır. Analizlerde kullanılan tabaka sayısı Şekil 5.2'de görüldüğü üzere 9 olup, bu tabakalara ait zemin özellikleri Tablo 5.1'de verilmiştir. Menba batardosu temel zemini önce Şekil 5.1b'deki gibi simetrik dolgu yükü altında incelenmiş olup, daha sonra inşaat programına uygun olarak Şekil 5.1a'da görülen yükleme adımları gözönünde bulundurulmuştur. Temel zemini ilk olarak lineer elastik kabul edilmiş ve elde olunan gerilme sonuçlarına göre sonlu eleman modelin bazı düğüm noktalarında malzeme mukavemet değerlerinin aşıldığı gözlenmiştir. Buna dayanarak hesaplar non-lineer elasto plastik malzeme kabulüne göre yeniden yapılmıştır. Non-lineer elasto plastik hesaplarda Von-Mises akma kriteri esas alınmış ve malzemenin kinematik pekleşme gösterdiği kabul edilmiştir (Naylor ve Pande, 1981). Malzemenin akma değerine eriştikten sonraki deformasyon modülünün, başlangıç deformasyon modülü değerinin 1/100'ü kadar olduğu kabul edilmiştir (Soydemir, 1970). Analizlerde kademeli yükleme sonucu kil tabakalarının konsolidasyonundan kaynaklanan iyileşme malzeme parametrelerine yansıtılmıştır. İlk kademe yükleme, başlangıç değerlerine göre analiz edilmiştir. Her yükleme sonunda malzeme parametrelerinin (s_u , E_u) güncelleştirilmesinde Terzaghi tek boyutlu konsolidasyon teorisi kullanılıp, arazi yükleme programı ile bekleme süreleri dikkate alınmıştır. Konsolidasyonun başlamasından belli bir süre sonra, sıkışan tabaka içinde herhangi bir noktadaki artık boşluk suyu basıncı değerini bulmak için, önce zaman faktörü (T) ve derinlik faktörü (Z) değerleri hesaplanıp, Şekil 5.3 yardımı ile o derinlikteki konsolidasyon yüzdesi U_z bulunmuştur. Zaman faktörü (T) ile derinlik faktörü (Z) boyutsuz katsayılar olup,

$$T = \frac{C_v * t}{H_d^2}, Z = \frac{z}{H_d} \quad (5.1)$$

şeklinde tanımlanmaktadır. C_v , zeminin konsolidasyon katsayısı, H_d , drenaj mesafesi, t ise kademeli yükleme altında bekleme süresi olmaktadır. Yapılan hesaplarda C_v , zeminin konsolidasyon katsayısı $0.012 \text{ cm}^2/\text{s}$ ($0.107 \text{ m}^2/\text{gün}$), H_d , drenaj mesafesi ise 15 m olarak alınmıştır (Zeminde düşey yönde çift taraflı drenaj olduğu kabul edilmiştir) (Soydemir, 1970). Her tabaka ortasındaki konsolidasyon yüzdesi (U_z) hesaplandıktan sonra artık boşluk suyu basıncı değerini bulmak için

$$u(z,t) = [1 - U_z(t)]u_0(z,t) \quad (5.2)$$

eşitliğinden yararlanılmıştır. $u(z,t)$ t zamanında z derinliğinde kalan artık boşluk suyu basıncı, $u_0(z,t)$ ise z derinliğinde başlangıç artık boşluk suyu basıncı olup, uygulanan yükün yolaçtığı düşey gerilme artışına ($\Delta\sigma_v$) eşit kabul edilmiştir (yük uygulandığı anda).

Kademeli yükleme altında meydana gelen konsolidasyondan dolayı malzeme parametrelerinin iyileştirilmesi yapılırken, bir önceki yük kademesi altında oluşan boşluk suyu basıncı artışlarının derinlik boyunca sönümlenmesi dikkate alınmış ve her noktadaki sönümlenmemiş (kalan) boşluk suyu basıncının bir sonraki kademedeki sönümlenmeye devam edeceği gözönünde bulundurulmuştur. Değişik yük kademelerine ait boşluk suyu basıncı hesapları Tablo 5.2'de verilmiştir.

Her tabakaya ait boşluk suyu basıncı sönümlenmeleri hesaplandıktan sonra efektif gerilme artışları ($\Delta\sigma'_{vi}$) bulunmuştur. Bundan sonra Skempton (1957) tarafından normal konsolide killer için önerilen

$$\frac{s_u}{p'} = 0.11 + 0.0037(PI) = \text{sabit} \quad (5.3)$$

eşitliğinden yararlanılarak farklı zemin tabakaları için kayma mukavemetindeki artışlar belirlenmektedir. Burada su drenajsız kayma mukavemetini, p' konsolidasyon basıncını ve PI ise plastisite indisini göstermektedir. (5.3) eşitliğinden elde olunan drenajsız kayma

Tablo 5.1. Alibey barajı menba batardosu temel zemini özellikleri

TABAKA NO	KOTLAR (m)	DERİNLİK (m)	s_u (kN/m^2)	E_u (kN/m^2)	K_o	ν	γ_A (kN/m^3)	σ_p (kN/m^2)	PI (%)	OCR
1	6,00-4,50	0,00-1,50	65	27000	1,00	0,49	20,00	75,10	25	1,00
2	4,50-3,00	1,50-3,00	65	27000	1,00	0,49	10,00	75,10	30	1,00
3	3,00--3,00	3,00-9,00	40	16600	0,75	0,43	9,00	46,20	30	1,00
4	3,00--6,00	9,00-12,00	35	14500	0,55	0,35	7,00	40,40	42	1,00
5	6,00--9,00	12,00-15,00	40	16600	0,55	0,35	7,00	46,20	42	1,00
6	9,00--12,00	15,00-18,00	46	19100	0,55	0,35	7,00	53,10	42	1,00
7	12,00--15,00	18,00-21,00	53	22000	0,55	0,35	7,00	61,20	42	1,00
8	15,00--18,00	21,00-24,00	59	24500	0,55	0,35	7,00	68,10	42	1,00
9	18,00--24,00	24,00-30,00	80	33000	0,55	0,35	9,00	92,40	0	1,00

mukavemeti değeri, $E_u/s_u=410$ eşitliğinden yararlanılarak deformasyon modülündeki iyileşme dikkate alınmaktadır. Diğer tarafta Von-Mises akma kriterinin kullanıldığı analizlerde akma gerilmesi

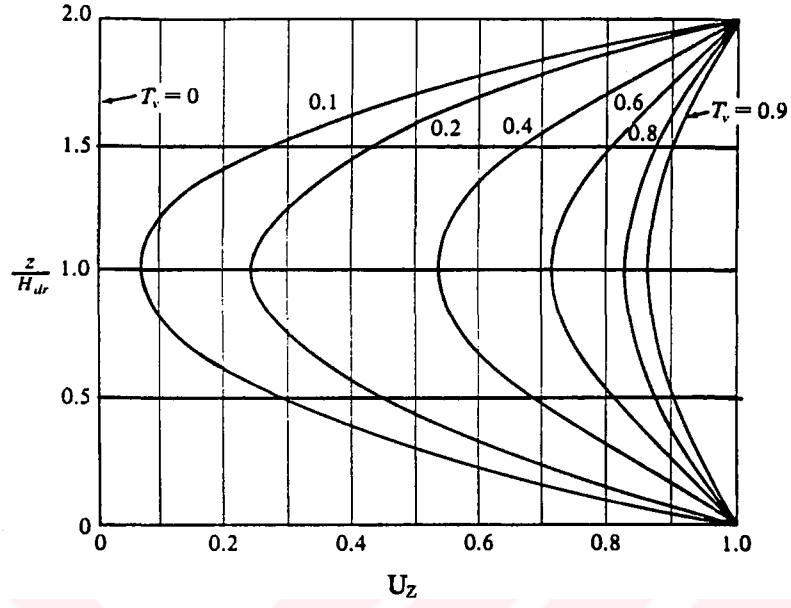
$$\sigma_y = \left[\frac{6c(\cos \phi)}{(3 - \sin \phi)\sqrt{3}} \right] \quad (5.4)$$

şeklinde hesaplanmıştır. Bu işlemler her yük kademesi için yapılmıştır. İnşaat programına uygun olarak her yük kademesi için gerçekleştirilen iyileştirme hesapları Tablo 5.3'de gösterilmiştir.

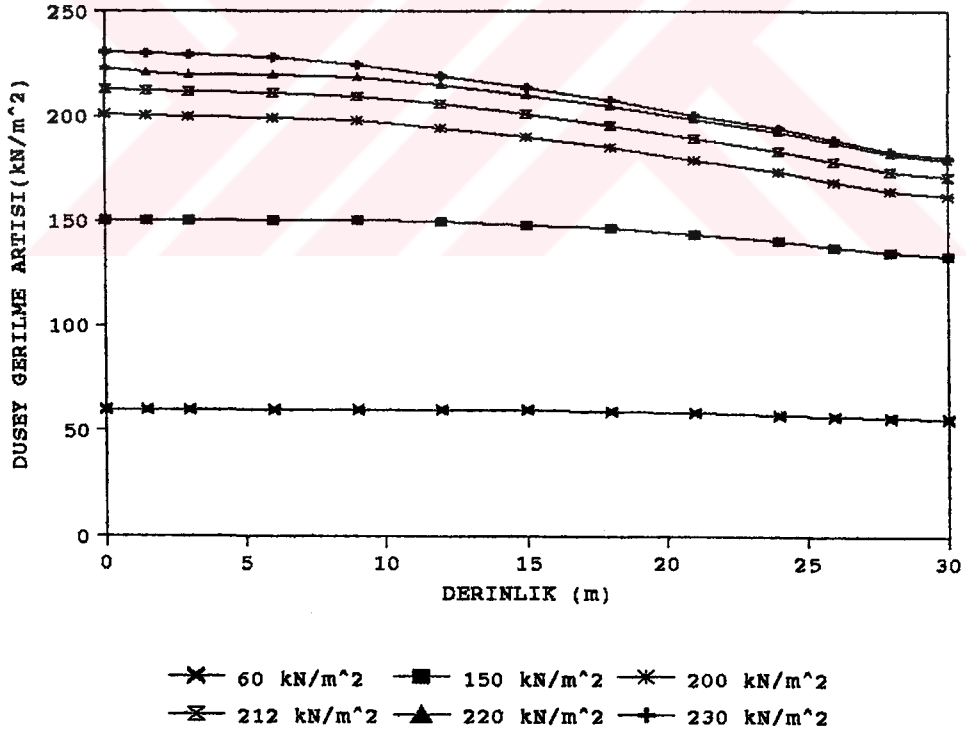
5.3 MENBA BATARDOSU GERİLME VE DEFORMASYON ANALİZİ SONUÇLARI

Alibey Barajı Menba batardosu analizlerinde temel zeminin lineer-elastik olduğu kabulüne dayanarak yapılan hesaplar sonucu, değişik yük kademelerinde simetrik yükleme altında batardo ekseninde meydana gelen düşey gerilme artışlarının derinlikle değişimi Şekil 5.4 'de, ± 0 m ve +4.5 m kotlarında yatay ve düşey gerilme artışlarının dolgu yükü ile değişimi Şekil 5.5, 5.6, 5.7, 5.8'de, yine bu kotlar boyunca düşey yerdeğiştirme değişimi ise Şekil 5.9, 5.10'da görülmektedir. Menba batardosu temel zemininde, farklı kotlarda yatay ve düşey gerilmelerin dolgu yüküne paralel olarak artış gösterdiği gözlenmiştir.

Dolgu yükü altındaki temel zeminin değişik düşey kesitlerinde (A-A', B-B', C-C', D-D', E-E') derinlik boyunca farklı dolgu yükleri altında yatay yerdeğiştirme değişimi Şekil 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15'de verilmiştir. Buradan dolgu topuğu altına rastlayan düşey kesitlerde yatay yerdeğiştirme miktarının, orta eksene yakın diğer kesitlerdeki çıkan değerlere oranla fazla olduğu saptanmıştır.



Şekil 5.3. Konsolidasyon oranının derinlik faktörü (Z) ve zaman faktörü (T) ile değişimi



Şekil 5.4. Batardo eksenine altında meydana gelen düşey gerilme artışlarının dolgu yükü ile değişimi

Tablo 5.2. Menba batardosu temel zemini boşluk suyu basıncı hesapları

t=200 gün $T=C_v*t / H_d^2 = 0.107*200 / 15^2 = 0.1$				
T.NO	z/H _d	U _z	$\Delta U_o = \Delta\sigma_{v1}$ (kN/m ²)	u ₁ (kN/m ²)
1	0,05	0,90	90,0	9,0
2	0,10	0,80	90,0	18,0
3	0,40	0,32	90,0	61,2
4	0,70	0,12	90,0	79,2
5	0,90	0,06	89,3	83,9
6	1,10	0,06	88,3	83,0
7	1,30	0,12	87,0	76,6
8	1,50	0,26	85,6	63,3
9	1,80	0,62	83,2	31,6

t=200 gün $T=C_v*t / H_d^2 = 0.107*200 / 15^2 = 0.1$							
t _t = 400 gün							
T.NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v1}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v2} - \Delta\sigma_{v1}$	$(\Delta\sigma_{v2} - \Delta\sigma_{v1}) + u_1$	u ₂ (kN/m ²)
1	0,05	0,90	117,2	90,0	27,2	36,21	3,62
2	0,10	0,80	117,2	90,0	27,2	45,21	9,04
3	0,40	0,32	117,2	90,0	27,2	88,37	60,09
4	0,70	0,12	116,8	90,0	26,8	105,95	93,24
5	0,90	0,06	116,3	89,3	27,0	110,92	104,26
6	1,10	0,06	115,7	88,3	27,4	110,41	103,79
7	1,30	0,12	115,0	87,0	28,0	104,6	92,05
8	1,50	0,26	114,2	85,6	28,6	91,9	69,01
9	1,80	0,62	112,5	83,2	29,3	60,9	23,14

t=1600 gün $T=C_v*t / H_d^2 = 0.107*1600 / 15^2 = 0.8$							
t _t = 2000 gün							
T.NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v3} - \Delta\sigma_{v2}$	$(\Delta\sigma_{v3} - \Delta\sigma_{v2}) + u_2$	u ₃ (kN/m ²)
1	0,05	0,99	130,96	117,2	13,7	17,37	0,17
2	0,10	0,98	130,96	117,2	13,7	22,79	0,46
3	0,40	0,9	130,9	117,2	13,7	73,82	7,38
4	0,70	0,84	130,8	116,8	14,1	107,29	17,2
5	0,90	0,82	130,64	116,3	14,3	118,58	21,3
6	1,10	0,82	130,14	115,7	14,4	118,22	21,3
7	1,30	0,84	129,46	115,0	14,5	106,51	17,0
8	1,50	0,88	128,57	114,2	14,4	82,38	9,88
9	1,80	0,94	126,14	112,5	13,6	36,78	2,21

t=400 gün $T=C_v*t / H_d^2 = 0.107*400 / 15^2 = 0.2$							
t _t = 2400 gün							
T.NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v4} - \Delta\sigma_{v3}$	$(\Delta\sigma_{v4} - \Delta\sigma_{v3}) + u_3$	u ₄ (kN/m ²)
1	0,05	0,92	163,17	130,96	32,21	32,38	2,59
2	0,10	0,9	163,14	130,96	32,18	32,64	3,26
3	0,40	0,5	163,05	130,9	32,15	39,53	19,77
4	0,70	0,3	162,36	130,8	31,56	48,73	34,11
5	0,90	0,24	161,86	130,64	31,22	52,56	39,95
6	1,10	0,24	161,2	130,14	31,06	52,34	39,78
7	1,30	0,3	160,43	129,46	30,97	48,01	33,61
8	1,50	0,46	159,6	128,57	31,03	40,92	22,09
9	1,80	0,74	157,2	126,14	31,06	33,27	8,65

Tablo 5.3. Menba batardosu temel zemini iyileştirme hesapları

YÜKLEME NO 2											
TABAKA NO	$\Delta\sigma_H$ (kN/m ²)	ΔU_{maks} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_H'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_H'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u0} (kN/m ²)	E_{s0} (kN/m ²)	σ_{y0} (kN/m ²)
1	90,00	9,00	81,00	25	1,00	0,20	16,20	65,00	81,20	33292	94
2	90,00	18,00	72,00	30	1,00	0,22	15,84	65,00	80,84	33144	93
3	90,00	61,20	28,80	30	1,00	0,22	6,34	40,00	46,34	18998	54
4	90,00	79,20	10,80	42	1,00	0,27	2,92	35,00	37,92	15546	44
5	89,30	83,90	5,40	42	1,00	0,27	1,46	40,00	41,46	16998	48
6	88,30	83,00	5,30	42	1,00	0,27	1,43	46,00	47,43	19447	55
7	87,00	76,60	10,40	42	1,00	0,27	2,81	53,00	55,81	22881	65
8	85,60	63,30	22,30	42	1,00	0,27	5,91	59,00	64,91	26613	75
9	83,20	31,60	51,60	0	1,00	0,11	5,68	80,00	85,68	35127	99

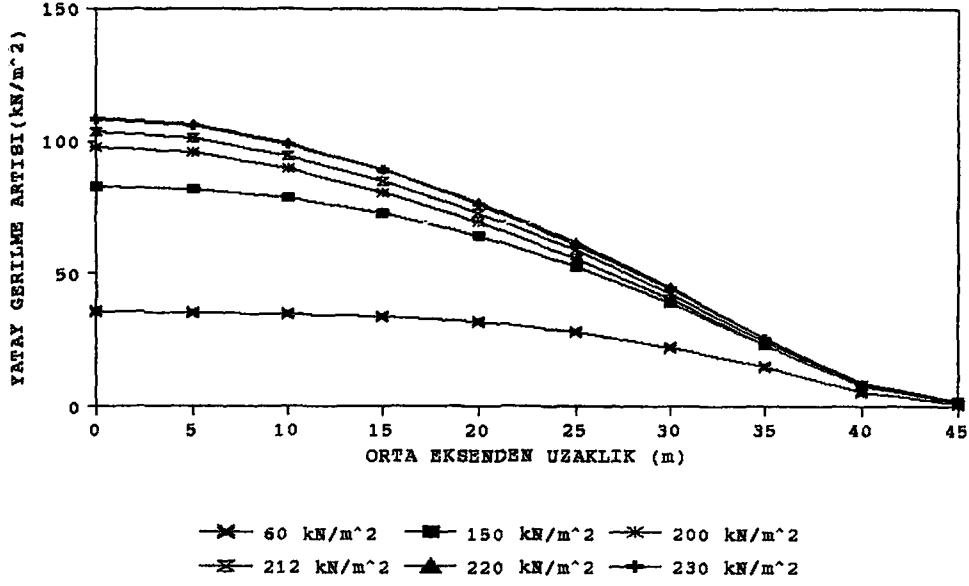
YÜKLEME NO 3											
TABAKA NO	$\Delta\sigma_H$ (kN/m ²)	ΔU_{maks} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_H'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_H'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u0} (kN/m ²)	E_{s0} (kN/m ²)	σ_{y0} (kN/m ²)
1	117,21	3,62	113,59	25	1,00	0,20	22,72	65,00	87,72	35964	101
2	117,21	9,04	108,17	30	1,00	0,22	23,80	65,00	88,80	36407	103
3	117,17	60,09	57,08	30	1,00	0,22	12,56	40,00	52,56	21549	61
4	116,75	93,24	23,51	42	1,00	0,27	6,35	35,00	41,35	16953	48
5	116,32	104,26	12,06	42	1,00	0,27	3,26	40,00	43,26	17735	50
6	115,71	103,79	11,92	42	1,00	0,27	3,22	46,00	49,22	20180	57
7	115,00	92,05	22,95	42	1,00	0,27	6,20	53,00	59,20	24271	68
8	114,20	68,01	46,19	42	1,00	0,27	12,24	59,00	71,24	29209	82
9	112,50	23,14	89,36	0	1,00	0,11	9,83	80,00	89,83	36830	104

YÜKLEME NO 4											
TABAKA NO	$\Delta\sigma_H$ (kN/m ²)	ΔU_{maks} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_H'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_H'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u0} (kN/m ²)	E_{s0} (kN/m ²)	σ_{y0} (kN/m ²)
1	130,96	0,17	130,79	25	1,00	0,20	26,16	65,00	91,16	37375	105
2	130,96	0,46	130,50	30	1,00	0,22	28,71	65,00	93,71	38421	108
3	130,90	7,38	123,52	30	1,00	0,22	27,17	40,00	67,17	27542	78
4	130,80	17,17	113,63	42	1,00	0,27	30,68	35,00	65,68	26929	76
5	130,64	21,34	109,30	42	1,00	0,27	29,51	40,00	69,51	28500	80
6	130,14	21,28	108,86	42	1,00	0,27	29,39	46,00	75,39	30911	87
7	129,46	17,04	112,42	42	1,00	0,27	30,35	53,00	83,35	34175	96
8	128,57	9,89	118,68	42	1,00	0,27	31,45	59,00	90,45	37085	105
9	126,14	2,21	123,93	0	1,00	0,11	13,63	80,00	93,63	38389	108

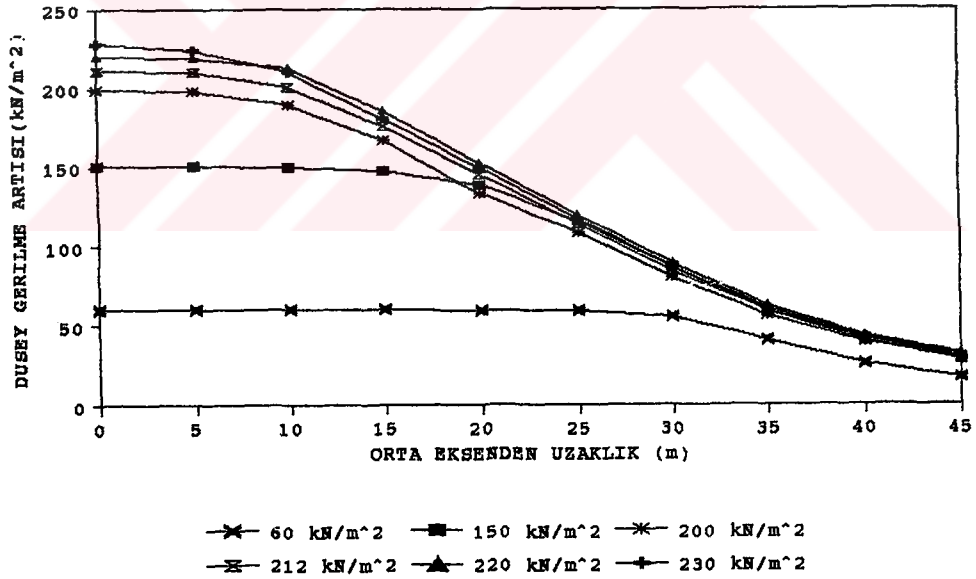
YÜKLEME NO 5											
TABAKA NO	$\Delta\sigma_H$ (kN/m ²)	ΔU_{maks} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_H'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_H'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u0} (kN/m ²)	E_{s0} (kN/m ²)	σ_{y0} (kN/m ²)
1	163,17	2,59	160,58	25	1,00	0,20	32,12	65,00	97,12	39818	112
2	163,14	3,26	159,88	30	1,00	0,22	35,17	65,00	100,17	41071	116
3	163,05	19,77	143,28	30	1,00	0,22	31,52	40,00	71,52	29324	83
4	162,36	34,11	128,25	42	1,00	0,27	34,63	35,00	69,63	28347	80
5	161,86	39,95	121,91	42	1,00	0,27	32,92	40,00	72,92	29895	84
6	161,20	39,78	121,42	42	1,00	0,27	32,78	46,00	78,78	32301	91
7	160,43	33,61	126,82	42	1,00	0,27	34,24	53,00	87,24	35769	101
8	159,60	22,09	137,51	42	1,00	0,27	36,44	59,00	95,44	39130	110
9	157,20	8,65	148,55	0	1,00	0,11	16,34	80,00	96,34	39500	111

Menba batardosu temel zeminin lineer-elastik analizi yapıldıktan sonra, zeminin gerilme - şekil değiştirme davranışını gerçeğe yakın olarak modelleyebilen elasto-plastik analiz yapılmıştır. Elasto-plastik analizler sonucu Şekil 5.1a'da görülen beş farklı dolgu yüklemesinde, Menba batardosu eksen altında derinlik boyunca meydana gelen asal gerilme değişimleri Şekil 5.16'da verilmiştir. Diğer yandan bu analizler neticesinde menba batardosu altındaki zeminin maksimum dolgu yükü altında deformasyonu Şekil 5.17a, deplasman vektörleri Şekil 5.17b ve gerilme vektörleri ise Şekil 5.17c'de görülmektedir.

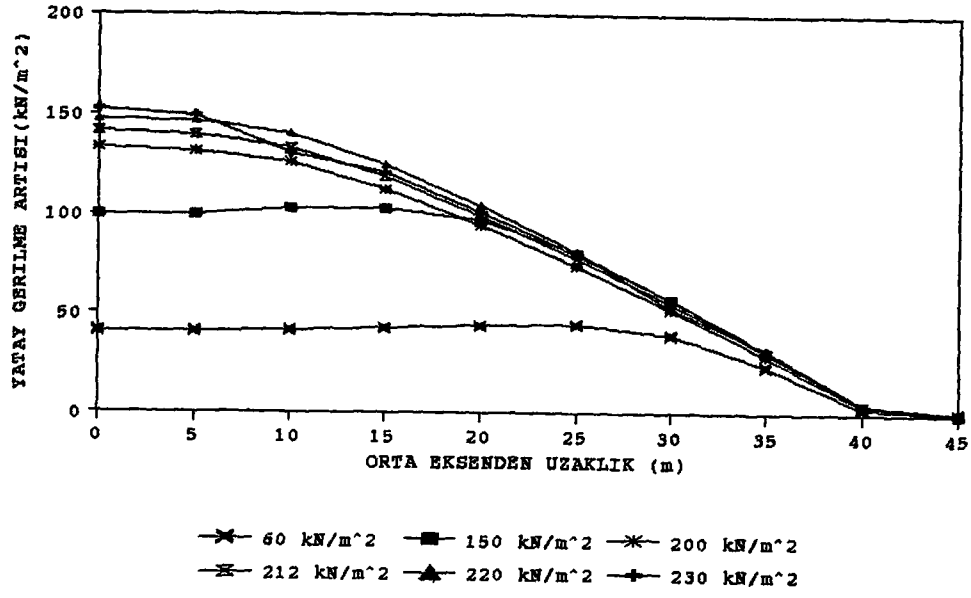
Başlangıç malzeme özelliklerinin ve kademeli yükleme altında konsolidasyon sonucu malzeme özelliklerindeki iyileşmenin gözönüne alındığı iki farklı elasto-plastik analiz sonucu ile lineer elastik analiz sonucu hesaplanan batardo eksenini altındaki düğüm noktasının simetrik kademeli yükleme altında düşey yerdeğiştirme davranışı Şekil 5.18'de gösterilmiştir. Elasto-plastik analiz sonucu, değişik yük kademelerinde başlangıç malzeme özelliklerine sahip zemin tabakalarında, meydana gelen gerilme artışları sonucu oluşması beklenen plastikleşme bölgeleri Şekil 5.19, 5.21, 5.23, 5.25 ve 5.27'de, iyileşmiş malzeme özelliklerine sahip zemin tabakalarında kademeli yükleme altında oluşması beklenen plastikleşme bölgeleri ise Şekil 5.20, 5.22, 5.24, 5.26'da gösterilmiştir. Analiz sonuçları, in-situ (başlangıç) malzeme özelliklerine sahip zemin tabakaları üzerine nihai dolgu kotuna kadar yükleme yapılması durumunda, zeminde plastikleşmeden kaynaklanan aşırı deformasyonlar meydana geleceğini, kademeli yükleme ve konsolidasyon sonucu zemin özelliklerinin iyileşmesi ile akmanın engellenmesi ve deformasyonların sınırlı tutulmasının mümkün olacağını göstermektedir. Baraj inşa programının belirlenmesinde bu durum dikkate alınmış ve yükleme adımları ile bekleme süreleri temel zemininde aşırı akma bölgeleri oluşmasına imkan vermeyecek Şekilde seçilmeye çalışılmıştır. Bu Şekilde baraj inşaatının güvenle tamamlanması mümkün olmuştur.



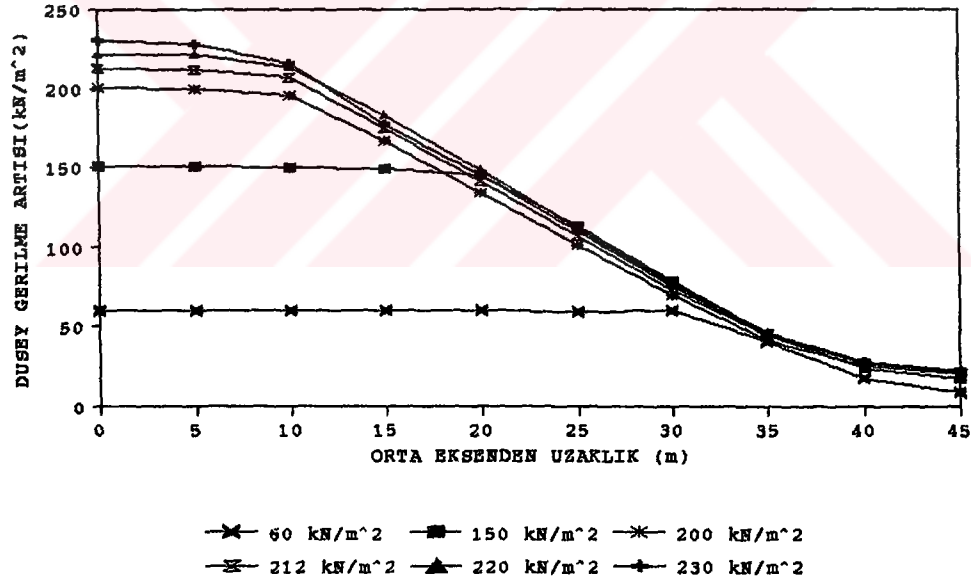
Şekil 5.5. Menba batardosu temel zemininde ± 0 m kotunda yatay gerilme artışlarının dolgu yüküyle değişimi



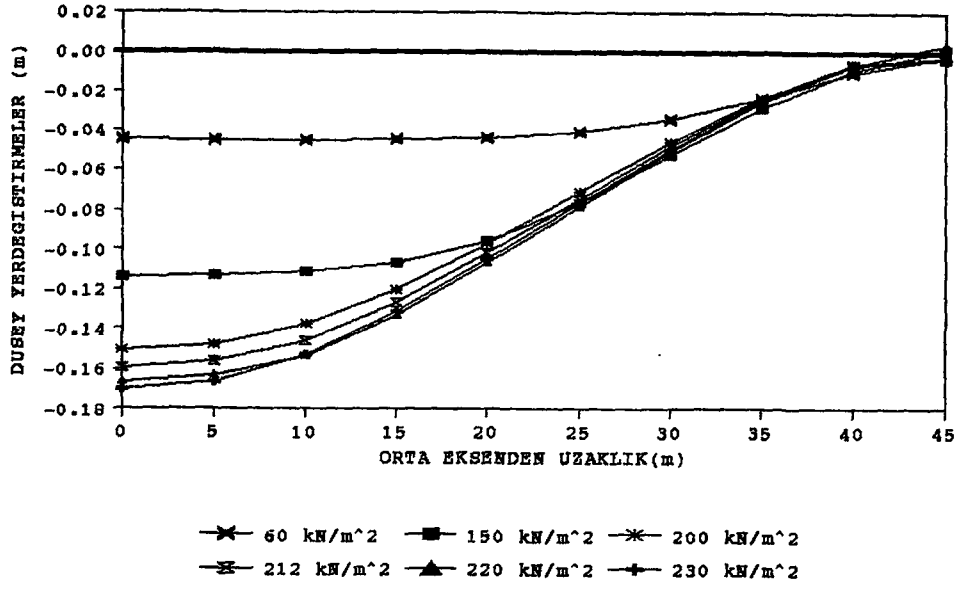
Şekil 5.6. Menba batardosu temel zemininde ± 0 m kotunda düşey gerilme artışlarının dolgu yüküyle değişimi



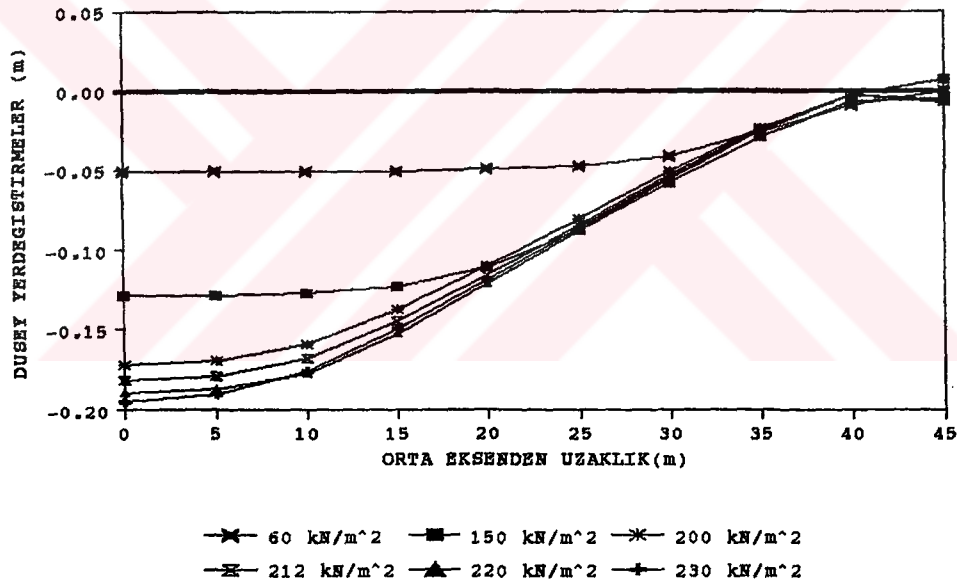
Şekil 5.7. Menba batardosu temel zemininde +4.5 m kotunda yatay gerilme artışlarının dolgu yüküyle değişimi



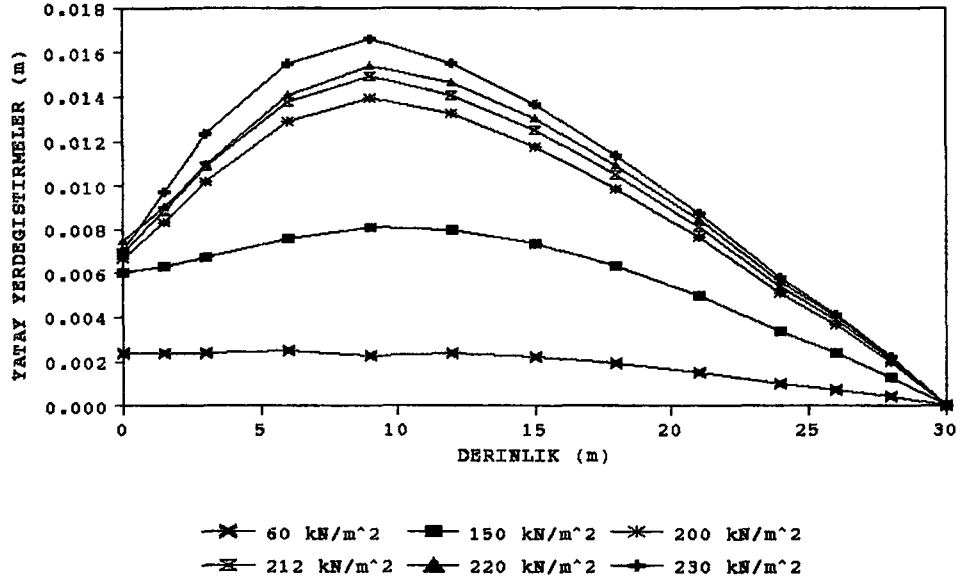
Şekil 5.8. Menba batardosu temel zemininde +4.5 m kotunda düşey gerilme artışlarının dolgu yükü ile değişimi



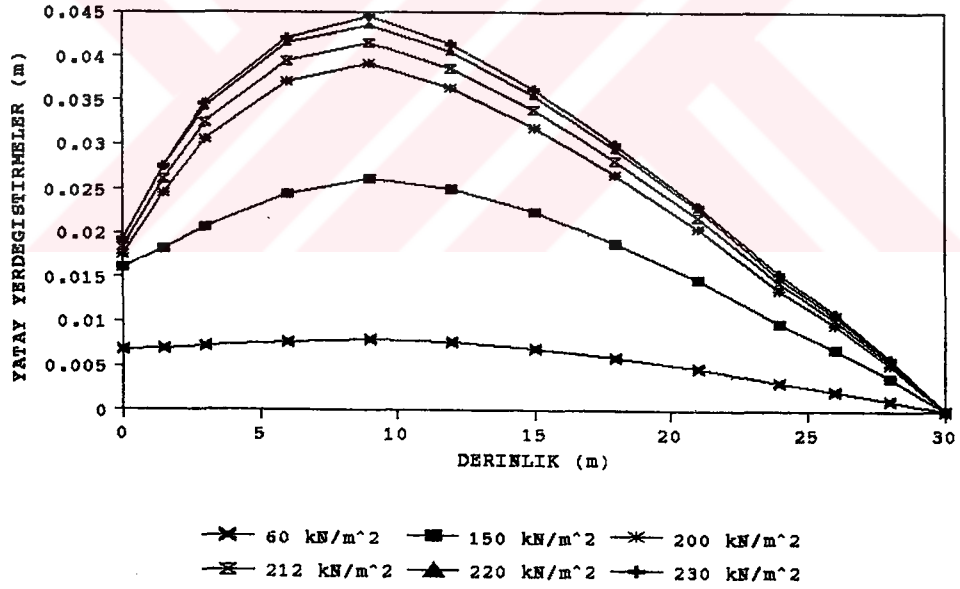
Şekil 5.9. Menba batardosu temel zemininde ± 0 m kotunda düşey yerdeğiştirme davranışı



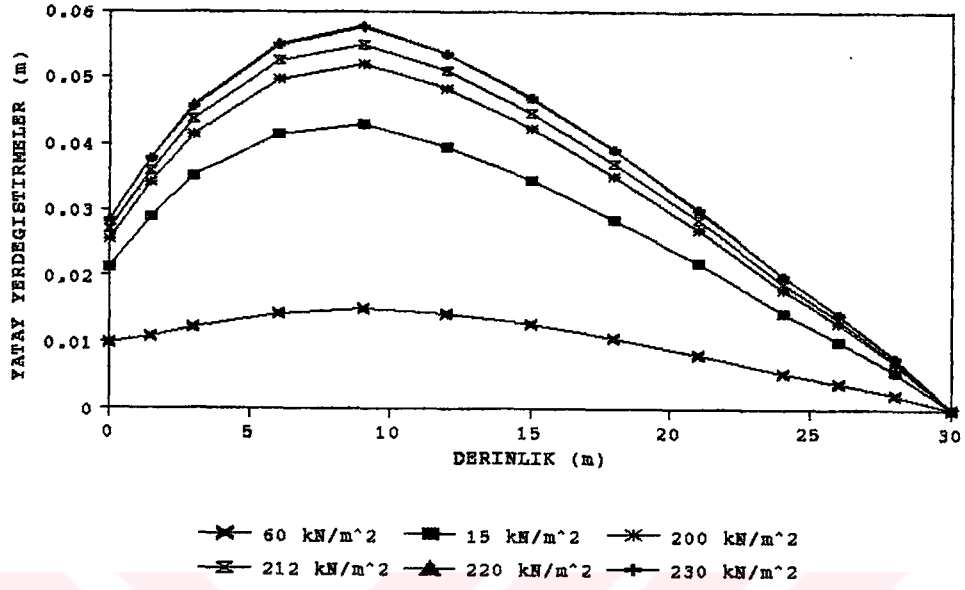
Şekil 5.10. Menba batardosu temel zemininde +4.5m kotunda düşey yerdeğiştirme davranışı



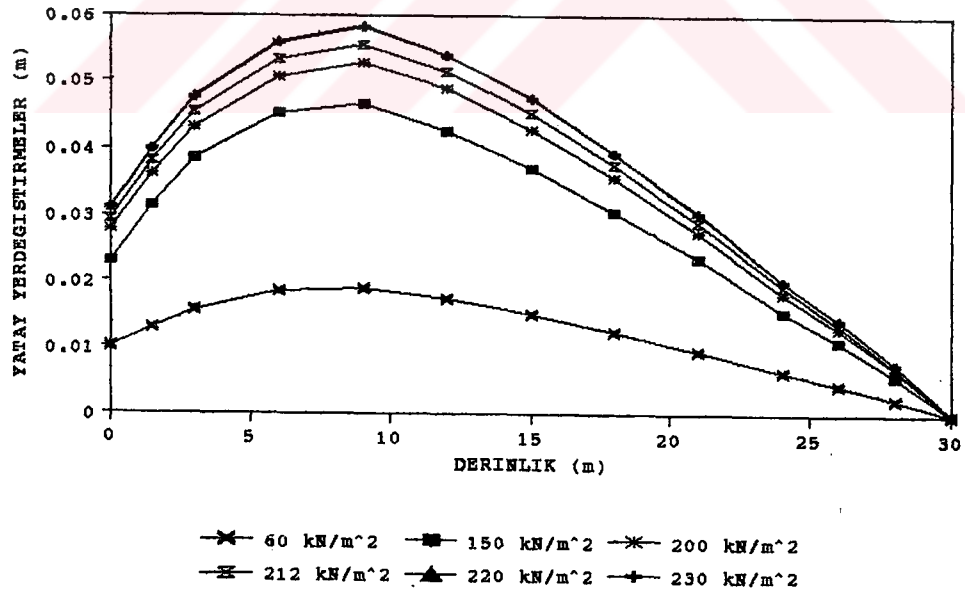
Şekil 5.11. Menba batardosu temel zemini A-A' kesitinde yatay yer değıştirme değışimi



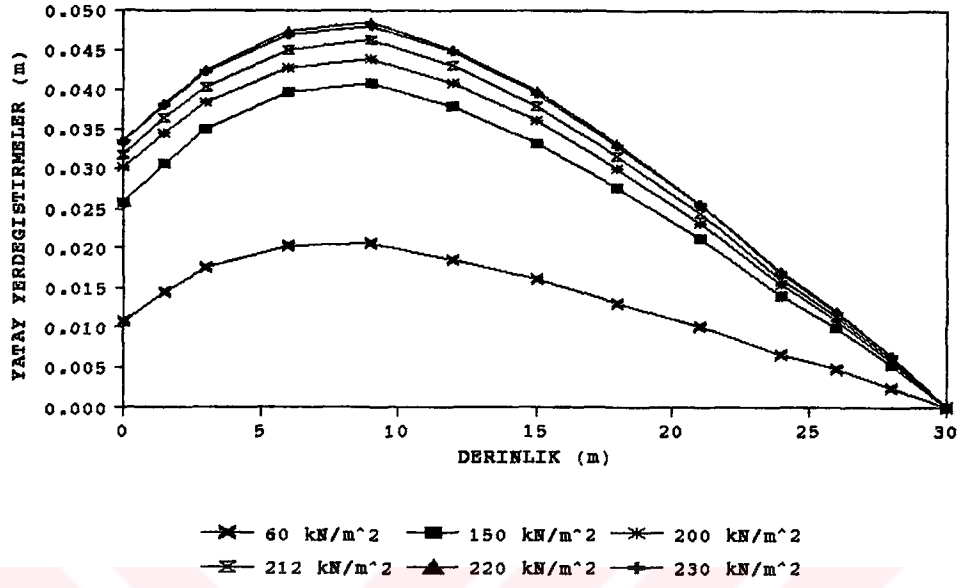
Şekil 5.12. Menba batardosu temel zemini B-B' kesitinde yatay yer değıştirme değışimi



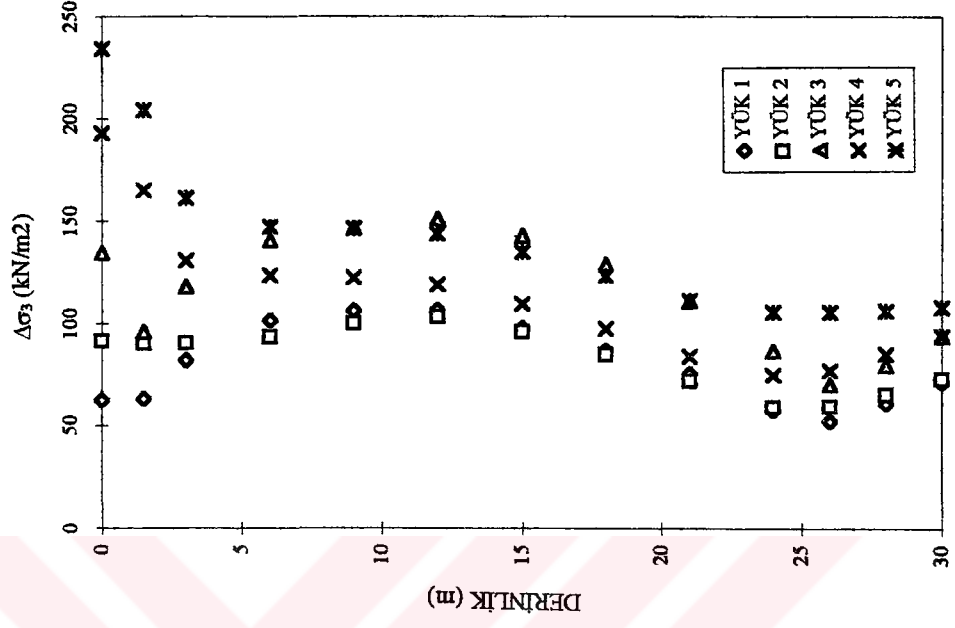
Şekil 5.13. Menba batardosu temel zemini C-C' kesitinde yatay yer değiştirme değişimi



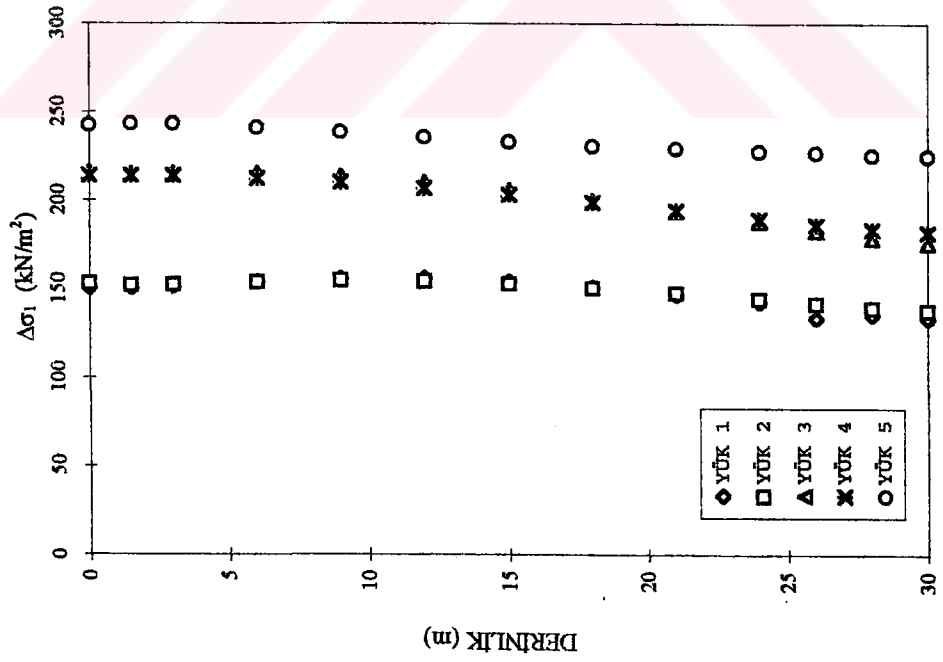
Şekil 5.14. Menba batardosu temel zemini D-D' kesitinde yatay yer değiştirme değişimi



Şekil 5.15. Menba batardosu temel zemini E-E' kesitinde yatay yer değıştirme değışimi



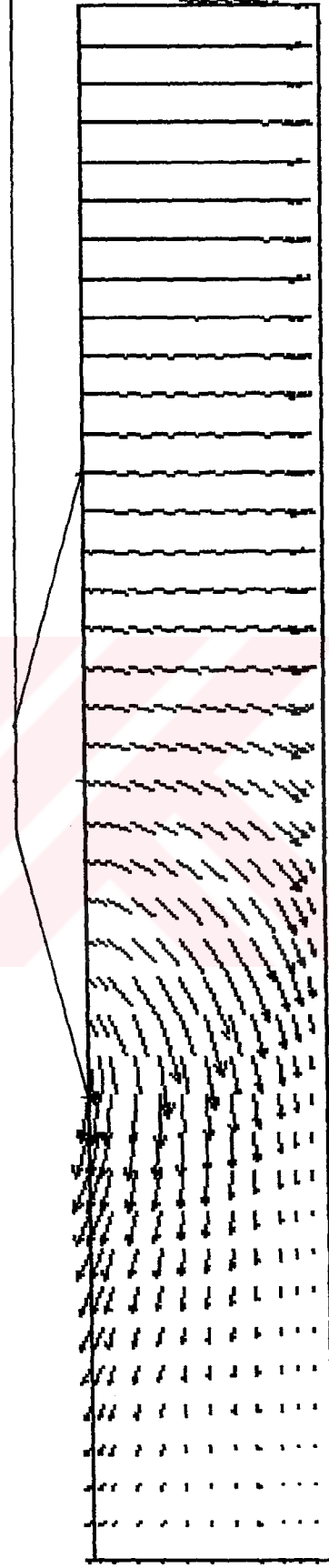
Şekil 5.16b. Menba batardosu eksen altında küçük asal gerilme değişimleri



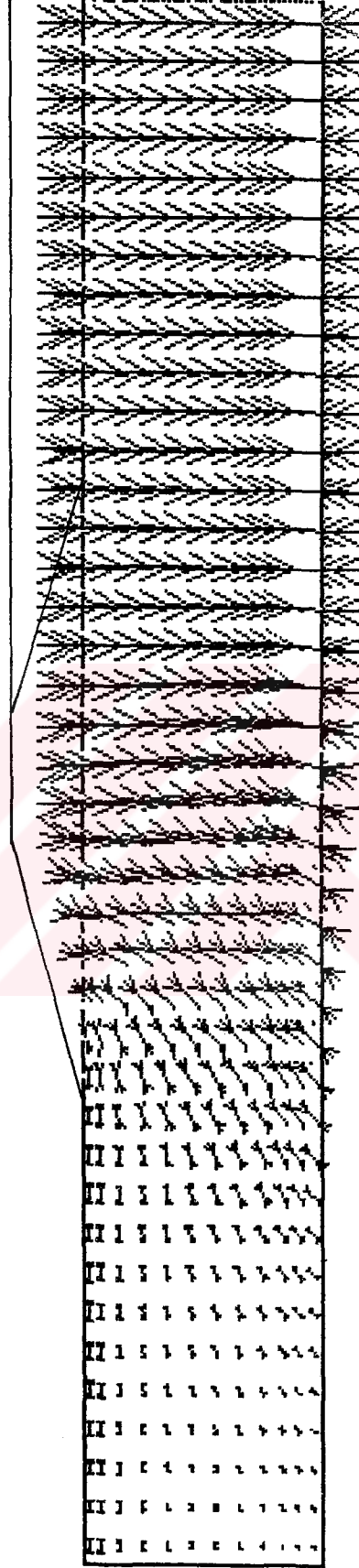
Şekil 5.16a. Menba batardosu eksen altında büyük asal gerilme değişimleri



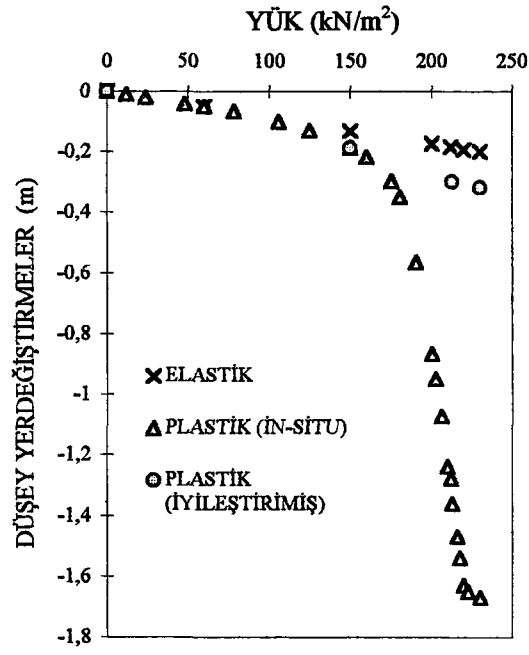
Şekil 5.17a. Menba batardosu temel zemininin maksimum dolgu yükü altında deformasyonu



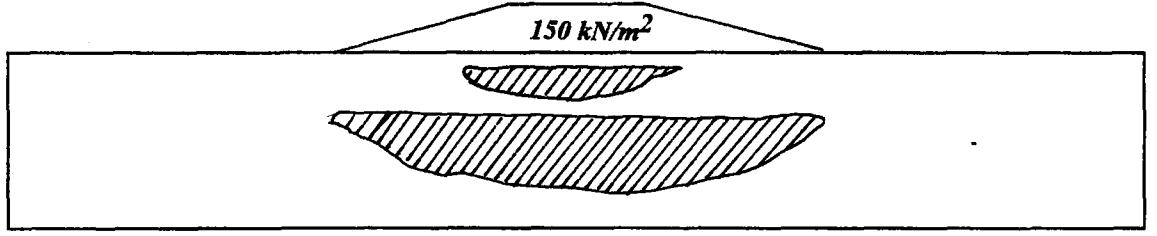
Şekil 5.17b. Menba batardosu temel zemininin maksimum dolgu yükü altında deplasman vektörleri



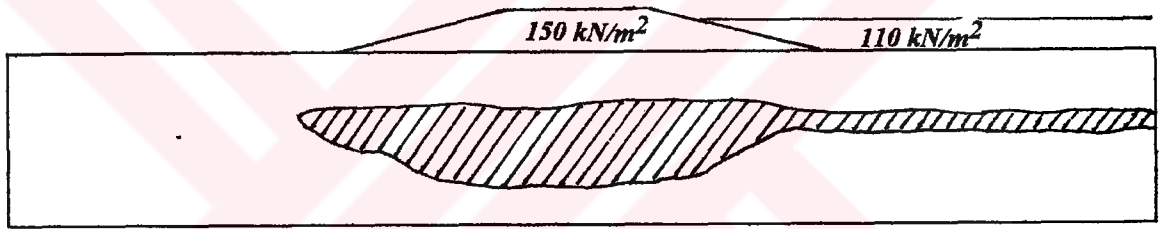
Sekil 5.17c. Menba batardosu temel zemininin maksimum dolgu yükü altında gerilme vektörleri



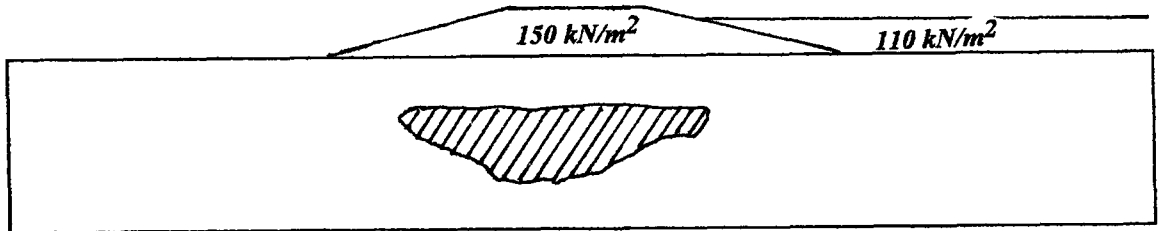
Şekil 5.18. Batardo ekseninde düşey yerdeğiştirme davranışı



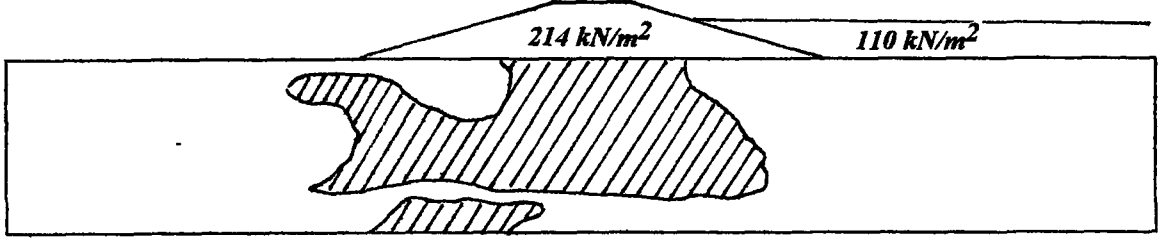
Şekil 5.19. Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 1 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri



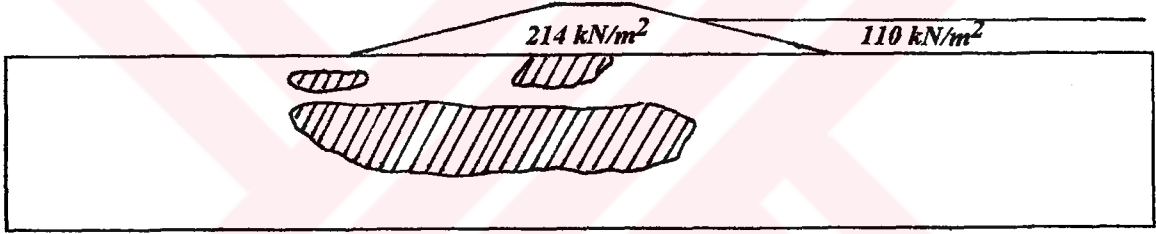
Şekil 5.20. Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 2 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri



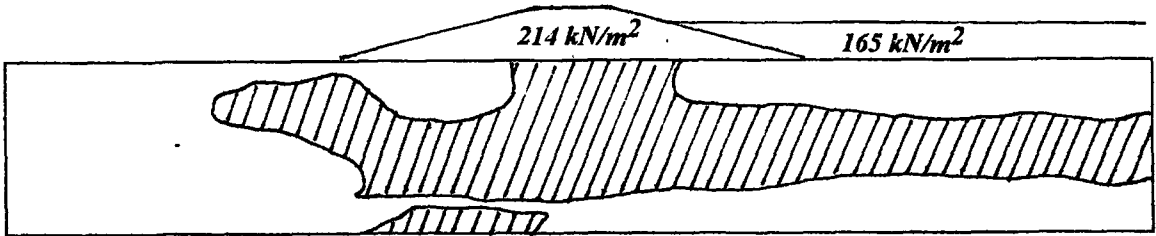
Şekil 5.21. İyileşmiş malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 2 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri



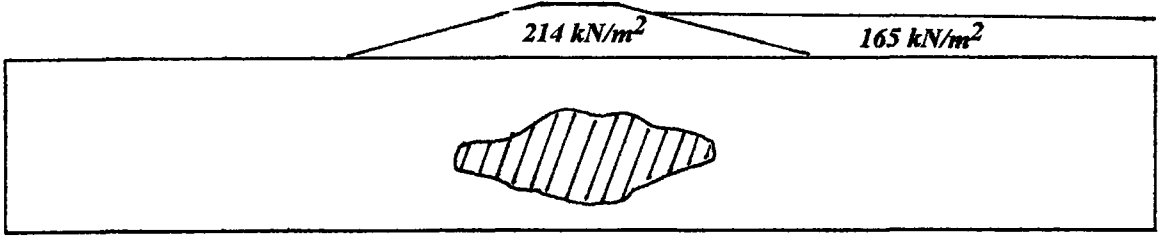
Şekil 5.22. Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 3 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri



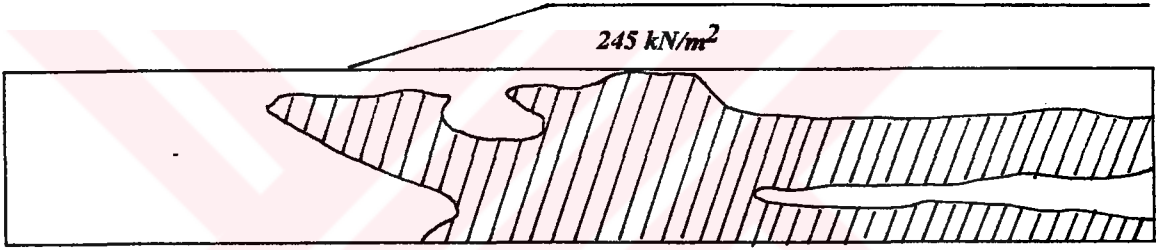
Şekil 5.23. İyileşmiş malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 3 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri



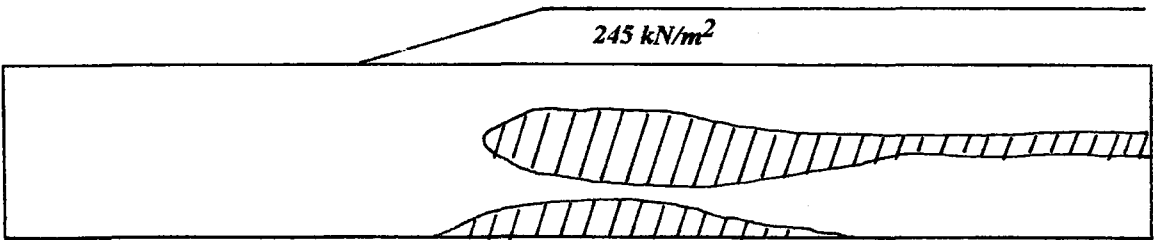
Şekil 5.24. Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 4 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri



Şekil 5.25. İyileşmiş malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 4 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri



Şekil 5.26. Başlangıç malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 5 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri



Şekil 5.27. İyileşmiş malzeme özelliklerine sahip temel zemininde 5 nolu yükleme altında oluşan plastikleşme bölgeleri

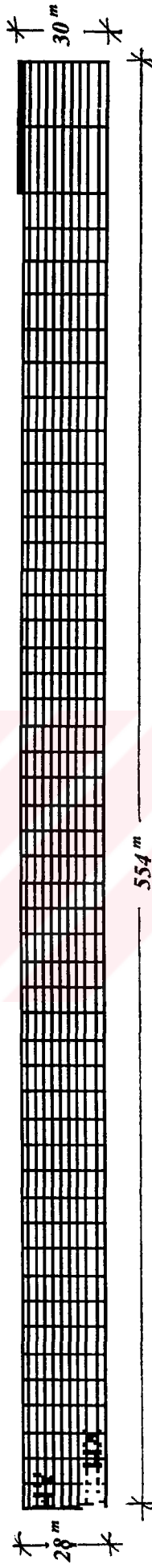
5.4 ALİBEY BARAJI GERİLME VE DEFORMASYON ANALİZİ

Alibey Barajı analizlerinde menba batardosu için geliştirilen sonlu elemanlar modele benzer şekilde iki boyutlu bir ızgara oluşturulmuştur. Şekil 5.28'de görülen ızgara menba batardosunda incelenen kısmı içermeyip bunun sağından itibaren 554 m uzunluğunda ve 28 m yüksekliği olan bir alanı modellemektedir. Modelde iki boyutlu 504 eleman kullanılmış olup, düğüm noktası sayısı 567'dir. Bu analizlerde başlangıç (in-situ) malzeme parametreleri menba batardosundakine benzer olarak alınmış, ancak kil tabakalarının sayısı dörde indirilmiştir.

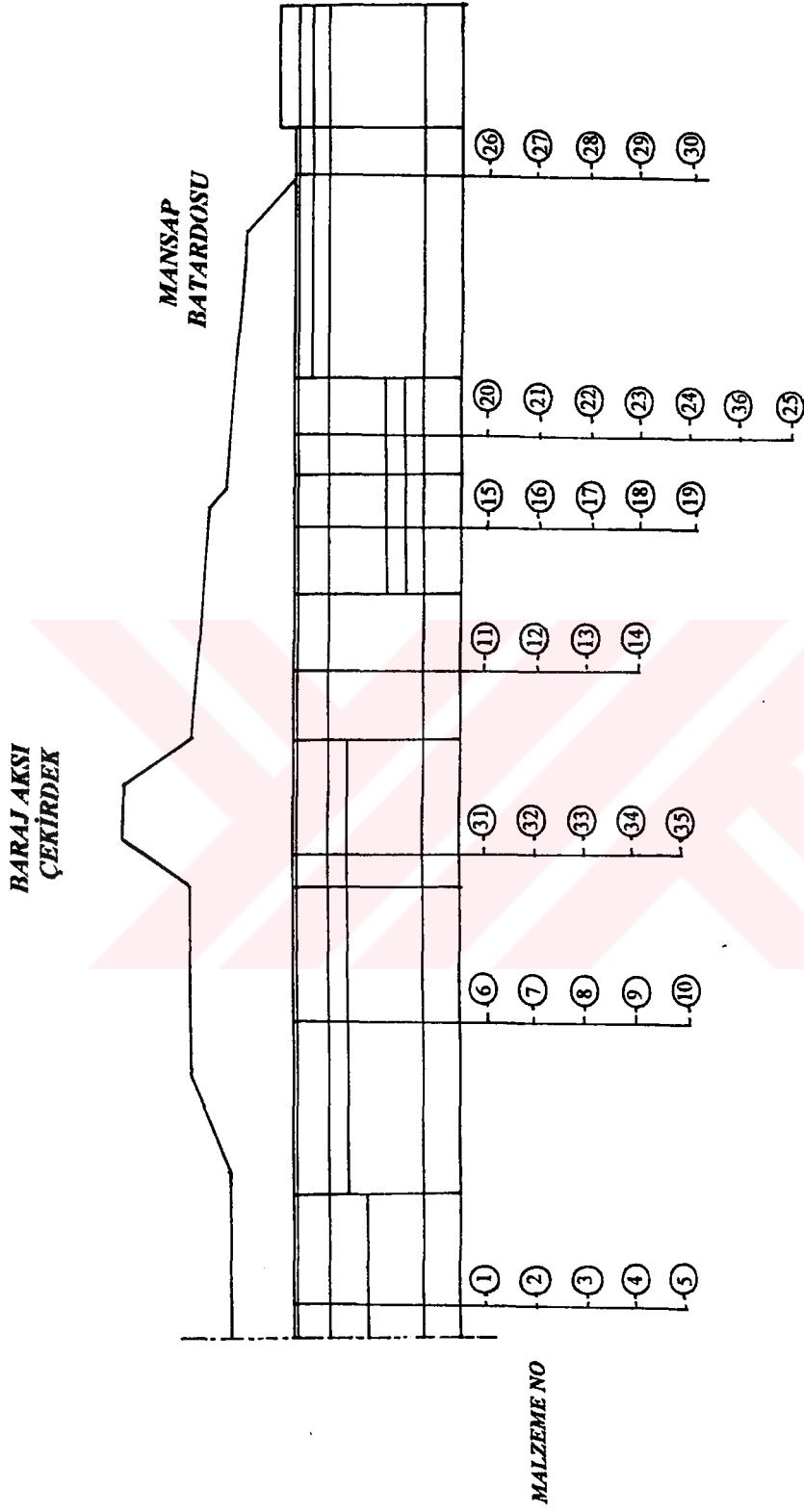
Tablo 5.4 Alibey Barajı gerilme analizinde dikkate alınan tipik kesitler hakkında bilgi

<i>Kesit No</i>	<i>Konumu</i>	<i>Dolgu Üst Kotu</i>	<i>Temel Zemin Drenaj Koşulları</i>
TT19	Menba Dolgusu	+17.00	Kum dren yok
B18	Menba Dolgusu	+23.00	$\phi=40$ cm kum drenler, tüm temel zemini derinliği boyunca, merkezden merkeze 7.0 m aralıklı
B23	Kret	+34.00	$\phi=40$ cm kum drenler, temel zemini 2/3 derinliğe kadar, merkezden merkeze 3,5 m aralıklı
B24	Mansap Dolgusu	+23.00	$\phi=40$ cm kum drenler, tüm temel zemini derinliği boyunca, merkezden merkeze 5.0 m aralıklı
B19	Ara Dolgu	+16.00	Kum dren yok
B9	MansapDolgusu	+14.00	Kum dren yok

Ayrıca ansimetrik kademeli yükleme altında oluşan konsolidasyondan dolayı malzeme parametreleri iyileştirilirken, temel zemininin, Şekil 5.29'de görülen ve baraj inşaat programı dikkate alınarak idealize edilen 36 değişik malzemeden oluştuğu gözönüne alınmıştır. Böylece sadece yüklemeye maruz kalan temel zeminindeki malzeme özellikleri



Şekil 5.28. Alibey barajı temel zemini analizlerinde kullanılan sonlu eleman modeli



Şekil 5.29. İdealize edilen temel zemininde kullanılan 36 değişik malzeme

iyileştirilmiştir. Analizlerde dikkate alınan ve baraj dolgu yüksekliği ile temel zemini drenaj koşulları açısından farklılıklar gösteren tipik kesitler ile ilgili özellikler Tablo 5.4 'de özetlenmiştir.

Alibey Barajı temel zeminin gerilme analizinde, malzeme özelliklerinin iyileştirilmesi için menba batardosu analizi için kullanılan hesap yönteminden burada da yararlanılmıştır. Burada menba batardosundan farklı olarak kil tabakalarının özelliklerinin iyileştirilmesinde, kum dren kullanılan kesitlerde düşey ve radyal konsolidasyonun birlikte gerçekleştiği dikkate alınarak ortalama konsolidasyon yüzdesi hesaplarında (Corillo, 1942)

$$U_{vr} = [1 - (1 - U_r)(1 - U_v)] \quad (5.5)$$

eşitliğinden yararlanılmıştır. Burada U_v , düşey konsolidasyon için ortalama konsolidasyon yüzdesini, U_r ise radyal konsolidasyon için ortalama konsolidasyon yüzdesini

$$U_r = 1 - \exp\left[-\frac{8T_r}{m}\right] \quad (5.6)$$

ifade etmekte olup, T_r radyal konsolidasyon zaman faktörünü (Baron, 1948), boyutsuz m katsayısı ise kum drenlerin geometrik yerleşimini göstermektedir.

$$m = \left[\frac{n^2}{n^2 - 1} \right] \ln(n) - \frac{3n^2 - 1}{4n^2} \quad (5.7)$$

$$n = \frac{d_e}{zr_w}, T_r = \frac{C_{vr} * t}{d_e^2} \quad (5.8)$$

d_e : Kum dren efektif tesir çapı

r_w : Kum dren çapı

C_{vr} : Yatay konsolidasyon katsayısı

Hesaplamalarda $C_{vr} = C_v = 0.107 \text{ m}^2/\text{gün}$ alınmıştır.

Malzeme parametrelerini iyileştirmek için hesaplanması gerekli olan boşluk suyu basınçları ise menba batardosu temel zemini analizlerindeki gibi hesaplanmış olup, bu hesaplar incelenen tipik kesitler için Tablo 5.5, 5.6, 5.7, 5.8, 5.9 ve 5.10'da özetlenmiştir. Kum dren olan kesitlerde (5.6) eşitliği kullanılarak ortalama konsolidasyon yüzdesi hesaplandıktan sonra menba batardosu analizinde kullanılan hesap yönteminden yararlanılarak malzeme parametreleri iyileştirilmiştir. Alibey Barajı gerilme analizinde incelenen 6 farklı kesit için iyileştirme hesapları ise Tablo 5.11, 5.12, 5.13, 5.14, 5.15, 5.16 'da verilmiştir.

Ayrıca Tablo 5.17'de Alibey Barajı temel zemininde yer alan kum bantlara ait zemin özellikleri verilmiş olup, hesaplamalarda ilk önce bunların lineer elastik malzeme davranışı gösterdiği kabul edilmiştir. Kum bantlar için seçilen deformasyon modülü değerleri aşağıda verilen eşitlik yardımıyla bulunmuştur (Janbu, 1963).

$$E_i = K \sigma_p \left(\frac{\sigma_v}{\sigma_p} \right)^n \quad (5.9)$$

Burada K ve n malzeme parametreleri olup, $K=5448$ ve $n=0.404$ değerleri alınmıştır. σ_v , toplam düşey gerilme, σ_p , atmosfer basıncı değeridir (101.3 kPa). Kum tabakalarının özellikleri iyileştirilirken (5.9) eşitliğinden yararlanılmış ve farklı yükleme kademeleri altında oluşan gerilme artışları gözönüne alınmıştır.. Ayrıca daha sonra karşılaştırma yapmak amacıyla temel zemininde yer alan kum bantların non-lineer elasto-plastik davranış gösterdiği düşünülüp, kum bantlar için Drucker-Prager akma kriteri kullanılarak

Tablo 5.5. TT19 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları

TT19 KESİTİ				
t=200 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 200 / 14^2 = 0.10$			
t _t =200 gün				
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta U_o = \Delta \sigma_{v1}$ (kN/m ²)	u ₁ (kN/m ²)
1	0,04	0,90	109,7	10,97
2	0,30	0,46	108,6	58,64
3*	0,71	0,12	107,0	94,16
4	1,25	0,10	106,5	95,85
5	1,80	0,64	106,0	38,16

TT19 KESİTİ							
t=200 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 400 / 14^2 = 0.10$						
t _t = 400 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v1}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v2} - \Delta \sigma_{v1}$	$(\Delta \sigma_{v2} - \Delta \sigma_{v1}) + u_1$	u ₂ (kN/m ²)
1	0,04	0,90	110,3	109,7	0,6	2,52	0,20
2	0,30	0,46	109,7	108,6	1,1	6,41	1,28
3*	0,71	0,12	109,2	107,0	2,2	11,48	4,36
4	1,25	0,10	109,1	106,5	2,6	17,98	10,43
5	1,80	0,64	109,6	106,0	3,6	18,57	10,40

TT19 KESİTİ							
t=600 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 600 / 14^2 = 0.33$						
t _t = 1000 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}$	$(\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}) + u_2$	u ₃ (kN/m ²)
1	0,04	0,82	110,6	110,3	0,3	1,46	0,12
2	0,30	0,70	109,8	109,7	0,1	32,37	9,71
3*	0,71	0,46	109,2	109,2	0,0	84,76	45,77
4	1,25	0,44	109,2	109,1	0,1	88,7	49,67
5	1,80	0,80	109,8	109,6	0,2	15,26	3,05

TT19 KESİTİ							
t=500 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 500 / 14^2 = 0.33$						
t _t = 1500 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}$	$(\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}) + u_3$	u ₄ (kN/m ²)
1	0,04	0,92	110,6	110,6	0,0	0,12	0,00
2	0,30	0,70	109,9	109,8	0,1	9,6	2,88
3*	0,71	0,46	109,7	109,2	0,6	46,34	25,02
4	1,25	0,44	109,7	109,2	0,5	50,19	28,10
5	1,80	0,80	110,0	109,8	0,2	3,22	0,64

TT19 KESİTİ							
t=500 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 500 / 14^2 = 0.33$						
t _t = 2000 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v5}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v5} - \Delta \sigma_{v4}$	$(\Delta \sigma_{v5} - \Delta \sigma_{v4}) + u_4$	u ₅ (kN/m ²)
1	0,04	0,92	164,8	110,6	54,2	54,23	4,34
2	0,30	0,70	165,0	109,9	55,1	57,96	17,39
3*	0,71	0,46	165,0	109,7	55,3	80,29	43,36
4	1,25	0,44	165,0	109,7	55,3	83,24	46,78
5	1,80	0,80	165,0	110,0	55,0	56,144	11,23

Tablo 5.5 (devamı)

TT19 KESİTİ							
t = 400 gün	$T = C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 400 / 14^2 = 0.20$						
t _i = 2400 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v6}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v5}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v6} - \Delta\sigma_{v5}$	$(\Delta\sigma_{v6} - \Delta\sigma_{v5}) + u_5$	u ₆ (kN/m ²)
1	0,04	0,92	244,2	164,8	79,3	83,67	5,02
2	0,30	0,70	245,3	165,0	80,3	97,69	37,12
3*	0,71	0,46	246,0	165,0	81,0	124,36	84,56
4	1,25	0,44	246,0	165,0	81,0	127,78	89,45
5	1,80	0,80	247,0	165,5	81,5	92,73	24,11

TT19 KESİTİ							
t = 500 gün	$T = C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 500 / 14^2 = 0.33$						
t _i = 2900 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v7}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v6}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v7} - \Delta\sigma_{v6}$	$(\Delta\sigma_{v7} - \Delta\sigma_{v6}) + u_6$	u ₇ (kN/m ²)
1	0,04	0,92	244,3	244,2	0,2	5,19	0,42
2	0,30	0,70	245,3	245,3	0,0	37,15	11,14
3*	0,71	0,46	247,3	246,0	1,3	85,89	46,38
4	1,25	0,44	247,3	246,0	1,3	90,78	50,84
5	1,80	0,80	249,6	247,0	2,6	26,7	5,34

TT19 KESİTİ							
t = 200 gün	$T = C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 200 / 14^2 = 0.10$						
t _i = 3100 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v8}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v7}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v8} - \Delta\sigma_{v7}$	$(\Delta\sigma_{v8} - \Delta\sigma_{v7}) + u_7$	u ₈ (kN/m ²)
1	0,04	0,92	245,2	244,3	0,8	1,25	0,13
2	0,30	0,70	245,3	245,3	0,0	11,14	6,02
3*	0,71	0,46	247,3	247,3	0,0	46,38	40,82
4	1,25	0,44	247,3	247,3	0,0	50,84	45,76
5	1,80	0,80	249,6	249,6	0,0	5,34	1,92

Tablo 5.6. B18 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları

B18 KESİTİ			
t = 200 gün			
$U_r = 0,70$	$U_v = 0,14$	$U_{vr} = 0,74$	
MALZEME NO	U_{vr}	$\Delta U_o = \Delta \sigma_{v1}$ (kN/m ²)	u_1 (kN/m ²)
6	0,74	109,70	28,50
7	0,74	108,60	28,24
8*	0,74	107,00	27,80
9	0,74	106,50	27,70
10	0,74	106,00	27,60

B18 KESİTİ						
t = 200 gün						
t _t = 400 gün						
$U_r = 0,70$	$U_v = 0,14$	$U_{vr} = 0,74$				
MALZEME NO	U_{vr}	$\Delta \sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v1}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v2} - \Delta \sigma_{v1}$	$(\Delta \sigma_{v2} - \Delta \sigma_{v1}) + u_1$	u_2 (kN/m ²)
6	0,74	109,80	109,70	0,10	28,60	7,44
7	0,74	108,74	108,60	0,14	28,38	7,38
8*	0,74	108,14	107,00	1,14	28,94	7,52
9	0,74	107,00	106,50	0,50	28,20	7,33
10	0,74	106,13	106,00	0,13	27,73	7,21

B18 KESİTİ						
t = 600 gün						
t _t = 1000 gün						
$U_r = 0,97$	$U_v = 0,42$	$U_{vr} = 0,98$				
MALZEME NO	U_{vr}	$\Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}$	$(\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}) + u_2$	u_3 (kN/m ²)
6	0,98	110,1	109,80	0,30	7,74	0,16
7	0,98	110,7	108,74	1,96	9,34	0,19
8*	0,98	111,3	108,14	3,16	10,68	0,21
9	0,98	111,6	107,00	4,60	11,93	0,24
10	0,98	111,3	106,13	5,17	12,38	0,25

B18 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _t = 1500 gün						
$U_r = 0,96$	$U_v = 0,38$	$U_{vr} = 0,975$				
MALZEME NO	U_{vr}	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v4} - \Delta \sigma_{v3}$	$(\Delta \sigma_{v4} - \Delta \sigma_{v3}) + u_3$	u_4 (kN/m ²)
6	0,975	110,31	110,1	0,21	0,37	0
7	0,975	110,7	110,7	0,00	0,19	0
8*	0,975	111,3	111,3	0,00	0,21	0
9	0,975	111,6	111,6	0,00	0,24	0
10	0,975	111,3	111,3	0,00	0,25	0

Tablo 5.6 (devamı)

B18 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _t = 2000 gün						
U _r = 0,96	U _v = 0,38	U _{vr} = 0,975				
MALZEME NO	U _{vr}	Δσ _{v5} (kN/m ²)	Δσ _{v4} (kN/m ²)	Δσ _{v5} - Δσ _{v4}	(Δσ _{v5} - Δσ _{v4}) + u ₄	u ₅ (kN/m ²)
6	0,975	165,38	110,31	55,08	55,08	1,377
7	0,975	165,65	110,7	54,95	54,95	1,37
8*	0,975	165,92	111,3	54,62	54,62	1,365
9	0,975	166	111,6	54,44	54,44	1,36
10	0,975	166,8	111,3	55,47	55,47	1,38

B18 KESİTİ						
t = 400 gün						
t _t = 2400 gün						
U _r = 0,91	U _v = 0,25	U _{vr} = 0,93				
MALZEME NO	U _{vr}	Δσ _{v6} (kN/m ²)	Δσ _{v5} (kN/m ²)	Δσ _{v6} - Δσ _{v5}	(Δσ _{v6} - Δσ _{v5}) + u ₅	u ₆ (kN/m ²)
6	0,93	245,40	165,38	80,02	81,40	5,70
7	0,93	244,30	165,65	78,65	80,02	5,60
8*	0,93	243,00	165,92	77,08	78,45	5,50
9	0,93	243,00	166,00	77,00	78,36	5,48
10	0,93	242,00	166,80	75,20	76,58	5,36

B18 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _t = 2900 gün						
U _r = 0,96	U _v = 0,38	U _{vr} = 0,975				
MALZEME NO	U _{vr}	Δσ _{v7} (kN/m ²)	Δσ _{v6} (kN/m ²)	Δσ _{v7} - Δσ _{v6}	(Δσ _{v7} - Δσ _{v6}) + u ₆	u ₇ (kN/m ²)
6	0,975	353,15	245,40	107,75	113,45	2,84
7	0,975	352,23	244,30	107,93	113,50	2,84
8*	0,975	350,92	243,00	107,92	113,00	2,83
9	0,975	350,42	243,00	107,42	113,00	2,83
10	0,975	349,00	242,00	107,00	112,00	2,83

B18 KESİTİ						
t = 200 gün						
t _t = 3100 gün						
U _r = 0,70	U _v = 0,14	U _{vr} = 0,74				
MALZEME NO	U _{vr}	Δσ _{v8} (kN/m ²)	Δσ _{v7} (kN/m ²)	Δσ _{v8} - Δσ _{v7}	(Δσ _{v8} - Δσ _{v7}) + u ₇	u ₈ (kN/m ²)
6	0,74	353,15	353,15	0,00	2,84	0,74
7	0,74	352,69	352,23	0,46	3,30	0,86
8*	0,74	352,77	350,92	1,85	4,68	1,22
9	0,74	352,54	350,42	2,12	4,95	1,29
10	0,74	352,77	349,00	3,77	6,60	1,72

Tablo 5.7. B23 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları

B23 KESİTİ			
t = 600 gün			
t _i = 1000 gün			
U _r = 0,99	U _v = 0,42	U _{vr} = 0,99	
MALZEME NO	U _{vr}	$\Delta U_o = \Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	u ₃ (kN/m ²)
31	0,99	120,66	1,2
32	0,99	117,30	1,2
33*	0,99	115,80	1,2
34	0,99	115,30	1,2
35	0,99	115,25	1,2

B23 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _i = 1500 gün						
U _r = 0,99	U _v = 0,38	U _{vr} = 0,99				
MALZEME NO	U _{vr}	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v4} - \Delta \sigma_{v3}$	$(\Delta \sigma_{v4} - \Delta \sigma_{v3}) + u_3$	u ₄ (kN/m ²)
31	0,99	120,66	120,66	0,00	1,2	0,012
32	0,99	120,00	117,30	2,70	3,87	0,04
33*	0,99	120,00	115,80	4,20	5,36	0,05
34	0,99	120,25	115,30	4,95	6,1	0,06
35	0,99	120,16	115,25	4,91	6,06	0,061

B23 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _i = 2000 gün						
U _r = 0,99	U _v = 0,38	U _{vr} = 0,99				
MALZEME NO	U _{vr}	$\Delta \sigma_{v5}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v5} - \Delta \sigma_{v4}$	$(\Delta \sigma_{v5} - \Delta \sigma_{v4}) + u_4$	u ₅ (kN/m ²)
31	0,99	219,60	120,66	99,00	99,01	0,99
32	0,99	216,00	120,00	96,00	96,04	0,96
33*	0,99	215,60	120,00	95,60	95,65	0,956
34	0,99	215,00	120,25	94,75	94,8	0,95
35	0,99	212,6	120,16	97,42	97,48	0,97

B23 KESİTİ						
t = 400 gün						
t _i = 2400 gün						
U _r = 0,99	U _v = 0,25	U _{vr} = 0,99				
MALZEME NO	U _{vr}	$\Delta \sigma_{v6}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v5}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v6} - \Delta \sigma_{v5}$	$(\Delta \sigma_{v6} - \Delta \sigma_{v5}) + u_5$	u ₆ (kN/m ²)
31	0,99	220,2	219,60	0	0,99	0
32	0,99	223	216,00	7,00	7,96	0,08
33*	0,99	231,6	215,60	16,00	16,96	0,17
34	0,99	233	215,00	18,00	18,95	0,18
35	0,99	234	212,6	21,40	22,37	0,22

Tablo 5.7 (devamı)

B23 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _t = 2900 gün						
U _r = 0,99		U _v = 0,38	U _r = 0,99			
MALZEME NO	U _r	Δσ _{v7} (kN/m ²)	Δσ _{v6} (kN/m ²)	Δσ _{v7} - Δσ _{v6}	(Δσ _{v7} - Δσ _{v6}) + u ₆	u ₇ (kN/m ²)
31	0,99	346,5	220,2	76,33	77,59	0,78
32	0,99	342,42	223	81,74	82,93	0,83
33*	0,99	343,5	231,6	85,17	86,29	0,86
34	0,99	344,6	233	84,56	85,68	0,86
35	0,99	346	234	78,5	79,62	0,8

B23 KESİTİ						
t = 200 gün						
t _t = 3100 gün						
U _r = 0,99		U _v = 0,14	U _r = 0,99			
MALZEME NO	U _r	Δσ _{v8} (kN/m ²)	Δσ _{v7} (kN/m ²)	Δσ _{v8} - Δσ _{v7}	(Δσ _{v8} - Δσ _{v7}) + u ₇	u ₈ (kN/m ²)
31	0,99	422,83	346,5	76,33	77,59	0,78
32	0,99	424,16	342,42	81,74	82,93	0,83
33*	0,99	428,67	343,5	85,17	86,29	0,86
34	0,99	429,16	344,6	84,56	85,68	0,86
35	0,99	424,50	346	78,50	79,62	0,80

Tablo 5.8. B24 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları

B24 KESİTİ			
t = 200 gün			
$U_r = 0,96$	$U_v = 0,14$	$U_{vr} = 0,97$	
MALZEME NO	U_{vr}	$\Delta U_o = \Delta\sigma_{v1}$ (kN/m ²)	u_1 (kN/m ²)
11	0,97	82,00	2,46
12	0,97	84,00	2,52
13	0,97	76,00	2,28
14	0,97	63,00	1,89

B24 KESİTİ						
t = 200 gün						
t _i = 400 gün						
$U_r = 0,96$	$U_v = 0,14$	$U_{vr} = 0,97$				
MALZEME NO	U_{vr}	$\Delta\sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v1}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v2} - \Delta\sigma_{v1}$	$(\Delta\sigma_{v2} - \Delta\sigma_{v1}) + u_1$	u_2 (kN/m ²)
11	0,97	85,00	82,00	3,00	5,46	0,16
12	0,97	86,00	84,00	2,00	4,52	0,14
13	0,97	77,00	76,00	1,00	3,28	0,09
14	0,97	63,50	63,00	0,50	2,39	0,07

B24 KESİTİ						
t = 600 gün						
t _i = 1000 gün						
$U_r = 0,99$	$U_v = 0,42$	$U_{vr} = 0,99$				
MALZEME NO	U_{vr}	$\Delta\sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v3} - \Delta\sigma_{v2}$	$(\Delta\sigma_{v3} - \Delta\sigma_{v2}) + u_2$	u_3 (kN/m ²)
11	0,99	92,50	85,00	7,50	7,66	0,07
12	0,99	87,00	86,00	1,00	1,14	0,01
13	0,99	79,00	77,00	2,00	2,09	0,021
14	0,99	75,00	63,50	11,50	11,57	0,12

B24 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _i = 1500 gün						
$U_r = 0,99$	$U_v = 0,38$	$U_{vr} = 0,99$				
MALZEME NO	U_{vr}	$\Delta\sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v4} - \Delta\sigma_{v3}$	$(\Delta\sigma_{v4} - \Delta\sigma_{v3}) + u_3$	u_4 (kN/m ²)
11	0,99	112,27	92,50	19,77	19,84	0,19
12	0,99	112,27	87,00	25,27	25,28	0,25
13	0,99	111,73	79,00	32,73	32,75	0,33
14	0,99	110,45	75,00	35,45	35,57	0,36

Tablo 5.8 (devamı)

B24 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _t = 2000 gün						
U _r = 0,99	U _v = 0,38	U _{vr} = 0,99				
MALZEME NO	U _{vr}	Δσ _{v5} (kN/m ²)	Δσ _{v4} (kN/m ²)	Δσ _{v5} - Δσ _{v4}	(Δσ _{v5} - Δσ _{v4}) + u ₄	u ₅ (kN/m ²)
11	0,99	154,8	112,27	42,55	42,74	0,43
12	0,99	156,72	112,27	44,5	44,75	0,45
13	0,99	157	111,73	45	45,33	0,45
14	0,99	156,8	110,45	46,35	46,71	0,46

B24 KESİTİ						
t = 400 gün						
t _t = 2400 gün						
U _r = 0,99	U _v = 0,25	U _{vr} = 0,99				
MALZEME NO	U _{vr}	Δσ _{v6} (kN/m ²)	Δσ _{v5} (kN/m ²)	Δσ _{v6} - Δσ _{v5}	(Δσ _{v6} - Δσ _{v5}) + u ₅	u ₆ (kN/m ²)
11	0,99	279,00	154,8	124,20	124,63	1,24
12	0,99	274,00	156,72	117,28	117,73	1,17
13	0,99	271,50	157	114,50	115,00	1,15
14	0,99	266,00	156,8	109,20	109,66	1,10

B24 KESİTİ						
t = 500 gün						
t _t = 2900 gün						
U _r = 0,99	U _v = 0,38	U _{vr} = 0,99				
MALZEME NO	U _{vr}	Δσ _{v7} (kN/m ²)	Δσ _{v6} (kN/m ²)	Δσ _{v7} - Δσ _{v6}	(Δσ _{v7} - Δσ _{v6}) + u ₆	u ₇ (kN/m ²)
11	0,99	279,00	279,00	0,00	1,24	0,01
12	0,99	278,80	274,00	4,80	5,97	0,06
13	0,99	279,00	271,50	7,50	8,65	0,09
14	0,99	276,70	266,00	10,70	11,80	0,11

B24 KESİTİ						
t = 200 gün						
t _t = 3100 gün						
U _r = 0,96	U _v = 0,14	U _{vr} = 0,97				
MALZEME NO	U _{vr}	Δσ _{v8} (kN/m ²)	Δσ _{v7} (kN/m ²)	Δσ _{v8} - Δσ _{v7}	(Δσ _{v8} - Δσ _{v7}) + u ₇	u ₈ (kN/m ²)
11	0,97	329,60	279,00	50,60	50,61	1,52
12	0,97	327,70	278,80	48,90	48,96	1,47
13	0,97	325,00	279,00	46,00	46,09	1,38
14	0,97	320,73	276,70	44,00	44,11	1,32

Tablo 5.9. B19 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları

B19 KESİTİ				
t=600 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 600 / 14^2 = 0.33$			
t _r =1000 gün				
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta U_o = \Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	u ₃ (kN/m ²)
20	0,04	0,92	30,3	2,42
21*	0,18	0,80	29,2	5,85
22	0,40	0,62	29,8	11,30
23	0,82	0,42	30,0	17,40
24*	1,25	0,44	30,3	16,94
36	1,46	0,58	30,2	12,68
25	1,80	0,80	31,0	6,20

B19 KESİTİ								
t=500 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 500 / 14^2 = 0.33$							
t _r = 1500 gün								
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}$	$(\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}) + u_3$	u ₄ (kN/m ²)	
20	0,04	0,92	30,4	30,3	0,1	2,52	0,20	
21*	0,18	0,80	29,8	29,2	0,6	6,41	1,28	
22	0,40	0,62	29,9	29,8	0,2	11,48	4,36	
23	0,82	0,42	30,6	30,0	0,6	17,98	10,43	
24*	1,25	0,44	31,9	30,3	1,6	18,57	10,40	
36	1,46	0,58	32,5	30,2	2,3	14,99	6,30	
25	1,80	0,80	34,3	31,0	3,3	9,45	1,90	

B19 KESİTİ							
t=500 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 500 / 14^2 = 0.33$						
t _r = 2000 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v5}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v5} - \Delta \sigma_{v4}$	$(\Delta \sigma_{v5} - \Delta \sigma_{v4}) + u_4$	u ₅ (kN/m ²)
20	0,04	0,92	126,3	30,4	95,9	96,1	7,69
21*	0,18	0,80	123,0	29,8	93,2	94,48	18,90
22	0,40	0,62	124,0	29,9	94,1	98,43	37,40
23	0,82	0,42	123,0	30,6	92,4	102,85	59,65
24*	1,25	0,44	124,3	31,9	92,4	102,77	57,55
36	1,46	0,58	123,8	32,5	91,3	97,55	40,97
25	1,80	0,80	124,0	34,3	89,8	91,65	18,33

B19 KESİTİ								
t=400 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 400 / 14^2 = 0.20$							
t _r = 2400 gün								
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v6}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v5}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v6} - \Delta \sigma_{v5}$	$(\Delta \sigma_{v6} - \Delta \sigma_{v5}) + u_5$	u ₆ (kN/m ²)	
20	0,04	0,94	205,0	126,3	78,8	86,44	5,20	
21*	0,18	0,74	220,0	123,0	97,0	115,9	30,13	
22	0,40	0,54	222,0	124,0	98,0	135,4	62,30	
23	0,82	0,28	217,5	123,0	94,5	154,15	110,10	
24*	1,25	0,30	223,0	124,3	98,8	156,3	109,41	
36	1,46	0,44	224,0	123,8	100,3	141,22	79,08	
25	1,80	0,74	224,0	124,0	100,0	118,33	30,77	

Tablo 5.9 (devamı)

B19 KESİTİ							
t =500 gün	$T=C_v*t / H_d^2 = 0.107*500 / 14^2 = 0.33$						
t _t = 2900 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v7}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v6}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v7} - \Delta\sigma_{v6}$	$(\Delta\sigma_{v7} - \Delta\sigma_{v6})+u_6$	u ₇ (kN/m ²)
20	0,04	0,92	208,0	205,0	3,0	8,2	0,66
21*	0,18	0,80	215,0	220,0	0,0	30,13	6,03
22	0,40	0,62	217,0	222,0	0,0	62,3	23,67
23	0,82	0,42	217,5	217,5	0,0	110,1	63,86
24*	1,25	0,44	223,0	223,0	0,0	109,41	61,27
36	1,46	0,58	224,0	224,0	0,0	79,08	33,21
25	1,80	0,80	224,0	224,0	0,0	30,77	6,15

B19 KESİTİ							
t =200 gün	$T=C_v*t / H_d^2 = 0.107*200 / 14^2 = 0.10$						
t _t =3100 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v8}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v7}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v8} - \Delta\sigma_{v7}$	$(\Delta\sigma_{v8} - \Delta\sigma_{v7})+u_7$	u ₈ (kN/m ²)
20	0,04	0,90	208,5	208,0	0,5	1,16	0,12
21*	0,18	0,62	220,0	220,0	0,0	6,03	2,30
22	0,40	0,34	222,0	222,0	0,0	23,67	15,62
23	0,82	0,08	217,7	217,5	0,2	64,04	58,92
24*	1,25	0,10	224,3	223,0	1,3	62,52	56,27
36	1,46	0,22	225,5	224,0	1,5	34,71	27,07
25	1,80	0,64	227,5	224,0	3,5	9,65	3,47

Tablo 5.10. B9 Kesitinde boşluk suyu basıncı hesapları

B9 KESİTİ				
t=200 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 200 / 14^2 = 0.10$			
t _i =400 gün				
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta U_o = \Delta \sigma_{v2}$ (kN/m ²)	u ₂ (kN/m ²)
26	0,04	0,90	71,8	7,18
27*	0,18	0,60	71,0	28,40
28	0,40	0,32	71,6	48,70
29	1,04	0,06	70,8	66,55
30	1,80	0,62	66,0	25,08

B9 KESİTİ							
t=600 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 600 / 14^2 = 0.33$						
t _i = 1000 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v2}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}$	$(\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v2}) + u_2$	u ₃ (kN/m ²)
26	0,04	0,92	72,0	71,8	0,2	7,38	0,60
27*	0,18	0,80	71,5	71,0	0,5	28,9	5,78
28	0,40	0,62	71,6	71,6	0,0	48,7	18,51
29	1,04	0,40	70,8	70,8	0,0	66,55	39,93
30	1,80	0,80	66,0	66,0	0,0	25,08	5,02

B9 KESİTİ							
t=500 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 500 / 14^2 = 0.33$						
t _i = 1500 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v4}$	$(\Delta \sigma_{v3} - \Delta \sigma_{v4}) + u_3$	u ₄ (kN/m ²)
26	0,04	0,92	78,0	72,0	6,0	6,6	0,53
27*	0,18	0,80	77,0	71,5	5,5	11,28	2,26
28	0,40	0,62	77,0	71,6	5,4	23,91	9,09
29	1,04	0,40	76,0	70,8	5,2	45,13	27,08
30	1,80	0,80	72,5	66,0	6,5	11,52	2,30

B9 KESİTİ							
t=500 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 500 / 14^2 = 0.33$						
t _i = 2000 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v5}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v4}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v5} - \Delta \sigma_{v4}$	$(\Delta \sigma_{v5} - \Delta \sigma_{v4}) + u_4$	u ₅ (kN/m ²)
26	0,04	0,92	119,0	78,0	41,0	41,53	3,32
27*	0,18	0,80	119,0	77,0	42,0	44,26	8,85
28	0,40	0,62	118,8	77,0	41,8	50,89	19,34
29	1,04	0,40	116,8	76,0	40,8	67,84	40,70
30	1,80	0,80	114,1	72,5	41,6	43,88	8,77

B9 KESİTİ							
t=400 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 400 / 14^2 = 0.20$						
t _i = 2400 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta \sigma_{v6}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v5}$ (kN/m ²)	$\Delta \sigma_{v6} - \Delta \sigma_{v5}$	$(\Delta \sigma_{v6} - \Delta \sigma_{v5}) + u_5$	u ₆ (kN/m ²)
26	0,04	0,94	151,6	119,0	32,6	35,92	2,15
27*	0,18	0,74	147,8	119,0	28,8	37,65	9,80
28	0,40	0,54	146,6	118,8	27,8	47,14	21,70
29	1,04	0,26	146,0	116,8	29,2	69,7	51,60
30	1,80	0,74	143,0	114,1	28,9	37,77	9,80

Tablo 5.10 (devamı)

B9 KESİTİ							
t =500 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 500 / 14^2 = 0.33$						
t _i = 2900 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v7}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v6}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v7} - \Delta\sigma_{v6}$	$(\Delta\sigma_{v7} - \Delta\sigma_{v6}) + u_6$	u ₇ (kN/m ²)
26	0,04	0,92	151,6	151,6	0,0	2,15	0,17
27*	0,18	0,80	147,8	147,8	0,0	9,8	1,96
28	0,40	0,62	146,8	146,6	0,2	21,9	8,32
29	1,04	0,40	146,0	146,0	0,0	51,6	30,96
30	1,80	0,80	143,0	143,0	0,0	9,8	1,96

B9 KESİTİ							
t =200 gün	$T=C_v \cdot t / H_d^2 = 0.107 \cdot 200 / 14^2 = 0.10$						
t _i =3100 gün							
MALZEME NO	z/H _d	U _z	$\Delta\sigma_{v8}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v7}$ (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{v8} - \Delta\sigma_{v7}$	$(\Delta\sigma_{v8} - \Delta\sigma_{v7}) + u_7$	u ₈ (kN/m ²)
26	0,04	0,90	151,6	151,6	0,0	0,17	0,02
27*	0,18	0,60	147,8	147,8	0,0	1,96	0,78
28	0,40	0,32	147,2	146,8	0,4	8,68	5,90
29	1,04	0,06	146,0	146,0	0,0	30,96	29,10
30	1,80	0,62	143,0	143,0	0,0	1,96	0,74

Tablo 5.11. TT19 Kesitinde iyileştirme hesapları

YÜKLEME NO 2												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u2} (kN/m ²)	E_{u2} (kN/m ²)	σ_{v2} (kN/m ²)	
1	109,70	10,97	98,73	27	1,00	0,21	20,73	65,00	85,73	35151	99	
2	108,60	58,64	49,96	30	1,00	0,22	10,99	40,00	50,99	20906	59	
3*	107,00	94,16	12,84							47000		
4	106,50	95,85	10,65	42	1,00	0,27	2,88	50,00	52,88	21679	61	
5	106,00	38,16	67,84	0	1,00	0,11	7,46	80,00	87,46	35860	101	

YÜKLEME NO 3												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u2} (kN/m ²)	E_{u2} (kN/m ²)	σ_{v2} (kN/m ²)	
1	110,30	1,16	109,14	27	1,00	0,21	22,92	65,00	87,92	36047	102	
2	109,74	32,28	77,46	30	1,00	0,22	17,04	40,00	57,04	23387	66	
3*	109,15	84,75	24,40							47170		
4	109,10	88,80	20,50	42	1,00	0,27	5,54	50,00	55,54	22769	64	
5	109,60	15,03	94,57	0	1,00	0,11	10,40	80,00	90,40	37065	104	

YÜKLEME NO 4												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u2} (kN/m ²)	E_{u2} (kN/m ²)	σ_{v2} (kN/m ²)	
1	110,60	0,12	110,48	27	1,00	0,21	23,20	65,00	88,20	36162	102	
2	109,83	9,71	100,12	30	1,00	0,22	22,03	40,00	62,03	25431	72	
3*	109,16	45,77	63,39							47175		
4	109,20	49,67	59,53	42	1,00	0,27	16,07	50,00	66,07	27090	76	
5	109,83	3,05	106,78	0	1,00	0,11	11,75	80,00	91,75	37616	106	

YÜKLEME NO 5												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u2} (kN/m ²)	E_{u2} (kN/m ²)	σ_{v2} (kN/m ²)	
1	110,60	0,00	110,60	27	1,00	0,21	23,23	65,00	88,23	36173	102	
2	109,92	2,88	107,04	30	1,00	0,22	23,55	40,00	63,55	26055	73	
3*	109,73	25,02	84,71							47226		
4	109,72	28,10	81,62	42	1,00	0,27	22,04	50,00	72,04	29535	83	
5	110,00	0,64	109,36	0	1,00	0,11	12,03	80,00	92,03	37732	106	

YÜKLEME NO 6												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u2} (kN/m ²)	E_{u2} (kN/m ²)	σ_{v2} (kN/m ²)	
1	164,83	4,34	160,49	27	1,00	0,21	33,70	65,00	98,70	40468	114	
2	165,00	17,39	147,61	30	1,00	0,22	32,47	40,00	72,47	29714	84	
3*	165,00	43,36	121,64							51907		
4	165,00	46,78	118,22	42	1,00	0,27	31,92	50,00	81,92	33587	95	
5	165,50	11,23	154,27	0	1,00	0,11	16,97	80,00	86,97	39758	112	

YÜKLEME NO 7												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u2} (kN/m ²)	E_{u2} (kN/m ²)	σ_{v2} (kN/m ²)	
1	244,16	5,02	239,14	27	1,00	0,21	50,22	65,00	115,22	47240	133	
2	245,30	37,12	208,18	30	1,00	0,22	45,80	40,00	85,80	35178	99	
3*	246,00	84,56	161,44							57812		
4	246,00	89,45	156,55	42	1,00	0,27	42,27	50,00	92,27	37830	107	
5	247,00	24,11	222,89	0	1,00	0,11	24,52	80,00	104,52	42852	121	

YÜKLEME NO 8												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u2} (kN/m ²)	E_{u2} (kN/m ²)	σ_{v2} (kN/m ²)	
1	244,33	0,42	243,91	27	1,00	0,21	51,22	65,00	116,22	47651	134	
2	245,33	11,14	234,19	30	1,00	0,22	51,52	40,00	91,52	37524	106	
3*	247,33	46,38	200,95							57880		
4	247,33	50,84	196,49	42	1,00	0,27	53,05	50,00	103,05	42251	119	
5	249,58	5,34	244,24	0	1,00	0,11	26,87	80,00	106,87	43815	123	

YÜKLEME NO 9												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u2} (kN/m ²)	E_{u2} (kN/m ²)	σ_{v2} (kN/m ²)	
1	245,16	0,13	245,03	27	1,00	0,21	51,46	65,00	116,46	47747	135	
2	245,33	6,02	239,31	30	1,00	0,22	52,65	40,00	92,65	37986	107	
3*	247,33	40,82	206,51							57880		
4	247,33	45,76	201,57	42	1,00	0,27	54,42	50,00	104,42	42814	121	
5	249,58	1,92	247,66	0	1,00	0,11	27,24	80,00	107,24	43969	124	

Tablo 5.12. B18 Kesitinde iyileştirme hesapları

YÜKLEME NO 2												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	$\sigma_{v\epsilon}$ (kN/m ²)	
6	109,70	28,50	81,20	27	1,00	0,21	17,05	65,00	82,05	33841	95	
7	108,60	28,24	80,36	30	1,00	0,22	17,68	40,00	57,68	23648	67	
8*	107,00	27,8	79,20							47000		
9	106,50	27,70	78,80	42	1,00	0,27	21,28	50,00	71,28	29223	82	
10	106,00	27,6	78,40	0	1,00	0,11	8,62	80,00	88,62	36336	102	

YÜKLEME NO 3												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	$\sigma_{v\epsilon}$ (kN/m ²)	
6	109,80	7,44	102,36	27	1,00	0,21	21,50	65,00	86,50	35463	100	
7	108,74	7,38	101,36	30	1,00	0,22	22,30	40,00	62,30	25543	72	
8*	108,14	7,52	100,62							47080		
9	107,00	7,33	99,67	42	1,00	0,27	26,91	50,00	76,91	31533	89	
10	106,13	7,21	98,92	0	1,00	0,11	10,88	80,00	90,88	37261	105	

YÜKLEME NO 4												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	$\sigma_{v\epsilon}$ (kN/m ²)	
6	110,10	0,16	109,94	27	1,00	0,21	23,09	65,00	88,09	38116	102	
7	110,70	0,19	110,51	30	1,00	0,22	24,31	40,00	64,31	26368	74	
8*	111,30	0,21	111,09							47370		
9	111,60	0,24	111,36	42	1,00	0,27	30,07	50,00	80,07	32828	92	
10	111,30	0,25	111,05	0	1,00	0,11	12,22	80,00	92,22	37808	107	

YÜKLEME NO 5												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	$\sigma_{v\epsilon}$ (kN/m ²)	
6	110,31	0,00	110,31	27	1,00	0,21	23,17	65,00	88,17	36148	102	
7	110,70	0,00	110,70	30	1,00	0,22	24,35	40,00	64,35	26385	74	
8*	111,30	0,00	111,30							47370		
9	111,80	0,00	111,80	42	1,00	0,27	30,13	50,00	80,13	32854	93	
10	111,30	0,00	111,30	0	1,00	0,11	12,24	80,00	92,24	37820	107	

YÜKLEME NO 6												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	$\sigma_{v\epsilon}$ (kN/m ²)	
6	165,38	1,38	164,00	27	1,00	0,21	34,44	65,00	99,44	40770	115	
7	165,65	1,37	164,28	30	1,00	0,22	36,14	40,00	76,14	31218	88	
8*	165,92	1,37	164,55							51980		
9	166,00	1,36	164,64	42	1,00	0,27	44,45	50,00	94,45	38726	109	
10	166,80	1,38	165,42	0	1,00	0,11	18,20	80,00	98,20	40260	113	

YÜKLEME NO 7												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	$\sigma_{v\epsilon}$ (kN/m ²)	
6	245,40	5,70	239,70	27	1,00	0,21	50,34	65,00	115,34	47288	133	
7	244,30	5,60	238,70	30	1,00	0,22	52,51	40,00	92,51	37931	107	
8*	243,00	5,5	237,50							57609		
9	243,00	5,48	237,52	42	1,00	0,27	64,13	50,00	114,13	46793	132	
10	242,00	5,36	236,64	0	1,00	0,11	26,03	80,00	106,03	43472	122	

YÜKLEME NO 8												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	$\sigma_{v\epsilon}$ (kN/m ²)	
6	353,15	2,84	350,31	27	1,00	0,21	73,57	65,00	138,57	56812	160	
7	352,23	2,84	349,39	30	1,00	0,22	76,87	40,00	116,87	47915	135	
8*	350,92	2,83	348,09							64346		
9	350,42	2,83	347,59	42	1,00	0,27	93,85	50,00	143,85	58978	166	
10	349,00	2,83	346,17	0	1,00	0,11	38,08	80,00	118,08	48412	136	

YÜKLEME NO 9												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	$\sigma_{v\epsilon}$ (kN/m ²)	
6	353,15	0,74	352,41	27	1,00	0,21	74,01	65,00	139,01	56993	161	
7	352,69	0,86	351,83	30	1,00	0,22	77,40	40,00	117,40	48135	136	
8*	352,77	1,22	351,55							64461		
9	352,54	1,29	351,25	42	1,00	0,27	94,84	50,00	144,84	59383	167	
10	352,77	1,72	351,05	0	1,00	0,11	38,62	80,00	118,62	48632	137	

Tablo 5.13. B23 Kesitinde iyileştirme hesapları

YÜKLEME NO 4											
MAT NO	$\Delta\sigma_w$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_w'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_w'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)
31	120,66	1,20	119,46	27	1,00	0,21	25,09	65,00	90,09	36936	104
32	117,30	1,17	116,13	30	1,00	0,22	25,55	40,00	65,55	26875	76
33*	115,80	1,16	114,64							47774	
34	115,30	1,15	114,15	42	1,00	0,27	30,82	50,00	80,82	33136	93
35	115,25	1,15	114,10	0	1,00	0,11	12,55	80,00	92,55	37946	107

YÜKLEME NO 5											
MAT NO	$\Delta\sigma_w$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_w'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_w'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)
31	120,66	0,01	120,65	27	1,00	0,21	25,34	65,00	90,34	37038	104
32	117,30	0,04	117,26	30	1,00	0,22	25,80	40,00	65,80	26977	76
33*	115,80	0,05	115,75							48148	
34	115,30	0,06	115,24	42	1,00	0,27	31,11	50,00	81,11	33257	94
35	115,25	0,06	115,19	0	1,00	0,11	12,67	80,00	92,67	37995	107

YÜKLEME NO 6											
MAT NO	$\Delta\sigma_w$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_w'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_w'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)
31	219,60	0,99	218,61	27	1,00	0,21	45,91	65,00	110,91	45472	128
32	216,00	0,96	215,04	30	1,00	0,22	47,31	40,00	87,31	35797	101
33*	215,60	0,96	214,64							55704	
34	215,00	0,95	214,05	42	1,00	0,27	57,79	50,00	107,79	44195	125
35	212,60	0,97	211,63	0	1,00	0,11	23,28	80,00	103,28	42345	119

YÜKLEME NO 7											
MAT NO	$\Delta\sigma_w$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_w'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_w'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)
31	220,20	0,00	220,20	27	1,00	0,21	46,24	65,00	111,24	45609	128
32	223,00	0,08	222,92	30	1,00	0,22	49,04	40,00	89,04	36507	103
33*	231,60	0,17	231,43							56828	
34	233,00	0,18	232,82	42	1,00	0,27	62,86	50,00	112,86	46273	130
35	234,00	0,22	233,78	0	1,00	0,11	25,72	80,00	105,72	43343	122

YÜKLEME NO 8											
MAT NO	$\Delta\sigma_w$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_w'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_w'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)
31	346,50	1,26	345,24	27	1,00	0,21	72,50	65,00	137,50	56375	159
32	342,42	1,19	341,23	30	1,00	0,22	75,07	40,00	115,07	47179	133
33*	343,50	1,12	342,38							63911	
34	344,60	1,12	343,48	42	1,00	0,27	92,74	50,00	142,74	58523	165
35	346,00	1,12	344,88	0	1,00	0,11	37,94	80,00	117,94	48354	136

YÜKLEME NO 9											
MAT NO	$\Delta\sigma_w$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_w'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_w'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)
31	422,83	0,78	422,05	27	1,00	0,21	88,63	65,00	153,63	62989	177
32	424,16	0,83	423,33	30	1,00	0,22	93,13	40,00	133,13	54584	154
33*	428,67	0,86	427,81							68612	
34	429,16	0,86	428,30	42	1,00	0,27	115,64	50,00	165,64	67913	191
35	424,50	0,8	423,70	0	1,00	0,11	46,61	80,00	126,61	51909	146

Tablo 5.14. B24 Kesitinde iyileştirme hesapları

YÜKLEME NO 2											
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{vt} (kN/m ²)
11	82,00	2,46	79,54	27	1,00	0,21	16,70	65,00	81,70	33498	94
12	84,00	2,52	81,48	30	1,00	0,22	17,93	40,00	57,93	23749	67
13	76,00	2,28	73,72	42	1,00	0,27	19,90	50,00	69,90	28661	81
14	63,00	1,89	61,11	0	1,00	0,11	8,72	80,00	86,72	35556	100

YÜKLEME NO 3											
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{vt} (kN/m ²)
11	85,00	0,16	84,84	27	1,00	0,21	17,82	65,00	82,82	33955	96
12	86,00	0,14	85,86	30	1,00	0,22	18,89	40,00	58,89	24145	68
13	77,00	0,09	76,91	42	1,00	0,27	20,77	50,00	70,77	29014	82
14	63,50	0,07	63,43	0	1,00	0,11	6,98	80,00	86,98	35661	100

YÜKLEME NO 4											
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{vt} (kN/m ²)
11	92,50	0,07	92,43	27	1,00	0,21	19,41	65,00	84,41	34608	97
12	87,00	0,01	86,99	30	1,00	0,22	19,14	40,00	59,14	24246	68
13	79,00	0,02	78,98	42	1,00	0,27	21,32	50,00	71,32	29243	82
14	75,00	0,12	74,88	0	1,00	0,11	8,24	80,00	88,24	36177	102

YÜKLEME NO 5											
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{vt} (kN/m ²)
11	112,27	0,19	112,08	27	1,00	0,21	23,54	65,00	88,54	36300	102
12	112,27	0,25	112,02	30	1,00	0,22	24,64	40,00	64,64	26504	75
13	111,73	0,33	111,40	42	1,00	0,27	30,08	50,00	80,08	32832	92
14	110,45	0,36	110,09	0	1,00	0,11	12,11	80,00	92,11	37765	106

YÜKLEME NO 6											
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{vt} (kN/m ²)
11	154,80	0,43	154,37	27	1,00	0,21	32,42	65,00	97,42	39941	113
12	156,72	0,45	156,27	30	1,00	0,22	34,38	40,00	74,38	30496	86
13	157,00	0,45	156,55	42	1,00	0,27	42,27	50,00	92,27	37830	107
14	156,80	0,46	156,34	0	1,00	0,11	17,20	80,00	97,20	39851	112

YÜKLEME NO 7											
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{vt} (kN/m ²)
11	279,00	1,24	277,76	27	1,00	0,21	58,33	65,00	123,33	50565	142
12	274,00	1,17	272,83	30	1,00	0,22	60,02	40,00	100,02	41009	116
13	271,50	1,15	270,35	42	1,00	0,27	72,99	50,00	122,99	50426	142
14	266,00	1,1	264,90	0	1,00	0,11	29,14	80,00	109,14	44747	126

YÜKLEME NO 8											
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{vt} (kN/m ²)
11	279,00	0,01	278,99	27	1,00	0,21	58,59	65,00	123,59	50671	143
12	278,80	0,06	278,74	30	1,00	0,22	61,32	40,00	101,32	41542	117
13	279,00	0,09	278,91	42	1,00	0,27	75,31	50,00	125,31	51375	145
14	276,70	0,11	276,59	0	1,00	0,11	30,42	80,00	110,42	45274	128

YÜKLEME NO 9											
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{ur} (kN/m ²)	E_{ur} (kN/m ²)	σ_{vt} (kN/m ²)
11	329,60	1,52	328,08	27	1,00	0,21	68,90	65,00	133,90	54898	155
12	327,70	1,47	326,23	30	1,00	0,22	71,77	40,00	111,77	45826	129
13	325,00	1,38	323,62	42	1,00	0,27	87,38	50,00	137,38	56325	159
14	320,73	1,32	319,41	0	1,00	0,11	35,14	80,00	115,14	47205	133

Tablo 5.15. B19 Kesitinde iyileştirme hesapları

YÜKLEME NO 4												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_d (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)	
20	30,25	2,42	27,83	27	1,00	0,21	5,84	65,00	70,84	29046	82	
21*	29,24	5,85	23,39							27346		
22	29,75	11,30	18,45	30	1,00	0,22	4,06	40,00	44,06	18064	51	
23	30,00	17,40	12,60	42	1,00	0,27	3,40	50,00	53,40	21895	62	
24*	30,25	16,94	13,31							46816		
36	30,19	12,88	17,51	42	1,00	0,27	4,73	50,00	54,73	22438	63	
25	31,00	6,20	24,80	0	1,00	0,11	2,73	80,00	82,73	33918	96	

YÜKLEME NO 5												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_d (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)	
20	30,35	0,20	30,15	27	1,00	0,21	6,33	65,00	71,33	29246	82	
21*	29,80	1,28	28,52							27460		
22	29,93	4,36	25,57	30	1,00	0,22	5,63	40,00	45,63	18706	53	
23	30,58	10,43	20,15	42	1,00	0,27	5,44	50,00	55,44	22731	64	
24*	31,88	10,40	21,48							46968		
36	32,50	6,30	26,20	42	1,00	0,27	7,07	50,00	57,07	23400	66	
25	34,25	1,90	32,35	0	1,00	0,11	3,56	80,00	83,56	34259	97	

YÜKLEME NO 6												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_d (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)	
20	126,25	7,69	118,56	27	1,00	0,21	24,90	65,00	89,90	36858	104	
21*	123,00	18,90	104,10							41022		
22	124,00	37,40	86,60	30	1,00	0,22	19,05	40,00	59,05	24211	68	
23	123,00	59,65	63,35	42	1,00	0,27	17,10	50,00	67,10	27513	78	
24*	124,25	57,55	66,70							54519		
36	123,75	40,97	82,78	42	1,00	0,27	22,35	50,00	72,35	29664	84	
25	124,00	18,33	105,67	0	1,00	0,11	11,62	80,00	91,62	37566	106	

YÜKLEME NO 7												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_d (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)	
20	205,00	5,20	199,80	27	1,00	0,21	41,96	65,00	106,96	43853	124	
21*	220,00	30,13	189,87							50287		
22	222,00	62,30	159,70	30	1,00	0,22	35,13	40,00	75,13	30805	87	
23	217,50	110,10	107,40	42	1,00	0,27	29,00	50,00	79,00	32389	91	
24*	223,00	109,41	113,59							61177		
36	224,00	79,08	144,92	42	1,00	0,27	39,13	50,00	89,13	36543	103	
25	224,00	30,77	193,23	0	1,00	0,11	21,26	80,00	101,26	41515	117	

YÜKLEME NO 8												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_d (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)	
20	208,00	0,66	207,34	27	1,00	0,21	43,54	65,00	108,54	44502	125	
21*	220,00	6,03	213,97							50287		
22	222,00	23,67	198,33	30	1,00	0,22	43,63	40,00	83,63	34289	87	
23	217,50	63,86	153,64	42	1,00	0,27	41,48	50,00	91,48	37508	106	
24*	223,00	61,27	161,73							61177		
36	224,00	33,21	190,79	42	1,00	0,27	51,51	50,00	101,51	41620	117	
25	224,00	6,15	217,85	0	1,00	0,11	23,96	80,00	103,96	42625	120	

YÜKLEME NO 9												
MAT NO	$\Delta\sigma_v$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_v'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_v'	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_d (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_{yt} (kN/m ²)	
20	208,50	0,12	208,38	27	1,00	0,21	43,76	65,00	108,76	44592	126	
21*	220,00	2,30	217,70							50287		
22	222,00	15,62	206,38	30	1,00	0,22	45,40	40,00	85,40	35015	99	
23	217,68	58,92	158,76	42	1,00	0,27	42,87	50,00	92,87	38075	107	
24*	224,25	56,27	167,98							61255		
36	225,50	27,07	198,43	42	1,00	0,27	53,58	50,00	103,58	42466	120	
25	227,50	3,47	224,03	0	1,00	0,11	24,64	80,00	104,64	42904	121	

Tablo 5.16. B9 Kesitinde iyileştirme hesapları

YÜKLEME NO 3												
MAT NO	$\Delta\sigma_{vi}$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{vi}'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_{vi}	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u1} (kN/m ²)	E_{u1} (kN/m ²)	σ_{y1} (kN/m ²)	
26	71,80	7,18	64,62	27	1,00	0,21	13,57	65,00	78,57	32214	91	
27*	71,00	28,40	42,60							34440		
28	71,60	48,7	22,90	30	1,00	0,22	5,04	40,00	45,04	18466	52	
29	70,80	66,55	4,25	42	1,00	0,27	1,15	50,00	51,15	20970	59	
30	66,00	25,08	40,92	0	1,00	0,11	4,50	80,00	84,50	34645	98	

YÜKLEME NO 4												
MAT NO	$\Delta\sigma_{vi}$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{vi}'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_{vi}	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u1} (kN/m ²)	E_{u1} (kN/m ²)	σ_{y1} (kN/m ²)	
26	72,00	0,60	71,40	27	1,00	0,21	14,99	65,00	79,99	32798	92	
27*	71,50	5,78	65,72							34513		
28	71,60	18,51	53,09	30	1,00	0,22	11,68	40,00	51,68	21189	60	
29	70,80	39,93	30,87	42	1,00	0,27	8,33	50,00	58,33	23917	67	
30	66,00	5,02	60,98	0	1,00	0,11	6,71	80,00	86,71	35550	100	

YÜKLEME NO 5												
MAT NO	$\Delta\sigma_{vi}$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{vi}'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_{vi}	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u1} (kN/m ²)	E_{u1} (kN/m ²)	σ_{y1} (kN/m ²)	
26	78,00	0,53	77,47	27	1,00	0,21	16,27	65,00	81,27	33320	94	
27*	77,00	2,26	74,74							35925		
28	77,00	9,09	67,91	30	1,00	0,22	14,94	40,00	54,94	22525	63	
29	76,00	27,08	48,92	42	1,00	0,27	13,21	50,00	63,21	25915	73	
30	72,50	2,3	70,20	0	1,00	0,11	7,72	80,00	87,72	35966	101	

YÜKLEME NO 6												
MAT NO	$\Delta\sigma_{vi}$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{vi}'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_{vi}	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u1} (kN/m ²)	E_{u1} (kN/m ²)	σ_{y1} (kN/m ²)	
26	119,00	3,32	115,68	27	1,00	0,21	24,29	65,00	89,29	36610	103	
27*	119,00	8,85	110,15							40570		
28	118,80	19,34	99,46	30	1,00	0,22	21,88	40,00	61,88	25371	71	
29	116,76	40,70	76,06	42	1,00	0,27	20,54	50,00	70,54	28920	81	
30	114,08	8,77	105,31	0	1,00	0,11	11,58	80,00	91,58	37549	106	

YÜKLEME NO 7												
MAT NO	$\Delta\sigma_{vi}$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{vi}'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_{vi}	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u1} (kN/m ²)	E_{u1} (kN/m ²)	σ_{y1} (kN/m ²)	
26	151,60	2,15	149,45	27	1,00	0,21	31,38	65,00	96,38	39518	111	
27*	147,80	9,80	138,00							43672		
28	146,60	21,7	124,90	30	1,00	0,22	27,48	40,00	67,48	27666	78	
29	146,00	51,60	94,40	42	1,00	0,27	25,49	50,00	75,49	30950	87	
30	143,00	9,8	133,20	0	1,00	0,11	14,65	80,00	94,65	38807	109	

YÜKLEME NO 8												
MAT NO	$\Delta\sigma_{vi}$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{vi}'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_{vi}	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u1} (kN/m ²)	E_{u1} (kN/m ²)	σ_{y1} (kN/m ²)	
26	151,60	0,17	151,43	27	1,00	0,21	31,80	65,00	96,80	39688	112	
27*	147,80	1,96	145,84							43672		
28	146,80	8,32	138,48	30	1,00	0,22	30,47	40,00	70,47	28891	81	
29	146,00	30,96	115,04	42	1,00	0,27	31,06	50,00	81,06	33235	94	
30	143,00	1,96	141,04	0	1,00	0,11	15,51	80,00	95,51	39161	110	

YÜKLEME NO 9												
MAT NO	$\Delta\sigma_{vi}$ (kN/m ²)	ΔU_{max} (kN/m ²)	$\Delta\sigma_{vi}'$ (kN/m ²)	PI (%)	OCR	s_u / σ_{vi}	Δs_u (kN/m ²)	s_u (kN/m ²)	s_{u1} (kN/m ²)	E_{u1} (kN/m ²)	σ_{y1} (kN/m ²)	
26	151,60	0,02	151,58	27	1,00	0,21	31,83	65,00	96,83	39701	112	
27*	147,80	0,78	147,02							43672		
28	147,16	5,9	141,26	30	1,00	0,22	31,08	40,00	71,08	29142	82	
29	146,00	29,10	116,90	42	1,00	0,27	31,56	50,00	81,56	33441	94	
30	143,00	0,74	142,26	0	1,00	0,11	15,65	80,00	95,65	39216	110	

analizler yinelenmiştir. Hesaplarda kum bantların kohezyonu $c=10 \text{ kN/m}^2$ ve içsel sürtünme açısı $\phi=32^\circ$ alınmıştır.

Tablo 5.17 Farklı derinliklerdeki kum bantlara ait zemin özellikleri

$z \text{ (m)}$	$E \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\gamma_A \text{ (kN/m}^3\text{)}$	$\phi(^{\circ})$	$K_o=1-\sin\phi$	$\nu=K_o/1+K_o$
2.50	20000	10.0	32	0.47	0.32
10.0	35000	10.0	32	0.47	0.32
17.5	44000	10.0	32	0.47	0.32

5.5 ALİBEY BARAJI GERİLME VE DEFORMASYON ANALİZİ SONUÇLARI

İnşaat programına uygun olarak önce menba batardosu için yapılan analizler, tüm baraj için yinelenmiştir. Ancak Alibey Barajı temel zemini gerilme ve deformasyon analizinde, elastik malzeme kabulüne göre hesap yapılmamış, zeminin non-lineer elasto-plastik gerilme-şekil değiştirme davranışı gösterdiği gözönünde bulundurulmuştur. Temel zeminin özellikleri iyileştirilirken menba batardosu temel zemini analizi için kullanılan hesap yönteminden yararlanılmış olup, menba batardosu analizinden farklı olarak kum dren olan kesitlerdeki zemin iyileştirme hesaplarında düşey ve radyal konsolidasyonun birlikte gerçekleştiği dikkate alınmıştır. Yapılan hesaplar sonucu değişik yük kademelerinde meydana gelen konsolidasyon sebebiyle iyileştirilen zemin deformasyon modülü (elastisite modülü) ve akma gerilmesi değerleri hesaplarda dikkate alınan 36 farklı malzeme için Tablo 5.18'de özetlenmiştir.

Alibey Barajı gerilme ve deformasyon analizlerinde, baraj dolgu yüksekliği ile temel zemini drenaj koşulları açısından farklılıklar gösteren 6 tipik kesit gözönüne alınmış olup, sonuçlar bu kesitler için özetlenmiştir. Analizlerde incelenen TT19, B18, B23, B24, B19 ve B9 kesitleri için, iyileştirilmiş malzeme parametrelerinin kullanıldığı hesaplamalar sonucu, derinlik boyunca büyük asal gerilme ve yatay yer değiştirmelerin dolgu yüküyle

değişimleri Şekil 5.30, 5.31, 5.32, 5.33, 5.34 ve 5.35'de verilmiştir. Analizler sonucu incelenen her kesitteki yatay yer değiştirmenin komşu kesitlerdeki dolgu yükü değişiminden direkt olarak etkilendiği görülmüştür. Baraj temel zemininde ± 0 m kotunda, iyileştirilmiş malzeme parametrelerinin kullanıldığı analizler sonucu elde edilen, büyük ve küçük asal gerimelerin dolgu yüküyle değişimleri Şekil 5.36a ve Şekil 5.36b'de, düşey yer değiştirmeler ise Şekil 5.36c'de görülmektedir.

Ayrıca analizlerde Alibey Barajı temel zeminindeki kum bantlar dikkate alınmış olup, ilk önce bunların lineer-elastik malzeme davranışı gösterdiği kabul edilmiştir. Daha sonra temel zemininde yer alan kum bantların non-lineer elasto-plastik davranış gösterdiği düşünüldüğü, kum bantlar için Drucker-Prager akma kriteri kullanılarak analizler yinelenmiştir. Baraj gövde kesitinde uygulanan yüklerle düşey yer değiştirmelerin değişimi, başlangıç(in-situ) malzeme özelliklerinin ve iyileştirilen malzeme özelliklerinin gözönüne alındığı iki farklı elasto-plastik analiz sonucu, kum bantların non-lineer ve elastik çözümleri için Şekil 5.37'de verilmiştir. Burada temel zemininde yer alan kum bantların non-lineer elasto-plastik davranışının, maksimum dolgu yükü altında düşey yer değiştirme miktarını etkilediği görülmüştür. Ayrıca simetrik yükleme altında Menba batardosu temel zemininde oluşan deformasyonların, Menba batardosuna oranla daha büyük bir yüklemeye maruz kalan ve antisimetrik olarak yüklenen baraj gövdesinde oluşan deformasyonlardan daha fazla olduğu görülmüş olup, bunun sonucu olarak antisimetrik kademeli yükleme altında zemindeki deformasyonların azaldığı saptanmıştır. Ayrıca baraj gövde kesiti temel zemininde yer alan ve analizlerde dikkate alınan kum bantların varlığının zemine rijitlik kazandırdığı ve dolgu yükü altında yumuşak zeminde oluşan düşey yer değiştirmeleri azalttığı görülmüştür.

Tablo 5.18. Alibey barajı gerilme analizinde değişik yük kademelerinde iyileştirilen elastisite modülü ve akma gerilmesi

MALZEME NO	t=0 gün		t=200 gün		t=400 gün	
	E_u (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)
1	27000	75	35151	99	36047	102
2	16600	46,2	20906	59	23387	66
3*	35000		47000		47170	
4	20000	58	21679	61	22769	64
5	33000	92,4	35900	101	37065	104
6	27000	75	33641	95	35463	100
7	16600	46,2	23648	67	25543	72
8*	35000		47000		47080	
9	20000	58	29223	82	31533	89
10	33000	92,4	36340	102	37261	105
11	27000	75	33498	94	33955	96
12	16600	46,2	23749	67	24145	68
13	20000	58	28660	81	29014	82
14	33000	92,4	35556	100	35661	100
15	27000	75	33498	94	33955	96
16	16600	46,2	23749	67	24145	68
17	20000	58	28660	81	29014	82
18	44000		50000		50120	
19	33000	92,4	35556	100	35661	100
20	27000	75	27000	75	27000	75
21*	20000		20000		20000	
22	16600	46,2	16600	46,2	16600	46,2
23	20000	58	20000	58	20000	58
24*	44000		44000		44000	
25	33000	92,4	33000	92,4	33000	92,4
26	27000	75	27000	75	32214	91
27*	20000		20000		34440	
28	16600	46,2	16600	46,2	18466	52
29	20000	58	20000	58	20970	59
30	33000	92,4	33000	92,4	34645	98
31	27000	75	27000	75	27000	75
32	16600	46,2	16600	46,2	16600	46,2
33*	35000		35000		35000	
34	20000	58	20000	58	20000	58
35	33000	92,4	33000	92,4	33000	92,4
36	20000	58	20000	58	20000	58

* Kum bantları

Tablo 5.18. (devamı)

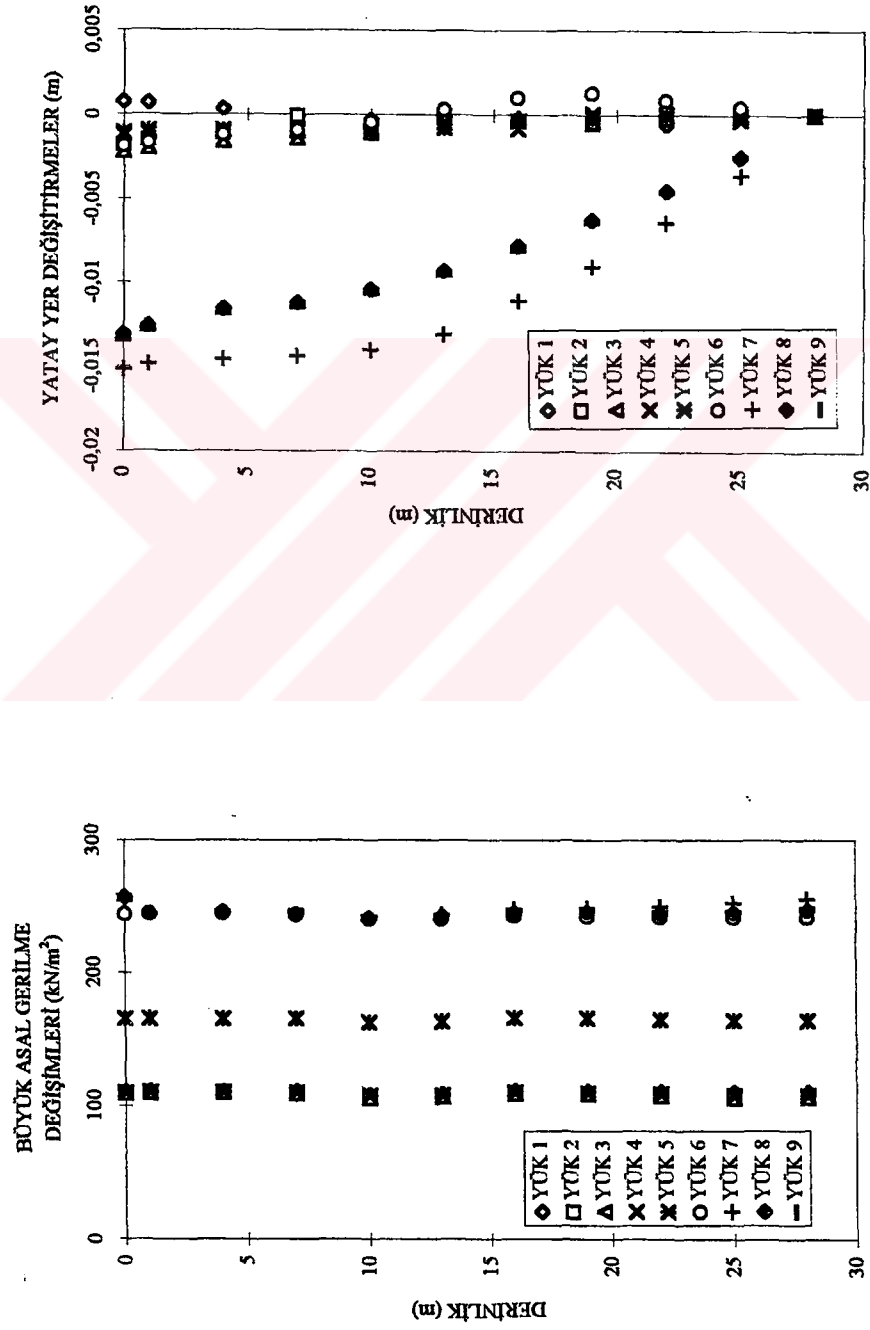
MALZEME NO	t=1000gün		t=1500 gün		t=2000 gün	
	E_u (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)	E_u (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)
1	36162	102	36173	102	40468	114
2	25431	72	26055	73	29714	84
3*	47175		47226		51907	
4	27090	76	29535	83	33587	95
5	37616	106	37732	106	39758	112
6	36116	102	36148	102	40771	115
7	26368	74	26385	74	31218	88
8*	47370		47370		51980	
9	32828	92	32854	93	38726	109
10	37808	107	37820	107	40260	113
11	34608	97	36300	102	39941	113
12	24246	68	26504	75	30496	86
13	29423	82	32832	92	37830	107
14	36177	102	37765	106	39851	112
15	34608	97	36300	102	39941	113
16	24246	68	26504	75	30496	86
17	29423	82	32832	92	37830	107
18	50944		53531		57035	
19	36177	102	37765	106	39851	112
20	29046	82	29246	82	36858	104
21*	27346		27460		41022	
22	18064	51	18706	53	24211	68
23	21895	62	22731	64	27513	78
24*	46816		46968		54519	
25	33918	96	34259	97	37566	106
26	32798	92	33320	94	36610	103
27*	34513		35295		40570	
28	21189	60	22525	63	25371	71
29	23917	67	25915	73	28920	81
30	35550	100	35966	101	37549	106
31	36936	104	37038	104	45472	128
32	26875	76	26977	76	35797	101
33*	47774		48148		55704	
34	33136	93	33257	94	44195	125
35	37946	107	37995	107	42345	119
36	22438	63	23400	66	29664	84

* Kum bantları

Tablo 5.18. (devamı)

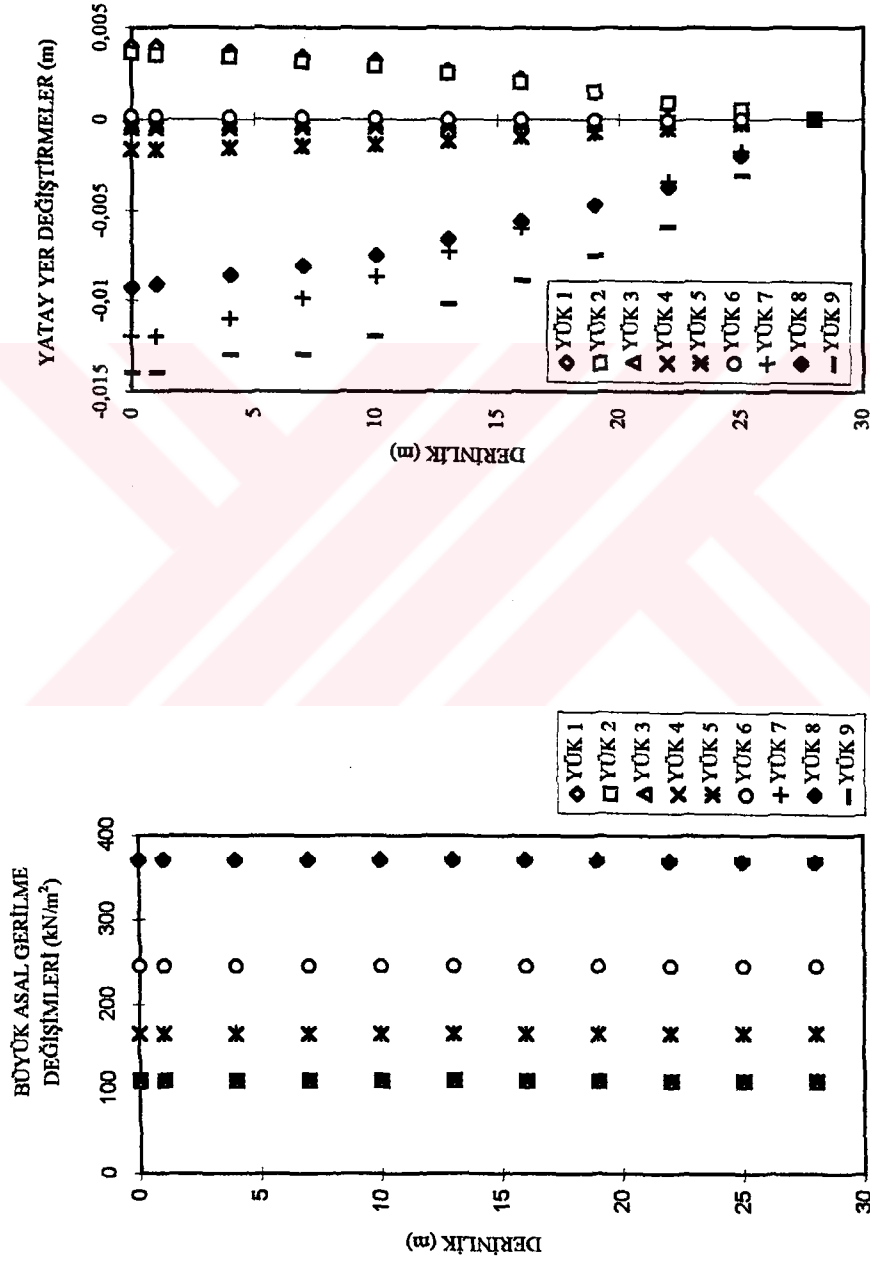
MALZEME NO	t=2400gün		t=2900 gün		t=3100 gün	
	E_a (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)	E_a (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)	E_a (kN/m ²)	σ_y (kN/m ²)
1	47240	133	47651	134	47747	135
2	35178	99	37524	106	37986	107
3*	57812		57880		57880	
4	37830	107	42251	119	42814	121
5	42852	121	43815	123	43969	124
6	47228	133	56812	160	56933	161
7	37931	107	47915	135	48135	136
8*	57609		64346		64461	
9	46793	132	58978	166	59383	167
10	43472	122	48412	136	48632	137
11	50565	142	50671	143	54898	155
12	41009	116	41542	117	45826	129
13	50428	142	51375	145	56325	159
14	44747	126	45274	128	47205	133
15	50565	142	50671	143	54898	155
16	41009	116	41542	117	45826	129
17	50428	142	51375	145	56325	159
18	63941		64404		66921	
19	44747	126	45274	128	47205	133
20	43853	124	44502	125	44592	126
21*	50287		50287		50287	
22	30805	87	34289	97	35015	99
23	32389	91	37508	106	38075	107
24*	61177		61177		61255	
25	41515	117	42625	120	42904	121
26	39518	111	39688	112	39701	112
27*	43672		43672		43672	
28	27666	78	28891	81	29142	82
29	30950	87	33235	94	33441	94
30	38807	109	39161	110	39216	110
31	45609	128	56375	159	62989	177
32	36507	103	47179	133	54584	154
33*	56828		63911		68612	
34	46273	130	58523	165	67913	191
35	43343	122	48354	136	51909	146
36	36543	103	41620	117	42466	120

* Kum bantları



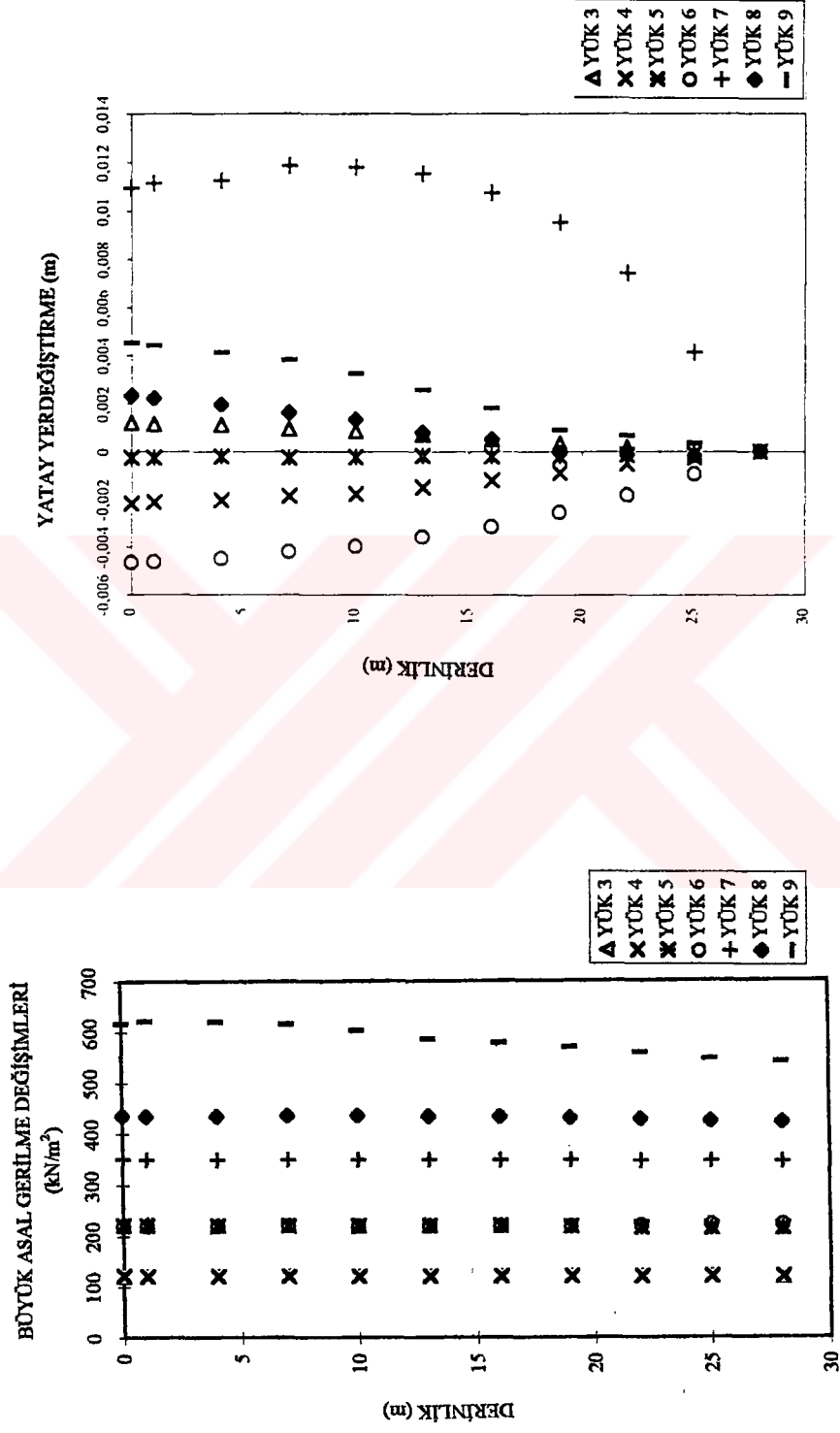
Şekil 5.30a. TT19 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri

Şekil 5.30b. TT19 kesitinde yatay yer değiştirmeler



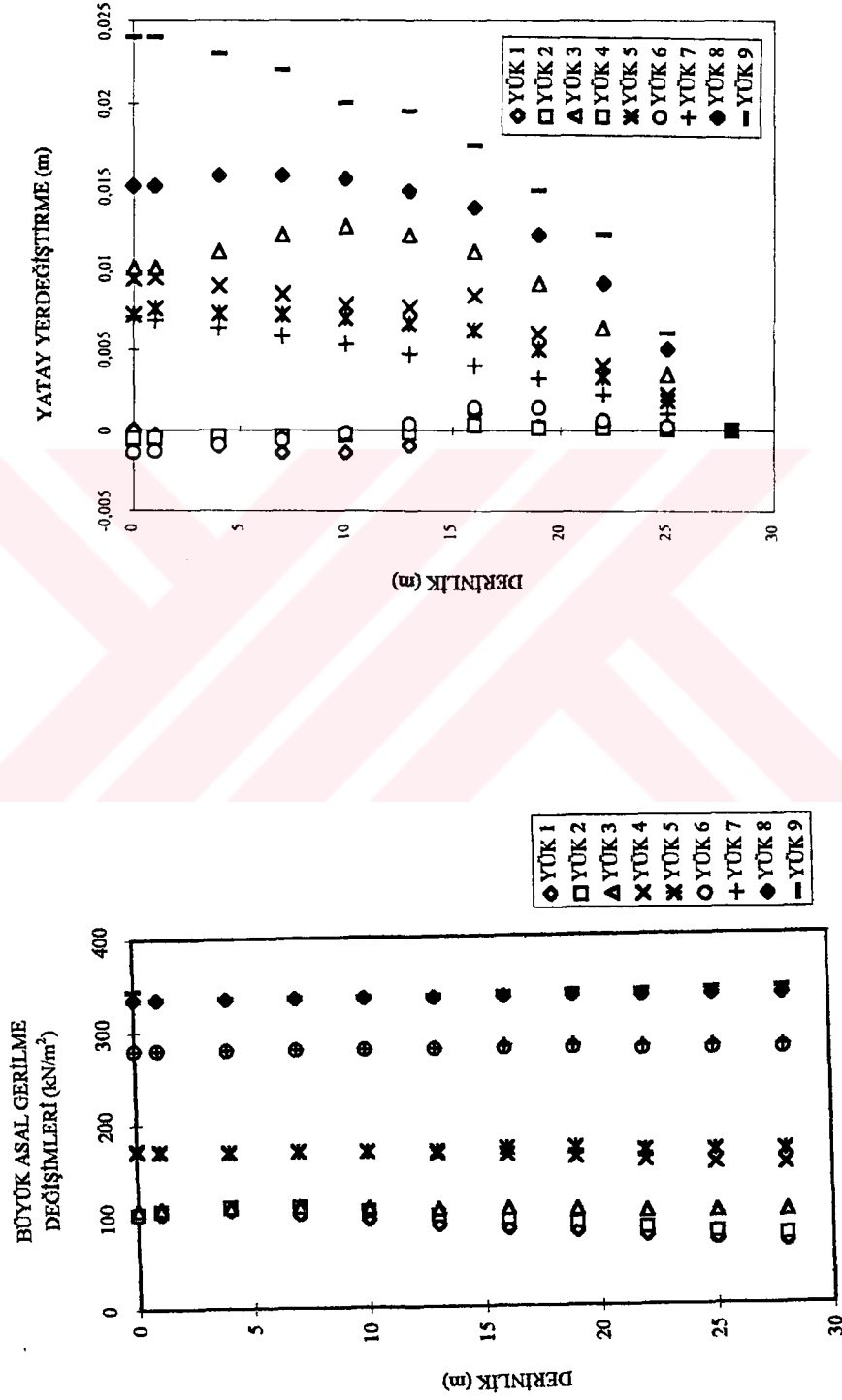
Şekil 5.31a. B18 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri

Şekil 5.31b. B18 kesitinde yatay yer değişimleri



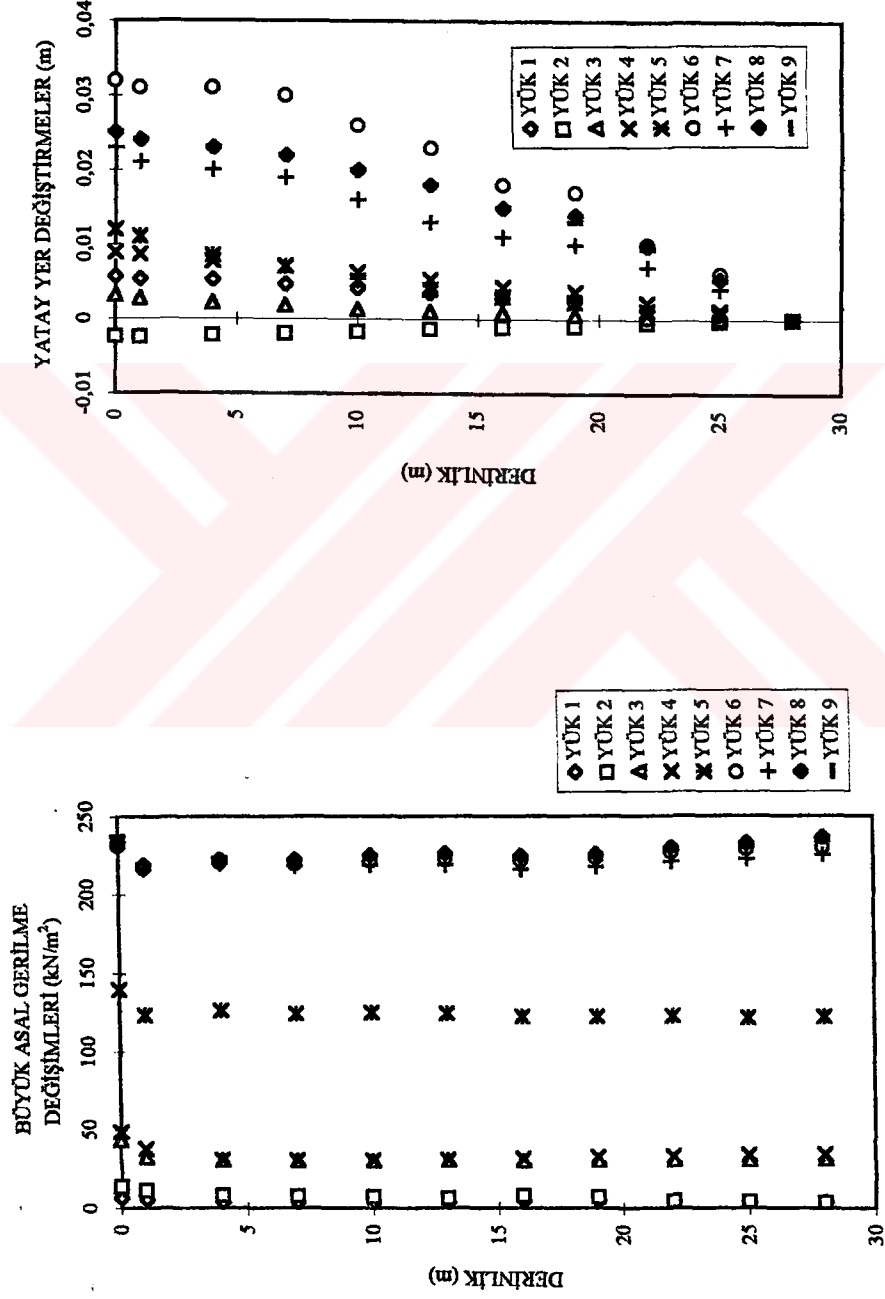
Şekil 5.32a. B23 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri

Şekil 5.32b. B23 kesitinde yatay yer değişimleri



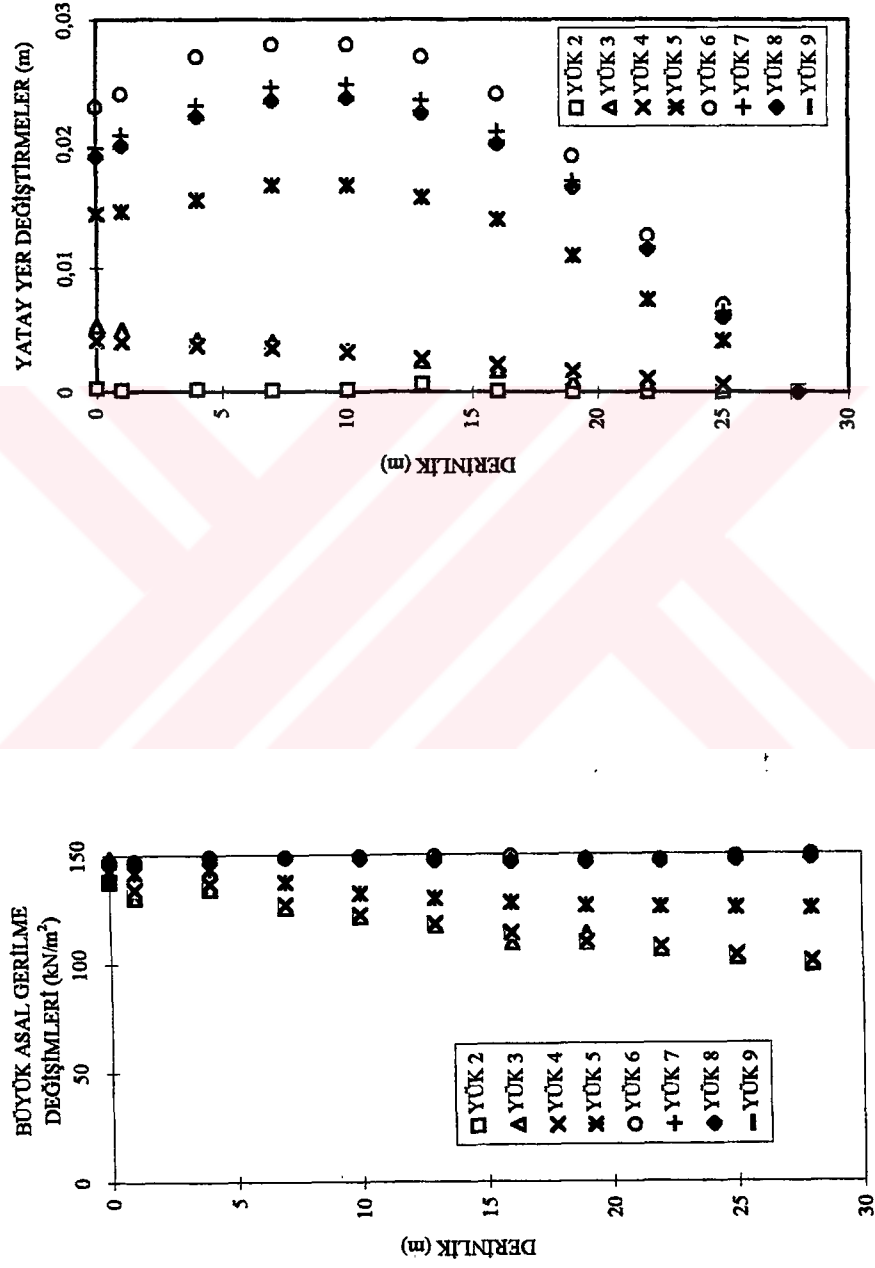
Şekil 5.33b. B24 kesitinde yatay yer değişimleri

Şekil 5.33a. B24 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri



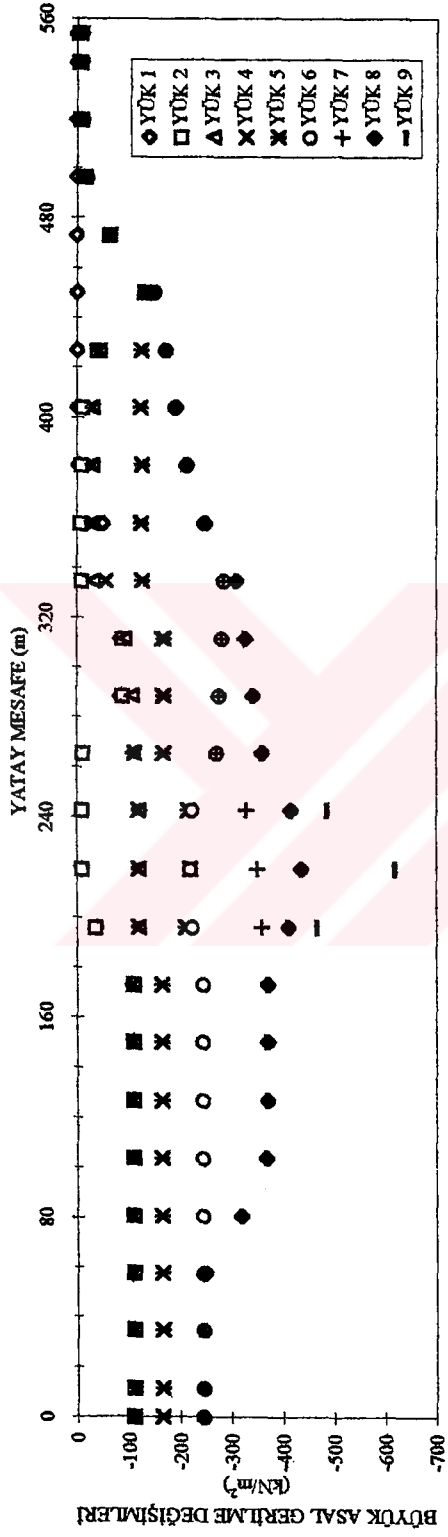
Şekil 5.34a. B19 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri

Şekil 5.34b. B19 kesitinde yatay yer değiştirmeler

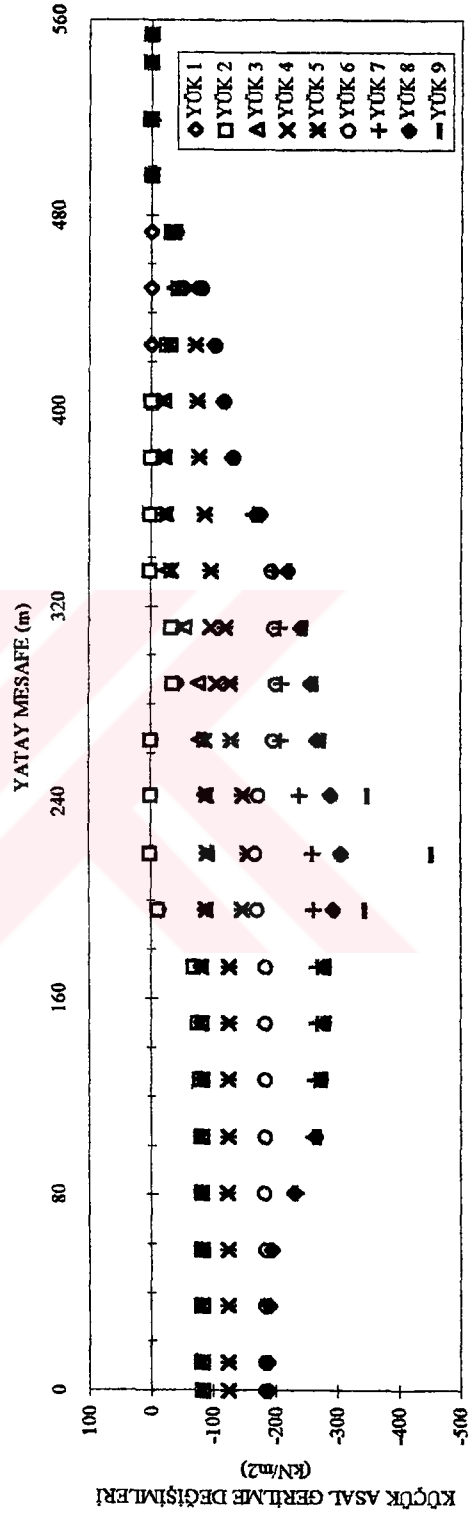


Şekil 5.35a. B9 kesitinde büyük asal gerilme değişimleri

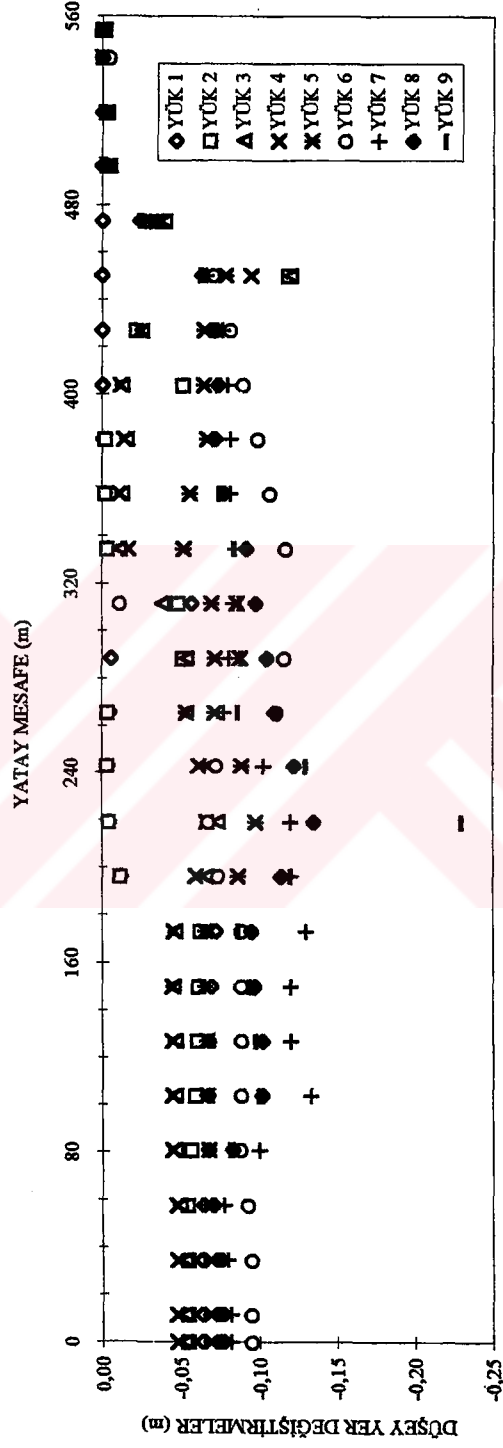
Şekil 5.35b. B9 kesitinde yatay yer değişimleri

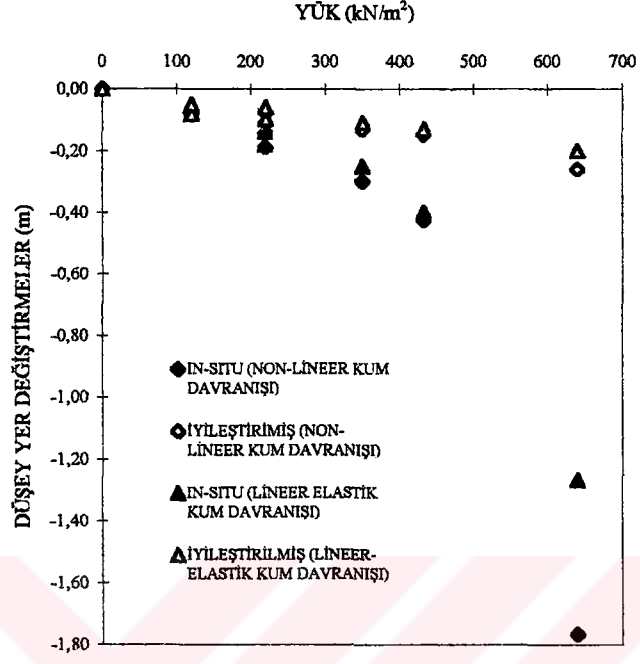


Şekil 5.36a. ± 0 m kotunda büyük asal gerilme değişimleri



Şekil 5.36b. ± 0 m kotunda küçük asal gerilme değişimleri

Şekil 5.36c. ± 0 m kotunda düşey yer değiştirmeler



Şekil 5.37. Baraj gövde kesitinde düşey yer değiştirme davranışı

BÖLÜM 6

6. GENEL SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip yumuşak zeminlerin dolgu yükü altındaki davranışını belirlemek amacıyla, kademeli dolgu inşaatı sırasında Alibey Barajı temel zemininde meydana gelen toplam gerilme artışları ve ani oturmalar hesaplanmıştır. Hesaplarda, dolgu barajın kendi ağırlığından dolayı temel zeminine gelecek yüklerin kademeli olarak aktarılmasını sağladığı ve bu yüklemeler neticesinde zeminde ortaya çıkan lokal plastikleşmeyle, anizotropik ve homojen olmayan zemin yapısını gözönüne alabildiği için Sonlu Elemanlar Yöntemi tercih edilmiştir. Analizler ANSYS adlı bir sonlu eleman paket programı kullanılarak gerçekleştirilmiştir. Hesaplar önce menba batardosu için yapılmıştır. İlk olarak elastik malzeme kabulüne göre analiz edilen menba batardosu temel zemininde, çok küçük dolgu yüklemelerinde bile lokal plastikleşmenin olduğu, yani bu kısımlarda malzemenin aktığı gözlenmiştir. Bu sonuçlara dayanarak hesaplar non-lineer elasto-plastik malzeme davranışı dikkate alınarak yeniden yapılmıştır. Ayrıca hesaplarda her yüklemeye sonra zemindeki konsolidasyondan dolayı malzemenin iyileşmesi gözönüne alınmıştır. Ayrıca baraj temel zemininde yer alan kum bantlarda hesaplarda dikkate alınmıştır. İnşaat programına uygun olarak önce menba batardosu için yapılan analizler, tüm baraj için yinelenmiştir.

Analizler sonucu dolgu yükü altındaki yüksek sıkışabilirliğe sahip yumuşak zeminlerde, düşük yük kademelerinde bile plastik bölgelerin olduğu, bu yüzden bu tip zeminlerde elasto-plastik analiz yapılmasının daha uygun olacağı saptanmıştır.

Ayrıca analiz sonuçları, in-situ (başlangıç) malzeme özelliklerine sahip zemin tabakaları üzerine nihai dolgu kotuna kadar yükleme yapılması durumunda, zeminde plastikleşmeden kaynaklanan aşırı deformasyonlar meydana geleceğini, kademeli yükleme ve konsolidasyon sonucu zemin özelliklerinin iyileşmesi ile akmanın engellenmesinin ve deformasyonların sınırlı tutulmasının mümkün olacağını göstermiştir.

Baraj inşa programının belirlenmesinde bu durum dikkate alınmış ve yükleme adımları ile bekleme süreleri temel zemininde aşırı akma bölgeleri oluşmasına imkan vermeyecek şekilde seçilmeye çalışılmıştır. Bu şekilde baraj inşaatının güvenle tamamlanması mümkün olmuştur. Sonuç olarak kademeli dolgu inşaatı sırasında yumuşak zeminde meydana gelen konsolidasyon sonucu malzeme parametrelerindeki iyileşmenin hesaplara yansıtılmasının gerekli olduğu görülmüş, bu durumda hesaplanan yatay ve düşey yer değiştirmelerin önemli oranda azaldığı gözlenmiştir..

Baraj gövde kesiti temel zemininde yer alan ve analizlerde dikkate alınan kum bantların varlığının, zemine rijitlik kazandırdığı ve dolgu yükü altında yumuşak zeminde oluşan düşey yer değiştirmeleri azalttığı görülmüştür.

Kademeli olarak inşa edilen dolgu yükü altında, düşük taşıma gücü ve yüksek sıkışabilirliğe sahip yumuşak zeminlerin konsolidasyon analizlerinde de elasto-plastik analiz sonucu elde olunan gerilme artışlarının kullanılması gereklidir.

REFERANSLAR

- 1) ALİ, F. H., and HASHİM, R. (1991), "A road embankment on soft clay: Field behaviour and prediction." Proc. 7th Int'l Conf. on Computer Methods and Advances in Geomechanics, Cairns, 2, pp. 943-948.
- 2) ANSYS, (1994): Theory User's Manuel for Revision 5.1, Swanson Analysis Systems, Inc., Houston
- 3) BALASUBRAMANIAM, A. S., CHANDRA, S., and KUNTIWATTANAKUL, P. (1988), "Prediction of the settlement of an embankment using a micro-computer." Numerical Methods in Geomechanics, Innsbruck, pp. 2127-2132.
- 4) BERİLGEN, M.M. (1996), Ankrajlı perdelerde zemin yapı etkileşiminin incelenmesi. Doktora Tezi, YTÜ, Fen Bilimleri, İstanbul.
- 5) BJERRUM, L. (1972), Embankments on Soft Ground. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue University, West Lafayette, IN, Vol. 2, pp. 1-54.
- 6) CARILLO, N. (1942), Simple two and three dimensional cases in the theory of consolidation of soils. J.Math. Phys., Vol.21, No.1, pp.1-5.
- 7) CASAGRANDE, A. (1960), An unsolved problem of embankment stability on soft ground. Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1. Mexico 1959. Proceedings, Vol.2, pp. 721-746.

- 8) CLOUGH, R. W. , AND WOODWARD, R.J. (1967), "Analysis of embankment stresses and deformations. "J.Soil Mech. and Found. DİV. , ASCE, 93(4), pp. 529-549.
- 9) ÇİNİCİOĞLU, F. , TOĞROL, E., (1994), Yüklendiş yumuşak zeminlerin davranışı üzerine, Zemin Mekaniğı ve Temel Mühendisliğı 4. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.
- 10)ÇİNİCİOĞLU, F. , TOĞROL, E. (1993), Dolgu altındaki yumuşak zeminde düşey drenlerin etkisinin analizi. Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mekaniğı Problemleri Sempozyumu: İzmir , pp. 67-69.
- 11)DRUCKER, C.S., PRAGER, W., (1952), Soil mechanics and plastic analysis or limit design. Q. Apply Math., Vol. 10, No. 2, pp. 157-165.
- 12)ERGUN, U., (1994), Zemin iyileştirme yöntemleri, Zemin Mekaniğı ve Temel Mühendisliğı 4. Ulusal Kongresi, ODTÜ, Ankara.
- 13)GÜLER, E. , ERDİNÇLİLER, A. (1993), Dolgu Barajların Stabilitte Problemlerinin Sonlu Elemanlar Metodu ile incelenmesi. Dolgu Barajlar Yönünden Zemin Mekaniğı Problemleri Sempozyumu: İzmir, pp. 37-45.
- 14)HOEG, K. (1972), "Finite Element Analysis of Strain-Softening Clay." J. of the Soil Mech. and Found. Engrg.Div. , ASCE, 98(SMI), pp. 43-58.
- 15)INDRARATNA, B., BALASUBRAMANİAM, A. S., and RATNAYAKE, P., (1994), Performance of embankment stabilized with vertical drains on soft clay. Journal of Geotechnical Engineering, Vol. 120, No.2, pp. 257-273.
- 16)JANBU, N., (1963): "Soil Compressibility as Determined by Oedometer and Triaxial Tests", Proc. Eur. Conf. Soil Mech. Found. Eng., Wiesbaden, Vol.1, pp.19-25.

- 17)KIYAMA, M. , (1991), Settlement of Reclaimed Land at the Coastal Area, Proc. GEO-COAST 91.
- 18)KOBAYASHI, M. (1991),"Finite Element Analysis of the Effectiveness of Sand Drains."Proc Int'l Conf. on Geotechnical Engrg for Coastal Development, Yokohama, pp. 213-218.
- 19)KOERNER, M. K., (1985), Construction and Geotechnical Methods in Foundation Engineering, McGraw Hill, pp.496.
- 20)KOHGO, Y., and YAMASHITA, T. (1988), "Finite Element Analysis of Fill Type dams- stability during construction by using the effective stress concept." Proc. Conf. Numer. Meth. In Geomech., ASCE, New York, pp. 1315-1322.
- 21)LA ROCHELLE, P., TRAK, B., TAVENAS, F., and ROY, M. (1974), Failure of a test embankment on a sensitive Champlain clay deposit. Canadian Geotechnical Journal, 11. pp. 142-164.
- 22)LADD, C.C., and FOOT, R. (1974), New design procedure for stability of soft clays. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 100(GT7), pp. 763-786.
- 23)LADD, C.C., (1972), Test embankment on sensitive clay. Cambridge Mass. Massachusetts Institute of Technology. Department of Civil Engineering. Soils Publications, 295.
- 24)MAGNAN, J.P., (1994), Methods to Reduce the Settlement of Embankments on Soft Clay : A Review. Vertical and Horizontal Deformations of Foundations and Embankments. Geotechnical Special Publication No.40, Vol.1, pp. 77-89.

- 25)MARSLAND, A., and POWELL, J.J.M. (1977), The behaviour of a trial bank constructed to failure on soft alluvium of the river Thames. Proceedings of the International Symposium on Soft Clay, Bangkok, Thailand, pp. 505-526.
- 26)MESRI, G., (1991), Prediction and Performance of Earth Structures on soft clay. Proc. GEO-COAST ' 91. 3-6, Sept., 1991, Yokohama.
- 27)MESRI, G. (1975). Discussion on new design procedure for stability of soft clays. ASCE Journal of the Geotechnical Engineering Division, 101(GT4), pp. 409-412.
- 28)MIMURA, M., SHIBATA, T., NOZU, M., and KITAZAWA, M. (1990), Deformation Analysis of a reclaimed marine foundation subjected to land construction. Soils and Foundations, (30), No.4, pp. 119 - 133.
- 29)NAYLOR, D.J., and PANDE, G.N., (1981): Finite Elements in Geotechnical Engineering, Pineridge Press, Swansea, U.K..
- 30)OHTA, H. (1991), "Performance of Soft Clay Foundations under Constraction." Proc. 1st Asian Young Geotechnical Engineers Conference, AIT, Bangkok, Thailand, pp.17-35.
- 31)ÖNTUNA, A.K. (1976), A case study on the soil problems encountered on Alibey Dam. Yüksek Lisans Tezi, ODTÜ, Ankara.

- 32)ÖZAYDIN, İ.K., EDİL, T.B., ÖZÇOBAN, M.Ş. Alibey Barajı altında meydana gelen oturumların analizi. Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği Altıncı Ulusal Kongresi, 24-25 Ekim 1996, İzmir.
- 33)PALMERTON, J. B.,(1972), "Application of three-dimensional finite element analysis." Proc. Symp. Applications of the Finite Element Method of Geotech.Engrg., U.S. Army Corps. of Engrs., Wtwy. Experiment Strn., Vicksburg, Miss., pp. 155-213.
- 34)PARRY, R.H.G. and MCLEOD, J.H., (1967), Investigation of slip failure in flood levee at Launceston, Tasmania. Australia- New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering 5. Auckland 1967. Proceedings, pp. 294-300.
- 35)PENDER, M. J. (1977). "A Unified Model for Soil Stress-Strains Behavior." Proc. 9th Int'l Conf. on Soil Mech. and Fdn. Engrg. Tokyo, pp. 213-222.
- 36)PILOT, G. (1972). Study of five embankment failures on soft soils. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue University, West Lafayette, IN, Vol. 1(1), pp. 81-100.
- 37)PILOT, G. , TRAK, B. and LA ROCHELLE, P. , (1982). Effective stress analysis of the stability of embankments an soft soils. Canadion Geotechnical Journal, 19, pp. 433-450.
- 38)SHIBATA, T. , TOMINAGA, M. , and MATSUAKA, H. (1976). "Finite Element Analysis of Soil Movements Below a Test Embankment." Proc. Conf. Numer. Meth. in Geomechanic. , Blacksburg, Va. , pp. 599-611.

- 39)SHORTEN, G. G. , CARTER, J. P. , (1994). Analysis of an Embankment on Marine Organic Silt, Fiji. Computers Methods and advances in Geomechanic, Sınwardane&Zoman (eds): Balkema, Rotterdam. p.p. 323-334.
- 40)SKEMPTON, A.W., (1957): "Discussion: The Planning and Design of New Hong Kong Airport", Proceedings, Inst. of Civil Engr., London, Vol.7, pp.305-307.
-
- 41)SOYDEMİR, Ç., (1970): "Alibey Toprak Barajı Menba Batardosu Oturma ve Stabilité Etüdü", İnş.Müh. Odası Türkiye İnşaat Mühendisliği V. Teknik Kongresi, Ankara.
- 42)TERMAAT, R. J. , VERMEER, P. A. , and VERGER, G. J. H. (1985). "Failure by Large Plastic Deformations." Proc. 11th Int'l Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engrg. , San Francisco, pp. 2045-2048.
- 43)TERZAGHI, K., (1943), Theoretical Soil Mechanics, John Wiley & Sons Inc., N.Y.
- 44)THAMM, B, R. (1979). "Numerical Analyses of Embankments over Soft Subsoils." Proc. 3rd Int. Conf. on Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Aachen, pp.725-731.
- 45)TRAK, B., LA ROCHELLE, P., TAVENAS, F., LEROUÉIL, S., and ROY, M. (1980), A new approach to the stability analysis of embankments on sensitive clays. Canadian Geotechnical Journal, 17, pp. 526-544.

- 46) WILKES, P.F. (1972), An induced failure at a trial embankment at King's Lynn, Norfolk, England. Proceedings of the ASCE Specialty Conference on Performance of Earth and Earth-Supported Structures. Purdue University, West Lafayette.
- 47) ZIENKIEWICZ, O.C. (1977), The Finite Element Method., McGraw Hill, 3rd Ed.



ÖZGEÇMİŞ

Araştımacı 01.08.1973 tarihinde İstanbul'da doğmuş, ilk, orta, lise öğrenimini Özel Şişli Terakki Lisesinde tamamlamıştır.1990 yılında Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans öğrenimine başlamış ve 1994 yılında mezun olarak aynı yıl Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği geoteknik Programında yüksek lisans öğrenimine başlamıştır.

