

Dy 1996-1362

TÜRKİYE BİLİMSEL VE TEKNİK ARAŞTIRMA KURUMU
MÜHENDİSLİK ARAŞTIRMA GRUBU

PROJE NO : 493

Duy

ZEMİN ANKRAJLARI VE ANKRAJLI KAZI DUVARLARININ DAVRANIŞI

T. B. T. A. K.
YAPI ARAŞTIRMA ENSTİTÜSÜ

Proje Yürütücüsü : Dr. Mete Erdemgil

MART 1979 , ANKARA

H

3998

ZEMİN ANKRAJLARI VE ANKRAJLI KAZI DUVARLARININ DAVRANIŞI

Dr. METE ERDEMGİL

**ORTA DOĞU TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
MÜHENDİSLİK FAKÜLTESİ DEKANLIĞI'NA
DOÇENTLİK TEZİ OLARAK SUNULMUŞTUR**

MART — 1979

ZEMİN ANKRAJLARI VE ANKRAJLI
KAZI DUVARLARININ DAVRANIŞI

Dr. Mete ERDEMGİL

Bu çalışma Orta Doğu Teknik Üniversitesi
Mühendislik Fakültesine doçentlik tezi
olarak sunulmuştur.

ANKARA
MART - 1979

Türkiye Bilimsel Teknik Araştırma Kurumu
MAG - 493 Sayılı "Zemin Ankrajları" adlı
Proje için kesin rapor

ZEMİN ANKRAJLARI VE ANKRAJLI
KAZI DUVARLARININ DAVRANIŞI

Dr. Mete ERDEMGİL

ANKARA
MART - 1979

ABSTRAKT

Zemin ankrajlarının son on yıldaki gelişimi ve günümüz yapım teknolojisindeki önemi anlatılmaktadır. Ankrajların uygulanmalarıyla ilgili teknolojik bilgilerin yanısıra kuramsal yaklaşımlar da özetlenmiştir.

Tek ankraj ve ankrajlı duvar davranışının incelenmesi amacıyla laboratuvarında bir model geliştirilmiştir. Bu modelde deneyler yapılmış, elde edilen sonuçlar değerlendirilerek arazi ölçümleri ve kuramsal değerlerle karşılaştırılmıştır. Sonuçta arazide ankraj uygulamaları ile ilgili yeni öneriler getirilmiştir.

ABSTRACT

A discussion, on the development of soil anchors in the last ten years, and their importance in the current construction practice is made. Technological data as well as theoretical methods of anchor calculations are summarized.

A laboratory model is developed to observe the behaviour of single anchors and anchored retaining walls. Laboratory tests are carried out; results are evaluated and compared with the field measurements and theoretical calculations. Finally, recommendations on the application of soil anchors are made.

Ö N S Ö Z

Bu çalışmada geliştirilen model ve yapılan model deneyleri O.D.T.Ü. İnşaat Mühendisliği Bölümü atelye ve laboratuvarlarında gerçekleştirilmiştir. Araştırma Türkiye Bilimsel Teknik Araştırma Kurumunca MAG-493, "Zemin Ankrajları" projesiyle desteklenmiştir. Tez içerisinde "Gravitasyonel Birim Sistemi" yerine günümüzde yaygın biçimde kullanılan SI (System International) birimleri kullanılmıştır. Gerekli durumlarda değerlerin her iki sistemdeki karşılıkları birlikte verilmiştir.

Bu çalışmanın yapılmasına sağladığı olanaklar nedeniyle Türkiye Bilimsel Teknik Araştırma Kurumu'na, teşekkürlerimi sunarım.

Ö Z E T

Zemin ankrajları özellikle son on yılda temel mühendisli-ğinin derin kazıların korunması, temel takviyeleri metro inşaatları gibi çeşitli problemlerinin çözümünde etkin ve ucuz bir inşaat elemanı olarak kullanılmaktadır. Ülkemiz koşullarında uygulaması henüz çok sınırlı biçimde yapılan bu yöntem, getirdiği ekonomik ve teknik yararlar nedeniyle büyük önem taşımaktadır.

Bu çalışmada ankrajlar ve ankrajlı duvarların davranışı in-celenmiştir. Bu amaçla bir laboratuvar modeli geliştirilerek deneyler yapılmış ve değerlendirilmiştir.

9 Bölümden oluşan tezin ilk bölümünde konu tanıtılmış, ikin-ci bölümde ise ankrajlı duvar uygulamaları ile ilgili çeşit-li ülkelerden örnekler verilmiştir. Üçüncü, dördüncü ve beşinci bölümlerde ankraj kısımları ve tipleriyle birlikte arazide ankraj uygulamaları ile ilgili teknik bilgi ve araş-tırmalara yer verilmektedir. Altıncı bölümde ise ankrajların taşıma gücü ve ankrajlı duvar hesabıyla ilgili teorik bilgi-ler verilerek eleştirileri yapılmıştır.

Ankrajlar ve ankrajlı duvar davranışının deneysel incelenme-si amacıyla geliştirilen model ve deneylerin yapılışı yedin-ci bölümde ayrıntılarıyla anlatılmıştır. Bu modelde yapılan deneylerin değerlendirilmesi, tek ankraj dayanımını, ankraj-lı kazı duvarlarındaki yerdeğiştirmeyi ve zeminde oluşacak oturmaları içerecek biçimde sekizinci bölümde ayrıntılarıyla verilmiştir. Dokuzuncu bölüm ise deneylerden çıkan genel so-nuçları içermektedir.

S U M M A R Y

Especially in the last ten years, soil anchors are being used as cheap and effective construction elements in the various fields of foundation engineering, such as retaining of deep excavations, underpinning and subway construction. This technique with a very limited application in Turkey, is getting more and more important due to its economical and technical advantages. In this study soil anchors and anchored retaining structures are analysed.

In the first of nine chapters the subject is introduced and in the second, some examples for the application of anchors are given. In chapters three, four and five, parts of the anchors as well as technical data about their application is given. In chapter six, theory about the bearing capacity of anchors and the anchored retaining structures are given and discussed.

An experimental investigation of anchors and anchored retaining structures are studied in a model developed for this purpose in chapter seven. Evaluation of the tests carried out in the laboratory, about the bearing capacity of a single anchor, displacements of anchored walls and settlements on the ground surface are given in chapter eight. Chapter nine covers the general results from the experiments.

I Ç İ N D E K İ L E R

	<u>Sayfa</u>
KULLANILAN NOTASYON	v
ŞEKİLLERİN LİSTESİ	viii
TABLolarIN LİSTESİ	xiii
1.0 GİRİŞ	1
2.0 ANKRAJLAR VE ANKRAJLI KAZI DUVARI	
UYGULAMALARINDAN ÖRNEKLER	5
2.1 Ankrajların Uygulama Alanları	5
2.2 Ankrajlı Duvar Uygulamaları	6
2.2.1 Frankfurt Gar Binası Temel Çukuru	6
2.2.2 Stuttgart'ta Bir Sigorta Binası	
İçin Temel Çukuru	9
2.2.3 Münih'te Impler Caddesi Metro Kazısı	11
2.2.4 Vauxhall'da Bir Telekomünikasyon	
Binası İçin Temel Kazısı	11
2.2.5 Singapur'da Ankrajlı Fore Kazık Duvar	14
2.2.6 Hannover'de Metro İstasyonu	16
3.0 BAŞLICA ANKRAJ KISIMLARI VE TİPLERİ	18
4.0 ARAZİDE ANKRAJ TEŞKİLİ	21
4.1 Ankraj Deliği	21
4.1.1 Kalıcı Pabuçla Çakma	21
4.1.2 Açık Boruyla Delme	21
4.1.3 Borusuz Delme	22
4.2 Enjeksiyon Yapılması	22

6.2.4.2	Jellinek-Ostermayer Deneyleri	41
6.2.4.2.1	Ostermayer Sonuçlarının Tartışması	44
6.2.4.3	Kohezyonlu Zeminlerde Diskli Şaft Kullanıldığında Taşıma Gücü	45
6.2.5	Silindirik Oyuğun Genişlemesi Problemine Vesic'in Teorik Yaklaşımı	48
6.3	Ankrajlı Duvar Stabilitesi	54
7.0	MODEL DENEYLERİ	59
7.1	Kullanılan Kuvvet Ölçme Halkaları ve Yerdeğiştirme Saatleri	62
7.2	Deney Kumunun Özellikleri	62
7.3	Deneylerin Yapılışı	66
8.0	DENEY SONUÇLARI VE ANKRAJLI DUVAR DAVRANIŞININ ANALİZİ	78
8.1	Deneyler Sırasında Gözlemler	78
8.1.1	Duvarın Yerdeğiştirme Biçimi	79
8.1.2	Ankrajlara Yerdeğiştirme Uygulanması	80
8.2	Tek Ankraj Davranışı	81
8.2.1	Ankraj Sıyrılma Yükleri	81
8.2.1.1	Ankraj Sıyrılma Yükünün Kum Nümunesi Sıkılığıyla Artması	84
8.2.1.2	Ankraj Gövdesi Uzunluğu	88
8.2.1.3	Serbest Ankraj Boyu	91

8.3 Ankrajlı Duvar Davranışı	92
8.3.1 Duvar Tepe Noktasında Gözlenen Yerdeğiştirmeler	94
8.3.1.1 Serbest Ankraj Boyu	94
8.3.1.2 Kum Nümunesinin Sıkılığı	97
8.3.1.3 Ankraj Gövdesi Uzunluğu	100
8.3.1.4 Yüzey Yüğü (sürşarj)	102
8.3.1.5 Duvar Yüzü Pürüzlülüğü	104
8.3.2 Zemin Yüzeyi Oturmaları	104
8.3.3 Duvar Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi ile Zemin Yüzeyi Oturmaları İlişkisi ve Oturma Dağılımı	113
8.3.3.1 Yüzeydeki Oturmaların Duvar Yerdeğiştirmesine Oranı	115
9.0 GENEL SONUÇLAR	122
REFERANSLAR	129
EK	138

KULLANILAN NOTASYON

A	Ankraj kuvveti
A_s	Ankraj sıyrılma yükü
a	Plastik bölgenin hacmi
B	Taşıma gücü katsayısı
c	Oyuk hacmi
C_u	Drenajsız kohezyon
D	İçinden kum akan deliğin çapı, Kazı derinliği
D_r	Relatif sıkılık
d	Ankraj gövdesinin çapı
d_1	Ankraj oyuğunun çapı
E_1	Duvara kazı tarafından etkiyen toplam kuvvet
E_2	Ankraj gövdesi ile yüzey arasındaki düşey düzleme etkiyen aktif toprak basıncı
F_c^i, F_q^i	Silindirik oyuğun genişleme faktörleri
G	Kayma modülü
G_s	Güvenlik sayısı
g	Ankraj gövdesi uzunluğu
H	Duvarın toplam boyu
h	Ankraj gövdesinin derinliği
I_r	Rijitlik endisi
l	Serbest ankraj boyu
M	Kazı derinliğinin duvarın zemine gömülü derinliğine oranı
M_D	Deviren momentler

$M_{\text{ö}}$	Önleyen momentler
n_{max}° n_{min}	Maksimum, minimum porozite
n°	Faktör
P_s	Oyuğu genişletme basıncı
P	Oyuk içindeki basınç, zemin yüzüne etkiyen yük (sürşarj)
P_u	Oyuğun nihai basıncı
Q_m	Kumun debisi
q	İzotropik basınç
R	Logaritmik spiral boyunca etkiyen toplam sürtünme kuvveti
R_i	Silindirik oyuğun başlangıçtaki yarıçapı
R_p	Plastik bölgenin yarıçapı
R_u	Silindirik oyuğun nihai yarıçapı
r	Ankraj oyuğunun yarıçapı
S	Zeminin kayma direnci, Oturma
U	Uniformluk katsayısı
U_p	Silindirik oyuğun nihai radyal yerdeğiştirmesi
W_d	Kayma kamasının duvarı deviren taraftaki ağırlığı
$W_{\text{ö}}$	Kayma kamasının önleyen taraftaki ağırlığı
γ	Zeminin birim hacim ağırlığı
Δ	Plastik bölgede hacimsel birim deformasyon
δ	Duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi
θ	Derinlik katsayısı, efektif düşey basınç
λ	Sıkışma - kenetlenme - katsayısı

ν	Şekil katsayısı, Poisson oranı
σ_p	Plastik bölge sınırındaki izotropik basınç
σ_r	Radyal normal gerilme
σ_θ	Çevresel normal gerilme
ϕ	İçsel sürtünme açısı

ŞEKİLLERİN LİSTESİ

	<u>Sayfa</u>
1.0 GİRİŞ	
1.1 1958 yılından sonra bir Alman firmasınınca uygulanan Ankrajlar.	3
2.0 ANKRAJLAR VE ANKRAJLI KAZI DUVARI UYGULAMALARINDAN ÖRNEKLER	
2.1 Frankfurt gar binası temel çukuru	7
2.2 Stuttgart'ta bir sigorta binası inşaatı için açılan temel çukuru(Schwarz 1972)	10
2.3 Münih'te Impler Caddesi metro istasyonu	12
2.4 Plandan görünüş-Vauxhall	13
2.5 Diyafram duvar D-D kesiti-Vauxhall	13
2.6 Kazının plandan görünüşü-Singapur	15
2.7 Duvarın C-C kesiti- Singapur	15
2.8 Hannover'de metro istasyonu	17
3.0 BAŞLICA ANKRAJ KISIMLARI VE TIPLERİ	
3.1 Ankraj kısımları ve tipleri	19
6.0 ANKRAJLARIN TAŞIMA GÜCÜ VE ANKRAJLI DUVAR HESABI	
6.1 Werner'e göre Ankraj sıyrılma yükünün hesaplanmasında kullanılacak katsayılar.	37
6.2 Tek disk için yük-yerdeğiştirme eğrisi (Bassett'e göre)	47
6.3 Tek disk uygulamasında disk arkasında oluşan emme basıncının yerdeğiştirmeyle değişmesi(Bassett'e göre)	47

6.4 Fellenius kayma dairesi ile Kranz Yöntemine göre güvenlik sayılarının karşılaştırılması.	50
6.5 Silindirik oyuğun genişlemesi (Vesic'e göre)	50
6.6 Silindirik oyuk genişleme faktörleri (Vesic'e göre)	51
6.7 Ankrajlı duvar stabilitesi (Brinch Hansen)	57
6.8 Ankrajlı duvar stabilitesi (Kranz)	57
7.0 MODEL DENEYLERİ	
7.1 Modelin yandan görünüşü	61
7.2 Ankraj çubuğu monte edilmiş kuvvet ölçme halkası ve ölçme düzeninin üstten görünüşü	63
7.3 Kuvvet ölçme halkası ile Ankraj çubuğundaki gerilmenin ölçülmesi, yandan görünüş.	64
7.4 Ankraj kuvveti ve duvarın yerdeğiştirmesi ölçme düzeni.	65
7.5 Kum nümunesi doldurulmuş model deneye hazır durumda, genel görünüş.	67
7.6 Modelin deney sonu görünümü.	67
7.7 Zemin yüzeyi yüklerinin etkisini araştırmak amacıyla yapılan deney öncesinde yerdeğiştirme saatleri ayarlanıyor.	70
7.8 Deney sonunda yeniden doldurulmak üzere tümüyle boşaltılmış model.	70

7.9	Deneylerde kullanılan Ankraj çubukları ve gövdelerinden bazıları.	71
7.10	Kullanılan kumun Granülometri eğrisi	73
7.11	Deney kumunda içsel sürtünme açısı ile kayma direnci arasındaki bağıntı	74
7.12	Deney kumunun deneyleri sırasında hacımsal genişlemesi.	77
8.0	DENEY SONUÇLARI VE ANKRAJLI DUVAR DAVRANIŞININ ANALİZİ	
8.1	Ankraj derinliğine bağlı tipik yük-yerdeğiştirme bağıntısı.	82
8.2	Kuvvet ölçme halkaları ve ölçüm düzeninin yandan görünüşü.	83
8.3	Ankraj çubuğu monte edilmiş kuvvet ölçme halkaları ve ölçme düzeninin üstten görünüşü	83
8.4	Kum numunesinin artan sıklığıyla Ankraj sıyrılma yükünün artışı.	85
8.5	Alt alta üç sıra ankraj kuvvetlerini ve yerdeğiştirmeleri ölçme düzeni	86
8.6	Üç sıra Ankraj monte edilmiş model boş durumda	87
8.7	Yüzey yükü(sürşarj) uygulaması fotoğrafta görülen plakalarla yapılmıştır.	87
8.8	Duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinin serbest Ankraj boyuna bağımlılığı	95

8.9 Kum numunesinin duvar yerdeğiştirmesine etkisi	98
8.10 Ankraj gövde uzunluğu "g" nin duvar tepe noktası yerdeğiştirmesine etkisi	101
8.11 Yüzey yükü (sürşarj) uygulamasının duvarda gözlenen yerdeğiştirmelere etkisi.	103
8.12 Duvar yüzü pürüzlü lüğünün duvar yerdeğiştirmesine etkisi.	105
8.13 Ankrajsız duvarda yüzey oturmaları	107
8.14 Serbest Ankraj boyları kısa $l = 10$ cm, üç sıra Ankrajlı, duvarda gözlenen yüzey oturmaları.	108
8.15 Serbest Ankraj boyları uzun, $l = 50$ cm üç sıra Ankrajlı duvarda gözlenen yüzey oturmaları.	111
8.16 Serbest Ankraj boyları uzun, $l = 50$ cm, üç sıra Ankrajlı, duvarda gözlenen yüzey oturmaları.	112
8.17 Duvarın kazı içine doğru yerdeğiştirmesi ile yüzeydeki oturmaların karşılaştırılması	114
8.18 Yüzeydeki oturmaların duvar yerdeğiştirmesine oranı. Serbest Ankraj boyu $l = 10$ cm.	116
8.19 Yüzeydeki oturmaların duvar yerdeğiştirmesine oranı. Serbest Ankraj boyu $l = 25$ cm.	117
8.20 Yüzeydeki oturmaların duvar yerdeğiştirmesine oranı. Serbest Ankraj boyu $l = 50$ cm.	118

8.21 Yüzey oturmaları dağılımının kullanılan serbest Ankraj boyuna " ℓ " bağımlılığı.	120
EK	
E.1 Çok gevşek zeminde Ankrajsız duvar arkasında gözlenen yüzey oturmaları.	139
E.2 Çok gevşek zeminde gözlenen duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi.	140
E.3 Serbest Ankraj boyları $\ell = 10$ cm. Gövde uzunlukları $g = 5$ cm üç sıra ankrajlı duvarda yüzey oturmaları.	141
E.4 Serbest Ankraj boyları $\ell = 10$ cm, gövde uzunlukları $g = 5$ cm, üç sıra Ankrajlı duvarda duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi.	142
E.5 Pürüzlü duvar(zımparalı) uygulaması sonucu yüzeyde gözlenen oturmalar.	143
E.6 Pürüzlü duvar(zımparalı) uygulaması sonucu duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi	144
E.7 Üç sıra Ankrajlı duvarda yüzey oturması.	145
E.8 Üç sıra Ankrajlı duvarda gözlenen duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi.	146
E.9 Üç sıra Ankrajlı duvarda gözlenen yüzey oturması	147
E.10 Üç sıra Ankrajlı duvarda duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi.	148
E.11 Çok gevşek zeminde üç sıra Ankrajlı duvarda yüzey oturması.	149

TABLOLARIN LİSTESİ

Sayfa

7.0	MODEL DENEYLERİ	
7.1	Deney Kumunun Çeşitli Relatif Sıkılık Değerlerinde Birim Hacim Ağırlıkları	75
8.0	DENEY SONUÇLARI VE ANKRAJLI DUVAR DAVRANIŞININ ANALİZİ	
8.1	Ankraj Derinliğine Bağlı Sıyrılma Yükünün Ankraj Gövdesi Uzunluğu ile Değişimi. Deneylerde $l = 25$ cm, $d = 2$ cm, $D_r = \%70,9$ değerindedir. Ankraj derinlikleri, "A" ankrajında $h = 50$ cm dir. (*) işaretli değerler okunamamıştır.	89
8.2	Serbest ankraj boyuna bağlı sıyrılma yükünün ankraj derinliği ile değişimi. Deneylerde $g = 10$ cm, $d = 2$ cm ve relatif sıkılık $D_r = \%70,9$ olmuştur.	91
8.3	Göçme sırasında kazı derinliğinin duvarın gömülü derinliğine oranı	96
8.4	Ankrajsız, kısa ankrajlı ve uzun ankrajlı duvarda, duvar tepe noktasının 10 cm gerisinde zemin yüzeyindeki oturmalar	109

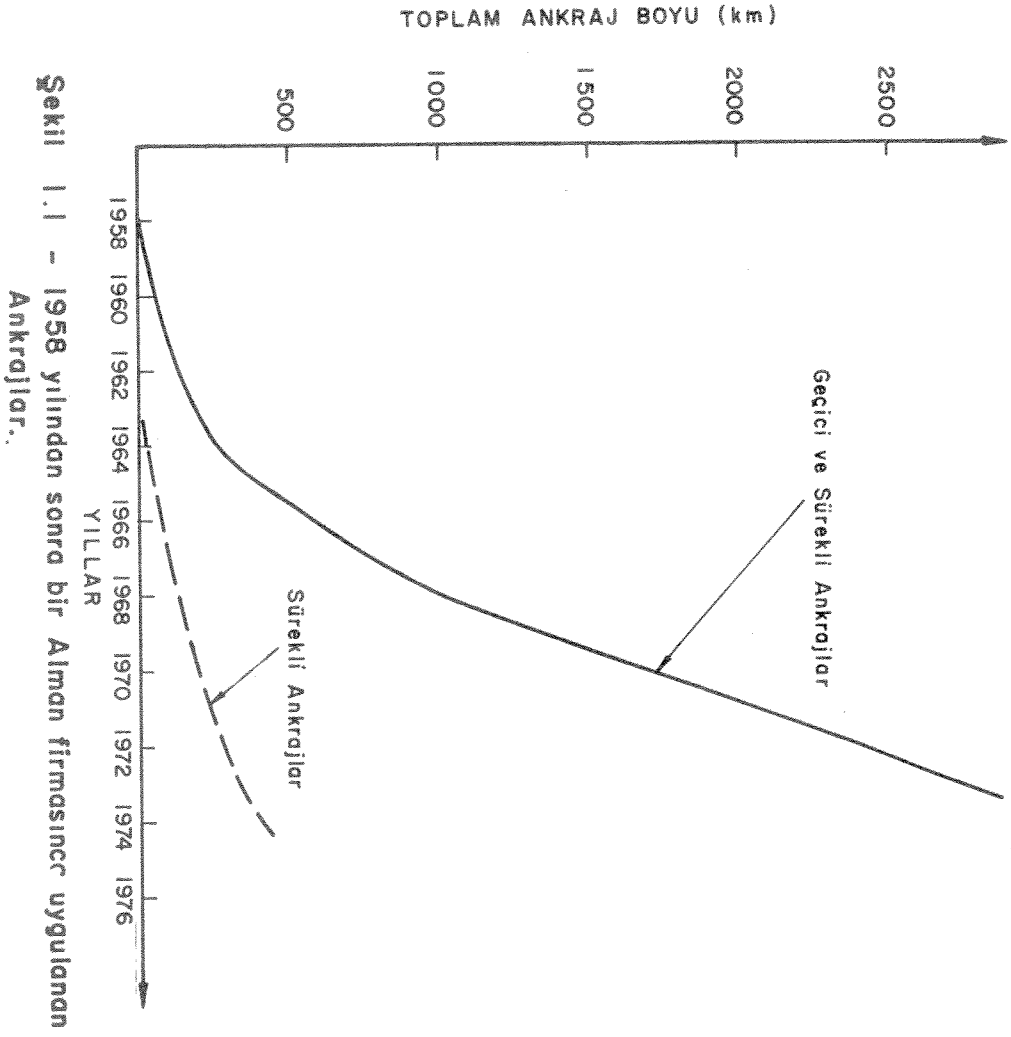
1.0 GİRİŞ

1960 yıllarından başlayarak, zemin ankrajları tekniğinin gelişmesiyle birlikte kullanım alanları da yaygınlık kazanmıştır. Özellikle şehir merkezlerinde yapı yüksekliklerinin artması, bunun yanı sıra temel kazılarının derinleşmesi sonucu büyük şekildeğiştirmeler oluşmaktadır. Klasik iksa yöntemleri uygulandığında oluşan şekildeğiştirmeler kazı yakınındaki yapılarda önemli çatlaklara bazan da yapıların çökmelerine neden olabilmektedirler. Bunun yanında, değişik biçimlerde uygulanabilen ankrajlı duvarları, kazı içine doğru ve duvar arkasında klasik iksa sistemlerine oranla, yerdeğiştirmeleri büyük ölçüde azaltarak çoğu kez gerekli yapı güvenliğini sağlayabilmektedirler. Ankrajlı dayanma yapıları, klasik sistemlere oranla daha elastiki ve daha ucuz olmaktadır. Ancak, ankrajlar sadece ekonomi gereği değil, çoğu kez bir yapım çalışması için öngörülen teknik koşulları sağlayabilmek amacıyla kullanılmaktadırlar. Böylece geniş ve derin bir kazı, iksa nedeniyle oluşacak kazı içindeki çalışma alanını kısıtlayıcı engellerden arınmış olarak daha sonraki yapım çalışmalarına hazırlanabilmektedir. Kazının çok dar olduğu durumlarda ise ankraj yerine destek kullanılması ekonomik açıdan daha uygun olmaktadır.

Almanya'da 1958 yılında Bauer'in 6 cm çapında bir delgi içine çimento şerbeti enjekte edilerek bir çelik çubuğun ankre edilebileceği düşüncesini ortaya atması, sonra da uygulamasıyla ilk zemin ankrajı yapılmıştır (Bauer, 1960). Bunu izleyen yıllarda Şekil 1.1 de görüldüğü gibi geçici ve sürekli zemin ankrajlarının kullanımı hızla artmıştır. Artış hem geçici hem de sürekli ankraj kullanımında izlenebilmektedir (Jellinek-Ostermayer, 1960).

Kısa sürede ankraj kullanımının yaygınlaşması çok sayıda araştırmacının bu konuya yönelerek sorunların çözümüne katkıda bulunmalarına olanak sağlamıştır. 1977 yılında Tokyo'da toplanan 9. Uluslararası Zemin Mekaniği ve Temel Mühendisliği konferansının "Zemin Ankrajları" konulu 4. özel oturumuna 17 tebliğ sunulmuştur. Daha önce bu konuda en son uluslararası toplantının, 1969 Mexico konferansının, 15. özel oturumuna sunulan tebliğ sayısının da yaklaşık aynı olması, geçen 8 yıllık sürede teknik gelişimin ve konuya ilginin sürekliliğini göstermektedir.

1969 yılında zemin ankrajları ile ilgili en büyük sorunlar zeminde kırılma ve çelikte paslanma olarak görülmektedir. Bu gün bu problemler tam anlamıyla çözümlenememiş olmakla birlikte, bir belirsizlik kaynağı oluşturmayacak kadar açıklıkla bilinmektedirler. Artık kabul edilebilir şekil ve yer değiştirmeler önceden yaklaşık olarak kestirilebilmekte, korozyonun neden olabileceği kazalar, çeliğin başlangıçta yeterince korunmasıyla önlenmektedir (Habib 1978). Teknik gelişme



ve ulaşılan bilgi düzeyinin boyutlarını göstermek üzere
1977 Tokyo konferansı "Zemin Ankrajları" özel oturumu rapor-
törü Prof.P. Habib iki örnek vermektedir. Birinci örnekte
İngiliz İnşaat Mühendisleri Kurumunun 1974 Eylül'ünde
Londra'da düzenlenen "Diyafram duvarlar ve zemin ankrajları"
konulu konferansından hemen 2 yıl sonra yine aynı konuda
Londra'da bir konferansın daha düzenlemesine işaret edil-
mektedir. İkinci örnekte ise 1972 yılında Fransa'da "Bureau
Securitas"ın "ankrajların tasarımı, hesabı, uygulanması
ve kontrolü için öneriler" başlıklı yayınına değinilerek,
ilgili yayının 5 yıl sonra ilk önerilerin uygulanması sonu-
cu elde edilen deneyimin etrafınca değerlendirilerek tümü-
le yeniden yazıldığına dikkat çekilmektedir.

Wroth (1975), da zemin ankrajlarındaki hızlı gelişmeye dik-
kati çekmekte bu gelişmenin önümüzdeki 10 sene devam ede-
bileceğine ve bu dönemde önemli ilerlemelerin beklendiğine
işaret etmektedir.

Günümüzde zemin ankrajları, temel mühendisliğinin uygulama-
manın teorinin önünde gittiği bir konusudur. Ankrajların,
ankrajların içinde bulunduğu zeminin ve ankrajlı duvarla-
rın davranışlarının ivedilikle açıklığa kavuşturulması, gü-
venilir biçimde uygulanması Türkiye açısından da önem taşı-
maktadır.

2.0 ANKRAJLAR VE ANKRAJLI KAZI DUVARI UYGULAMALARINDAN ÖRNEKLER

2.1 Ankrajların Uygulama Alanları

Kazi duvarlarında ankrajların kullanımı, gerek kazının derinleştirilmesi sırasında gerekse daha sonraki yapım çalışmalarında, destekler nedeniyle kazi içinde oluşacak engelleri ortadan kaldırarak modern yapım yöntemlerinin uygulanmasına olanak vermektedir. Ankrajlar geçici oldukları gibi sürekli olarak da kullanılabilirler. Kara ve demiryolu yarmalarında, dik dayanma yapılarında ankraj uygulaması, yarma hacmini en alt düzeye indirerek yol yapımında önemli ekonomi sağlamaktadır.

Ankrajlar dayanma yapıları dışında da uygulanabilmektedirler. Bu uygulamalara örnek olarak:

1. Yeraltı su seviyesinin altında kalan yapı yahut kısımlarının yüzmeye karşı güvenliklerinin sağlanması
2. Rüzgar yükü altındaki yüksek yapılar ve direklerle enerji nakil hattı kulesi temellerinin çekme kuvvetleri alabilecek biçimde yapımında
3. Zeminde basınçlı delgi yapılması sırasında bir tepki kütleli yerine geçmek üzere

4. Yumuşak zeminlerdeki oturmaya duyarlı yapı temellerinin yapım öncesi bina ağırlığına eşit ankraj yükleriyle yüklenerek, oturmaların en alt düzeye indirilmesi (ön yükleme)
5. Demiryolu hatları arası yahut iki karayolu şeriti arası gibi giriş çıkış ve kullanma alanının sınırlı olması durumunda kazı yahut plaka yükleme deneyi yapılması.

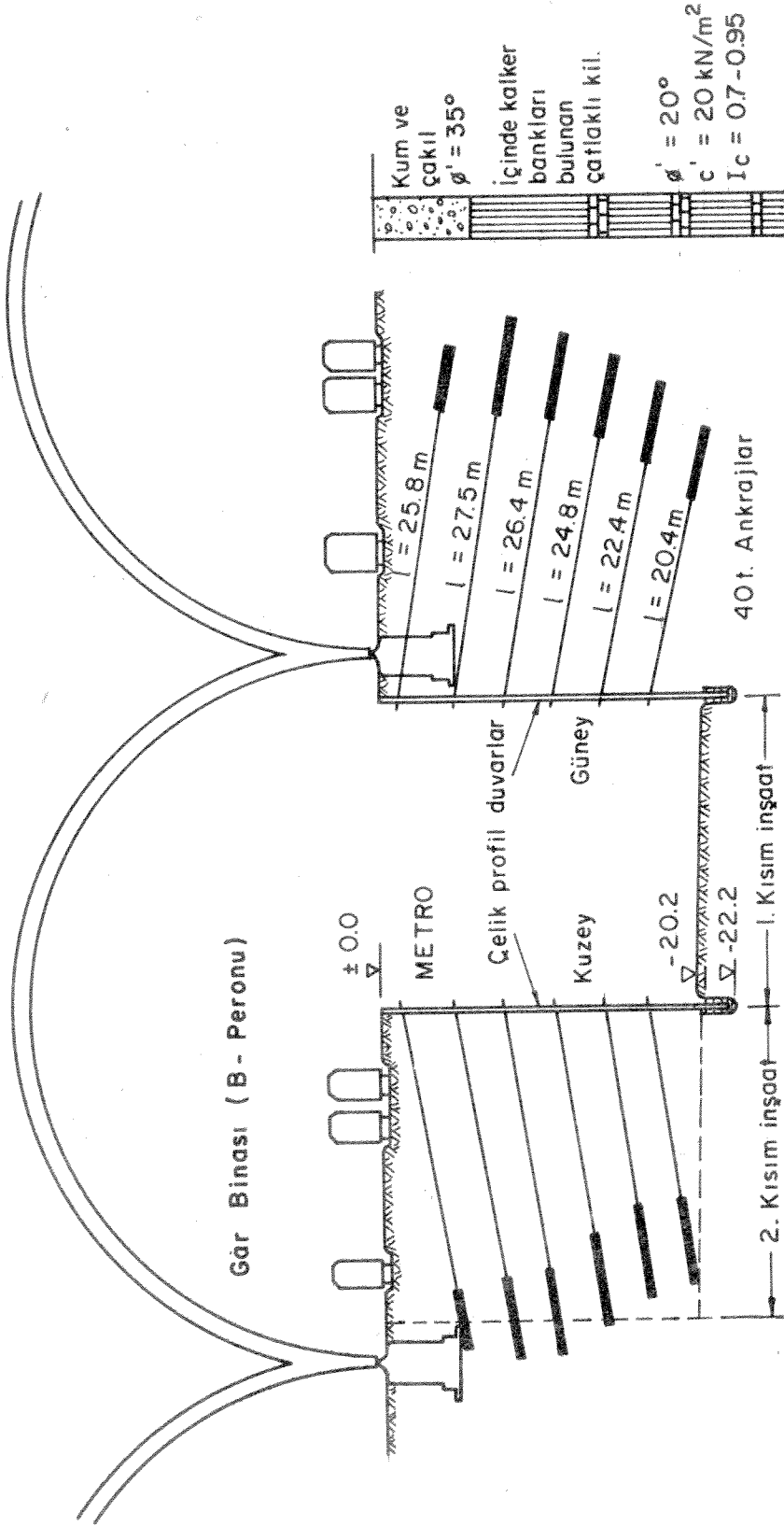
gösterilebilir. Kazık yükleme deneylerinde ankraj kullanılmasıyla 10 000 kN (= 1000 ton) a kadar kazık yükü uygulanabilmektedir (Littlejohn 1970). Ayrıca kazıklara da ankrajlarla ön yükleme uygulanabilmektedir. Bu durumda kazıklar basınç yükleriyle birlikte çekme yüklerini de en az yerdeğiştirme ile taşıyabilmektedirler.

2.2. Ankrajlı Duvar Uygulamaları

Ankrajlı duvar uygulamaları son on sene içine sığdırılabilecek kadar yeni olmakla birlikte kısa sürede yaygınlık kazanmıştır. Bunlardan, çeşitli özellikleri nedeniyle çok tanınan birkaçı Bölüm 2.2.1 - Bölüm 2.2.6'da verilmektedir.

2.2.1. Frankfurt Gar Binası Temel Çukuru

Şekil 2.1 de görülen Frankfurt (Almanya) gar binası temel çukuru çeşitli bilim kongrelerinde konu edilmiş olduğundan iyi tanınmaktadır (Breth ve Romberg 1972). Ankrajlı duvarda yerdeğiştirmeler genellikle paralel ötelenme niteliğindedir. Yatay yerdeğiştirme değerleri en çok olduğu yerlerde



Sekil 2.1 - Frankfurt Gar Binası Temel Çukuru

14 cm ye erişmiştir. Bunun sonucunda güney taraftaki temeller 14 cm düşey yerdeğıştirmeye (oturmaya) uğramıştır. Kuzey tarafındaki temeller, kazı duvarının 26 m gerisinde olmalarına karşın, kuzey tarafındaki temellerde de 9 cm yatay yerdeğıştirmeyle 6 cm düşey yerdeğıştirme gözlenmektedir. Buradan Şekil 2.1 de bir yandan kazı duvarıyla öteki taraftan ankraj gövdelerinin arka ucuyla sınırlanan zemin kütlesinin kazı içine doğru yerdeğıştirdiğı ortaya çıkmaktadır.

Kazıyla ilgili olarak çelik profillerin tepe noktası yerdeğıştirmesi de ölçülmüştür. Toplam 230 m uzunluğundaki kazı genişliğı boyunca kuzey ve güneyde her iki taraftaki duvarların kazı içine doğru yerdeğıştirmesini azaltmak sınırlamak amacıyla karşıdan karşıya destekler kullanılmıştır. Önce 140 m sonra 70 m aralıkla uygulanan destekler kazının öteki kısımlarında duvar yerdeğıştirmesini azaltıcı bir etken olmamışlardır. Ancak 30 m genişliğinde desteklenmiş bir bölgenin oluşturulmasından sonra, kemerlenme nedeniyle, kazı duvarı tepesinde yerdeğıştirmeler eskisine oranla 1/2 ila 2/3 değerlerine düşmüşlerdir (Jellinek 1972).

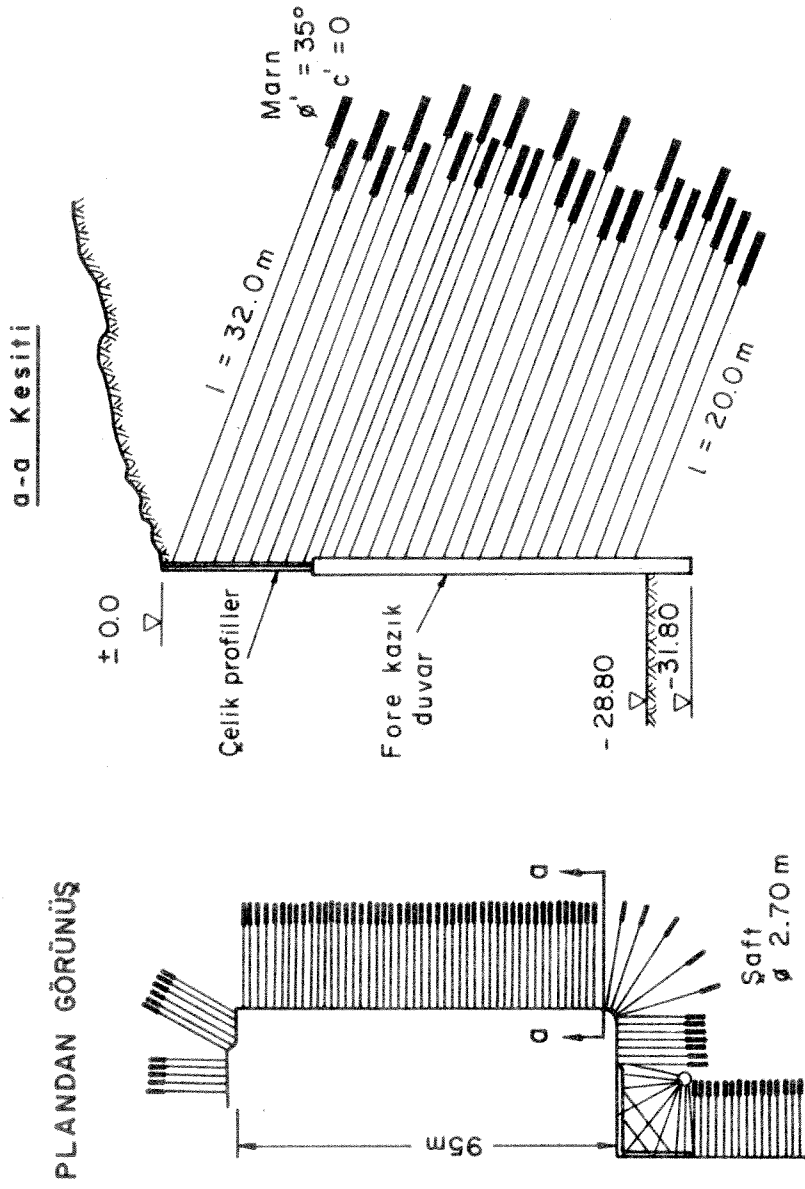
Yatay yerdeğıştirmelerin zaman içindeki değışimini saptamak amacıyla yapılan ölçümlerden ayrıca, metro temeli için radye plağının yapımıyla yerdeğıştirmelerin tümüyle durduğı da gözlenmiştir.

2.2.2. Stuttgart'ta Bir Sigorta Binası İçin Temel Çukuru

Günümüze kadar sürekli ankrajların uygulandığı en derin temel kazılarından biri Stuttgart'ta (Almanya) bir sigorta binası yapımında gerçekleştirilmiştir. Şekil 2.2 de bu kazının plandan görünüşü ile fore kazık ve çelik profillerden oluşan kesiti görülmektedir. Binanın yapımından sonra kazının herhangi bir yere dayandırılabilme olanağı bulunmadığından serbest boyları 20 m ila 32 m arasında değişen ankrajların çoğu sürekli ankraj niteliğinde uygulanmıştır (Schwarz 1972). Zemini oluşturan az ayrışmış marn için, kohezyon değerini de içerecek biçimde bir içsel sürtünme açısı değeri alınmıştır. Toprak basıncının hesaplanmasında aktif toprak basıncı değeri % 10 artırılarak, sakin toprak basıncı ile aktif toprak basıncı arasında bir değer alınmıştır.

Kazı içine doğru ileriye çıkan köşede ankrajların birbirleriyle kesişmesini önlemek amacıyla 2,70 m çapında bir shaft açılmış ankrajların yük taşıyıcı uçları bu shafta içten ankre edilmişlerdir. Bu köşede servis yükleri 1000 kN ila 1200 kN (= 100-120 t) değerinde az sayıda ankraj uygulanmıştır.

Böylesine derin bir kazıda oluşan duvar yerdeğiştirmelerinin, yapılan ölçümler sonucunda yaklaşık 15 mm, duvar yüksekliğine göre % 0,05 dolaylarında olduğu ortaya çıkmıştır. Yine ölçüm sonuçlarına göre krip nedeniyle 3-4 aylık bir sürede ankraj yüklerinde görülen düşüş hiçbirinde % 3 ü geçmemektedir (Andrä , Kunzl ve Rojek 1973).



Şekil 2.2- Stuttgart'ta Bir Sigorta Binası İnşaatı İçin Açılan Temel Çukuru (Schwarz 1972)

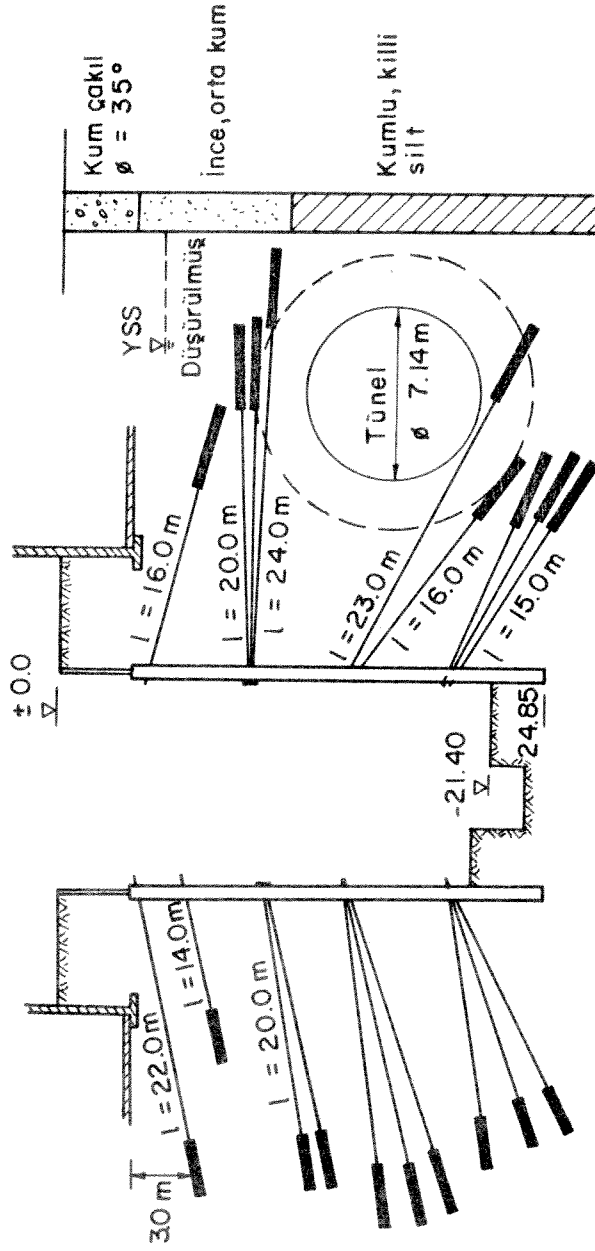
2.2.3. Münih'te Impller Caddesi Metro Kazısı

Münih'te (Almanya) Impller caddesi metro kazısı 22 m derinliğindedir (Şekil 2.3). Bu kazıdaki başlıca problem, ankrajlar düzenlenmesinin arazide çok sayıdaki su kuyularıyla daha sonra geçmesi zorunlu tünele deymeyecek biçimde gerçekleştirilmesi zorunludur. Ankrajların düşey ve yatay düzenlenmesi ankraj gövdelerinin birbirleri arasında 1,5 m, ankraj gövdeleri ile tünel kaplaması arasında da 3 m lik bir güvenlik uzaklığı kalacak biçimde yapılmıştır (Oster-Mayer ve Jellinek 1976). Bütün bu geometrik zorluklara karşın, çevre yapılarda bir hasar saptanmamıştır.

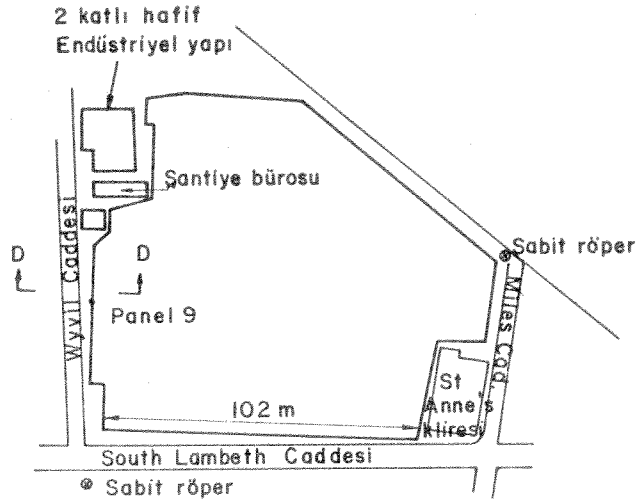
2.2.4. Vauxhall'da Bir Telekomünikasyon Binası İçin Temel Kazısı

Vauxhall'daki (Londra/İngiltere) telekomünikasyon binası için 0,61 m kalınlığında bir ankrajlı diyafram duvar uygulamasıyla 14,50 m derinliğinde kazı yapılmıştır. Şekil 2.4 te görüldüğü gibi kazı eski bir yapı olan St. Anne kilisesi temellerine çok yaklaşmaktadır. Çevrede viadük kemerleri dışında başka sığ temelli yapılar vardır. Şekil 2.5 te görülen D D kesitinde, zemine yerleştirilen inklinometrelerle diyafram duvarın yerdeğiştirmesi ölçülmüştür (Littlejohn ve Macfarlane 1975).

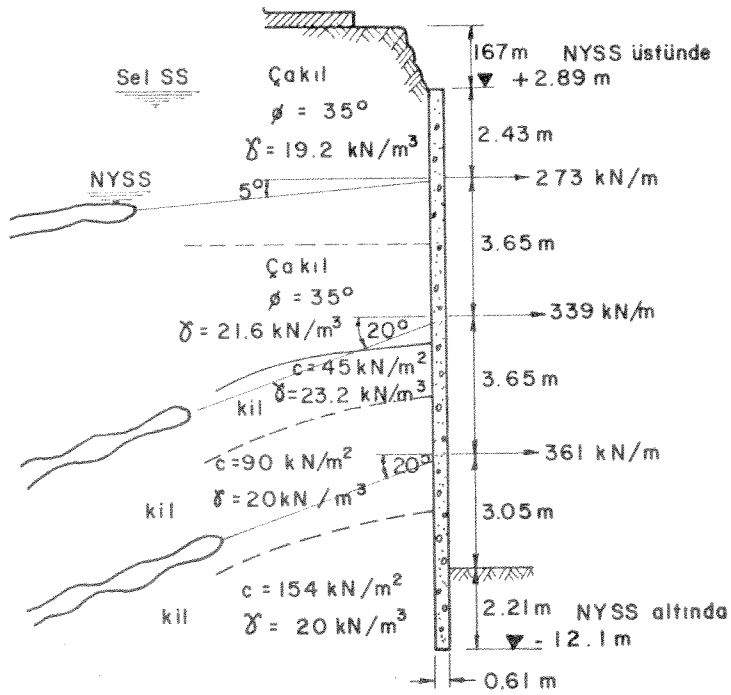
Duvarın yerdeğiştirme modeli genel olarak ayak noktası etrafında dönme biçimindedir. En son kazı aşamasında derinliğin 14,5 m ye inmesiyle duvar tepe noktasında 10 mm yatay



Şekil 2.3- Münih'te Implere Caddesi Metro İstasyonu.



Şekil 2.4 - Plandan Görünüş - Vauxhall



Şekil 2.5 - Diyafram Duvar D-D Kesiti - Vauxhall

yerdeğiştirme gözlenmiştir. Duvar tepe noktasında bu sıradaki düşey yerdeğiştirme 12,2 mm dir.

Ancak duvarın bu derinlikte 3 ay kadar beklemesi sonucu duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi 22 mm ye çıkmıştır. Bu dönemde ankraj yüklerinde önemli bir düşüş gözlenmemiştir.

Kazı derinliği artmamasına karşın duvar yerdeğiştirmelerinin artışı ankraj gövdesi çevresinde yüksek gerilmeler altındaki zeminin konsolidasyonu, yahut daha büyük bir olasılıkla ankraj gövdeleriyle birlikte çevrelerindeki zeminin bir blok biçiminde kazı içine doğru hareket etmesi sonucudur.

2.2.5. Singapur'da Ankrajlı Fore Kazık Duvar

Singapur'da ilk ankrajlı duvar uygulamasında kazı derinliği 16,8 m dir. Zemin değişik nitelikte killer ve dolgu malzemesinden oluşmaktadır (şekil 2.7). Kazı yakınındaki akar sular nedeniyle yeraltı su seviyesi oldukça yüksektir.

Kazı duvarı bentonit kullanılarak açılmış sonra betonla doldurulmuş ve dört sıra ankrajla tutturulmuştur. Bir yandan yumuşak killerin varlığı öte yandan yeraltı su seviyesinin yüksek oluşu duvarın 3,5 m -4,5 m genişliğinde oldukça dar panellerle açılmasını zorunlu kılmıştır (Littlejohn ve Macfarlane 1975).

Yapım sırasında zor zemin koşullarına ve ağır trafik yüklerine karşın gerek yollarda gerekse çevre yapılarda bir

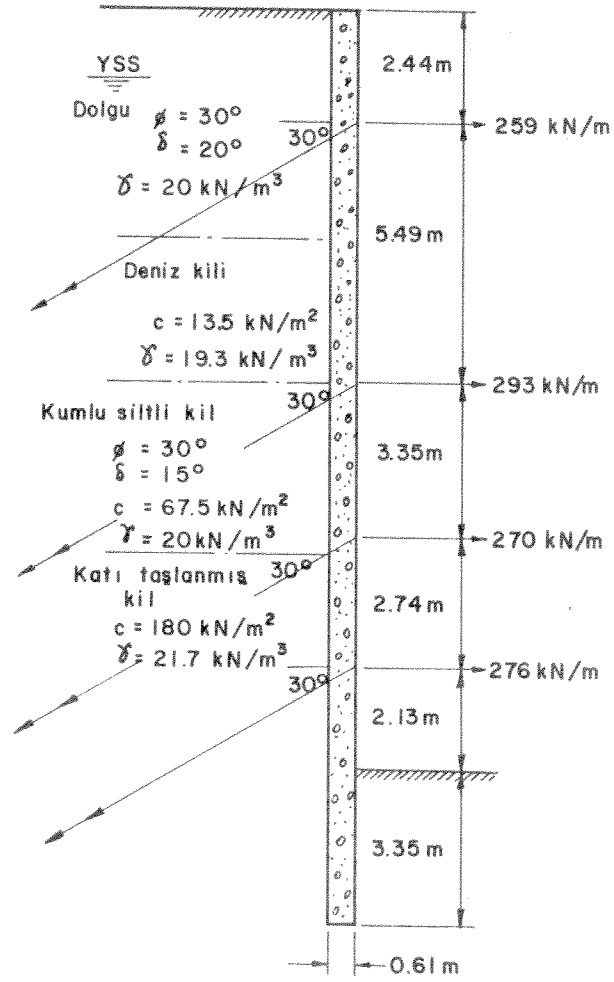
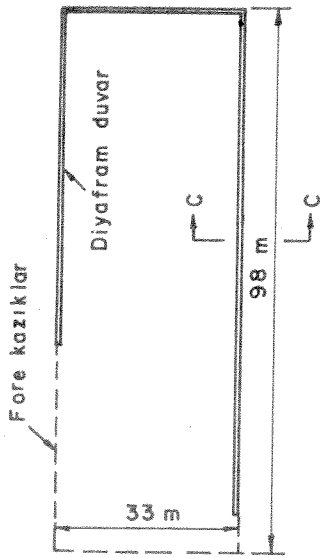
hasar gözlenmemiştir.

2.2.6. Hannover'de Metro İstasyonu

Şekil 2.8 de görülen Hannover'deki (Almanya) metro yapımı kazısı en derin kesitinde 25 m ye kadar inmektedir. Bina yanındaki fore kazıklı duvarın hesabında toprak basıncı için aktif basınç ile sakin toprak basıncı arasında bir değer alınmıştır.Çatlaklı katı kilde güvenlik açısından sadece kohezyon dikkate alınmıştır.

Ölçümler, duvarda 3 cm dolayında yerdeğiştirmeler vermektedir (Jellinek ve Ostermayer 1976). Kazı tabanında döşeme plağının kısa sürede yapımıyla yerdeğiştirmelerin daha fazla büyümeleri önlenmiştir.

Bu deneyimin önemli sonucu, kilde ankraj taşıma güçlerinin yüksek olabilmesi için deliklerin kuru delinmesi ve ankraj gövdelerinin kum ile kil arasındaki geçiş bölgesine rastlatılmaması zorunluluğunun öğrenilmesi olmuştur.



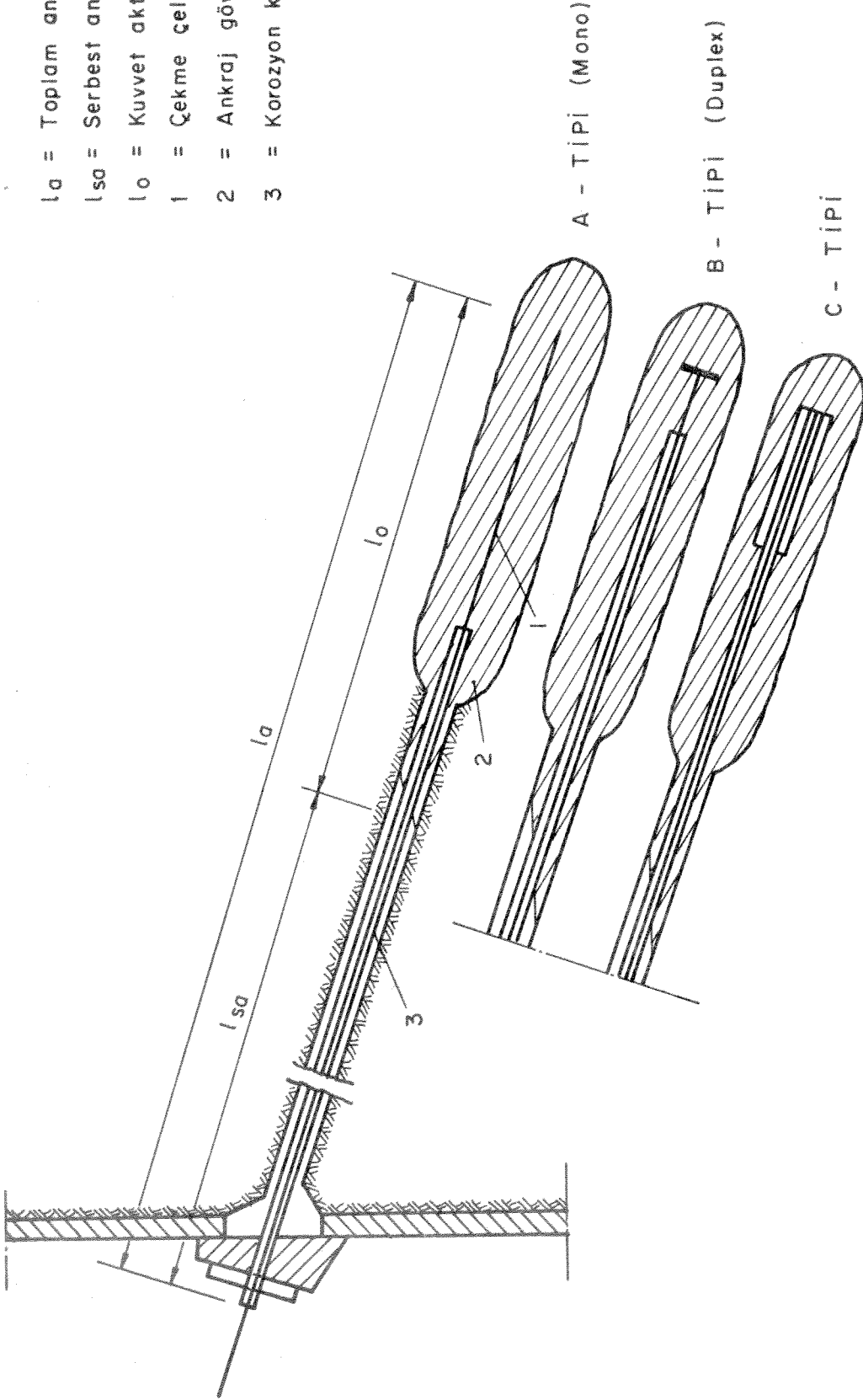
Şekil 2.7 - Duvarın C-C Kesiti - Singapur

3.0 BAŞLICA ANKRAJ KISIMLARI VE TIPLERİ

"Zemin Ankrajları" (Şekil 3.1) de görüldüğü gibi, çimento şerbeti enjeksiyonu yapılmış gövde kısmı, dışarda kalan ve ankraj kuvvetini daha geniş bir alana yayan ankraj başlığı ile, bu iki kısım arasında kuvvet iletmeye yarayan gergi çeliğinden oluşurlar.

Ankraj tekniğinin özellikle batı Avrupa ülkelerinde hızla gelişmesi sonucu firmalar çok sayıda değişik ankraj tipi kullanmaya başlamışlardır. Ancak uyguladıkları ilkeler açısından bunlar, Şekil 1. deki gibi A, B ve C - tipi olarak 3 ayrı tipte sınıflandırılabilir (Zweck 1970). Bunlardan A - tipi (Mono) ve B - tipi (Duplex) ankrajlar en çok kullanılanlardır. Bunlar arasındaki fark A - tipi ankrajda (Mono) ankraj çeliği ile enjeksiyon gövdesi arasında boydan boya yahut yaklaşık olarak tüm ankraj gövdesi boyunca bağlantı olmasıdır. Dolayısıyla ankrajın gerilmesiyle birlikte ankraj gövdesi çekme gerilmesine maruz kalmaktadır. B - tipi ankrajda (Duplex) ankraj kuvveti enjeksiyon gövdesinin arka kısmına aktarılır. Bu Duplex borusu diye tanımlanan bir boru aracılığıyla gerçekleştirilir. Böylece ankraj gerilmesi sonucu enjeksiyon gövdesi tümüyle basınç gerilmele-

- l_a = Toplam ankraj boyu
 l_{sa} = Serbest ankraj boyu
 l_o = Kuvvet aktarma boyu
 1 = Çekme çeliği
 2 = Ankraj gövdesi
 3 = Korozyon kılıfı



Şekil 3.1 - Ankraj Kısımları ve Tipleri

rine maruz kalır. C - tipi ankrajlarda ise ankraj kuvvetinin enjeksiyon gövdesinin gerisine aktarılması bir plak aracılığıyla sağlanır. Bazan küçük bir boru da kullanılmakla birlikte uzun duplex borusu kullanılmaz, A, B ve C tipi ankrajlarda gergi için tek çelikli çok çelikli yahut çelik halatlı sistemler uygulanmaktadır.

4.0 ARAZİDE ANKRAJ TEŞKİLİ

Ankrajlar şantiyede, ankraj çeliği, kaplama borusu vs. gibi genellikle önceden hazırlanmış elemanlar aracılığıyla gerçekleştirilmektedir.

4.1 Ankraj Deliği

Ankraj deliğinin açılması çok değişik yöntemlerle uygulanabilmektedir. Burada bunlardan birkaçına değinilecektir.

4.1.1 Kalıcı Pabuçla Çakma

Kalıcı pabuçla çakma yönteminde bir veya daha çok sayıda uç uca boru, zemin içine çakılır. Bu yöntem, içinde çok kaba çakılı bulunmayan her cins granüler zeminde uygulanabilmektedir.

4.1.2 Açık Boruyla Delme

Önünde kesici bir halka bulunan boru darbe tesiriyle, döndürülerek yahut her ikisi beraber uygulanarak zeminin içine sokulur. Dış borunun içinden ikinci bir boru da yine darbe tesiriyle, keserek, su yahut havayla yıkayarak içten ilerler. Dış boruyla iç boru beraber ilerleyebilecekleri gibi biri önden diğeri arkadan da ilerleyebilmektedirler. Delik içindeki malzeme içteki borudan basınçlı hava yahut suyla dışarıya atılmaktadır.

4.1.3. Borusuz Delme

Delik yuvarlak yahut kanatlı kesicilerle basınçlı hava vs. tokmaklarıyla açılır. Deliğin temizlenmesi basınçlı su yahut havayla yapılacaksa granüler zeminler kendilerini tutamayacakları için bu yöntem uygun değildir. Granüler zemin boru kullanılmadan delinecekse o zaman bontonit yahut çimento karışımlarıyla deliğin korunması gerekir.

Ayrıca ankrajın boru ucunun ise, çakma ve malzeme yıkamada kullanıldığı bir yöntem daha vardır. Ankraj, ucundaki darbe tesiri ve dönerek delen aynı zamanda malzeme yıkayan parça aracılığıyla deliğe sokulup basınçla enjeksiyon yapılır.

4.2. Anjeksiyon Yapılması

Ankraj deliği istenilen şekilde hazırlandıktan sonra, önce Ankraj sonra çimento şerbeti, yahut önce çimento şerbeti sonra ankraj deliğe yerleştirilir. 5-25 atmosferlik bir basınç uygulanarak boru yavaş yavaş geri çekilir. Çekilen borunun ucu enjeksiyon gövdesinin önceden planlanan yerine gelince enjeksiyon durdurulur. Boru kullanılmadan delinmesi durumunda basınç uygulanamaz. Bu yüzden çoğu kez gerekmediği halde delgi için boru kullanılabilir.

Çimento şerbeti için genellikle Portland çimentosu kullanılmaktadır. Su - çimento oranı 0.35 - 0.45 arasında değişebilir. Şerbete kum da katılabilmektedir (Feddersen 1974).

4.3. Serbest Ankraj Boyunca Delgi Deliği Çevresinin Temizlenmesi

Enjeksiyon işleminin bitiminden sonra yöntemin gereği delgi içinde çimento şerbeti kalır. Ancak önceden planlanan serbest ankraj boyunun sağlanabilmesi için de çimento şerbetinin temizlenmesi gerekmektedir. Bunun çeşitli yöntemleri vardır.

4.3.1. Yıkama Çubuğu Sokulması

Gergi çeliği çevresinin temizlenmesi için, delgi içine, ankraj gövdesinin başlangıcından yaklaşık bir metre uzaklığa bir yıkama çubuğu sokulur. Delgi temiz su gelene kadar yıkanır. Yıkama işleminde su yerine bentonit şerbeti de kullanılabilir.

4.3.2. Tıkaç Kullanılması

Enjeksiyon sırasında serbest ankraj boyundaki gergi çeliği çevresine çimento şerbeti kaçmasını önlemek amacıyla bir tıkaç yahut şişirilmiş kauçuk yastıklar da kullanılabilir. Böylece enjeksiyon gövdesi izole edilmiş olur. Bu yöntem Almanya'da Münih'te olimpiyat stadyomunun ankrajlarında uygulanmıştır (Feddersen 1974).

4.3.3. Delgi Borusunun Çekilmesi

Delgi borusu kullanılarak uygulanan ankrajlarda başka bir önlem alınmadan, delgi borusu geri çekilmektedir. Delgi borusunun geri çekilmesi sonucu oluşan boşluk çimento şerbeti

düzeyinin düşmesine neden olmakta böylece gergi çeliği çevresi yine serbest kalmaktadır. Ancak bu yöntem çok sınırlı delgi çapları ve serbest ankraj boylarında uygulanabilmektedir.

4.4. Enjeksiyonun Yinelenmesi Yöntemi

Enjeksiyon basıncının istenilen düzeyde uygulanması olanağı her zaman bulunamamaktadır. Buna, zeminin çatlaklı oluşu, yahut çimento şerbetinin delgi borusu ile zemin arasında bir döngü oluşturması neden olabilir. Böyle durumlarda yeniden enjeksiyon uygulanmasıyla zeminle ankraj gövdesi arasında daha sıkı ve basınçlı bir temas amaçlanmaktadır. Bunun için ankrajın ilk uygulama aşamasında belli aralıklarda delikleri bulunan enjeksiyon boruları da yerleştirilir. Borulardaki deliklerden enjeksiyon yinelenmesi sırasında çimento şerbeti enjekte edilir. Enjeksiyon öncesi delikler kapalı tutulmaktadır. Bu, deliklere bant yapıştırılması yahut lastik manşetler kullanılarak sağlanmaktadır. Lastik manşet kullanıldığında, enjeksiyon bitiminde deliklerin kapanması ve delgi içinin yıkanabilmesi nedeniyle yeniden enjeksiyon yapılabilmesi olanağı vardır.

Fransa'daki ankraj uygulamalarında enjeksiyon yinelenmiş, yinelenmesin genellikle manşetli boru kullanılmaktadır. Sonra, duruma göre ankraj uygulaması yapılabilir.

5.0 GEÇİCİ VE SÜREKLİ ANKRAJLAR

Ankrajların kısa yada uzun süreli kullanılabilirmeleri paslanmaya karşı korunabilme derecelerine bağlıdır. Bununla ilgili Alman DIN 4125 normuna göre kısa süreli(geçici) ankrajlar için en az 2 yıl, sürekli ankrajlar için de en az 50 yıllık bir kullanım süresi öngörülmektedir. Kısa süreli ankrajların 2 yıldan daha uzun bir süre kullanılabilirmeleri için de her 6 ayda bir deneyimden geçirilmeleri şart koşulmaktadır.

Geçici ankrajlarda, ankraj gövdesi içindeki çelik için 2 cm kalınlığında bir çimento taşı paslanmaya karşı yeterli korunma sağlayabilmektedir. Zemin ve yeraltı suyunun yüksek aktivitede olması halinde çimento taşının kalınlığı genellikle 3 cm'ye çıkarılmaktadır. Sürekli ankrajlarda özellikle Mono tipinde çeliğin ankraj gövdesi içinde pasa karşı korunması burada mevcut yüksek mekanik gerilmeler nedeniyle çok problemli olmaktadır. Bunun yanı sıra sürekli ankrajların bağlantı noktaları, ankraj ucu ve ankraj başlığı noktalarındaki paslanma problemleri de doyurucu biçimde çözülebilmüş değildir.

5.1 Gergi Çeliğinde Korozyon

Gergi çeliğinin korozyona uğrama biçimleri ve alınabilecek önlemler sürekli ankrajların kullanımında büyük önem kazan-

maktadır. Ankrajın uzun süre kullanılabilirliği bir ölçüde korozyonun önlenmesine bağlı olmaktadır. Gergi çeliğinin korozyonu şu biçimlerde sınıflandırılarak incelenebilir (Partier, 1974) :

- 1- En yaygın korozyon gergi çeliğinin paslanarak genel çözülmeye uğramasıdır. Bunun önlenmesi için ankraj çeliğini çevreleyen ortamın Ph-değeri olanaklar elverdiğince 9 dan büyük olması gerekmektedir.
- 2- Örneğin Klor iyonlarının, varlığı sonucu özellikle deniz kenarındaki yapılardan nokta biçiminde elektro kimyasal korozyon oluşmaktadır. Sonuçta, çelik kesitinin lokal olarak küçülmesiyle gerilmeler artmakta ve gergi çeliği kopmaktadır. Buna önlem olarak içinde, klor, sülfid ve sülfürlerin bulunmadığı çimento kullanılması önerilmektedir.
- 3- Çekme gerilmeleri altındaki çeliğe hidrojen iyonlarının girmeleriyle oluşan korozyona fiziksel korozyon denilmektedir. Çekme gerilmelerinin neden oldukları şekil değiştirmeler sonucu çeliğe nüfuz eden hidrojen iyonları kristaller arasındaki kohezyonun ortadan kalkmasına neden olmaktadır. Böylece çelik kopma gerilmelerinin yarısı kadar bir gerilmeyle gevrek biçimde kopmaktadır. Buna önlem olarak özel çelik kullanılması önerilmektedir.
- 4- Korozyonla ilgili en önemli tehlike, paslandırıcı nitelikteki suyun sürekli olarak hareket ederek çeliği

yıkamasıdır. Ankrajların korozyondan korunmaları gerekli kısımları :

- a) Ankraj gövdesi
- b) Serbest ankraj boyundaki çelik ve
- c) Ankraj kafası(başlık)

tır.

5.2. Ankraj Gövdesi

Ankraj gövdesinin pasa karşı korunması için gövde içindeki çeliğin su-çimento oranı olduğunca düşük bir çimento şerbetiyle basınçlı yahut basınçsız kaplanması gereklidir.

Ankraj gövdesi içindeki çeliğin kaplanması çimento şerbeti doldurulmuş ankraj delgisi içine çeliğin sokulmasıyla sağlanmaktadır. Zemin suyunun aktif olmadığı durumlarda bu yöntem yeterlidir.

Ankraj gövdeleri aktif zemin suyunun bulunduğu bölgelerde uygulanacaksa tüm ankraj gövdesi boyunca, gövde içindeki çeliği kaplayan çimento taşı ile zemin arasında bir koruyucu boru kullanılmaktadır. Bu yöntemle korozyona karşı ikili koruma sistemi oluşturulmuş olmaktadır.

5.3. Serbest Ankraj Boyunda Çeliğin korunması

Ankrajın belli aralıklarla yeniden gerdirilmesi düşünülüyorsa gergi çeliğinin plastik, bir malzeme ile kaplanması gereklidir. Plastik malzeme aranılan nitelikler şöylece sıralanabilir :

- 1- Katılma süresinin en az bir saat kadar olması böylece malzeme, çeliği tümüyle kaplarken aradaki bütün boşlukları da doldurmalıdır.
- 2- Çeliğe çok iyi yapışmasına karşın, çimento taşına yahut plastik boruya fazlaca yapışmayarak çeliğin gerdirilmesi sırasında çatlaklar oluşturmadan şekil değiştirebilmelidir.
- 3- Çok uzun süre etkili olabilmelidir
- 4- Korozyona karşı nötr olmalıdır (pH-değeri 9 dan büyük).

Plastik malzeme aktif zemin suyunun bulunması durumlarında atölyede, yahut uygulanmış ankrajlarda özel doldurma borusu yahut manşetli borularla doldurulmalıdır.

Zemin suyu aktif değilse plastik malzeme yahut koruyucu boruyla yapılan korozyona karşı koruma yeterlidir.

Günümüzde koruma borusu olarak genellikle plastik borular kullanılmaktadır. Metal borular bir yandan çimento şerbetinin gergi çeliğine sızmasını istenildiği gibi önleyemedikleri öte yandan metal boru ile gergi çeliği arasında elektrik akımı oluşturmaları nedeniyle uygun olmamaktadırlar.

5.4. Ankraj Başlığının Korunması

Uygulamada ankraj başlığının korunmasının önemsenmemesi dikkat çekicidir. Ne varki başlık şu nedenlerle ankrajların korunması en gerekli kısmını oluşturmaktadır :

- 1- Enjeksiyon malzemesi çökeltileri ankraj başlığında (kafa) birikmektedirler.
- 2- Ankraj'dan çıkan sular başlık noktasında toplanmaktadır.
- 3- Mekanik gerilmeler ve ısı farkları başlıkta elektriksel kutuplar oluşturmaktadır.
- 4- Bu bölge atmosferdeki oksijen ve korozyonu hızlandırıcı ortam nedeniyle en çabuk korozyona uğrama eğilimindedir.

Ankraj başlığının korunması için de Partier (1974) şunları önermektedir :

- 1- Başlık levhası metal bir boruyla korunmalıdır.
- 2- Çimento şerbeti aracılığıyla yapay katran yahut bitümlü malzeme enjekte edilmelidir.
- 3- Dışardan bitümlle kaplanmalıdır.
- 4- Çimento harcı içindeki büzülme çatlakları bitümlle doldurulmalıdır.

Deneyimler sonucunda, elektrik akımı uygulanarak pasa karşı korunma sağlanmasının başarılı olmadığı görülmektedir.

Çok özel durumlarda örneğin, ankrajlı duvar uygulaması sonrasında zeminde bırakılan ankrajların sonradan duvar kesitine dik bir tünelle kesilip geçilmesinin düşünüldüğü durumlarda, çelik dışı malzeme kullanarak ta ankrajlar yapılabilmektedir. Plastik borular, cam elyafı ile kuvvetlendiril-

miş ankrajlar atmosfer koşullarında korozyona uğramamakta ve yüksek çekme dayanımı göstermektedirler ($90 \text{ kN/cm}^2 = 9000 \text{ kg/cm}^2$). Ancak elastisite modülleri düşüktür ($700 \text{ kN/cm}^2 = 70\,000 \text{ kg/cm}^2$). Ayrıca klor iyonları içerenler çimento-ya karşı aktiftirler. Günümüzde bu tip ankrajlar ancak kısa süreli olarak kullanılmaktadırlar.

6.0 ANKRAJLARIN TAŞIMA GÜCÜ VE ANKRAJLI DUVAR HESABI

Ankrajlar, duvara etkiyen yüklerin duvar arkasındaki sağlam zemine taşınması amacıyla kullanılmaktadırlar. Dolayısıyla ankraj boylarının yanında ankrajların eğimi ve en üstteki ankrajın yüzeyden derinliği gerek ankraj taşıma güçleri gerekse ankrajlı duvar sisteminin genel stabilitesi açısından önemlidir.

6.1 Ankrajların Yeri

Ankrajlı derin kazılar genellikle şehirlerde, yoğun yerleşim merkezlerinde uygulanmaktadır. Buralarda zemine gömülü durumdaki elektrik, su, telefon vs. ağının etkilenmemesi için en sık ankraj sırasının duvara, tepe noktasından en az 1.5-2.0 m aşağıdan bağlanması pratik bir gerekliliktir. Ankraj eğimleri ise az tutulmalı 20° yi geçmemelidir. Ancak buna her zaman olanak bulunamamakta, zorunlu hallerde 20° - 45° arasında olabilmektedir (Littlejohn 1971).

Ankraj gövdeleri tümüyle, duvar gerisinde oluşabilecek aktif kayma kamasının dışında kalmalıdır (Toğrol 1972). Bu durumda ankraj gövdeleri de pasif kaymaların önlenmesi için yüzeyden en az 5-6 m derinde olmalıdır.

6.2 Ankrajların Taşıma Gücü

Ankrajların yaygın biçimde uygulanmasından sonra son 7-8 yılda ankraj taşıma gücünün hesapla belirlenmesi amacıyla çok sayıda çalışma yapılmıştır. Ankraj taşıma gücü genellikle sıyrılma yükü anlamına gelmektedir. Ankraj çeliğinin uzaması kopması zemin mekaniği açısından ilginç değildir. Sıyrılma yükü de ankrajın sıyrılmadan, aşırı şekildeğişirmeler göstermeden taşıyabileceği en çok yük olarak tanımlanmaktadır (Toğrol 1972).

6.2.1 Littlejohn'un Sıyrılma Yükü

Littlejohn(1971), permeabilite değerleri 10^{-4} - 10^{-2} cm/san. arasında değişen ince ve orta kumlarda, kumun düşük geçirimsizliği nedeniyle çimento şerbetinin fazla yayılamaması sonucu, ankraj gövdesinin pürüzsüz, ince uzun bir silindir biçiminde oluştuğu gözlemektedir. Sıyrılma yükünü de

$$A_s = g.n'.\tan\phi \quad (6.1)$$

denklemlerle vermektedir. Burada

$$\begin{aligned} A_s &= \text{ankraj sıyrılma yükü} \\ g &= \text{ankraj gövdesi uzunluğu} \\ n' &= \text{faktör}(n' = 130-165 \text{ kN/m}) \\ \phi &= \text{içsel sürtünme açısı} \end{aligned}$$

anlamına gelmektedir. n' değerinin belirlenmesi için yapılan deneylerde ankraj gövdesi çapı $d = 18-20$ cm, ankraj gövdesi uzunluğu $g = 0.9-3.7$ m ve ankraj derinliği $h = 6.1-9.2$ m arasında değiştirildiğinden $n' = 130-165$ kN/m değerleri de bu sınırlar içinde geçerli olmaktadır. Daha sonra Littlejohn(1971) sıyrılma yükünü

$$A_s = A\bar{\gamma} \left(h + \frac{g}{2} \right) \pi dg \tan\phi + B\bar{\gamma} h \frac{\pi}{4} (d^2 - d_1^2) \quad (6.2)$$

denklemlerle ankraj gövdesinin geometrik boyutlarına bağlanmaktadır. 6.2 denkleminde 6.1 denklemlerinin dışında

A = ankraj gövdesiyle zemin arasındaki çevre basıncının düşey jeolojik yüke oranı

$\bar{\gamma}$ = zeminin birim hacim ağırlığı

h = ankraj gövdesinin derinliği

d = ankraj gövdesinin çapı

d_1 = ankraj oyuğunun çapı

B = taşıma gücü katsayısıdır.

Arazi deneylerinden elde edilen sonuçlara göre "A" oranı 1-2 olmaktadır. Taşıma gücü katsayısı "B" ise kumun içsel sürtünme açısı dışında, h/d oranına bağlıdır. İçsel sürtünme açısı $\phi = 35^\circ$ olan ince kumda yapılan deneylerde B = 31 bulunmuştur.

6.2.1.1 Littlejohn Yönteminin Eleştirisi

Littlejohn 6.1 ve 6.2 denklemleriyle, ince kumlarda ankraj sıyrılma yükünün hesabı için iki yöntem önermektedir. 6.1 de sıyrılma yükü zeminin içsel sürtünme açısı ve deneysel bir sabit dışında ankraj gövdesinin sadece boyuna bağlı verilmektedir. 6.2 de ise ankraj gövdesi uzunluğu ve çapıyla birlikte dikkate alınırken sıyrılma yükü

- 1) Çevre sürtünmesi
- 2) Uç direnci

gibi iki bileşeninde hesaplanmaktadır. Ancak her iki denklem de değerleri deneylerle bulunacak katsayılar içermektedir. Örneğin 6.1 denklemdeki "n" değeri ile 6.2 deki "A" değeri için arazi deneyi sonuçları gerekmektedir. Ancak daha gerçekçi bir yaklaşım Littlejohn'un (1971) önerdiği biçimde delgi yönteminin de dikkate alınarak sıyrılma yükünün bulunmasıdır.

6.2.2 Sıyrılma Yükünü Ankraj Derinliğine Bağlayan Yöntemlerin Eleştirisi

Ankraj uygulamalarının artmasıyla sıyrılma yükünün hesaplanabilmesi için girişilen çalışmalar, başlangıçta ankraj gövdesi çevresindeki sürtünmeyle açıklanmaya çalışılmıştır. Sürtünme kuvvetinin hesabı için de çoğu kez, gövdeye etki eden düşey jeolojik yük ile içsel sürtünme açısının tanjantının çarpımı kullanılmaya çalışılmıştır. Ancak bu hesap yöntemi arazi deneyleriyle karşılaştırıldığında hesaplanan sıyrılma yüklerinin çok küçük olduğu ortaya çıkmıştır. Örneğin Moller ve Widing(1969) yaptıkları 100 kadar deney sonucunda hesaplanan sıyrılma yüklerinin deney yüklerinin 6 da biri olduğunu bulmuşlardır.

Deneyler ve arazi uygulamalarında ölçülen yüksek ankraj dayanımlarının derinliğin az olması durumlarında bile ankraj derinliğine bağlı çevre sürtünmesiyle açıklanamaması üzerine araştırmacılar bundan vazgeçmişlerdir.

6.2.3 Ankraj Dayanımı Hesabında Yeni Yaklaşımlar, "Dilatanz" Teorisi

Son yıllarda ankraj dayanımı ile ilgili yeni bir teori ortaya atılmaktadır. Buna göre ankrajlarda gözlenen yüksek dayanım sıyrılma sırasında hacımsal genişlemenin(dilatanz) önlenerek ankraj gövdesinin zemine kenetlenmesiyle açıklanmaktadır. Bu kenetlenme, bir başka deyimle ankraj gövdesinin zemin içine sıkışması belli bir derinliğe erişildikten sonra derinlikten bağımsız olmaktadır(Wernick, 1972). Bunun yanında ankraj dayanımı önemli ölçüde gövdeyi çevreleyen zeminin sıkılığına bağlıdır. Zeminin sıkılığı ise ankraj deliğinin açılması için uygulanan delgi yöntemiyle yakından ilgilidir. Örneğin ankraj çeliklerinin zemine çakararak sokulması ve enjeksiyon basıncının uygulanması zeminin önemli ölçüde sıkışmasına neden olmaktadır. Grade(1974) uygulamadan bilinen, enjeksiyon sırasında uygulanan basınçla çevre zemininin sıkışarak ankraj dayanımını önemli ölçüde artırması etkenini önerdiği hesap yönteminde dikkate almaktadır. Grade(1974) yöntemiyle yapılan hesaplamalarda sıyrılma yükleri arazi deneyleriyle öncekilere oranla daha büyük uyum içindedir(Meyer 1977).

Ankrajların sıyrılmaya zorlanıpta, ertaflarında kayma gerilmeleri oluşmazdan önceki gerilme durumu da bugün araştırmaların ağırlık kazandığı bir alandır. Silindirik bir oyuğun radyal simetrik genişlemesi konusunda yapılan ilk çalışmalar sonuçlanmıştır. Bunlar ankraj basıncının oyuk etrafında önce çok

gevşek bir zemini oluşturduğunu bunu da sıkı bir zeminin çevrelediğini göstermiştir. Ankraj gövdelerinin sıyrılmaya zorlanmalarıyla çevrelerindeki gevşek zeminde kayma gerilmeleri artarak zeminin kayma dayanımına erişmektedir. Yükün daha fazla artırılmasıyla gövde etrafında çepeçevre oluşacak bir kayma yüzeyinden ankraj gövdesi sıyrılmaktadır.

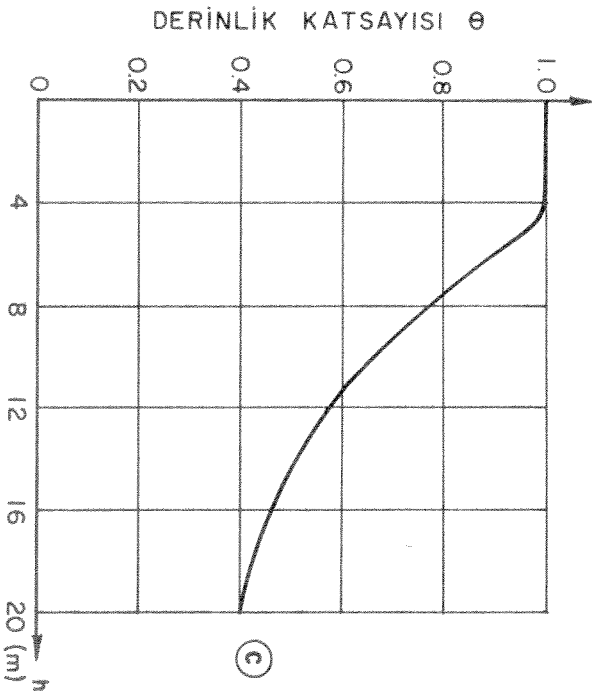
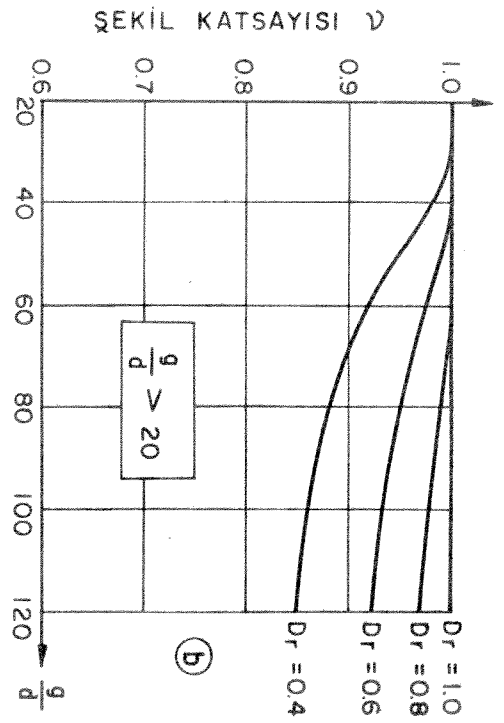
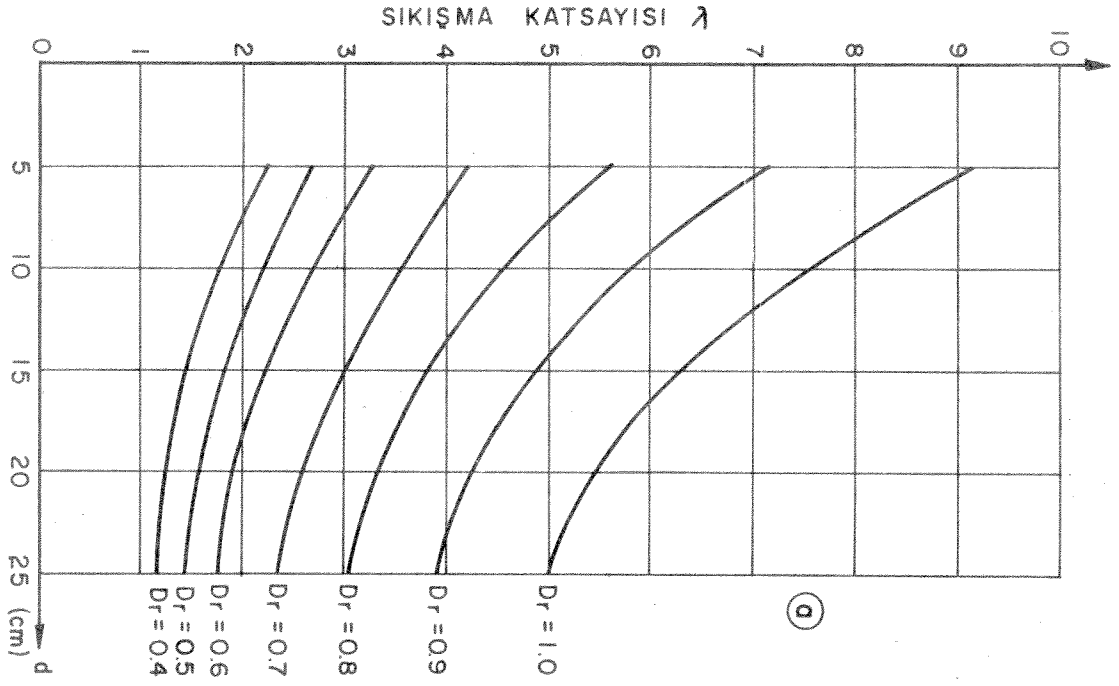
Ankraj çeliklerinin zemine çakılması sırasında bile, bugüne kadar uygulamada sanıldığı gibi zeminin sıkıştığı kesin değildir. Çakma işlemi sırasında Linder(1976) deneylerinde görüldüğü gibi çelik etrafında gevşek bir bölgenin oluşması bunu da sıkıştırılmış bir bölgenin çevrelemesi büyük bir olasılıktır(Mayer 1977).

Yeni çalışmalar ankrajların taşıma mekanizmalarıyla ilgili yeni ve problemin özüne inen anlayışlar getirmektedir.

6.2.4 Model ve Arazi Deneylerinden Sıyrıma Yükünün Hesabı

Ankraj taşıma gücünün anlaşılması konusunda kuramsal yaklaşımların henüz doyurucu sonuçlar verememiş olması yanında, uygulamada ankraj kullanımı hızla artmıştır. Artan uygulama, tasarım gereksinimleri nedeniyle araştırmacıları kısa vadede arazi de geçerliliği kanıtlanmış, güvenilir hesap yöntemleri bulmaya zorlamıştır. Ankrajlı yapıların tasarımı sırasında zemin durumuyla birlikte uygulama yöntemlerinin etkilerini de dikkate alarak ankrajları duyarlı biçimde boyutlandırmak bugünkü bilgi düzeyinde olanak dışıdır. Öte yandan sağ-

Sekil 6.1 - Werner'e Göre Ankrāj Sıyrılma Yüknün Hesaplanmasında Kullanılacak Katsayılar.



ladığı teknik ve ekonomik avantajlar ankrajları modern temel inşaatının vazgeçilmez elemanları durumuna getirmiştir. Sonuçta, ankraj uygulaması yapılmazdan önce kullanılacak ankraj tipinin, niteliklerinin taşıyacağı yük düzeyinin yapılacak arazi deneyleriyle kanıtlanması koşulu getirilmiştir. Böylece ankrajların sıyrılmaya zorlanmasına kadar, çeşitli yük kademelerinde yapılan deneyler, ankraj taşıma gücüyle ilgili geniş bir bilgi birikimi sağlamıştır. Bunun üzerine araştırmacılar bir yandan model deneyleri, öte yandan uygulama için zorunlu arazi deneyi sonuçlarını değerlendirerek ankraj sıyrılmaya yükünü belirlemeye çalışmışlardır.

6.2.4.1 Werner'e Göre Sıyrılmaya Yükü

Werner(1975) yaptığı 150'yi aşkın model deneyinde ankraj sıyrılmaya yüklerini araştırmıştır. Werner'e(1975) göre ankraj dayanımı, ankraj gövdelerinin biçimine göre uç direnci ve çevre sürtünmesi bileşenlerinden oluşmaktadır. Model deneylerinde çeşitli boy ve çapta ankraj gövdeleri kullanarak herbirinin etkisini ölçmeye çalışmıştır. Sonuçta, sıyrılmaya yükünde her ikisinin de katkıları bulunmakla birlikte, gövde önündeki pasif direncin uyandırılabilmesi için çok büyük gövde yerdeğiştirmesinin gerekli olduğu ortaya çıkmıştır. Ancak çevre sürtünmesi için küçük yerdeğiştirmeler yeterli olduğundan, daha uç direnci uyanmadan ankraj çevresinden sıyrılmaktadır. Werner'in hem uç direnci hem de çevre sürtünmesi için çizdiği yük-yerdeğiştirme eğrilerinden bu durum izlenebilmektedir. Werner'e(1975) göre ayrıca çevre sıyrılmaya sırasında,

kayma gerilmelerinin artmasıyla akan zemin ankraj gövdesinin ucuna doğru sarkarak uç direncine azaltıcı biçimde etki etmektedir. Werner genel denklemini yine uç direnci ve çevre sürtünmesinden oluşan iki terimle vermekle birlikte sonradan uç direnciyle ilgili terimi kaldırarak,

$$A_s = 1,5 \cdot \tau(\gamma, \phi, D_r, d, g.h) \cdot d \cdot \pi \cdot l \quad (6.3)$$

denklemini önermektedir. Burada

$$\tau = \lambda \cdot v \cdot \tau \Sigma(\gamma.h) \cdot \tan \phi$$

$$\lambda = f(D_r, d) = \text{sıkışma-kenetlenme-katsayısı} \quad (\text{Şekil 6.1a})$$

$$v = f(D_r, d/g) = \text{şekil katsayısı} \quad (\text{Şekil 6.1b})$$

$$\theta = f(h) = \text{derinlik katsayısı} \quad (\text{Şekil 6.1c})$$

$$\theta = \Sigma(\gamma.h) = \text{efektif düşey basınç}$$

$$d = \text{ankraj gövdesi çapı}$$

$$l = \text{serbest ankraj boyu}$$

$$g = \text{ankraj gövdesi uzunluğu}$$

$$h = \text{ankraj derinliği}$$

$$\gamma = \text{birim hacim ağırlığı}$$

anlamına gelmektedir. Sıkışma katsayısının ankraj sıyrılma yükünü ne kadar önemli biçimde etkilediği Şekil 6.1a da görülmektedir. Buradan enjeksiyon sırasında basıncın artırılarak zeminin sıkıştırılmasıyla ankraj sıyrılma yükünün büyük çapta artırılabilceği sonucuna varılabilmektedir. Werner, yeraltı su düzeyinin ankraj gövdesinin üstünde kalması yahut zemin yüzeyinin yataydan 30° ye kadar eğimli olması durumunda, etkili ankraj derinliğinin değiştirilerek sıyrılma yükü

hesabında dikkate alınabileceğini açıklamaktadır.

Şekil 6.1 deki abakların kullanımına bir örnek olmak üzere özellikleri

$$\text{birim hacim ağırlığı } \gamma = 20 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{içsel sürtünme açısı } \phi = 35^\circ$$

$$\text{Relatif sıkılığı } D_r = 0.8$$

olan bir zemin içinde

$$\text{ankraj derinliği } h = 6 \text{ m}$$

boyutları,

$$\text{gövde çapı } d = 10 \text{ cm}$$

$$\text{gövde uzunluğu } g = 5 \text{ m}$$

olan bir ankrajın sıyrılma yükü hesaplanacaktır. Gövde uzunluğunun çapa oranı

$$\frac{g}{d} = 50, \quad d\pi \cdot g = 1.57 \text{ m}^2$$

olduğundan abaklardan okunan katsayılar

$$\lambda = 4.5; \quad \nu = 1.0; \quad \theta = 0.9$$

dur. Etkili düşey basınç ise

$$\theta \Sigma(\gamma \cdot h) = 108 \text{ kN/m}^2$$

olmaktadır. 6.3 denkleminde ankraj sıyrılma yükü hesaplandığında

$$A_s = 1,5 \cdot 4,5 \cdot 1,0 \cdot 108 \cdot \tan 35^\circ \cdot 1,57 = 802 \text{ kN}$$

bulunmaktadır. Sıyrılma yükü bir güvenlik sayısına, örneğin Alman normu DIN 4125 e göre 1,75 e, bölündüğünde izin verilen

ankraj yükü

$$A_i = A_s / 1,75 = 459 \text{ kN} (= 45,9 \text{ t})$$

bulunmaktadır.

6.2.4.1.1 Werner Yönteminin Eleştirisi

Werner(1975) de kendisinden önce birçok araştırmacının yaptığı gibi ankraj dayanımını uç direnci ve çevre sürtünmesinden oluşan iki bileşenle açıklamaya çalışmaktadır. Ancak Bölüm 6.2.4.1 de değinilen nedenlerle uç direnci terimini kaldırmakta onun yerine çevre sürtünmesini 1,5 kat artırmaktadır. Bunun dışında Werner(1975), sıyrılma yükü denkleminde zeminin sıkışmasının, ankraj derinliğinin ve şeklinin dikkate alınması amacıyla λ, θ ve ν katsayılarını kullanmaktadır. Dolayısıyla yaklaşım olarak sıyrılma yükünü ankraj derinliğine bağlamakla birlikte 1975 yılında Wernick'in(1972) "dilatanz teorisi"ni bilmektedir(Bkz.Bölüm 6.2.3). Werner(1975) Şekil 6.1 de verilen abaklarıyla da belli bir derinliğe erişildikten sonra derinlik etkisinin kaybolduğunu göstermektedir. Werner yöntemiyle hesaplanan sıyrılma yükleri arazi deneylerini bir ölçüde yansıtarak tasarım gereksinmelerine cevap vermektedir.

6.2.4.2 Jellinek - Ostermayer Deneyleri

Jellinek ve Ostermayer(1976) ankraj dayanımının bulunmasında model deneyleriyle, arazide ankrajların kullanılabilirliğinin saptanması amacıyla zorunlu olarak yapılmış(Bkz.Bölüm 6.2.4)

çok sayıda deney sonuçlarından yararlanmışlardır. Bu deneylerin bir kısmında ankraj gövdelerinin sıyrılmasından sonra kazılarak gözle muayene edilmiş olması (Bkz. DIN 4125) ankrajların yük taşıma davranışlarıyla ilgili daha sağlıklı bir değerlendirmeye olanak sağlamıştır. Jellinek ve Ostermayer (1976) çeşitli zemin koşullarında, değişik nitelikte ankrajlarla yapılan deneyleri grafiklerle açıklamaktadırlar. Grafik sonuçların incelenmesinden aşağıdaki yargılara varılmaktadır.

A. Kohezyonsuz Zeminlerde Taşıma Gücü

1. Belli bir zeminde sıkılığın artmasıyla taşıma gücü hızla artmaktadır
2. Belli bir sıkılıkta uniformluk oranının artması taşıma gücünü artırmaktadır.
3. Ankraj gövdesi uzunluğunun artması birim uzunluğa düşen taşıma gücünü azaltmakta, genellikle $g = 6 - 7$ m de ekonomik sınıra ulaşılmaktadır.
4. Ankraj gövdesi çapının $d = 10$ cm ye kadar genişletilmesi taşıma gücünde az da olsa bir artış sağlarken, çapın $d = 10$ cm den daha fazla genişletilmesi taşıma gücünde pratik hiç bir değişikliğe neden olamamaktadır.
5. Delgi yönteminin taşıma gücüne bir etkisi belirlenmemektedir.

B. Kohezyonlu Zeminlerde Taşıma Gücü

Kohezyonlu zeminlerde ankraj gövdesi boyutlarının taşıma gücüne etkisi henüz sistematik biçimde araştırılmamıştır. Ancak uygulanabilirlik deneyleri sonuçlarından belli zemin cinslerinde erişilebilen ankraj taşıma güçleri saptanabilmektedir. Böyle bir yaklaşımla şu genellemelere gidilebilmektedir.

1. Ankraj gövdesi çevresindeki ortalama sürtünme değeri gövde çapından bağımsızdır. Bir başka deyimle gövde çapının genişlemesiyle taşıma gücü de orantılı biçimde artmaktadır.
2. 100 kN/m^2 ($= 10 \text{ t/m}^2$) nin altındaki çevre sürtünmesi değerlerinde, sürtünme gövde uzunluğundan bağımsızdır. Daha yüksek değerlerde ankraj boyunun artışı çevre sürtünmesini az da olsa azaltmaktadır.
3. Çevre sürtünmesi plastisitenin azalması ve konsistansın artmasıyla artmaktadır. Burada plastisite, alt plastiklik sınırı ile üst plastiklik sınırı arasındaki farka; konsistans ise zeminin akma sınırı ile su muhtevası arasındaki farkın plastisite değerine oranı anlamına gelmektedir.
4. Ankraj gövdesinin oluşturulmasından sonra yeniden basınçlı enjeksiyon uygulamasıyla çevre sürtünmesi önemli ölçüde artırılabilir. Plastisite değeri ortayla yüksek arasındaki yarı katı kilde enjeksiyonun sonradan tekrarlanmasıyla çevre sürtünmesi 120 kN/m^2 ($= 12 \text{ t/m}^2$) den 300 kN/m^2 ye çıkarılabilmektedir.

6.2.4.2.1 Ostermayer Sonuçlarının Tartışması

Ostermayer, Jellinek⁸ le birlikte açıkladıkları ankrajların taşıma gücü davranışları ile ilgili bulguların önemli bölümünü 1974 te Londra'da toplanan "Diyafram duvarlar ve ankrajlar" konferansına sunduğunda büyük yankılar uyanmış, tebliğ özel ödül kazanmıştı (Wroth, 1975). Ancak tartışmalar sırasında değişik görüşler de ortaya atılmaktadır. Eleştiriler aşağıdaki noktalarda özetlenebilir.

1. Ostermayer kohezyonsuz zeminlerde delgi yönteminin taşıma gücüne önemli bir etkisi olmadığı görüşündedir. Littlejohn ise giderek kullanımı yaygınlaşan titreşimli delgi yöntemlerinin taşıma gücünü değiştirebileceğini belirtmektedir. Bunun üzerine Ostermayer yaptığı açıklamada orta ve sıkı kumlarda delgi yönteminin etkisinin belirlenemediğini ancak gevşek kumlarda bir genelleme yapmaya yetecek bilgi birikimi olmadığını açıklamıştır (Wroth 1975).
2. Eleştirilerin yoğunluk kazandığı diğer bir nokta da kohezyonlu zeminlerde Almanya'da düzgün şaftlı ankraj kullanılmasıyla ilgilidir. İngiliz uygulamasında ankraj şaftlarına belirli aralıklarla diskler monte edilerek ankraj sıyrılma yükü artırılmaya çalışılmaktadır. Bassett İngiltere'de diskli (underreamed) ankraj uygulamalarının değişik firmalarca başarı ile uygulandığına değinmektedir. Ayrıca yoğurulmuş Londra kiliyle ya-

pılan model deneylerinde disklerin ankraj sıyrılma yükünü artırdığını ileri sürmektedir. Bassett deneyleri servis yüklerinde yerdeğiştirmeleri azaltıcı bir etkisinin olmadığını ortaya çıkarmaktadır (Wroth, 1975). Bassett daha sonra kohezyonlu zeminlerde ankraj şaftı üzerine monte edilen disklerin etkisini araştırmaya devam ederek, bu konudaki çalışmalarını 1977 yılında dokuzuncu uluslararası Tokyo konferansı ilgili özel oturumuna sunmaktadır (Bassett 1977).

6.2.4.3 Kohezyonlu Zeminlerde Diskli şaft Kullanıldığında Taşıma Gücü

Kohezyonlu zeminlerde enjeksiyon basınçlarıyla oluşturulan düzgün gövdeli ankrajlar kullanılmaktadır. Ancak Bassett'e (1977) göre, delik açılması sırasında şaft çevresinde çok ince bir yüzey de olsa zemin yoğurulmaktadır. Zeminin yoğurulmasıyla büyük ölçüde düşen zemin dayanımı, basınçlı enjeksiyon uygulansa bile nadiren artırılabilir. Bozulmamış zemin içine aralıklarla kesilen disk biçimindeki oyuklar, zemin içinde silindirik kayma yüzeyleri oluşturmaktadırlar. İngiltere'de zeminde disk biçiminde oyuk açılmasında firmaların patent çözümleri vardır. Bunlara "Universal Anchorage Limited" in kanatlı kesicisiyle, "Cementation Company" nin genişleyen fırçası tipik örnekler olarak verilebilir.

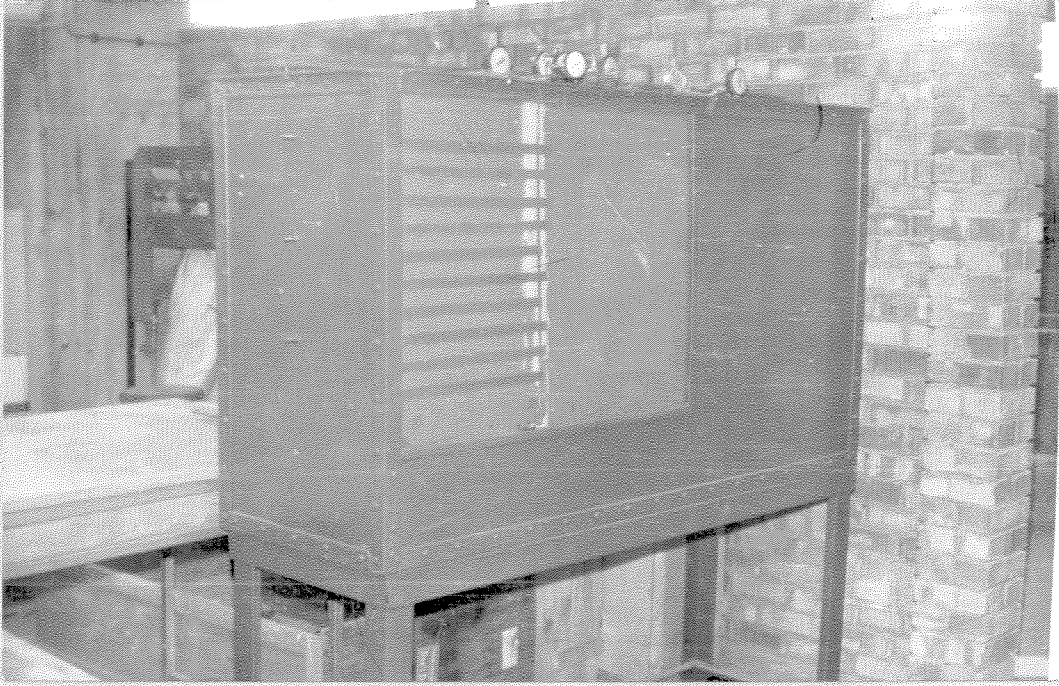
Bassett (1977) yoğurulmuş Londra kilindeki, deneyleriyle ankraj şaftı üzerindeki disklerin taşıma gücüne etkisini araştırmış-

tır. Ankrajin yüklenip yerdeğiştirmeye zorlanması sırasında da disklerin arkasında oluşan emme basıncının değerini ve taşıma gücüne etkisini araştırmıştır. Bunun için, deneylerinde iki çeşit şaft kullanmıştır. şaftların biri diskler arkasındaki emme basıncını atmosfere iletmek için içi boş bir silindirden yapılmıştır. Öteki şaft ise normal dolu silindir olduğundan emme basıncı korunmaktadır. Deneylerde ankrajlar 1.7×10^{-2} mm/san. hızla gerdirilmektedir. Bu hız, suya doğgun yoğurulmuş Londra kilinde çabuk, drenajsız deney koşullarını etkinlikle sağlayabilmektedir.

Bassett'in(1977) deney sonuçları şekil 6.2 ve şekil 6.3 te verilmektedir. Disklerin arkasında basıncın atmosfere serbest bırakıldığı durum şekil 6.2 de A - eğrisi ile, disk arkasında doğal emme basıncının oluşması durumu ise B- eğrisi ile gösterilmiştir. A ve B eğrileri arasındaki fark ise şekil 6.3 te emme basıncı olarak verilmektedir.

0.15 mm lik yerdeğiştirme sonucunda bir atmosfer değerinde emme basıncı oluşmakta, 0.25 mm lik yerdeğiştirmede ise basınç en çok değerine erişmektedir. Daha sonra basınç sürekli olarak azalmaktadır. Bunu Bassett(1977) kilin serbest yüzünde buharlaşma olması ve buharın boşluğu doldurmasına bağlamaktadır. Burada, emme basıncının büyük yerdeğiştirme değerlerinde bile korunamayacağı görülmektedir.

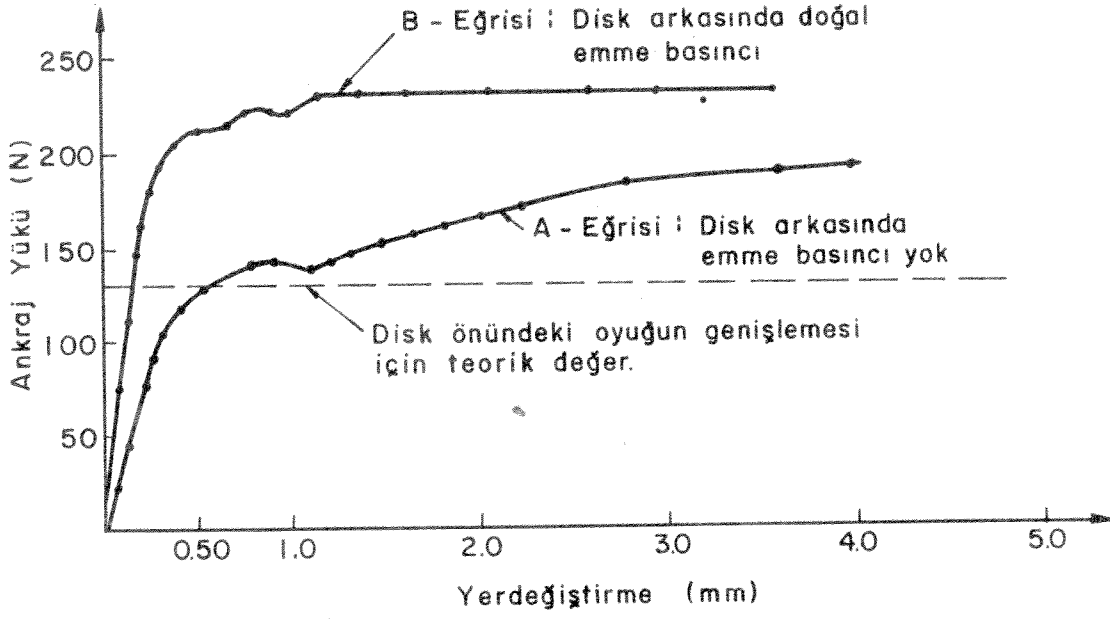
Potts'da(1973) tek diskli ankrajlarda sıyrılma yükü için plastik oyuğun genişlemesi yaklaşımını geliştirmiştir. Bishop,



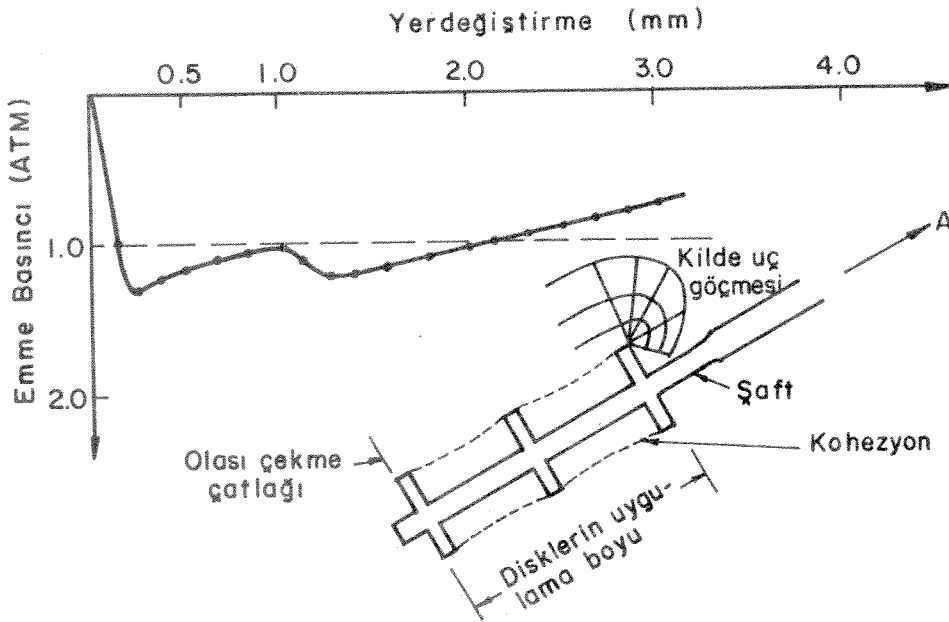
Şekil 7.5 Kum nümunesi doldurulmuş model deneye hazır durumda. Genel görünüş.



Şekil 7.6 Modelin deney sonu görünümü.



Şekil 6.2 - Tek Disk için Yük-Yerdeğiştirme Eğrisi.
(Bassett'e göre)



Şekil 6.3 - Tek Disk Uygulamasında Disk Arkasında Oluşan Emme Basıncının Yerdeğiştirmeye Değişmesi.
(Bassett'e göre)

Hill ve Mott'un(1945) "Zımbalama teorisi ve sertlik deneyleri" adlı çalışmalarından yararlanarak

$$P_s = \frac{2}{3} C_u (1 - 3 \log_e \frac{c}{a}) \quad (6.4)$$

denklemini çıkarmaktadır. Burada

$$P_s = \text{oyuğu genişletme basıncı}$$

$$\frac{c}{a} = \text{oyuk hacminin, plastik bölgenin hacmine oranı}$$

o da,

$$\frac{c}{a} = \left(\frac{E}{(1-\nu) 2C_u} \right) \quad (6.4)$$

$$\nu = \text{Poisson oranı}$$

$$C_u = \text{kohezyon(drenajsız)}$$

anlamına gelmektedir. Poisson oranı $\nu = 0,5$ (drenajsız), $C_u = 40 \text{ kN/m}^2$, elastisite modülü $E = 15 \times 10^2 \text{ kN/m}^2$ değerinde oyuğu genişletmek için gerekli basınç $P_s = 188 \text{ kN/m}^2$ bulunmaktadır. Bu da disk alanına yayıldığında 133 N değerinde bir kuvvet oluşturmaktadır. Şekil 6.3 te A- eğrisinin teorik değeri olarak kesik çizgilerle gösterilmektedir. Bassett'in deneyleriyle Potts'un(1973) değerleri birbirlerine oldukça yakındır.

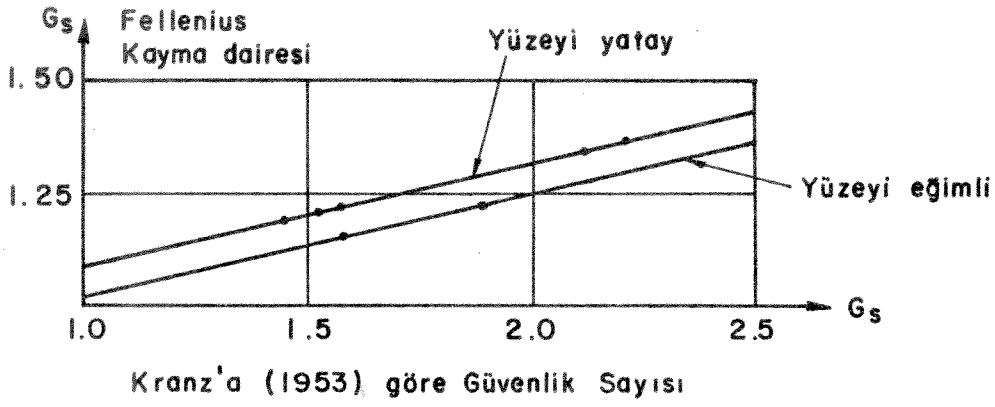
6.2.5 Silindirik Oyuğun Genişlemesi Problemine Vesic'in Teorik Yaklaşımı

Gerek kohezyonsuz zemin davranışına yeni bir anlayış getiren Wernick'in(1972) dilatanz teorisi, gerekse kohezyonlu zeminlerde disklerin kullanımıyla erişilen son aşama(Bassett deney-

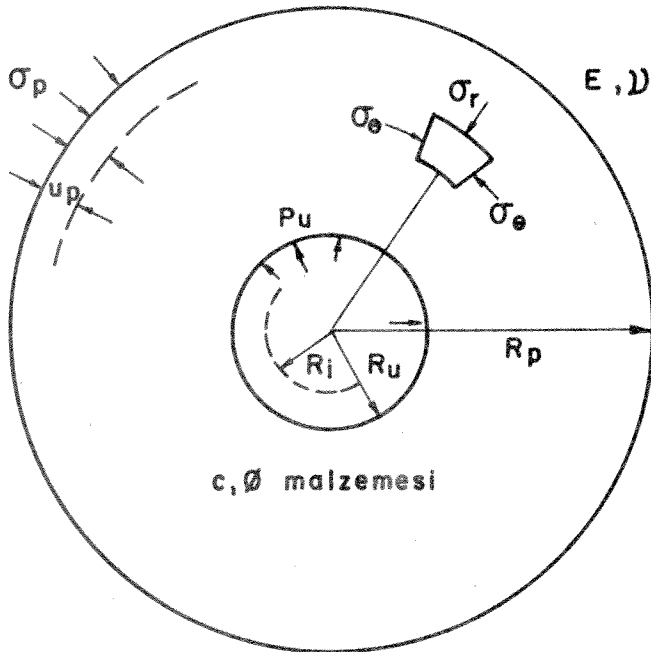
leri 1977) ankrajlarda taşıma gücü hesabını bir noktada, silindirik oyuğun genişlemesi probleminde düğümlemektedir. Vesic(1972) teorik bir yaklaşımla, silindirik ve küresel oyukların genişlemesi problemini oyuk çevresindeki hacim değişimleri ve boşluk suyu basıncı değişmelerini de kapsayacak biçimde çözmüştür. Vesic'in çözümü ankrajların sıyrılma yüklerinin belirlenmesi yanısıra pressiometre deneyleri ile kazıklarda uç direncinin hesabında da kullanılabilir.

Problemin çözümüne ilk yaklaşımı zımbalama teorisi ve sertlik deneyleriyle ilgili olarak Bishop, Hill ve Mott(1945) yapmışlar, silindirik ve küresel oyuğun genişlemesini sürtünmesiz bir ortamda (içsel sürtünme açısı $\phi = 0$) çözmüşlerdir. Daha sonra Gibson(1950) kohezyonsuz ($c = 0$) bir ortamda küresel oyuk problemini kazıkların taşıma gücüne uygulamıştır. Chadwick(1962) ise problemin $\phi = 0$ durumunda genel çözümünü vermektedir. Ancak bütün bu yaklaşımlarda oyuğu çevreleyen zemin rijit-plastik sıkıştırılamaz bir ortamla temsil edilmektedir. Hacim değişimleri dikkate alınmamıştır.

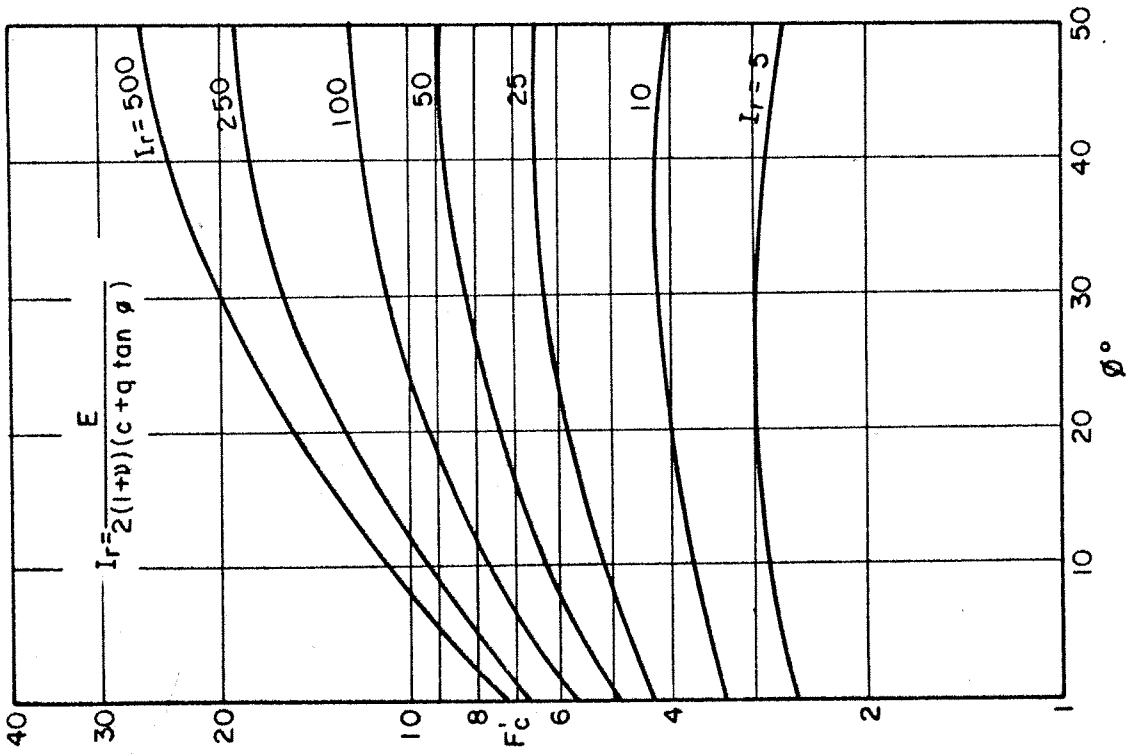
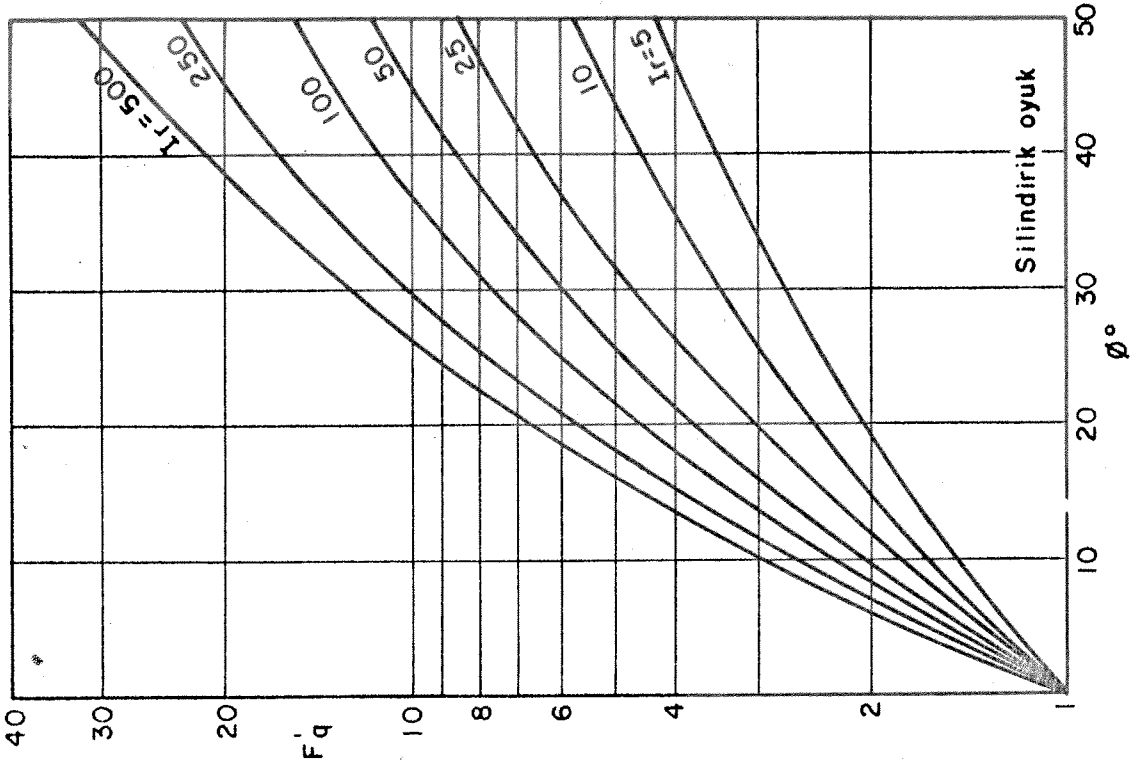
Vesic(1972) ise R_1 yarıçapında silindirik bir oyuk almaktadır (Şekil 6.5). Oyuğun içindeki izotropik P basıncının P_u değerine artmasıyla oyuğun yarıçapı R_u , oyuk çevresindeki plastik bölgenin sınırı R_p yarıçapına kadar gelmektedir. Oyuğun ortasına R_p den daha büyük uzaklıklarda zemin elastik denge durumundadır. Zemin ağırlıksız ve aksenal simetrik olduğundan denge denklemleri



Şekil 6.4 - Fellenius Kayma Dairesi ile Kranz Yöntemine Göre Güvenlik Sayılarının Karşılaştırılması.



Şekil 6.5 - Silindirik Oyuğun Genişlemesi (Vesic'e göre)



Şekil 6.6 - Silindirik Oyuk Genişleme Faktörleri. (Vesic'e göre)

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (6.6)$$

biçiminde akma şartı da

$$(\sigma_r - \sigma_\theta) = (\sigma_r + \sigma_\theta) \sin \phi + 2c \cos \phi \quad (6.7)$$

denklemleri yazılabilmektedir. Sınır denge durumunda radyal gerilme $\sigma_r = P_u$ ve oyukun yarıçapı da $r = R_u$ olacağından (6.7) denkleminin çözümü

$$\sigma_r = (P_u + c \cot \phi) \left(\frac{R_u}{r} \right)^{2 \sin \phi / (1 + \sin \phi)} - c \cot \phi \quad (6.8)$$

bulunmaktadır. Sürtünmesiz zeminde ($\phi = 0$) (6.8) denklemi

$$\sigma_r = P_u - 2c \ln \left(\frac{r}{R_u} \right) \quad (6.9)$$

durumuna dönüşmektedir. Sınır denge durumundaki oyuk basıncı P_u ve plastik bölgenin yarıçapı R_p değerlerinin hesaplanması için oyuk hacminin değişimi, elastik ve plastik bölgelerdeki zeminin hacim değişikliklerinin toplamına eşit yazılıp u_p radyal yerdeğiştirmesi Lamé denkleminde hesaplandığında

$$\frac{R_p}{R_u} = \sqrt{I'_{rr} \cdot \sec \phi} \quad (6.10)$$

$$I'_{rr} = \frac{I_r}{1 + I_r \cdot \Delta \cdot \sec \phi} \quad (6.11)$$

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu)(c + q \tan \phi)} \quad (6.12)$$

bağıntıları elde edilmektedir. Burada

c = zeminin kohezyonu

q = basınç artırılmadan önce oyuğa etki eden izotropik basınç

Δ = plastik bölgede meydana gelen hacımsal birim deformasyon anlamına gelmektedir. Sınır denge durumundaki oyuk basıncı

$$P_u = c \cdot F'_c + q \cdot F'_q \quad (6.13)$$

denklemiyle verilmektedir. Silindirik oyuğun genişleme faktörleri F'_c ve F'_q aşağıda denklemlerden ve Şekil 6.6 da verilen abaklardan hesaplanabilir. Şekil 6.6 da F'_c değerleri rijitlik endisi I_r değerlerine bağımlı olarak verilmektedir.

$$I_r = \frac{E}{2(1 + \nu)(c + q \tan \phi)} = \frac{G}{s} \quad (6.14)$$

ifadesinin fiziksel bir anlamı da bulunmaktadır. Rijitlik endisi I_r , kayma modülü G nin, zeminin kayma direnci

$$s = c + q \tan \phi \quad (6.15)$$

ye oranı olmaktadır.

Vesic(1972) hacımsal değişikliklerin hesaplanması için

1. Plastik bölgedeki hacımsal değişme için bir Δ_1 değeri kabulü
2. Δ_1 birim hacim değişikliğini kullanarak gerilmelerin hesaplanması
3. Hesaplanan gerilmelerden yeni birim hacim değişikliği Δ_2 değerinin hesaplanması

biçiminde deneme yanılmaya dayanan bir yaklaşım yolu önermektedir.

Vesic(1972) ayrıca boşluk suyu basınçlarının dikkate alınmasını içeren bir yöntem de açıklamaktadır. Vesic'in yaklaşımı ankrajlarda görülen yüksek taşıma gücünün çevre sürtünmesi ve uç direnciyle açıklama girişimlerinin doyurucu bir düzeye ulaşamadığı bir dönemde yeni bir anlayış getirmektedir.

6.3 Ankrajlı Duvar Stabilitesi

Ankrajlı kazı duvarları stabilitesinde ankraj boyu en önemli faktör durumundadır. Ankraj boyunun saptanmasında, ilk olarak Brinch Hansen(1953) tarafından ortaya atılan bir yöntem çeşitli değişikliklerle bugün de yaygın biçimde uygulanmaktadır. Brinch Hansen Şekil 6.7 de de görüldüğü gibi ankrajlı duvarın stabilitesini, ankraj yüzünden bir zemin kaması çevresinde sınır denge durumunun meydana geleceği varsayımından giderek hesaplanmaktadır. Bu yöntem kayma yüzeyini, ankrajlı duvarın zemin içindeki dönme noktası ile ankraj gövdesinin orta noktasını birleştiren bir logaritmik spiral ile bu orta noktadan düşey olarak yükselen bir düzlem boyunca ortaya çıkacağını varsaymaktadır. Böylece belirlenen kayma kaması ankraj kamasının bir kuvvet çokgeni çizilerek bulunmasını kolaylaştırır. Şekilde:

- A ankraj kuvvetini
- E_1 duvara kazı tarafından etkiyen toplam kuvveti
- R logaritmik spiral boyunca etkiyen toplam sürtünme kuvvetini

- E_2 ankraj gövdesi ile yüzey arasındaki düşey düzleme etkiyen aktif toprak basıncını
- W_d kayma kamasının duvarı deviren taraftaki ağırlığını
- W_o Kayma kamasının önleyen taraftaki ağırlığını
- P zemin yüzüne etkiyen yükü(şürşarj)

göstermektedir. Ankrajlı duvar sisteminin güvenlik sayısı, G_s i, Brinch Hansen(1953) önleyen momentlerin deviren momentlere oranı

$$G_s = \frac{M_o}{M_d} = \frac{M_{wö} + M_{E_1}}{M_{WD} + M_{E_2} + M_A + M_P} \quad (6.16)$$

biçiminde tanımlanmaktadır. Logaritmik spiral boyunca etkiyen toplam sürtünme kuvveti, spiralin kutup noktasından geçtiğinden, kutup noktasına göre momenti yoktur. Bu işlem çok sayıda kutup noktası ve spiral için tekrarlandığında bulunan en küçük güvenlik sayısı 1 den büyük olursa sistemin stabilitesi vardır.

Kranz(1953) duvarın dönme noktası ile düşey düzlemi birleştiren logaritmik spiral yerine bir doğru kullanmaktadır. Böylece kuvvet çokgeni kolayca çizilebilmektedir. Kranz'ın(1953) kayma kamasına etkiyen kuvvetlerden:

- A ankraj kuvvetini
- E_1 duvara kazı tarafından etkiyen toplam kuvveti
- R toplam sürtünme kuvvetini
- E_2 ankraj gövdesi ile yüzey arasındaki düşey düzleme etkiyen aktif toprak basıncını

- W kayma kamasının ağırlığını
P zemin yüzüne etkiyen yükü(sürşarj)

göstermektedir. E_1 , E_2 , R kuvvetlerini hesaplarken sistemin dengede olabilmesi için mobilize olması gerekli bir ϕ_{mob} açısı bulunur. Bu açı zeminin içsel sürtünme açısı ϕ ile karşılaştırılarak gerekli güvenlik sayısı

$$G_s = \frac{\tan\phi}{\tan\phi_{mob}} \quad (6.17)$$

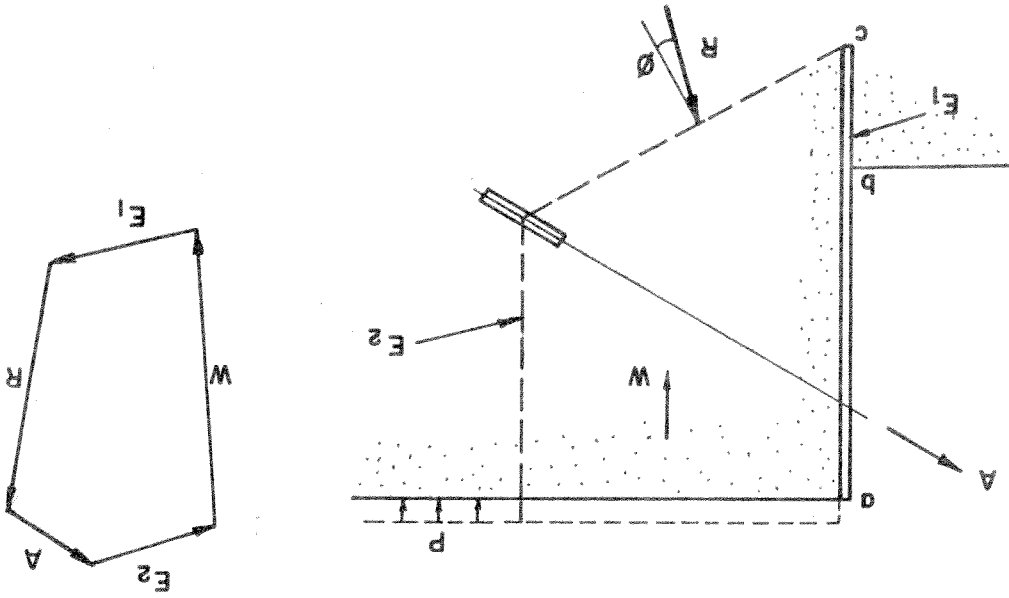
bağıntısından bulunur. Kranz'a(1953) göre gerekli güvenlik sayısı en az 1,5 olmalıdır. Ancak daha sonra yapılan araştırmalarda Kranz'ın(1953) yöntemine çeşitli açılardan eleştiriler yöneltilmiştir. Bunlar başlıca

- 1) derin kayma düzleminin şekli ve
- 2) zemin kamasının bir bütün(monolit) olarak sınır denge durumuna gireceği

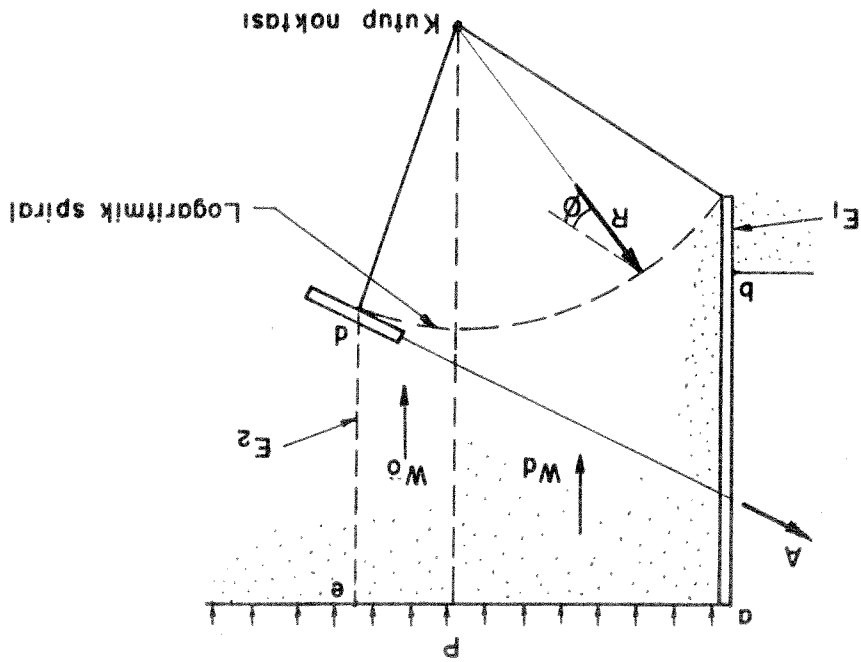
varsayımlarında yoğunlaşmaktadır. Kayma kamasının spiral şekli ilk olarak Brinch Hansen(1953) tarafından ortaya atıldıktan sonra Jellinek, Ostermayer(1967) ve Schmitt(1974) tarafından yapılan model deneyleriyle kanıtlanmıştır.

Zemin kamasının bir bütün olarak sınır denge durumuna girdiği varsayımı, çoğu kez zeminin kayma dayanımının olduğundan daha fazla hesaplanmasına neden olmaktadır. Ankrajlı duvar sistemi stabilitesinin incelenmesinde Fellenius'un klasik kayma dairesi(Bkz. zemin mekaniği ve temel mühendisliği kitapları) yöntemi de kullanılabilir. Petersen, Schmidt (1971)

Šekil 6.8 - Ankrajlı Duvar Stabilitesi (Kranz)



Šekil 6.7 - Ankrajlı Duvar Stabilitesi (Brinch Hansen)



yaptıkları bir araştırmada ankrajlı duvar sistemlerinin hem Fellenius hem de Kranz'a göre güvenlik sayılarını hesaplamışlardır. Şekil 6.4 de görüldüğü gibi Kranz'a göre güvenlik sayısının 2,0 olması durumunda Fellenius'a göre hesaplanan güvenlik sayısı 1,25 tir.

Ancak yöneltilen bütün eleştirilere karşın günümüzde ankrajlı duvar sistemlerinin stabilite analizleri Kranz'a yahut onun modifikasyonlarına göre yapılmaktadır.

Modifikasyonlarda trafik vs. nedeniyle zemin yüzeyine etki eden p yükünün (sürşarj), (Şekil 6.7 ve Şekil 6.8) kayma kamasının dengesine olumsuz etki ettiğinde dikkate alınması, olumlu etki ettiğinde alınmaması da getirilmektedir.

7.0 MODEL DENEYLERİ

Ankraj, ankraj çevresindeki zemin ve ankrajlı duvar davranışının deneysel olarak incelenebilmesi amacıyla model deneyleri yapılmıştır. Deneyler için kullanılan model Şekil 7.1, 7.2, 7.3, 7.4, 7.5, 7.6, 7.7, 7.8 de görüldüğü gibi 0,50 m genişliğinde, 1,60 m uzunluğunda ve 0,90 m derinliğinde çelikten bir deney kutusu ile, değişik noktalarda gözlenen yer değiştirmeleri ve kuvvetleri ölçen bir ölçüm düzeninde oluşmaktadır. Modelin 1,60 x 0,90 m. lik yan duvarlarına, kazı duvarının her iki tarafında, kumun hareket etmesi durumunda kumla modelin yan yüzü arasında sürtünmeyi en alt düzeye indirebilmek amacıyla 0,70 x 0,90 m genişliğinde 2 adet 10 mm. kalınlığında cam monte edilmiştir. Daha önce, kum ile değişik türde malzeme arasındaki sürtünme katsayılarının saptanması amacıyla yapılan deneyler cam ile kum arasındaki sürtünmenin diğer model malzemelerine oranla en düşük düzeyde olduğunu göstermektedir (Erdemgil, 1973). Modelin 1,60 m uzunluğu, camlara yakın olan uçtan 0,40 m uzaklıkta 0,50 x 0,70 m genişliğinde bir saç levha ile ankrajlı kazı duvarını temsil edecek biçimde bölünmüştür. Duvarın ön tarafında 0,40 m genişliğindeki zemin nümunesinin belirli kalınlıklarda boşaltılmasıyla,

simule edilmek istenen kazı gerçekleştirilmektedir. 3 ayrı düzeyde birer ankraj uygulaması yapılabilmektedir. Bu ankrajlarda, ankraj gövdesinin çapı, uzunluğu ve ankraj boyu deney planına göre seçilmiştir. Deneyler sırasında, duvar hareketi yahut uygulanan gerilme nedeniyle ankrajlarda oluşan kuvvetleri ölçebilmek amacıyla her 3 düzeyde de kuvvet ölçme halkaları monte edilmiştir. Kuvvet ölçme halkaları ile modelin ön duvarı arasına yerdeğiştirme saatleri yerleştirilmiştir. Bu saatlerle kuvvet ölçümleri sırasındaki duvar ve ankrajların yerdeğiştirmeleri okunmuştur. Böylece yukardan aşağıya doğru A, B ve C olarak tanımlanan kuvvet halkaları kullanılarak ankrajlarda oluşan kuvvetler; yine yukarıdan aşağıya doğru 1, 2 ve 3 rakamlarıyla tanımlanan yerdeğiştirme saatleriyle de o sıradaki yerdeğiştirmeler okunabilmektedir.

Ankrajlı duvar hareketlerine bağlı olarak kazı duvarları arkasındaki zemin yüzeyin hareketlerinin dağılımı ve sayısal değerlerinin önemi de dikkate alınarak, duvar arkasında da ölçümler yapılmıştır. Bu ölçümlerde, duvarın tepe noktasından geriye doğru, duvar yüksekliğinin yaklaşık 1,5 katını geçen bir uzaklığa kadar zemin yüzeyinde oluşan düşey yerdeğiştirmeler okunmuştur. Düşey yerdeğiştirmelerin okunması için duvarın tepe noktasından geriye doğru sırasıyla 4,5,6,7 ve 8 rakamlarıyla tanımlanan yerdeğiştirme saatleri kullanılmıştır (Bakz. Şekil 7.1, 7.5, 7.6). 9 ve 10 numaralı saatler ise duvarın tepesindeki yatay yerdeğiştirmeyi modelin her iki tarafından okumaktadırlar.

Her deneyin sonunda kumun homojen yapısı bozulduğundan modelin boşaltılıp yeniden istenilen biçimde doldurulması gerekmiştir. Bu amaçla model tabanına gerektiğinde dışardan açılıp kapanabilecek bir kapak yapılarak kumun kolayca boşalması sağlanmıştır.

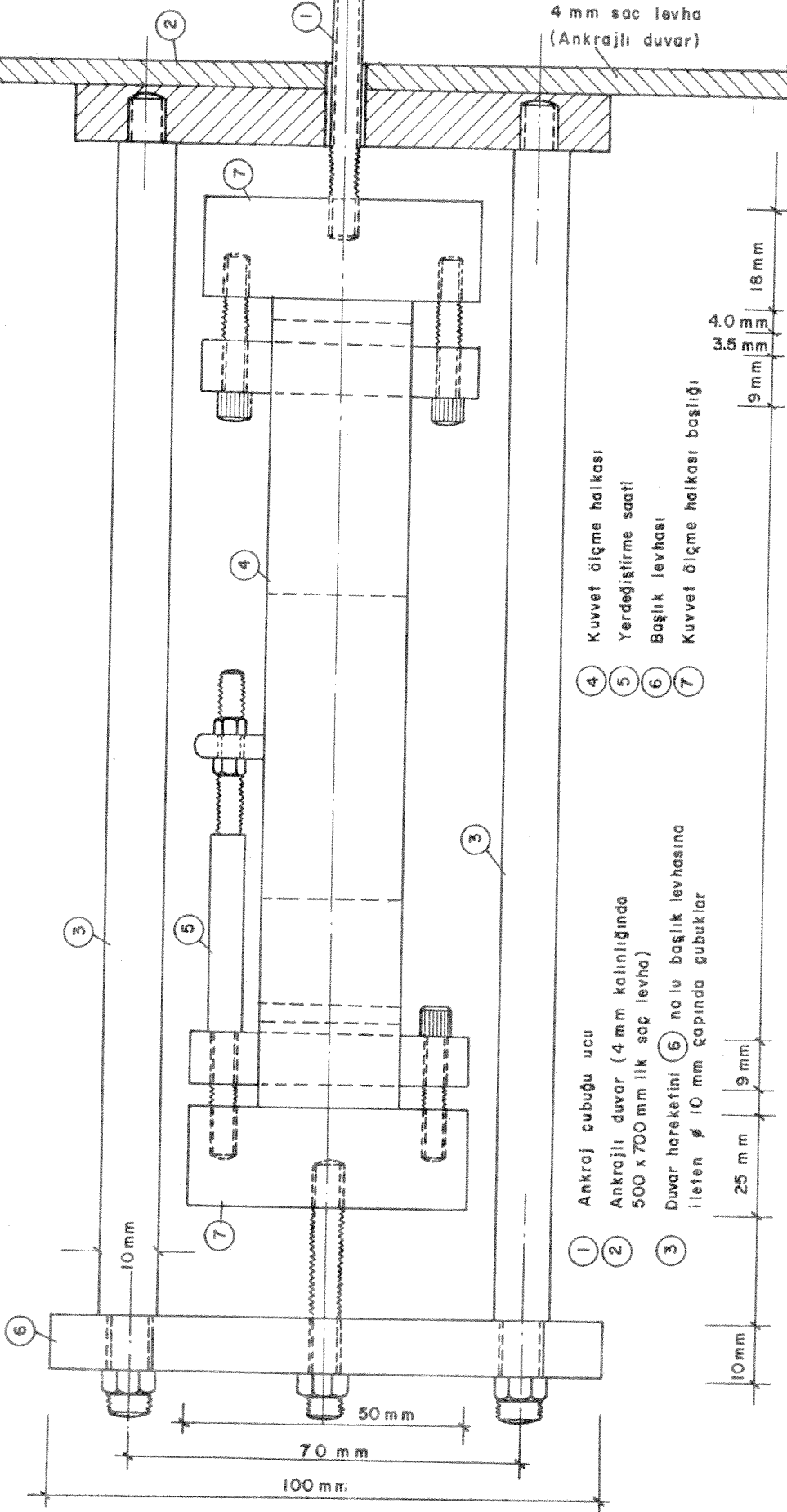
7.1 Kullanılan Kuvvet Ölçme Halkaları ve Yerdeğiştirme Saatleri

Modelin ölçüm düzeninde Bölüm 7.0 de açıklandığı biçimde kuvvet ölçme halkaları ve yerdeğiştirme saatleri kullanılmıştır. A, B ve C olarak tanımlanan kuvvet halkalarının yaklaşık 75 kg.lık bir kapasiteleri vardır. Modelde kullanılan kuvvet ölçme halkaları ve yerdeğiştirme saatlerinin hepsi "Soiltest" firması üretimidir. Kuvvet ölçme halkalarının yük altındaki şekildeğiştirmeleri her bölmesi 0,0001" duyarlıkta yerdeğiştirme saatleriyle okunmaktadır. Modelde zemin yüzeyi ve kazı duvarı yerdeğiştirmelerini okumakta kullanılan 1,2,3,4,5,6,7,8,9 ve 10 numaralı saatlerden 1,2,3,9 ve 10 un her bölmesi 0,001" diğerleri 0,01 mm. okunmaktadır.

7.2 Deney Kumunun Özellikleri

Bu çalışmada havada kurutulmuş, üniform, yuvarlar daneli Ankara yakınlarındaki Zir deresi (ASTM 20-60) kumu kullanılmıştır. Elek analizi sonuçları Şekil 7.10 da verilen kumun dane birim hacim ağırlığı $\gamma_s = 2,65 \text{ gm/cm}^3$ olarak belirlenmiştir.

ÖLÇEK 1/1

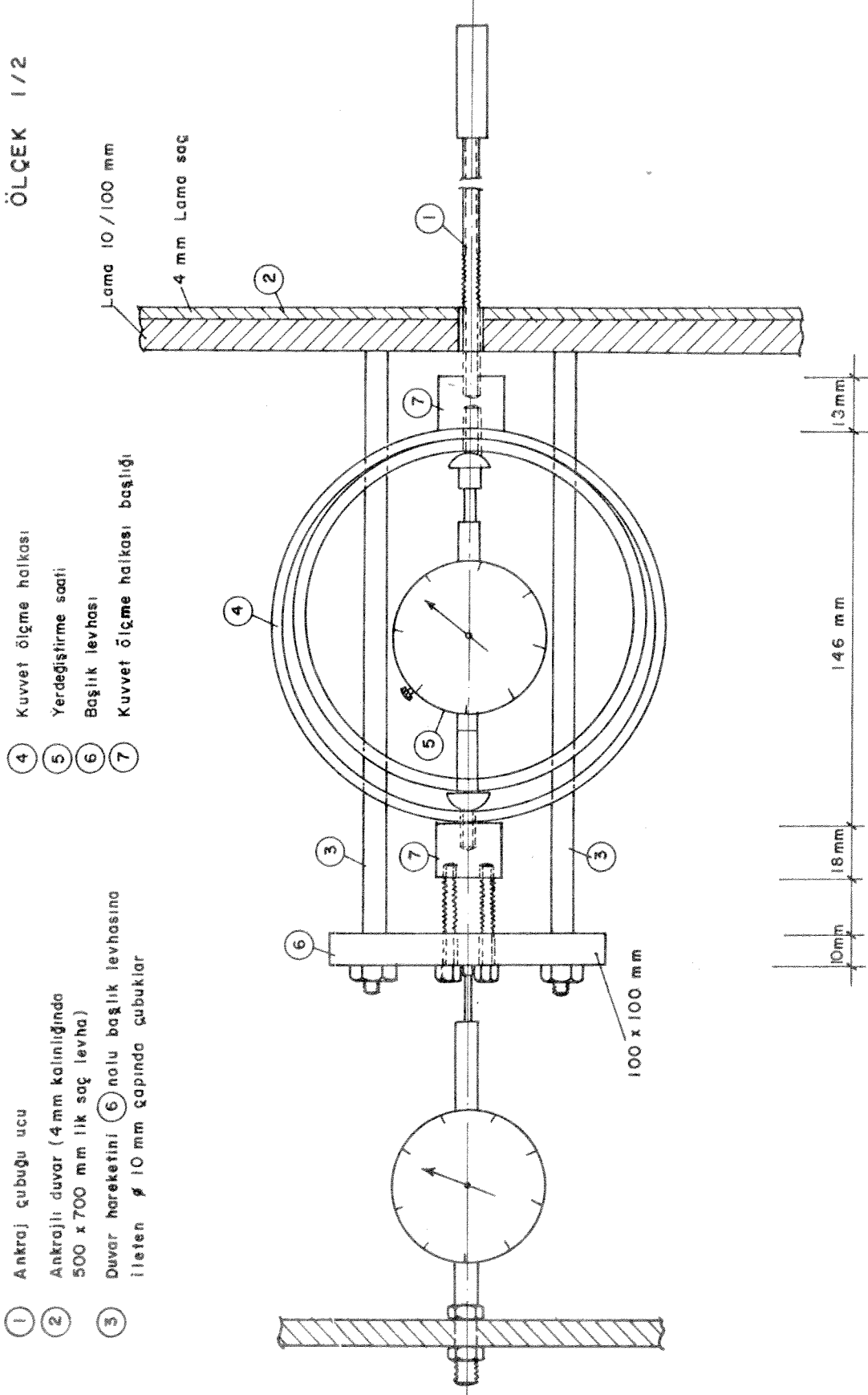


- 1 Ankraj çubuğu ucu
 2 Ankrajlı duvar (4 mm kalınlığında 500 x 700 mm ilk sağ levha)
 3 Duvar hareketini 6 no lu başlık levhasına ileten \varnothing 10 mm çapında çubuklar
- 4 Kuvvet ölçme halkası
 5 Yerdeğiştirme saati
 6 Başlık levhası
 7 Kuvvet ölçme halkası başlığı

Sekil 7.2 - Ankraj Çubuğu Monte Edilmiş Kuvvet Ölçme Halkası ve Ölçme Düzeninin Üstten Görünüşü.

ÖLÇEK 1/2

65



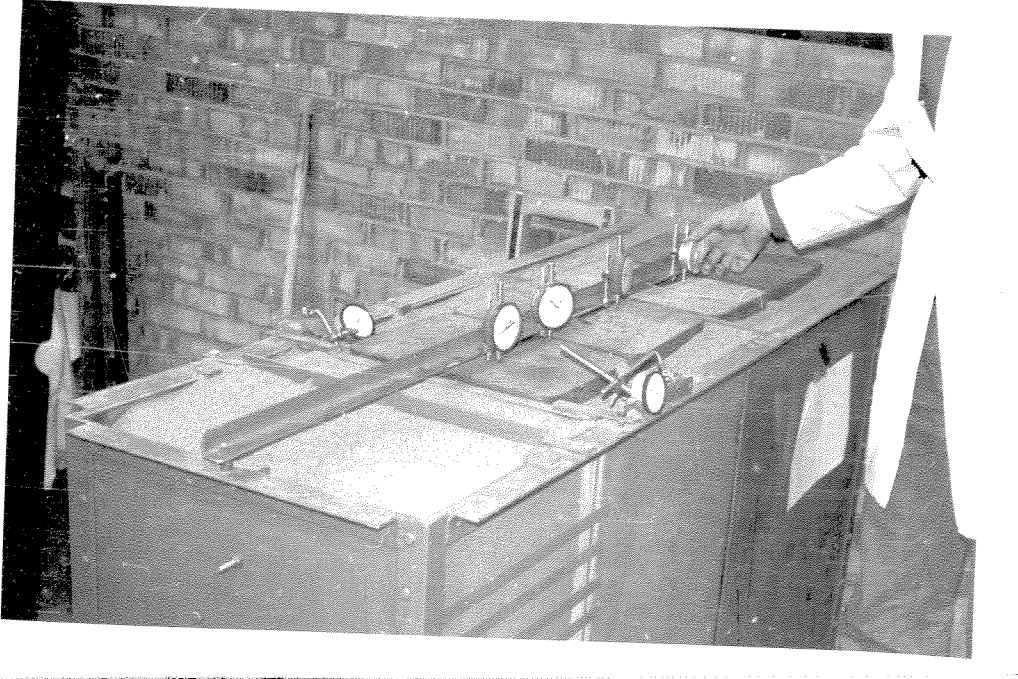
Sekil 7.4 - Ankrāj Kuvveti ve Dūvarın Yerdeģiģtirmesini Ölçme Dūzeni.

Kumun minimum ve maksimum poroziteleri Alyanak(1961) ve Kolbuszewski(1948) yöntemleri kullanılarak $n_{\min} = \%39,6$ ve $n_{\max} = \%49,1$ değerleri bulunmuştur. Kumun uniformluk katsayısı ise $U = 1,60$ tır.

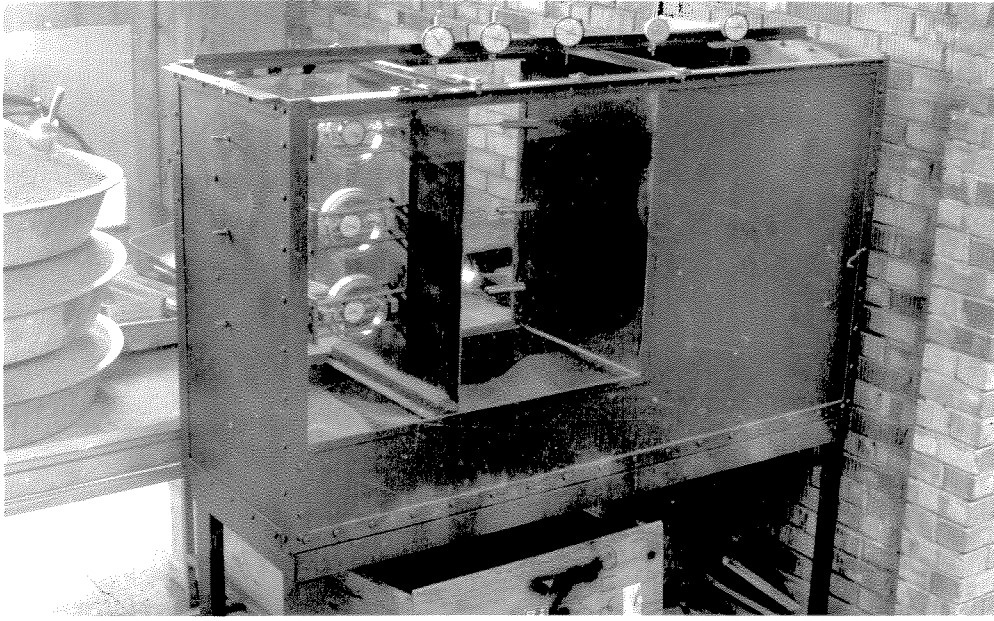
Deney kumunun değişik porozite değerlerindeki içsel sürtünme açısının belirlenmesi amacıyla değişik sıklıklarda bir dizi kesme deneyleri yapılmıştır. Elde edilen kum sıklığı ile içsel sürtünme açısı değerleri arasındaki bağıntı Şekil 7.11 de verilmektedir. Kesme deneyleri sonuçlarına göre kumun porozitesinin $n = \%42,5$ ila $48,1$ arasında değişmesi içsel sürtünme açısı değerlerinin $\phi = 42,1^{\circ}$ ila $34,7^{\circ}$ arasında değişmesine neden olmaktadır. Deneyler sırasındaki porozite değerlerinin kesme kutusunda da aynen duyarlı biçimde sağlanmasının zorluğu dikkate alınarak, porozitenin içsel sürtünme açısı ile olan ilişkisine Şekil 7.11 deki eğriyle süreklilik kazandırılmıştır.

7.3 Deneylerin Yapılışı

Deneylere başlamadan önce ankrajlı duvar önüne(kazı tarafı) gelen tarafta camın her iki yüzüne, yukardan başlayarak aşağıya doğru 5 er cm. aralıkla renkli şeritler yapıştırılmıştır. Daha sonra modelin tümünün kumla dolupta duvar önünde kazı başladığında(kumun boşaltılması) şeritlerin renklerinden de yararlanılarak, kazı derinliği kolayca saptanabilmektedir.

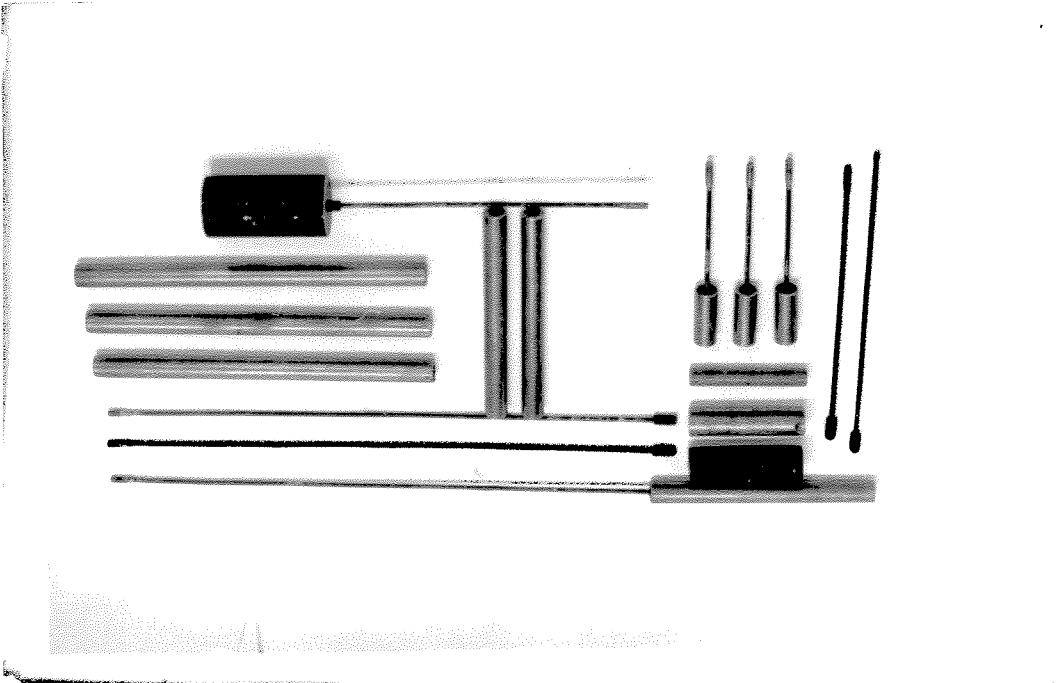


Şekil 7.7 Zemin yüzeyi yüklerinin etkisini araştırmak amacıyla yapılan deney öncesinde yerdeğiştirme saatleri ayarlanıyor.



Şekil 7.8 Deney sonunda yeniden doldurulmak üzere tümüyle boşaltılmış model.

Şekil 7.9 Deneysel olarak kullanılan ankraj çubukları ve gövdelerinden bazıları.



Modelde deney için hazırlanan kum nmunelerinin homojen ve aynı nitelikte olmalarını sağlamak amacıyla Kolbuszewski(1961) nin yağmurlama tekniği kullanılmıştır. Bu amaçla model kutusunun üstünü tümüyle örtecek biçimde 2 elek hazırlanmıştır. 2 mm kalınlığında sağ levhalarınkıvrılmasıyla yapılan eleklerin kenarları da 200 mm. yüksekliğindedir. Eleklere kumun akabilmesi için 5 mm ęapında 45 mm aralıklı sıralar halinde delikler ağılmıştır. Kolbuszewski(1961) nin yağmurlama tekniğinde kumun sıklılığı:

- 1) elek deliklerinin ęapı
- 2) kumun düşme yüksekliği

gibi 2 faktörle kontrol edilebilmektedir. Model içine hazırlanan kum nümunesinin homojenliği, kum yağmurlaması süresince düşme yüksekliğinin sabit tutulmasıyla sağlanmıştır. Bunun için deney kutusunun içine kum doldukęa elekler de düşme yüksekliği değişmeyecek biçimde ykseltilmişlerdir. Delik içinden kumun akma hızını belirleyen diğer bir faktör de elek içine modele akmak üzere doldurulan kum yağınının yüksekliğidir. Kum yağını yüksekliğinin etkisi gerek Kolbuszewski(1961), gerekse tez sahibi(Erdemgil 1973) tarafından ayrı ayrı araştırılmıştır. Sonuçta, elek içinde 25-30 cm ye kadar kum yağını olması delikten geçen kumun hızını artırmadığı saptanmıştır.

Kolbuszewski ayrıca bir delikten akabilecek kum debisini de

$$Q_m = 278 D^{2,73}$$

formülüyle vermektedir. Burada

Q_m = kumun debisi (gm/san) ve

D = delik çapını (inç)

göstermektedir. Buna göre elek deliklerinin her birinin debisi $Q_m = 3,43$ gm/san. olmaktadır. Daha önce Bölüm 7.0 de değinilen model kutusu tabanındaki boşaltma deliğinin debisi de yine aynı formülden bulunabilir. Tabanda 4,0 cm çapındaki deliğin debisi de benzer biçimde

$$Q_m = 960,45 \text{ gm/san} = 3457,6 \text{ kg/saat}$$

olarak hesaplanmaktadır. Daha önce de belirtildiği gibi (Bkz. Bölüm 7.0) 0,50 x 0,90 x 1,60 m boyutlarındaki modelin dolması için, deneyler sırasında birim hacim ağırlığı çoğu deneyde $\gamma_{sıki} = 1,52 \text{ gm/cm}^3$ olan kumdan 1094 kg. gerekmektedir. Bu da yaklaşık 20 dakikalık boşalma süresi gerektirmektedir.

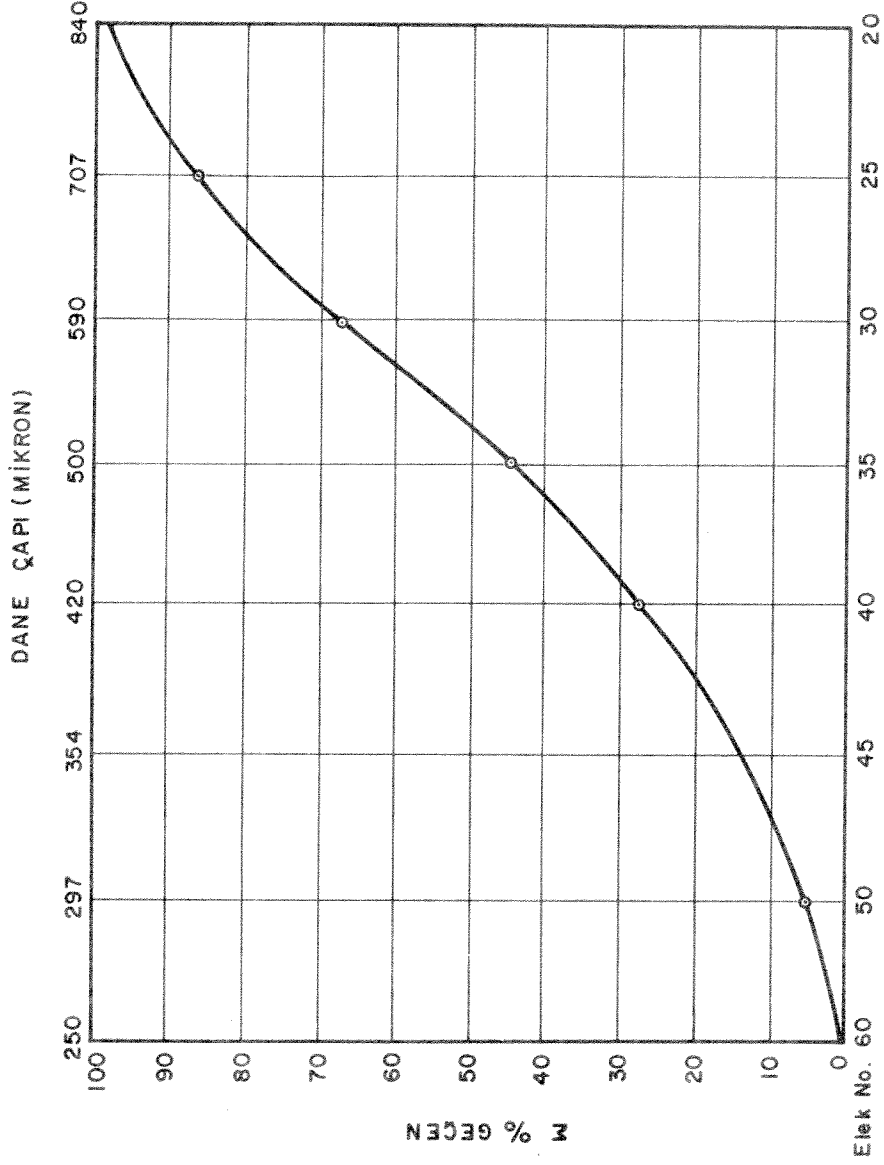
Modelde kum nümunesinin hazırlanması için yağmurlama süresi eleklerin sürekli olarak dolu tutulabilmesi koşuluyla yaklaşık 1 saat içinde tamamlanabilmektedir. Kolbuszewski (1961) formülüyle hesaplanan kum debisiyle deneyler sırasında kumun delikten akma hızı karşılaştırıldığında bir uyum gözlenmektedir.

Yağmurlama tekniğinde nünunelerin homojen olma özelliklerinin korunabilmesinde önemli bir etken de kumun dolması sırasında model içindeki havanın kontrolsüz, türbülanslara olanak vermeyecek biçimde dışarı atılmasıdır. Havanın kolayca dışarı

çıkabilmesi için yağmurlama elekleri modelin içine sokulamamakta model üzerinde tutulmaktadır. Bu da kumun düşme yüksekliğinin sürekli büyük olmasına neden olmaktadır. Dolayısıyla yağmurlama tekniğiyle hazırlanan kum nünuneleri oldukça yüksek relatif sıkılıkta olmaktadırlar. Ankraj deneyleri için gevşek sıkılıktaki kum nünuneleri de gereklidir. Bunun için kum, çabuk boşaltma yöntemiyle (kum danelerinin birbiri arasında yerleşmelerine olanak vermeyecek çabuklukla) tabakalar halinde serilmiştir. Dört deneyde de kumun biraz daha sıkı olması için her tabakaya bir tokmağın belirli yükseklikten belirli sayıda düşürülmesi biçiminde enerji verilmiştir.

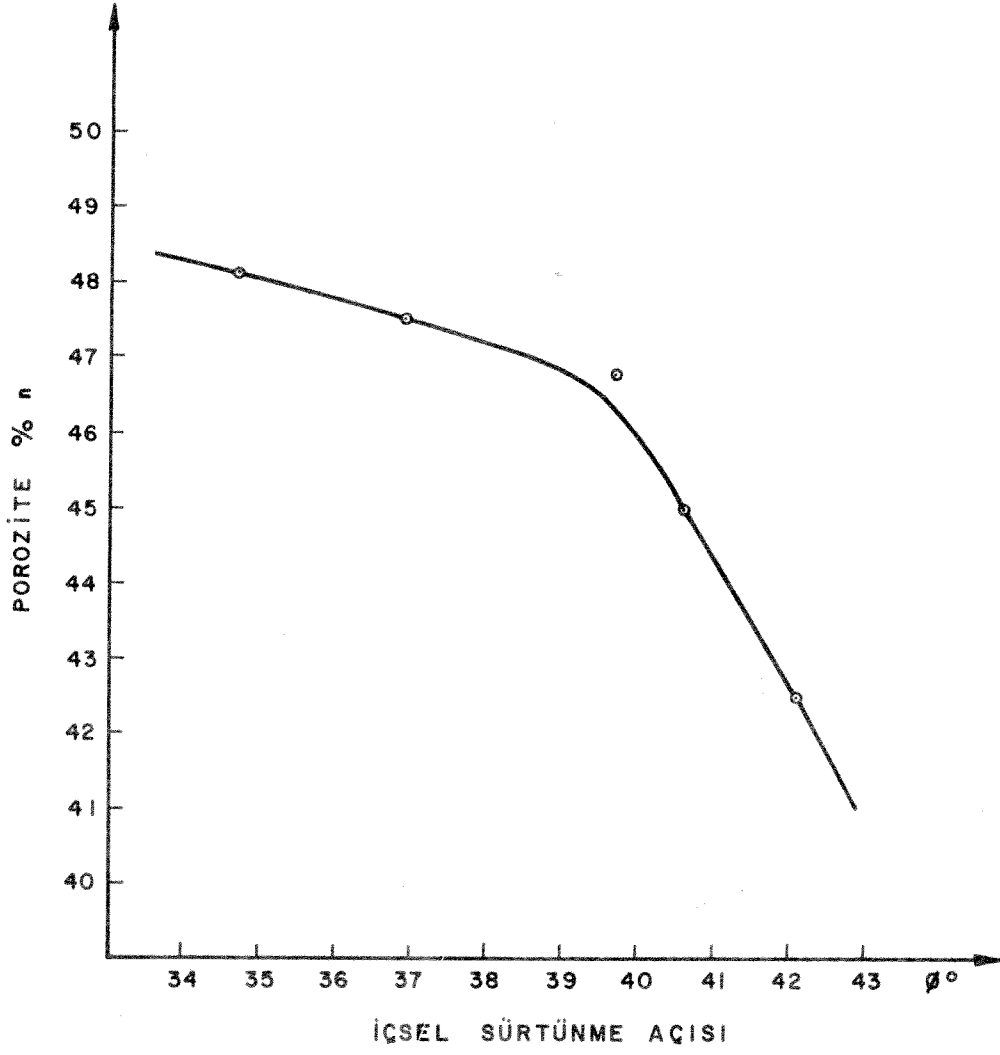
Gerek yağmurlama gerekse çabuk boşaltma yöntemiyle hazırlanan kum nünunelerin sıkılıklarının kontrolu için her deney sırasında hacimleri ve boş ağırlıkları belli kutularla kontrol nünuneleri alınmıştır. Alınan nünuneler hemen tartılarak kutu numarası ile birlikte deney protokoluna işlenmiştir. Ankraj davranışı ile kum sıkılığı arasındaki ilişkiyi en duyarlı biçimde saptayabilmek amacıyla her kontrol kutusu bir ankrajla aynı düzeyden alınmış ve deney protokoluna birlikte işlenmiştir.

Kum sıkılığının ankraj sıyrılma yüklerine ve ankrajlı duvar davranışına etkisinin araştırıldığı deneyler dışında kalan bütün deneylerde relatif sıkılık $D_r = \%70,9$ olmuştur. Kum sıkılığının etkisinin araştırıldığı diğer deneylerde ise



Şekil 7.10 - Kullanılan Kumun Granülometri Eğrisi

$\% n$	ϕ°
42.5	42.1
45.0	40.6
46.8	39.7
47.5	36.9
48.1	34.7



Şekil 7.11 - Deney Kumunda İçsel Sürtünme Açısı ile Kayma Direnci Arasındaki Bağını

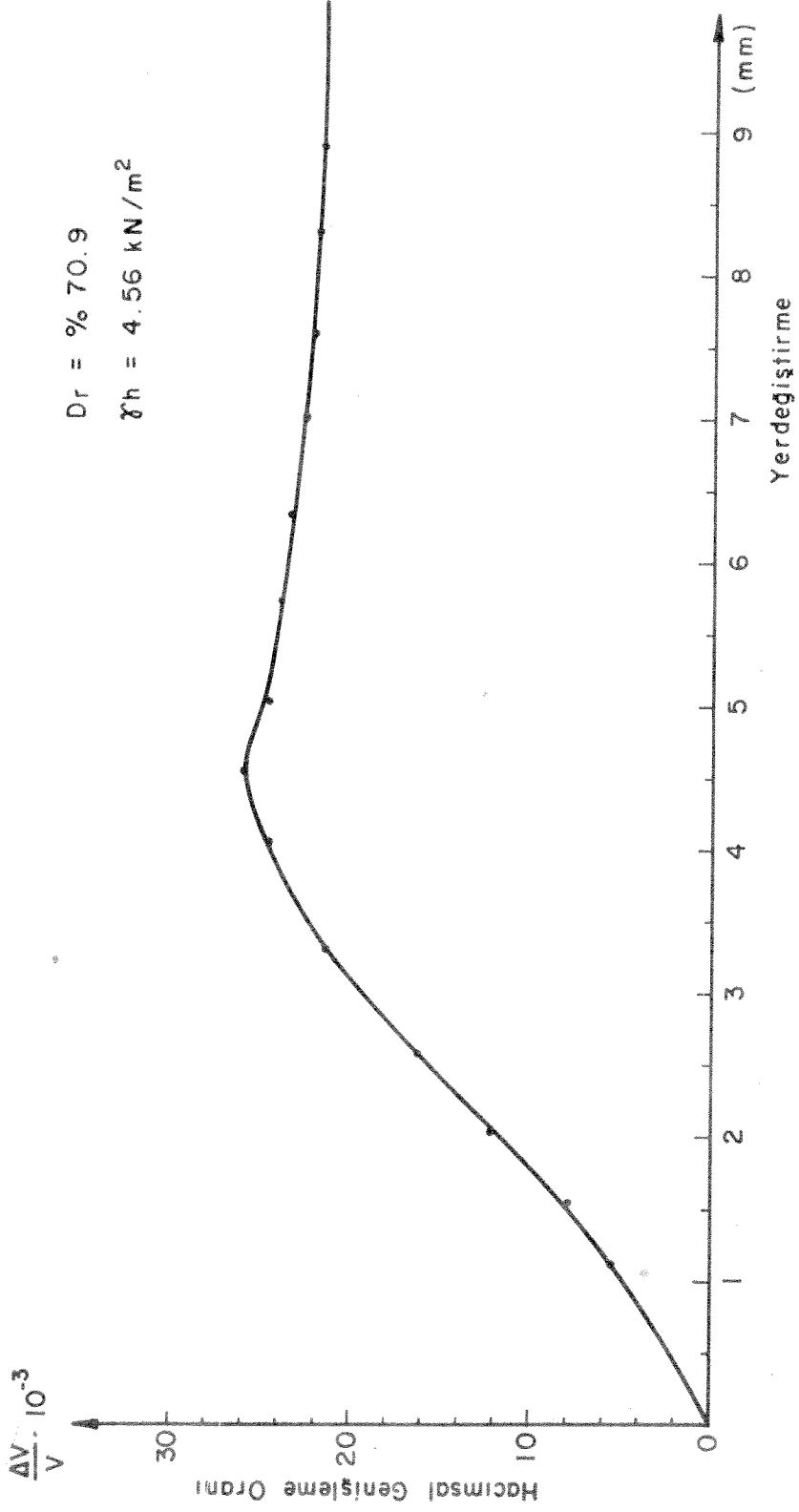
orta sıkılıktaki kumda $D_r = \%36,6$ ve gevşek kum nümunelerinde $D_r = \%13,6$ olmuştur. Ayrıca $D_r = \%83,8$ ve $D_r = \%87,4$ relatif kum sıkılıklarında da deneyler yapılmıştır. Deneylerin yapıldığı beş değişik sıkılıktaki birim hacim ağırlığı ve relatif sıkılık değerleri Tablo 7.1 de verilmiştir.

<u>Kum nümunesi tanımlaması</u>	<u>Relatif sıkılık (D_r %)</u>	<u>Birim hacim ağırlık (kN/m^3)</u>
Gevşek	13,6	13,3
Orta sıkılıkta	36,6	14,4
Sıkı	70,9	15,2
Çok sıkı	83,8	15,6
En sıkı	87,4	15,7

Tablo 7.1 Deney kumunun çeşitli relatif sıkılık değerlerinde birim hacim ağırlıkları

Deney kumunda, kayma dayanımı aşılıarak akmaya geçilmesi durumunda oluşabilecek hacimsel değişiklikleri incelemek amacıyla direk kesme deneyleri yapılmıştır. Kum nümunesinin gevşek ve orta sıkılıkta, çok sıkı ve en sıkı olduğu dört deney dışındaki bütün deneylerde relatif sıkılık değeri $\%70,9$ olmuştur. Başlangıç sıkılığı $\%70,9$ olan direk kesme deneyi Şekil 7.12 de verilmiştir. Direk kesme deneyleri sırasında deney kumunun model deneyleri ile ilişkili olarak hacim değiştirme davranışı incelenmek istendiğinden, bu amaçla yapılan kesme deneylerinde, 3 sıra ankrajdan orta derinlikteki ankraja ($h = 30$ cm) etki eden düşey basıncın karşılığı uygu-

lanmıştır. Şekil 7.12 de de görüldüğü gibi bu basıncı
 $\gamma_h = 0,30 \times 15,2 = 4,56 \text{ kN/m}^2$ dir. Şekil 7.12 den okunabile-
ceği gibi %70,9 relatif sıklıktaki kumun, 4,5 mm lik bir
yerdeğiştirme sonucunda hacmi %2,5 oranında artmaktadır.



Şekil 7.12 - Deneysel Kumunun Kesme Deneysel Deneysel Sırasında Hacimsel Genişlemesi.

8.0 DENEY SONUÇLARI VE ANKRAJLI DUVAR DAVRANIŞININ ANALİZİ

Deneyler, ayrıntıları 'Model Deneyleri' bölümünde açıklanan deney kutusunda yapılmıştır. Deney sonuçlarının değerlendirilmesi, deneyler sırasındaki gözlemleri, teker teker ankrajların davranışını ve bir bütün olarak ankrajlı duvar sisteminin davranışını içeren üç ayrı grupta yapılacaktır.

8.1 Deneyler Sırasında Gözlemler

Şekil 7.1 de de görüldüğü gibi ankrajlar, yüzeyden 10 cm, 30 cm ve 50 cm derinlikte 3 sıradan oluşmaktadırlar. Deneylerden bazılarında kazının derinleştirilmesiyle 1. ve 2. sıradaki ankrajlar sıyrılarak duvarda aşırı yerdeğiştirmeler gözlenmiştir. Bu durumda kazı tabanının yeterince derinleştirilememesi sonucu 3. ankraj uygulanamamıştır. Bu tip deneyler ya zeminin çok gevşek ya da kullanılan serbest ankraj boylarının çok kısa seçildiği deneylerdir. Diğerlerinde 3 sıra ankraj uygulaması yapılabilmektedir. Deneylerin çoğunda da kazı en derin durumuna getirildiği halde (yüzeyden 60 cm) bazı ankrajlarda sıyrılma yüküne ulaşamamıştır. Bunun nedeni

lan programların iki durumda da aynı olmamasıdır. Deyim orta-
 lama icra süreleri sadece 79 program kullanarak buna karşılık
 komut ortalama icra süreleri 2152 program kullanılarak elde
 edilmiştir. Buna rağmen, çok az sayıda programla elde edilen
 sonuçlar çok sayıdaki programla elde edilen sonuçlardan önem-
 li bir farklılık göstermemektedir. Burada karşılaştırılan
 bilgisayarlar aynı komut repertuvarına sahip olduklarından
 ve sonuçlar aynı derleyici, FORTRAN IV G, ile elde edildiğün-
 den deyim ortalama icra süreleri ile komut ortalama icra sü-
 relerini karşılaştırmak mümkün olmuştur. Eğer deyim ortalama
 icra süreleri ile komut ortalama icra süreleri aynı örnekler-
 de saptanmış olsa idi, yukarıda belirtilen oranlar arasında
 bir fark olmazdı.

Burada belirtilen deyim ortalama icra süreleri yalnız

bilgisayarların hızlarını değil, aynı zamanda kullanılan der-
 leyicinin de özelliklerini yansıtmaktadır. Genellikle bilgi-
 sayar kullanıcısı da, bilgisayar donanımı ile derleyicinin
 etkinliğini birlikte görmek ister. Bu şekilde elde edilen
 deyim ortalama icra süreleri, bilgisayarların ve derleyici-
 lerin etkinliğini karşılaştırmak amacı ile kullanılabilir. Ay-
 rıca bir bilgisayarda birden çok derleyici mevcutsa, bu yolla
 derleyicilerin de etkinlikleri karşılaştırılabilir. Bir bilgi-
 sayarda, aynı örnek programlar için farklı derleyiciler farklı
 deyim ortalama icra süreleri verirler.

Şekil 6.6 - Silindirik Oyak Genişleme Faktörleri (Yesil'e göre)

8.1.2 Ankrajlara Yerdeğiştirme Uygulanması

Ankrajlı duvarın yerdeğiştirmesi Bölüm 8.1.1 de de değinildiği gibi 'ayak noktası etrafında dönme' biçiminde gözlenmiştir. Dolayısıyla duvarın alt kesiminde, örneğin "C" ankrajının uygulandığı düzeyde yatay yerdeğiştirme diğer ankrajlar "A" ve "B" ye göre daha azdır. Ankrajların gerilmeleri duvarın yerdeğiştirmesiyle sağlandığından "C" ankrajı çoğu kez sıyrılma yüküne ulaşamamaktadır. Kazı tabanı deneylerde kullanılan en derin durumuna(60 cm) getirildiğinde ankrajlı duvar deneyi bitmiş olmaktadır. Ancak ankrajların sıyrılma yüklerinin saptanması amacıyla yerdeğiştirme uygulaması yapılmıştır. Ankrajlarda yerdeğiştirme uygulaması Şekil 7.2, 7.3 ve 7.4 de, 6 numara ile gösterilen başlık levhası ile, 7 numara ile gösterilen kuvvet ölçme halkası başlığı arasında-ki somunların döndürülerek ankraj gövdesini duvara doğru çekmesiyle sağlanmıştır. Böyle bir uygulamada başlık levhası yerdeğiştirmediğinden ilgili yerdeğiştirme saatlerinden (A → 1, B → 2, C → 3) ankraj yerdeğiştirmesi ölçülememektedir. Onun yerine adımı belli olan somunların dönme açıları ölçülerek ankraj yerdeğiştirmesi hesaplanmıştır. Şekil 8.1 de çeşitli derinliklerde aynı tip ankrajlar için yük-yerdeğiştirme eğrileri verilmektedir. Şekil 8.2 ve 8.3 de de ankrajlara yerdeğiştirme uygulaması sırasında kullanılan vida ve somunları başlık levhası ortasında görülmektedir.

8.2 Tek Ankraj Davranışı

Deneylerde ankraj gövdeleri çeşitli çap ve uzunluklarda silindirik biçiminde çeliklerle modellenmiştir. Ankraj gövdelerinin çelik silindirlerle modellenmesi daha önce Belçika'da Werner(1972) ve Almanya'da Wernick(1972) tarafından aynı yıl içinde fakat farklı zamanlarda yapılmıştır. Gerek Werner'in (1972) gerekse Wernick'in(1972) deneylerinden ankraj sıyrılma yükünün büyük ölçüde kum sıkılığına bağlı olduğu ortaya çıkmıştır.

Bu çalışmada, Şekil 8.1 dekine benzer çeşitli deney sonuçlarından sıyrılma yükleri elde edilmiştir. Örneğin Şekil 8.1 deki "A" eğrisi 7 N değerinde bir sıyrılma yükü vermektedir. Aynı biçimde "B" eğrisi 33 N ve "C" eğrisi de 37 N değerindeki sıyrılma yüklerine karşılık olmaktadır.

8.2.1 Ankraj Sıyrılma Yükleri

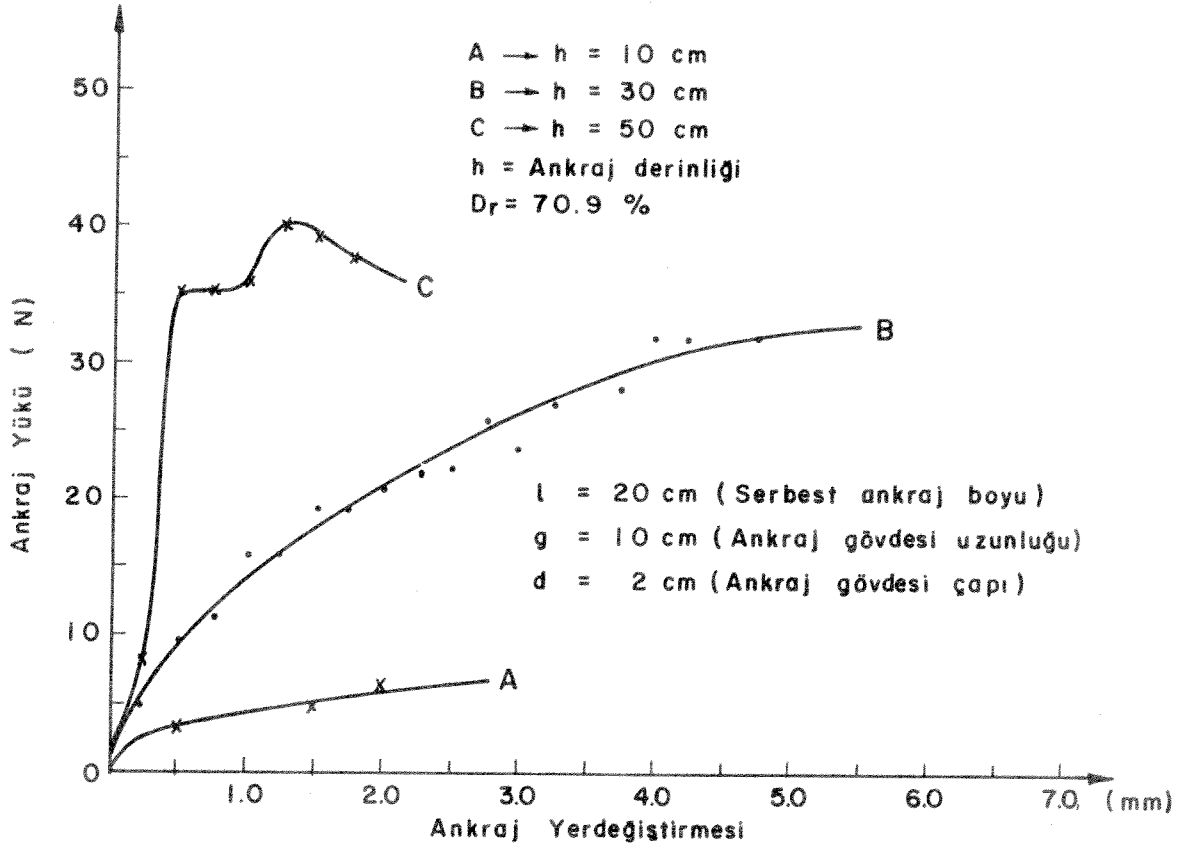
Ankraj sıyrılma yüklerine:

- 1) Kum nümunesinin sıkılığı (D_r)
- 2) Ankraj derinliği-jeolojik yük-(h)
- 3) Ankraj gövdesi uzunluğu(g)

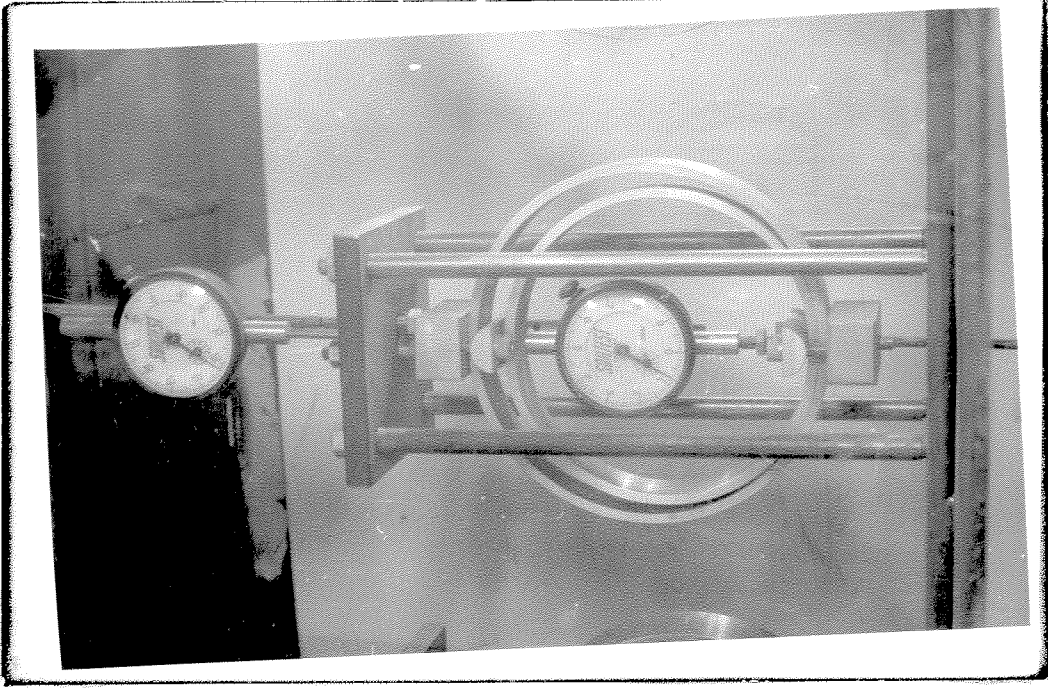
gibi etkenlerin yanısıra

- 4) Serbest ankraj boyu-duvarla ankraj gövdesi arası uzaklık

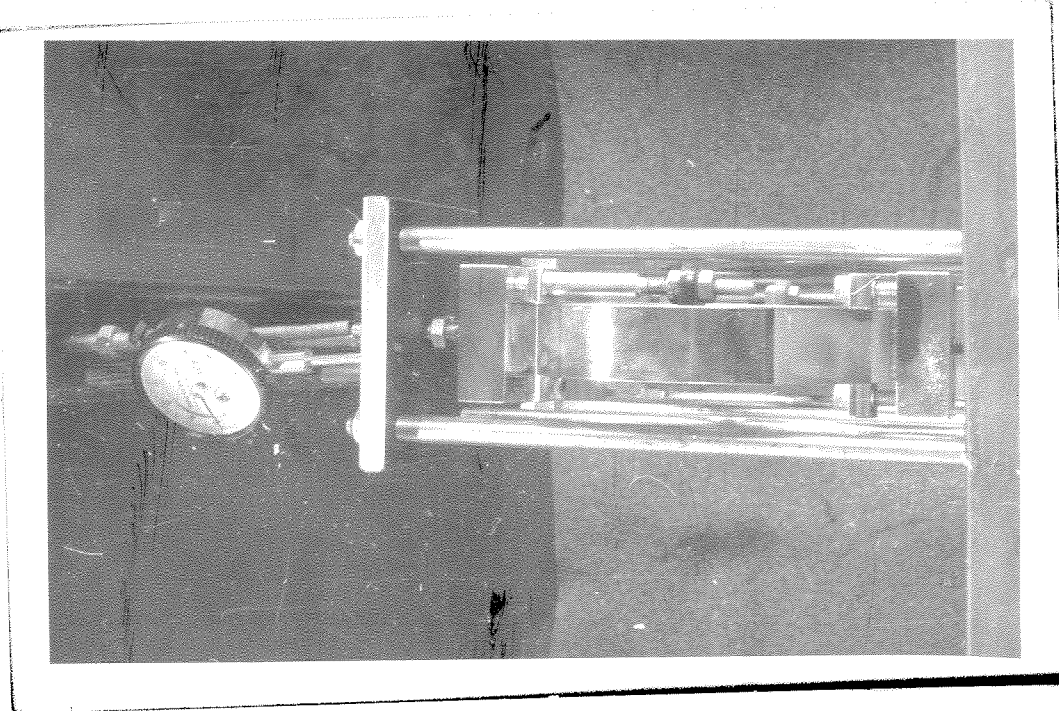
gibi bir ankrajlı duvar sistemi elemanının etkisi de araştırılmıştır. Deneylerde, etkisi araştırılacak olanın dışında



Şekil 8.1 - Ankrāj Derinliğine Bağlı Tipik Yüğü - Yerdeğiştirme Bağıntısı .



Şekil 8.2 Kuvvet ölçme halkaları ve ölçüm düzeninin yandan görünüşü.

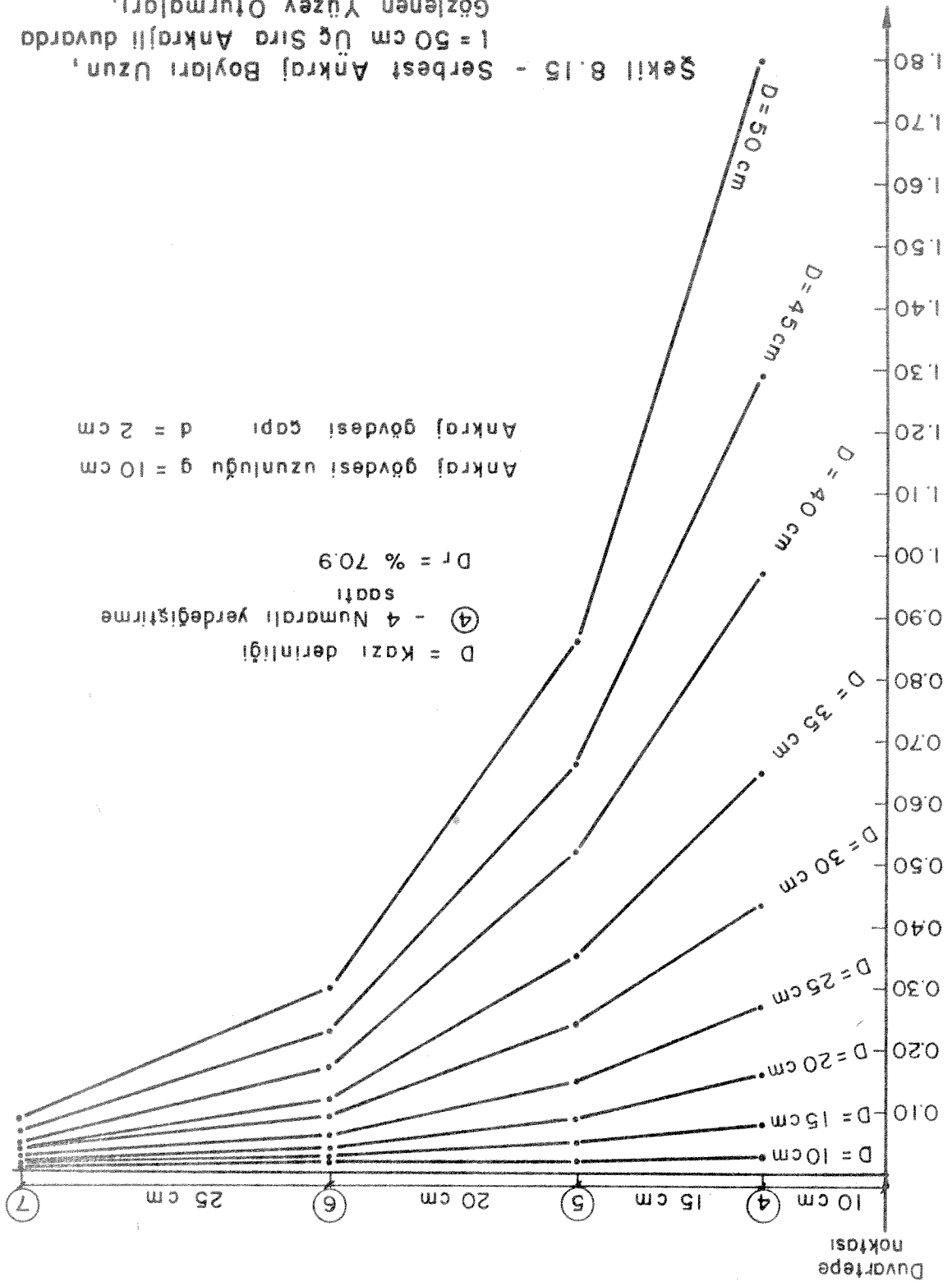


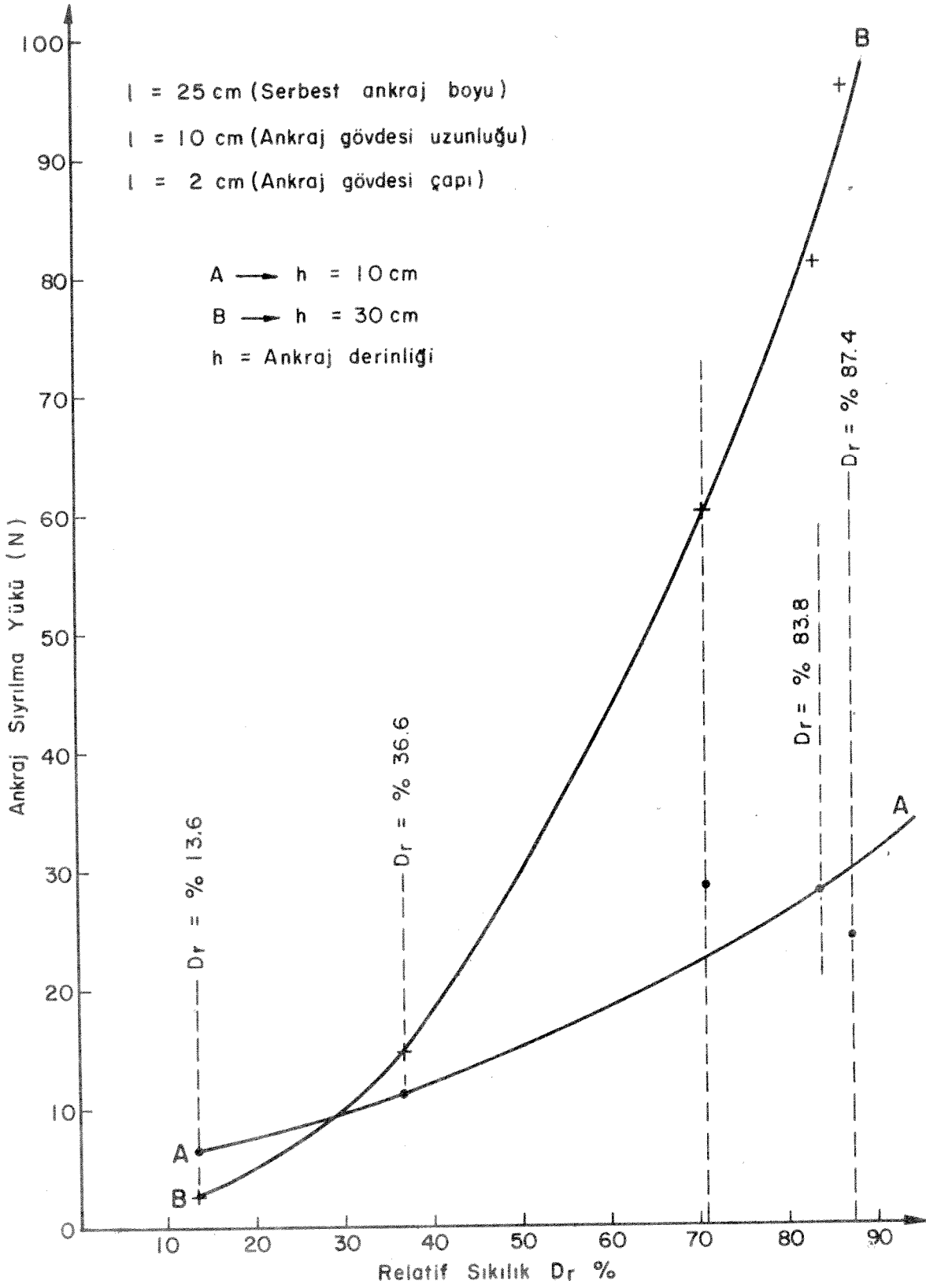
Şekil 8.3 Ankraj çubuğu monte edilmiş kuvvet ölçme halkaları ve ölçme düzeninin üstten görünüşü

kalan değişkenler için, her deneyde aynı kalan değerler kullanılmıştır. Böylece kum nümunesi sıkılığının araştırıldığı deneyler dışında kum nümunesi sıkılığı her deney için aynı, $D_r = \%70,9$ olmuştur. Benzer biçimde ankraj gövdesi uzunluğu $g = 10$ cm, ankraj çapı $d = 2$ cm ve serbest ankraj boyu $l = 25$ cm standard değerler olarak kullanılmıştır. Deneylerle ankrajlı duvar davranışı da incelenmek istendiğinden ankrajlar derinlikleri yüzeyden aşağıya doğru artarak 3 sıra uygulanmışlardır. En üst ankraj 'A'nın yüzeyden derinliği $h = 10$ cm, daha derindeki 'B' ve 'C' ankrajlarının derinlikleri de $h = 30$ cm ve $h = 50$ cm. dir. Dolayısıyla her deneyde 3 ayrı derinlikte uygulanan homojen yapıdaki kum nümunesi içindeki aynı cins ankrajlarla derinlik etkisi öteki değişkenlerle birlikte incelenebilmiştir.

8.2.1.1 Ankraj Sıyrılma Yükünün Kum nümunesi Sıkılığıyla Artması

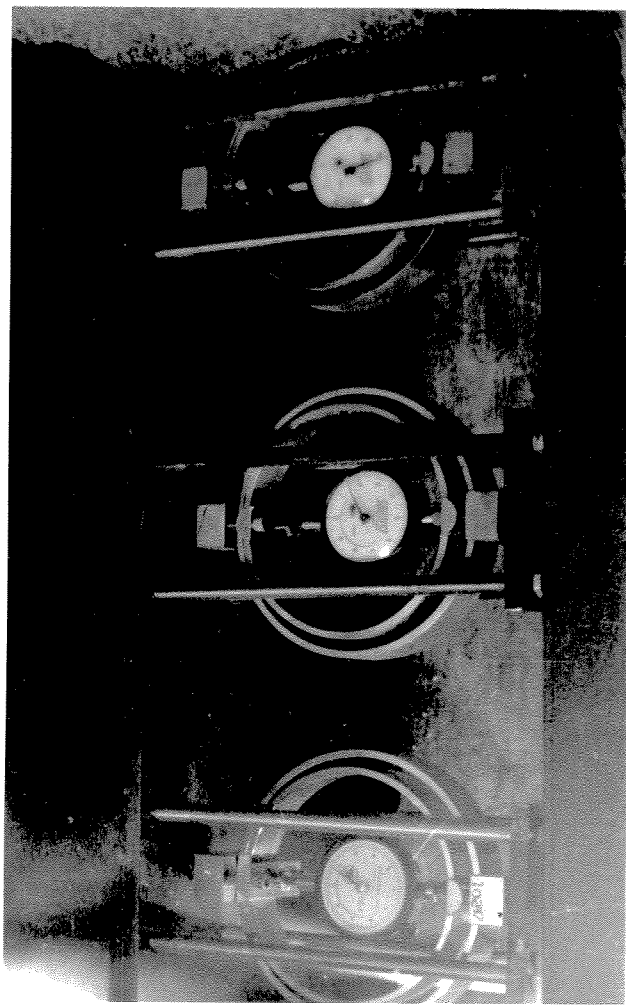
Kum nümunesi sıkılığının ankraj sıyrılma yüküne etkisinin araştırılması amacıyla $D_r = \%13,6$, $D_r = \%36,6$, $D_r = \%70,9$, $D_r = \%83,8$ ve $D_r = \%87,4$ gibi beş relatif sıkılık değerinde deneyler yapılmıştır. Bu deneylerde Bölüm 8.2.1 de değinildiği gibi serbest ankraj boyu $l = 25$ cm, ankraj gövdesi uzunluğu $g = 10$ cm ve ankraj gövdesi çapı $d = 2$ cm olan ankrajlar kullanılmıştır. "A" , "B" ve "C" ankrajlarının da yine 3 ayrı derinlikte yüzeyden $h = 10$ cm, $h = 30$ cm ve $h = 50$ cm derinliklerinde uygulanması tasarlanmıştır. Ancak kum nümu-



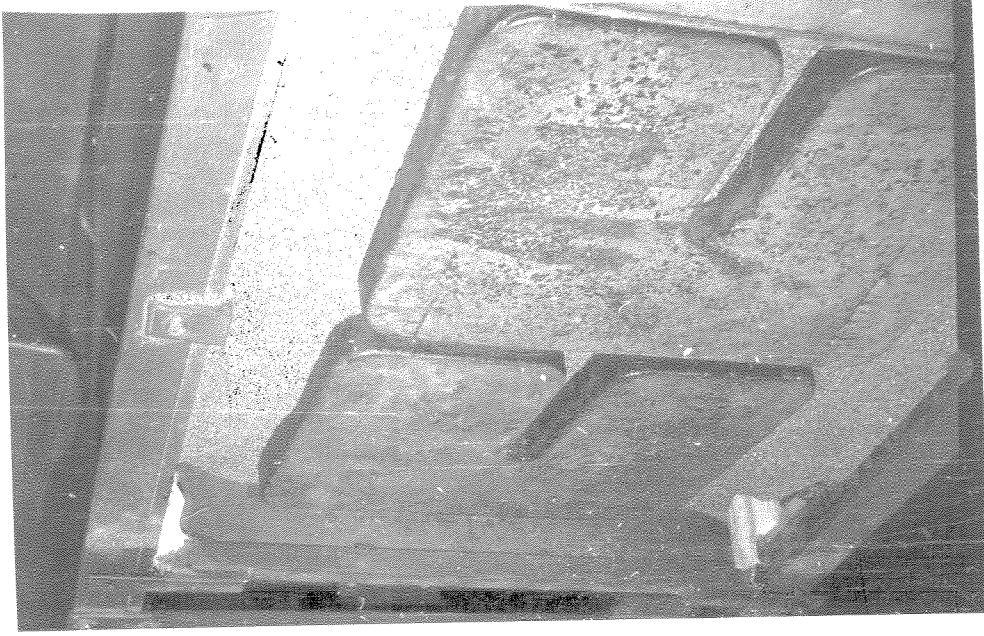


Şekil 8.4 - Kum Numunesinin Artan Sıkılığıyla Ankraj Sıyırılma Yüğü'nün Artışı.

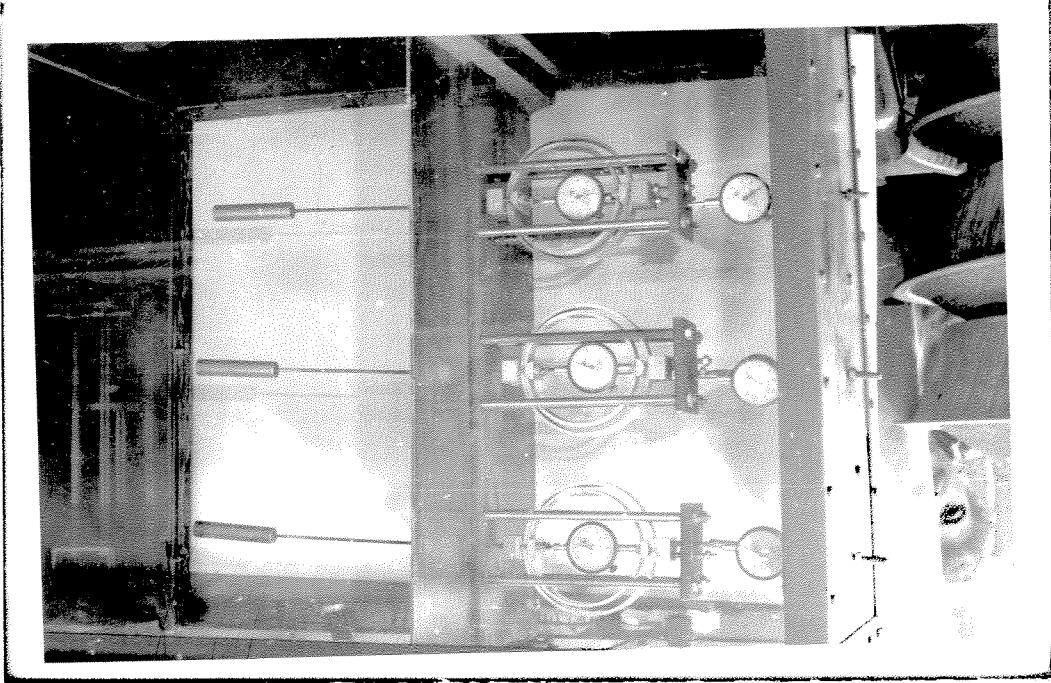
Şekil 8.5 Alt alta üç sıra ankrāj kuvvetlerini ve yerdeğıstirmeleri ölçme düzeneği



Şekil 8.7 YüzeY yükü (sürşarı) uYgulaması fotoğrafta görülen plakalarla yapılmıştır.



Şekil 8.6 Üç sıra ankrakı monte edilmiş model boş durumda.



nelerinin gevşek ve orta sıkılıkta olduğu deneylerde kazı "C" ankrajının uygulanmasına olanak verecek biçimde derinleştirilemeden duvarda göçme olmuştur. Şekil 8.4 de "A" ve "B" eğrilerinde kumun sıkılığının artmasıyla ankraj sıyrılma yükündeki artış açık bir biçimde görülebilmektedir. %28 relatif kum sıkılığında her iki ankraj derinliğinde de 8 N luk bir ankraj sıyrılma yükü gözlenmesine karşın, relatif kum sıkılığının %83,8 değerine artmasıyla ankraj sıyrılma yükleri de $h = 10$ cm derinliğindeki "A" ankraji için 3 kat, $h = 30$ cm derinliğindeki "B" ankraji için de 10 kat artarak sırasıyla 24,4 N ve 80,5 N değerlerine ulaşmaktadırlar. Burada gerek Wernick(1972) gerekse Werner(1972 ve 1975) deneylerini kanıtlar biçimde, sıkılık ankraj sıyrılma yükünde en belirgin etken olarak görülmektedir.

8.2.1.2 Ankraj Gövdesi Uzunluğu

Ankraj gövdesi uzunluğunun ankraj sıyrılma yüküne olan etkisini araştırmak amacıyla Şekil 7.9 da görülen ankraj gövdeleriyle $D_r = \%70,9$ relatif sıkılıkta deneyler yapılmıştır. Deneylerde uzunlukları $g = 0,5$ cm, 5 cm, 10 cm ve 30 cm olan ankraj gövdeleri kullanılmıştır. Deneylerin tümünde çap, $d = 2$ cm, aynıdır. Ankraj gövdesi uzunluğu ile ankraj sıyrılma yükü arasındaki deneysel bağıntı Tablo 8.1 de verilmektedir.

g (cm)	A (N)	B (N)	C (N)
0,5	*	8,16	*
5	8,00	24,00	52,80
10	28,80	60,80	56,00
30	54,40	150,40	65,60

Tablo 8.1 Ankraj derinliğine bağlı sıyrılma yükünün ankraj gövdesi uzunluğu ile değişimi. Deneylerde $\ell = 25$ cm, $d = 2$ cm, $D_r = \%70,9$ değerindedir. Ankraj derinlikleri, "A" ankrajında $h = 10$ cm, "B" ankrajında $h = 30$ cm, "C" ankrajında $h = 50$ cm dir. (*) işaretli değerler okunamamıştır.

Ankraj gövdesi uzunluğunun artmasıyla, gövde etrafındaki çevre sürtünmesi alanı da artacağından, ilke olarak ankraj sıyrılma yükünün de artması gerekmektedir. Ayrıca ankraj derinliğinin artmasıyla da gövde etrafında birim alana düşen çevre sürtünmesi değeri artacağından ankraj sıyrılma yükünün de artması gerekmektedir. Tablo 8.1 de A, B ve C ankrajları incelendiğinde gövde uzunluğunun yaklaşık $g = 10$ cm ye kadarki değerleri için yukarıda değinilen ilkeler geçerlidir. Gövde uzunluğu $g = 5$ cm. olduğunda ankraj sıyrılma yükleri yaklaşık, 10 cm derinliğindeki "A" ankrajında 8 N, 30 cm derinliğindeki "B" ankrajında 24 N ve 50 cm derinliğindeki "C" ankrajında 53 N kadardır. Gövde uzunluklarının $g = 5$ cm den $g = 10$ cm ye artmasıyla her 3 ankraj derinliğinde de gözlenen sıyrılma yükleri "A", "B" ve "C" ankrajları için sırasıyla 29 N, 61 N

ve 56 N değerlerine yükselirken daha derindeki "C" ankrajındaki yükün "B" dekinden az oluşu dikkat çekicidir. Gövde uzunluğu, $g = 10$ cm de en büyük sıyrılma yükü "B" dedir. Gövde uzunluğu $g = 30$ cm olduğunda "B" ankrajında gözlenen 150 N değerindeki sıyrılma yükü "A" ankrajındaki 54 N yükün 2,8 katı, "C" ankrajındaki 66 N yükün ise 2,3 katıdır. Bir başka deyimle "B" ankrajındaki sıyrılma yükü "A" ve "C" ye göre belirgin biçimde daha büyüktür.

Bunun nedenleri ankraj sıyrılma yüklerinin elde ediliş biçimiyle ilgilidir. Buradaki ankrajlar, salt ankraj davranışı yerine, ankrajlı kazı duvarlarındaki davranışları açısından incelenmektedirler. Böylece derinlik ile birlikte ankrajın duvarla olan konumu da önem kazanmaktadır. Ankrajlı duvarın stabilitesinin ankraj gövdeleri ile duvar arasındaki zeminin sıkışarak kayma dayanımı yüksek bir malzemenin oluşumuyla sağlandığı birçok araştırmacı yanında Bassett(1976) tarafından da ileri sürülmüştür. Buna göre yüzeye en yakın "A" ankrajında, $h = 10$ cm, derinliği zeminde yeterli yanal sıkışmayı sağlayamadığından "A" ankrajında gözlenen sıyrılma yükleri de belirli bir düzeyi aşamamaktadırlar. "C" ankrajında $h = 50$ cm ile yeterli derinlik sağlanmıştır. Ancak duvarın toplam derinliğinin 70 cm olduğu dikkate alınır, ankraj uygulama düzeyinden 20 cm derinde duvar olmadığından ankrajların sıkıştırdığı zemin duvar altından kazı tabanına doğru kaçmaktadır. Zeminin gevşemesi sonucu da ankrajlarda gözle-

nen sıyrılma yükleri azalmaktadır. Ankraj gövdesi uzunluklarının küçük olmaları durumunda oluşan yük ve yerdeğiştirmeler küçük kalmaktadır. Boyların uzamasıyla zemine aktarılan yükler de büyüdüğünden etkileri daha belirgin biçimde ortaya çıkmaktadır.

8.2.1.3 Serbest Ankraj Boyu

Serbest ankraj boyu ankraj gövdesiyle ilgili bir boyut değildir. Ancak ankraj gövdesiyle kazı duvarı ara uzaklığını vermesi nedeniyle, ankraj gövdesinin duvar arkasındaki konumunu belirlemektedir. Bir önceki 8.2.1.2 bölümünde değinilen ankrajlı duvar stabilitesi ile ilgili nedenlerle de serbest ankraj boyunun, ankraj sıyrılma yüküne olan etkisi araştırmaya değer bulunmuştur.

Bu amaçla, ankraj gövdesi uzunluğu $g = 10$ cm, ankraj gövdesi çapı $d = 2$ cm ve relatif kum sıkılığı $D_r = \%70,9$ değerleri değiştirilmeden fakat çeşitli serbest ankraj boylarında ve derinliklerinde ankrajlarla deneyler yapılmıştır. Deneyler $l = 10$ cm, 20 cm, 25 cm ve 50 cm serbest ankraj boylarında ve $h = 10$ cm, 30 cm ve 50 cm ankraj derinliklerinde uygulanmışlardır. Ankraj sıyrılma yükünün derinlik ve ankraj boyuna bağlı değişimi Tablo 8.2 de verilmektedir.

<u>l (cm)</u>	<u>A (N)</u>	<u>B (N)</u>	<u>C (N)</u>
10	8,00	24,00	-
20	6,40	32,00	40,00
25	28,80	60,80	56,00
50	35,20	60,00	83,20

Tablo 8.2 Serbest ankraj boyuna bağlı sıyrılma yükünün ankraj derinliği ile değişimi deneylerde $g=10$ cm, $d=2$ cm ve relatif sıkılık $D_r = \%70,9$ olmuştur.

Serbest ankraj boyunun $\ell = 10$ cm olduğu deneyde daha kazı tasarlanan derinliğe indirilemeden "A" ve "B" ankrajlarının sıyrılması sonucu "C" ankraji uygulanamamış dolayısıyla sıyrılma yükü de bulunamamıştır.

Serbest ankraj boyu " ℓ " deki artış, $\ell = 20$ cm ile $\ell = 25$ cm aralıkları dışında sıyrılma yüklerinde genel bir artış sağlayamamaktadır. Serbest ankraj boyunun $\ell = 25$ cm den $\ell = 50$ cm ye artırılmasıyla gözlenen sıyrılma yükleri

A	ankrajında	29 N değerinden 35 N a çıkmış,
B	"	yaklaşık 60 N değerini korumuş ve
C	"	57 N değerinden 83 N a çıkmıştır.

Serbest ankraj boyunun artırılması, "A" ankrajında sıkıştırılan zeminin yüzeye doğru hareket ederek gevşemesi sonucu sıyrılma yükünde bir düşüşe neden olmaktadır. $h = 30$ cm derinliğindeki "B" ankrajında düşey zemin yükü "A" ya göre daha fazla olmasına karşın serbest ankraj boyu uzadığı halde sıyrılma yükü aynı kalmaktadır. Serbest ankraj boyunun artması sonucu sıyrılma yükünün de artması en belirgin biçimde en derindeki, $h = 50$ cm, "C" ankrajında gözlenebilmektedir. Serbest ankraj boyunun $\ell = 25$ cm den $\ell = 50$ cm ye çıkarılmasıyla sıyrılma yükü yaklaşık 1,5 kat artmıştır.

8.3 Ankrajlı Duvar Davranışı

Ankrajlı kazı duvarları, yapımlarında uygulanan yöntem, boyutları ve kullanılan yapı malzemesine göre rijit yahut

fleksibl davranmaktadırlar. Genel bir tanımlama içinde kalın, sürekli betonarme elemanların zemin içine ankre edilmeleriyle oluşan duvarlara rijit davranışlı; ankrajlı çelik profiller ve ahşap elemanlardan oluşan duvarlara ise fleksibl davranışlı duvarlar denilmektedirler. Bu çalışmada yapılan model deneyleriyle rijit ankrajlı duvarlar incelenmektedir.

Ankrajlı duvar davranışı duvar ve arkasındaki zemin yüzeyinde gözlenen yerdeğiştirmeler ile tanımlanabilir. Ankrajlı rijit duvarda yerdeğiştirmelerin ayak noktası etrafında dönme biçiminde oluştuğu, gerek yapılan model deneylerinden gerekse arazide ankrajlı duvar uygulaması sırasındaki yerdeğiştirme ölçümlerinden bilinmektedir (James ve Phillips 1971, Littlejohn ve Macfarlane 1975). Bu nedenle, çeşitli etkenlerin ankrajlı duvar yerdeğiştirmesine olan etkisi, en belirgin biçimde duvar tepe noktasında Şekil 7.1 de 9 ve 10 numaralarla gösterilen yerdeğiştirme saatleriyle ölçülmüştür. Şekil 8.8, 8.9, 8.10, 8.11 ve 8.12 de verilen duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi değerleri, duvarın iki tarafına monte edilmiş 9 ve 10 numaralı yerdeğiştirme saatleri okumalarının ortalamasıdır. Ankrajlı duvar davranışını incelemek amacıyla yapılan bütün deneylerde aynı nitelikteki ankrajlar yukarıdan aşağıya doğru $h = 10$ cm, $h = 30$ cm ve $h = 50$ cm derinlikte üç sıra olarak uygulanmışlardır.

Ankrajlı duvarın kazı içine doğru hareket etmesi sonucunda duvar arkasında kalan zemin yüzeyinde oturmalar oluşmaktadır.

Zemin yüzeyindeki oturmalar da Şekil 7.1 de 4, 5, 6, 7 ve 8 numara ile gösterilen yerdeğiştirme saatlerinden okunmaktadır.

Ankrajlı duvarla yapılan deney sonuçları, kazı derinliğinin artması sonucu

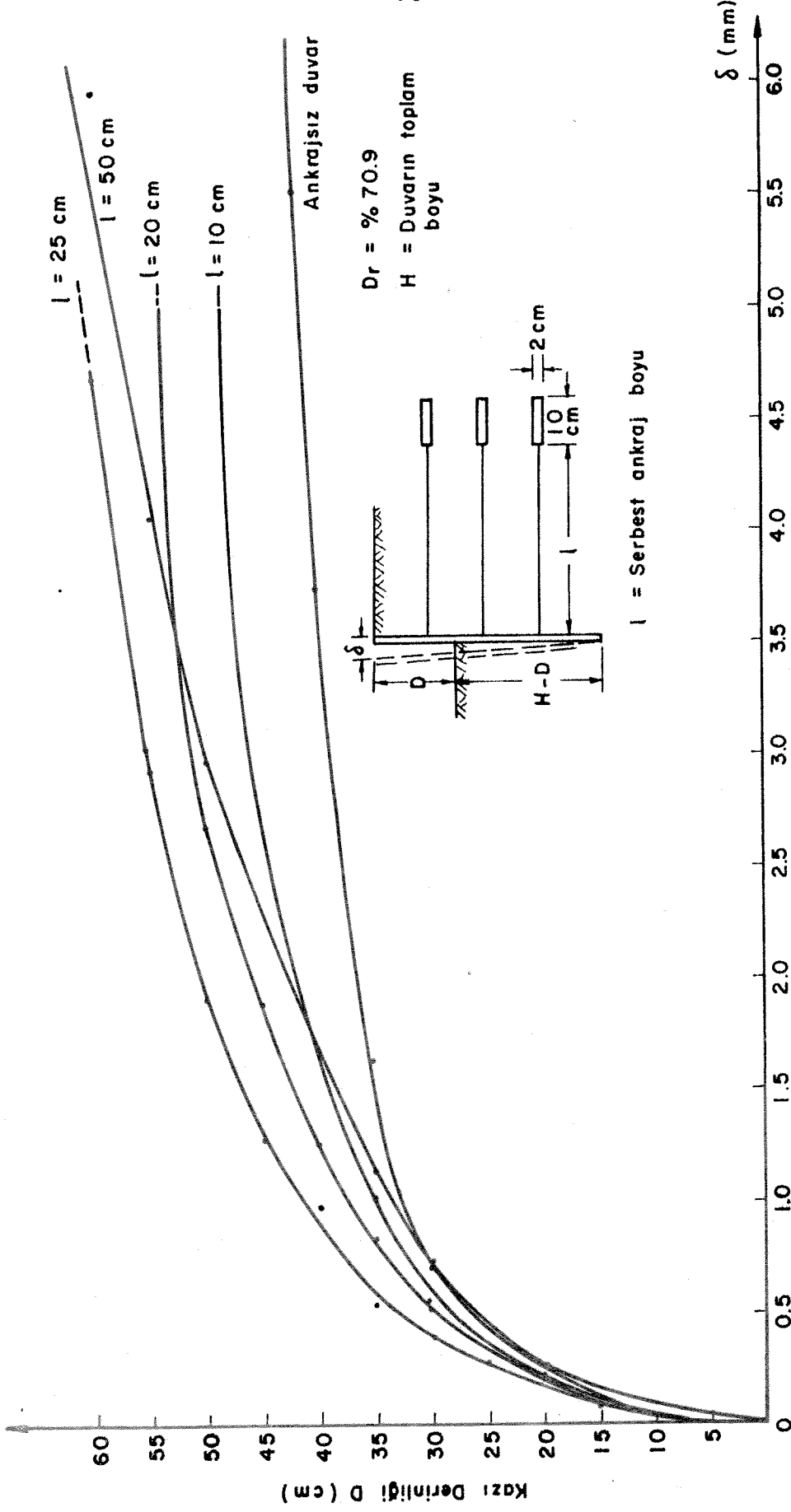
- 1) Duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi
- 2) Zemin yüzeyi oturmaları
- 3) Duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi ile zemin yüzeyi oturmaları ilişkisi ve oturma dağılımından oluşan üç ara bölümde incelenecektir.

8.3.1 Duvar Tepe Noktasında Gözlenen Yerdeğiştirmeler

Duvar tepe noktası yerdeğiştirmeleri kazı derinlikleri artırılarak ölçülmüştür. Bu ölçümlerle ankraj boyu, kum nümunesinin sıklığı, ankraj gövdesi uzunluğu, yüzey yükü (sürşarj) ve duvar yüzünün pürüzlülüğünün duvar yerdeğiştirmesindeki etkinlik dereceleri saptanmaya çalışılmıştır.

8.3.1.1 Serbest Ankraj Boyu

Duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinde serbest ankraj boyunun etkisini araştırmak amacıyla, $l = 10$ cm, 20 cm, 25 cm ve 50 cm değerleri uygulanarak deneyler yapılmıştır. Çeşitli serbest ankraj boylarında uygulanan ankrajlı duvarlarla, ankraj uygulanmadan yapılan duvarların karşılaştırılabilmesi için de, bir deney ankrajsız duvarla yapılmıştır. Deney sonuçları Şekil 8.8 de verilmektedir. Duvar davranışını incelemek amacıyla



Şekil 8.8 - Duvar Tepe Noktası Yerdeğiştirmesinin Serbest Ankraj Boyuna Bağımlılığı

$$M = \frac{D}{H-D} \quad (8.1)$$

bağıntısı tanımlanacaktır. Burada

D = Kazı derinliği

H = Duvarın toplam boyu (Modelde H = 70 cm)

M = Kazı derinliğinin duvarın zemine gömülü derinliğine oranı

anlamına gelmektedir.

Ankrajlı duvar, kazı derinliği D = 42 cm de çökme derinliğine ulaşmaktadır. D = 42 cm derinlikteki M oranı ise $M = 42/(42-70) = 1,50$ dir. Çeşitli serbest ankraj boylarında yapılan ankrajlı duvar uygulamalarından elde edilen göçme sırasındaki "M" değerleri aşağıdaki tabloda verilmektedir.

	Ankrajlı				
	$\ell = 0$ $\ell/H = 0$	$\ell = 10$ cm $\ell/H = 0,143$	$\ell = 20$ cm $\ell/H = 0,286$	$\ell = 25$ cm $\ell/H = 0,357$	$\ell = 50$ cm $\ell/H = 0,714$
M (boyutsuz)	1,50	2,18	3,24	> 6	> 6

Tablo 8.3 Göçme sırasında kazı derinliğinin duvarın gömülü derinliğine oranı

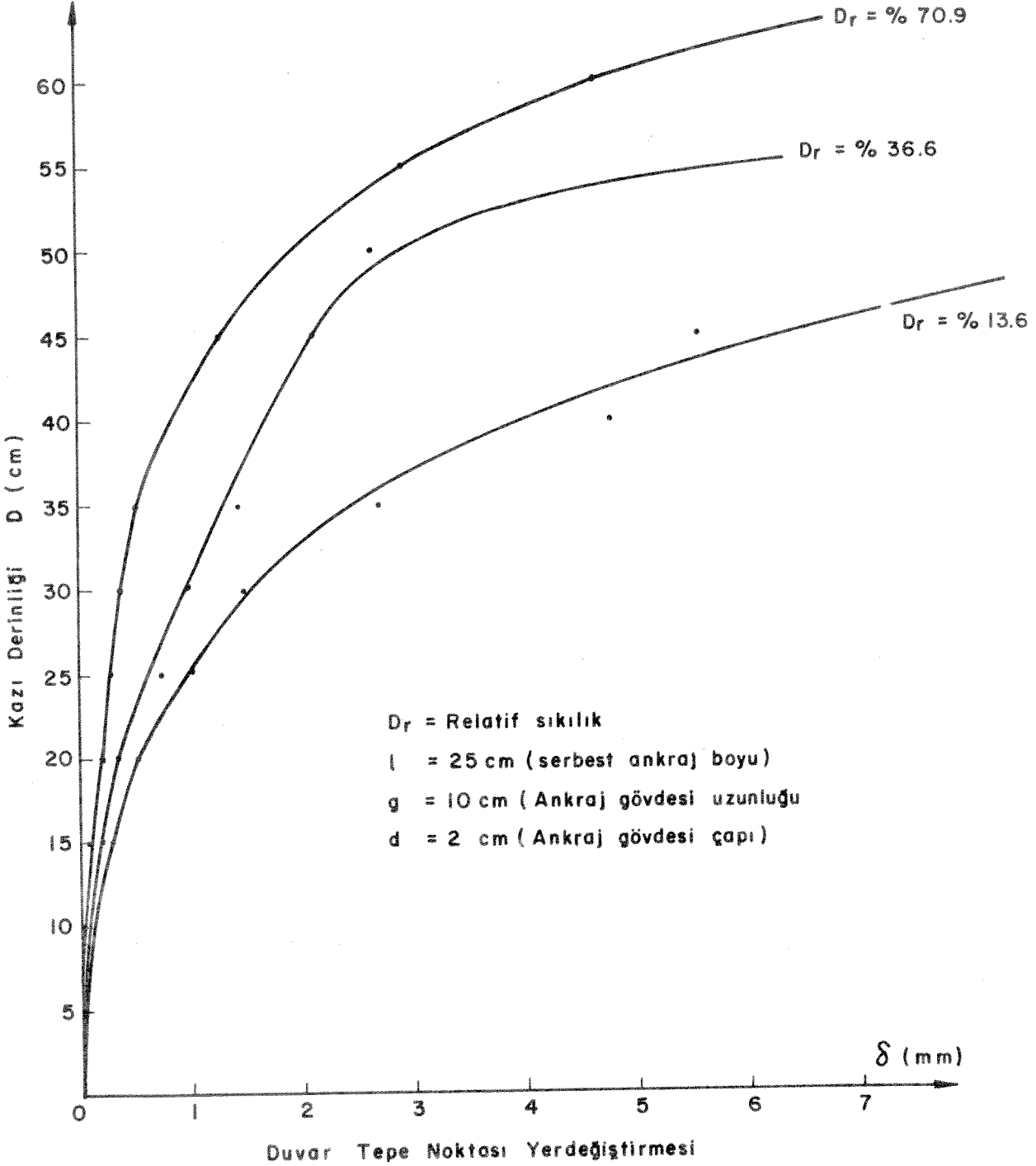
Şekil 8.8 de görüldüğü gibi ankrajlı duvarın kazı derinliğinin 42 cm ye inmesiyle çökmesine karşın, serbest ankraj boyu $\ell = 10$ cm değerinde, kazı derinliği çökme sırasında D = 48 cm ye, $\ell = 20$ cm değerinde de D = 53 cm ye çıkmaktadır. Kazı derinliğinin D = 60 cm ye artırılması bile duvar tepe noktasın-

da çok büyük yerdeğiştirmelerin gözlenmesine neden olmakla birlikte $\ell = 20$ cm ve $\ell = 10$ cm değerlerindeki benzer bir göçme oluşturamamıştır. Ancak kazının 1-2 cm daha derinleştirilmesiyle $\ell = 25$ cm değerinde de tam bir göçme olacaktır. Böylece Tablo 8.3 deki "M" oranı $M = 7$ gibi bir değere çıkacaktır.

Serbest ankraj boyunun $\ell = 50$ cm olarak uygulanması Tablo 8.3 te de görüldüğü gibi $\ell/H = 0,714$ değerini vermektedir. Kullanılan ankrajın serbest boyu duvarın toplam boyunun %71 ine denk gelmektedir. Bu orana uygulamada, önemli durumlarda, özellikle serbest boyu uzun ankraj seçildiğinde ratstlanmaktadır. Ancak $\ell = 50$ cm değerindeki ankrajlar kazı duvarı davranışında daha kısa olanlara oranla belirli bir farklılık getirmektedirler. Kazının $D = 30$ cm derinliğe indirilmesine kadar duvar yerdeğiştirmesinde ankrajların etkisi görülememektedir. Ankraj gövdeleriyle duvar arası uzaklığın büyük oluşu nedeniyle aradaki kumun sıkışabilmesi için yeterli birim yerdeğiştirme sağlanamamaktadır. Arazide yapılacak uygulamalarda ankrajlara öngerilme verilmesi zeminin başlangıçta sıkışmasına neden olacağından duvar hareketlerini kesin biçimde azaltacaktır.

8.3.1.2 Kum Nümunesinin Sıkılığı

Ankraj gövdesini çevreleyen zeminin sıkılığının ankraj sıyrılma yüklerini önemli ölçüde artırdığı genel bir kanı olduğu gibi (Ostermayer 1976), ankraj sıyrılma yükleri ile ilgili



Şekil 8.9 - Kum Numunesinin Sıklığının Duvar Yerdeğiştirmesine Etkisi.

Bölüm 8.2.1.1 de de deney sonuçlarıyla kanıtlanmıştır. Şekil 8.9 relatif sıklıkları $D_r = \%13,6$, $\%36,6$ ve $\%70,9$ olarak hazırlanan üç kum nümunesiyle yapılan deneylerde duvar tepe noktaları yerdeğiştirmelerinin, kazı derinliğiyle artımını vermektedir. Şekil 8.9 da, Şekil 8.8 den farklı ölçeklerle çizilmiş eğrilerden ankrajlı duvarın

$D_r = \%13,6$ relatif sıklıkta $D = 48$ cm kazı derinliğinde ve

$D_r = \%36,6$ " " $D = 54$ cm " "

pratik olarak çökme derinliğine ulaştığı gözlenmektedir.

Bunun yanında $D_r = \%70,9$ relatif sıklıktaki kum nümunesi Bölüm 8.3.1.1 de değinildiği gibi duvarın göçmesi öncesi kazının $D = 61-62$ cm ye kadar indirilmesine olanak verecektir. Çeşitli kum sıklılığında yapılan deneylerden, Bölüm 8.3.1.1 de tanımlanan "M" oranları göçme sırasında hesaplandığında

$D_r = \%13,6$ relatif sıklıktaki derinlik oranı $M = 2,18$

$D_r = \%36,6$ " " $M = 3,38$

$D_r = \%70,9$ " " $M > 6$

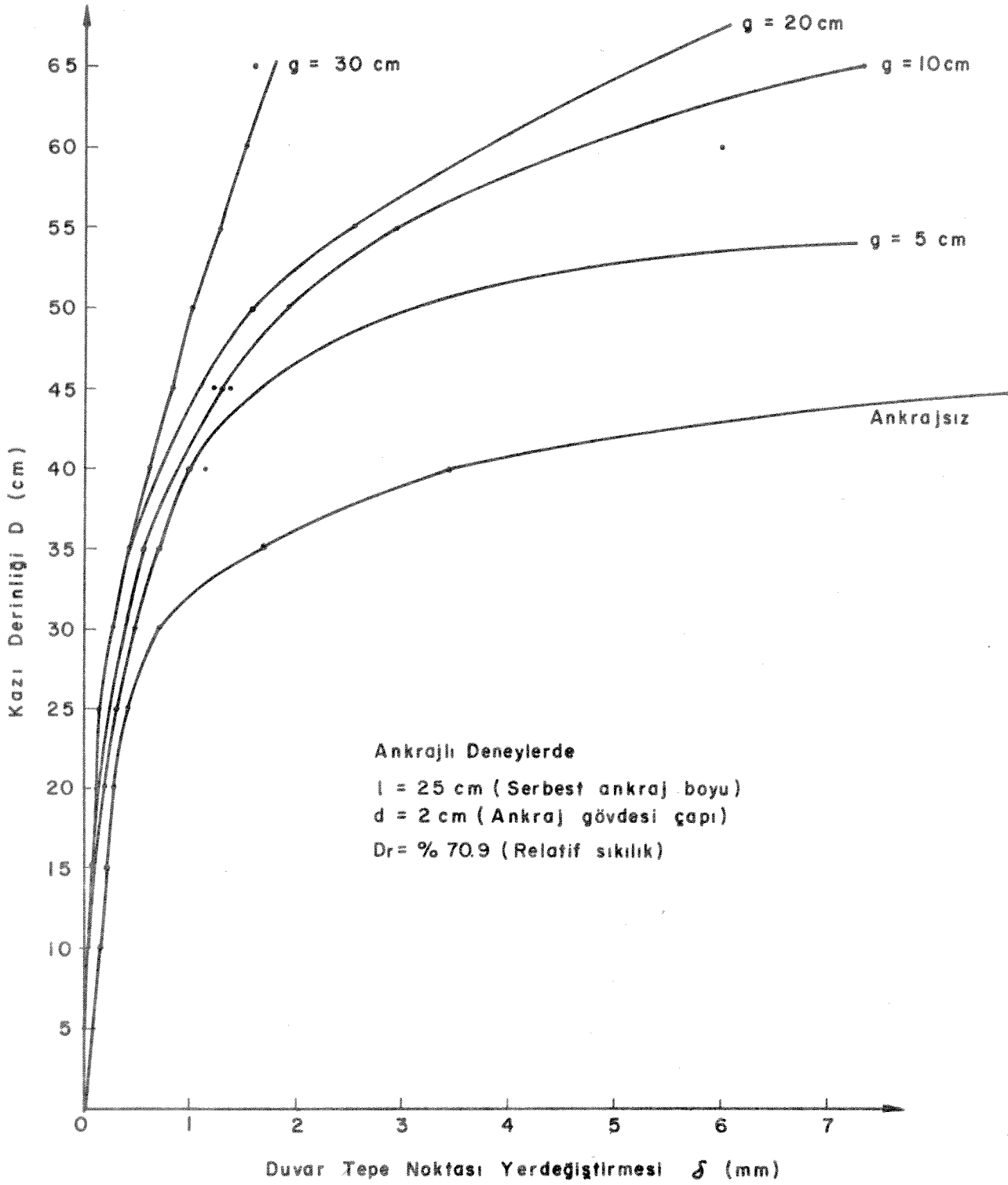
değerleri bulunmaktadır. Buradan, kum nümunesinin relatif sıklılığının $D_r = \%13,6$ dan, $\%36,6$ ya çıkmasıyla göçme sırasında kazı derinliğinin gömülü derinliğe oranının $M = 2,18$ den $M = 3,38$ e çıkarak $\%55$ arttığı ortaya çıkmaktadır. Relatif sıklılığın $\%70,9$ olduğu deneyde $M = 6$ değeri bile alınsa artış $\%175$ dolayındadır. Sonuçlar ankrajlı kazı duvarları arkasındaki zeminin sıkıştırılabilmesiyle önemli ekonomik yararlar sağlanabileceğine dikkati çekmektedir.

8.3.1.3 Ankraj Gövdesi Uzunluğu

Ankraj dayanımı ankraj gövdesi önündeki uç direnci ile gövde etrafındaki çevre sürtünmesinden oluşmaktadır (Werner 1975, Littlejohn 1970). Ancak uç direncinin mobilize olması için gerekli gövde yerdeğiştirmesi, çevre sürtünmesi mobilizasyonuna oranla çok büyük olduğundan, ankraj dayanımında uç direncinin katkısı önemsiz kalmaktadır. Ayrıca, çevre sürtünmesi sonucu ankraj ucunda gevşek bir bölge oluşarak uç direncini azaltıcı etken olmaktadır (Ostermayer 1976). Arazide yapılan ankraj uygulamalarında ise ankraj gövdesi ya delgi sırasında gevşemekte ya da serbest ankraj boyunun kesin belirlenmesi amacıyla özellikle gevşek malzemeyle doldurulmaktadır. Sonuç olarak ankraj dayanımı büyük ölçüde, gövdede çevre sürtünmesi biçiminde oluşmaktadır.

Deneylerde ankraj gövdeleri silindir biçiminde çelik elemanlarla modellenmiştir. Dolayısıyla arazide yüksek basınçla uygulanan çimento şerbeti enjeksiyonuyla oluşturulan ankraj gövdelerine oranla daha az pürüzlüdür. Buna karşın Şekil 8.10 da ankraj gövdesi uzunluğunun duvar davranışında çok önemli bir etken olduğu gözlenmektedir. Şekil 8.10 dan örneğin kazı derinliği $D = 50$ cm de çeşitli gövde uzunlukları olan ankrajların uygulandığı duvarlardaki yerdeğiştirmeler okunabilir. Kazı derinliği $D = 50$ cm olduğunda

gövde uzunluğu	$g = 30$ cm	için duvar yerdeğiştirmesi	$\delta = 1$ mm
"	"	$g = 20$ cm	" " " $\delta = 1,6$ mm



Şekil 8.10 - Ankras Gövde Uzunluğu "g" nin Duvar Tepe Noktası Yerdeğiştirmesine Etkisi.

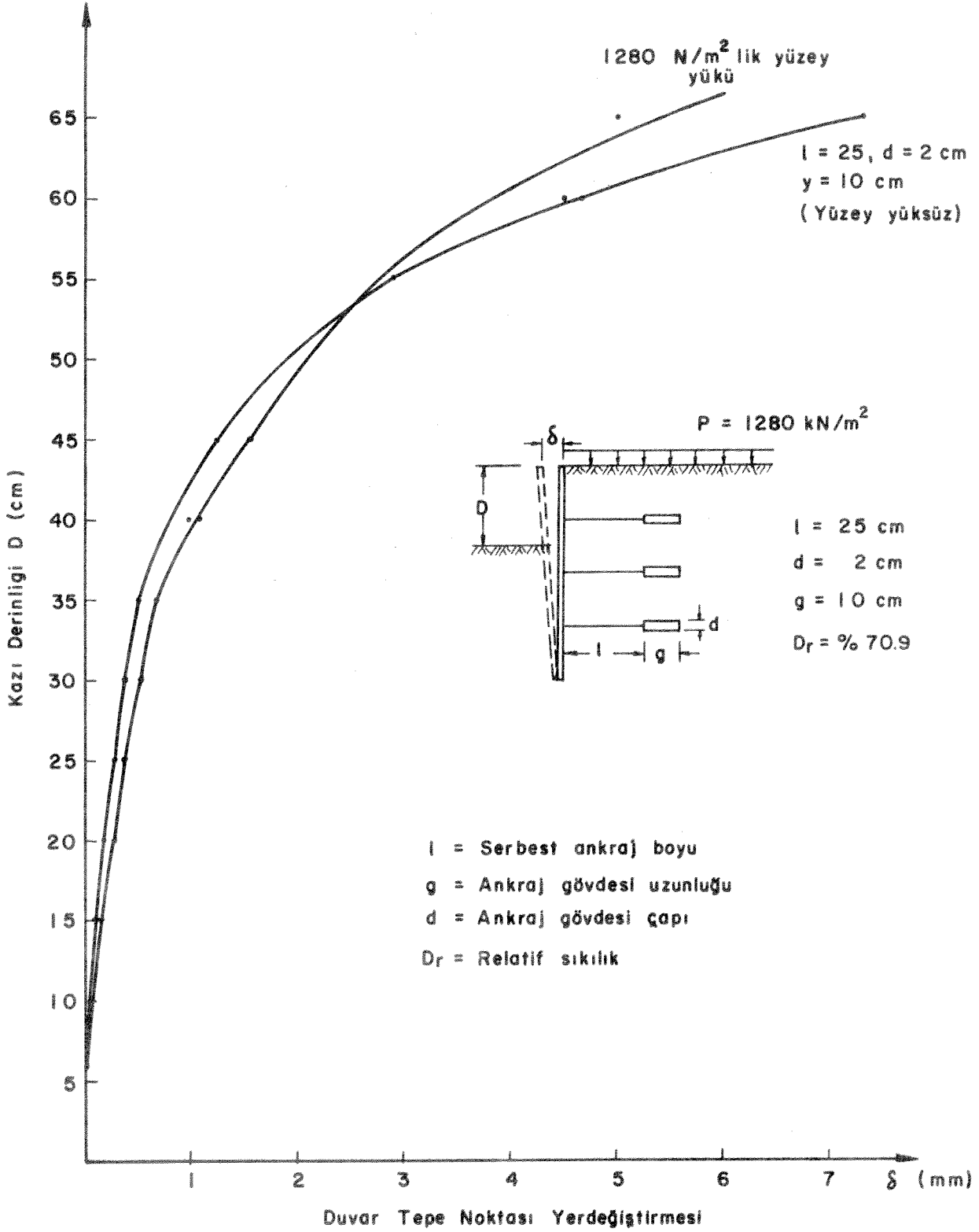
gövde uzunluğu $g = 10$ cm için duvar yerdeğiştirmesi $\delta = 1,95$ mm

" " $g = 5$ cm " " " $\delta = 3,1$ mm

değerini almaktadır. Duvar yerdeğiştirmeleri daha önceki bölümlerde de değinildiği gibi duvar tepe noktasında ölçülmüştür. Ayrıca en kısa gövde uzunluğunda, $g = 5$ cm, uygulanan ankrajlar bile duvar hareketine önemli ölçüde etkin olmaktadır. $g = 5$ cm ankrajları için duvarda göçme sırasında kazı derinliği $D = 54,3$ cm alındığında $M = 3,47$ bulunmaktadır. Daha önce Bölüm 8.3.1.1 de ankrajsız, duvarda göçme sırasında hesaplanan oran $M = 1,5$ ile karşılaştırıldığında M oranındaki artış %131 e denk gelmektedir.

8.3.1.4 Yüzey Yüğü (Sürşarj)

Şekil 8.11 te $p = 1,28$ kN/m² yüzey yüğü (sürşarj) uygulamasının duvar tepe noktası yerdeğiştirmesine etkisi görülmektedir. Yüzey yüğü, ankrajların gerilmeleri sonucu zeminin sıkışmasına olumlu katkıda bulunmaktadır. Ancak ankrajlara uygulanmaları sırasında öngerilme verilmediğinden gerilmeleri de duvarın yerdeğiştirmesiyle sağlanmaktadır. Gerilme sağlanıncaya kadar duvar, ankrajsız duvar gibi davranmaktadır. Duvar yerdeğiştirmeleri belli bir düzeye ulaşıp ta zeminin sıkışması başlayınca yüzey yüğü zeminin gevşemesini önleyerek ankrajların etkinliğini artırmaktadır. Ancak ankrajların tam gerilemediği küçük kazı derinliği değerlerinde yüzey yüğü duvar yerdeğiştirmelerini bir ölçüde artırmaktadır.



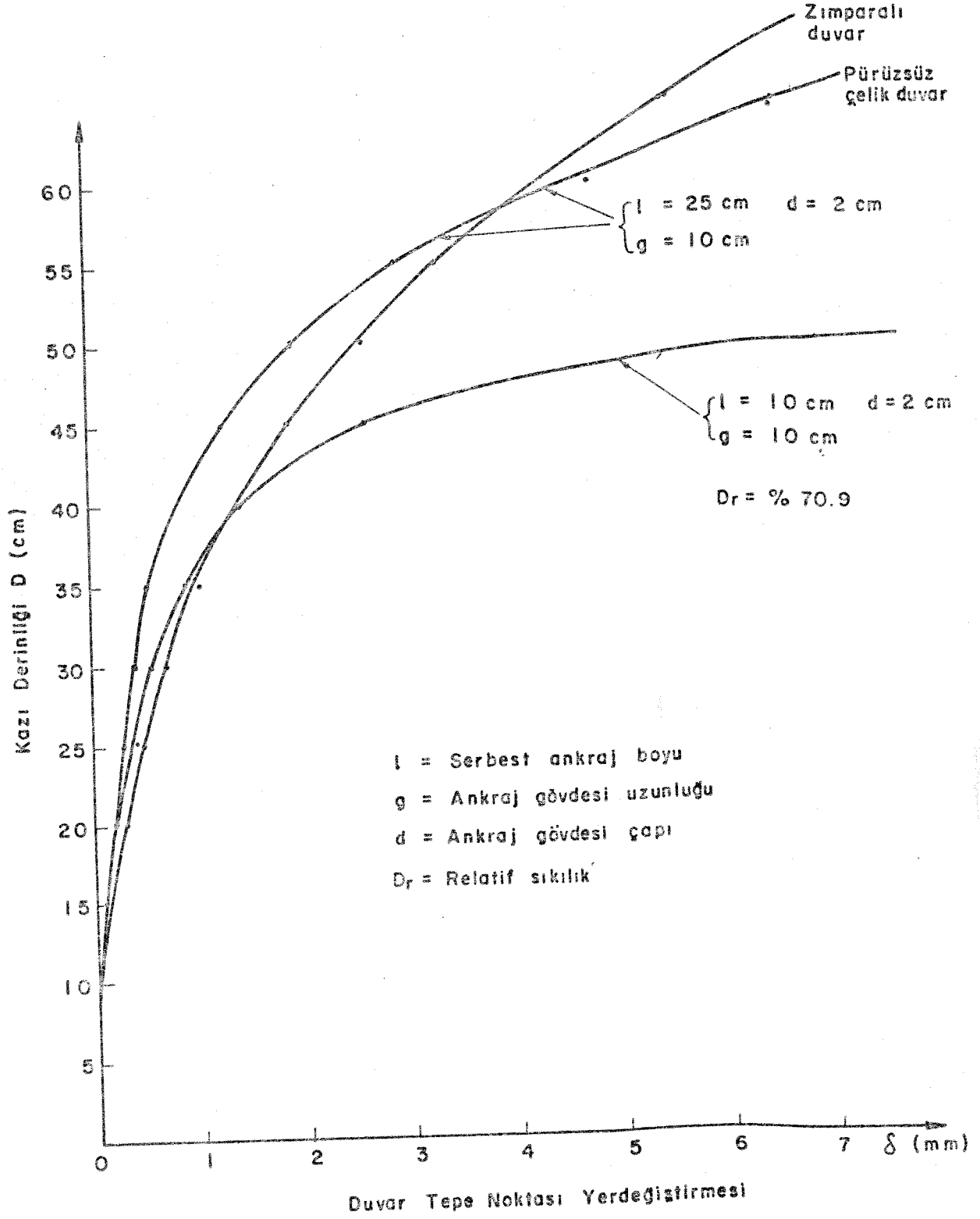
Şekil 8.11- Yüzey yükü (sürşarj) uygulamasının duvarda gözlenen yerdeğiştirmelere etkisi.

8.3.1.5 Duvar Yüzü Pürüzlülüğü

Duvar yüzü pürüzlülüğünün ankraj gövdeleri ile duvar arasındaki zeminin sıkışarak kayma direnci yüksek bir ortamın oluşmasına katkıda bulunacağı Bassett(1976) tarafından açıklanmıştır. Şekil 8.11 ve 8.12 deki yüzey yükü ve duvar pürüzlülüğünün etkisini gösteren eğriler Bassett'in(1976) görüşlerini bir ölçüde doğrulamaktadır. Ancak bu konuda daha fazla çalışma sonucu beklenmeden kesin bir yargıya varmak aceleci bir tutum olacaktır.

8.3.2 Zemin Yüzeyi Oturmaları

Ankraj uygulamalarının zemin yüzeyi oturmalarındaki etkisinin araştırılması amacıyla ankrajlı ve ankrajsız deneylerde yüzeyde oturmalar ölçülmüştür. Duvar arkasında, zemin yüzeyine duvar tepe noktasından geriye doğru 10 cm, 15 cm, 20 cm ve 25 cm aralıklarla düzenlenen yerdeğiştirme saatleri Şekil 7.1 de 4, 5, 6 ve 7 numarayla gösterilmektedir. Yerdeğiştirme saatlerinde okunan oturma değerleri Şekil 8.13, 8.14, 8.15 ve Şekil 8.16 da verilmektedir. Şekil 8.14 deki oturmalar serbest ankraj boyları, $l = 10$ cm, derinlikleri de $h = 10$ cm, 30 cm ve 50 cm olan üç sıra kısa ankrajlı duvarda gözlenmiştir. Şekil 8.15 ve Şekil 8.16 ise serbest ankraj boyları, $l = 50$ cm, derinlikleri Şekil 8.14 dekilerle aynı olan yine üç sıra uzun ankrajlı duvarda gözlenen oturmaları vermektedir. Çeşitli ankraj uygulamaları sonucu zemin yüzeyinde oluşan otur-

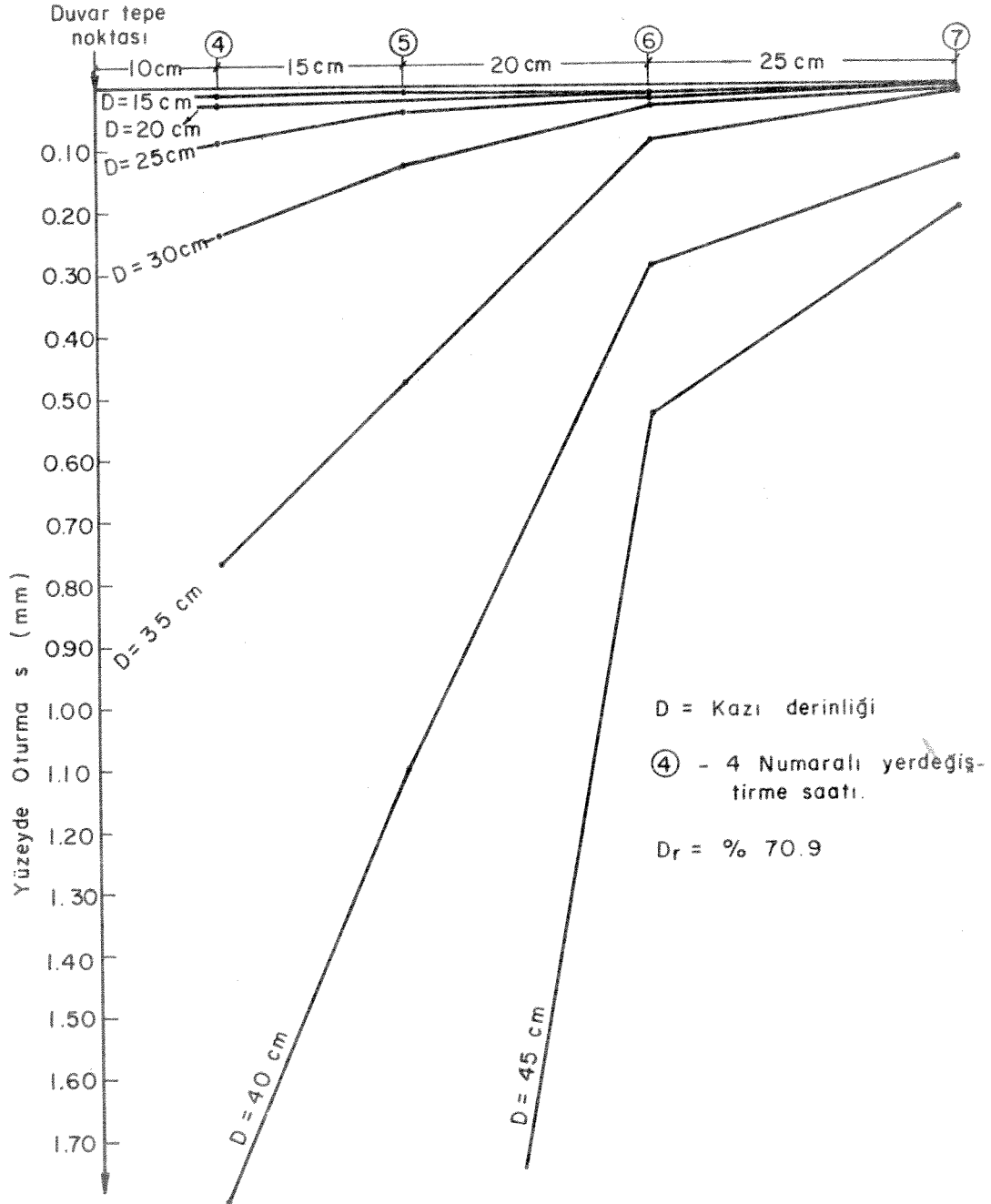


Şekil 8.12 - Duvar Yüzü Pürüzlülüğünün Duvar Yerdeğıştirmesine Etkisi.

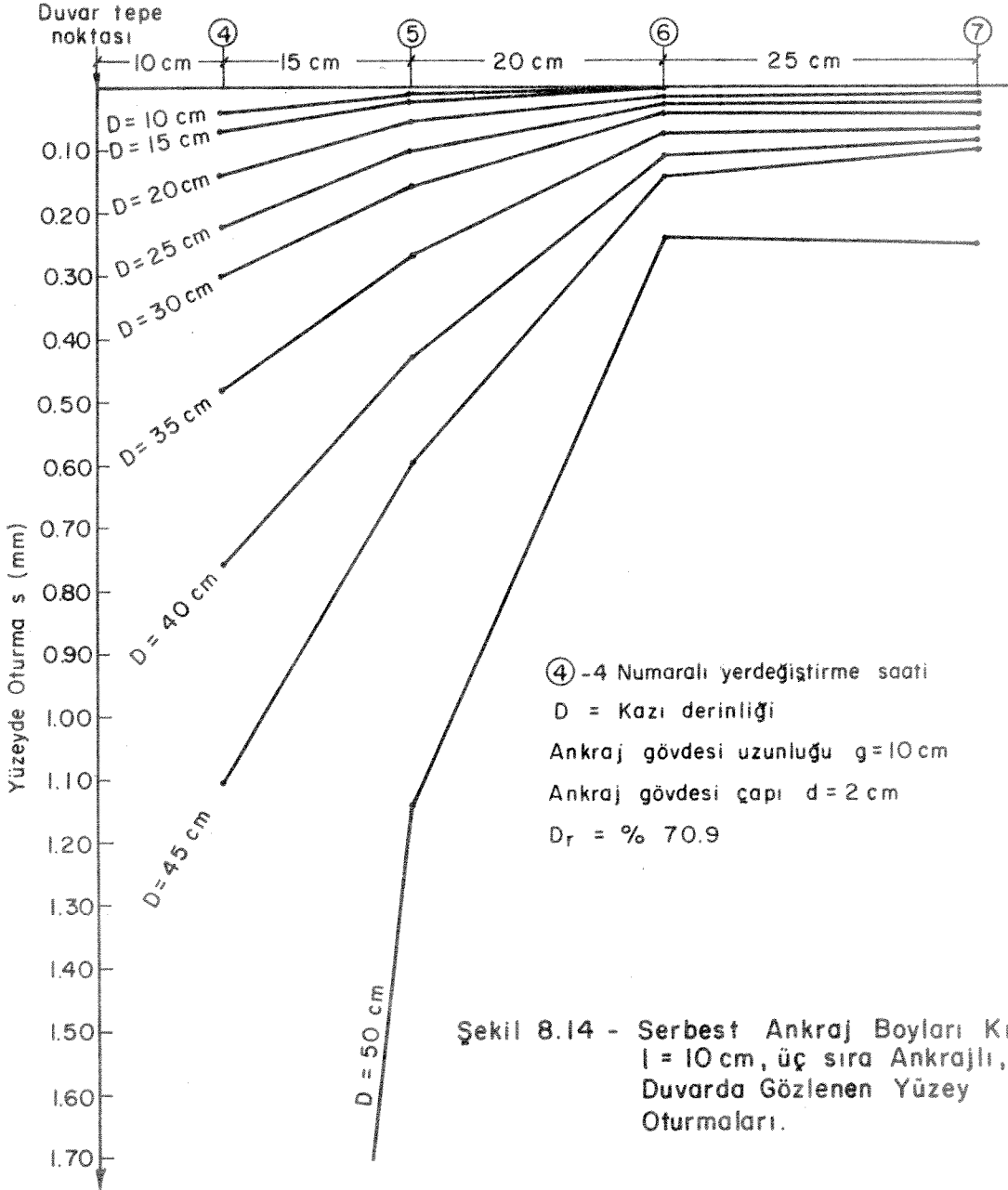
maların ankraj kullanılması durumundaki oturmalarla karşılaştırılabilmesi için de ankrajsız deneyler yapılmıştır. Ankrajsız duvar arkasındaki yüzey oturmaları Şekil 8.13 de verilmektedir. Bütün deneylerde oturma ölçümleri kazının 5 er cm aralıklarla derinleştirilmesinden sonra yapılmıştır.

Kısa ankrajlı, uzun ankrajlı ve ankrajsız deneylerde gözlenen zemin yüzeyi oturmaları ankraj uygulansın, uygulanmasın en büyük oturmaların duvarın hemen yanında oluştuğunu göstermektedir. Buradan duvarın kazı içine doğru yerdeğiştirmesi sırasında ortaya çıkan boşluğun yüzeyden dökülen danelerle dolduğu sonucu çıkmaktadır.

Ankraj uygulaması kullanılan ankrajın niteliğine göre değişik karakterde oturmalara neden olmakta, ancak ankrajsız duvara göre yüzey oturmalarını önemli ölçüde azaltmaktadır. Günümüzde arazide yapılan ankraj uygulamalarında ankrajlarla duvarın daha gerideki stabil zemin kütesine bağlanması amaçlanmaktadır. Bunun için ankraj gövdelerinin tümüyle duvarın aktif kayma kamasının dışında oluşturulmaları gerekmektedir (Littlejohn 1970). Ankrajlı sistemin davranışını incelemek amacıyla, serbest ankraj boyları özellikle aktif kayma kamasının içinde, çok kısa seçilmiş, $l = 10$ cm, ankrajlarda da deney yapılmıştır. Bu deneyde gözlenen yüzey oturmalarından (Şekil 8.14) kısa ankrajların bile oturmaları ankrajsız duvara göre önemli ölçüde azalttığı ortaya çıkmaktadır. Ancak bu durum kazının belli bir derinliğe inmesinden sonra gerçekleş-



Şekil 8.13 - Ankrajsız Duvarda Yüzeyle Oturmaları.



şebilmektedir. Duvar tepe noktasından 10 cm uzaklıkta (YDS 4) ankrajsız, kısa ankrajlı ($\ell = 10$ cm) ve uzun ankrajlı ($\ell = 50$ cm, $g = 10$ cm ve $\ell = 50$ cm, $g = 20$ cm) dört deneyde gözlenen zemin oturmaları Tablo 8.4 te verilmektedir. Tablo 8.4 ile birlikte

Kazı derinliği D(cm)	$M = \frac{D}{H-D}$	Ankrajsız	Oturmalar s (mm)		
			$\ell = 10$ cm $g = 10$ cm	$\ell = 50$ cm $g = 10$ cm	$\ell = 50$ cm $g = 20$ cm
20	0,40	0,020	0,137	0,160	1,185
25	0,56	0,088	0,220	0,270	0,223
30	0,75	0,240	0,297	0,440	0,335
35	1,00	0,770	0,447	0,650	0,445
40	1,33	1,800	0,755	0,970	0,625
50	2,50	göçtü	3,970	1,800	0,830

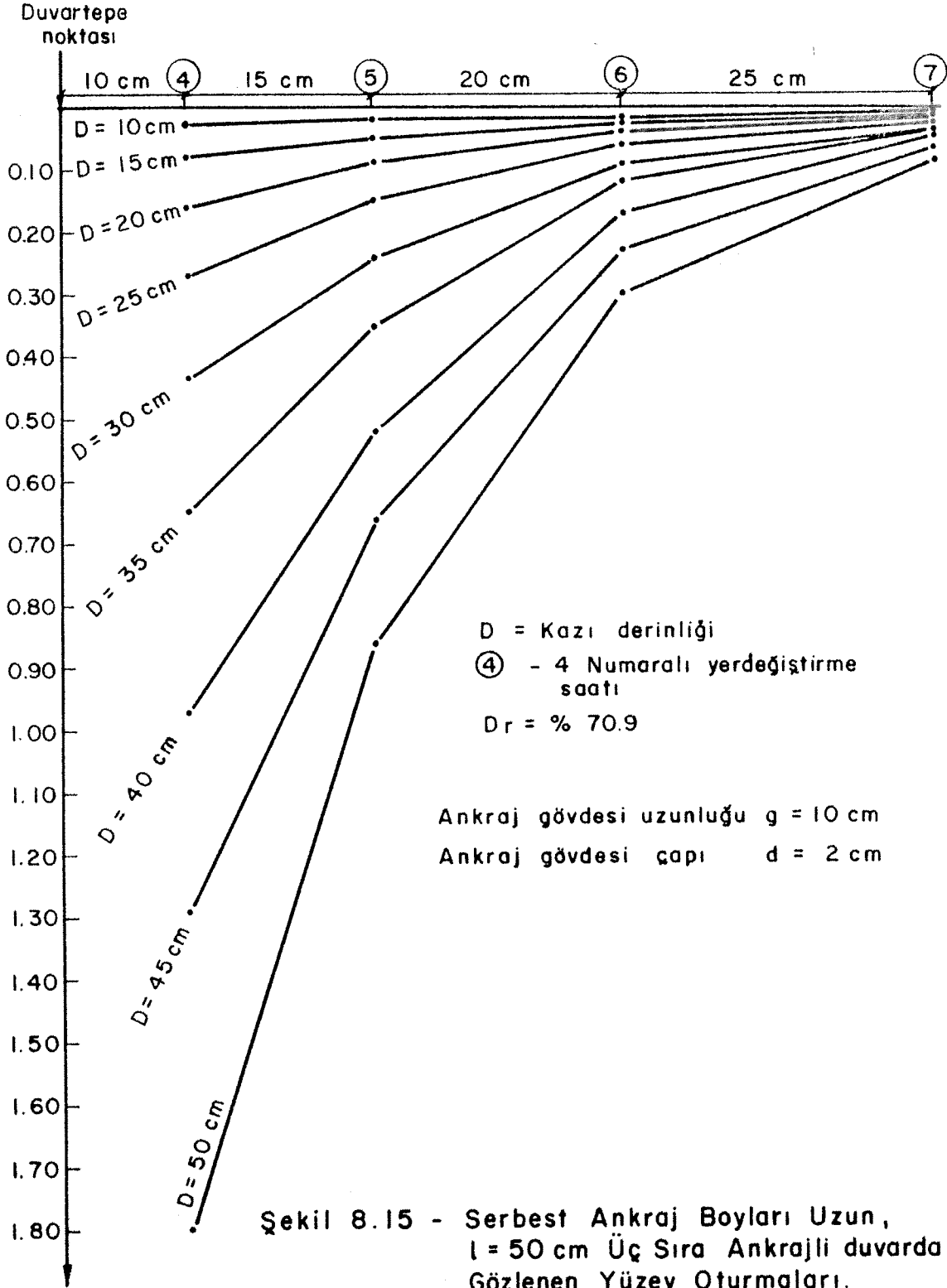
Tablo 8.4 Ankrajsız, kısa ankrajlı ve uzun ankrajlı duvarlarda duvar tepe noktasının 10 cm gerisinde zemin yüzeyindeki oturmalar.

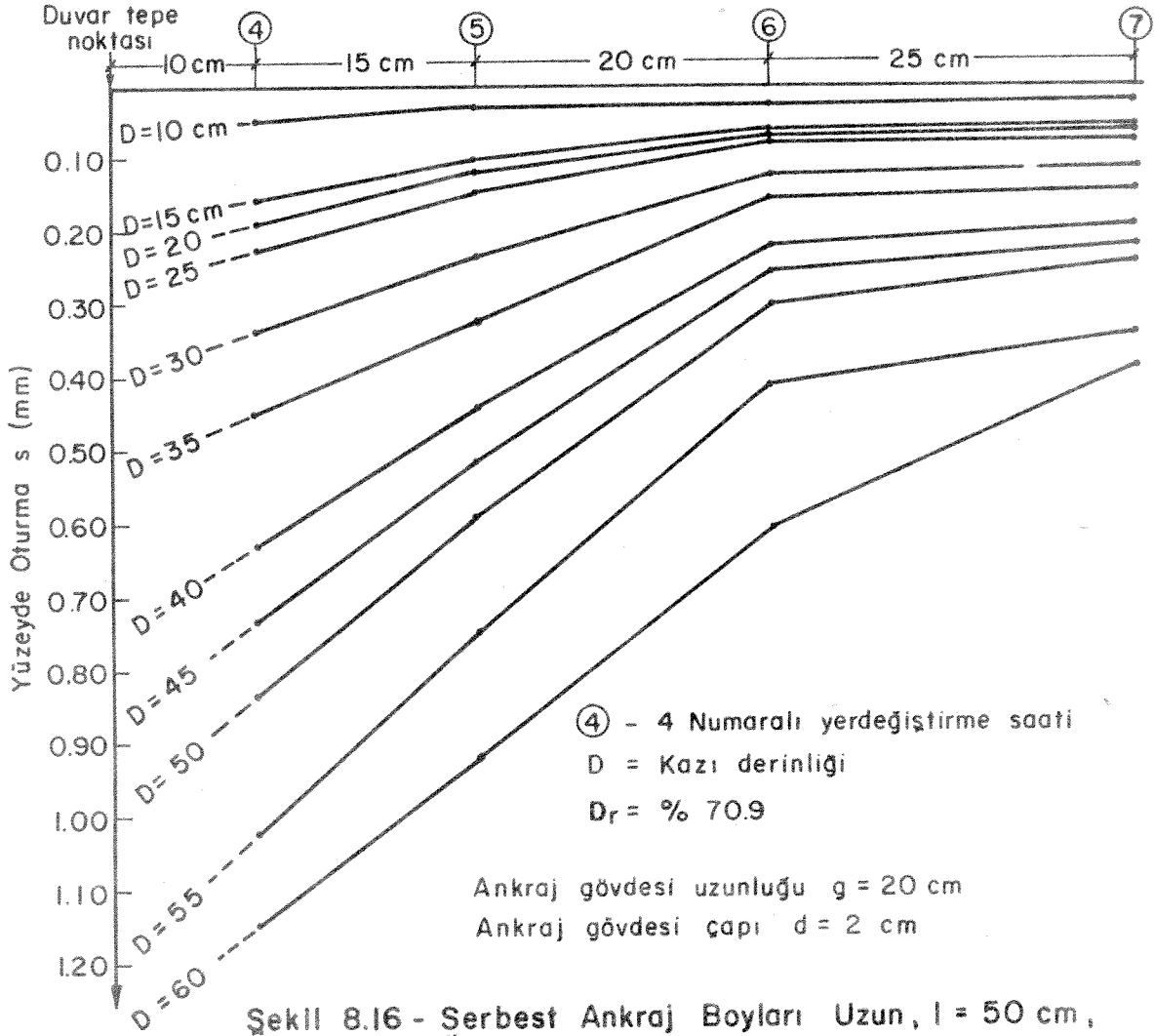
Şekil 8.13, Şekil 8.14, Şekil 8.15 ve Şekil 8.16 incelendiğinde kazı derinliğinin $D = 30$ cm ($M = 0,75$) ve daha az olması durumunda yüzey oturmaları ankrajsız duvarda, ankrajlı duvarlara oranla daha azdır. Bir başka deyimle, kazı derinliğinin zemine gömülü duvarın %75 i yahut daha az olmasıyla ($M \leq 0,75$) ankraj boyları kısa da olsa uzun da olsa ankraj uygulaması istenmiyen biçimde etki ederek, yüzey oturmalarını artırmaktadır. Tablo 8.4 te $D = 20$ cm derinlikte ankrajsız duvarda $s = 0,02$ mm oturma gözlenmesine karşın kısa ankrajlı ($\ell = 10$ cm, $g = 10$ cm) duvarda aynı yerde oturma $s = 0,137$ mm

ile yaklaşık 7 katı, uzun ankrajlı duvarda ise ($l = 50$ cm, $g = 10$ cm), $s = 0,160$ mm ile 8 katı kadardır.

Ancak kazı derinliği $D = 35$ cm ye indirildiğinde ($M = 1,00$) ankrajsız duvardaki $s = 0,770$ mm lik oturmaya karşı, kısa ankrajlı duvarda $s = 0,447$ mm, uzun ankrajlı duvarlarda ise $s = 0,650$ mm ve $s = 0,445$ mm lik oturmalara gözlenmiştir. Buradan, kazı derinliği $D = 30$ cm ($M = 0,75$) iken ankrajsız duvar en az yüzey oturmasına neden olmasına karşın, derinlik $D = 35$ cm ye arttırıldığında en büyük oturmalara ankrajsız duvarda gözlemlendiği sonucu çıkmaktadır. Serbest ankraj boyları aynı ($l = 50$ cm), gövde uzunlukları farklı ($g = 10$ cm ve $g = 20$ cm) iki deneydeki yüzey oturmaları karşılaştırıldığında, Şekil 8.15 ve Şekil 8.16 ile Tablo 8.4 te görüldüğü gibi, ankrajlı ve ankrajsız deneylerdeki oturmalara benzer biçimde, gövde uzunluğunun büyük oluşu kazı derinliği $D = 20$ cm ye kadar ($M = 0,40$) olumsuz etki etmektedir. Ancak kazı derinliğinin $D = 25$ cm ye ($M = 0,56$) artırılmasıyla ankrajlarda gövdelerin uzun oluşunun oturmalara azaltıcı olumlu etkisi gözlemlenmektedir. Ayrıca gövde uzunluğunun fazla oluşu ankrajların etkinliğini önemli ölçüde artırarak duvarın göçmesini geciktirmektedir.

Derinlik, bir aşama sonra $D = 40$ cm ye çıkarıldığında ankrajsız duvar $s = 1,800$ mm lik oturma değeriyle göçmeye yaklaşırken, kısa ankrajlı duvarda $s = 0,755$ mm, uzun ankrajlı duvarlarda da $s = 0,970$ mm ($g = 10$ cm) ve $s = 0,625$ mm ($g = 20$ cm)





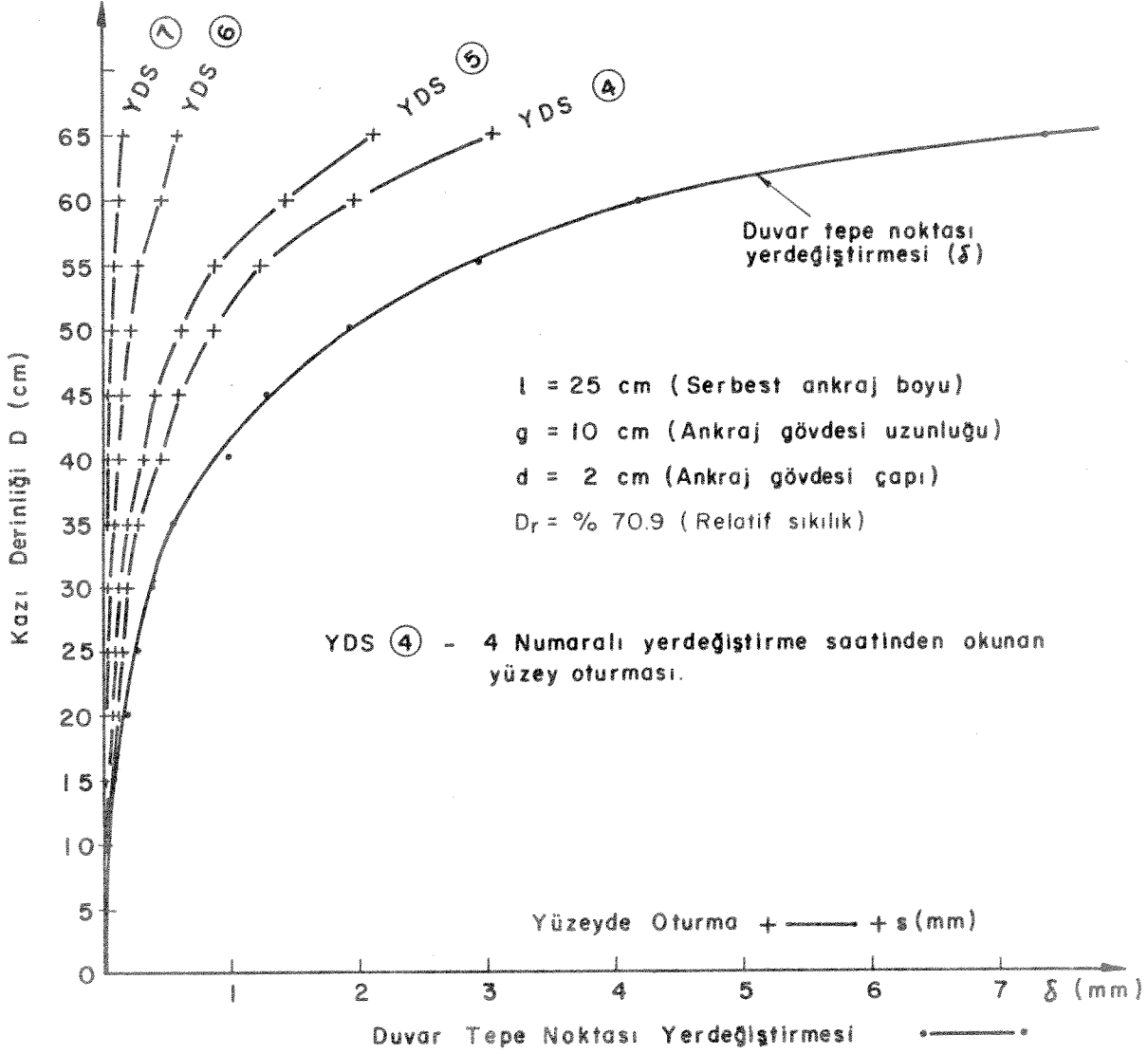
Şekil 8.16 - Serbest Ankraj Boyları Uzun, $l = 50$ cm, Üç Sıra Ankrajlı, Duvarda Gözlenen Yüzey Oturmaları.

oturma değerleri gözlenmektedir. Kazı derinliği $D = 40$ cm de ($M = 1,33$) gövde uzunlukları aynı olan ($g = 10$ cm) ankrajlardan serbest ankraj boyu uzun olanı ($l = 50$ cm), oturmalar açısından kısaya göre daha az etkindir. Günümüz uygulamasında kısa ankrajlara izin verilmediği hatırlandığında oturmalar konusunda daha dikkatli davranma gereği ortaya çıkmaktadır.

$D = 50$ cm ve daha büyük derinliklerde en büyük oturmalar sırasıyla ankrajsız deneyde, serbest ankraj boyu kısa deneyde ($l = 10$ cm), serbest ankraj boyları uzun deneylerden ($l = 50$ cm) kısa gövdeli olanda ($g = 10$ cm) ve en az oturma da uzun gövdeli ankrajlarla yapılan deneyde gözlenmiştir. Kazı derinliğinin artmasıyla önce ankrajsız duvar sonra kısa ankrajlı duvar göçmektedir. Derinliğin $D = 60$ cm ye kadar artırılmasına karşın ankrajların serbest boyları ($l = 50$ cm) ve gövde uzunluklarının uzun ($g = 20$ cm) olduğu duvarda bir göçme gözlenmemiştir.

8.3.3 Duvar Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi ile Zemin Yüzeyi Oturmaları İlişkisi ve Oturma Dağılımı

Zemin yüzeyinde gözlenen oturmaların, duvarın kazı içine doğru yerdeğiştirmesi sonucu oluşacağı dikkate alınarak Şekil 8.17 de yüzey oturmaları duvar yerdeğiştirmesiyle, serbest ankraj boyları $l = 25$ cm alınan bir deneyde, karşılaştırılmıştır. Oturmalar, duvar tepe noktasından geriye doğru 10 cm, 15 cm, 20 cm ve 25 cm aralıklarla yerleştirilmiş 4, 5, 6 ve 7 numaralı yerdeğiştirme saatlerinden okunmuştur (Bkz. Şekil 7.1).

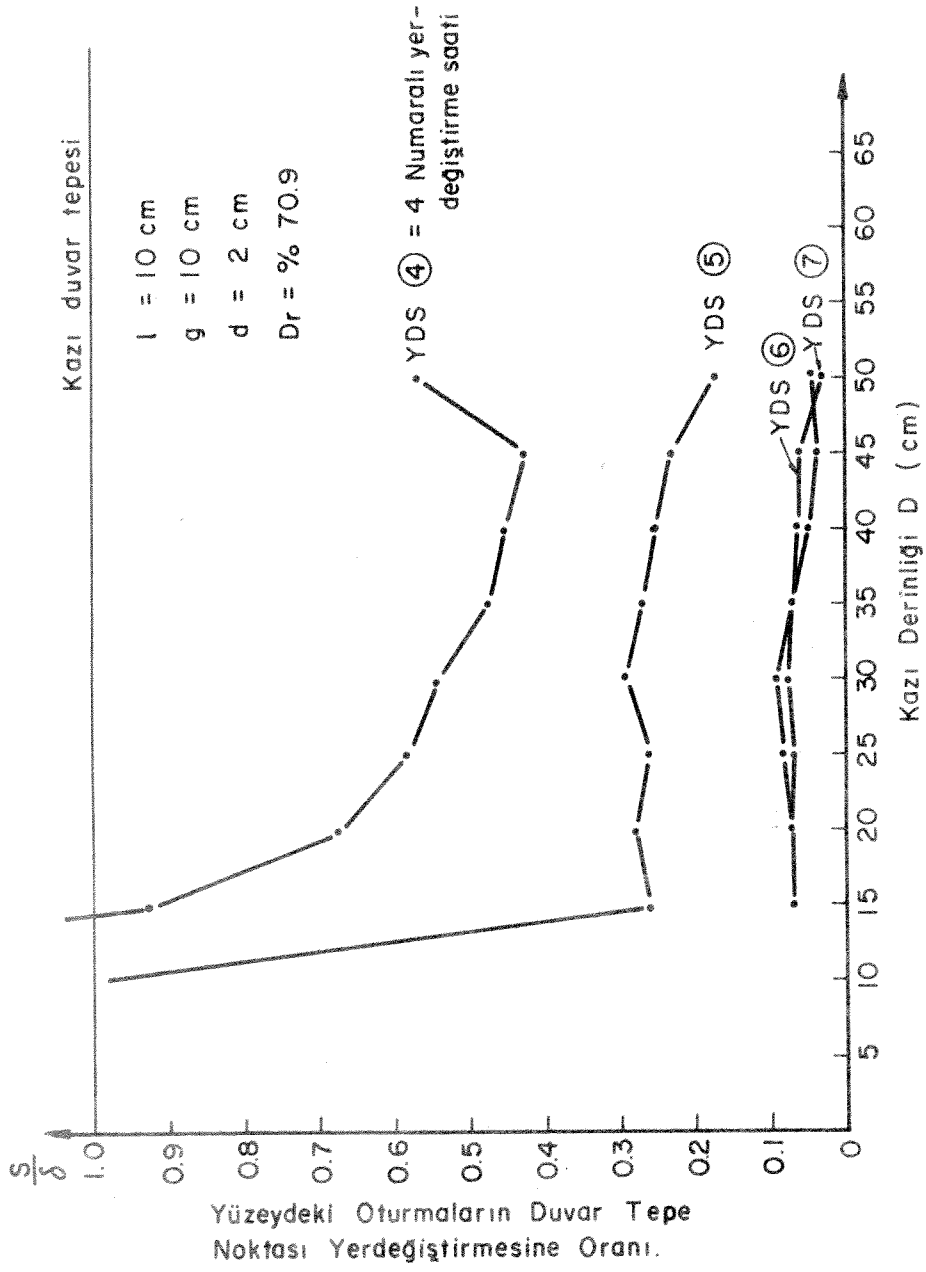


Şekil 8.17 - Duvarın Kazı İçine Doğru Yerdeğıştirmesi İle Yüzeydeki Oturmaların Karşılaştırılması.

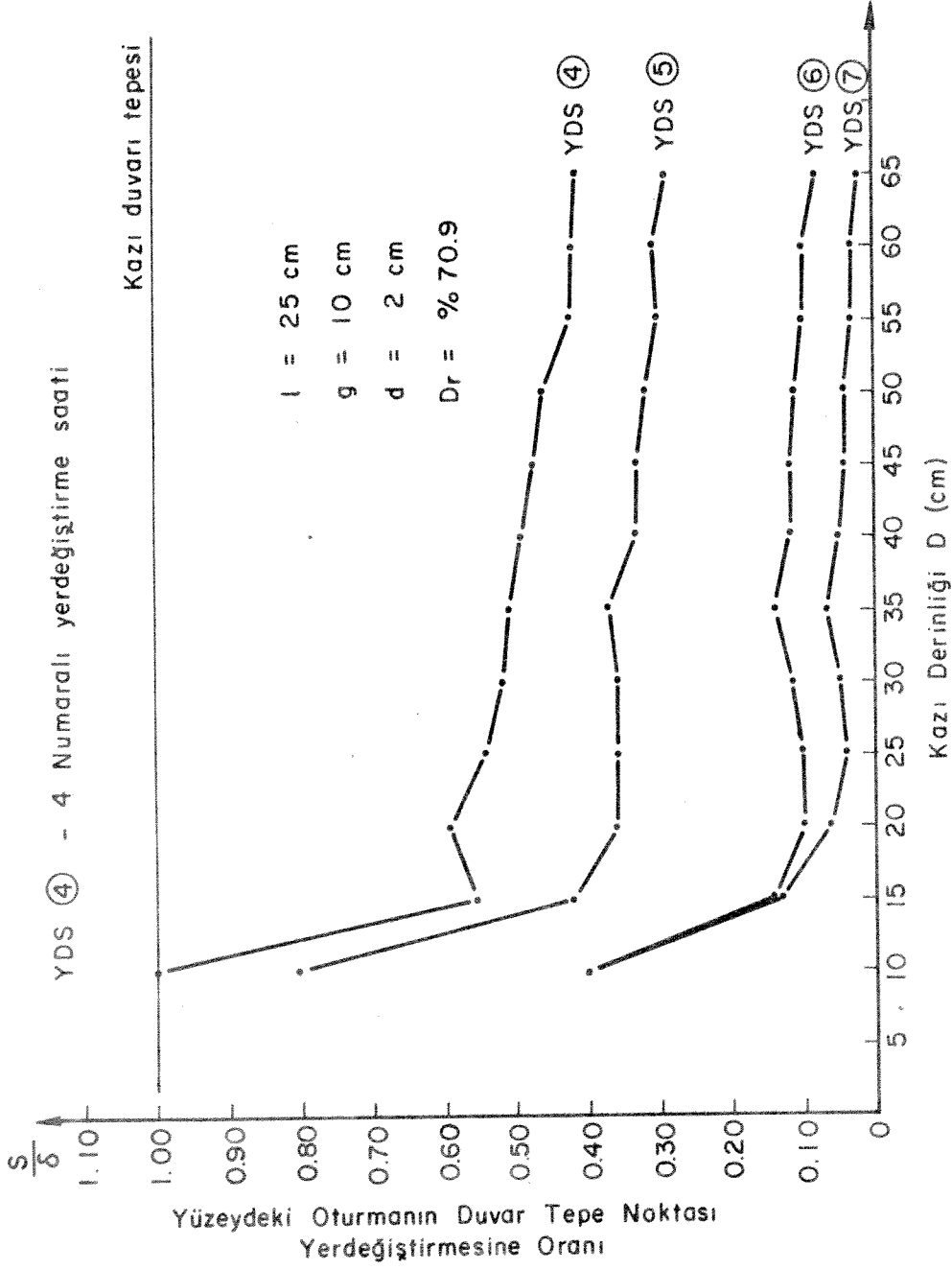
Şekil 8.17 de duvar tepe noktası yerdeğiştirmeleri ile yüzey oturumları apsiste aynı ölçekle gösterilmişlerdir. Tepe noktası yerdeğiştirmesi ile oturma eğrileri arasındaki paralellik, aralarındaki kesin ilişkiyi vermesi açısından ilginçtir. Ayrıca gözlenen oturumların büyüklüğü her derinlikte duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinden daha azdır. Örneğin $D = 50$ cm kazı derinliğinde duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi $\delta = 1,95$ mm okunmasına karşın duvarın 10 cm gerisinde yüzeyde $s = 0,875$ mm oturma okunmuştur. Oturma değerı duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinin yarısından daha azdır. Aynı kazı derinliğinde ($D = 50$ cm; $M = 2,50$) duvarın 25 cm gerisindeki (YDS 5) zemin oturması $s = 0,6$ mm dir. Daha geriye doğru (YDS 6 ve YDS 7) oturumlar azalmaktadır.

8.3.3.1 Yüzeydeki Oturmaların Duvar Yerdeğiştirmesine Oranı

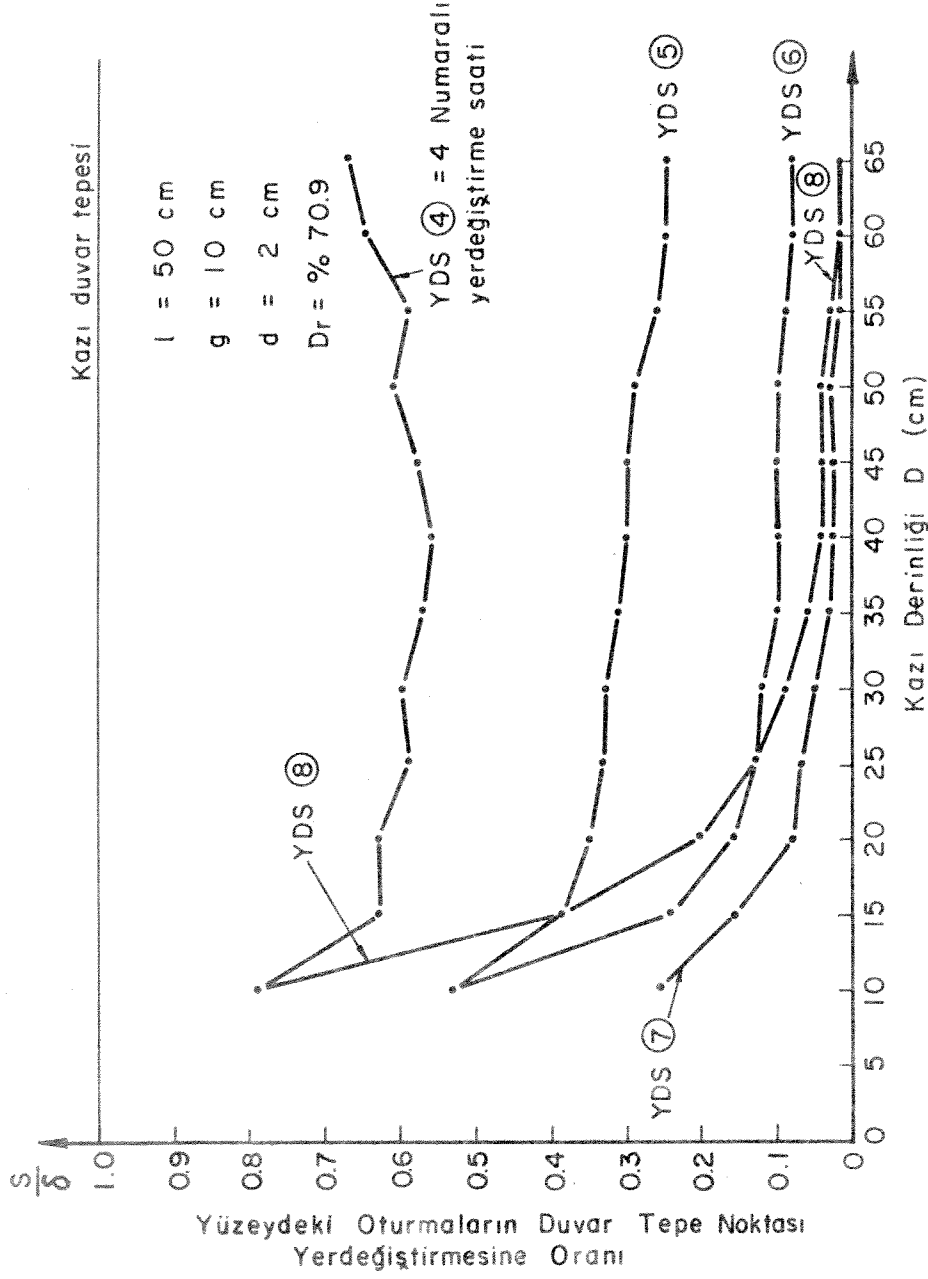
Şekil 8.18, Şekil 8.19 ve Şekil 8.20 de yüzeyde gözlenen oturumların duvar yerdeğiştirmesine oranları verilmektedir. Deneyleerde serbest ankraj boyları dışında hiçbir parametre değiştirilmemiştir. Bir deneyde kullanılan her üç ankrajın da serbest boyları aynıdır. Ankraj boyları Şekil 8.18 de $\ell = 10$ cm, Şekil 8.19 da $\ell = 25$ cm ve Şekil 8.20 de $\ell = 50$ cm dir. Oturmaların duvar tepe noktası yerdeğiştirmesine oranları, s/δ değerleri, hesaplanırken belli bir kazı derinliğindeki yüzey oturmasının yine o derinlikteki yerdeğiştirmeye oranı bulunmuştur.



Şekil 8.18- Yüzeydeki Oturmaların Duvar Yerdeğiştirmesine Oranı.
Serbest Ankrāj Boyu $l = 10 \text{ cm}$.



Şekil 8.19 - Yüzeydeki Oturmaların Duvar Yerdeğiştirmesine Oranı Serbest Ankraj Boyu $l = 25 \text{ cm}$.



Şekil 8.20 - Yüzeydeki Oturmaların Duvar Yerdeğiştirmesine Oranı
Serbest Ankraj Boyu $l = 50 \text{ cm}$

Şekil 8.18, Şekil 8.19 ve Şekil 8.20 nin birlikte incelenmesinden, her üç serbest ankraj boyunda da, kazı başlangıcında oturumaların duvar yerdeğiştirmesine oranı (s/δ) yüksek iken kazının derinleşmesiyle bu oranın düştüğü görülmektedir. Örnek olarak $D = 10$ cm ve $D = 45$ cm kazı derinliklerinde duvar tepe noktasının 10 cm gerisinde (YDS 4) oturma-yerdeğiştirme oranları karşılaştırıldığında

Şekil 8.18 de $D = 10$ cm de, $s/\delta > 1,00$ değerine karşın
 $D = 45$ cm de, $s/\delta = 0,43$ tür.

Öteki serbest ankraj boylarında da:

Şekil 8.19 dan $D = 10$ cm de, $s/\delta = 1,00$
 $D = 45$ cm de, $s/\delta = 0,47$ ile

Şekil 8.20 den $D = 10$ cm de, $s/\delta = 0,79$
 $D = 45$ cm de, $s/\delta = 0,58$

değerleri okunmaktadır. Buradan serbest ankraj boyunun artmasıyla da oturumaların duvar yerdeğiştirmesine oranlarının arttığı izlenebilmektedir. Kazı derinliğinin $D = 10$ cm olması durumunda duvar tepe noktasının 10 cm gerisinde $\ell = 10$ cm için, $s/\delta > 1$, $\ell = 25$ cm için $s/\delta = 1$ ve $\ell = 50$ cm için $s/\delta = 0,79$ değerleri ankraj boyunun etkisini küçük derinliklerde göstermektedir. Daha büyük derinlikte, $D = 45$ cm olduğunda da $\ell = 10$ cm için $s/\delta = 0,43$, $\ell = 25$ cm için $s/\delta = 0,47$ ve $\ell = 50$ cm için $s/\delta = 0,58$ değerleri ankraj boyunun artmasıyla oturma-yerdeğiştirme oranının büyük derinliklerde de arttığını ortaya koymaktadır.

Şekil 8.21 de kısa ($\ell = 10$ cm) ve uzun ($\ell = 50$ cm) ankraj uygulamalarında oturma-yerdeğiştirme oranlarının kazı derinliğiyle değişimleri karşılaştırılmaktadır. Duvarın 10 cm gerisindeki oturma oranları kazı derinliğinin artmasıyla, kısa ankraj uygulanan deneylerde hızla düşerken uzun ankraj uygulanan deneylerde başlangıç değerine yakın bir oranda kalmaktadır. Duvarın 45 cm gerisinde (YDS 6) ise, kısa ankrajlı duvarla ($\ell = 10$ cm) oturmalar her derinlikte duvar yerdeğiştirmesinin %10 unun altında kalmaktadır ($s/\delta < 0,10$). Uzun ankrajlı duvar ise ($\ell = 50$ cm), derinliğin artmasıyla düşen biçimde fakat her derinlikte kısa ankrajlıdan daha büyük oturma oranlarına neden olmaktadır.

9.0 GENEL SONUÇLAR

Zemin ankrajları ve ankrajlı kazı duvarlarının davranışının incelenmesi amacıyla bir model yapılmıştır. Bu modelde yapılan deneyler değerlendirilerek aşağıdaki genel sonuçlar elde edilmiştir.

1. Zeminin sıklığı ankraj sıyrılma yükünün en önemli etkenidir. Örneğin Şekil 8.4 te görüldüğü gibi %28 relatif kum sıklığında, $h = 10$ cm ve $h = 30$ cm derinlikteki "A" ve "B" ankrajlarından her ikisinde de 8 N değerinde ankraj sıyrılma yükleri gözlenmesine karşın, relatif kum sıklığının %83,8 değerine artmasıyla ankraj sıyrılma yükleri de "A" ankraji için 3 kat, "B" ankraji için de 10 kat artarak sırasıyla 24,4 N ve 80,5 N değerlerine ulaşmaktadırlar. Burada bulunan zemin sıklığı ile sıyrılma yükleri arasındaki çok sıkı ilişki, Wernick(1972) ve Werner'in(1972 ve 1975) model deneyleriyle olduğu gibi Ostermayer ve Jellinek'in(1976) arazi deneyleriyle de uyum içindedir. Buradan, arazide yapılacak ankraj uygulamalarında, zeminin uygulama sırasında yahut öncesinde sıkılaştırılmasının ankraj yüklerini büyük ölçüde artırabileceği sonucu çıkmaktadır.

2. Kazı duvarları içindeki ankrajların sıyrılma yükleri zemin koşulları, ankraj gövdesinin geometrik boyutları ve derinliği dışında gövdenin duvar içindeki konumuna da bağlıdır. Genel ilke olarak derinlikle sıyrılma yükünün arttığı, küçük yükler(kısa ankraj gövdesi uzunluğu) için geçerli olmaktadır. Ancak Tablo 8.1 de görüldüğü gibi ankraj gövdesi uzunluğu $g = 30$ cm olan ankrajlardan $h = 30$ cm derinliğindeki "B" ankrajı, $h = 50$ cm derinliğindeki "C" ankrajından daha büyük sıyrılma yüküne sahiptir. Yani aynı geometrik nitelikteki ankraj gövdelerinden derinde olanı daha az yük almaktadır. Ankrajlı duvarlarda ankrajlarla duvar arasındaki zeminin sıkışarak kayma dayanımı yüksek bir malzemenin oluştuğu bilinmektedir(Bassett 1976). En derindeki ankrajda duvarla ankraj gövdesi arasına sıkışan zemin, duvarın altından kazı tabanına doğru ferahladığından ankraj sıyrılma yükü artmamaktadır. Arazide yapılan uygulamalarda en alt sıradaki ankraj gövdesinin, kazı tabanından uzakta düzenlenmesi, hem ankraj sıyrılma yükünü artırıcı bir etken olacak hem de kazı tabanındaki kabarmayı artırmayacaktır.
3. Çeşitli derinliklerde (h) ve serbest ankraj boylarında(l) yapılan deneyler genel olarak derinliğin artmasıyla ankraj sıyrılma yükünün de arttığını ortaya koymuştur(Bölüm 8.2.1.3 ve Tablo 8.2).

2. Kazı duvarları içindeki ankrajların sıyrılma yükleri zemin koşulları, ankraj gövdesinin geometrik boyutları ve derinliği dışında gövdenin duvar içindeki konumuna da bağlıdır. Genel ilke olarak derinlikle sıyrılma yükünün arttığı, küçük yükler(kısa ankraj gövdesi uzunluğu) için geçerli olmaktadır. Ancak Tablo 8.1 de görüldüğü gibi ankraj gövdesi uzunluğu $g = 30$ cm olan ankrajlardan $h = 30$ cm derinliğindeki "B" ankrajı, $h = 50$ cm derinliğindeki "C" ankrajından daha büyük sıyrılma yüküne sahiptir. Yani aynı geometrik nitelikteki ankraj gövdelerinden derinde olanı daha az yük almaktadır. Ankrajlı duvarlarda ankrajlarla duvar arasındaki zeminin sıkışarak kayma dayanımı yüksek bir malzemenin oluştuğu bilinmektedir(Bassett 1976). En derindeki ankrajda duvarla ankraj gövdesi arasına sıkışan zemin, duvarın altından kazı tabanına doğru ferahladığından ankraj sıyrılma yükü artmamaktadır. Arazide yapılan uygulamalarda en alt sıradaki ankraj gövdesinin, kazı tabanından uzakta düzenlenmesi, hem ankraj sıyrılma yükünü artırıcı bir etken olacak hem de kazı tabanındaki kabarmayı artırmayacaktır.
3. Çeşitli derinliklerde (h) ve serbest ankraj boylarında(l) yapılan deneyler genel olarak derinliğin artmasıyla ankraj sıyrılma yükünün de arttığını ortaya koymuştur(Bölüm 8.2.1.3 ve Tablo 8.2).

4. Kazı duvarlarında ankrajların serbest boyu tümüyle, oluşabilecek aktif kayma kaması içinde bile kalsa, ankrajlı duvarlarda duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi ankrajsız duvarlardan daha az olmaktadır. Serbest ankraj boyunun (l) artırılmasıyla tepe noktası yerdeğiştirmesi ve duvarın göçmesi için gerekli kazı derinliği de artmaktadır. Ancak serbest ankraj boylarının çok uzun olması durumunda, ankraj gövdeleri ile duvar arasındaki uzaklığın büyük oluşu, aradaki kumun sıkışabilmesi için yeterli birim yerdeğiştirmeyi çok geç sağlayabilmektedir. Arazide yapılacak uygulamalarda ankrajlara öngerilme verilmesi zeminin başlangıçta sıkışmasına neden olacağından duvar yerdeğiştirmelerini kesin biçimde azaltacaktır.
5. Zeminin sıkılığı 1. maddede değinildiği gibi ankraj sıyırılma yüklerinde önemli artışlar sağlamanın dışında, duvar göçmezden önceki kazı derinliğini de artırmaktadır. $D_r = \%13,6$ relatif sıkılıkta göçme sırasındaki kazı derinliği $D = 48$ cm iken, $D_r = \%36,6$ relatif sıkılıkta $D = 54$ cm olmakta, $D_r = \%70,9$ relatif sıkılıkta da duvar $D = 60$ cm kazı derinliğinde göçmemektedir. Bu sonuçlara göre ankraj uygulanmazdan önce duvar arkasındaki zeminin sıkıştırılabilmesinin önemli ekonomik yararlar sağlayabileceğini göstermektedir (Şekil 8.9).
6. Ankraj gövdesi boyutlarından gövde uzunluğunun duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinde önemli bir etken olduğu

saptanmıştır. Gövde uzunluğunun artması genel anlamda ankraj taşıma güçlerinin artmasına neden olmakta, artan ankraj taşıma gücü de duvar tepe noktası yerdeğiştirmesini azaltmaktadır. Örneğin, Şekil 8.10 da çok kısa gövde boyları kullanılarak yapılan deneylerde bile ($g = 5$ cm), duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinin ankrajsız duvara oranla önemli ölçüde azaldığı görülmektedir. Gövde boylarının uzun olduğu ($g = 30$ cm) deneylerde ise ankrajlar kazının deneylerdeki en derin durumunda bile bir yandan duvarın göçmesini önlerken öte yandan tepe noktası yerdeğiştirmesini etkin biçimde sınırlamaktadır (Şekil 8.10).

7. Duvar yerdeğiştirmeleri belli bir düzeye ulaşıpta zeminin sıkışması başlayınca yüzeyde uygulanan sürşarj yükü zeminin gevşemesini önleyerek ankrajların etkinliğini artırmaktadır. Ancak ankrajların tam gerilemediği kazı derinliklerinin az olduğu değerlerde yüzey yükü duvar yerdeğiştirmelerini bir ölçüde artırmaktadır. Bu da, ankraj uygulanması sırasında öngerilme verilmesinin yerdeğiştirmeleri azaltıcı etkisinin önemine dikkat çekmektedir.
8. Duvarın arka yüzü pürüzlülüğünün artırılması, Bassett'e (1976) göre ankraj gövdeleri ile duvar arasındaki zeminin sıkışarak kayma direnci yüksek bir ortamın oluşmasına katkıda bulunacaktır. Deney sonuçlarına göre bu durum bir ölçüde doğrulanmaktadır (Şekil 8.12). Ancak bu konuda kesin

bir yargıya varabilmek için daha fazla çalışma sonucu beklemek gereklidir.

9. Kısa ankrajlı uzun ankrajlı ve ankrajsız deneylerde gözlenen zemin yüzeyi oturmaları ankraj uygulansın uygulanmasın en büyük oturmaların duvarın hemen yanında oluştuğunu göstermektedir(Şekil 8.13, 8.14 ve 8.15). Buradan duvarın kazı içine doğru yerdeğiştirmesi sırasında ortaya çıkan boşluğun yüzeyden dökülen danelerle dolduğu sonucu çıkmaktadır.
10. Zemin yüzeyi oturmaları kullanılan ankrajın niteliğine göre değişik karakterde olmakta, ancak ankrajsız duvarlardakine oranla önemli ölçüde azalmaktadır.
11. Zemin yüzeyi oturmaları açısından ankrajların etkisi ilginç bir görünüm vermektedir. Kazı derinliğinin duvarın zemine gömülü derinliğine oranınının küçük olması durumunda ankrajsız duvarın arkasındaki zemin yüzeyi oturmaları ankrajlı duvardakinden daha azdır(Bölüm 8.3.2, Tablo 8.4 ve Şekiller 8.13, 8.14 ve 8.15). Bir başka deyimle, kazı derinliğinin zemine gömülü duvarın %75 i yahut daha az olmasıyla($M \leq 0,75$) ankraj boyları kısa da olsa uzun da olsa ankraj uygulaması istenmeyen biçimde etki ederek yüzey oturmalarını artırmaktadır. Serbest ankraj boylarının ve gövde uzunluklarının artmasıyla ankrajlar daha etkin olduklarından, küçük "M" değerlerinde ankrajlı duvarların yüzey oturmaları açısından dezavantajlı durumu daha belirgin bir

görünüm kazanmaktadır.

12. Kazı derinliğinin duvarın zemine gömülü derinliğine eşit yahut daha büyük olması durumunda ($M \geq 1,0$) ankrajlı duvarlar arkasındaki zemin yüzeyi oturmaları ankrajsızla- rından daha az olmaktadır.

13. Duvar tepe noktası yerdeğiştirmesi değeri genel olarak yüzey oturmaları değeri her birinden daha büyüktür (Şekil 8.17). Ancak duvarın hemen yanında yüzeyde zemin danelerinin duvarla zemin arasına dökülmeleri biçiminde görülen oturma (yahut zemin kaybı) kuraldışı kalmaktadır. Bir başka kuraldışılık ise kazının başlangıç aşamasında ($M \leq 0,30$) zemin yüzeyi oturmalarının duvar tepe noktası yerdeğiştirmesine oranının büyük oluşudur. Ancak salt oturma değeri çok küçük oluşu nedeniyle bunun pra- tik bir değeri olmamakta, duvar tepe noktası yerdeğiştir- mesinin değeri olarak yüzeyde beklenen oturma değerlerinden büyük olacağı kuralı, duvarın hemen yanındaki dökülmeler dışında geçerlilik kazanmaktadır.

14. Kazı duvarı tepe noktası yerdeğiştirmesi değerinin zemin yüzeyi oturmalarına oranı (s/δ), kazının başlangıç aşama- sında yüksek iken kazının derinleştirilmesiyle azalmakta- dır (Şekil 8.18, 8.19 ve 8.20). Bu azalma kullanılan ser- best ankraj boyları kısa olduğunda hızlı olmakta, serbest ankraj boylarının uzun olması durumunda ise yavaş bir ge- çişten sonra durmaktadır. Örneğin uzun ankrajlı deneyde

($l = 50$ cm) duvarın 10 cm gerisindeki (YDS 4) yüzey oturması duvar tepe noktası yerdeğiştirmesinin %60-70 değerinde kalmıştır(şekil 8.20).

15. Ankrajlı duvarlarda serbest ankraj boyunun özellikle uzun seğilmesiyle zemin yüzeyinde duvara yakın kısımlardaki oturmalar azalmakta fakat duvarın uzağındaki zemin oturmaları artmaktadır(şekil 8.20).

REFERANSLAR

- ALYANAK I, (1961). "Vibration of Sands with Special Reference to Minimum and Maximum Porosity Tests for Sand." The Midland Soil Mech and Found. Engineering Society, Vol 4, Paper No.3, Birmingham.
- ANDRÄ, W., KUNZL, W., ROJEK, R.: Bohrfahlwand für die Allianz-Neubauten in Stuttgart. Die Bautechnik 1973, S. 258-264.
- BARLA, G. and MASCARDI, C.: High Anchored Wall in Genoa. Conf. Diaphragm Walls and Anchorages, London, Sept.1974, Instn. Civ.Engrs, London, 1975, S. 123-128.
- BASSETT, R.H.: The Behaviour of Multi-anchored Bulkheads with Very Short Anchors. 6th European Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering 1976, S.65-66.
- BASSETT, H.R.: Underreamed Ground Anchors. 9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Tokya, Speciality Session No. 4, 1977.
- BISHOP, R.F., HILL, R., MOTT, N.F.: The Theory of Indentation and Hardness Tests. Proc. Phys. Soc., Vol. 57, Part 3, 1945.

- BRETH, H. and ROMBERG, W.: Messungen an einer verankerten Wand. Vorträge der Baugrundtagung 1972 in Stuttgart. Deutsche Gesellschaft für Erd-und Grundbau, Essen 1972, S. 807-823.
- BRETH, H. and STROH, D.: Ursachen der Verformung im Boden Beim Aushub Tiefer Baugruben und konstruktive Möglichkeiten zur Verminderung der Verformung von Verankerten Baugruben. Bauingenieur 51, 1976, No. 3, S. 81-89.
- BRETH, H. and STROH, DIETER and WANNINGER, R.: Verformungen beim Baugrubenaushub und bei der Belastung durch ein Hochhaus. Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Technische Hochschule Darmstadt, BRD, S. 241-242.
- BROMS, B.B.: Swedish Tie-back Systems for Sheet Pile Walls. Proc. 3rd Budapest Conf. on SMFE, 1968, S. 391-403.
- BUNDRED, J.: In-situ Measurements of Earth Pressure and Anchor Forces for a Diaphragm Retaining Wall. Conf. Field Instrumentation in Geotechn. Engng, Brit. Geotechn.Soc., London, UK. May 1973, London, Butterworths, 1974, S. 52-69.
- CHADWICK, P.: The Quasi-static Expansion of a Spherical Cavity in Metals and Ideal Soils. Quarterly Journal of Mechanics and Applied Mathematics, Vol.15, Pt.3, 1962, pp. 349-376.

DIN 4125, Blatt 1, Verpressanker für vorübergehende Zwecke im Lockergestein. Bemessung, Ausführung und Prüfung. Juni 1972.

DIN 4125, Blatt 2, Verpressanker für dauernde Verankerungen im Lockergestein. Bemessung, Ausführung und Prüfung. Entwurf Mai 1974.

ERDEMGIL, M.: Grösse und Verteilung des Erddruckes auf eine Stützwand infolge Oberflächenlasten auf der Oberfläche eines Geländesprunges. Deutsche Forschungsgemeinschaft. Schlussbericht, Lo-17, Mai 1973.

FEDDERSEN, I.: Verpressanker im Lockergestein. Der Bauingenieur 49, (1974). S. 302-310, Springer-Verlag.

GIBSON, R.E.: Discussion, Journal of the Institution of Civil Engineers, Vol.34, 1950, p.382.

GIBSON, R.E., and ANDERSON, W.F.: In-situ Measurement of Soil Properties with the Pressuremeter. Civil Engineering and Public Works Review, Vol.56, 1961, pp. 615-618.

GRADE, H.: Ein Beitrag zur Abschätzung der Tragfähigkeit von Verpresskörpern in nichtinjizierbaren, nichtbindigen Böden. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik TU Hannover, Heft 8, 1974.

HABIB, P.: General Report of the 9. ICSMFE, Tokyo 1977, Spec. Session 4. Revue Française de Géotechnique Jan.1978, No.3

- HANNA, T.H. and KURDI, I.I.: Studies on Anchored Flexible Retaining Walls in Sand. J. Geotechn. Engng. Div. Proc. Asce 100 1974, No.GT10, S. 1107-1122.
- HANSEN, BRINCH: Earth Pressure Calculations. The Danish Technical Press, Copenhagen, 1953.
- HERBST, T.F.: Tragverhalten von Verpressankern. Proc. 4th Budapest CSMFE Oct.1971, Budapest, Akademia Kiado, 1971, S. 601-615.
- JAMES, E.L. and JACK, B.J.: A Design Study of Diaphragm Walls. Conf. Diaphragm Walls and Anchorages, London, Sept. 1974, Instn Civ.Engrs, London, 1975, S. 41-49.
- JAMES, E.L. and PHILLIPS, S.H.E.: Movement of A Tied Diaphragm Wall During Excavation. Ground Eng. 4, 1971, S. 14-16.
- JELLINEK, R.: Gatachten zur Verformung der Baugrubenwände beim S-Bahn Los 3a in Frankfurt vom 30.11.1972.
- JELLINEK, R., OSTERMAYER, H.: Verpressanker in Böden. Bauingenieur 51, Heft 3, 1976.
- JELLINEK, R., OSTERMAYER, H.: Zur Berechnung von Fangedämmen und verankerten Stützwänden. Die Bautechnik 5/1967.
- KEUTE, H. and SCHUSSER, V.: Bemessungshilfen und Ankerlängenbestimmung für Baugrubensicherung mit Hilfe von Diagrammen. Bautechnik 51, 1974, No.5, S. 155-160.

KRAMER, H.: Determination of the Carrying Capacity of Ground Anchors with the Correlation and Regression Analysis. 9th International Conference of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Eng., Tokio 1977, Revue Française de Géotechnique, 1978, S. 76-81.

KRANZ, E.: Über die Verankerung von Spundwänden. Verlag von Wilhelm Ernst V. Sohn, Berlin, 1953.

KOLBUSZEWSKI, I.: An Experimental Study of the Maximum and Minimum Porosities of Sands. Proc. 2nd Int. Conf. Soil Mech. Fdn.Eng. 1948, 1, 158-165.

KOLBUSZEWSKI, I., and JONES, R.H.: The Properties of Sand Samples for Laboratory Testing. Midland SMFE Soc. Vol.4, Birmingham, 1961.

LINDER, W.: Deformation of Non-cohesive Soils During the Penetration of Piles. Proc. 6th Europ. Conf. SMFE, Wien 1976. Vol.2.2, pp. 171-173.

LITTLEJOHN, G.S.: Soil Anchors. Proceedings of the ICE Conf. on Ground Engineering, London, June 1970, Paper IV, S. 33-44.

LITTLEJOHN, G.S. and MACFARLANE, I.M.: A Case History Study of Multi-tied Diaphragm Walls. Diaphragm Walls and Anchorages. Institution of Civil Engineers, London, 1975, 113-221.

- LITTLEJOHN, G.S, JACK, B.J. and SLIWINSKI, Z.J.: Anchored Diaphragm Walls in Sands. Some Design and Construction Considerations. Journal of Institution of Highway Engineers, 18, 1971, No.4, S. 15-29.
- LOERS and PAUSE: Die Schlitzwandbauweise für grosse und tiefe Baugruben in Städten, Bauingenieur 51, 1976, S. 41-58.
- MASTRANTUONO, C. and TOMIOLO, A.: First Application of a Totally Protected Anchorage. 9th International Conference of the International Society for Soil Mechanics and Foundation Eng., Tokio 1977, Revue Française de Geotechnique, 1978, S. 107-112.
- MAYER, G.: Untersuchung der Herstellungsbedingte Einflüsse auf die Tragfähigkeit und das Tragverhalten von Verpressankern in mit Zement nicht injizierbaren, nichtbindigen Böden. Veröff. des Grundbauinstitutes der technischen Univ. Berlin, Heft.1, 1977.
- MOLLER, P. and WIDING, S.: Anchoring in Soil Employing the Alvik, Lindo and J.B. Drilling Methods Proc. 7th ICSMEFE, Spec.Sess.No.14-15, Mexico 1969, S. 184-190.
- NEELY, W.J.: Sheet Pile Anchors Design Reviewed. The Importance of Flexibility in the Design of Sheet Pile Anchors in Sand. Ground Engng. 5, 1972, No.3, S. 14-16.

- OSTERMAYER, H.: Construction, Carrying Behaviour and Creep Characteristics of Ground Anchors. Proc.Conf. on Diaphragm Walls and Anchorages, London 1974, Institution of Civil Engineers, London, pp 141-151, 1975.
- OSTERMAYER, H. and JELLINEK, R.: Verpressanker in Böden Bauingenieur 51, 1976. S. 109-118 Springer-Verlag 1976.
- OSTERMAYER, H. and WERNER, H.U.: Neue Erkenntnisse und Entwicklungstendenzen in der Verankerungstechnik. Votr. Baugrundtag. Stuttgart, Germany, Sept.1972, Dt. Ges.Erd-u.Grundbau, Essen, 1973, S. 230-257.
- PARTIER, J.L.: Protection des Tirants d'ancrage Contre la Corrosion. Travaux Dec.1974. S. 31-40 by Chr. Vedar, Graz.
- PETERSEN, G. and SCHMIDT, H.: Untersuchungen über die Standsicherheit verankerter Baugruben wände an Beispielen des Hamburger Schnellbahntunnelbaus. Strasse Brücke Tunnel, Heft 9, Sept. 1971.
- POTTS, D.M.: The Performance of Multi-Underreamed Ground Anchor in Clay Soils, Part III, Research Project Dept. of Civil Eng., King's College, London, 1973.

REHM, G.: Korrosionsschutz für Verpressanker Vort. Baugrundtag, 1971, Dt.Ges.Erd-u.Grundbau, 1971, Essen, S. 37-55.

SCHMIDT, G.P.: Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerten Baugrubenwände. Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Hochschule Darmstadt, Heft 14, 1974.

SCHWARZ, H.: Permanent verankerung einer 30 m. hohen Stützwand im Stuttgarter Tonmergel durch korrosionsgeschützte Injektionsanker, System Duplex, Die Bautechnik 49, 1972, S. 305-312.

SOOS, P., VON: Anchors for Carrying Heavy Tensile Loads into the Soil. Proc. 5th European Conf. SMFE, Madrid, 1972, Vol.1, Theme.4, S. 555-563.

STAVROPOULOS, D.: Ein Beitrag zur Frage der Verankerung von Stützwänden durch Injektionsanker. Bautechnik 49, 1972, No.8, S. 253-260.

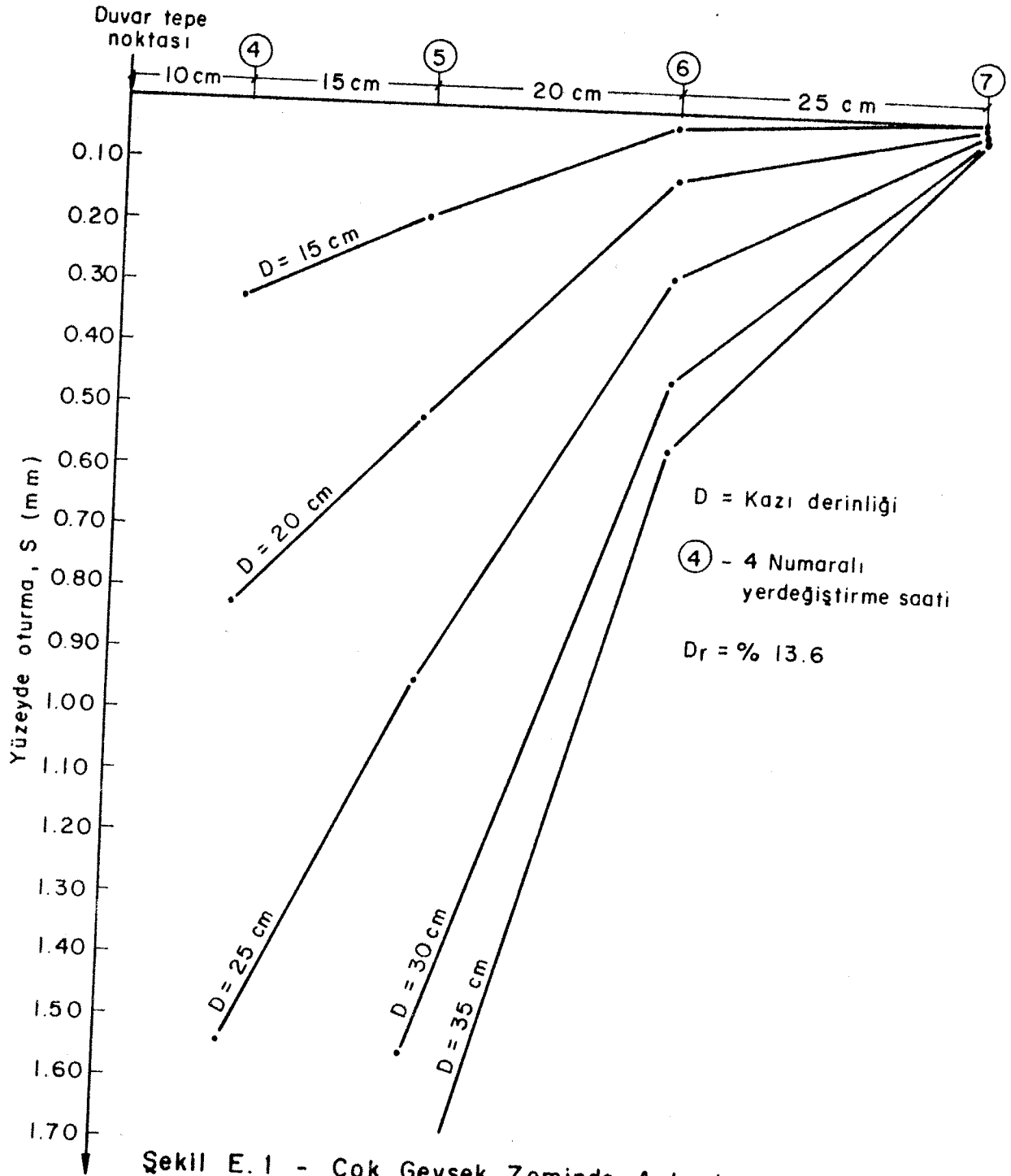
STROBL, T.: Tragverhalten von Mehrstahlankern bei Grundsatzversuchen sowie bei Eignungs- und Abnahmeprüfungen während der Bauausführung. Bautechnik 52, 1975, No.4, S. 109-116.

TAIT, R.G. and TAYLOR, H.T.: Rigid and Flexible Bracing Systems on Adjacent Sites. Journal of the Construction Division Proc. ASCE 101, 1975, No.02, S. 365-376.

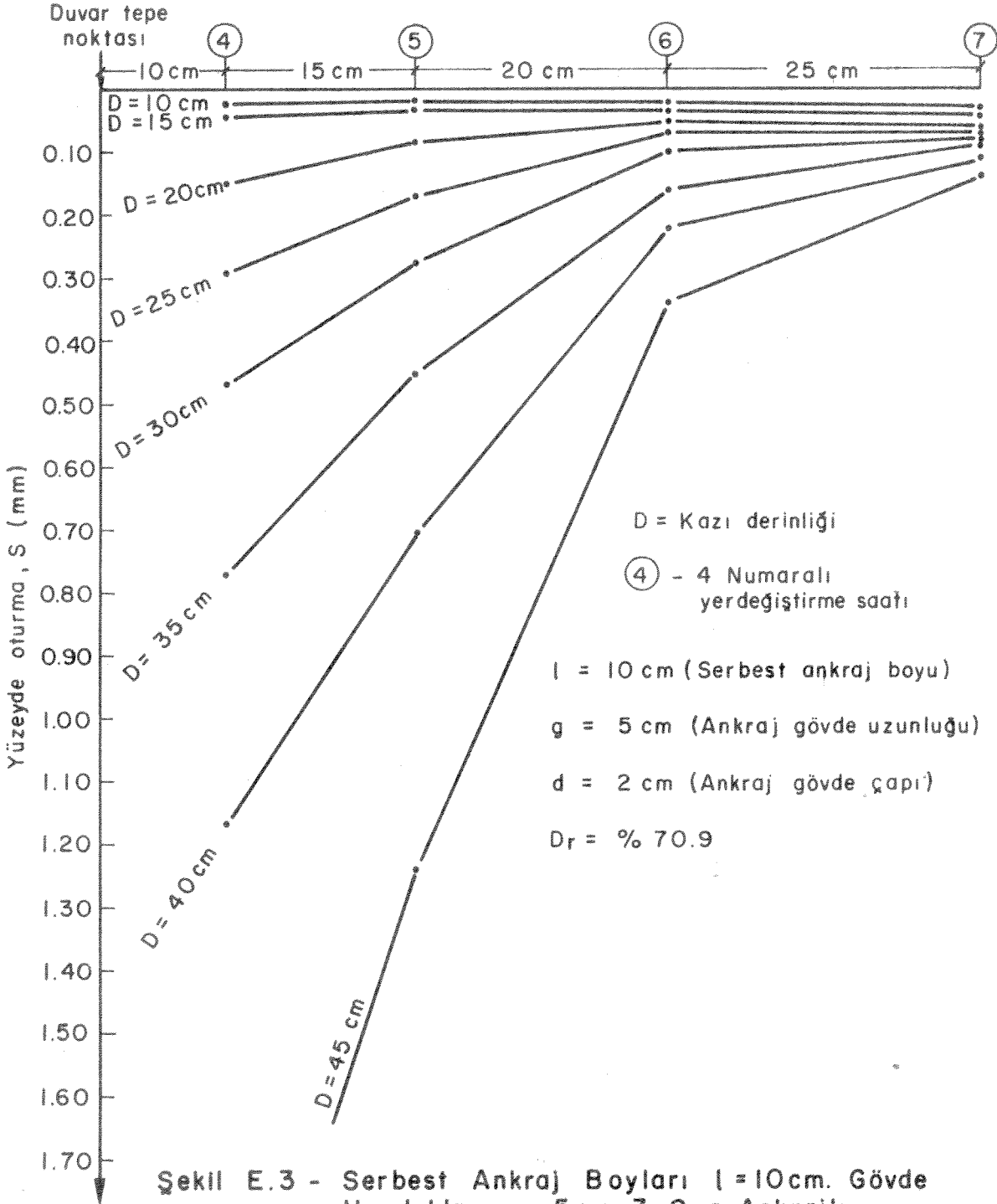
- TOĞROL, E.: Zemin Ankrajları. Temel Araştırma Yayınları
No.2, 1972, İstanbul.
- WANG, M.C. and DEMARS, K.R. and NACCI, V.A.: Breakout Capacity
of Model Suction Anchors in Soil. Canad. Geotechn.
j.14, No.2, S. 246-257.
- WERNER, H.: Das Tragverhalten von gruppenweise Angeordneten
Erdankern. Die Bautechnik 52, 1975, No.11, S. 387-390.
- WERNER, H.U.: Die Tragkraft langzylindrischer Erdanker zur
Verankerung von Stützwänden unter besonderer
Berücksichtigung der Lagerungsdichte kohäsionsloser
Böden. Diss. Gent/Belgien, 1972.
- WERNICK, E.: Mantelreibung von Verpressankern und Verpressp-
fählen im nichtbindigen Boden. Diskussionsbeitrag
Baugrundtagung 1972, Stuttgart.
- WROTH, C.P.: Discussion on Papers 18-21 of the Conference
Diaphragm Walls and Anchorages, held in London
Sept. 1974, Instit. of Civil Eng., London 1975,
165-169.
- ZWECK, H.: Rückwärtige Verankerung von Baugrubenwänden.
Vortragsveranstaltungen, Haus der Technik, Essen.
Heft 241, 1970, S.32

138

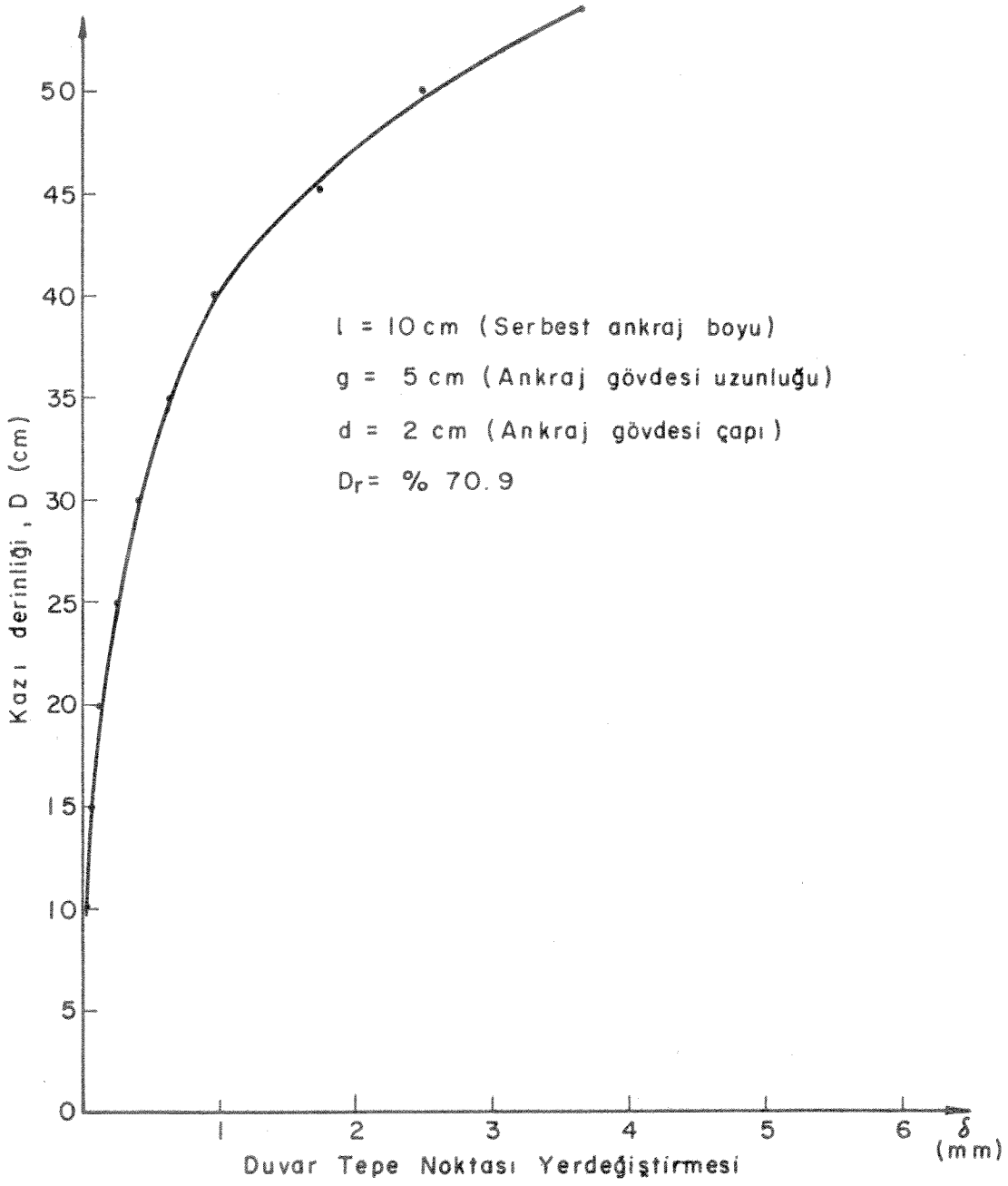
E K



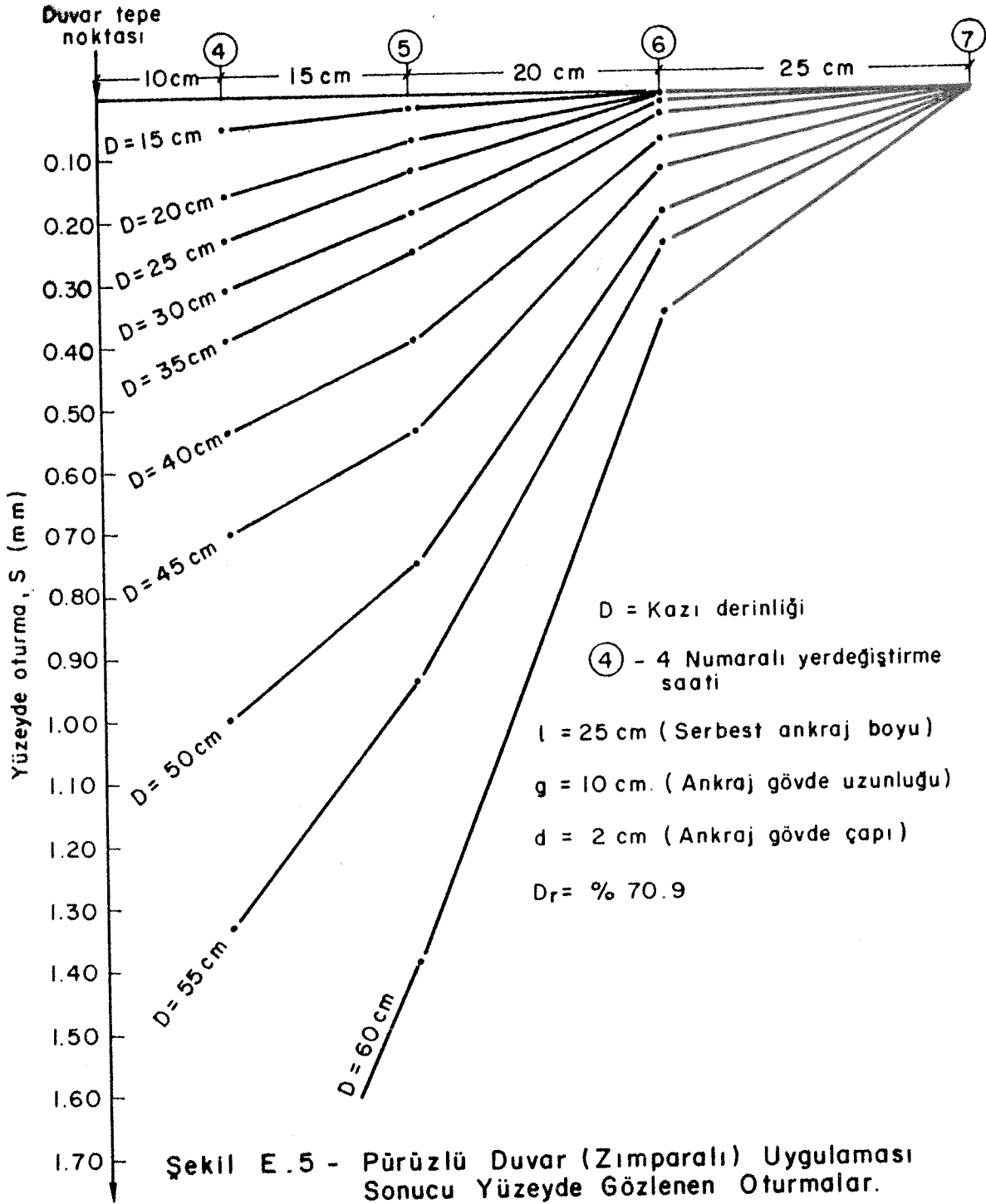
Şekil E.1 - Çok Gevşek Zeminde Ankrajsız Duvar Arkasında Gözlenen Yüzejde Oturmaları.

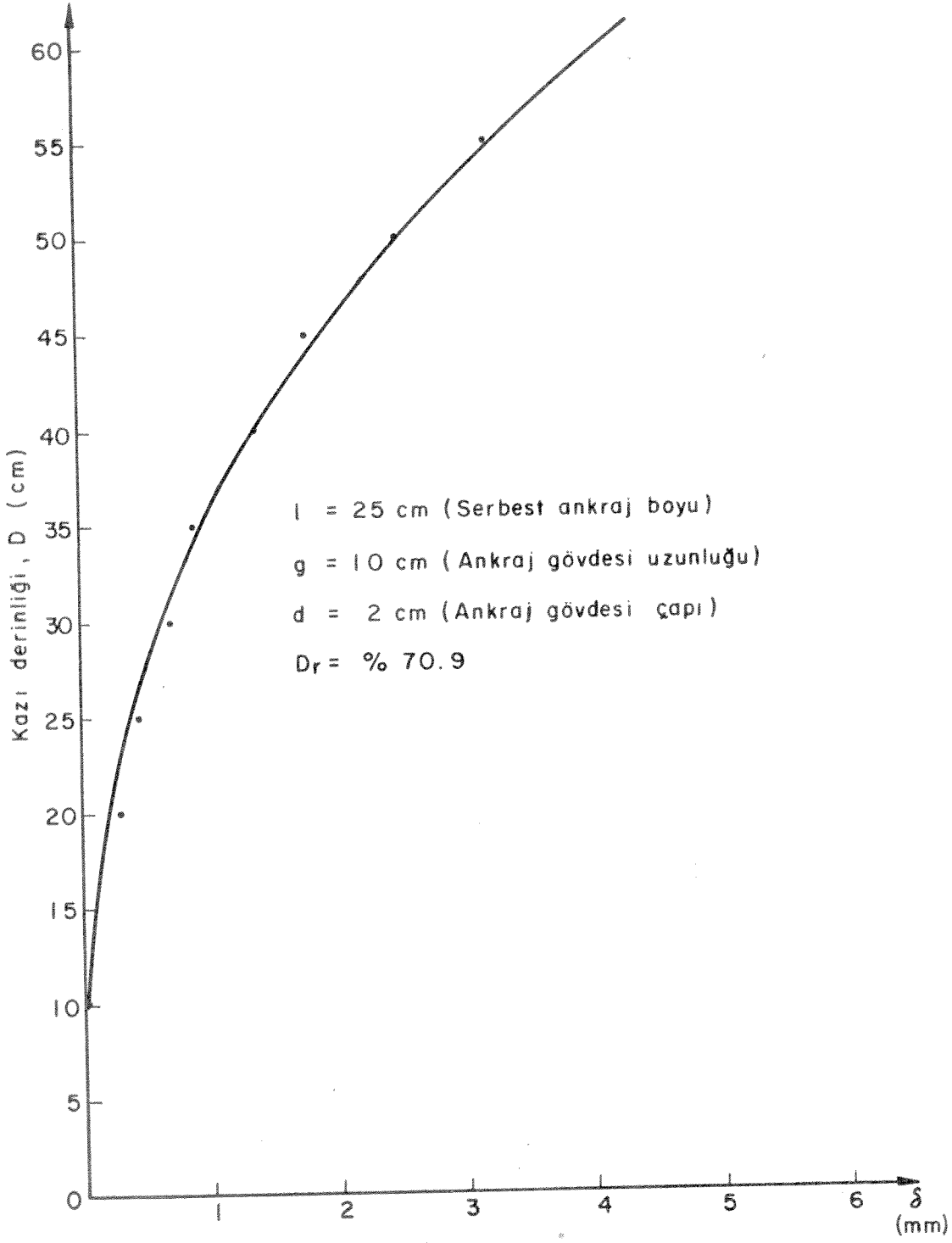


Şekil E.3 - Serbest Ankraj Boyları l = 10 cm. Gövde Uzunlukları g = 5 cm 3 Sıra Ankrajlı Duvarda Yüzeyle Oturmaları.

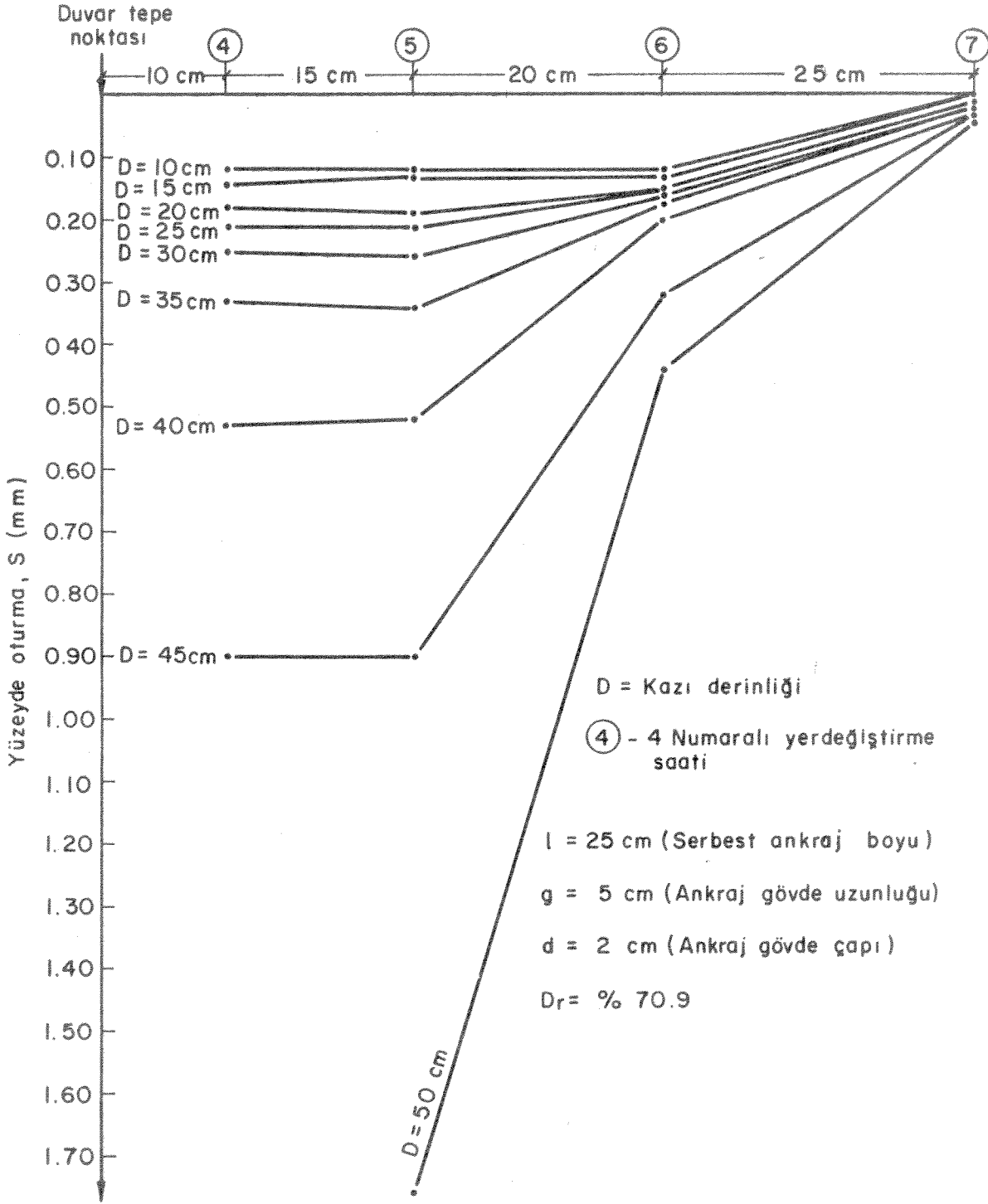


Şekil E.4 - Serbest Ankraj Boyları $l = 10 \text{ cm}$, Gövde Uzunlukları $g = 5 \text{ cm}$, 3 Sıra Ankrajlı Duvarıda Duvar Tepe Noktası yerdeğiştirmesi.

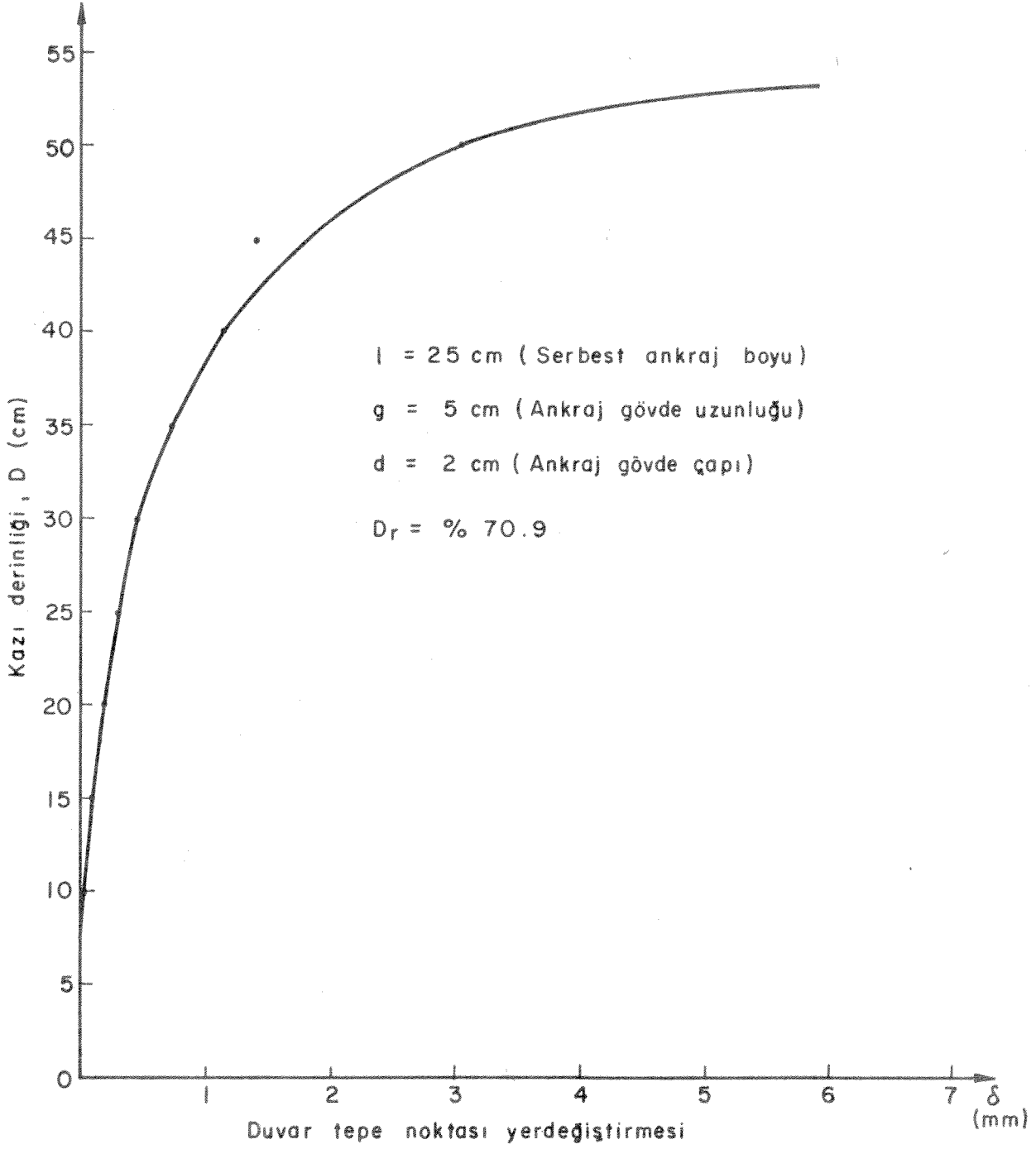




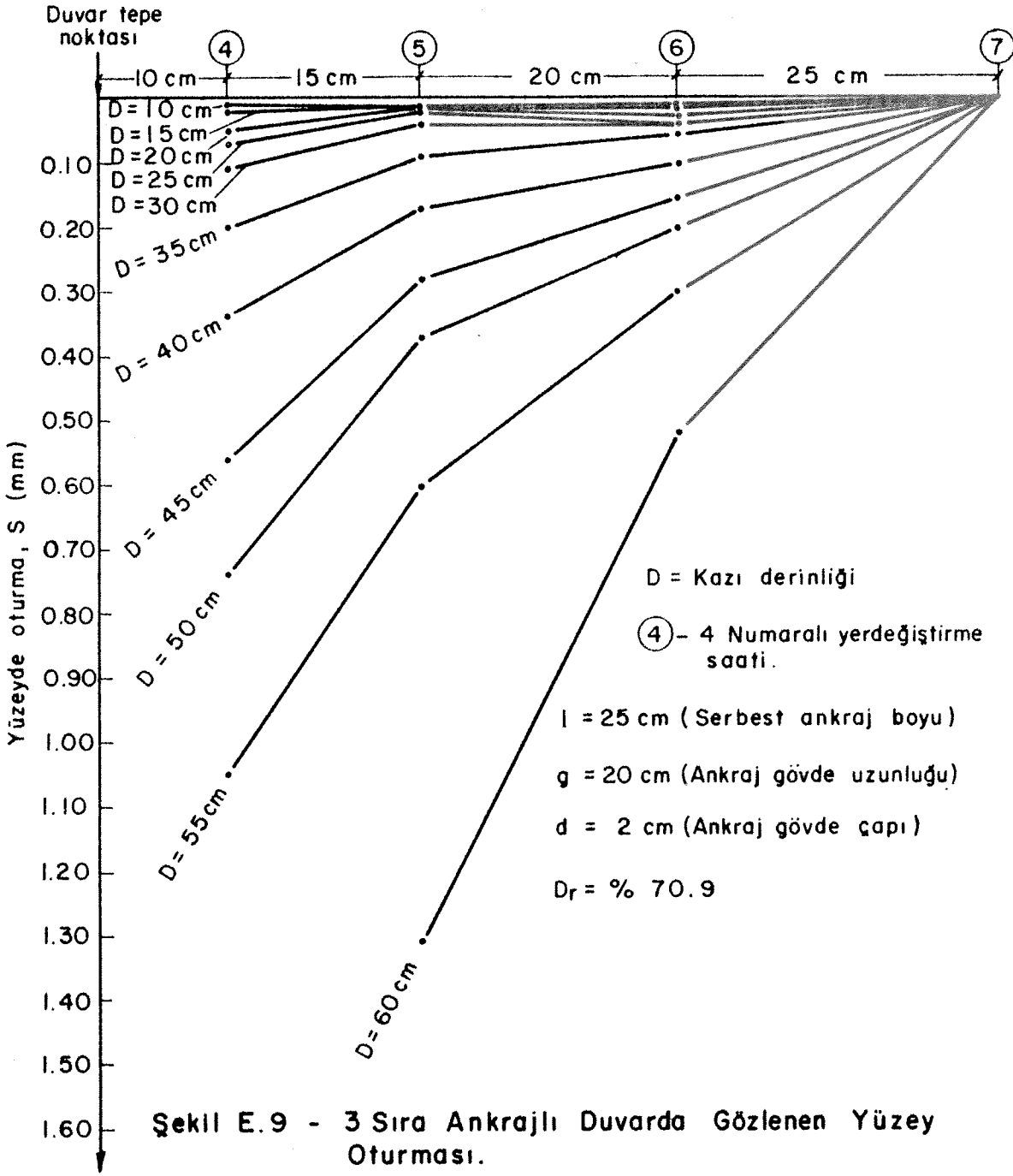
Şekil E.6 - Pürüzlü Duvar (Zımparalı) Uygulaması Sonucu Duvar Tepe Noktası Yerdeğiştirilmesi.

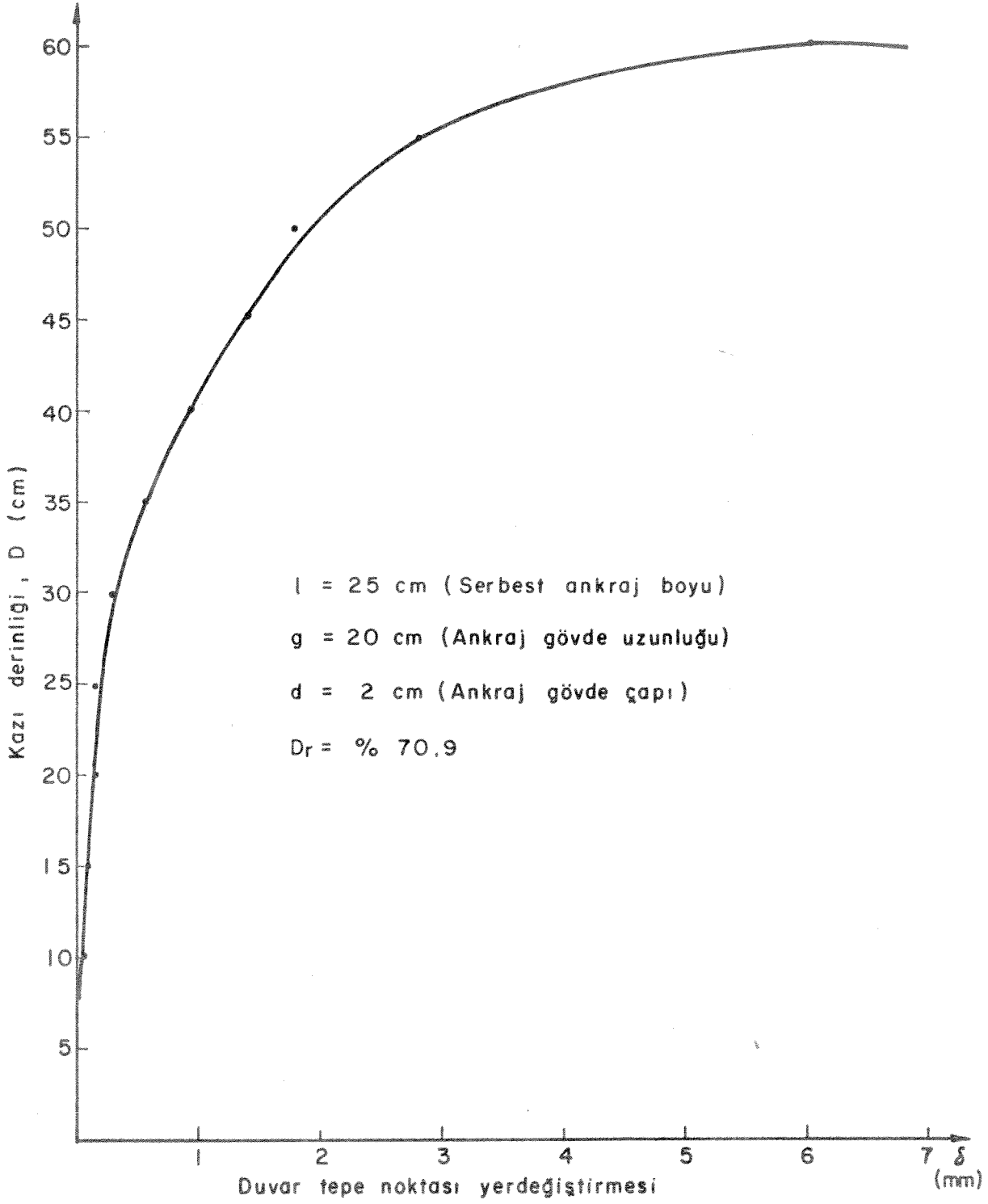


Şekil E.7 - 3 Sıra Ankrajlı Duvarın Yüzeyle Oturması.



Şekil E.8 - 3 Sıra Ankrajlı Duvarda Gözlenen Duvar Tepe Noktası Yerdeğiştirmesi.





Şekil E.10 - 3 Sıra Ankrajlı Duvarda Duvvar Tepe Noktası Yerdeğıştirmesi.

