

768412

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**ZEMİN ÇİVİSİ ile DAYANMA YAPISI TASARIMI
ve ARAZİ DENETİMİ**

İnş. Müh. Ali Orkun BAYUR

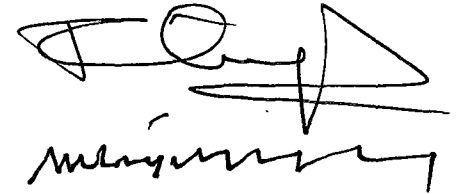
FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Geoteknik Programında
Hazırlanan

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Prof. Dr. Sönmez YILDIRIM



Prof. Dr. S. Feyza Çirincioğlu
Doç. Dr. Kutay ÖZARIDIN



İSTANBUL, 2005

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	vi
KISALTMA LİSTESİ	viii
ŞEKİL LİSTESİ	ix
ÇİZELGE LİSTESİ	xiii
ÖNSÖZ	xiv
ÖZET	xv
ABSTRACT	xvi
1. GİRİŞ	1
1.1 Tarihçe	1
1.2 İnşaat Adımları	2
1.2.1 İlk Yarmanın Açılması	2
1.2.2 Deliklerin Açılması	3
1.2.3 Çivinın Yerleştirilmesi ve Enjeksiyonu	3
1.2.4 Drenaj Sisteminin Yerleştirilmesi	4
1.2.5 İşlemin İstenilen Kota Kadar Tekrarlanması	4
1.2.6 Son Yüzey Kaplaması	4
1.3 Kullanılan Aygıt ve Malzemeler	6
1.3.1 Delgi Aygıtı ve Yöntemleri	6
1.3.2 Çivi Çeşitleri	7
1.3.3 Çivi Enjeksiyonu	8
1.3.4 Drenaj Sistemi	8
1.3.5 Yapım ve Son Duvar Kaplaması	8
1.4 Zemin Çivili Duvarların Davranışı	9
1.4.1 Zemin Çivili Duvarların Olası Göçme Biçimi	9
1.4.2 Çivi – Zemin Etkileşimi	12
1.4.3 Çivi – Zemin – Kaplama Etkileşimi	13
1.4.4 Çivi Yüklerinin Dağılımı	14
1.4.5 Kaplama Yükünün Büyüklüğü ve Dağılımı	17
1.4.6 Şekil Değiştirme Davranışı	19
1.4.7 Çivi Eğilmesi ve Kaymanın Rolü	21
1.5 Zemin Çivili Duvarların Mekanik Olarak Duraylandırılmış Toprak (MSE) Duvarlar ve Ankrajlı Duvarlar ile Karşılaştırılması	22
1.5.1 Ankrajlı Duvarlar	25
1.5.2 Mekanik Olarak Duraylandırılmış Toprak (MSE) Duvarlar	26
2. SAHA ARAŞTIRMALARI ve DENEYLERİ	29

2.1	Zeminin Niteliği	29
2.2	Tasarım Çivi Sıyırılma Direncinin Tahmini.....	30
3.	ZEMİN ÇİVİLİ DUVAR TASARIMI.....	32
3.1	Giriş.....	32
3.1.1	Sınır Durumlar.....	32
3.1.2	Tasarım Yaklaşımları	32
3.2	Zemin Çivili Duvarın Duraylılığı.....	33
3.2.1	Temel Kavramlar.....	35
3.2.2	İç Duraylılık – Çivi.....	40
3.2.2.1	Çivi Tendonunun Yapısal Gerilme Dayanımı	41
3.2.2.2	Zemin – Enjeksiyon Kenetlenmesi.....	41
3.2.2.3	Enjeksiyon – Tendon Kenetlenmesi.....	41
3.2.3	İç Duraylılık – Çivi Kafası	42
3.2.4	Dış Duraylılık	42
3.2.5	Güncel Zemin Çivisi Tasarım Yöntemleri	45
3.2.5.1	Çivi Tasarımı.....	45
3.2.5.2	Kaplama Tasarımı	45
3.3	Düzen ve Boyutlandırma.....	46
3.3.1	Duvar Yeri ve Boyutları	46
3.3.2	Ön Çivi Düzeni.....	47
3.3.2.1	Çivi Eğimleri	47
3.3.2.2	Çivi Aralıkları.....	48
3.3.2.3	Çivi Yerleri.....	48
3.3.2.4	Çivi Boyları ve Dayanımları	48
3.4	Çivi Kafası Dayanımı	48
3.4.1	Çivi Kafasının Göçme Biçimleri.....	49
3.5	Zemin Çivili Duvar Tasarımı	49
3.5.1	Servis Yüğü Tasarımı (SLD).....	49
3.5.1.1	Kritik Tasarım Kesit(ler)inin Hazırlanması ve Deneme Tasarımının Seçimi.....	49
3.5.1.2	İzin Verilen Çivi Kafası Yüğünün Hesaplanması	51
3.5.1.3	İzin Verilen Minimum Çivi Kafası Servis Yüğünün Denetimi.....	52
3.5.1.4	İzin Verilen Çivi Yüğü Destek Diyagramlarının Belirlenmesi	53
3.5.1.5	Deneme Aralıklarının ve Boylarının Seçilmesi.....	54
3.5.1.6	Son Zemin Dayanımlarının Belirlenmesi.....	56
3.5.1.7	Güvenlik Sayısının Hesaplanması.....	56
3.5.1.8	Dış Duraylılık Araştırması	56
3.5.1.9	Konsolun En Üst Kısmının Denetimi.....	60
3.5.1.10	Sismik Tasarım	61
3.5.2	Yük ve Direnç Faktörü Tasarımı (LRFD).....	62
3.5.2.1	Kritik Tasarım Kesit(ler)inin Hazırlanması ve Deneme Tasarımının Seçimi.....	62
3.5.2.2	Tasarım Çivi Kafası Dayanımının Hesaplanması	63
3.5.2.3	Minimum Tasarım Çivi Kafası Dayanımının Denetimi.....	64
3.5.2.4	Tasarım Çivi Dayanımı Destek Diyagramlarının Belirlenmesi	65
3.5.2.5	Deneme Aralıklarının ve Boylarının Seçilmesi.....	66
3.5.2.6	Tasarım Zemin Dayanımlarının Belirlenmesi.....	66
3.5.2.7	Direnç/Yük Oranının Hesaplanması	67
3.5.2.8	Dış Duraylılık Araştırması	67
3.5.2.9	Konsolun En Üst Kısmının Denetimi.....	68
3.5.2.10	Sismik Tasarım.....	68

3.6	Özel Tasarım Gerektiren Durumlar.....	69
3.6.1	Heterojen Zemin Profilleri	69
3.6.2	Sürşarj Yükleri	70
3.6.3	Köprü Kenar Ayakları	70
3.6.4	Basamaklı Yapılar	72
3.6.5	Karma Yapılar	72
3.6.5.1	Çiviler ve Ankrajlar.....	73
3.6.5.2	Diğer Destekleyici Duvar Türleri.....	74
3.6.6	Değişken Çivi Boyuna Sahip Yapılar	75
3.6.7	Değişken Çivi Eğimine Sahip Yapılar	75
3.6.8	Değişken Çivi Düzenine Sahip Yapılar.....	76
3.6.9	Zemin Sızıntı Suyu Kuvvetleri veya YASS'nin Duvar Tabanına Yakın Olması Durumu	77
3.6.10	Sonsuz Şev Koşulu.....	77
3.6.11	Sismik Yükler Altında Davranış	78
3.6.12	Rezidüel Zeminler	78
3.6.13	Dıştan Yüklenmiş Duvar Kaplamalı Yapılar	78
3.7	Yarma Şevli Duvarların Ön Tasarımı için Basitleştirilmiş Tasarım Abakları	79
3.7.1	Geometrik Değişkenler (Arka Şevin Yatayla Yaptığı Açı " β " ve Duvar Arkasının Düşeyle Yaptığı Açı).....	79
3.7.2	Dayanım Değişkenleri (Azaltılmış Sürtünme Açısı ϕ_D ve Boyutsuz Kohezyon c_D)	79
3.7.3	Boyutsuz Çivi Yüğü (T_D)	80
3.7.4	Ön Çivi Boyutu	80
3.7.5	Ön Çivi Boyu.....	81
4.	ZEMİN ÇİVİLİ DUVARLARIN YERİNDE İNCELENMESİ.....	94
4.1	Giriş	94
4.2	Zemin Çivili Duvarların Davranışını Gözlemleme Yöntemleri.....	94
4.3	Zemin Çivili Duvarların Davranışını Gözlemlemede İzlenmesi Önerilen Plan (FHWA, 1994).....	96
4.4	Gözlemlenecek Parametreler.....	96
4.5	Çivi Deneyleri	96
4.5.1	Deney Düzeneklerinin Hazırlanması.....	97
4.5.2	Deney Türleri	99
4.5.2.1	Deneme Çivi Deneyleri	99
4.5.2.2	Doğrulama Deneyi	99
4.5.2.3	Kanıtlama Deneyi.....	100
4.5.2.4	Krip Deneyi	100
4.5.3	Deneylerde Kabul Edilen Kriterler.....	100
4.5.3.1	Deneylerde Kabul Edilen Kriterlerin Anlamları	101
5.	ZEMİN ÇİVİLİ DUVAR UYGULAMASI	102
5.1	Maltepe Alışveriş Merkezi Kalıcı Kazı İksası	102
5.1.1	Tasarım Bilgileri.....	102
5.1.2	Zemin Koşulları ve Parametreleri	102
5.1.3	Dayanma Yapısı Sistemi ve Yapılan Hesapların Özeti.....	103
5.1.4	Yapım Aşamaları.....	116
5.1.5	Kullanılan Malzeme	116

5.1.6	Çekme Deneyleri.....	117
5.1.6.1	Deney No: 2.....	118
5.1.6.2	Deney No: 3.....	118
5.1.6.3	Deney No: 4.....	119
5.1.6.4	Deney No: 5.....	119
5.1.6.5	Deney No: 6.....	119
5.1.6.6	Deney No: 7.....	119
5.1.7	Eğim Ölçer ile Saptanan Yer Değişirmeler.....	137
5.1.8	Dayanma Yapısının PLAXIS 7.2 Programı ile Çözümü	142
5.1.8.1	Eğim Ölçer Okumaları ile PLAXIS 7.2 Sonuçlarının Karşılaştırılması	146
5.1.9	Duyarlılık Analizi.....	154
6.	SONUÇ ve ÖNERİLER.....	186
KAYNAKLAR.....		190
EKLER		191
Ek 1 Tasarımda kullanılan çizelgeler		192
Ek 2 Tüm tip kesitlere ilişkin SNAIL çözümleri		196
Ek 3 Her tip kesitin PLAXIS 7.2 ile modellenmesi.....		232
ÖZGEÇMİŞ		234

SİMGE LİSTESİ

A	Tasarım fiktif-statik sismik katsayısı
A	Zemin çivisinin kesit alanı
A _B	Tekil donatı alanı
A _{PK}	Tasarım pik zemin ivmesi
B	Zemin çivili bloğun taban genişliği
b	Birim kaplama paneli genişliği
B'	Eksantrik yük hesabında zemin çivili bloğun efektif taban genişliği
b _{PL}	Taşıyıcı plakanın genişliği
c	Tasarım zemin kohezyonu
c _D	Boyutsuz kohezyon
C _F	Kaplamanın eğilme basıncı faktörü
C _S	Kaplamanın zımbalama basıncı faktörü
c _U	Zeminin kohezyonu
d _S	Delgi çapı
e	Yükün ensantrisitesi
E	Elastisite modülü
F	Genel güvenlik sayısı
FS	Genel güvenlik sayısı
F _F	Çivi kafası servis yükü faktörü
F _Y	Donatının akma gerilmesi
H	Zemin çivili duvarın düşey yüksekliği
h _C	Zımbalama konisinin efektif yüksekliği
i _C	Kohezyona bağlı yük eğim faktörü
i _γ	Zemin danelerinin birim hacim ağırlığına bağlı yük eğim faktörü
K _a	Aktif toprak basıncı katsayısı
L	Çivi boyu
M	Moment
N	Normal kuvvet
N _C	Kohezyona bağlı taşıma gücü faktörü
N _γ	Zemin danelerinin birim hacim ağırlığına bağlı taşıma gücü faktörü
P _A	Aktif toprak basıncı yükü ($K_a \gamma H^2 / 2$)
P _U	Çivinin son sıyrılma yükü
R/L	Genel direncin yüke oranı (LRFD)
Q _D	Boyutsuz zemin sıyrılma direnci
Q _d	İzin verilebilir sıyrılma direnci (SLD)
Q _d	Tasarım sıyrılma direnci (LRFD)
q _{maks}	Uygulanan maksimum taşıma gücü
q _{all}	İzin verilebilir temel taşıma gücü (SLD)
Q _u	Son sıyrılma direnci
q _{ult}	Son taşıma gücü
S _C	Kohezyona bağlı temel şekil faktörü
S _γ	Zemin danelerinin birim hacim ağırlığına bağlı temel şekil faktörü
S _H	Yatay çivi aralığı
S _{HS}	Başlıklı cıvataların merkezden merkeze aralığı
S _V	Düşey çivi aralığı
T	İzin verilebilir çivi yükü (SLD)
T	Tasarım çivi dayanımı (LRFD)
T _D	Boyutsuz çivi gerilme gücü

T_F	İzin verilebilir çivi kafası yükü (SLD)
T_F	Tasarım çivi kafası dayanımı yükü (LRFD)
t_F	Çivi kafası servis yükü
T_{FN}	Nominal çivi kafası dayanımı
T_N	İzin verilebilir çivi tendonu yükü (SLD)
T_N	Tasarım çivi tendonu dayanımı (LRFD)
T_{NN}	Nominal çivi tendonu dayanımı
t_{PL}	Taşıyıcı plaka kalınlığı
V_N	Kaplama için nominal içsel zımbalama dayanımı
W	Kayan zemin bloğunun ağırlığı
x	Yatay yer değiştirme
Δx	Yatay yer değiştirmelerin farkı
α_F	Çivi kafası dayanım faktörü
α_N	Çivi tendonu dayanım faktörü
α_Q	Çivi sıyrılma direnci dayanım faktörü
β	Duvar arkasındaki eğimli bölgenin yatayla yapmış olduğu açı
δ	Duvar yüzünün düşeyle yapmış olduğu açı
δ	Yatay yer değiştirme
ε	Birim şekil değiştirme
ϕ	Tasarım içsel sürtünme açısı (LRFD)
Φ	Çivi çapı
Φ_C	Zemin kohezyonu direnç faktörü (LRFD)
ϕ_D	Zemin danelerinin azaltılmış içsel sürtünme açısı
Φ_F	Çivi kafası direnç faktörü (LRFD)
Φ_ϕ	İçsel sürtünme açısı direnç faktörü (LRFD)
Φ_N	Çivi tendonu direnç faktörü (LRFD)
Φ_q	Taşıma gücü direnç faktörü (LRFD)
Φ_Q	Çivi sıyrılması direnç faktörü (LRFD)
ϕ_U	İçsel sürtünme açısı
γ	Zemin danelerinin birim hacim ağırlığı
ψ	Kayma yüzeyinin yatayla yaptığı açı
ν	Poisson oranı
σ	Gerilme
σ_a	Çelik malzeme için akma gerilmesi
σ_{em}	Çelik malzeme için güvenli çekme gerilmesi
τ_{em}	Çelik malzeme için güvenli kayma gerilmesi
Γ	Yük faktörü (LRFD)
Γ_w	Birim hacim ağırlık için yük faktörü (LRFD)
ρ	Çekme donatısı oranı
ξ	Zemin ile duvar arasındaki sürtünme açısı

KISALTMA LİSTESİ

ASCE	American Society for Civil Engineers
ASTM	American Society for Testing and Materials
FHWA	Federal Highway Administration



ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 1.1 Çivili duvarların inşaat adımları (FHWA, 1998)	2
Şekil 1.2 (a) Geçici zemin çivisi (FHWA, 1998)	5
Şekil 1.2 (b) Kalıcı zemin çivisi (FHWA, 1998)	5
Şekil 1.3 Varolan köprü altında yol genişletmesi (FHWA, 1998)	6
Şekil 1.4 Zemin çivisi davranışı (FHWA, 1998)	10
Şekil 1.5 Zemin çivili duvarların olası göçme biçimleri (FHWA, 1998)	12
Şekil 1.6 Normalize edilmiş, ölçülen maksimum çivi yükleri (FHWA, 1998)	15
Şekil 1.7 Normalize edilmiş, ölçülen çivi kafası yükleri (FHWA, 1998)	18
Şekil 1.8 Zemin çivili duvarlarda şekil değiştirme (Clouterre, 1991)	20
Şekil 1.9 Katı killer, rezidüel zeminler ve kumlar için arazide duvarda gözlemlenmiş maksimum yanal hareketler (FHWA, 1998)	21
Şekil 1.10 Farklı uygulamalar için donatı boyunca gerilme dağılımı (FHWA, 1998)	25
Şekil 1.11 Zemin çivili duvarlar ile donatılı zemin duvarlarının şekil değiştirmeleri arasındaki fark (FHWA, 1998)	27
Şekil 1.12 Zemin çivisi, ankraj ve MSE duvarlarında düşey gerilme dağılımı (FHWA, 1998)	27
Şekil 3.1 Zemin çivili duvarlarda araştırılacak olası göçme biçimleri (FHWA, 1998)	34
Şekil 3.2 (a) SLD ile zemim çivisi tasarımı, donatısız şev (FHWA, 1998)	35
Şekil 3.2 (b) SLD ile zemim çivisi tasarımı, tekil donatılı şev (FHWA, 1998)	35
Şekil 3.2 (c) SLD ile zemim çivisi tasarımı, çoğul donatılı şev (FHWA, 1998)	36
Şekil 3.3 (a) LRFD ile zemim çivisi tasarımı, donatısız şev (FHWA, 1998)	36
Şekil 3.3 (b) LRFD ile zemim çivisi tasarımı, tekil donatılı şev (FHWA, 1998)	36
Şekil 3.3 (c) SLD ile zemim çivisi tasarımı, çoğul donatılı şev (FHWA, 1998)	37
Şekil 3.4 Çivi destek diyagramı (FHWA, 1998)	40
Şekil 3.5 Dayanma yapıları için dış göçme biçimleri (FHWA, 1998)	42
Şekil 3.6 Aynı minimum güvenlik sayısını veren farklı çivi yerleşimleri (FHWA, 1998)	44
Şekil 3.7 Önerilen tasarım aşamaları (FHWA, 1998)	50
Şekil 3.8 Tasarım için varsayılan çivi boyu dağılımı (FHWA, 1998)	55
Şekil 3.9 (a) Duvar tabanı için taşıma gücü denetimi	58
Şekil 3.9 (b) Zemin tabanı için taşıma gücü değerlendirmesi (FHWA, 1998)	59
Şekil 3.10 Konsolun en üst kısmına ilişkin tasarım denetimleri (FHWA, 1998)	60
Şekil 3.11 Sismik yükleme durumunda iç ve dış kayma yüzeylerinin tanımlanması (FHWA, 1998)	62
Şekil 3.12 Heterojen zemin koşullarının kritik kayma yüzeyine olan etkisi (FHWA, 1998) ..	70
Şekil 3.13 Yapım koşulları için duraylılık tayini (FHWA, 1998)	71
Şekil 3.14 Basamaklı duvarların yapım aşamaları (FHWA, 1998)	72
Şekil 3.15 (a) Cotiere Tüneli'nin kuzey girişindeki duvar (TGV Rhöne-Alpes, 1990)	73
Şekil 3.15 (b) Çivili Berlin duvarı (FHWA, 1998)	73
Şekil 3.16 Zemin çivili duvar tarafından desteklenen MSE duvarı (FHWA, 1998)	74
Şekil 3.17 (a) Çivilerin dışa doğru eğimli biçimde dış köşeye yerleştirilmesi (FHWA, 1998) ..	76
Şekil 3.17 (b) Çivilerin dışa doğru eğimli biçimde menhol çevresinde yerleştirilmesi (FHWA, 1998)	76
Şekil 3.18 Sonsuz şev koşulu / Tasarım yaklaşımı	77
Şekil 3.19 Örnek konsol duvar kesit ayrıntısı (FHWA, 1998)	78
Şekil 3.20 Ön tasarım abağı 1A / Arka şev eğimi = 0° (FHWA, 1998)	82
Şekil 3.21 Ön tasarım abağı 1B / Arka şev eğimi = 0° , Duvar yüzü eğimi = 0° (FHWA, 1998)	83
Şekil 3.22 Ön tasarım abağı 1C / Arka şev eğimi = 0° , Duvar yüzü eğimi = 10° (FHWA, 1998)	84

Şekil 3.23 Ön tasarım abağı 2A / Arka şev eğimi = 10° (FHWA, 1998).....	85
Şekil 3.24 Ön tasarım abağı 2B / Arka şev eğimi = 10° , Duvar yüzü eğimi = 0° (FHWA, 1998).....	86
Şekil 3.25 Ön tasarım abağı 2C / Arka şev eğimi = 10° , Duvar yüzü eğimi = 10° (FHWA, 1998).....	87
Şekil 3.26 Ön tasarım abağı 3A / Arka şev eğimi = 20° (FHWA, 1998).....	88
Şekil 3.27 Ön tasarım abağı 3B / Arka şev eğimi = 20° , Duvar yüzü eğimi = 0° (FHWA, 1998).....	89
Şekil 3.28 Ön tasarım abağı 3C / Arka şev eğimi = 20° , Duvar yüzü eğimi = 10° (FHWA, 1998).....	90
Şekil 3.29 Ön tasarım abağı 4A / Arka şev eğimi = 34° (FHWA, 1998).....	91
Şekil 3.30 Ön tasarım abağı 4B / Arka şev eğimi = 34° , Duvar yüzü eğimi = 0° (FHWA, 1998).....	92
Şekil 3.31 Ön tasarım abağı 4C / Arka şev eğimi = 34° , Duvar yüzü eğimi = 10° (FHWA, 1998).....	93
Şekil 4.1 Arazi deney aygıtlarının yerleştirilmesinin en yaygın biçimi.....	95
Şekil 4.2 Yük hücreli bir deney düzeneği (FHWA, 1994).....	98
Şekil 5.1 Sondaj ve eğim ölçer noktaları.....	103
Şekil 5.2 (a) SNAİL programında Kesit 1 – 1 için duvar geometrisinin oluşturulması.....	104
Şekil 5.2 (b) SNAİL programında Kesit 1 – 1 için donatı geometrisinin oluşturulması.....	105
Şekil 5.2 (c) SNAİL programında Kesit 1 – 1 için donatı geometrisinin oluşturulması.....	106
Şekil 5.2 (d) SNAİL programında Kesit 1 – 1 için göz ardı edilen temel altı araştırması.....	107
Şekil 5.2 (e) SNAİL programında Kesit 1 – 1 için belirlenen araştırma sınırları.....	108
Şekil 5.2 (f) SNAİL programında Kesit 1 – 1 için belirlenen araştırma düğüm noktaları.....	109
Şekil 5.2 (g) SNAİL programında Kesit 1 – 1 için saptanan zemin parametreleri.....	110
Şekil 5.2 (h) SNAİL programında Kesit 1 – 1 için yüklerin girilmesi.....	111
Şekil 5.2 (i) SNAİL programında Kesit 3 – 3 için farklı geometriye sahip çivilerin tanımlanması.....	112
Şekil 5.3 (a) Kesit 1 – 1 (MS1 ve MQ1 no' lu SNAİL hesap dosyaları için).....	113
Şekil 5.3 (b) Kesit 2 – 2 (MS2 ve MQ2 no' lu SNAİL hesap dosyaları için).....	114
Şekil 5.3 (c) Kesit 3 – 3 (MS3 ve MQ3 no' lu SNAİL hesap dosyaları için).....	115
Şekil 5.4 (a) 2 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi.....	122
Şekil 5.4 (b) 3 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi.....	122
Şekil 5.4 (c) 4 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi.....	123
Şekil 5.4 (d) 5 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi.....	123
Şekil 5.4 (e) 6 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi.....	124
Şekil 5.4 (f) 7 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi.....	124
Şekil 5.5 (a) 2 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi.....	125
Şekil 5.5 (b) 3 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi.....	125
Şekil 5.5 (c) 4 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi.....	126
Şekil 5.5 (d) 5 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi.....	126
Şekil 5.5 (e) 6 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi.....	127
Şekil 5.5 (f) 7 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi.....	127
Şekil 5.6 (a) 2 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi.....	128
Şekil 5.6 (b) 3 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi.....	128
Şekil 5.6 (c) 4 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi.....	129
Şekil 5.6 (d) 5 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi.....	129
Şekil 5.6 (e) 6 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi.....	130
Şekil 5.6 (f) 7 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi.....	130
Şekil 5.7 (a) 2 no' lu çekme deneyi kriş eğrileri.....	131
Şekil 5.7 (b) 3 no' lu çekme deneyi kriş eğrileri.....	132

Şekil 5.7 (c) 4 no' lu çekme deneyi kripi eğrileri.....	133
Şekil 5.7 (d) 5 no' lu çekme deneyi kripi eğrileri	134
Şekil 5.7 (e) 6 no' lu çekme deneyi kripi eğrileri.....	135
Şekil 5.7 (f) 7 no' lu çekme deneyi kripi eğrileri	136
Şekil 5.8 (a) Birinci eğim ölçerdeki yatay yer değiştirmeler (Kesit 3 - 3 için).....	139
Şekil 5.8 (b) İkinci eğim ölçerdeki yatay yer değiştirmeler (Kesit 2 - 2 için)	140
Şekil 5.8 (c) Üçüncü eğim ölçerdeki yatay yer değiştirmeler (Kesit 1 - 1 için).....	141
Şekil 5.9 $\sigma - \varepsilon$ eşeli ve PLAXIS 7.2 için önerilen E değeri.....	144
Şekil 5.10 (a) Kesit 3 - 3 / EÖ 1 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra meydana gelen yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre).....	148
Şekil 5.10 (b) Kesit 2 - 2 / EÖ 2 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre)	149
Şekil 5.10 (c) Kesit 1 - 1 / EÖ 3 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre)	150
Şekil 5.11 (a) Kesit 3 - 3 / EÖ 1 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre) ile EÖ 1 okumalarının karşılaştırılması.....	151
Şekil 5.11 (b) Kesit 2 - 2 / EÖ 2 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre) ile EÖ 2 okumalarının karşılaştırılması.....	152
Şekil 5.11 (c) Kesit 1 - 1 / EÖ 3 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre) ile EÖ 3 okumalarının karşılaştırılması.....	153
Şekil 5.12 (a) E' nin değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 - 1)	157
Şekil 5.12 (b) ν ' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 - 1)	158
Şekil 5.12 (c) (c')' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 - 1)	159
Şekil 5.12 (d) (ϕ)'nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 - 1)	160
Şekil 5.12 (e) γ_{kuru} 'nun değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 - 1)	161
Şekil 5.12 (f) $\gamma_{yaş}$ 'ın değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 - 1)	162
Şekil 5.13 (a) E' nin değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 - 2)	163
Şekil 5.13 (b) ν ' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 - 2)	164
Şekil 5.13 (c) (c')' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 - 2)	165
Şekil 5.13 (d) (ϕ)'nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 - 2)	166
Şekil 5.13 (e) γ_{kuru} 'nun değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 - 2)	167
Şekil 5.13 (f) $\gamma_{yaş}$ 'ın değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 - 2)	168
Şekil 5.14 (a) E' nin değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik - yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 - 3)	169

Şekil 5.14 (b) v' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)	170
Şekil 5.14 (c) (c') nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)	171
Şekil 5.14 (d) (ϕ') nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)	172
Şekil 5.14 (e) γ_{kuru} nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)	173
Şekil 5.14 (f) $\gamma_{yaş}$ nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)	174
Şekil 5.15 (a) Kesit 1 – 1 için yanal yer değiştirme oranının (ϕ') ' ye bağlı değişimi	178
Şekil 5.15 (b) Kesit 2 – 2 için yanal yer değiştirme oranının (ϕ') ' ye bağlı değişimi	178
Şekil 5.15 (c) Kesit 3 – 3 için yanal yer değiştirme oranının (ϕ') ' ye bağlı değişimi	179
Şekil 5.16 (a) Kesit 1 – 1 için yanal yer değiştirme oranının (c') ' ye bağlı değişimi	179
Şekil 5.16 (b) Kesit 2 – 2 için yanal yer değiştirme oranının (c') ' ye bağlı değişimi	180
Şekil 5.16 (c) Kesit 3 – 3 için yanal yer değiştirme oranının (c') ' ye bağlı değişimi	180
Şekil 5.17 (a) Eğim ölçerin okuma almak için borunun içine yerleştirilmesi	181
Şekil 5.17 (b) Okumaların alınması	181
Şekil 5.17 (c) Koruyucu kılıf içine yerleştirilmiş kalıcı zemin çivileri	182
Şekil 5.17 (d) Arazide projesine uygun olarak yerleştirilmiş kalıcı zemin çivisi	182
Şekil 5.17 (e) Enjeksiyonu tamamlanmış, taşıyıcı plakası yerleştirilecek olan deney çivisi ..	183
Şekil 5.17 (f) Yük hücresi takılmış ve kadranlı ölçerleri deneye hazır hale getirilmiş deney çivisi	183
Şekil 5.17 (g) En üst aşamasının birinci kat püskürtme betonu tamamlanmış kalıcı çivili duvar	184
Şekil 5.17 (h) En üst aşaması tamamlanmış, bir alt aşamasının yapımına geçilmiş kalıcı zemin çivili duvar	184
Şekil 5.17 (i) Kalıcı zemin çivili duvar inşaatının diğer aşamaları	185

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 1.1 (a) Gözlemlenmiş zemin çivili duvarların özellikleri (FHWA, 1998).....	16
Çizelge 1.1 (b) Gözlemlenmiş zemin çivili duvarların özellikleri (FHWA, 1998).....	16
Çizelge 1.2 Zemin çivili duvarlarda şekil değiştirmeyi etkileyen etkenler.....	20
Çizelge 1.3 (a) Farklı duvar türlerinin işlevleri bakımından karşılaştırılması (FHWA, 1998).....	23
Çizelge 1.3 (b) Farklı duvar türlerinin işlevleri bakımından karşılaştırılması (FHWA, 1998).....	24
Çizelge 2.1 Zemin etkinliği göstergeleri (FHWA, 1998).....	30
Çizelge 2.2 Granüler zeminler için son sıyrılma gerilmesi (FHWA, 1998)	31
Çizelge 2.3 Kohezyonlu zeminler için son sıyrılma gerilmesi (FHWA, 1998)	31
Çizelge 2.4 Kaya için son sıyrılma gerilmesi (FHWA, 1998)	31
Çizelge 3.1 AASHTO özelliklerine göre yükleme birleşimleri (AASHTO, 15 th Ed., 1992)	51
Çizelge 3.2 SLD için çivi kafası dayanım faktörleri (FHWA, 1998)	51
Çizelge 3.3 SLD için dayanım faktörleri ve güvenlik sayıları (F) (FHWA, 1998).....	53
Çizelge 3.4 (a) AASHTO özelliklerine göre yükleme birleşimleri ve yük faktörleri (AASHTO, LRFD, 1 st Ed., 1994).....	62
Çizelge 3.4 (b) Kalıcı yükler (γ_p) için yük faktörleri (FHWA, 1998)	63
Çizelge 3.5 LRFD için çivi kafası direnç faktörleri (FHWA, 1998).....	64
Çizelge 3.6 LRFD için direnç faktörleri (FHWA, 1998)	65
Çizelge 5.1 Önerilen zemin parametreleri (ZETAŞ, 2003)	103
Çizelge 5.2 Şev duraylılığı hesap sonuçlarının özeti	112
Çizelge 5.3 Hasır çeliğe ait özellikler	117
Çizelge 5.4 Çelik plaka ve somun için güvenlik gerilmeleri	117
Çizelge 5.5 Çekme deneyi aşamaları	118
Çizelge 5.6 (a) Çekme deneyleri özeti	120
Çizelge 5.6 (b) Çivilerin sıyrılmaya karşı dirençleri.....	121
Çizelge 5.8 Çivi yerleşimleri ve son kazı derinliği	137
Çizelge 5.9 (a) Kesit 1 -1 için duvarın yapım aşamaları.....	137
Çizelge 5.9 (b) Kesit 2 -2 için duvarın yapım aşamaları.....	137
Çizelge 5.9 (c) Kesit 3 -3 için duvarın yapım aşamaları.....	138
Çizelge 5.10 İstanbul metrosu kayaçlarının laboratuvar deney sonuçları (YTÜD, 1999).....	144
Çizelge 5.11 (a) Yatay yer değiştirmeler	146
Çizelge 5.11 (b) PLAXIS 7.2'de her tip kesit için kullanılan malzeme parametreleri.....	147
Çizelge 5.12 (a) Kesit 1 – 1 için yapılan denemeler ve kullanılan parametrelerin değerleri .	154
Çizelge 5.12 (b) Kesit 2 – 2 için yapılan denemeler ve kullanılan parametrelerin değerleri .	155
Çizelge 5.12 (c) Kesit 3 – 3 için yapılan denemeler ve kullanılan parametrelerin değerleri .	156
Çizelge 5.13 (a) Kesit 1 – 1 için değişken F' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi.....	175
Çizelge 5.13 (b) Kesit 2 – 2 için değişken F' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi.....	175
Çizelge 5.13 (c) Kesit 3 – 3 için değişken F' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi.....	176
Çizelge 5.14 (a) Kesit 1 – 1 için değişken c' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi.....	176
Çizelge 5.14 (b) Kesit 2 – 2 için değişken c' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi.....	177
Çizelge 5.14 (c) Kesit 3 – 3 için değişken c' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi.....	177

ÖNSÖZ

Bu tezin amacı ; derin kazılarda ve otoyol şevlerinde yaygın olarak kullanılan “Zemin Çivili Dayanma Yapıları” yönteminin açıklanması ve değişik arazi koşullarında elde edilen farklı sonuçların, bilgisayar programlarıyla elde edilen değerlerle karşılaştırılmasıdır. Bu karşılaştırma yapılırken de PLAXIS 7.2 ve SNAIL adlı programlar kullanılmış olup, sonuçlar arazi koşulları da dikkate alınarak değerlendirilmiştir.

Tezin yürütülmesi sırasında deneyim ve bilgilerini benimle paylaşan tez danışmanım Prof. Dr. Sayın Sönmez Yıldırım’a, kaynak ve bilgilerini benden esirgemeyen Dr. Sayın Havvanur Kılıç’a, arazi verilerini benimle paylaşan İnş. Yük. Müh. Sayın Taşkın Tarı, Jeo. Müh. Sayın Barış Arkun ile ZETAŞ Zemin Teknolojisi A.Ş teknik personeline, tezin düzenlenmesi sırasında bana yardımcı olan meslektaşım İnş. Yük. Müh. Sayın Hüsnü Uysal’a ve tezim boyunca manevi olarak hep desteğini aldığım Annem ve Babam’a teşekkürü bir borç bilirim.

İnş. Müh. Ali Orkun BAYUR



ÖZET

Bu araştırmanın asıl amacı şev duraylılığı uygulamalarında zemin çivisi kavramının tanıtımı; ekonomik olarak uygun ve teknik açıdan da kullanılmasında bir sakınca olmayan uygulamalarda zemin çivisinin seçimi, tasarımı ve belirlenmesinde rehber niteliği taşımasıdır. Aynı zamanda diğer destek yapılarıyla karşılaştırılarak zemin çivili duvarların benzerlikleri ve farklılıkları tartışılmış, güncel tasarım ve yapım yöntemlerine değinilmiştir.

Araştırmada kalıcı zemin çivili yapının tasarım yöntemleri ve arazi denetimleri hedef alınmıştır. Bu nedenle, yer yer sert killi zeminde ve kaya (grovak) ortamında yapımı süren kalıcı zemin çivili bir duvar arazide incelenmiştir. Arazi deneylerinden ve gözlemlerinden elde edilen veriler PLAXIS 7.2 ve SNAIL adlı bilgisayar programlarında oluşturulan sistem çıktılarıyla karşılaştırılmıştır. Programlara girilen verilerin uzun süreli yapım koşullarını sergilemesi sağlanmış, her tip kesit kendi zemin koşulları dikkate alınarak PLAXIS 7.2 ve SNAIL’ de ayrı ayrı modellenmiştir. Arazide gerçekleştirilen sıyırılma deneyleri sonuçlarıyla SNAIL programında çözülen sisteme ait çıktılar karşılaştırılmıştır. Eğim ölçerlerden alınan okumalar ile PLAXIS 7.2’ de bulunan yatay yer değiştirmeler karşılaştırılmıştır.

Sistemi PLAXIS 7.2 ve SNAIL’de modellemekteki hedef ; yapım öncesinde ve sırasında arazi deneylerinden elde edilen ve doğru biçimde seçilen zemin parametreleriyle oluşturulan modelin, gerçeğe yakın sonuçlar vereceğini ve yerinde davranışı sergileyebileceğini kanıtlamaktır.

Anahtar Kelimeler : Zemin çivisi, çivili duvarlar, dayanma yapıları, PLAXIS 7.2, SNAIL, çekme deneyi, eğim ölçer

ABSTRACT

The specific purpose of this research is to introduce the concept of soil nailing use into slope stability construction practice and to provide guidance for selecting, designing, and specifying soil nailing for those many applications to which it is technically suited and economically attractive. At the same time, compared with other support systems, the similarities and differences of soil nail walls are discussed; a comprehensive review of updated design and construction methods overlooked.

The aim of this research is based on design methods and field inspections for permanent soil nailing. Therefore a permanent soil nail wall constructed partially in hard clayey soil and rock was studied in-situ. Datas resulting from field tests and inspections were compared to the outputs of the shoring composed through computer-based programs such as PLAXIS 7.2 and SNAIL. Ensuring that the inputs for the programs represent the long-term state of the construction, each section was separately modeled with its own soil/rock conditions in PLAXIS 7.2. The results from pull-out tests carried out on the field were compared with the outputs of systems computed by SNAIL. The readings obtained from the inclinometers were compared with horizontal displacements computed by PLAXIS 7.2.

The goal of modeling the system in PLAXIS 7.2 and SNAIL was to prove a model composed with correctly selected soil parameters determined from the field tests prior to and during construction giving the most accurate results, thus representing the real in-situ behavior.

Keywords: Soil nailing, soil nail walls, shoring, PLAXIS 7.2, SNAIL, pull-out test, inclinometer

1. GİRİŞ

1.1 Tarihçe

Zemin çivisi çeşitli inşaat mühendisliği projelerinde 20 yıldan bu yana kullanılmaktadır. Teknik olarak kaya bulonlamasından ve Rabcewicz tarafından geliştirilen Yeni Avusturya Tünel Modeli (NATM)'nden türetilmiştir. Bilindiği üzere bu modellemede yeraltı kazılarının inşaatı için esnek dayanma sistemleri sağlamak amacı ile püskürtme beton ve kaya bulonları birlikte kullanılmaktadır.

Kuzey Amerika' da kaydedilmiş ilk uygulama 1970' lerde geçici dayanma amacıyla Vancouver, B.C.' de bir kazıda gerçekleştirilmiştir. Aynı yıllarda bu yöntem Avrupa' da daha çok otoyol veya demiryollarının yarma olan kesimlerinde dayanma yapısı oluşturmak veya inşaat kazılarında geçici destek olarak kullanılmaya başlanmıştır.

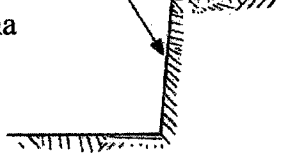
Yöntemin kullanılmasını çekici kılan en büyük etken ekonomik oluşu, inşaata esneklik kazandırması ve özellikle kentsel bölgelerde küçük aygıtla çalışma olanağı vermesi olarak sıralanabilir. Örneğin Fransa' da yıllık 100,000 m² ' nin üzerinde zemin çivili duvar inşaatı yapılmaktadır. Almanya' da ise günümüze dek 500' ün üzerinde zemin çivili duvar inşa edilmiştir.

Zemin çivili duvarların Avrupa ve Kuzey Amerika' da yamaçların kalıcı ve geçici duraylılığında, eski dayanma yapılarının yenilenmesinde, bünyesinde bulunan paslanmaz çelik donatıların zamanından önce korozyona uğraması yüzünden onarılması gereken mekanik olarak duraylandırılmış toprak (MSE) duvarlarda, yeraltı kazılarında geçici dayanma yapısı oluşturmada, kara ve demiryollarının yarma kesimleri ile tünellerde geçici destek amaçlı kullanılmaktadır. Çivinin yerleştirilmesinin Avrupa ve Kuzey Amerika' daki en yaygın şeklinde, kılıfsız önceden delinmiş deliklere yerleştirilen çiviler enjeksiyonla doldurulur. Örneğin Almanya' da yukarıda sözü geçen uygulama şeklinden başka, çelik donatı ile çevresindeki zemin arasında açık bir halka oluşturması için normalden daha büyük bir kafaya sahip olan önceden enjeksiyonlanmış sürme çivi kullanılmaktadır. Fransa' da da geleneksel delme-enjeksiyonlama yönteminden daha kapsamlı bir yöntem oluşturulmuştur. Burada birbirine yakın olan çiviler jet çivileme tekniğiyle birlikte, çakma-sürme ile önceden enjeksiyonlanmadan kullanılmaktadır.

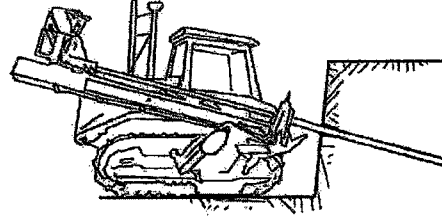
1.2 İnşaat Adımları

Kuzey Amerika ve yurdumuzda da zemin çivili duvarların inşaatında en çok karşılaşılan yöntem olan delme – enjeksiyonlama yöntemi Şekil 1.1’ de görülmektedir.

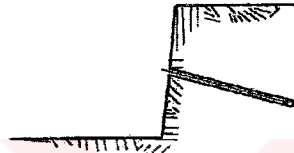
1 ~ 2 m yüksekliğindeki
desteksiz yarma



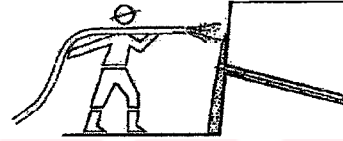
1. Adım – Küçük bir yarma açılması



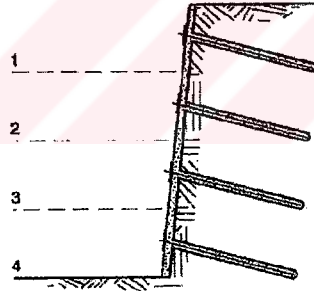
2. Adım – Çivi için delik açılması



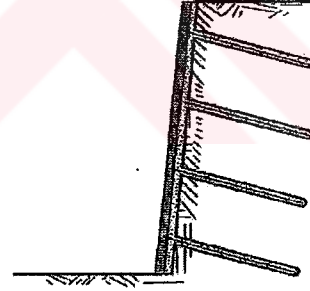
3. Adım – Çivinin yerleştirilmesi
ve enjeksiyonu



4. Adım – Drenaj borularının yerleştirilmesi
ilk kat püskürtme betonun dökülmesi
taşıyıcı plaka ve somunların konulması



5. Adım – Son katmana dek 1 – 4
no’lu adımların tekrarı



6. Adım – Son kaplamanın yerleştirilmesi
(Kalıcı kaplamalı uygulamalarda)

Şekil 1.1 Çivili duvarların inşaat adımları (FHWA, 1998)

1.2.1 İlk Yarmanın Açılması

Kazıya başlamadan önce, inşaatın tüm adımları boyunca yüzey sularının denetim altında olacağını kesinlikle sağlamak gereklidir. Bu da genellikle toplama hendekleriyle sağlanır. Bu şekilde yüzey suları inşaatı zarar vermeden denetimli biçimde toplanmış ve uzaklaştırılmış olur.

İlk yarma işlemi birinci sıra çivinin biraz altına kadar açılır. Bu yarma derinliği zeminin 24 ila 48 saat içinde kendini desteksiz tutabilme yeteneği ile doğrudan ilgili olup, genelde 1 - 2 m ' dir. Bu süre içerisinde alın duraylılığının sorunlu olduğu yerlerde çivi yerleştirilip fazlalığının kesilmesi tamamlanıncaya dek yarma aşamalı şekilde açılıp bırakılabilir. Duraylılıkla başa çıkmanın başka yöntemi de yarma alnında püskürtme beton ile bir örtü katmanı oluşturmaktır. Bu duraylılık sorunları daha çok, bozuşmuş ve örselenmiş malzemenin yüzeye yakın olduğu ilk birkaç kat kazı aşamasında yaşanmaktadır. Kentsel bölgelerde gevşek dolgu ve gömülü eski eserler bu sıkıntının doğmasına neden olan diğer etkenlerden bazılarıdır.

Zeminin olabildiğince az örselenmesi ve alındaki gevşemiş bölgelerin püskürtme betonun dökülmesinden önce kaldırılması gereklidir. Kazılmış yüzey olabildiğince düzgün olmalıdır. Bu şekilde sonraki adımlarda dökülecek püskürtme betonun miktarında azalma sağlanabilir.

Çalışma alanı olarak 10 m genişlikteki bir bölge, delgi aygıtının yerleşmesi ve çalışabilmesi için yeterlidir.

1.2.2 Deliklerin Açılması

Çivi delikleri önceden belirlenen yerlerde belirli uzunluk ve eğimde, zemine uygun delme yöntemi kullanılarak açılır. Bu yöntemler kılıfsız ve kılıflı yöntemlerdir. Kılıflı yöntemlerde kullanılan aletler kılıfsız olanlardan daha üstün niteliklere sahiptir. Kılıfsız delgiler; döner veya basınçlı hava ve kuru burgu kullanarak döner-kırma aletleriyle yapılırken, kılıflı delgiler daha fazla duraylılık sorunu yaşanan yerlerde tekil ince borulu, su/hava akım ile çift yönde döner aletler veya içi boş boru şeklindeki burgular kullanılarak yapılır.

Tipik çivi yerleşiminde düşeyde ve yatayda 1-2 m aralık bırakılır. Çivi uzunluğu da genelde duvar yüksekliğinin % 70 – 100 katıdır. Çivilerin yatayla yapmış olduğu açı enjeksiyonu kolaylaştırmak amacı ile genelde 15° olarak tasarlanır.

1.2.3 Çivinin Yerleştirilmesi ve Enjeksiyonu

Çivinin delik içinde merkezine yerleştirilmesi için genellikle plastik merkezleyiciler kullanılır. Bununla birlikte çivilerin içi boş burgularla yerleştirildiği uygulamalarda merkezleyiciler genellikle etkisiz kalırken, çökme değeri 200 mm ' den az olan enjeksiyon karışımı çivinin yerleşiminde büyük rol oynar ve çivinin delik tabanına kadar inmesini engeller. Çiviler genelde çapı 19 – 35 mm ve akma dayanımı da 420 – 500 N/mm² arasında değişen çelikten oluşmaktadır. Delik içine yerleştirilen çivinin çevresine zeminle kendisi

arasında bağlayıcılığı sağlayan çimento şerbeti enjekte edilir. Çapı 25 mm' den küçük olan çelik donatılar ne az ne de çok sayılabilecek uzunluklarda aşırı esnek olmaları nedeniyle yerleştirme sorunları yaratır. Enjeksiyon; yerçekimi veya delgi içindeki aşağıdan yukarı doğru uygulanan düşük basınç yardımıyla gerçekleştirilir. Burada enjeksiyon işlemi açık delgilerde tremi borusundan, kılıflı yerleştirme yöntemlerinde de delgi borusu veya tremi borusundan yararlanılarak yapılır.

Kalıcı çivilerde korozyon korunması ya kalın epoksi kaplamasıyla ya da içi enjeksiyonla doldurulan oluklu plastik kılıfla sağlanır.

1.2.4 Drenaj Sisteminin Yerleştirilmesi

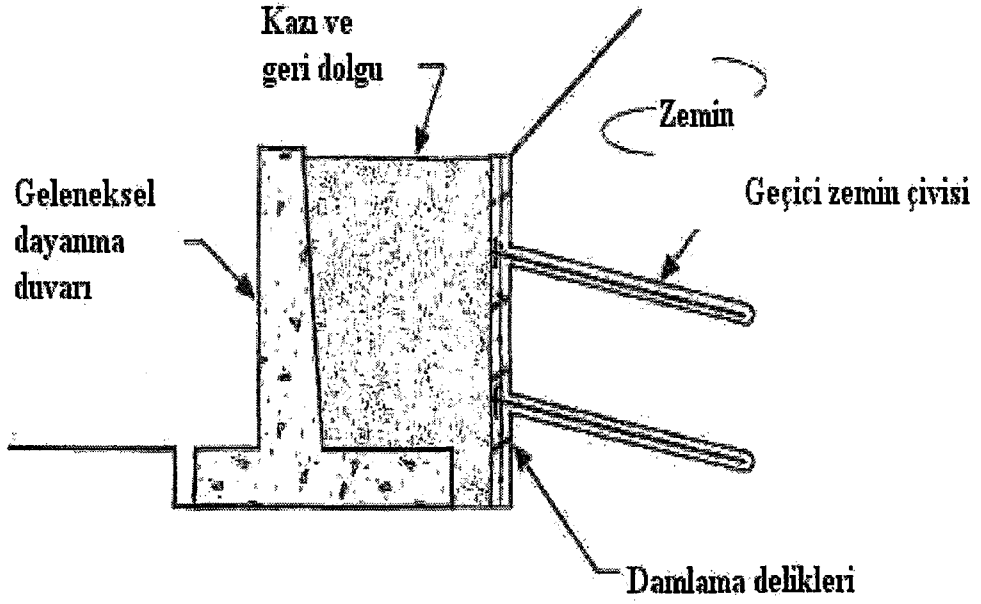
Püskürtme beton işlemine geçilmeden önce duvar arkasındaki drenajı sağlaması amacıyla 400 mm genişliğindeki prefabrike sentetik drenaj altlıkları düşey şeritler halinde yatayı da ona eşit olacak şekilde çivi başları arasına yerleştirilir. Drenaj şeritleri her kazı aşamasında duvarın tabanına kadar uzatılır ve son olarak ya doğrudan taban drenine ya da duvarın içinden dışarı çıkan sızdırma deliklerine (barbakan) bağlanır.

1.2.5 İşlemin İstenilen Kota Kadar Tekrarlanması

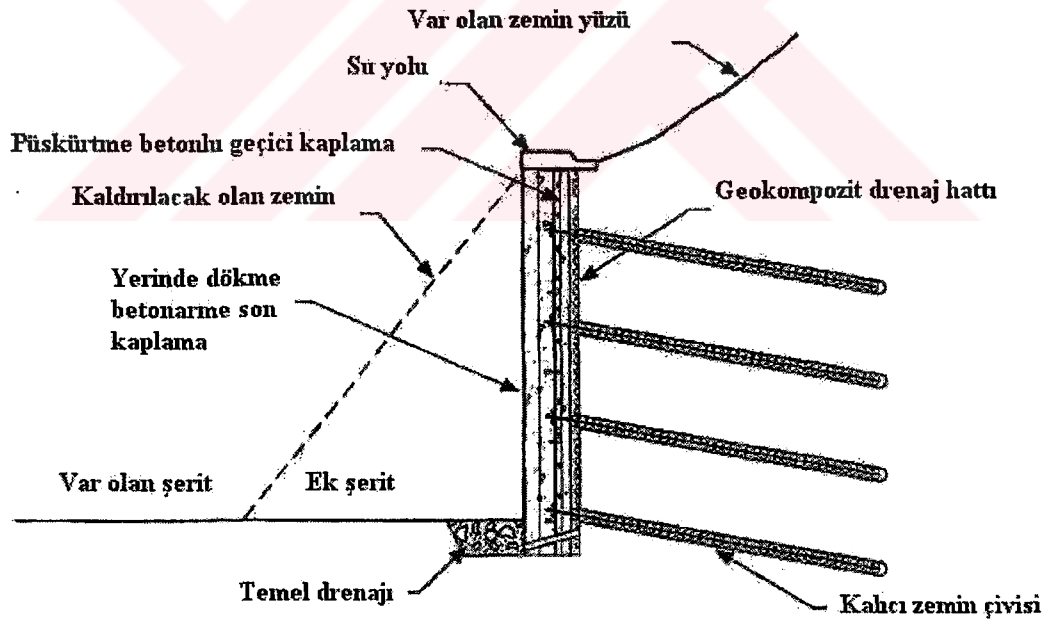
Kazı, çivi ve drenaj sistemlerinin yerleştirilmesi ve yüzey kaplamasının oluşturulması aşamaları istenilen kota ulaşıncaya dek tekrarlanır. Püskürtme betonla yüzey kaplaması oluşturulması özellikle alın duraylılığının söz konusu olduğu yerlerde delgi ve çivi yerleştirilmesi işlemlerinden daha önce yapılabilir.

1.2.6 Son Yüzey Kaplaması

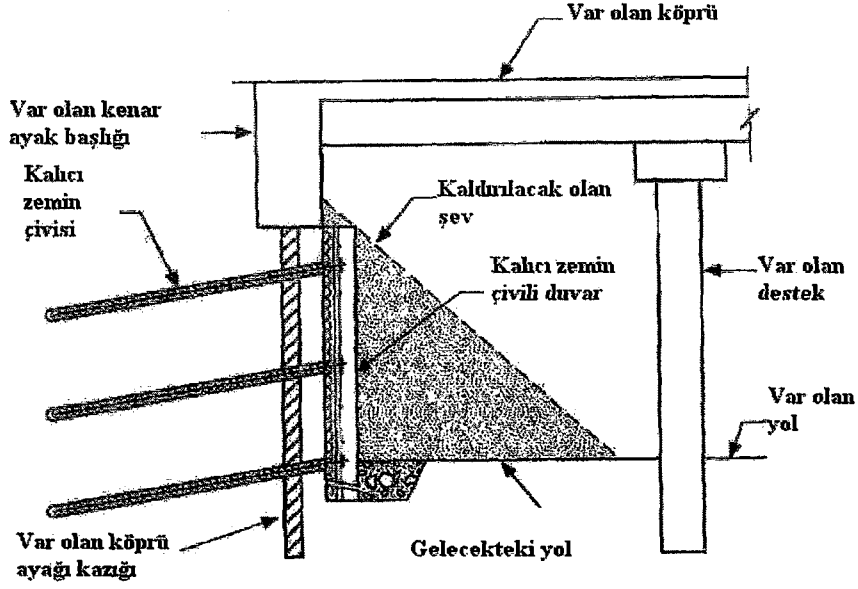
Mimari ve uzun dönemde yapısal dayanıklılık nedenleri ile kalıcı zemin çivili ulaştırma uygulamalarında kullanılan en yaygın son kaplama türü yerinde dökme beton kaplamasıdır. Yerinde dökme beton kaplama, çivi başlarına taşıyıcı plakaların üstüne kaynaklanmış cıvatalar yardımıyla yapısal olarak bağlanır. Uygun koşullar altında, kazının tamamlanmasıyla birlikte son kaplama olarak ikinci bir kat püskürtme beton kullanılabilir. Zemin çivili duvarlarda son kaplama olarak prekast beton paneller de kullanılmaktadır.



Şekil 1.2 (a) Geçici zemin çivisi (FHWA, 1998)



Şekil 1.2 (b) Kalıcı zemin çivisi (FHWA, 1998)



Şekil 1.3 Varolan köprü altında yol genişletmesi (FHWA, 1998)

1.3 Kullanılan Aygıt ve Malzemeler

Zemin çivili duvarların inşaatında kullanılan aygıtlar özet olarak aşağıdaki gibidir:

- Kazı ve kazılan malzemenin uzaklaştırılmasında kullanılan araçlar
- Çivilerin yerleştirilmesinde kullanılan delgi aygıtı
- Çivilerin enjeksiyonunda kullanılan aygıt
- Kaplama için kullanılan püskürtme beton için gerekli aygıt
- Kalıcı duvar olması halinde yerinde dökme beton için gerekli aygıt

Bu aygıtlar dışında gerekli malzemeler ise ;

- Çelik donatı
- İlgili paslanma koruması
- Çivi enjeksiyon şerbeti
- Drenaj malzemeleri
- Püskürtme beton / beton kaplama için gerekli malzeme
- Çivinin kafası ile kaplama arasındaki bağı sağlayan sistem

1.3.1 Delgi Aygıtı ve Yöntemleri

Günümüzde Kuzey Amerika'da çivinin yerleştirilmesinde en çok delme – enjeksiyonlama yöntemi kullanılmaktadır. Bunun nedeni ulaştırma projelerindeki kalıcı duvarlarda kullanılan paslanma korumasının göz önünde bulundurulmasıdır. Çapı 100 – 300 mm arasında değişmekte olan delikle, çelik donatı çevresinde kalınlığı en az 30 mm olan bir halka

oluşturulmaktadır.

Çoğu zemin çivisi uygulamasında küçük hidrolik delgi makineleri kullanılmaktadır. Bu makineler genelde döner/kırıcı türde olup, kısmi burgu veya delgi miline sahiptir. Büyük hidrolik delgi makineleri ise sürekli burgu ile donatılmış olup 28 m ' ye kadar çivileme işlemi yapabilmektedir. Bu makinelerin en önemli özelliği tek seferde, hiçbir ek takmadan, durmaksızın delme işlemi yapılabilmesidir. Bu nedenle üretim hızı diğerlerine oranla çok yüksektir. En büyük olumsuz yönleri ise taşınmalarının çok pahalı olması ve kurulması için çevresinde geniş alana gereksinim olmasıdır.

Zemin çivisine uygun zeminlerde çivi yerleştirilmesinin hızı delginin kılıfsız olması ile doğrudan ilgilidir. Buna genelde açık delgi yöntemi adı verilmektedir. Açık delginin yapıldığı yerlerde burgu, tarak uçlu döner delgi, döner/kırıcı delgi kullanılır. Delgideki kırıntıları ortadan kaldırmak için hava kullanılır. Hava yerine su kullanma kılıfsız delgilerde çevresel adezyonun büyük ölçüde azalmasını sağlayacağından özellikle silt ve kil gibi neme duyarlı zeminlerde kullanılmamalıdır. Çimento şerbeti delgi içinde tremi borusu çivinin dibinden yukarı doğru çekilerek enjekte edilir.

Henüz çivi konulmadan deliğin kendiliğinden kapandığı zemin koşullarında destek sağlaması için delgi yönteminde kılıf kullanması zorunludur. Bu koşulların çivileme işleminin düşük maliyetine olumsuz etki yapması kaçınılmazdır. Bu yöntemler tekil ince borulu, su/hava akım ile çift yönde döner aletler veya içi boş boru şeklindeki burguları kapsamaktadır. Hava akımlı yöntem ortalama hızlarda ve hacimlerde olmalıdır; tersi durumda zeminde göçmeye yol açabilir. Bu önlem özellikle rezidüel zeminlerde ve hava koşullarından olumsuz etkilenmiş, kırık ile fissür düzlemlerini bünyesinde bulunduran kaya ortamlarda alınmalıdır.

Ankrajlarda yaşanan deneyimlere dayanarak delgilerin geçici olarak desteklenmesinde bentonit veya ona benzer süspansiyonların kullanılmasının oluşması istenilen zemin-enjeksiyon bağımlı önemli derecede azaltacağı bilinmektedir.

1.3.2 Çivi Çeşitleri

Zemin çivileri çelik donatıdan oluşmaktadır ve yerleştirilme biçimi ile çevresindeki paslanma korumasının derecesine göre sınıflandırılmaktadır. Daha önce de değinildiği gibi en yaygın çivileme yöntemi delme-enjeksiyonlama yöntemidir. Bu yöntem de 2 farklı kola ayrılır:

- Enjeksiyonlanmış çiviler
- Paslanma korumalı çiviler

Enjeksiyonlanmış çiviler geçici zemin çivili yapılara uygundur. Bununla birlikte yüksek paslanma etkisi bulunmayan zeminlerde kalıcı olarak da kullanılmaktadır. Bu gibi durumlarda paslanmanın gerçekleşmesi sonucunda gözden çıkarılabilecek bir kalınlığın da çivi boyutunda hesaba katılması gerekir. Yalnızca çevresindeki enjeksiyonla korunmuş olan çivinin kalıcı nitelikte olması pek uygun değildir.

1.3.3 Çivi Enjeksiyonu

Geleneksel delme-enjeksiyonlama yöntemi ile çivilemede su çimento oranı (w/c) 0,4 – 0,5 olan çimento şerbeti kullanılır. Daha yoğun bir karışımın gerekli olduğu durumlarda düşük çökme değerine sahip kumlu çimento şerbeti kullanılabilir. Bunu gerektiren durumlar; içi boş burguyla yerleştirmede merkezleyicinin kullanılmadığı yerler, aşırı geçirimli granüler zeminler ve çok kırıklı kaya ortamları olabilir. Ayrıca delgi çapının büyük olması durumunda ekonomik nedenlerden ötürü kumlu çimento şerbeti kullanılabilir.

1.3.4 Drenaj Sistemi

Zemin suyu, dayanma yapılarının inşaatında ve bunların uzun zamanda sergileyeceği verimde önemli bir yer tutmaktadır. Zemin çivili duvarlar su seviyesi üzerindeki uygulamalar için çok iyi sonuçlar vermektedir. Yarma yüzündeki boşluk suyu hem alında duraylılık sorunlarına yol açarken hem de püskürtme betonla kaplama aşamasında uygulamada zorluk çıkarmaktadır. Kısacası uzun süreli alın drenajı, duvar arkasındaki yüzeyde yerel zemin suyu basınçlarını önlemekte önemli rol oynayacaktır.

1.3.5 Yapım ve Son Duvar Kaplaması

Kaplama iki bileşenden oluşur ve temelde inşaat süresine göre tanımlanır. Yapım kaplaması kazı sırasında ve duvarın inşaatının başlangıcında inşa edilir. Amaç kazı yüzeyinde esnek bir katman sağlanmasıdır. Duvar; 100 mm kalınlığında, içi hasır donatılı, akıcı kıvamda püskürtme betondan üretilir. Kullanılan beton akıcı olduğu için içindeki su kapsamının nitelik denetimi daha iyi yapılabilir. Ayrıca havayı kendine çekerek donma-çözülme bölgelerinde iyileştirilmiş dayanıklılığı sağlar. Tasarım açısından son kaplamanın yapısal kapasitesine yapım kaplamasının bir katkısı olup olmayacağı da düşünülmelidir.

Son kaplama işlemi, genellikle son kazı aşamasının tamamlanmasını ardından gerçekleştirilir. Günümüzde kalıcı zemin çivili duvarlarda en yaygın uygulanan son kaplama türü yerinde

dökme betondan üretilen 200 mm kalınlığında betonarme kaplamadır. Bu şekilde çoğu estetik ve dayanıklılık koşulu yerine getirilmektedir. Kalıcı çivili duvarlarda az rastlanılan tür ise yine püskürtme betonla oluşturulan ikinci kat kaplamadır. Günümüz teknolojisiyle uzman püskürtme betoncular sayesinde püskürtme beton kullanarak yerinde dökme beton ile elde edilen düzgünlükle yüzeylere benzer yüzeyler elde etmek olanaklıdır.

Prekast beton paneller de son kaplama olarak kullanılmaktadır. Bunlar yapım kaplamasına çeşitli yollarla bağlanabilirler. Bu paneller küçük boyutlarda olabildiği gibi tüm şev yüksekliğinde, arkasında drenajı sağlayacak örtü kesintisiz entegre edilmiş durumda da olabilir. Bu tür uygulamaların en olumsuz yanı, bağlayıcı ve ara elemanların uzun sürede uygun paslanma korunmasının sağlanmasındaki güçlülüdür. Küçük boyuttaki prekast panellerde yaşanan diğer bir zorluk da panellerin çivi kafalarına bağlanması sırasında ortaya çıkmaktadır. Tüm şev yüksekliğindeki prekast panellerde de yükseklik 8 m ile sınırlandırılmıştır. Bu değerin aşılması durumunda panellerin kaldırılması ve montajında sorunlar yaşanmaktadır.

Galvanizlenmiş hasır çelikli, çimentolanmış ve genelde aşınmaz malzemeden oluşan kaplamalar da son kaplama olarak kullanılmaktadır. Bu tarz uygulamalara daha çok duraylı hale getirilen şevin eğiminin düşük olduğu (1H:1V veya daha yatık) yerlerde rastlanılmaktadır.

1.4 Zemin Çivili Duvarların Davranışı

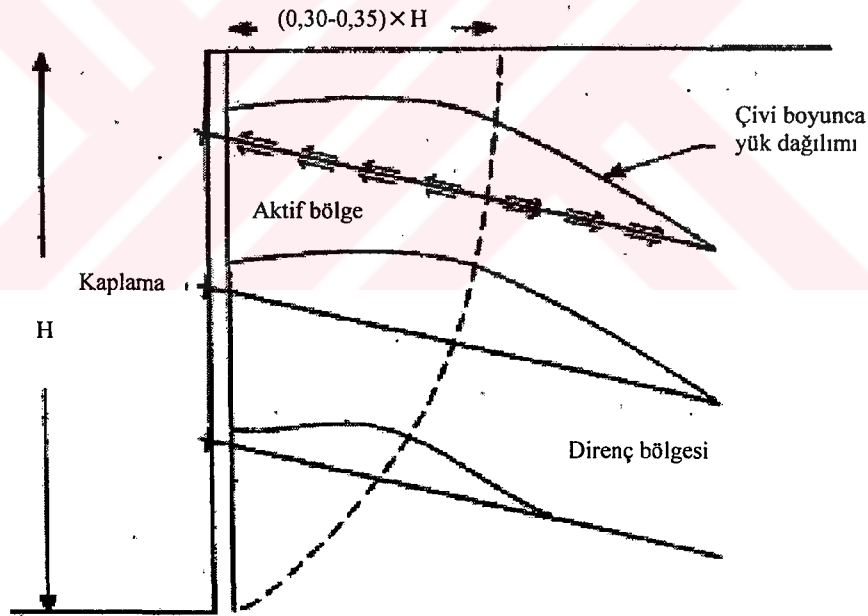
1.4.1 Zemin Çivili Duvarların Olası Göçme Biçimi

Zemin çivili dayanma yapılarındaki temel mekanizma, pasif ankraj adı da verilen donatıda kendisine bağlı duvarda oluşan yanal şekil değiştirme sonucunda oluşan çekme gerilmesi temeline dayanır. Yukarıdan aşağı doğru inşa edilen bir çivili duvarda donatılandırılmış bölgenin yanal genişlemesi yanal desteğin ortadan kaldırılması ile ilgilidir. Varolan dayanma yapılarının onarımında veya az duraylı şevlerin duraylılığında yanal şekil değiştirmeler, yetersiz destek yüzünden duvarda ya da şevde devam etmekte olan hareketlere bağlıdır. Her iki durumda da desteksiz zemini göçertecek olan gerilme ve birim şekil değiştirmeyi karşılamak için donatı ile zemin birbirini etkilemektedir. Bu donatılar, zemin içinde oluşan maksimum birim şekil değiştirme ile aynı yönde olacak şekilde yerleştirilmelidir. Böylelikle çekme gerilmeleri diğer etkenlere göre baskın duruma gelecektir. Bu durum zemin çivisini zemin dikişinden ayırt eden bir özelliktir. Zemin dikişinde donatılar, dikiş içinde gelişen

kayma kuvvetinden doğan desteği yaratmak amacıyla olası kayma yüzeyine çapraz şekilde yerleştirilir.

Zemin çivilerinde oluşan yük altında çivi ile zemin arasındaki sürtünme etkileşimi sonucunda ortaya çıkar. İkinci etken de zemin ile kaplama arasındaki zemin – yapı etkileşimidir. En son olarak çivi başında, kaplamayla çivi arasında oluşan gerilme etkeni olarak sayılabilir. Kafada oluşan bu gerilme maksimum çivi yükünün bir kısmıdır. Her çivide oluşan maksimum gerilme yükü, donatılandırılmış zemin kesminin içinde oluşur. Bu kesim, duvardaki çivinin düşeydeki yerine bağlı olarak kaplamadan uzak bir bölgede yer alır. Çivideki maksimum gerilme yükünün çoğu kez zemin kütlesini iki ayrı bölgeye ayırdığı kabul edilir.

Kaplamaya yakın olan tarafta yer alan ve “aktif bölge” olarak adlandırılan bölgede zemin tarafından donatı üzerinde oluşturulan kayma gerilmeleri zemin dışına yönlendirilmiş durumdadır. Bunlar aynı zamanda donatıyı da zeminin dışına çekmeye çalışır. Dirençli bölgede ise kayma gerilmeleri içe doğru yönelmiş ve donatıyı da çekme etkisine karşı tutmaktadır. Bu davranış aşağıdaki Şekil 1.4’te de görülmektedir.



Şekil 1.4 Zemin çivisi davranışı (FHWA, 1998)

Maksimum yük çizgisinin sınırlı denge duraylılık analizlerinde tanımlanan geleneksel kritik kayma yüzeyine karşılık gelmeyeceği de özen gösterilmesi gereken bir başka noktadır. Ancak bu çizgi, zemin ile çivi/kaplama sistemi arasındaki zemin yapısı etkileşiminin sonuçlarını yansıtmaktadır.

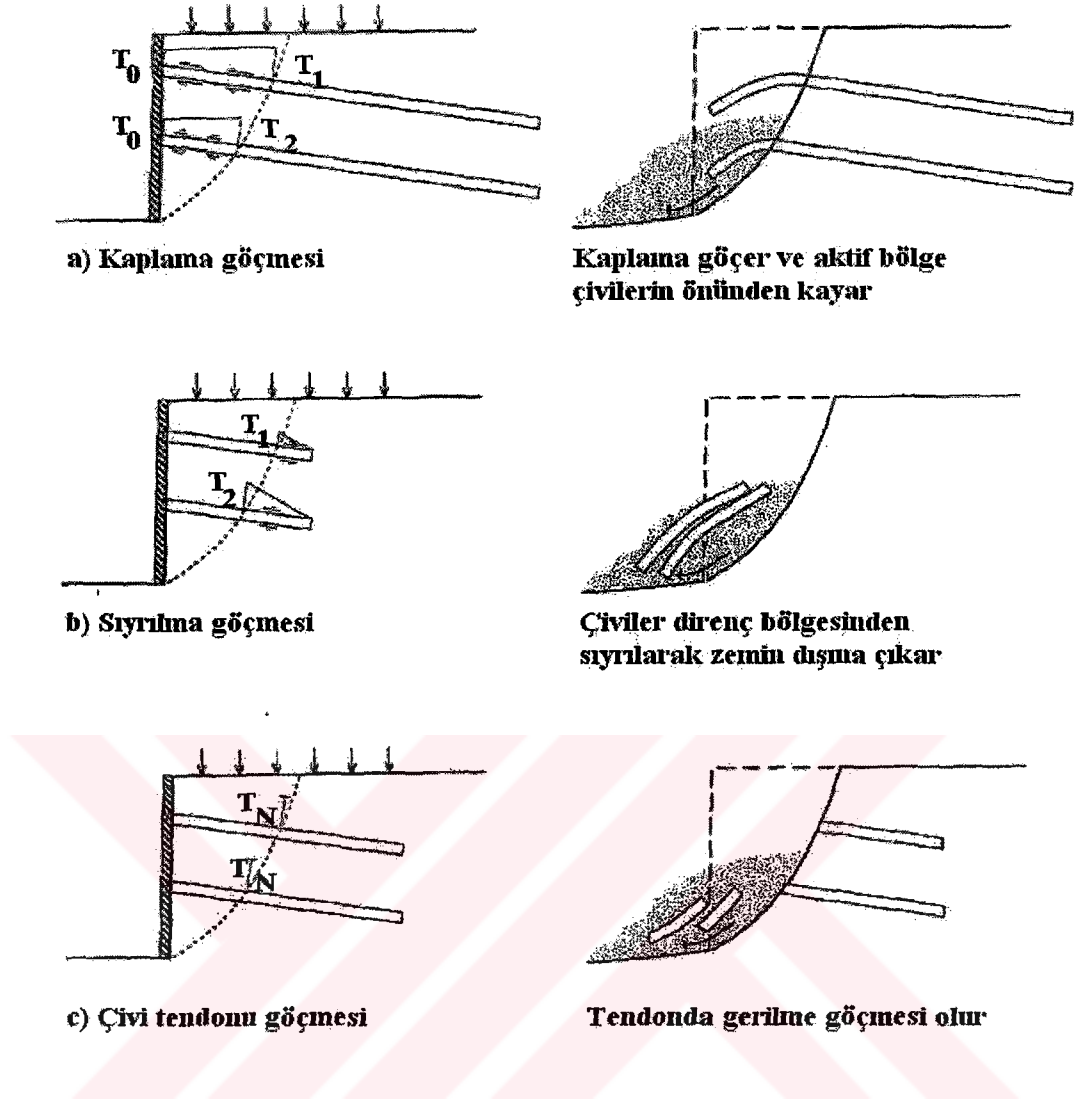
Donatı aktif bölgeyi direnç bölgesine bağlamaya çalışır. Duraylılığın sağlanması için çivinin gerilme dayanımının aktif bloğun duraylılığını sağlayacak destek büyüklüğünde olması gerekir. Ayrıca sıyrılma göçmesi gerçekleşmemesi için çiviler dirençli bölgenin içine yeteri kadar yerleştirilmiş olmalıdır. Kısacası, kaplama ya da bağlantı sisteminin dayanımı tarafından belirlenen çivi kafa dayanımı ile alın – kayma yüzeyi arasındaki çivi uzunluğunun sıyrılma dayanımının bileşkesi, kayma yüzeyinde gerekli çivi gerilmesini sağlamaya elverişli olmalıdır.

Şekil 1.5’te “a)” da donatı boyu uzun, gerilme dayanımı da yüksek tutulmuş olan bir çivili duvar görülmektedir. Dayanımı donatısınıninkine göre daha az olan kaplamada göçme, daha çok kaplamada veya bağlantılardaki göçme ile gerçekleşir. Bu tür göçmede daha sonra donatılandırılmış zemin kütleindeki aktif bölgede yer alan çiviler boyunca sıyrılma göçmesi yaşanır ve öndeki aktif bölge aşağıya kayar. Yüksek çivi gerilme dayanımı nedeniyle çivide bir kopma yaşanmazken, boyunun uzun olması çivinin aktif blok arkasındaki dirençli bölgeden sıyrılmasını engeller.

Şekil 1.5’te “b)” de donatısının boyu biraz sınırlandırılmış ancak gerilme dayanımı yüksek tutulmuş olan bir çivili duvar görülmektedir. Bu durumda en çok karşılaşılan göçme türü çivinin dirençli bölgeden sıyrılmasıdır. Aktif bloğu desteklemesi için varolan çivi kuvveti potansiyel kayma yüzeyinin arkasında kalan çivi uzunluğuna ve zeminle çivi arasındaki birim sıyrılma dayanımının sınırına bağlıdır. Bu tür göçmede dirençli bölgedeki sıyrılma dayanımı, çivinin gerilme dayanımından ve kaplama dayanımı/aktif bölgedeki sıyrılma dayanımından daha azdır.

Şekil 1.5’te “c)” de düşük gerilme dayanımı olan, uzun boylu donatılarla bir çivili duvar oluşturulmuş ancak kaplamanın dayanımı çok yüksek tutulmuştur. Böyle bir uygulamada alın dayanımı aşılmadan veya dirençli bölgede sıyrılma oluşmadan önce çivide kopma gerçekleşir.

Herhangi bir kayma yüzeyi tarafından tanımlanan aktif bloğun duraylılığında çivi yükleri değerlendirilirken yukarıda sözü geçen tüm göçme türleri göz önünde bulundurulmalıdır.



Şekil 1.5 Zemin çivili duvarların olası göçme biçimleri (FHWA, 1998)

1.4.2 Çivi – Zemin Etkileşimi

Daha önce de sözü edildiği üzere, çivi ile zemin arasındaki temel etkileşim çivi-zemin arakesitinde zeminin kazı alınma doğru yaptığı hareket ve buna çivinin karşı koymak istemesi sonucunda oluşan kayma gerilmesi ile gerçekleşir. Çivi boyunca gerilme ve ara kesitteki kaymanın dağılımı zeminin yükü boşaltma rijitliğine, ilk gerilme alanına, çivinin düşeydeki yerine, çivi boyuna, çivi eğimine, çivinin gerilme dayanımına ve zemin – çivi ara kesitinin rijitliğe bağlıdır. Zemin içindeki donatılandırılmış bir kesitin yerel dengesi, çivi boyunca gerilmeye gözlenen değişim oranının birim boyda mobilize olmuş kayma kuvvetine bu noktada eşit olduğunu gösterir. Bu da aritmatiksel olarak Eşitlik (1.1)' de tanımlanmıştır:

$$\frac{\partial T}{\partial L} = \pi \times D \times \tau = Q \quad (1.1)$$

Bu eşitlikte :

- $\partial T : \partial L$ boyunca çivi gerilmesindeki değişim
- D : Çivi deliğinin dış çapı (çelik donatı ve enjeksiyon)
- τ : Enjeksiyon – Zemin ara kesitinde mobilize olmuş kayma gerilmesi
- Q : Birim çivi boyunca mobilize olmuş kayma kuvveti (sıyırılma direnci)

Dayanım açısından çivi – zemin ara kesitindeki son sıyırılma direnci (birim boydaki kuvvet), zemin çivili sistemin davranışı için önemli bir parametredir. Son sıyırılma direnci, kontrol edilebilen bir değer olan çivi deliğinin çapına ve ara kesitte kayma olmadan önce oluşan kayma gerilmesine bağlıdır. Son sıyırılma direnci sadece zemin türünün bir fonksiyonu olmakla kalmayıp aynı zamanda çivinin yerleştirilme yöntemiyle de yakından ilgilidir. Son sıyırılma dayanımının, sabit zemin profillerinde yüzeyden olan derinlikten bağımsız olma eğilimi vardır. Önceden açılmış delgi için yerleştirilen ve daha sonra yerçekimi veya düşük basınçta enjeksiyonlanması yapılan çivilerde kapasiteyi aşan gerilmelerin etkisi, deliğin çevresindeki gerilmelerin kemerlenmesi nedeniyle azalan yönde olmaktadır.

Son kenetlenmenin veya adezyonun mobilizasyonu için çivi ile bitişiğindeki zemin arasında çok az bir yer değiştirme yeterli olacaktır. Son sıyırılma direncine ulaşmak için çok sayıda deney yapılmış ve bunlarda gerekli göreceli hareketin 1 – 2 mm mertebesinde olduğu ortaya çıkmıştır. Zemin çivili yapıların davranışına bir de bu yönden yaklaşmak gereklidir. Çünkü sadece donatıların tendon kopmasını önleyecek kadar dayanıklı ve zemin – çivi son sıyırılma direncinin çivinin sıyırılmasını önleyecek kadar büyük olması yeterli değildir. Bununla birlikte, donatı yüklerinin artık şekil değiştirmeler olmaksızın oluşması için çivi enjeksiyonu – zemin ara kesitinin de yeteri kadar sıkı olması gerekmektedir.

1.4.3 Çivi – Zemin – Kaplama Etkileşimi

Zemin çivili donatılandırma sistemlerinde her ne kadar yapısal anlamda bir kaplama kullanılsa da yapım kaplaması adı verilen ilk kat kaplama, kazı aşaması ve çivilerin yerleştirilmesinin ardından yapısal olarak çivilere bağlanmaktadır. Bu yüzden, kazı devam edip yanal şekil değiştirmeler meydana geldikçe zemin – kaplama ara kesitinde toprak basınçları ortaya çıkar. Oluşan bu basınçlar, çivi başlarında kendilerine eşit miktarda ancak zıt yönde oluşan gerilmeler tarafından dengelenir. Çivi kafasında oluşan gerilme yükünün

büyüklüğü çivinin yerleştirilme zamanına, zeminin sıklık özelliklerine, çivinin gerilme dayanımına, zemin – çivi ara kesitinin rijitliğe, çivi enjeksiyonu – zemin ara kesitinin rijitliğine ve de kaplamanın rijitliğine bağlıdır.

Zemin çivisi tekniğinin belki de en çekici yönü, yapım kaplamasının diğer kaplama türlerine oranla daha basit olmasıdır. Ancak avantaj gibi görünen bu yönü sistemin çoğu kez iyi şekilde anlaşılmadan oluşturulmasına neden olmuştur. Şurası açıktır ki, inşaat yöntemi ve kaplamaya kadar çevresindeki zeminle tümüyle yapışık olan donatının varlığı aktif dayanma sistemlerindeki (ankrajlı) veya geleneksel dayanma yapılarındakinden daha az kaplama gerilmelerini doğurmaktadır.

Kaplama tasarımı ve kaplamanın tüm zemin çivili sistemlere sağladığı katkının belirlenmesi ;

- servis yükü altında oluşan kaplama yükünün büyüklüğü
- dayanma yapısının ve son kaplamanın dayanımı

konularını kapsamaktadır.

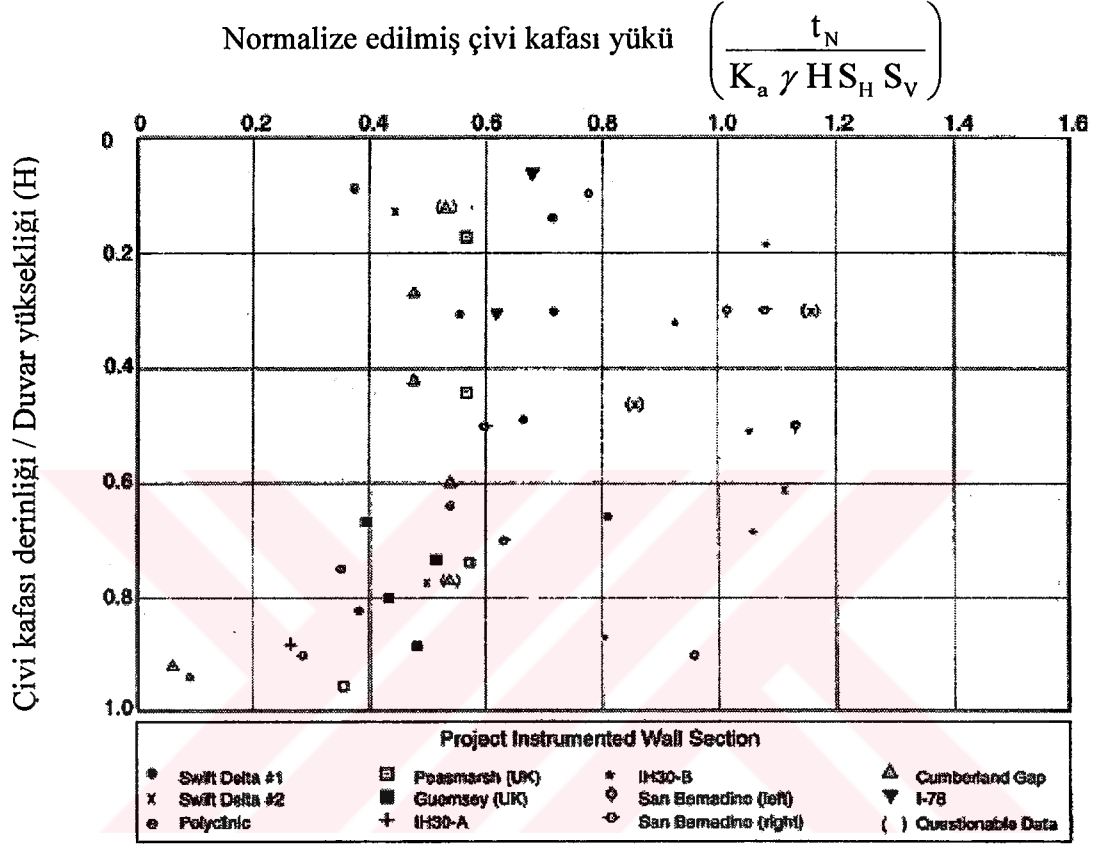
1.4.4 Çivi Yüklerinin Dağılımı

Şekil 1.4 şev arkası yatay olan bir zemin çivili duvarda çivi yüklerinin dağılımını göstermektedir. Herhangi bir çivi boyunca maksimum çivi yükü genellikle orta noktada oluşur. Bu nokta herhangi bir geometri için duvardaki çivinin nerede olduğuna bağlı olarak değişir. Düşeye yakın, şev arkası yatay olan duvarlarda donatılandırılmış bölgedeki maksimum gerilme çizgisi eğriseldir ve duvar arkasından yüksekliğin yaklaşık % 30 – 35' i uzaklıkta yüzeyle kesişir. Çivi boylarının, yüksekliğin % 70 – 100'ü kadar olduğu düşünülürse üstteki donatılandırılmış bölgede maksimum gerilmenin çivi boyunun ortalarında bir yerde olduğu söylenebilir. Alttaki donatılandırılmış bölgelerde ise, zeminin şekil değiştirdiği bölge –temel malzemesine oldukça yakın olmasından ötürü– zorlandıkça maksimum gerilmenin olduğu nokta duvar arkasına doğru yaklaşır. Kaplama yüzündeki gerilme çoğunlukla maksimum çivi gerilmesinden azdır. Ayrıca çivi kafası yükünün maksimum yüke oranı, inşaat devam edip çivi yükleri gitgide artıkça azalma eğilimine girer.

Çivi gerilmeleri kazı işlemi sürdükçe ve çiviler yerleştirildikçe yavaş yavaş artar. İnşaat sırasında yapılan gözlemler çivi gerilmelerinin büyük bölümü ilk üç kazı adımını ve bunları izleyen yerleştirme işlerinin ardından oluştuğunu göstermektedir. Daha alt kısımda yer alan çiviler duvarın tamamlanmasıyla birlikte daha az yükle yüklenmiş olacaktır. Zira bu kesimlerde çivi gerilmesini mobilize edecek kayma kuvvetlerini (çivi – zemin ara kesitinde)

oluşturacak zemin şekil değiştirmeleri yetersiz kalmaktadır. Duvarın tamamlanmasından sonra bütünüyle yük almayan en alt sıradaki çiviler ancak uzun zaman sonra zeminde oluşabilecek şekil değiştirmeler sonucunda yük alacaktır.

Duvardaki çivi derinliğinin bir fonksiyonu olarak, ölçülen maksimum çivi yüklerinin (t_N) toplamı Şekil 1.6' da görülmektedir.



Şekil 1.6 Normalize edilmiş, ölçülen maksimum çivi yükleri (FHWA, 1998)

Çivi yükleri gerilme rozeti ile Çizelge 1.1' de belirtilmiş çeşitli uygulamalarda yapılan gözlemlerden yararlanılarak tahmin edilmiştir.

Çivi yükü tahminlerinde enjeksiyon halkasında oluşan gerilmeler tarafından desteklenen çivi yüklerinin payını hesaplayan bir teknik kullanılmıştır. Bu teknikte enjeksiyonun ne zaman yapıldığı, krip davranışı ve çatlaması da gözönüne alınmıştır. Daha önceleri, bildirilen çivi yükü hesaplamalarında enjeksiyon tarafından taşınan yükün katkısı göz ardı edilmiştir. Ayrıca gerilme rozeti dolaylarındaki enjeksiyonda büyük ölçüde çatlama olmadıkça çivi yükü gerçek değerinden daha az çıkmıştır.

Çizelge 1.1 (a) Gözlemlenmiş zemin çivili duvarların özellikleri (FHWA, 1998)

	Swift Delta Station - 1	Swift Delta Station - 2	Polyclinic	Peasmarsh	Guernsey
Yükseklik [m]	5,3	5,6	16,8	11	20
Alın eğimi [°]	0	0	0	20	30
Arka eğim [°]	55 kN/m ² sürşarj	27	0	0	0
Kaplama türü	Püskürtme beton	Püskürtme beton	Püskürtme beton	Geogrid	Geogrid
Çivi boyu [m]	6,4	5,2	10,7	6 - 7	10
Çivi eğimi [°]	15	15	15	20	20
Çelik çapı [mm]	29	29	36	25	25
Aralık, H x V [m]	1,4 x 1,0	1,4 x 1,0	1,8 x 1,8	1,5 x 1,5	1,5 x 1,25

Çizelge 1.1 (b) Gözlemlenmiş zemin çivili duvarların özellikleri (FHWA, 1998)

	IH - 30 Rockwall Section A	IH - 30 Rockwall Section B	San Bernadino	Cumberland Gap 1988	I - 78 Allentown
Yükseklik [m]	5,2	4,3	7,6	7,9	12,2
Alın eğimi [°]	0	0	6	0	3 m banket
Arka eğim [°]	0	75 kN/m ² sürşarj	5	33	33
Kaplama türü	Püskürtme beton	Püskürtme beton	Püskürtme beton	Püskürtme beton	Beton panel
Çivi boyu [m]	6,1	6,1	6,7	13,4	6,1 - 9,2
Çivi eğimi [°]	5	5	12	15	10
Çivi çapı [mm]	152	152	203	114	89
Çelik çapı [mm]	19	19	25	29	25 - 32
Aralık, H x V [m]	0,75 x 0,75	0,75 x 0,75	1,5 x 1,5	1,5 x 1,2	1,5 x 1,5

Şekil 1.6'da zeminin birim hacim ağırlığı (γ), çivinin düşey ve yataydaki yeri, duvar yüksekliği (H) ve aktif toprak basıncı katsayısı (K_a) gözönüne alınarak çivi yükü normalize edilmiştir. Aktif toprak basıncı katsayısı, soruna uygun bir şekilde geometri ve sınırlandırılmış yük şartları ile duvar tasarımcısı tarafından belirtilen zeminin içsel sürtünme

açısı doğrultusunda hesaplanmıştır. Şekle bakıldığında maksimum çivi yükünün donatılandırılmış bölgedeki derinliğin bir fonksiyonu olduğu görülmektedir. Duvar yüksekliğinin üst 2/3 – 3/4'lük kısmında maksimum çivi yükü derinlikle neredeyse sabit

görülmekteyken, normalize edilmiş çivi yükü $\left(\frac{t_N}{\gamma H K_a S_H S_V}\right)$ 0,4 ila 1,0' ın üzerinde bir

aralıkta değişmektedir. Normalize edilmiş maksimum yükteki bu geniş değişim aralığı, büyük olasılıkla doğal çeşitliliğin bir göstergesidir. Tasarımcılar tarafından kabul edilip kullanılan olası yanlış zemin dayanımı parametreleriyle birlikte enjeksiyonun karşıladığı yükün tahmininde kullanılan kapsamlı malzeme verilerine ve büyük ölçüde basitleştirilmiş modellere özgü yanlışlar da bu değişim aralığına etki etmektedir. Ortalama normalize edilmiş maksimum çivi yükü duvarın üst kısımları için 0,75 dolaylarındadır.

Duvarın yükseklik bakımından alttan 1/4 – 1/3' lük kısmında maksimum çivi yükü belirgin ölçüde azalır ve duvarın üst kısmında yukarıda belirtilen maksimum değerini alıp duvar tabanına doğru sıfır değerini alan bir eğri çizer.

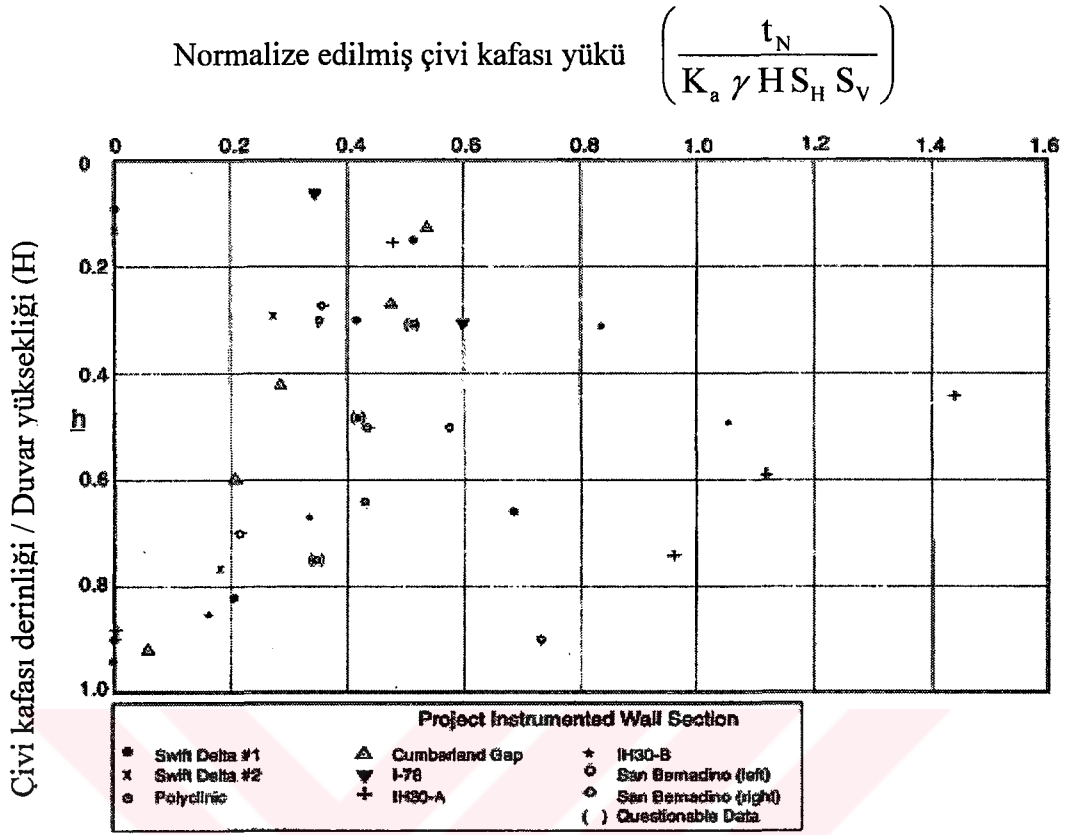
“Recommendations Clouterre” raporuna göre ölçülen maksimum çivi yüküne karşılık gelen eşdeğer toprak basıncı dağılımı, duvarın üst kısmına yakın yerde sükunet koşuluna (K_o) duvarın tabanına yakın yerde de aktif koşullardan (K_a) daha az bir değere karşılık gelmektedir (FHWA, 1998).

1.4.5 Kaplama Yükünün Büyüklüğü ve Dağılımı

Günümüzde, saha gözlemlerinden elde edilen verilerdeki kalitenin azlığı yüzünden ne yazık ki kaplamaya gelen yükün büyüklüğü hakkında bilgiler çivinin kendisinde oluşan yük hakkındaki bilgilerden daha azdır. Gerilme rozeti ile kaplama dolaylarında elde edilen sonuçların değerlendirilmesi eğilme momentinin bu bölgede büyük ölçüde etkili olmasında dolayı oldukça zordur. Çivi kafasına gelen yükün bulunmasına en güvenilir yöntem çivinin kafasında yük hücresi kullanmaktır.

Şekil 1.7 , Çizelge 1.1'de adı geçen tasarımlarda elde edilen çivi yüklerini göstermektedir. Şekil 1.6'daki maksimum çivi yüklerinde olduğu gibi, Şekil 1.7'deki veriler de aynı boyutsuz ortamda verilmiştir. Çivi kafa yükleri veya eşdeğer kaplama basınçlarının, maksimum çivi yükü gözleminde elde edilene benzer bir modeli izlediği görülmektedir. Duvarın üst kısımlarında normalize edilmiş çivi kafası yükleri genellikle 0,3 – 0,7 arasında değişir. Ortalama normalize çivi kafası yükü duvarın üst kısımlarında 0,4 – 0,45 arasında değişir veya

servis koşulunda maksimum çivi yüklerinin % 60' ından azı oluşur.



Şekil 1.7 Normalize edilmiş, ölçülen çivi kafası yükleri (FHWA, 1998)

Gaessler et al'a göre püskürtme beton ile zemin ara kesitine Glötl hücreleri yerleştirilerek yapılan araştırmada duvarın kendi ağırlığı altında eşdeğer kaplama basıncının, Coulomb aktif toprak basıncının % 50' si dolaylarında olduğu gözlemlenmiştir (FHWA, 1998). Bu deney sırasında yanal yük, bir üçgenden çok düzgün yayılı yük olarak tutulmuş, topuk bölgesinde de bir azaltma faktörü uygulanmıştır. Sisteme sürşarj yükü de eklendiğinde bileşke toprak basıncı Coulomb aktif toprak basıncı değerinin % 70' ine kadar ulaşmıştır. Bununla birlikte; eşdeğer kaplama basıncı Coulomb aktif toprak basıncının % 60 – 70' i derecesine ulaştığı görülmüştür. Bu araştırma sonucunda püskürtme betonlu kaplamanın bu mertebede bir çarpan uygulanmış toprak basıncı değerlerine göre boyutlandırılması gerektiği önerilmektedir.

Benzer davranışla Clouterre araştırmasının bir aşamasında da karşılaşılmıştır. Servis koşulları altında çivi kafa yükünün maksimum çivi yüküne oranı daima 1' den küçük çıkmış ve bu oranın çivi – zemin etkileşiminin bütünüyle gerçekleştiği bölge olan duvarın üst kısımlarındaki çivilerde genelde 0,4 – 0,5 derecelerinde olduğu görülmüştür. Bu bilgiye dayanarak, Clouttere tasarımı önerileri; kaplama servis yükü maksimum çivi servis yükünün

% 60' ı olan 1 m kafa aralıklı çiviler ve bu değerin maksimum çivi servis yükünün % 100' üne dek artığı 3 m aralıklı çiviler için getirilmiştir. Bu öneriye göre, 1,5 m aralıkla yerleştirilen çiviler için kaplama servis yükü maksimum servis yükünün yaklaşık % 70'i kadar olacaktır.

1.4.6 Şekil Değiştirme Davranışı

Zemin çivili duvarın üstten alta doğru inşaatı sırasında donatılan bölge, duvarın topuk kısmında çivideki gerilme yüklerinin mobilize olmasından ötürü dışarı doğru dönmek ister. Bu nedenle maksimum yatay hareketler duvarın en üst noktasında olur ve topuğa inildikçe belirgin bir şekilde azalır. Kaplamada da duvarın en üst noktasındaki hareketin büyüklüğü ile aynı tarzda olan oturmalar gerçekleşir. Kaplamadaki yer değiştirmeler aşağıdaki etkenlere bağlıdır :

- Kazı derinliği
- Çivi aralıkları ve kazı yüksekliği
- Çivi ve zemin esnekliği
- Genel güvenlik sayısı
- Çivi eğimi (Donatı etkisinin daha az verimli olması yüzünden büyük açılarda büyük şekil değiştirmeler yaşanır)
- Temel zemininin taşıma gücü
- Sürşarj yüklerinin büyüklüğü

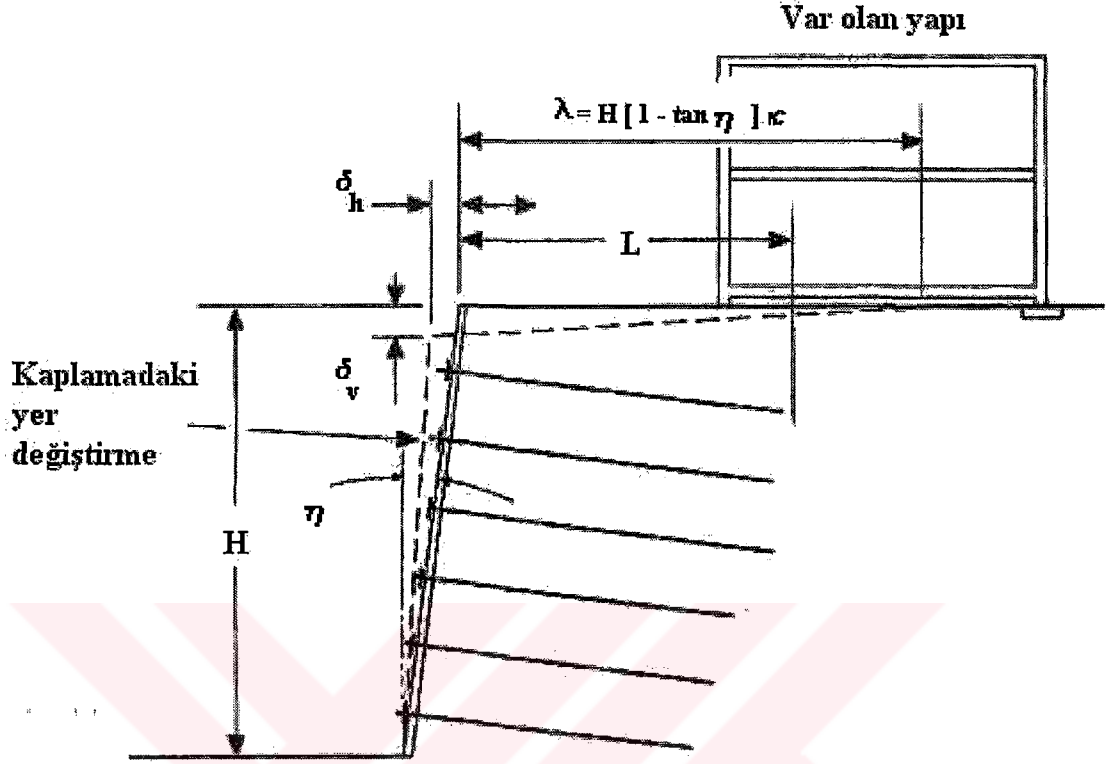
Çivi boyu/Duvar yüksekliği oranı kullanılan düşey zemin çivili duvarlar, göz ardı edilmeyen sürşarj yükleri ve mantıklı bir güvenlik sayısı ile yapılan tasarımlar için pik duvar yer değiştirmesi en üst noktada aşağıdaki değerleri alabilir:

- Aşınmış kaya ve sıkı zeminlerde duvar yüksekliğinin (H) %0,1'i veya daha azı
- Granüler zeminlerde duvar yüksekliğinin (H) %0,2'si
- İnce daneli killi zeminlerde duvar yüksekliğinin (H) %0,4'ü

İnşaat aşamasındaki yer değiştirmeler duvar kaplaması arkasına gidildikçe büyüklük olarak azalır ve çivinin bittiği yerden zemin yüzüne bir izdüşüm çıkıldığında bu noktada kaplama yer değiştirmesinin çok küçük değerine düşer. Şekil 1.8 de Clouterre önerilerinde yer alan “kaplamadan uzaklaşıldıkça zemin yüzündeki yer değiştirmelerin azalır” tahmininin çeşitli zemin türlerini göstermektedir. Şekil 1.8'de;

- δ_h : Duvarın en üst noktasındaki yatay yer değiştirme
- δ_v : Duvarın en üst noktasındaki düşey yer değiştirme
- λ : Duvar üstünden arkaya yatay uzaklık (yapıdan etkilenebilir)
- η : Alnın düşeyle yapmış olduğu açı (derece cinsinden)

- L : Çivi boyu
 - κ : Sönümleme katsayısı
- dır.



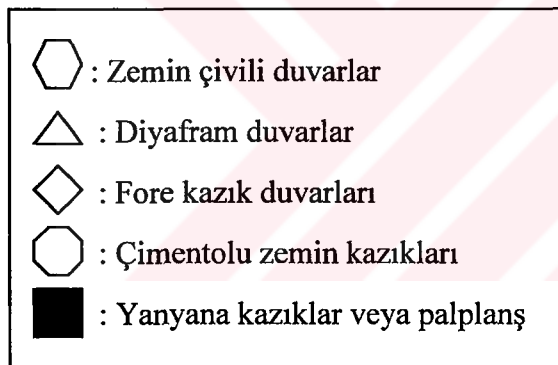
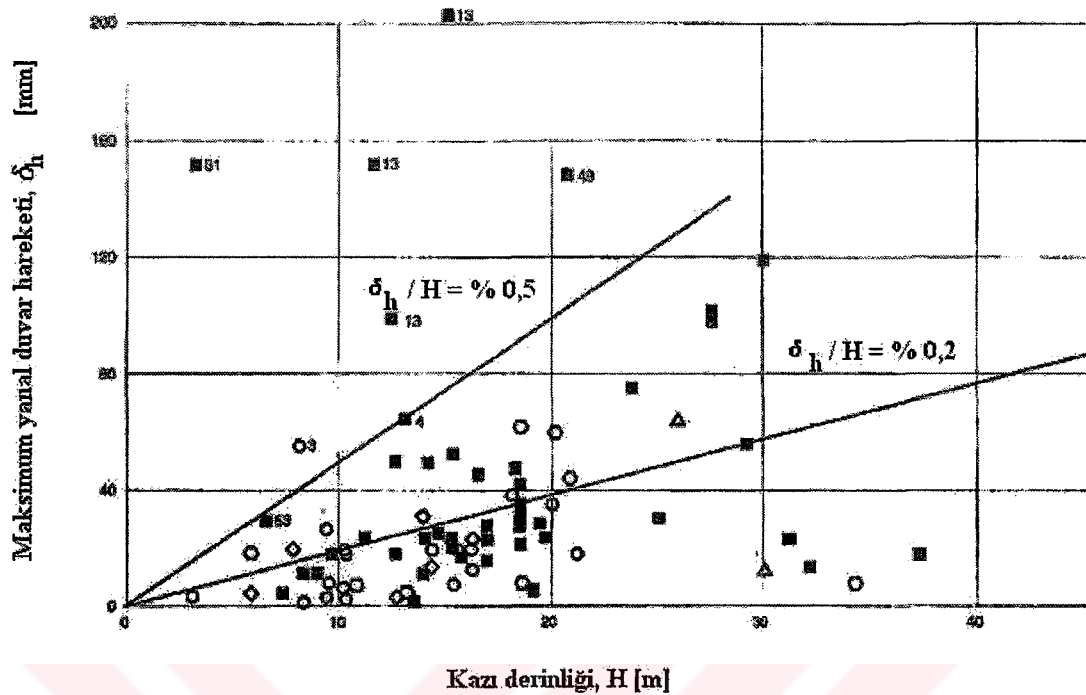
Şekil 1.8 Zemin çivili duvarlarda şekil değiştirme (Clouterre, 1991)

Çizelge 1.2 Zemin çivili duvarlarda şekil değiştirmeyi etkileyen etkenler

Zemin türü	Aşınmış kaya / Sıkı zeminler	Kumlu zeminler	Killi zeminler
δ_h ve δ_v	$H / 1000$	$2 H / 1000$	$3 H / 1000$
κ	0,8	1,25	1,5

Zemin çivili duvarlarda gözlenen yer değiştirmeler diğer dayanma yapılarındakilerle karşılaştırılmış ve Şekil 1.9'daki sonuçlar elde edilmiştir.

İnşaat sonrası duvar yer değiştirmesi için yapılan gözlemler devam eden hareketlerin zemin cinsine bağlı olarak zamanla oluşabileceğini ve özellikle duvar tabanına yakın çivilerde ek gerilmeler doğabileceğini göstermiştir. Birçok örnekte, çivilerde devam eden birim şekil değiştirmenin aslında çivi yükünün krip görülen enjeksiyon halkasından çelik tendona doğru yeniden dağılması ile yakından ilgili olduğu eğim ölçer ölçümleri sonucunda ortaya çıkmıştır.



Şekil 1.9 Katı killer, rezidüel zeminler ve kumlar için arazide duvarda gözlemlenmiş maksimum yanal hareketler (FHWA, 1998)

1.4.7 Çivi Eğilmesi ve Kaymanın Rolü

Servis yükü koşullarında, çiviler kendi gerilmelerini çivi – zemin ara kesitinde oluşan kayma gerilmeleri yoluyla yaratır. Yanal yüklü çivi altındaki pasif taşıma basıncının mobilizasyonu için gerekli minimum yer değiştirme, enjeksiyon – zemin arasındaki son adezyonun mobilizasyonu için gerekli minimum yer değiştirmeden daha büyük bir büyüklüktür. Bu nedenle çivilerin kayma ve eğilmesi tasarım için önemli sayılmamaktadır.

Yaklaşık 100 mm kalınlığında püskürtme betondan oluşan kaplamaların kullanıldığı zemin

çivili uygulamalarda, çiviler kaplamanın kendi ağırlığını kaplama – zemin – taşıyıcı plaka arasındaki bir sürtünme birlikteliği yardımıyla tekil çivilerin çevresindeki zemine karşı destekleyebilir. Buna oranla daha kalın püskürtme betonlu kaplamalar için (kalıcı çivili uygulamalarda) daha olumsuz zemin koşullarında kaplamanın kendi ağırlığının çiviler tarafından duvarda aşağı ve dışarı doğru bir hareket gerçekleşmeden karşılanması olanaksızdır. Bu gibi durumlarda destek çivisi veya zemin dikişi kullanılarak ek düşey destek sağlanabilir. Destek çivileri kısa boyda ve yatayla büyük açı yapan çiviler olup, sıkışma sırasında çalışmaları için başlangıç çivilerinin arasına yerleştirilir. Zemin dikişleri ise kısa tamamlayıcı çiviler olup, kayma ve eğilmede rol oynayarak kaplamaya ek düşey destek sağlar

1.5 Zemin Çivili Duvarların Mekanik Olarak Duraylandırılmış Toprak (MSE) Duvarlar ve Ankrajlı Duvarlar ile Karşılaştırılması

Yerinde donatılandırılmış/desteklenmiş zeminlerde zemin çivili duvarlar çoğu kez doğrudan ankrajlı duvarlar ile karşılaştırılmıştır. Ankraja göre değişken birçok seçenek sunan zemin çivili uygulamaları tanımlamak için öncelikle iki sistem arasındaki temel farklılıkları incelemek gerekir.

Zeminin yerinde donatılandırıldığı zemin çivili duvarlar her ne kadar donatılandırılmış dolgunun yapımını içeren mekanik duraylandırılmış toprak duvarlarla eşdeğer olmasa da iki uygulamanın ortak bir noktası vardır; o da pasif donatılandırma yöntemidir. Bununla birlikte zemin çivili duvarlar ile mekanik duraylandırılmış toprak duvarlar arasında birçok temel farklılık bulunmaktadır.

Çizelge 1.3 zemin çivili duvarlar ile mekanik duraylandırılmış toprak duvarlar ve ankrajlı duvarlar arasındaki karşılaştırmayı göstermektedir.

Çizelge 1.3 (a) Farklı duvar türlerinin işlevleri bakımından karşılaştırılması (FHWA, 1998)

Duvar Türü	Zemin Çivili Duvar	Ankrajlı Duvar	MSE Duvarı
Duvar inşaatı	Yukarıdan aşağıya (zeminde/kayada yerinde yarma)	Yukarıdan aşağıya (zeminde/kayada yerinde yarma)	Aşağıdan yukarıya (dolguda)
	Donatıların hem aktif hem de direnç bölgesindeki tüm uzunlukları boyunca yerinde delgileri ve enjeksiyonları yapılır.	Donatıların delgisi ve enjeksiyonu yerinde yapılır ancak taşıma gücü aktif bölgenin arkasında oluşur.	Donatı çubuk veya levhaları hem aktif hem de direnç bölgesinde sıkıştırılmış dolgu arasındadır.
	Yarma kazısı sürdükçe donatılar pasif olarak yüklenirler.	Her kazı aşamasında donatılar aktif olarak yüklenirler.	Dolgu işlemi ilerledikçe donatılar pasif olarak yüklenirler.
Duvar davranışı	Donatı yükleri yukarıdan aşağı inildikçe azalır.	Üniforma yakın gerilme dağılışı vardır.	Donatı yükleri yukarıdan aşağı inildikçe artar.
	Kaplama, sadece çivi tarafından karşılanmayan zemin basıncını taşır.	Kaplama tüm zemin basıncını karşılar.	Kaplama, sadece donatı levhaları tarafından karşılanmayan zemin basıncını taşır.
	Donatı ile zemin arasındaki yük akıratımı tüm donatı uzunluğu boyunca gerçekleşir.	Donatı ile zemin arasındaki yük akıratımı sadece direnç bölgesinde gerçekleşir. Aktif bölgede yük aktarımına izin verilmez.	Donatı ile zemin arasındaki yük akıratımı tüm donatı uzunluğu boyunca gerçekleşir.
	Çivideki gerilme yüklerinin nedeni aktif bölgedeki zemin üzerinde olan ağırlık yükleridir.	Ankrajdaki gerilme yükleri, gerilme sırasında ankraj kafalarına uygulanan yükler ile aktif bölgedeki zeminin ağırlığı arasındaki denge sayesinde oluşur.	Donatıdaki gerilme yüklerinin nedeni aktif bölgedeki zemin üzerinde olan ağırlık yükleridir.
	Zemin kısmen çiviler tarafından sınırlanmıştır.	Zemin sadece kaplama tarafından sınırlanmıştır.	Zemin, donatı türü ve aralığına göre çoğunlukla donatı tarafından sınırlandırılır.
	Duvar yüzünün maksimum dönmesi duvarın en üst noktasında gerçekleşir.	Ankrajlardaki gerilmeye bağlı olarak, duvar yüzünün maksimum dönmesi genelde orta noktalarda olur.	Duvar yüzünün maksimum dönmesi duvarın alt noktasına yakın yerde gerçekleşir.

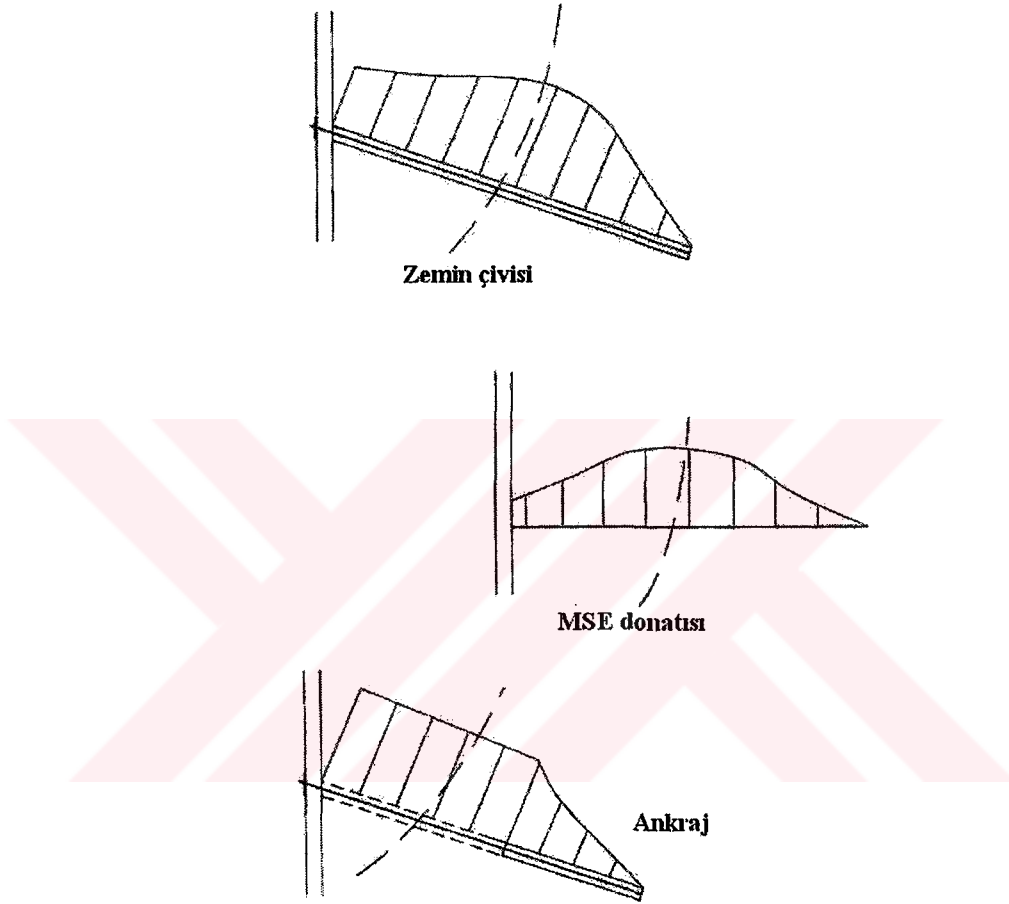
Çizelge 1.3 (b) Farklı duvar türlerinin işlevleri bakımından karşılaştırılması (FHWA, 1998)

Duvar Türü	Zemin Çivili Duvar	Ankrajlı Duvar	MSE Duvarı
Tasarım yaklaşımları (iç)	İzin verilen çivi (dayanım ve sıyrılma direnci) ve kaplama gücünden yararlanılarak sınır dengesi kullanılır. Buna kritik kayma yüzeyi boyunca yük ve/veya moment dengesinin sağlanması için zemin dayanımının katkısı da eklenir.	Donatı gerilmelerini hesaplamak için ampirik toprak basıncı dağılımı kullanılır. Bu dağılım, donatı gücüne eşitlenerek donatı kopması ve sıyrılmasına karşı bir güvenlik sayısı belirlenir	Donatı gerilmelerini hesaplamak için ankrajlar için olandan farklı bir ampirik toprak basıncı dağılımı kullanılır. Bu dağılım donatı gücüne eşitlenerek donatı kopması ve sıyrılmasına karşı bir güvenlik sayısı belirlenir.
	Karşı koyan yüklerin/momentlerin, devirici yükler/momentlere oranı ile bir güvenlik sayısı bulunur.		
	Gerekli donatı dayanımı ve sıyrılma direnci tüm duvar için genel olarak hesaplanır. (sınır durum koşulu)	Gerekli donatı dayanımı ve sıyrılma direnci her donatı seviyesinde, kaplamanın yapısal olarak yanal toprak basınçlarına karşı koymasını sağlayacak olan ankraj gücüne bakılarak hesaplanır. (çalışan gerilmeler koşulu)	Gerekli donatı dayanımı ve sıyrılma direnci her donatı seviyesinde, yerel yanal toprak basıncına karşı koymak için hesaplanır. (çalışan gerilmeler koşulu)
	Kaplamada ampirik toprak basıncı dağılımı kullanılarak kaplama ve kaplama/çivi bağlantı sisteminde olası göçme biçimlerine karşı kontrol yapılır.	Yerleştirilen ankrajdaki öngerilme altında kaplamada ve kaplama/ankraj bağlantı sisteminde olası göçme biçimlerine karşı kontrol yapılır.	Kaplamada ampirik toprak basıncı dağılımı kullanılarak kaplama/donatı bağlantı sisteminde olası göçme biçimlerine karşı kontrol yapılır.
Tasarım yaklaşımları (dış)	Dönme ve taşıma gücü değerlendirilerek donatılı bölgeye rijit bir kütle gibi yaklaşılır. Duvar arkasındaki şevin duraylılığı da değerlendirilir.	Sadece duvar arkasındaki şevin duraylılığı değerlendirilir. Ancak, elverişsiz temel koşulları için ağırlık duvarında taşıma gücünün yitirilmesi de değerlendirilmelidir.	Kayma, dönme ve taşıma gücü değerlendirilerek donatılı bölgeye rijit bir kütle gibi yaklaşılır. Duvar arkasındaki şevin duraylılığı da

1.5.1 Ankrajlı Duvarlar

Zemin çivili ve ankrajlı duvarlar arasında kavramsal birçok fark bulunmaktadır. Bunlar ;

- Ankrajlar zeminle doğrudan etkileşimde bulunmazlar ve destekleyici kuvvet, yük olmayan bölgedeki tüm olası kayma yüzeyleri için sabit bir değer alır. Oysa zemin çivisinde gerilme yükü çivi boyunca değişir ve toplam destek kuvveti de bu nedenle bir kayma yüzeyinden diğerine farklılık gösterir (bkz. Şekil 1.10).



Şekil 1.10 Farklı uygulamalar için donatı boyunca gerilme dağılımı (FHWA, 1998)

- Ankrajlar yerleştirildikten sonra gerilirler. Buna karşın zemin çivilerinde küçük bir yerleştirme yükü dışında öngerme yoktur ve destekleyici gerilme yükünün oluşması için zeminle duvar arasında az ancak sınırlı, göreceli bir harekete gereksinim duyulur.
- Kazıkların yanyana dizili şekilde yerleştirilip bir perde oluşturulması kazıdan önce yapıldığı için bu sistemde alın duraylılığı ve dik durma süresi zemin çivili çözümlere göre ankrajlı çözümlerde daha az kritik olacaktır.
- Zemin çivileri ankrajlardan çok daha sık olarak yerleştirilir. Buna karşın, zemin çivilerinin ancak % 5' inin üzerinde yükleme deneyi yapılabilirken ankrajlı sistemlerde her bir ankrajın aldığı yük deneylerle doğrulanabilmektedir.
- Ankrajlarda maksimum donatı yükü kaplamada olduğu için duvar yüzünde zımbalama etkisi ortadan kaldırmak için uygun taşıyıcı plaka desteği sağlanmalıdır. Oysa zemin

çivisinde maksimum çivi yükünün bir kısmının kaplamaya etkimesi ve de çivilerin çok sık arayla yerleştirilmesi sonucunda bireysel bakımdan daha az yük almaları kaplamada büyük bir taşıyıcı plaka desteğine gereksinim bırakmamaktadır. O yüzden zemin çivilerinin kafalarındaki küçük çelik plakaların doğrudan püskürtme betonun üstüne yerleştirilmesinde bir sakınca olmamaktadır.

- Ankrajlar zemin çivilerinden daha uzun olma eğilimindedir. Bu nedenle de ankrajlarda kullanılan aygıt daha büyüktür. Bu nedenle genelde diyafram duvar veya fore kazık gibi büyük aygıtlarla oluşturulan dayanma yapılarının inşaatında kullanılırlar.

Genel olarak; duraylılık sorunlarının büyük bir kitleyi içine aldığı biliniyorsa zemin ankrajına başvurulması daha iyi olacaktır. Bu durumlarda daha iyi nitelikli zemin derinlerdedir. Başka bir açıdan bakıldığında; uygun zemin türleri için zemin çivisi, yanal desteğin sağlandığı diğer önerilmeli zemin ankrajlarından daha çok tercih edilmektedir.

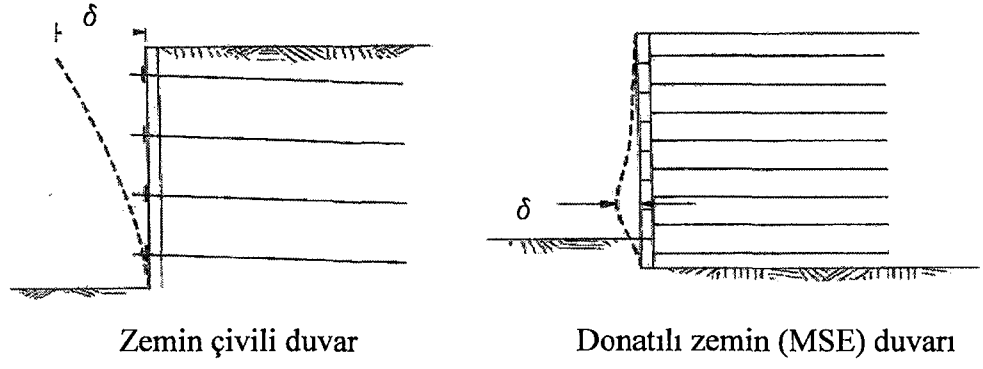
1.5.2 Mekanik Olarak Duraylandırılmış Toprak (MSE) Duvarlar

Mekanik olarak duraylandırılmış duvarlarla zemin çivili duvarların ortak yönleri bulunmaktadır. Bunlar kısaca ;

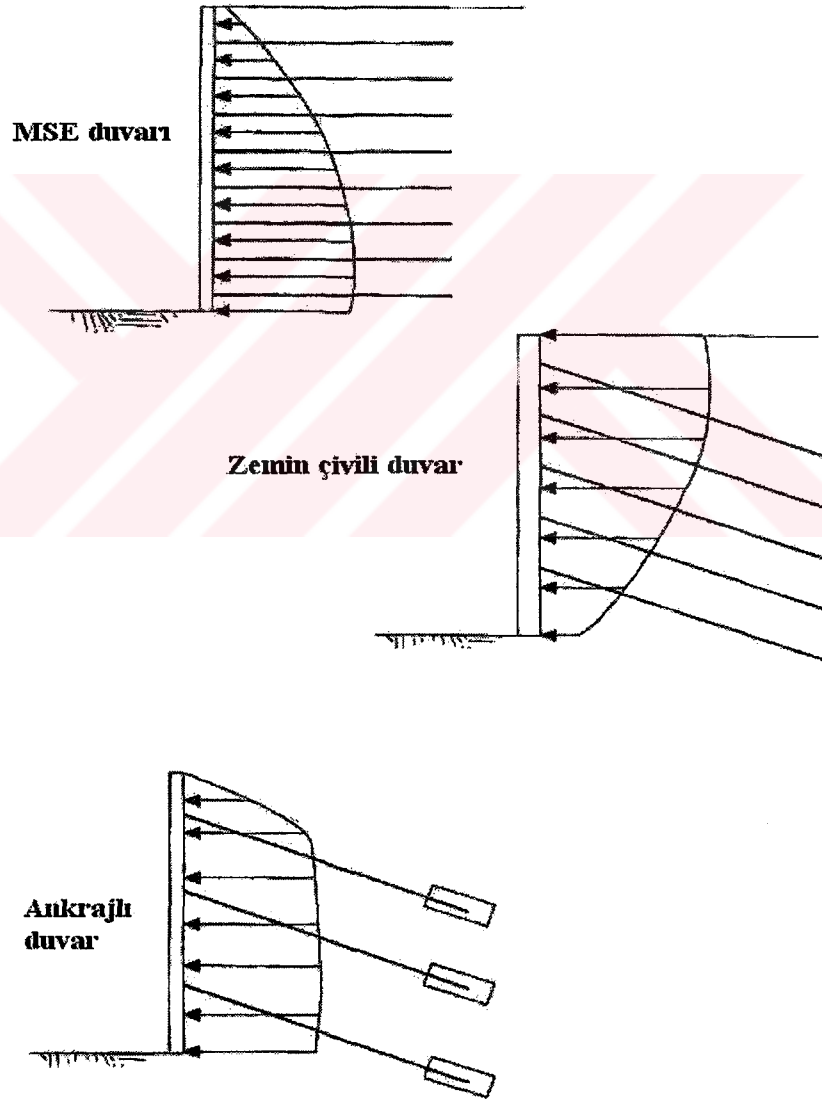
- Donatı zemin içine gerilmesiz durumda yerleştirilir ve donatı yükleri zeminde sonradan oluşan şekil değiştirmeler ile mobilize olur.
- Donatı yüklerinin varlığı, zeminle donatı elemanı arasındaki sürtünmeden kaynaklanan kenetlenme ile devam eder. Donatılandırılmış bölge adeta bir ağırlık duvarı gibi çalışır ve destek olduğu zeminden gelen itkiye karşı koyar.
- Yapının kaplaması mekanik olarak duraylandırılmış toprak duvarlarda ince – prefabrike elemanlardan, zemin çivili duvarlarda da genelde püskürtme betondan oluşur.

Bunların dışında, iki sistem arasında temel farklılıklar da vardır. Bunlar aşağıda kısaca verilmektedir:

- Yapım yöntemi : Her iki yapı da inşaatın sonunda benzer görünse de yapım aşamaları çok farklıdır. Örneğin; zemin çivili duvarlar üstten aşağı doğru adımlar halinde yapılan kazılar sonucunda inşa edilirken, mekanik olarak duraylandırılmış toprak duvarlar donatılandırılmış dolgunun aşağıdan yukarı doğru yerleştirilmesi ile oluşturulmaktadır. Bu farklı yapım aşamalarının sonucunda gelişen farklı duvar şekil değiştirmeleri Şekil 1.11' de, donatılardaki farklı yük dağılımları da Şekil 1.12' de gösterilmektedir. Maksimum şekil değiştirmenin yeri zemin çivili duvarda en üst nokta iken, mekanik olarak duraylandırılmış toprak duvarda neredeyse tabanda bulunmaktadır. Mekanik olarak duraylandırılmış toprak duvarda donatı yükleri genelde duvarın en üstünden tabanına doğru artarken zemi çivili duvarlarda donatı yükleri içten destekli kazılara benzer şekilde derinlikle üniformdur ve duvarın alt kısımlarında azalır. Bu durum Şekil 1.12' de görülmektedir.



Şekil 1.11 Zemin çivili duvarlar ile donatılı zemin duvarlarının şekil değiştirmeleri arasındaki fark (FHWA, 1998)



Şekil 1.12 Zemin çivisi, ankraj ve MSE duvarlarında düşey gerilme dağılımı (FHWA, 1998)

- Zeminin doğası : Bilindiği gibi zemin çivisi bir “yerinde iyileştirme” yöntemidir ve mekanik olarak duraylandırılmış toprak duvarlardakinin aksine zemin özellikleri önceden seçilemez. Mekanik olarak duraylandırılmış toprak duvarlardan temiz ve düşük su kapsamlı granüler dolgularda yararlanılırken zemin çivileri zemin ve kaya gibi özellikleri ve su kapsamı bakımından çok geniş bir yelpazeye sahip ortamlarda kullanılmaktadır.
- Zemin – donatı kenetlenmesi : Enjeksiyonlama yöntemi genellikle çiviye çevresindeki zemine kenetlendirmek ve böylelikle enjeksiyon – zemin ara kesiti boyunca yük aktarımını sağlamak amacı ile kullanılır. Mekanik olarak duraylandırılmış toprak yapılarda sürtünme, doğrudan donatı – zemin arasında oluşur.

Tasarım açısından bakıldığında, mekanik duraylandırılmış toprak duvarlarda geometrinin basit, malzemelerin de standart olması nedeniyle maksimum gerilme yükleri iyi belirlenebilir. Ancak bu durum zemin çivili yapılar için ne yazık ki geçerli değildir. Bu nedenle basitleştirilmiş ampirik “toprak gerilmesi” veya “yerel denge” tasarımı modellerinin zemin çivisinde uygulanması mekanik olarak duraylandırılmış toprak duvarlarda uygulanmasından çok daha zordur.



2. SAHA ARAŞTIRMALARI ve DENEYLERİ

2.1 Zeminin Niteliği

Zemin çivili bir tasarımın uygulanabilir ve ekonomik olması sahanın fiziksel özelliklerine, yeraltı stratigrafisine, yeraltı suyuna ve zemin/kaya özelliklerine bağlıdır. Yeraltı araştırmalarında sadece zemin çivili duvar yüzünün nerede olacağı değil aynı zamanda çivilerin de hangi bölgede yer alacağı incelenmelidir. Araştırmalar çivinin içinde bulunacağı zeminin doğasını, dayanımını ve paslanma olasılığını belirlemelidir. Hem zemin koşulları hem de ilgili riskleri çok çeşitlilik göstereceğinden her tasarım kendi başına ele alınmalıdır. Gerçekçi bir zemin araştırması programı jeolojik koşulların incelenmesini, saha keşfini ve laboratuvar deneylerini kapsar. Daha sonra bu evreden elde edilen bilgiler ışığında çalışmanın kapsamı belirlenir. Ekonomik koşullar göz önünde bulundurulmak koşulu ile araştırmanın hedefi; çivilerin güvenli, ekonomik bir tasarım ve yapıyla yerleştirileceği zemin bloğu hakkında uygun bilgileri saptamaktır. Burada zemin suyu koşulları ve kazı yüzü duraylılığı da işin içine girmektedir.

Zemin çivili duvara ait ilk tasarımda yeterli duraylılık, dayanıklılık ve sınırlı duvar şekil değiştirmeleri istenir. Tasarımın ve yapımın en kritik noktası yeterli saha araştırmasıdır. Zemin çivili duvarlar için önerilen saha araştırması evreleri :

- Saha jeolojisinin gözden geçirilmesi
- Saha incelemesi
- Yeraltı araştırması
- Laboratuvar deneyleri
- Son yapılabilirlik değerlendirmesi

Bunun yanı sıra saha gözlemleri varolan yapılarda bir paslanma olduğunu belirtiyorsa zeminin paslanma etkisinin kesinlikle incelenmesi gerekir. Bunun için yapılan en genel ve kolay deneyler elektrik direnci, pH, klor ve sülfat deneyleridir. Zeminin elektrik direnci 5000 ohm-cm'den büyükse ve pH' si 5 – 10 arasında ise zemin etkin olmayan zemin olarak tanımlanabilir ve ek paslanma deneyi gerektirmez. Elektrik direnci 2000 – 5000 ohm-cm arasında ise sülfat ve klor deneylerinin yapılması gerekir. Çizelge 2.1' deki değerlerden herhangi biri aşılyorsa o zemin etkin zemin olarak nitelendirilir.

Çizelge 2.1 Zemin etkinliği göstergeleri (FHWA, 1998)

Özellik	İlgili deneyler	Kritik değerler
Dirençlilik	ASTM G57 , AASHTO T-288	2000 ohm-cm altı
pH	ASTM G51 , AASHTO T-289	5 altı
Sülfat	ASTM D516M , ASTM D4327	200 ppm üstü
Klor	ASTM D512 , ASTM D4327 , AASHTO T-291	100 ppm üstü

2.2 Tasarım Çivi Sıyırılma Direncinin Tahmini

Yapı güvenliğini sağlamak için tasarımda varsayılan son zemin – çivi son sıyırılma direncinin (Q_u) araştırılması gereklidir. Gerçekte ulaşılan sıyırılma direnci aşağıdakilerden etkilenebilir:

- Zemin veya kaya türü ve kayma dayanımı
- Delgi duvarının pürüzlülüğü (delme yöntemine göre değişir)
- Son delgi çapı
- Delginin dibinde gevşek bırakılan kırıntılar
- Yüklenicinin uyguladığı delgi ve enjeksiyonlama yöntemleri, uzmanlığı ve işçiliği
- Deliğin enjeksiyonlanmadan önceki açık bırakılma süresi

Çivi sıyırılma direncinin tahmininde, açık delgi yönteminden (zemin koşulları elveriyorsa) elde edilen deneyimler gözönüne alınmalıdır.

Yerel deneyim ve uygulamalar çivi sıyırılma dayanımının tahmininde ve tasarımda kullanılabilir. Bu konuda ışıktutabilecek son enjeksiyon – zemin kenetlenme gerilmesi değerleri aşağıda çizelgeler halinde bulunmaktadır:

- Granüler zeminler için: Kuru granüler zeminlerde tremi veya düşük basınçla enjeksiyonlanan çivilere ait son sıyırılma dayanımları Çizelge 2.2' de yer almaktadır.
- Kohezyonlu zeminler için: Tremiyle enjeksiyonlanmış çiviler için son sıyırılma direnci, drenajsız kayma dayanımının % 25 – 75' i olarak alınabilir. Burgulu delgilerde delgi içi temizliğinden ötürü düşük değer kullanılmalıdır. Kumlu veya siltli killerde de Çizelge 2.2 ' deki tanım aralığının üst değerleri gözönüne alınmalıdır. Kohezyonlu zeminler için son sıyırılma direnci değerleri Çizelge 2.3' teki gibidir.
- Kaya için: Masif kayada tremiyle enjeksiyonlanan çiviler için son sıyırılma direnci 4000 kN/m^2 ' değerine kadar olan kaya tek eksenli basınç dayanımının % 10' u olarak alınabilir. Farklı kaya türleri için tahmini son sıyırılma dirençleri Çizelge 2.4' te yer almaktadır.

D : Delik çapı olmak koşuluyla ;

$$\text{Son sıyrılma direnci} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}} \right] = \text{Birim son sıyrılma gerilmesi} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \right] \times \pi \times D [\text{m}] \quad (2.2)$$

ile tahmin edilebilir.

Çizelge 2.2 Granüler zeminler için son sıyrılma gerilmesi (FHWA, 1998)

Yapım yöntemi	Zemin türü	Birim son sıyrılma gerilmesi, kPa
Açık delgi (kılıfsız delgi)	Plastik olmayan silt	20 - 30
	Orta sıkı kum, siltli kum/kumlu silt	50 - 75
	Sert siltli kum, çakıl	80 - 100
	Çok sert siltli kum ve çakıl	120 - 240
	Lös	25 - 75

Çizelge 2.3 Kohezyonlu zeminler için son sıyrılma gerilmesi (FHWA, 1998)

Yapım yöntemi	Zemin türü	Birim son sıyrılma gerilmesi, kPa
Açık delgi (kılıfsız delgi)	Katı kil	40 - 60
	Katı killi silt	40 - 100
	Sıkı kumlu kil	100 - 200

Çizelge 2.4 Kaya için son sıyrılma gerilmesi (FHWA, 1998)

Yapım yöntemi	Zemin türü	Birim son sıyrılma gerilmesi, kPa
Döner delgi	Marn / Kireçtaşı	300 - 400
	Fillit	100 - 300
	Talk	500 - 600
	Yumuşak dolomit	400 - 600
	Fisürlü dolomit	600 - 1000
	Aşınmış kumtaşı	200 - 300
	Aşınmış şeyl	100 - 150
	Aşınmış şist	100 - 175
	Bazalt	500 - 600

3. ZEMİN ÇİVİLİ DUVAR TASARIMI

3.1 Giriş

“FHWA - Zemin Çivili Duvar Tasarımı Yöntemi” ile önerilen tasarım yöntemi, tam ve gerçekçi bir yaklaşım sağlamaktadır. Bu yaklaşımın kapsadığı konular aşağıda sıralanmaktadır.

- Kayma yüzeyi sınırlı denge kavramına dayanmaktadır.
- Çivinin donatı etkisi gözönünde bulundurulur. Çivi kafasının kaplamayla bağlantısı, tendonun kendi dayanımı ve zemin – enjeksiyon ara kesitindeki sıyrılma direnci gözönüne alınmaktadır.
- Kaplamanın ve çivi/kaplama bağlantı sisteminin nominal dayanımının belirlenmesinde gerçekçi bir yaklaşım sergilenmektedir.
- Varolan yapıların gözlemi ve zemin – yapı arasındaki etkileşimine dayanılarak kaplama ve çivi kafası sistemlerinde kullanılan tasarım toprak basınçları önerilmektedir.
- “Servis Yüğü Tasarımı” (SLD) ile “Yük ve Direnç Faktörü Tasarımı” (LRFD) olarak iki ayrı tasarım olanağı sunulmaktadır.
- SLD’de; zemin dayanımına uygulanması önerilen güvenlik katsayılarıyla birlikte izin verilebilen tendon yükü, çivi kafası sistemi ve sıyrılma direncini vermektedir.
- LRFD’de; tendon, çivi kafası sistemi, sıyrılma direnci ve zemin dayanımı için önerilen tasarım dayanımlarını (nominal veya son dayanıma uygulanacak olan direnç faktörleri) ve yük faktörlerini vermektedir. Bu öneriler kritik yapılar ve geçici yapıım koşulları için hem olağan servis yükü hem de aşırı (sismik) yük açısından ayrı ayrı getirilmiştir.
- Duraylılık ve sınır duvar şekil değiştirmelerini sağlamak amacıyla yerleştirilen çelik donatının uygun bir şekilde dağıtılmasını sağlamaktadır.
- Kaplama ve tüm çivili duvar yapısında kullanılan donatının ayrıntılarını tanımlamaktadır.
- Zemin çivilerinin ve duvar kaplamasının zemin çivili duvar sistemi olarak birleştirilip, tasarımı yapılmaktadır.

3.1.1 Sınır Durumlar

Kabul edilebilir derecede bir güvenlik elde etmek için aşağıdaki sınır durumların bilinmesi gerekmektedir :

- Dayanım sınır durumu : Olası göçme durumu veya çivili duvarın çökme durumu ile ilgilidir ve beklenen yükler altında duraylılığa değinir. Uç sınır durumları aşırı yükler (sismik) altında yapının ayakta kalmasını amaçlar.
- Servis sınır durumu : Aşırı duvar şekil değiştirmeleri sonucunda servis fonksiyonlarında ortaya çıkan kayıplara değinir ve gerilme, şekil değiştirme olağan servis koşullarında gerçekleşen kaplama çatlamalarına bir kısıtlama getirmesi ile tanımlanır.

3.1.2 Tasarım Yaklaşımları

En çok kullanılan tasarım yaklaşımları LRFD ve SLD’dir.

- LRFD: Bu yaklaşımda zemine ve çiviye ait tasarım dayanımlarının, uygulanan yüklerden

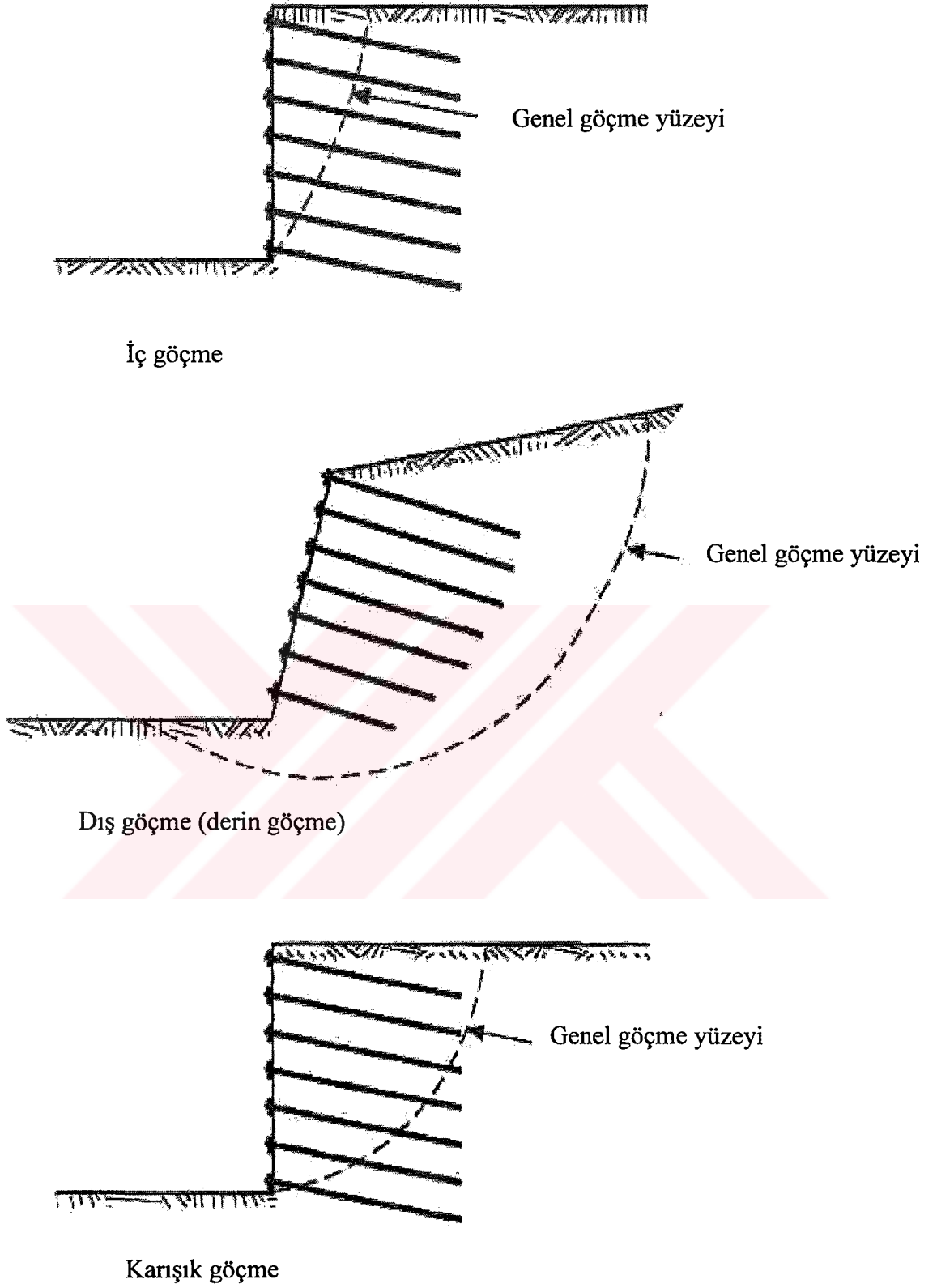
fazla olması sağlanarak dayanım sınır durumu göz önünde bulundurulur. Bu dayanım değerleri, yüklerin kesinliliğinin derecesine uygun olarak yük faktörleri ile çarpılır. Gerçek dayanımlardaki değişkenliği anlatmak amacıyla tasarım dayanımları, nominal ve son dayanımlara belirli direnç faktörleri uygulanarak belirlenir. Çivilerin direnç kapasiteleri hem yapısal (tendonun tasarım dayanımı) hem de geoteknik (tasarım sıyrılma direnci) açıdan belirlenir. Zeminin direnç kapasitesi de son zemin dayanımına bir direnç faktörü uygulanarak belirlenir. Servis sınır durumu ise duvarın, donatılandırılmış ve desteklenmiş zeminin genel yer değiştirmesi ile araştırılır.

- SLD: Bu yöntem LRFD ile genelde benzer bir yaklaşım olup izin verilen çivi yükünün ve azaltılmış zemin dayanımının uygulanan yükten fazla olmasını gerektirir. İzin verilen çivi yükleri hem yapısal (izin verilen tendon gerilmesi yükü) hem de geoteknik (izin verilen sıyrılma direnci) açıdan belirlenir. Azaltılmış zemin dayanımı son zemin dayanımına bir güvenlik sayısı uygulanarak belirlenir. Servis sınır durumu LRFD’de olduğu gibi duvarın, donatılandırılmış ve desteklenmiş zeminin genel yer değiştirmesi ile araştırılır.

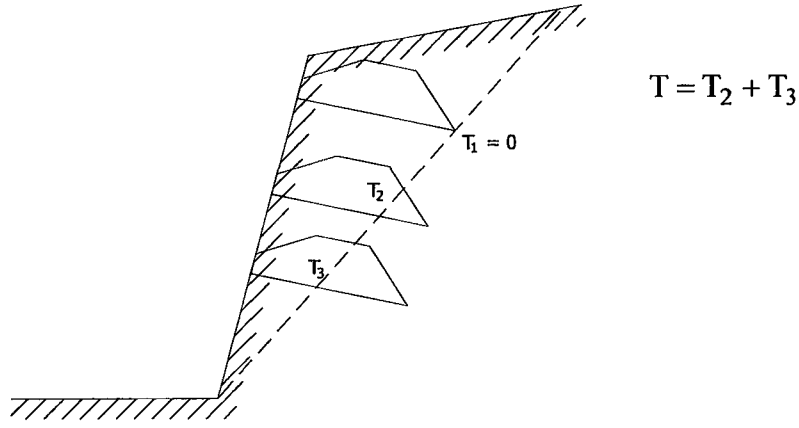
3.2 Zemin Çivili Duvarın Duraylılığı

Zemin çivili bir dayanma yapısında dayanım sınır durumunu belirlemek için tüm göçme biçimlerinin incelenmesi gerekir. Bu göçme biçimleri; dış göçme biçimleri (donatılarla özellikle kesişmeyen) , iç göçme biçimleri (donatı tendonlarının, kaplamanın veya her ikisinin birden göçmesi) , karışık göçme biçimleri (donatılanmış bölgedeki içsel göçme)’ dir. İç ve karışık göçme biçimlerinde çivinin akması veya kopması, sıyrılması, duvar kaplamasının veya duvarın çiviye olan bağlantısının göçmesi gözden geçirilmelidir.

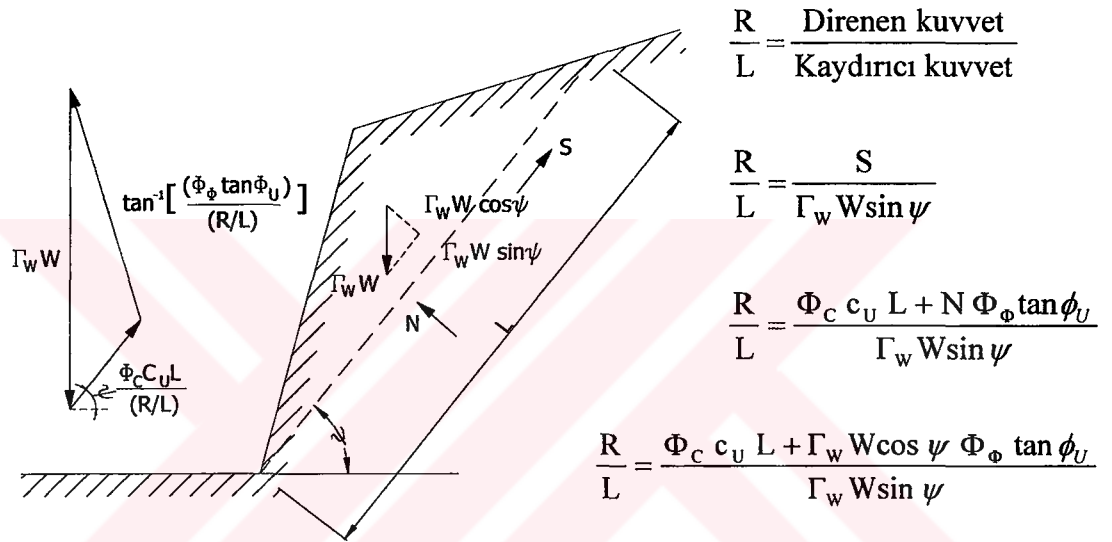
Kazı sırasında yarma alınının yerel duraylılığı zemin çivili duvarların yapımda özen gösterilmesi gereken önemli noktalardan biridir. Bu göçme biçimi geleneksel duraylılık araştırmasından bağımsız olmakla birlikte, tasarım sırasında arazi deney kazısı yardımıyla belirlenebilir. Bilindiği gibi bu arazi deneyinde alnın çivi yerleştirilmesi ve yapım kaplamasının hazırlanmasına ne kadar süre izin vereceği araştırılır. Alındaki yerel ayrılmalar çok ani olabilir ve bu gibi durumlara sığ derinliklerde yaygın olarak rastlanır. Nedeni ise, gevşek dolgu veya çevre koşullarından etkilenmiş malzemelerle bu tür bölgelerde daha çok karşılaşılmasıdır.



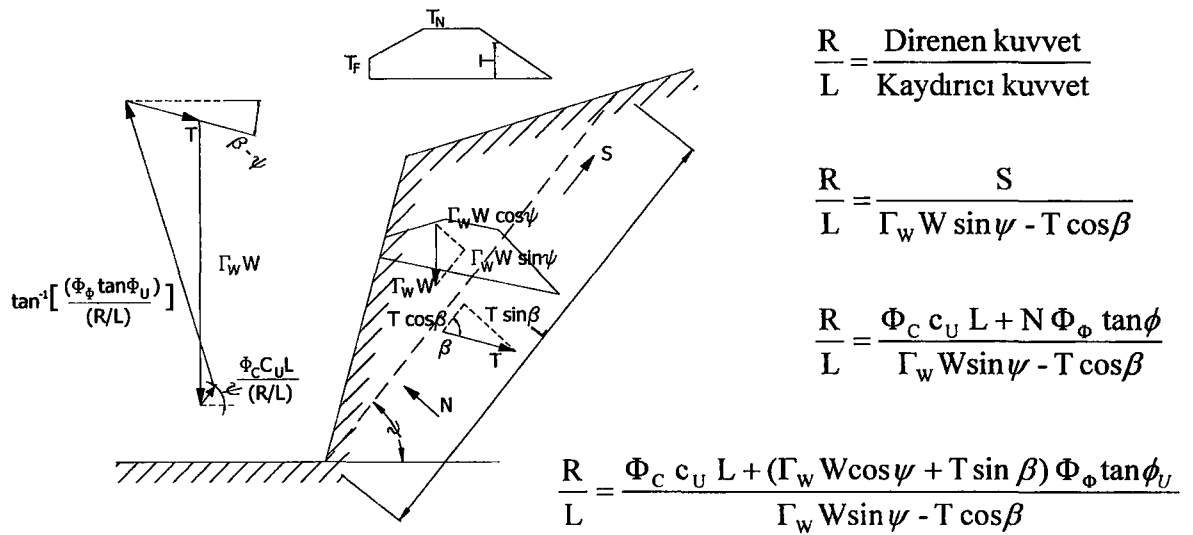
Şekil 3.1 Zemin çivili duvarlarda araştırılacak olası göçme biçimleri (FHWA, 1998)



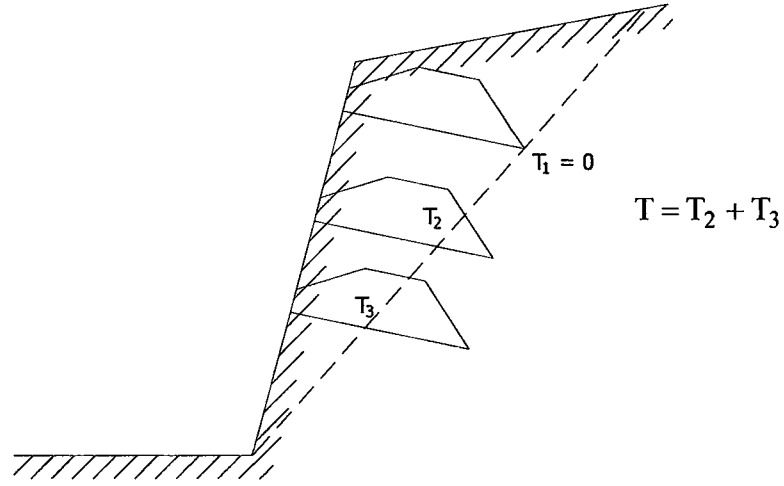
Şekil 3.2 (c) SLD ile zemin çivisi tasarımı, çoğul donatılı şev (FHWA, 1998)



Şekil 3.3 (a) LRFD ile zemin çivisi tasarımı, donatısız şev (FHWA, 1998)



Şekil 3.3 (b) LRFD ile zemin çivisi tasarımı, tekil donatılı şev (FHWA, 1998)



Şekil 3.3 (c) LRFD ile zemin çivisi tasarımı, çoğul donatılı şev (FHWA, 1998)

Yöntem; direnen kuvvetlerin, kaydırıcı kuvvetlere oranının genel bir güvenlik sayısı olarak alındığı bir olası düzeysel kayma yüzeyinde denenmiştir. Şekil 3.2 ve Şekil 3.3, SLD ve LRFD için sınır denge - dayanım sınır durumu tasarımlarını basit bir biçimde açıklamaktadır.

Şekilde ilk olarak donatılandırılmamış zemin bloğunun dengesi gösterilmiştir. Şekil 3.2 (a)'da sağda serbest kütle diyagramı bulunmaktadır. Görüldüğü gibi kayma yüzeyi üzerinde yer alan zeminin kendi ağırlığı ile kayma yüzeyi boyunca etki eden normal ve kayma kuvvetlerinin dışında başka bir kuvvet yoktur. Bloğun kuvvet dengesi dikkate alındığında olası kayma düzlemindeki normal ve kayma kuvvetlerinin hesaplanabilir. Direnen kuvvetlerin kaydırıcı kuvvetlere oranı güvenlik sayısı olan F' yi vermektedir. Bu F , donatısız şevlerde kullanılan geleneksel güvenlik sayısıdır. Şekilde serbest kütle diyagramının yanında kuvvetler poligonu yer almaktadır. Burada kayma dayanımında bulunan kohezyon ve içsel sürtünme açısına uygulanan F , poligonu tamamlayarak sınır dengeyi sağlamaktadır.

Şekil 3.2 (b)'de tekil zemin çivili bir şev görülmektedir. Çivinin amacı, güvenlik sayısını veya kayan bloktaki duraylılığı artırmaktır. Genel güvenlik sayısı serbest kütle diyagramından veya kuvvetler poligonundan türetilerek bulunabilir. Donatılandırmanın etkisi;

- normal kuvveti, dolayısıyla granüler zeminlerde kayma yüzeyi boyunca kayma direncini artırarak
- hem granüler ve hem de kohezyonlu zeminlerde kayma yüzeyi boyunca kaydırıcı kuvvetleri azaltarak

duraylılığı artırmaktır.

Donatılandırma sonucunda güvenlik sayısındaki iyileşme, aşağıda SLD ve LRFD için gösterilmiştir:

SLD için :

Donatısız durumda :

$$c_U = 5 \text{ kN}_{/m^2}$$

$$\psi = 60^\circ$$

$$\phi_U = 30^\circ$$

$$L = 5 \text{ m}$$

$$W = 115 \text{ kN}_{/m}$$

$$F = \frac{c_U L + W \cos \psi \tan \phi_U}{W \sin \psi}$$

$$F = \frac{5 \times 5 + 115 \times \cos 60^\circ \tan 30^\circ}{115 \times \sin 60^\circ}$$

$$F = 0,58$$

Donatılı durumda :

$$\beta = 75^\circ$$

$$T = 80 \text{ kN}_{/m}$$

$$F = \frac{c_U L + (W \cos \psi + T \sin \beta) \tan \phi_U}{W \sin \psi - T \cos \beta}$$

$$F = \frac{5 \times 5 + (115 \times \cos 60^\circ + 80 \times \sin 75^\circ) \times \tan 30^\circ}{115 \times \sin 60^\circ - 80 \times \cos 75^\circ}$$

$$F = 1,30$$

SLD için kullanılan terimler :

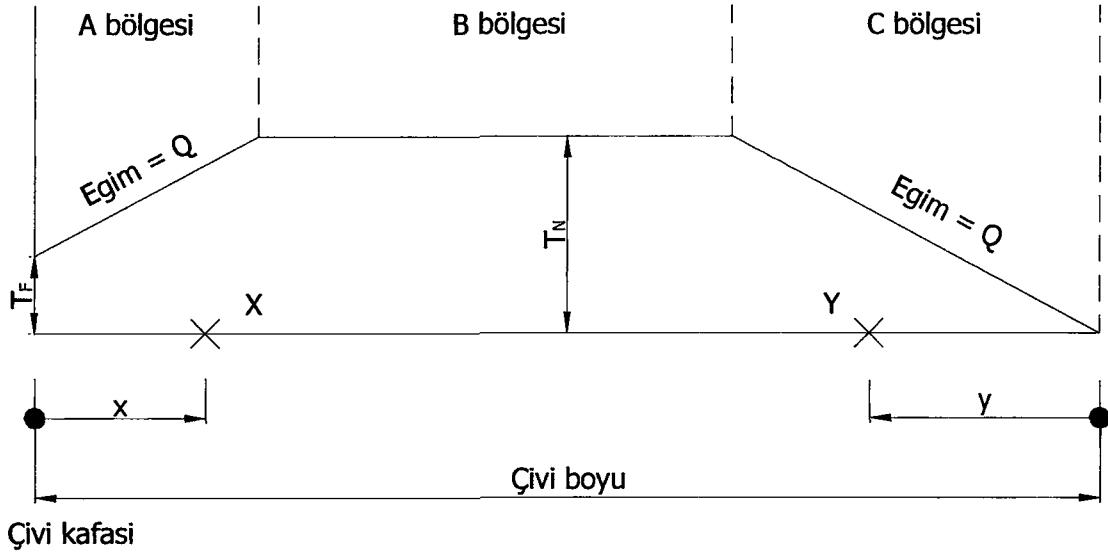
- W : Servis yükü
- c_U : Zeminin kohezyonu
- ϕ_U : Zemin danelerinin içsel sürtünme açısı
- F : Zeminin kayma dayanımı için genel güvenlik sayısı
- T_{FN} : Nominal çivi kafası dayanımı
- $T_F = \alpha_F \times T_{FN}$: İzin verilebilir çivi kafası yükü
- $T_N = \alpha_N \times T_{NN}$: İzin verilebilir çivi tendonu yükü
- Q_U : Son sıyrılma direnci
- $Q_d = \alpha_Q \times Q_u$: İzin verilebilir sıyrılma direnci
- T : İzin verilebilir çivi yükü
- S : Direnen kayma kuvveti
- N : Normal kuvvet

LRFD için kullanılan terimler :

- W : Servis yükü
- Γ_W : Yük faktörü
- c_U : Zeminin kohezyonu
- ϕ_U : Zemin danelerinin içsel sürtünme açısı
- Φ_C : Kohezyon direnç faktörü
- Φ_ϕ : İçsel sürtünme açısı direnç faktörü
- $c = \Phi_C \times c_U$: Zeminin tasarım kohezyonu
- $\phi = \tan^{-1} (\Phi_\phi \times \tan \phi_U)$: Zemin danelerinin tasarım içsel sürtünme açısı
- R/L : Genel direncin yüke oranı
- T_{FN} : Nominal çivi kafa dayanımı
- Φ_F : Çivi kafası direnç faktörü
- $T_F = \Phi_F \times T_{FN}$: Tasarım çivi kafası dayanımı
- T_{NN} : Nominal çivi tendonu dayanımı
- Φ_N : Çivi tendonu direnç faktörü
- $T_N = \Phi_N \times T_{NN}$: Tasarım çivi tendonu dayanımı
- Q_U : Son sıyrılma direnci
- Φ_Q : Sıyrılma direnci faktörü
- $Q_d = \Phi_Q \times Q_U$: Tasarım sıyrılma direnci
- T : İzin verilebilir çivi yükü
- S : Direnen kayma kuvveti
- N : Normal kuvvet

Şekil 3.4' te çivi dayanım diyagramının şekli görülmektedir. Herhangi bir kayma kaması için çivinin donatılandırmaya katkısı ilgili kayma yüzeyiyle çivinin kesişme noktasının bir fonksiyonudur. Çivi dayanımı tendondaki gerilme göçmesi, çivi sıyrılması veya kaplama/çivi kafası bağlantı sistemindeki yapısal göçme ile sınırlandırılmış olabilir. Kayan bloğun duraylılığında herhangi bir çivinin en az çivi gerilme dayanımı kadar veya kayma yüzeyinin ardındaki boyun sıyrılma direnci kadar ya da çivi kafası dayanımı ve kayma yüzeyi ile duvar arasındaki boyda oluşan sıyrılma dayanımı kadar katkısı olmalıdır.

Şekil 3.4' te A bölgesinde X gibi bir noktada kayma yüzeyi ile kesişen bir çivinin desteği $X = (T_F + Q \times)$ olacaktır. B bölgesi için $B = T_N$ ve C bölgesindeki Y noktası için de $Y = (Q \times y)$ olacaktır. T_F çivi kafası kaplama bağlantısının dayanımı olup, SLD için *izin verilebilir çivi kafa yükü* ; LRFD için de *tasarım çivi kafa dayanımı* olarak tanımlanır. T_N çivi tendonu gerilme dayanımı olup, SLD için *izin verilebilir çivi tendon yükü* ; LRFD için de *tasarım çivi tendon dayanımı* olarak tanımlanır. Q ise çivi – zemin sıyrılma direnci olup, SLD için *izin verilebilir sıyrılma direnci* ; LRFD için de *tasarım sıyrılma direnci* olarak tanımlanır.



Şekil 3.4 Çivi destek diyagramı (FHWA, 1998)

Şekil 3.2 (c) ve Şekil 3.3 (c)' de tekil çivili duvarın bir uzantısı gibi kabul edilen problemde çoklu çivi durumu gösterilmiştir. Bu gösterimde sadece bir kayma yüzeyi için hesaplama yapılmıştır ancak gerçekte tüm olası kayma yüzeyleri için bu hesap yapılmalıdır.

Şekil 3.2 (c) ve Şekil 3.3 (c)' de belirli bir kayma yüzeyi için en üstteki çivi kayma yüzeyi ile kesişmediğinden bloğun duraylılığına herhangi bir katkı sağlayamamaktadır. Ancak en üstteki çivi daha sık kayma yüzeyleri için katkıda bulunacaktır. Ortadaki çivi T_2 desteğini sağlarken, bu değer kayma yüzeyi arkasında kalan çivi boyunun sıyrılma direncine eşit olmaktadır. En alttaki çivi T_3 desteğini sağlamakta ve bu T_3 değeri de çivi kafası dayanımıyla birlikte kayma yüzeyi ile kaplama arasındaki çivi boyunca elde edilen sıyrılma direncine eşittir.

3.2.2 İç Duraylılık – Çivi

Çivilerin ayrı ayrı maksimum donatı katkıları aşağıda belirtilenlerle sınırlandırılmıştır:

- Çivi tendonunun yapısal gerilme dayanımı
- Sıyrılma veya beklenmeyen krip davranışı tarafından belirlenen tendon – enjeksiyon kenetlenmesi
- Zemin – enjeksiyon kenetlenmesi

3.2.2.1 Çivi Tendonunun Yapısal Gerilme Dayanımı

Uygulanan çivi yükü, çivi tendonunun yapısal dayanımından daha büyük olursa çelik çivide akma ve onu izleyen kopma gerçekleşebilir. Nominal tendon dayanımı olan T_{NN} , maksimum yapısal gerilme dayanımını tanımlamada aşağıdaki denklem yardımıyla kullanılacaktır:

$$T_{NN} = A_B \cdot F_y \quad (3.1)$$

Burada A_B değeri çelik donatının nominal alanı, F_y ise çelik donatının akma dayanımıdır. Daha önce de sözü edildiği gibi, zeminin büyük şekil değiştirmelerinde oluşabilecek kesme/eğilme katkılarının çivi üzerindeki etkisi göz ardı edilmelidir.

3.2.2.2 Zemin – Enjeksiyon Kenetlenmesi

Ekonomik bir “zemin çivili duvar” tasarımında enjeksiyon – zemin ara kesitinde uygun kenetlenme ve sıyrılmanın sağlanabilmesi önemli rol oynar. Sıyrılma dayanımının az olması, duvar yüksekliğine oranla daha uzun boyda çiviler ve/veya birim boydaki sıyrılma direncini artırmak amacıyla daha büyük çapta delgiler gerektirir. Zemin – enjeksiyon ara kesitindeki son kenetlenmeyi en çok etkileyen etkenler zemin özellikleri (plastisite, dayanım, dane dağılımı), delgi yöntemleri ve enjeksiyon basıncıdır. Eğer uygun olmayan bir kenetlenme sağlanmış ve geleneksel uzunlukta da çivi kullanılmamışsa, sıyrılma gerçekleşebilir.

Zemin – enjeksiyon ara kesitindeki göçme yüzünden gerçekleşen sıyrılmaya ek olarak aynı kesitte oluşabilecek uzun süreli krip davranışı da hesaba katılmalıdır. Uygulamada kısa süreli arazi deneyi için zamanın logaritmik devrinde (6. - 60. dakika arasında) 2 mm’ yi aşan oranda oluşan krip kabul edilemez olarak alınır. Kabul edilemeyen krip davranışı daha çok yumuşak ve yüksek plastisiteli kohezyonlu zeminlerde görülür. Kısa süreli krip deneyleri çivi sıyrılma deneyinin bir parçası olmaktadır.

3.2.2.3 Enjeksiyon – Tendon Kenetlenmesi

Nervürlü donatılarda enjeksiyon – çivi tendonu arasındaki kenetlenme mekanik kilitlenmenin bir sonucudur. Bu kilitlenme sırasında enjeksiyon çelik çubuğun şekil değiştirmesine karşı kendi kayma dayanımını mobilize eder ve böylelikle tendonda son dayanıma ulaşılır. Havayla kısa süreli etkileşim sonucunda çelik çubukların üzerinde oluşan pas tozlarının bu enjeksiyon – tendon kenetlenmesinde kayda değer bir etkisi yoktur. Birim çivi boyundaki yük açısından bakıldığında enjeksiyon – tendon kenetlenmesi, enjeksiyon – zemin kenetlenmesinden daha büyüktür ve bu nedenle doğru enjeksiyon karışımı ve yerleştirme

tekniki uygulandığında zemin çivisi uygulamaları için daha az kritiktir.

3.2.3 İç Duraylılık – Çivi Kafası

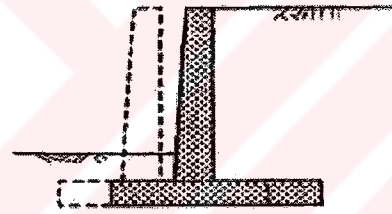
Çivi kafasının dayanımı esnek duvar kaplamasının dayanımı, kaplamanın ve bağlantı elemanlarının zımbalama dayanımı ve kalıcı duvarların bağlantısında kullanılan başlıklı cıvataların taşıma gücü tarafından kontrol edilebilir.

3.2.4 Dış Duraylılık

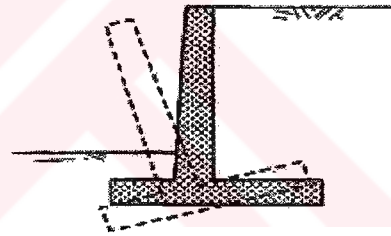
Dış duraylılık geleneksel ağırlık ve betonarme istinat duvarlarındaki potansiyel şekil değiştirme biçimleriyle ilgilidir ve aşağıdakilerin göz önüne alınmasını gerektirir.

- Yanal toprak basıncı altında, dayanma yapılarının taban boyunca yatay olarak kayması
- Yapının kendi ağırlığı ve yanal toprak basıncı altına dönerek temel taşıma dayanımının aşılması
- Dayanma yapısının üzerinde olduğu şevin genel duraylılığı

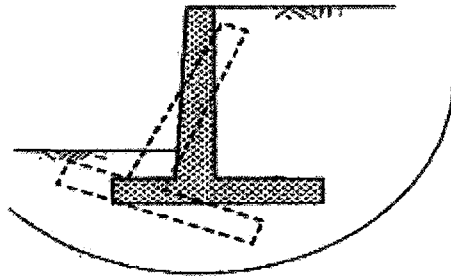
Bu göçme biçimleri aşağıda Şekil 3.5’ te verilmektedir.



a) Taban boyunca kayma



b) Taşıma gücünün yitirilmesi nedeniyle dönme



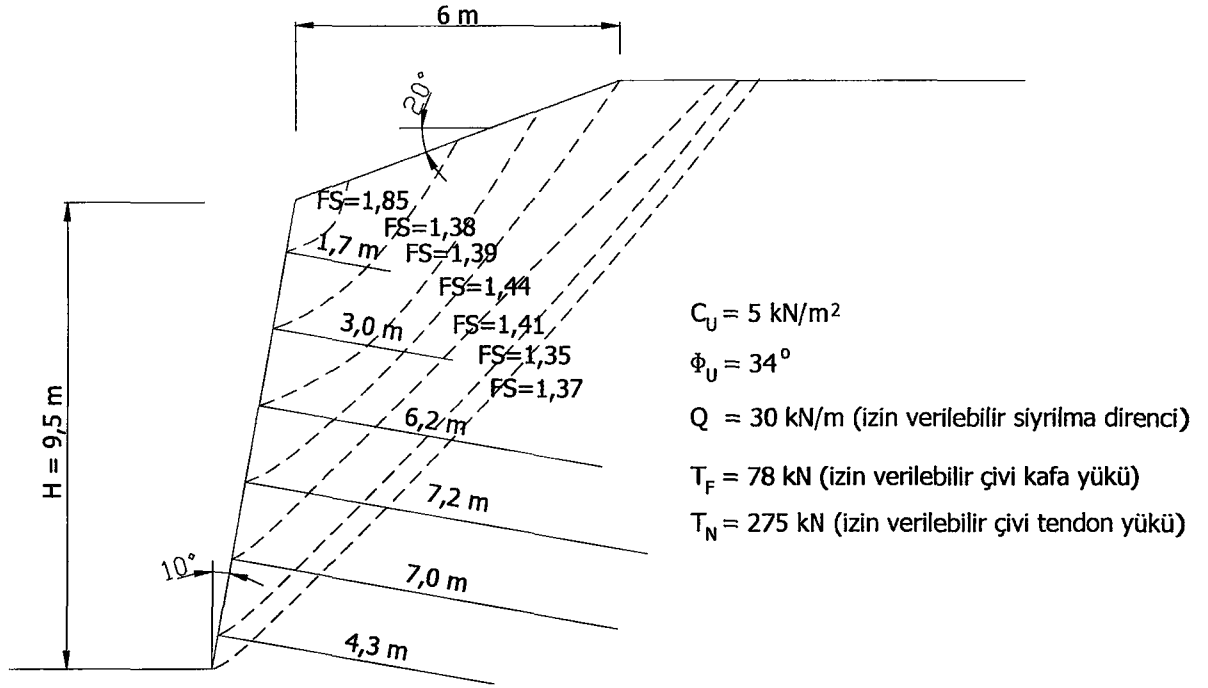
c) Toptan göçme

Şekil 3.5 Dayanma yapıları için dış göçme biçimleri (FHWA, 1998)

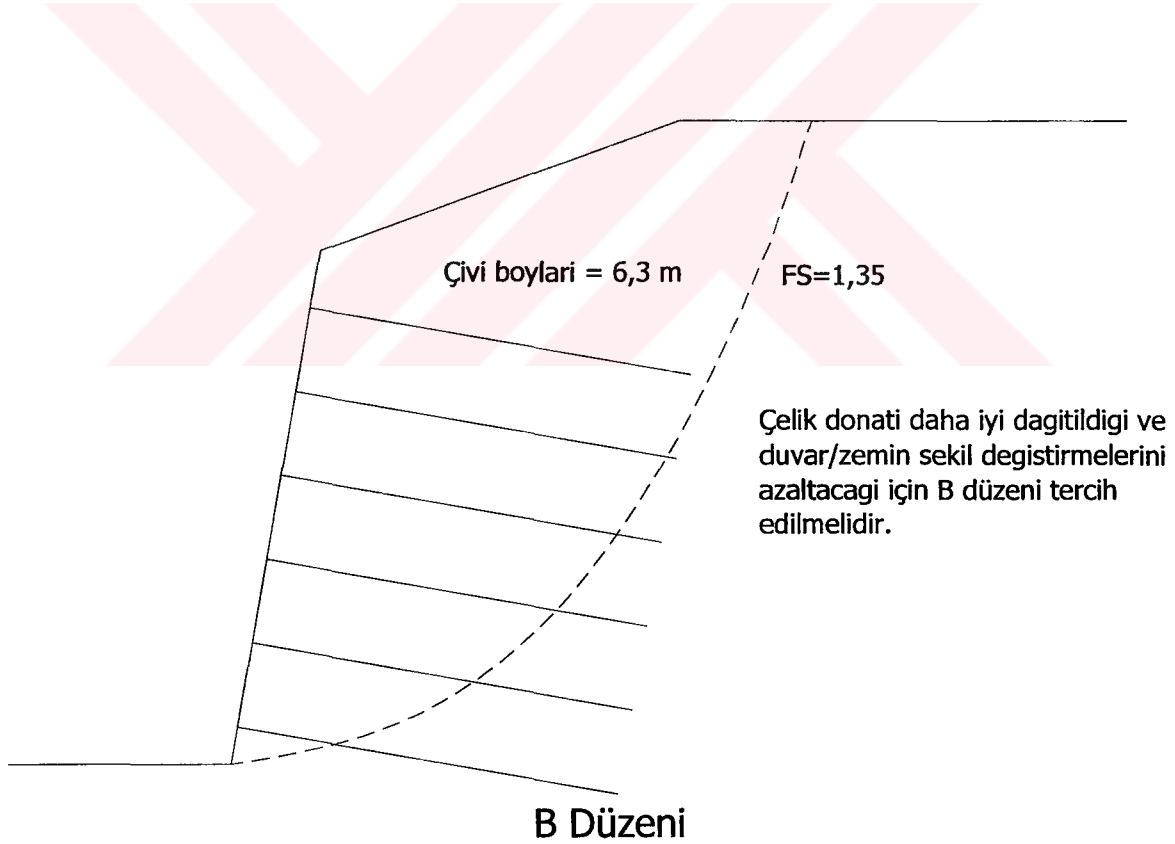
Tasarımcılar genel taşıma gücü teorisini zemin çivili duvarın temel duraylılığının denetiminde kullanmalıdır. Zemin çivisi ile oluşturulan donatılı bir ağırlık duvarı kendi ağırlığı ve arkasındaki zeminin toprak basıncı yükleri etkisi altındadır. Bu yüzden hem eğimli hem de eksantrik yüklemelerde standart taşıma gücü azalmaları dikkate alınmalıdır. Ayrıca aşağıdakilerin de gözönüne alınmasında büyük yarar olacaktır :

- Homojen zeminlerde, genel taşıma gücünün göçme yüzeyi, temel pabucu genişliğinin 1,5 katı olan bir derinliğe kadar ulaşır.
- İnce daneli zeminler için hem drenajlı hem de drenajsız yükleme koşulları gözden geçirilmelidir.
- Duvarın altında, çivilenmiş blok kalınlığındaki kil derinliği için eğimli ve eksantrik yüklemeyi gözönüne alan genel taşıma gücü yöntemi uygulanmalıdır. Gerekli güvenlik sayısı minimum 2,5 olacaktır.





A Düzeni



B Düzeni

Şekil 3.6 Aynı minimum güvenlik sayısını veren farklı çivi yerleşimleri (FHWA, 1998)

3.2.5 Güncel Zemin Çivisi Tasarım Yöntemleri

3.2.5.1 Çivi Tasarımı

Zemin çivili dayanma yapılarının güncel tasarım yöntemleri, donatılar tarafından oluşturulan ek direnç gerilme kuvvetlerini kapsamaları için değiştirilen geleneksel şev duraylılığı analiz yöntemlerinden türetilmiştir. Bu analiz yöntemleri varsayılan göçme yüzeyleri boyunca genel güvenlik sayısını değerlendirmektedir. Bu analiz yöntemleri “Alman Yöntemi” , “Davis Yöntemi” ve “Fransız Yöntemi” olarak adlandırılır.

Alman yönteminde doğru parçalı göçme yüzeyinin, kazı tabanının ucundan geçtiği varsayılır. Göçen zemin kütlesi iki parçaya ayrılabilir. İlk parça, çivili zemin kütlesini kapsamakta iken; ikincisi çivilenmiş ağırlık duvarı arkasında aktif toprak basıncı kamasını oluşturur. Analizde göçme yüzeyiyle çapraz olarak kesişen çivinin gerilme direnci de göz önünde bulundurulur.

Davis (orijinal Shen) yöntemi duvar tabanının ucundan da geçen parabolik bir göçme yüzeyini kapsar. Kayma yüzeyi ya bütünüyle çivilerden geçer ya da donatılı bölgenin ötesinde bir yerde zemin yüzüyle kesişir. Analizde, göçme yüzeyiyle çapraz olarak kesişen çivilerin gerilme ve sıyrılma dirençleri, duraylılığı sağlayan kuvvetler olarak alınır.

Fransız (Talren) yönteminde ise; duvar tabanının ucundan da geçtiği varsayılan dairesel bir göçme yüzeyi ele alınır. Önceki yöntemlerden farklı olarak bu yöntemde çivilerin kesme/eğilme katkıları da dikkate alınmaktadır. Yapılan çalışmalar, çivilerdeki kesme/eğilmenin etkisinin güvenlik sayısını çok az derecede artırdığını göstermektedir. Dolayısıyla kesme/eğilmenin etkisini ihmal etmek önemsiz tutuculukta tasarımlara yol açacaktır.

Yakın zamanda kinematik sınır analizi yaklaşımı da zemin çivili duvarların tasarımı için gündeme getirilmiştir. Diğer analiz yöntemlerinden farkı, gerçek mobilize olmuş yüklerin tahmini için bir yöntem sağlıyor olmasıdır. Yöntemde, göçme yüzeyi bir logaritmik spiral olarak tanımlanır ve göçmenin, yüzey boyunca rijite benzer bir dönmeyle gerçekleştiği varsayılır. Bu yöntem aynı zamanda çivilerdeki kesme/eğilmeyi de göz önünde bulundurur ancak kuramsal ve sayısal olarak çok karmaşık olduğundan kolayca anlaşılabilir ya da uygulamacı mühendisler tarafından kullanılabilir bir şekilde henüz gösterilememiştir.

3.2.5.2 Kaplama Tasarımı

Kaplamanın, zemin çivili yapılarda birçok işlevi vardır. Çiviler arasındaki zemine yanal bir

sınırlandırma getirir ve dekoratif amaçlı paneller gibi dış yükleri taşıyabilir. Sözü geçen ilk işlevi daha çok önem taşımaktadır.

Zemin yerel olarak her çivi arasından desteklenmektedir. Eğer çivi sayısı sonsuz olursa, diğer bir deyişle çiviler aralıksız olarak peşi sıra dizilmiş olursa kaplama arkasında zemin basıncı olmayacağından zeminin desteklenmesine de gerek kalmayacaktır. Bir başka açıdan bakıldığında; çivi aralıkları büyük tutulursa bu sefer de desteklenen zemindeki toprak basınçlarının hepsi kaplama tarafından karşılanmak zorunda kalacak ve dolayısıyla kaplama kalınlığı çok olacaktır. Sonsuz genişlikteki çivi arası için kaplama alışlagelmiş ağırlık duvarı haline gelecektir. İşte bu nedenle çivi aralıkları kaplama tasarımında büyük rol oynamaktadır.

Çivilerin sıklığı da önemli bir etken olup, bununla birlikte kaplamanın kendi rijitliği de önem taşımaktadır. Çiviler arası kaplama üzerindeki toprak basınçlarının dağılımı üniform değildir. Çivi – kaplama bağlantıları dolaylarında gerilme yoğunlaşmasına neden olan düşey ve yatay kemerlenme etkileri oluşur. Bu etkiler zemin çivili duvarlar için geçerli olan esnek kaplamalar açısından büyük önem taşımaktadır.

Kaplamanın yapısal tasarımında komşu iki çivi kafası arasındaki açıklıkta toprak basıncına karşı koyabilmek için yeterli beton kalınlığı, donatı ve moment kapasitesine gereksinim duyulur. Ayrıca taşıyıcı plakaların zımbalama kapasitesi de yeterli derecede olmalıdır.

3.3 Düzen ve Boyutlandırma

Ayrıntılı tasarıma başlamadan önce zeminin malzeme özellikleriyle birlikte duvarın genel geometrisi (yer, kaplamanın düşeyle yaptığı açı, kaplama yüksekliği) tanımlanmalıdır. Bu tanımlama doğrultusunda kritik tasarım kesitleri belirlenmiş olacaktır. Kısacası çivi düzenini yeraltı sınırlamaları açığa çıkarılmalı ve ilk çivi düzeni oluşturulmalıdır.

3.3.1 Duvar Yeri ve Boyutları

Duvar kaplamasının yeri, duvarın amaçlanan işlevi doğrultusunda olmalıdır. Saha geometrisi bakımından ve çevresel, ekonomik, estetik veya teknik açıdan da yüksekliği sınırlandırılmalıdır. Düşey duvarlar ve teğet ya da dairesel yarıçap üzerinde bulunan duvarlar yapılabilirlik açısından daha üstün özellikler sergiler. Duvar çizgisinin spiral üzerinde olması, zemin çivili duvarlarda arazi denetimini ve duvar kazısının denetimini zorlaştırması nedeniyle pek önerilmez. Duvarın en üst noktasının yeri tasarlandıktan sonra duvar çizgisi boyunca ayrıntılı bir topoğrafik incelemenin hazırlanması gerekir. Bu şekilde ayrıntılı planlara

geçilmeden önce duvarın en üst kısmında bulunan zemin katmanı önceden bilinmiş olacaktır. Bu ön bilgi ışığında;

- en üst sıra çiviler istenmeyerek zemin yüzeyi dışına yerleştirilmemiş
- yüzey sularının denetimi için ek dolgu gerekmemiş
- konsol duvarın en üst kesitinin boyutu belirlenebilir hale gelmiş
- gerekli geri dolgunun yeri ve miktarı belirlenmiş

olur. Donatılandırılan bölge içinde herhangi bir gömülü yapı ya da yeraltı yapısı olması halinde bunların yeri, tasarım ve yapımdaki etkilerinin saptanabilmesi için tam olarak belirlenmelidir.

Püskürtme betonun donatılandırılması genellikle hasır çeliklerle yapılmaktadır. Püskürtme betonun ilk kat kaplama veya tüm katlarda kaplama olarak kullanıldığı koşullarda yapısal görünüş ve duvar inşaatı açısından bu hasır çeliğin boyutu önem taşır. Yapısal bakımdan -özellikle ince kalınlıkta kaplamalarda- işin içine duvarın esnekliği ve çivi kafasının zımbalama etkisi girer. Duvarın inşaatı yönü daha az göze batsa da aslında eşit derecede önemlidir. Hasır donatı kaplama içinde yerleştirilirken belirli bir bindirme bölgesi oluşturulmasına özen gösterilmelidir. Örneğin; 1,5 m genişliğinde bir duvar oluşturulacaksa 0,2 m ' lik bindirme boyuna gereksinim olacaktır.

3.3.2 Ön Çivi Düzeni

Tasarım analizi için gerekli olan “deneme çivi düzeni” tanımı çivi boylarını, yerlerini, aralıklarını, dayanımlarını ve eğimlerini kapsar.

3.3.2.1 Çivi Eğimleri

Önceden açılmış deliklere yerleştirilen ve düşük basınçla veya yerçekiminden yararlanılarak enjeksiyonlanan çiviler için delikler aşağı doğru eğimli olarak açılır. Bu eğim genelde yatayla 15° açı yapar. Eğimin artırıldığı uygulamalarda çivi yükü direnç bileşeninin etkisinin azalması nedeniyle donatı verimliliği de belirgin ölçüde azalacaktır. Bazen alt sıradaki çivilerde delgi milinin girişinin kısıtlı olması yüzünden eğim artırılmak zorunda kalınır. Bazen de ilk sıra çivilerin eğimleri artırılarak sıg derinliklerde bulunan, varolan yapı temellerinden uzaklaşmak amaçlanır. Eğim açısı 5°'den küçük uygulamalar enjeksiyon içinde boşluk kalması riski taşıdığı için önerilmemektedir. Yapım açısından kolaylık sağlaması için çivi eğimlerinin üniform tutulmasında yarar vardır.

3.3.2.2 Çivi Aralıkları

Ekonomik açıdan bakıldığında çivi aralıklarının olanaklı olduğu kadar fazla, yapım açısından bakıldığında da olanaklı olduğu kadar üniform bırakılması gerekir. Zemin elverişsiz olmadığı sürece düşey ve yatay aralıklar 1,5 – 2,0 m alınabilir.

3.3.2.3 Çivi Yerleri

Çivi kafasının yeri birçok etkene bağlıdır. Çiviler yatayda şaşırtmalı ya da düşeyde sıralı olarak yerleştirilebilir. Düşeyde sıralı uygulamalar saha düzeni ve çivi yerlerinin denetimi bakımından kolaylık sağlarken, aynı zamanda düşey geokompozit dren hatlarının yerleştirilmesinde uygulamacıya yatayda daha fazla boş alan sunar. Şaşırtmalı yerleşimde ise kazı sırasında daha duraylı bir şev elde edilir.

3.3.2.4 Çivi Boyları ve Dayanımları

Çivi boyları ve gerekli dayanımları, yine çivi aralıklarını etkileyen etkenlerdir. Bu etki doğrultusunda düşük zemin dayanımları, düşük çivi – zemin sıyrılma dirençleri, dik yarma alanları ve açılar ile yüksek sürşarj yükleri altında çivi boyları ve gerekli dayanımları artma eğilimi gösterir. Bu değişkenlerin çeşitli birlikteliklerine bağlı olarak, çivi boyları duvar yüksekliğini de geçebilir. Düşük şev açısına sahip ve az sürşarj yükü bulunan yarmalar gibi birçok uygulamada da çivi boyları duvar yüksekliğinin % 60 – 100’ü oranında kalmıştır. Çivi boyu / duvar yüksekliği oranının % 60’tan az olduğu uygulamalarla duvar eğimlerinin dik olduğu yerlerde karşılaşılır. Bunun nedeni dönme duraylılığıyla ilgili endişelerin de işin içine girmesidir.

Yapımının üstten alta doğru olması nedeniyle duvar yüksekliğinin üst 2/3’ lük kısmında çivi yükleri daha fazla olacak ve bu da duvarın yer değiştirmesinin denetiminde etkili bir rol oynayacaktır.

3.4 Çivi Kafası Dayanımı

Daha önce de sözü edildiği gibi, çivi – kaplama sisteminin donatılandırmaya katkısı çivi tendonu dayanımı, enjeksiyon – zemin sıyrılma direnci ve çivi kafa dayanımına bağlıdır. Çivi kafa dayanımının belirlenmesi oldukça karışık olmakla birlikte kaplamada ve çivi – kaplama birleşim sistemindeki bir takım olası göçme türüne bağlıdır.

3.4.1 Çivi Kafasının Göçme Biçimleri

Zemin çivili kaplama ve birleşim sistemlerinde denetimi zorunlu olan 3 adet kritik göçme biçimi vardır. Püskürtme beton/Beton kaplama ya esneme ya da zımbalama etkisi altında göçebilir. Birleşiminde başlıklı cıvata kullanılan kalıcı duvarlarda ise başlıklı cıvatalar gerilmeler altında göçebilir.

Kullanılan bağlantı taşıyıcı plakalarında genişliğin kalınlığa oranı için plaka zımbalaması hiçbir zaman tasarımı denetleyici bir etken olarak bulunmamıştır; dolayısıyla tasarımda göz önüne alınmaz. Yapılan laboratuvar deneyleri çelik plakaların doğal olarak esnek olmasından dolayı doğrudan doğruya bir göçme oluşmayacağını göstermiştir. Bunun yerine plaka şekil değiştirmeye devam eder ve kaplama ile kendisi arasında basıncı yeniden dağıtır. Kalın plakalar sadece kaplamada göçmeye yaklaşılması karşısında azalan şekil değiştirmelerin bir sonucu olarak ortaya çıkar.

Bu yüzden, akma gerilmesi (F_y) 250 MPa olan yumuşak çelik plakalar için plaka genişliğinin en az 200 mm ve kalınlığının da en az 19 mm olarak tasarlanması önerilir (FHWA, 1998).

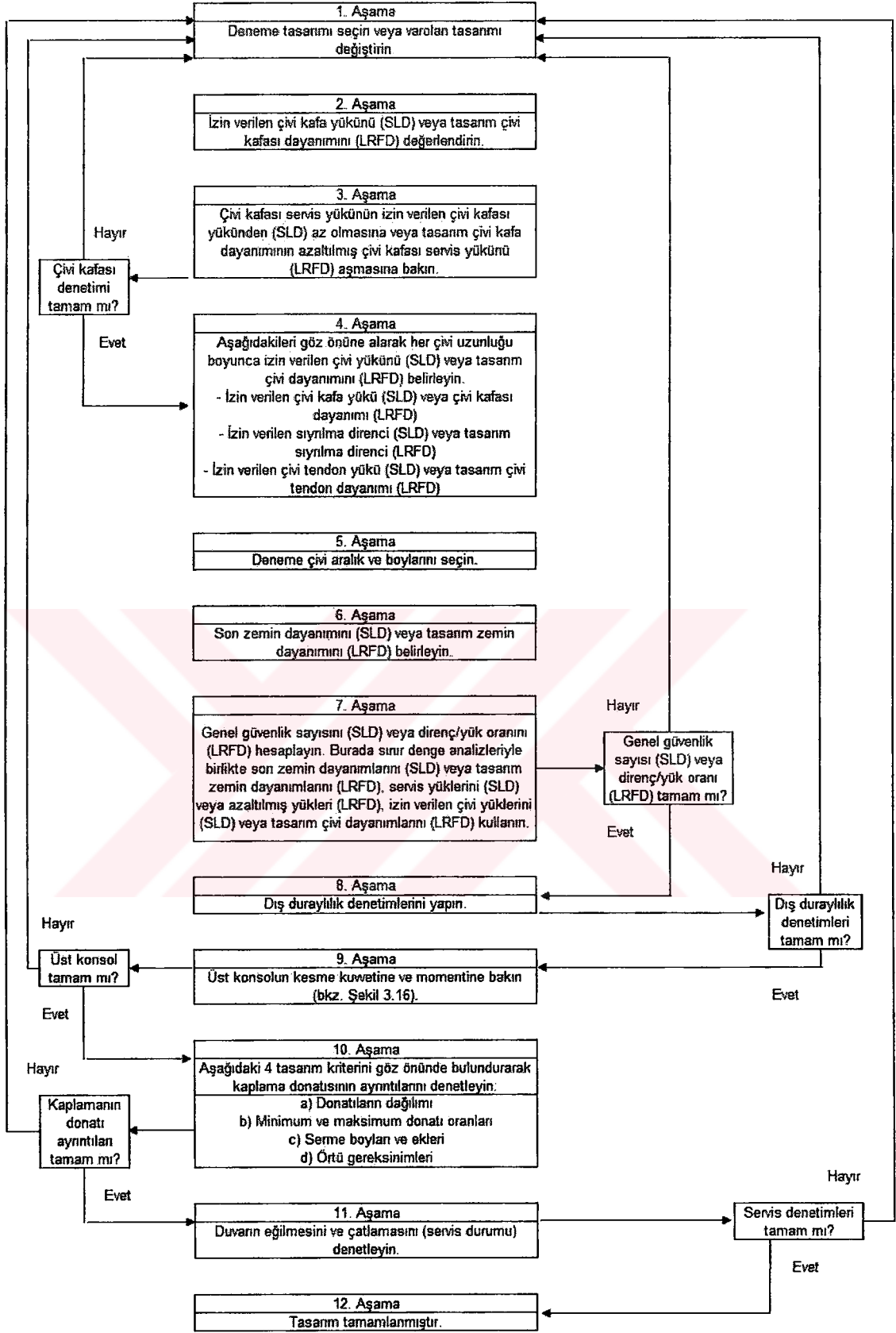
3.5 Zemin Çivili Duvar Tasarımı

Genel anlamda zemin çivili duvarların tasarım aşmaları Şekil 3.7’de görülmektedir. Aşağıda, tasarım yöntemleri SLD ve LRFD için ayrı ayrı değerlendirilmiştir.

3.5.1 Servis Yüğü Tasarımı (SLD)

3.5.1.1 Kritik Tasarım Kesit(ler)inin Hazırlanması ve Deneme Tasarımının Seçimi

Tasarım geometrisi ve yükleme koşulları için bir deneme tasarımı seçilir. Tasarım kesiti, çeşitli yeraltı katmanları ve duvar temelinin altında olması gereken tasarım su seviyesinin yeri ile zeminin kendi ağırlığı ve yüzeydeki sürşarj yükü gibi uygulanan tüm ağırlıklar için son zemin dayanımı özelliklerini göstermelidir. Gözönüne alınması gerek yükleme koşulları Çizelge 3.1’de görülmektedir.



Şekil 3.7 Önerilen tasarım aşamaları (FHWA, 1998)

Çizelge 3.1 AASHTO özelliklerine göre yükleme birleşimleri (AASHTO,15th Ed.,1992)*

Grup	D	L	E	B	RST	EQ	%
I	1	1	1	1	0	0	100
IV	1	1	1	1	1	0	125
VII	1	0	1	1	0	1	133

Yukarıdaki yük ve yük birleşimlerini AASHTO' nun zemin çivili duvarlar için gerekli gördüğü; özel tasarımların ek yük ve yükleme birleşimlerini gerektireceği unutulmamalıdır.

3.5.1.2 İzin Verilen Çivi Kafası Yükünün Hesaplanması

Deneme yapım kaplaması ve bağlantı tasarımı için izin verilen çivi kafası yükü aşağıdakilere göre değerlendirilir :

- Kaplama ve bağlantı sistemindeki her olası göçme biçimine göre nominal çivi kafası dayanımı belirlenir. Tasarım amacı olarak, değişik kaplama kalınlığına, kaplama donatısına ve taşıyıcı plaka bağlantı birleşimlerine sahip çeşitli zemin çivili duvarlar için nominal çivi kafası dayanımları eklerde çizelgelerle verilmektedir.
- Çizelge 3.2' de görülen olası her göçme türü için izin verilen çivi kafası yükü, kendisine karşılık gelen nominal kafa dayanımının bir oranı olarak belirlenir. Çizelge 3.2' deki soldan ikinci sütun Çizelge 3.1'deki I. grup yük birleşimi için geçerlidir. Diğer yükleme birleşimleri için I. Grup çivi kafası dayanım faktörleri, Çizelge 3.2' nin son sütunundaki yüzdelik faktörlerine uygun bir şekilde artırılmıştır. Zemin çivili duvarların uygulanmasında tasarımı çoğunlukla I., IV. ve VII. Grup yük birleşimleri denetler. İzin verilen çivi kafası yükü, çeşitli göçme türleri için hesaplanan en küçük değerdir.

Çizelge 3.2 SLD için çivi kafası dayanım faktörleri (FHWA, 1998)

Göçme türü	Çivi kafası dayanım faktörü (I. Grup) α_F	Çivi kafası dayanım faktörü (IV. Grup)	Çivi kafası dayanım faktörü (VII. Grup) (Sismik)
Kaplamanın eğilmesi (esnemesi)	0,67	$1,25 \times (0,67) = 0,83$	$1,33 \times (0,67) = 0,89$
Kaplamanın zımbalanması	0,67	$1,25 \times (0,67) = 0,83$	$1,33 \times (0,67) = 0,89$
Başlıklı cıvatanın gerilmeden dolayı kırılması			
ASTM A307 Cıvata malzemesi	0,50	$1,25 \times (0,50) = 0,63$	$1,33 \times (0,50) = 0,67$
ASTM A325 Cıvata malzemesi	0,59	$1,25 \times (0,59) = 0,74$	$1,33 \times (0,59) = 0,78$

* D: Ölü yük, L: Hareketli yük, E: Zemin basıncı, B: Yüzdürme kuvveti, RST: Çubuk kısalması, rötre ve sıcaklık, EQ: Deprem

Çizelge 3.2’de I. Grup için geçerli olan γ_F değerleri AASHTO LRFD’de kendilerine karşılık gelen direnç faktörlerinin (bkz. Çizelge 3.6), değeri 1,35 olan bir yük faktörüne bölünmesiyle elde edilmiştir. Bu yük faktörü genellikle baskın olan öz ağırlık yükü (bkz. Çizelge 3.4) için kullanılan yük faktörüdür.

3.5.1.3 İzin Verilen Minimum Çivi Kafası Servis Yükünün Denetimi

Deneme kaplaması tasarımı için izin verilen minimum çivi kafası servis yükü denetlenir. Bu ampirik denetimde, hesaplanmış izin verilen çivi kafası yükünün gerçekte zemin – yapı etkileşimi sonucunda oluşabilecek olan tahmin edilen çivi kafası servis yükünü aştığı gösterilir. Şekil 1.7 ’ de görüldüğü gibi, gerçekte oluşan çivi kafası servis yükü aşağıdaki ampirik ifade yardımıyla tahmin edilebilir :

$$t_F = F_F K_a \gamma H S_H S_V \quad (3.2)$$

Eğer tasarımcı benzer zeminlerde yapılmış duvarlara ait saha gözlemlerinden elde edilen bilgilere sahip değilse, FHWA tarafından tasarımda çivi kafası servis yükü faktörünü (F_F) için 0,50 alınması önerilmektedir.

Üniform zemin şartları, olmayan sürşarj yükü gibi basit durumlarda aktif toprak basıncı katsayısı (K_a), verilmiş olan denklemlerden zeminin kohezyon bileşeni göz ardı edilerek doğrudan belirlenir. Değişken zemin katmanlarının, karmaşık duvar geometrisinin ve sürşarj yükü dağılımının olduğu daha karışık durumlarda ise, çivi kafası servis yükü aşağıdaki ifade ile belirlenebilir :

$$t_F = \frac{2 F_F P_A S_H S_V}{H} \quad (3.3)$$

Aktif yük olan P_A , Coloumb türü kayma yüzeyi hesaplamaları kullanılarak belirlenir. Hesaplanan bu izin verilen çivi kafası yükü ampirik olarak tahmin edilen çivi kafası servis yükünden az çıkarsa, deneme kaplama/bağlantı tasarımının değişimi ve ikinci aşamanın yinelenmesi gerekir. Bu konuda özen gösterilmesi gereken diğer bir nokta da sözü geçen denetimin sismik yükleme durumu için geçerli olmayışdır. Bunun nedeni sismik koşullar için servis yükü verisinin ve bu tür bir yükleme altında zayıf kalıcı kaplamanın davranışına ait bir kanıtın elde olmayışdır.

3.5.1.4 İzin Verilen Çivi Yükü Destek Diyagramlarının Belirlenmesi

Çivi boyunca yerin bir fonksiyonu olarak her çivi için izin verilen çivi yükü belirlenir. Şekil 3.4’ te de görüldüğü üzere, izin verilen çivi yükü çivi uzunluğu boyunca farklılık göstermekte ve izin verilen çivi kafası yükü, izin verilen çivi tendon yükü ve izin verilen çivi – zemin sıyrılma direncine göre değişmektedir.

İzin verilen çivi kafası yükü ikinci aşamada belirtildiği gibi hesaplanır. Çizelge 3.3’ te görüldüğü gibi; çivi tendonu akma dayanımı, çivi tendon dayanımı faktörü ile çarpılarak izin verilen çivi tendon yükü bulunur.

Çizelge 3.3 SLD için dayanım faktörleri ve güvenlik sayıları (F) (FHWA, 1998)

Eleman	Dayanım faktörü (I. Grup yükleme) α_F	Dayanım faktörü (IV. Grup yükleme)	Dayanım faktörü (VII. Grup yükleme) (Sismik)
Çivi kafası dayanımı	$\alpha_F = \text{Çizelge 3.2}$	bkz. Çizelge 3.2	bkz. Çizelge 3.2
Çivi tendonu gerilme dayanımı	$\alpha_N = 0,55$	$1,25 \times (0,55) = 0,69$	$1,33 \times (0,55) = 0,73$
Zemin – Enjeksiyon sıyrılması direnci	$\alpha_Q = 0,55$	$1,25 \times (0,55) = 0,69$	$1,33 \times (0,50) = 0,67$
Zemin	$F = 1,35 \text{ (1,50)}^*$	$1,08 \text{ (1,20)}^*$	$1,01 \text{ (1,13)}^*$
Zemin (Geçici yapım koşulları [†])	$F = 1,35 \text{ (1,50)}^*$	Yok	Yok

Not:

- İzin verilen çivi kafası yükü (T_F) = $\alpha_F \times (\text{nominal çivi kafası dayanımı}) = \alpha_F T_{FN}$
- İzin verilen çivi tendon yükü (T_N) = $\alpha_N \times (\text{tendon akma dayanımı}) = \alpha_N T_{NN}$
- İzin verilen sıyrılma direnci (Q) = $\alpha_Q \times (\text{son sıyrılma direnci}) = \alpha_Q Q_U$
- I. Grup için gerekli minimum genel zemin güvenlik sayısı $F = 1,35$ ($=1,20 \sim$ kritik yapılarda)
- IV. Grup için gerekli minimum genel zemin güvenlik sayısı $F = \frac{1,35}{1,25} = 1,08$ ($=1,20 \sim$ kritik yapılarda)

* Kritik yapılar için zemin güvenlik sayısı

[†] Çivinin yerleştirilmesinden önceki yarma aşamasını takip eden geçici durumdan söz edilmektedir. “Kalıcı”ya karşı “geçici” duvarlardan söz edilmemektedir.

- VII. Grup için gerekli minimum genel zemin güvenlik sayısı $F = \frac{1,35}{1,33} = 1,01$ ($=1,13 \sim$ kritik yapılarda)
- Geçici yapım koşulları için gerekli minimum genel zemin güvenlik sayısı $F = 1,20$ ($=1,35 \sim$ kritik yapılarda)

Kullanılan donatının minimum No [19] (İngiliz standartlarına göre No 6) olması önerilir. Ancak No [25]' ten küçük çubukların orta ila uzun boylarda düşük rijitliklerinden ötürü yerleştirmede sorun çıkardığı da unutulmamalıdır (FHWA,1998). Kullanılan donatı türleri eklerde verilmiştir.

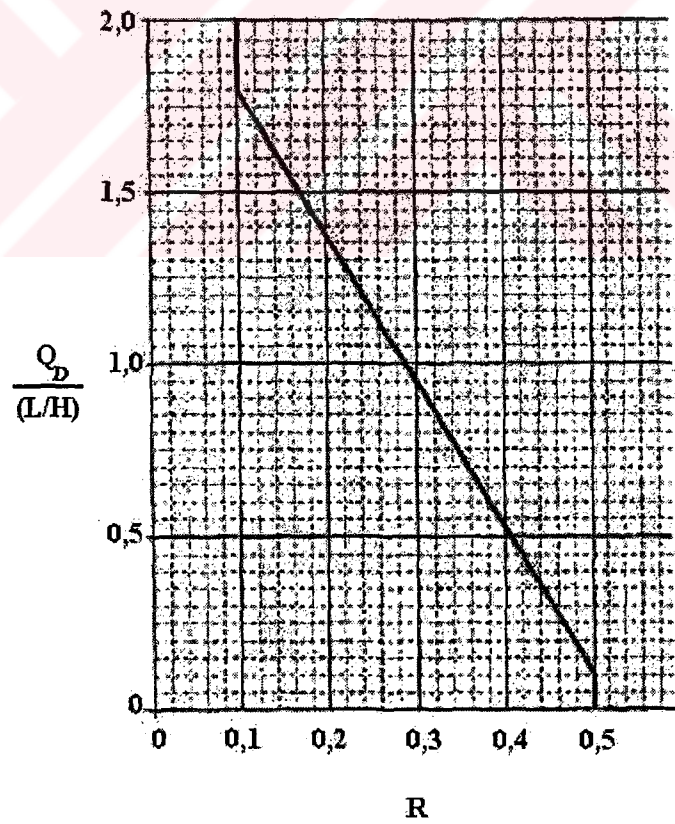
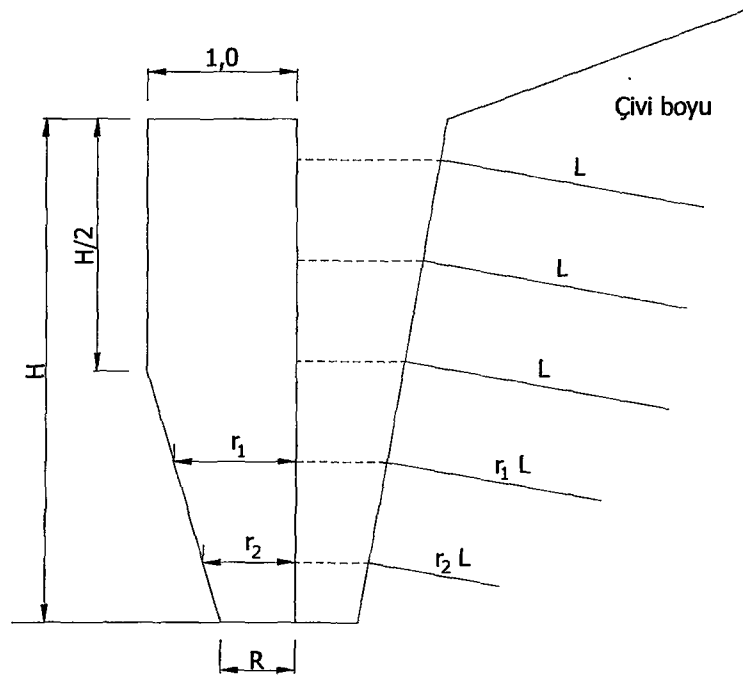
İzin verilen çivi sıyrılma direnci, izin verilen çivi yükünün uzunluk boyunca değişme oranını belirleyecek ve çivi sıyrılma direnci faktörünün son zemin – enjeksiyon sıyrılma direnciyle çarpımı olarak kabul edilecektir. Son sıyrılma direnci yerel deneyimlerden, yayınlanmış veri veya arazi deneylerinden elde edilebilir ve çoğunlukla çivinin birim boyuna gelen yük olarak belirlenir.

3.5.1.5 Deneme Aralıklarının ve Boylarının Seçilmesi

Şekil 3.6' da görüldüğü gibi dayanım sınır durumunu gereksinimlerinin giderilmesi kendi başına uygun bir tasarımı sağlamayacaktır. Uygun bir çivi düzeni için ek sınırlamalara gereksinim vardır. Sınır denge tasarım hesapları yapılırken kullanılması amacıyla aşağıdaki ampirik sınırlamaların tasarım çivi boyu düzeni analizi üzerinde yapılması, FHWA tarafından önerilmektedir.

- Kafası duvar yükseliğinin üst yarısında kalan çivilerin boyları üniform olmalıdır.
- Kafası duvar yükseliğinin alt yarısında kalan çivilerin boyları Şekil 3.8' e uygun biçimde kısaltılmalıdır.

Bu önerinin amacı, duvarın üst kısmında uygun çivi donatısının (boy ve dayanım) yerleştirilmesidir. Zira yapılan çeşitli gözlemler sonucunda, zemin çivili duvarlarda yapımın üstten alta doğru olması nedeniyle özellikle üst kısımdaki çivilerin alttakilere oranla daha fazla yük aldığı ve şekil değiştirmelere karşı daha fazla direndiği ortaya çıkmıştır. Ancak yerleştirilen çivi boyları her zaman tasarım çivi boylarına eşit olmayabilir. Yapımı kolaylaştırmak için genellikle üniform boyda çiviler tercih edilir.



Şekil 3.8 Tasarım için varsayılan çivi boyu dağılımı (FHWA, 1998)

3.5.1.6 Son Zemin Dayanımlarının Belirlenmesi

Analiz için son zemin dayanımları belirlenir. Bu aşamada tasarımda büyük rol oynadığı için zemine ait bilgiler titizlikle toplanmalıdır.

3.5.1.7 Güvenlik Sayısının Hesaplanması

Çivilerin deneme düzeni ile oluşan ek duraylandırıcı kuvvetler göz önünde bulundurularak her olası kayma yüzeyi için sınır denge güvenlik sayısı hesaplanır. Kritik olmayan yapılarda minimum genel zemin güvenlik sayısının 1,35* alınması önerilirken izin verilen çivi yükleri ve son zemin dayanımları göz önüne alınır. 1,35 olan bu genel zemin güvenlik sayısı Çizelge 3.1' deki I. Grup yük birleşimi için geçerlidir. Diğer yük birleşimleri için Çizelge 3.3' teki genel zemin güvenlik sayısı, Çizelge 3.1' in son sütununun yüzdelik oranına uygun olarak azalır.

Zemin çivili duvarın aynı zamanda yapımı sırasında da duraylılığı denetlenmelidir. Bu değerlendirme, bir sonraki seviyenin kazıldığı ancak varolan seviyenin çivilerinin yerleştirilmesinden önceki geçici yapım koşullarını kapsamalıdır. FHWA tarafından bu gibi durumlarda, koşulların geçiciliğinden ötürü uygulanan çivi dayanım faktörlerinin Çizelge 3.3' tekinin aynısının alınması ancak gereken genel zemin güvenlik sayısının da Çizelge 3.3' te gösterildiği gibi 1,2 gibi bir değere azaltılması (kritik yapılarda 1,35) önerilmektedir. Genelde birçok uygulama ve yapım koşulları için yapım duraylılık gereksinimleri tasarımı belirleyici değildir. Ancak yapım sırasında duvara karşı belirgin sürüş yüklemelerinin olduğu bazı özel durumlarda yapım koşulları çok daha kritik olabilir.

3.5.1.8 Dış Duraylılık Araştırması

Olası dış göçme türleri için duraylılık analizleri yapılır. Daha önce de sözü edildiği gibi; kayma yüzeyi yönteminin gözönüne alınmasını gerektiren olası dış göçme biçimleri, dıştan çivilenmiş kütleyle olan genel şev göçmesini kapsar. Bu göçme içinde, yanal yük altındaki zemin çivili ağırlık duvarına ait temelin taşıma gücünü yitirmesi de vardır. Bu tür göçme türlerinin analizinde kullanılacak yöntemler herhangi bir ağırlık dayanma yapısı için kullanılanlara eşittir.

Genel şev duraylılığında I. Grup yükleme için gereken güvenlik sayısı 1,3' tür (zemin çivili

* bkz. Çizelge 3.3

duvarların üstünde desteklenen son köprü ayakları için bu değer 1,5'tir)*. Genel şev duraylılığı denetimi yaparken daha çok duvar temelinin altından geçip şev aşağısından veya temel pabucunun önünden çıkan olası kayma yüzeyleri üzerinde odaklanılmalıdır. Eğer yeraltı su seviyesi duvar temeline yakınsa bu durum daha da kritik bir hal alacaktır. Bu nedenle, daha derinde göçme olmayacağı duraylılık analizleriyle doğrulanmadan duvarın alt kısımlarında çivi boylarının kısaltılmaması FHWA tarafından önerilmektedir.

Her ne kadar taşıma gücü tasarımı çok az belirleyici olsa da genel duraylılığın sağlanması için kabaca bir taşıma gücü denetimi yapılmasında yarar vardır. Zemin çivili kütlenin genişliği kadar bir derinlik içinde kohezyonlu zeminle karşılaşılırsa taşıma gücü denetimi yapılması gereklidir.

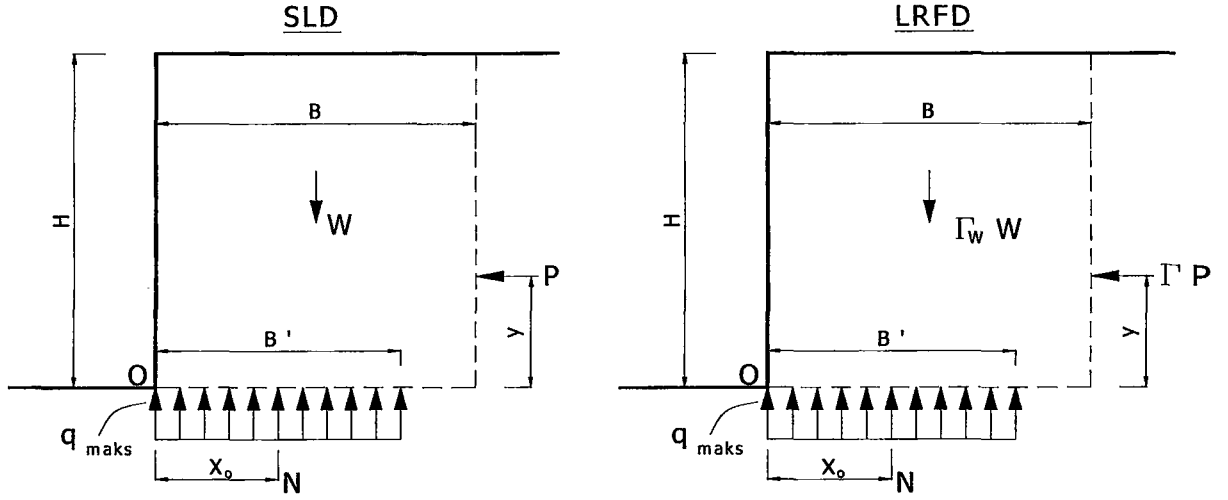
I. Grup yük birleşiminde taşıma gücünün yitirilmesine karşı güvenlik sayısının en az 2,5 olması önerilmektedir. Diğer yük birleşimlerinde daha titiz bir analiz için gerekli olan minimum güvenlik sayısı Çizelge 3.4' teki en son sütunda yer alan yüzdelik faktörlere uygun

biçimde azaltılır (Örneğin; IV. Grup yükleme için $F = \frac{2,5}{1,25} = 2,0$ ve VII. Grup yükleme için

$$F = \frac{2,5}{1,33} = 1,9).$$

Aşağıda taşıma gücü için analizin nasıl yapılacağı gösterilmektedir. Şekil 3.9' da W donatılandırılmış zeminin ağırlığını, P zemin yükünü, y P' nin uygulandığı noktayı, B zemin çivili bloğun taban genişliğini göstermektedir.

* bkz. AASHTO 15th Ed. , 1992, Bölüm 5.2.2.3



N : Düşey dengeden elde edilir ($N = W$)

X_o : Moment dengesinden elde edilir.

$$\left[X_o = \frac{\Sigma M}{N} = \frac{\left(W \frac{B}{2} - P y \right)}{N} \right]$$

Taşıma gücü yönünden;

$$q_{maks} = \frac{N}{B'} \leq \frac{q_{ult}}{F}$$

$$B' = 2 X_o$$

F : Güvenlik sayısı

q_{ult} : Son taşıma gücü

Dönmeye karşı eksantrisite denetimi:

$$e = \left(\frac{B}{2} - X_o \right) \leq \frac{B}{6}$$

N : Artırılmış yükler kullanılarak düşey dengeden elde edilir ($N = \Gamma_W W$)

X_o : Artırılmış yükler kullanılarak moment dengesinden elde edilir.

$$\left[X_o = \frac{\Sigma M}{N} = \frac{\left(\Gamma_W W \frac{B}{2} - \Gamma P y \right)}{N} \right]$$

Taşıma gücü yönünden;

$$q_{maks} = \frac{N}{B'} \leq \Phi q_{ult}$$

$$B' = 2 X_o$$

Φ : Taşıma gücü direnç faktörü

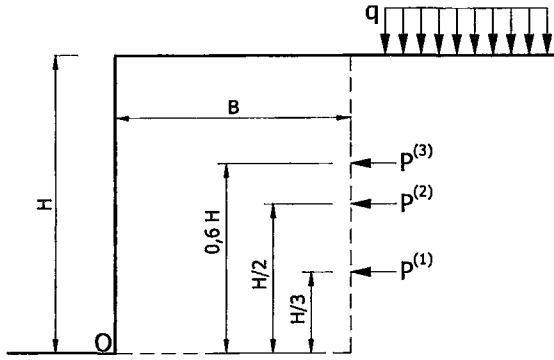
q_{ult} : Son taşıma gücü

Dönmeye karşı eksantrisite denetimi:

$$e = \left(\frac{B}{2} - X_o \right) \leq \frac{B}{4}$$

Şekil 3.9 (a) Zemin tabanı için taşıma gücü denetimi

Zemin basıncının (P) büyüklüğü ve uygulama noktasının (y) yeri :

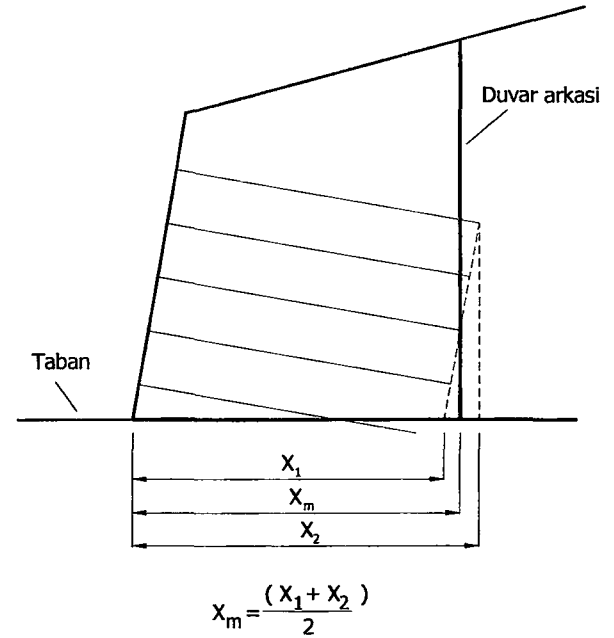


$P^{(1)}$: Ağırlık nedeniyle oluşan statik zemin basıncı

$P^{(2)}$: Sürşarj nedeniyle oluşan statik zemin basıncı

$P^{(3)}$: Ağırlık nedeniyle oluşan dinamik zemin basıncı

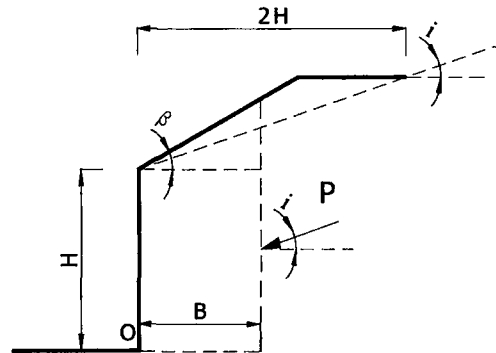
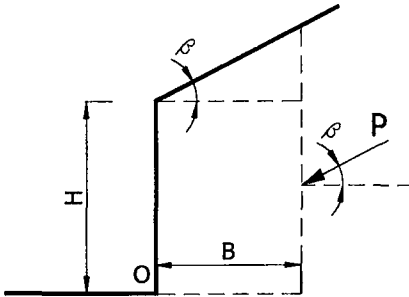
(1) : Zemin yükü bileşenleri Coulomb ve Mononobe – Okabe yöntemleri kullanılarak belirlenir.



Donatılandırılmış ağırlık duvarında dış duraylılık analizi yatay bir taban ve düşey bir duvar arkası için yapılmalıdır.

Zemin basıncının (P) yatayla eğimi :

- Yatay arka eğimde P'nin yatay etkidiği düşünülebilir.
- Eğik arka eğimde P'nin yatayla β açısı yaparak etkidiği düşünülebilir.



Şekil 3.9 (b) Duvar tabanı için taşıma gücü değerlendirilmesi (FHWA, 1998)

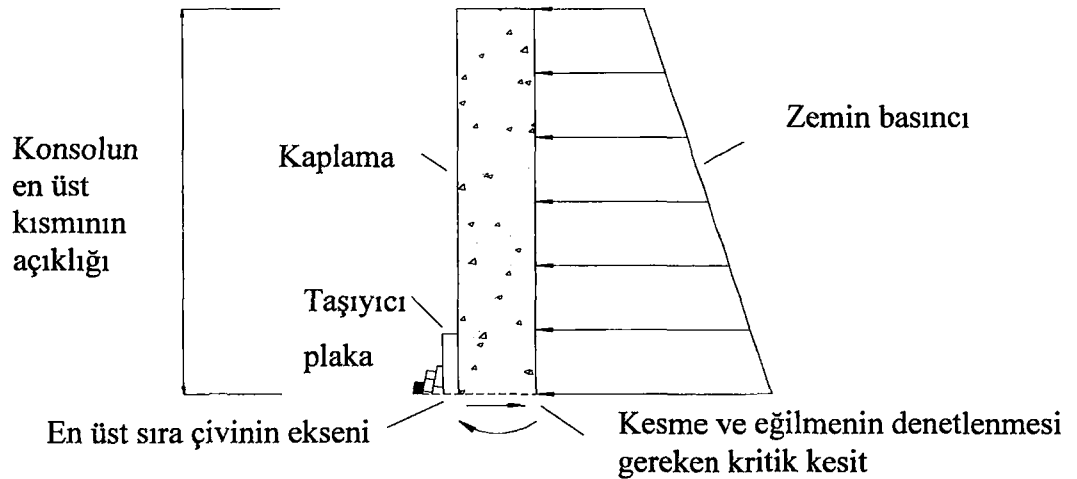
Şekil 3.14 (b)' de zeminin son taşıma gücü hesaplanırken aşağıdaki genel taşıma gücü eşitliği kullanılır.

$$q_{ult} = c_u N_c S_c i_c + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma S_\gamma i_\gamma \quad (3.4)^*$$

Yeraltı su seviyesinin temel genişliği olan B ile 1,5 B arasında olması durumunda yukarıdaki eşitlikte uygun şekilde bir düzeltme yapılması gerektiği unutulmamalıdır.

3.5.1.9 Konsolun En Üst Kısımının Denetimi

En üst sıra çivinin üzerindeki konsolun en üst kesiti, komşu zemine ait ağırlıktan ve herhangi bir sürşarj yüklemesinden veya komşu zemine etkiyen iç yüklerden doğan zemin basınçlarının etkisi altındadır. Bu zemin basınçlarının büyüklüğü sadece zeminin dayanımına bağlı olmakla kalmaz, aynı zamanda (varsa) konsol arkasındaki dolgunun yerleştirilme yöntemi gibi etkenlere göre de farklılık gösterir. Konsolun en üstünün yapımından sonra dolgu yerleştirilmesi olmamış ve ardından da sıkıştırılmadan doğan gerilmeler oluşmamışsa duvarın en üst kısmındaki konsolda aktif toprak basıncı katsayısı kullanılabilir. Duvarın en üst çiviler altında kalan kısmının tersine konsolun en üstü, zeminin kemerlenmesinden doğan yükleri komşu açıklıklara yeniden dağıtmadığından konsol tabanında moment ve kesme kuvveti için dayanım sınır durumu kesinlikle denetlenmelidir (bkz. Şekil 3.10).



Şekil 3.10 Konsolun en üst kısmına ait tasarım kontrolleri (FHWA,1998)

* N_c ve N_γ : Taşıma gücü faktörleri, i_c ve i_γ : Temele gelen yükün eğikliği ile ilgili faktörler , γ : Temelin yer aldığı zeminin birim hacim ağırlığı

Konsol duvarın en üst bölgesinin yakınında ağır sıkıştırma olmuşsa duvara ek yatay toprak basınçları gelecektir. Bu yüzden, bu bölgede sıkıştırılmış dolgu yapılmasının gerektiği durumlarda hafif sıkıştırma aygıtlarının kullanılmasında yarar olacaktır.

3.5.1.10 Sismik Tasarım

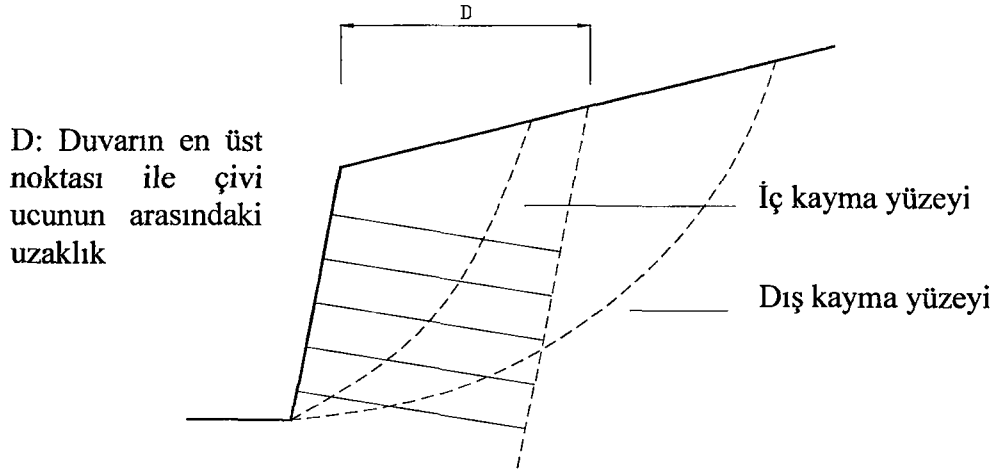
Sismik yükleme koşulları için, yapısal dayanım faktörleri ve zemin güvenlik sayıları Çizelge 3.1' de verilen oranlarda değiştirilerek VII. Grup yük birleşiminde kullanılmalıdır. Yapım kaplaması sınırlı bir süre boyunca hizmet edeceği için herhangi bir sismik hesap gerektirmez. Sismik yükleme, sismik bir katsayının statik benzeşimli atalet kuvveti olarak uygulanması sonucunda elde edilir. Uygun bir sismik katsayının saptanmasına yardım eden etkenler:

- Tasarım deprem pik zemin ivmesi A_{PK} seçilir. Araziye ait veri veya yerel sismik harita olmaması durumunda bu A_{PK} değeri yönetmeliklerden alınabilir.
- Doğal durumda asıl olarak içte kalan (donatılarla kesişen) kayma yüzeyleri için tasarım fiktif – sismik katsayısı A hesaplanır *.

$$A = (1,45 - A_{PK}) A_{PK} \quad (3.5)$$

- Bu tasarım fiktif-sismik katsayısı fiktif statik deprem ivmesi olarak *iç kayma* analizinde kullanılabilir (bkz. Şekil 3.11).
- Doğal durumda asıl olarak dışta kalan (ya donatılarla kesişmeyen ya da donatılarla çok daha sınırlı bir uzunlukta kesişen) kayma yüzeyleri için tasarım fiktif statik sismik katsayısı olan A , tasarım sırasında duvarın tolare edebileceği kalıcı yer değiştirmelere bağlı olarak değişir.
- Donatılandırılmış zemin bloğunun sismik taşıma duraylılığında tasarım sismik katsayısının $0,5 A_{PK}$ alınması önerilmektedir (FHWA, 1998).

* bkz. Recommendations on MSE Walls, AASHTO, Standard Specifications for Highway Bridges, 15th Ed., 1992



Şekil 3.11 Sismik yükleme durumunda iç ve dış kayma yüzeylerinin tanımlanması (FHWA,1998)

3.5.2 Yük ve Direnç Faktörü Tasarımı (LRFD)

3.5.2.1 Kritik Tasarım Kesit(ler)inin Hazırlanması ve Deneme Tasarımının Seçimi

Tasarım geometrisi ve yükleme koşulları için bir deneme tasarımı seçilir. Tasarım kesiti, çeşitli yeraltı katmanları ve duvar temelinin altında olması gereken tasarım su seviyesinin yeri ile zeminin kendi ağırlığı ve yüzeydeki sürüş yükü gibi uygulanan tüm ağırlıklar için son zemin dayanımı özelliklerini göstermelidir. Gözönüne alınması gerek yükleme koşulları aşağıdaki çizelgede görülmektedir.

Çizelge 3.4 (a) AASHTO özelliklerine göre yükleme birleşimleri ve yük faktörleri (AASHTO,LRFD, 1st Ed., 1994)

Sınır Durum	DC DW EH EV ES	LL LS	WA	TU SH	EQ
Dayanım I	γ_p	1,75	1,00	0,50	
Dayanım IV EH, EV, ES, DW Sadece DC	γ_p 1,50		1,00	0,50	
Uç (aşırı) durum I	γ_p		1,00		1,00

- DC: Yapısal bileşenlerin ve yapısal olmayan eklemelerin ölü yükü

- DW : Aşınma yüzeyi ve yeraltı servisleri ölü yükü
- EH : Yatay zemin yükü
- EV : Zemin dolgu ölü yükü nedeniyle oluşan düşey basınç
- ES : Zemin sürşarj yükü
- LL : Taşıtsal hareketli yük
- LS : Hareketli sürşarj yükü
- WA : Su yükü ve akıntı basıncı
- TU : Üniform sıcaklık
- SH : Rötre
- EQ : Deprem

Çizelge 3.4 (b) Kalıcı yükler (γ_p) için yük faktörleri (FHWA, 1998)

Yükün türü	Maksimum yük faktörü	Minimum yük faktörü
DC	1,25	0,90
DW	1,50	0,65
EH		
Aktif	1,50	0,90
Sükunette	1,35	0,90
EV		
Genel duraylılık	1,35	yok
Dayanma yapıları	1,35	1,00
ES	1,50	0,75

3.5.2.2 Tasarım Çivi Kafası Dayanımının Hesaplanması

Deneme yapım kaplaması ve bağlantı tasarımı için tasarım çivi kafası dayanımı aşağıdakilere göre değerlendirilir:

- Kaplama ve bağlantı sistemindeki her olası göçme biçimine göre çivi kafası dayanımı belirlenir. Tasarım amacı olarak, değişik kaplama kalınlığına, kaplama donatısına ve taşıyıcı plaka bağlantı birleşimlerine sahip çeşitli zemin çivili duvarlar için nominal çivi kafası dayanımları kaynaklarda verilmektedir.
- Çizelge 3.5' te görülen olası her göçme türü için tasarım çivi kafası dayanımı, kendisine karşılık gelen direnç faktörüyle nominal kafa dayanımının çarpımı olarak belirlenir. Çizelge 3.5' te dayanım sınır durumları ve uç (aşırı) sınır durumu I (sismik yükleme) için geçerli olan direnç faktörleri görülmektedir. AASHTO' ya uymak koşuluyla Çizelge 3.5' teki uç sınır durumları için direnç faktörleri 1,0 alınır. Tasarım çivi kafası dayanımı, çeşitli göçme türleri için hesaplanan en küçük değerdir.

Çizelge 3.5' teki değerlerde, "AASHTO LRFD Bridge Specifications" taki direnç faktörlerinin temel alındığı unutulmamalıdır.

Çizelge 3.5 LRFD için çivi kafası direnç faktörleri (FHWA, 1998)

Göçme türü	Çivi kafası direnç faktörü (Dayanım sınır durumları) Φ_F	Çivi kafası direnç faktörü (Uç sınır durumları) (Sismik)
Kaplamanın eğilmesi (esnemesi)	0,90	1,00
Kaplamanın zımbalanması	0,90	1,00
Başlıklı cıvatanın gerilmeden dolayı kırılması		
ASTM A307 Cıvata malzemesi		1,00
ASTM A325 Cıvata malzemesi	0,67 0,80	1,00

3.5.2.3 Minimum Tasarım Çivi Kafası Dayanımının Denetimi

Deneme kaplaması tasarımı için minimum çivi kafası dayanımı denetlenir. Bu ampirik denetimde, hesaplanmış tasarım çivi kafası yükünün gerçekte zemin – yapı etkileşimi sonucunda oluşabilecek olan tahmin edilen (azaltılmış) çivi kafası servis yükünü aştığı gösterilir. AASHTO'ya uymak koşuluyla, aktif yatay toprak basıncı yükleri için çivi kafası servis yükü 1,5 gibi bir yük faktörü (bkz. Çizelge 3.4) ile çarpılır. Şekil 1.7' de görüldüğü gibi, gerçekte oluşan çivi kafası servis yükü Eşitlik (3.2) yardımıyla tahmin edilebilir.

Eğer tasarımcı benzer zeminlerde yapılmış duvarlara ait saha gözlemlerinden elde edilen bilgilere sahip değilse, FHWA tarafından tasarımda çivi kafası servis faktörünü (F_F) için 0,50 alınması önerilir.

Üniform zemin şartları, olmayan sürşarj yükü gibi basit durumlarda aktif toprak basıncı katsayısı (K_a), verilmiş olan denklemlerden zeminin kohezyon bileşeni göz ardı edilerek doğrudan belirlenir. Değişken zemin katmanlarının, karmaşık duvar geometrisinin ve sürşarj yükü dağılımının olduğu daha karışık durumlarda ise, çivi kafası servis yükü Eşitlik (3.3) kullanılarak belirlenebilir.

Aktif yük olan P_a , Coloumb türü kayma yüzeyi hesaplamaları kullanılarak belirlenir. Hesaplanan bu izin verilen çivi kafası yükü ampirik olarak tahmin edilen çivi kafası servis yükünden az çıkarsa, deneme kaplama/bağlantı tasarımının değiştirilmesi ve ikinci aşamanın tekrarı gerekir. Bu konuda özen gösterilmesi gereken diğer bir nokta da sözü geçen bu denetimin sismik yükleme durumu için geçerli olmayışdır. Bunun nedeni sismik koşullar için servis yükü verisinin ve bu tür bir yükleme altında zayıf kalıcı kaplamanın davranışına ait bir kanıtın olmayışdır.

3.5.2.4 Tasarım Çivi Dayanımı Destek Diyagramlarının Belirlenmesi

Çivi boyunca yerin bir fonksiyonu olarak her çivi için tasarım çivi dayanımı belirlenir. Şekil 3.4’ te de görüldüğü üzere, tasarım çivi dayanımı çivi uzunluğu boyunca farklılık göstermekte ve tasarım çivi kafası dayanımı, tasarım çivi tendon dayanımı ve tasarım çivi – zemin sıyrılma direncine göre değişmektedir. Tasarım çivi kafası dayanımı ikinci aşamada belirtildiği gibi Çizelge 3.5’ teki LRFD direnç faktörleri kullanılarak hesaplanır. Çivi tendonu akma dayanımı, Çizelge 3.6’ daki direnç faktörü ile çarpılarak tasarım çivi tendon dayanımı bulunur.

Çizelge 3.6 LRFD için direnç faktörleri (FHWA, 1998)

Eleman	Direnç faktörü (Dayanım sınır durumları) ϕ_F	Direnç faktörü (Uç sınır durumları) (Sismik)
Çivi kafası dayanımı	$\phi_F = \text{Çizelge 3.5}$	bkz. Çizelge 3.5
Çivi tendonu gerilme dayanımı	$\phi_N = 0,90$	1,0
Zemin – Enjeksiyon sıyrılması direnci	$\phi_Q = 0,70$	0,8
Zemin kohezyonu	$\phi_C = 0,90 (0,90)^*$	1,0 (1,0)*
Zemin sürtünmesi	$\phi_\phi = 0,75 (0,65)^*$	1,0 (0,9)*
Zemin kohezyonu (Geçici yapım koşulları [†])	$\phi_C = 1,00 (1,00)^*$	Yok
Zemin sürtünmesi (Geçici yapım koşulları [†])	$\phi_\phi = 0,85 (0,75)^*$	Yok

Not :

- Tasarım çivi kafası dayanımı (T_F) = $\phi_F \times (\text{nominal çivi kafası dayanımı}) = \phi_F T_{FN}$
- Tasarım çivi tendon yükü (T_N) = $\phi_N \times (\text{tendon akma dayanımı}) = \phi_N T_{NN}$
- Tasarım sıyrılma direnci (Q) = $\phi_Q \times (\text{sıyrılma direnci}) = \phi_Q Q_U$
- Zeminin tasarım kohezyonu (C) = $\phi_C \times (\text{zemin kohezyonu}) = \phi_C C_U$
- Zeminin tasarım içsel sürtünme açısı (ϕ) = $\tan^{-1} (\Phi_\phi \tan \phi_U)$

* Kritik yapılar için zemin dayanım direnci

[†] Çivinin yerleştirilmesinden önceki yarma aşamasını takip eden geçici durumdan söz edilmektedir. “Kalıcı”ya karşı “geçici” duvarlardan söz edilmemektedir.

- LRFD’de azaltılmış dirençlerin artırılmış yüklere eşit veya onlardan fazla (örn: $\frac{\text{direnç}}{\text{yük}} \geq 1$) olması gerekir.

Kullanılan donatının minimum No [19] (İngiliz standartlarına göre No 6) olması önerilir. Ancak No [25]’ ten küçük donatıların orta ila uzun boylarda düşük esnekliklerinden ötürü yerleştirmede sorun çıkardığı da unutulmamalıdır. Kullanılan donatıların türleri eklerde verilmiştir. Tasarım çivi sıyrılma direnci, tasarım çivi dayanımının uzunluk boyunca değişme oranını belirleyecek ve çivi sıyrılma direnci faktörünün son zemin – enjeksiyon sıyrılma direnciyle çarpımı olarak kabul edilecektir (bkz. Çizelge 3.6). Son sıyrılma direnci yerel deneyimlerden, yayınlanmış veri veya arazi deneylerinden elde edilebilir ve çoğunlukla çivinin birim boyuna gelen yük olarak ifade edilir.

3.5.2.5 Deneme Aralıklarının ve Boylarının Seçilmesi

Şekil 3.6’ da görüldüğü gibi dayanım sınır durumunu gereksinimlerinin giderilmesi kendi başına uygun bir tasarımı sağlamayacaktır. Uygun bir çivi düzeni için ek sınırlamalara gereksinim vardır. Sınır durum denge tasarım hesapları yapılırken kullanılmak üzere aşağıdaki ampirik sınırlamaların tasarım çivi boyu düzeni analizi üzerinde yapılması, FHWA tarafından önerilmektedir.

- Kafası duvar yüksekliğinin üst yarısında kalan çivilerin boyları üniform olmalıdır.
- Kafası duvar yüksekliğinin alt yarısında kalan çivilerin boyları Şekil 3.7’ ye uygun biçimde kısaltılmalıdır.

Bu önerinin amacı, duvarın üst kısmında uygun çivi donatısının (boy ve dayanım) yerleştirilmesidir. Çünkü yapılan çeşitli gözlemler sonucunda, zemin çivili duvarlarda yapının üstten alta doğru olması nedeniyle özellikle üst kısımdaki çivilerin alttakilere oranla daha fazla yük aldığı ve şekil değiştirmelere karşı daha fazla direndiği ortaya çıkmıştır. Yerleştirilen çivi boylarının her zaman tasarım çivi boylarına eşit olmayacağı da bir gerçektir. Yapımı kolaylaştırmak için genellikle üniform boyda çiviler tercih edilir.

3.5.2.6 Tasarım Zemin Dayanımlarının Belirlenmesi

Analiz için son zemin dayanımları belirlenir. Bu aşamada tasarımda büyük rolü bulunduğu için zemine ait bilgiler titizlikle toplanmalıdır. Tasarım zemin dayanımı, son zemin dayanımının Çizelge 3.6’ daki direnç faktörleri ile çarpılması yoluyla belirlenir.

3.5.2.7 Direnç/Yük Oranının Hesaplanması

Çivilerin deneme düzeni ile oluşan ek duraylandırıcı kuvvetler göz önünde bulundurularak her olası kayma yüzeyi için sınır durum denge direnç/yük oranı hesaplanır. LRFD’de, zeminin kayma dayanımından oluşan direnç de dahil olmak üzere tüm dirençler azaltılırken, tüm yükler artırılır. Tasarım çivi dayanımını ve tasarım zemin dayanımını* içeren, hesaplanmış minimum genel direnç/yük oranının 1’ e eşit olması istenir. Bu şekilde azaltılmış dirençlerin artırılmış yüklerden fazla veya onlara eşit olması sağlanır. Zemin çivili duvarın kritik yapıları desteklemesi durumunda Çizelge 3.6’ da önerilen zemin dayanımı faktörlerinin azaldığı görülmektedir.

Zemin çivili duvarın duraylılığı yapımı sırasında da denetlenmelidir. Bu denetleme, bir sonraki seviyenin kazıldığı ancak varolan seviyenin çivilerinin yerleştirilmesinden önceki geçici yapım koşullarını kapsamalıdır. FHWA tarafından, bu gibi durumlarda koşulların geçiciliğinden ötürü uygulanan direnç faktörlerinin Çizelge 3.3’ tekinin aynısının alınması ancak gereken genel zemin güvenlik sayısının da Çizelge 3.3’ te gösterildiği gibi 0,85 gibi bir değere azaltılması (kritik yapılarda 0,75) önerilmektedir. Genelde birçok uygulama ve yapım koşulları için yapım duraylılık gereksinimleri tasarımı kontrol etmemektedir. Ancak, yapım sırasında duvara karşı belirgin sürşarj yüklemelerinin olduğu bazı özel durumlarda yapım koşulları çok daha kritik olabilir.

3.5.2.8 Dış Duraylılık Araştırması

Olası dış göçme türleri için duraylılık analizleri yapılır. Daha önce de sözü edildiği gibi; kayma yüzeyi yönteminin gözönüne alınmasını gerektiren olası dış göçme türleri, dıştan çivilenmiş kütleye olan genel şev göçmesini kapsar. Bu göçme içinde, yanal yük altındaki zemin çivili ağırlık duvarına ait temelin taşıma gücünü yitirmesi de vardır. Bu tür göçme türlerinin analizinde kullanılacak yöntemler herhangi bir ağırlık dayanma yapısı için kullanılanlara eşittir.

Genel şev duraylılığında son zemin dayanımında kullanılan direnç faktörü dayanım sınır durum yükleme için 0,85’tir. Genel şev duraylılığı denetimi yaparken daha çok duvar temelinin altından geçip şevin altından veya temel pabucunun önünden çıkan olası kayma yüzeyleri üzerinde odaklanılmalıdır. Eğer yeraltı su seviyesi duvar temeline yakınsa bu durum

* bkz. Çizelge 3.6

daha da kritik bir hal alacaktır. Bu nedenle, daha derinde göçme olmayacağı duraylılık analizleriyle doğrulanmadan duvarın alt kısımlarında çivi boylarının kısaltılmaması FHWA tarafından önerilmektedir.

Her ne kadar taşıma gücü tasarımı bir miktar belirleyici olsa da genel duraylılığın sağlanması için kabaca bir taşıma gücü denetimi yapılmasında yarar vardır. Zemin çivili kütlenin genişliği kadar bir derinlik içinde kohezyonlu zeminle karşılaşılırsa taşıma kapasitesi kontrolü yapılması gereklidir.

Taşıma kapasitesi yitirilmesi veya temelin kabarma olasılığı analizlerle belirlenir. Bu analizler sonucunda elde edilen güvenlik sayısının 2,5' ten az olması durumunda daha titiz bir taşıma kapasitesi analizi yapılması gerekir. Dayanım sınır durumlarında (I ve IV) taşıma kapasitesinin yitirilmesine karşı direnç faktörünün en az 1,0 olması gerekmektedir.

3.5.2.9 Konsolun En Üst Kısımının Denetimi

En üst sıra çivinin üzerindeki konsolun en üst kesiti, komşu zemine ait ağırlıktan ve herhangi bir sürşarj yüklemesinden veya komşu zemine etkiyen iç yüklerden doğan zemin basınçlarının etkisi altındadır. Bu zemin basınçlarının büyüklüğü sadece zeminin dayanımına bağlı olmakla kalmaz, aynı zamanda (varsa) konsol arkasındaki dolgunun yerleştirilme yöntemi gibi etkenlere göre de farklılık gösterir. Konsolun en üstünün yapımından sonra dolgu yerleştirilmesi olmamış ve ardından da sıkıştırılmadan doğan gerilmeler oluşmamışsa duvarın en üst kısmındaki konsolda aktif toprak basıncı katsayısı kullanılabilir. Duvarın en üst çiviler altında kalan kısmının tersine konsolun en üstü, zeminin kemerlenmesinden doğan yükleri komşu açıklıklara yeniden dağıtmadığından konsol tabanında moment ve kesme kuvveti için dayanım sınır durumu kesinlikle denetlenmelidir.

3.5.2.10 Sismik Tasarım

Sismik yükleme koşulları için, yapısal dayanım faktörleri ve zemin güvenlik sayıları Çizelge 3.4 (a)' da verilen oranlarda değiştirilerek "uç durum I" yük birleşiminde kullanılmalıdır. Yapım kaplaması sınırlı bir süre boyunca hizmet edeceği için herhangi bir sismik hesap gerektirmez. Sismik yükleme, sismik bir katsayının statik benzeşimli atalet kuvveti olarak uygulanması sonucunda elde edilir. Uygun bir sismik katsayının saptanmasına yardım eden etkenler :

- Tasarım deprem pik zemin ivmesi A_{PK} seçilir. Araziye ait veri veya yerel sismik harita olmaması durumunda bu A_{PK} değeri yön alınabilir.

- Doğal durumda asıl olarak içte kalan (donatılarla kesişen) kayma yüzeyleri için tasarım fiktif – sismik katsayısı A , Eşitlik (3.5) kullanılarak hesaplanır.
- Bu tasarım fiktif-sismik katsayısı fiktif statik deprem ivmesi olarak *iç kayma* analizinde kullanılabilir (bkz. Şekil 3.11).
- Doğal durumda asıl olarak dışta kalan (ya donatılarla kesişmeyen ya da donatılarla çok daha sınırlı bir uzunlukta kesişen) kayma yüzeyleri için tasarım fiktif statik sismik katsayısı olan A , tasarım sırasında duvarın tolare edebileceği kalıcı yer değiştirmelere bağlı olarak değişir.
- Donatılandırılmış zemin bloğunun sismik taşıma duraylılığında tasarım sismik katsayısının $0,5A_{PK}$ alınması önerilmektedir (FHWA, 1998).

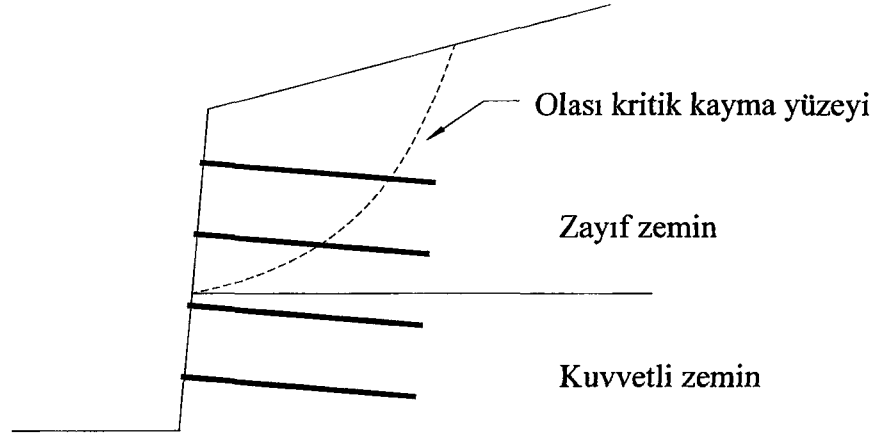
3.6 Özel Tasarım Gerektiren Durumlar

Zemin çivili duvarların en basit halinde duvar düşey ya da eğimli olup, arkasında sabit uzunlukta ve yerleşimde çivilerle donatılmış homojen zemin vardır. Heterojen zemin koşullarını içeren, değişik çivi uzunluklarının ve yerleşiminin olduğu, donatılandırılan zeminin ağırlığından başka duvar yüklerinin de bulunduğu daha karmaşık koşullarla çok olmasa da karşılaşmaktadır. Bu değişkenler, önerilen kayma yüzeyi sınır denge tasarımına basit olarak eklenebilir.

3.6.1 Heterojen Zemin Profilleri

Zemin çivisi tekniği denetimli dolgulardan çok zemini yerinde donatılandırmayla ilgili olduğundan ağırlık, zemin dayanımı ve çivi sıyrılma direnci dışında heterojen koşullarla da karşılaşılır. Bu koşullar özde kayma yüzeyi sınır dengesi yönteminde hesap açısından herhangi bir zorluk çıkarmamakla birlikte yine de aşağıdakilere özen gösterilmesi gerekmektedir :

- Zemin çivili bilgisayar tasarım kurallarının bazıları tekil üniform zemin türü veya sadece yatayda bulunan katmanlı sistemler gibi basit zemin profili heterojenliğini kapsamaktadır.
- Herhangi bir heterojenlik olması durumunda kritik kayma yüzeyi duvarın topuk bölgesi civarından geçmeyebilir ve dolayısıyla daha kapsamlı bir araştırma gerekebilir. Buna bir örnek; zayıf zemin katmanının ona göre daha kuvvetli zemin üzerinde yer alması olabilir. Bu örnekte kritik kayma yüzeyi duvarın topuğu yerine zayıf zemin – kuvvetli zemin etkileşiminin olduğu noktadaki duvar kaplamasından geçecektir.



Şekil 3.12 Heterojen zemin koşullarının kritik kayma yüzeyine olan etkisi (FHWA, 1998)

3.6.2 Sürşarj Yükleri

Zemin çivili dayanma yapısı üzerine etkiyen üniform düşey ve yatay sürşarj yükleri donatılandırılmış ve desteklenmiş zeminin ağırlığına benzer şekilde alınabilir. Zemin sürşarjının modellenmesi zeminin ağırlığı (düşey yükleme) ve dolgudan doğan yanal toprak basıncına (yatay yükleme) açıklık getirir. Tüm olası kayma yüzeyleri değerlendirilmeli ve minimum güvenlik sayısı sağlanmalıdır. Sürşarj yükleri desteklenen zeminin ağırlığına bağlı olarak çok hafif ila çok ağır arasında değişebilir. Hem zeminin ağırlığı hem de sürşarj yükleri gözönüne alınarak kaplama/bağlantı sistemine ait minimum dayanım sağlanmalıdır. Üniform yüzey sürşarjı ve homojen zemin profilleri için, en düşük güvenlik sayısını veren kritik kayma yüzeyi duvarın daha üst noktası yerine topuktan geçme eğiliminde olacaktır.

3.6.3 Köprü Kenar Ayakları

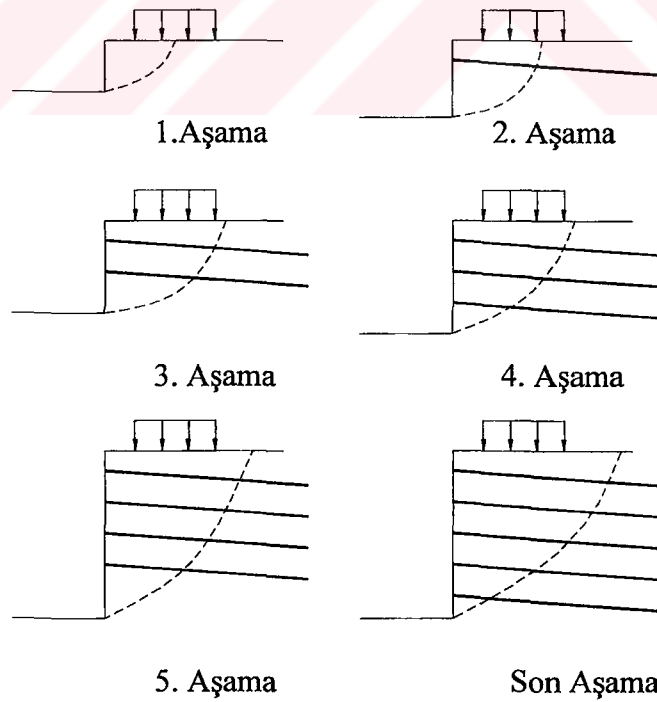
Ulaştırma dalında zemin çivili uygulamalardan çoğunlukla köprü son ayaklarında ek şerit yapımında yararlanılmaktadır. Bu da köprü temeli dolaylarında kenar ayak çevresindeki şevin kaldırılması nedeniyle yanal direncin ortadan kaldırılması ve yerine zemin çivili duvarla yanal olarak desteklenmiş bir yapının oluşturulması anlamına gelmektedir.

Varolan yüzeysel veya derin temeller önünde yapılan zemin çivili duvarlarda kazı nedeniyle duvarın en üst noktası ile kenar ayağında beklenen hareketin, kenar ayak ve üstyapı tarafından karşılanabilir sınırlar içinde olması gerekmektedir. Yüzeysel temele sahip kenar ayaklar için bu sınır değer önem taşımaktadır. Özellikle duvar alnı kazısının temel pabucuna çok yakın

yapılacağı uygulamalarda yukarıda sözü geçen yaklaşım dikkate alınmalıdır.

Köprü ayaklarının, düşey / eğimli kazıklar veya ayaklar üzerindeki derin temellerle taşındığı yerlerde derin temel, şevin kaldırılması ve duvar yapımı yüzünden taşıma gücünün önemli ölçüde etkilenmeyeceği şekilde duvar tabanının altına dek uzanıyorsa derin temel ile zemin çivili dayanma yapısının bağımsız sistemler olarak alınması önerilir (FHWA, 1998). Örneğin köprünün düşey yükleri büyük ölçüde derin temel tarafından karşılanırken diğer ölü ve hareketli yüklerle birlikte yaklaşım dolgusundan gelen sürşarj yükleri belli bir oranda zemin çivili dayanma yapısı tarafından taşınacaktır. Bu bakımdan tasarım problemleri alışlagelmiş yarma uygulamalarından farklı olmayacaktır.

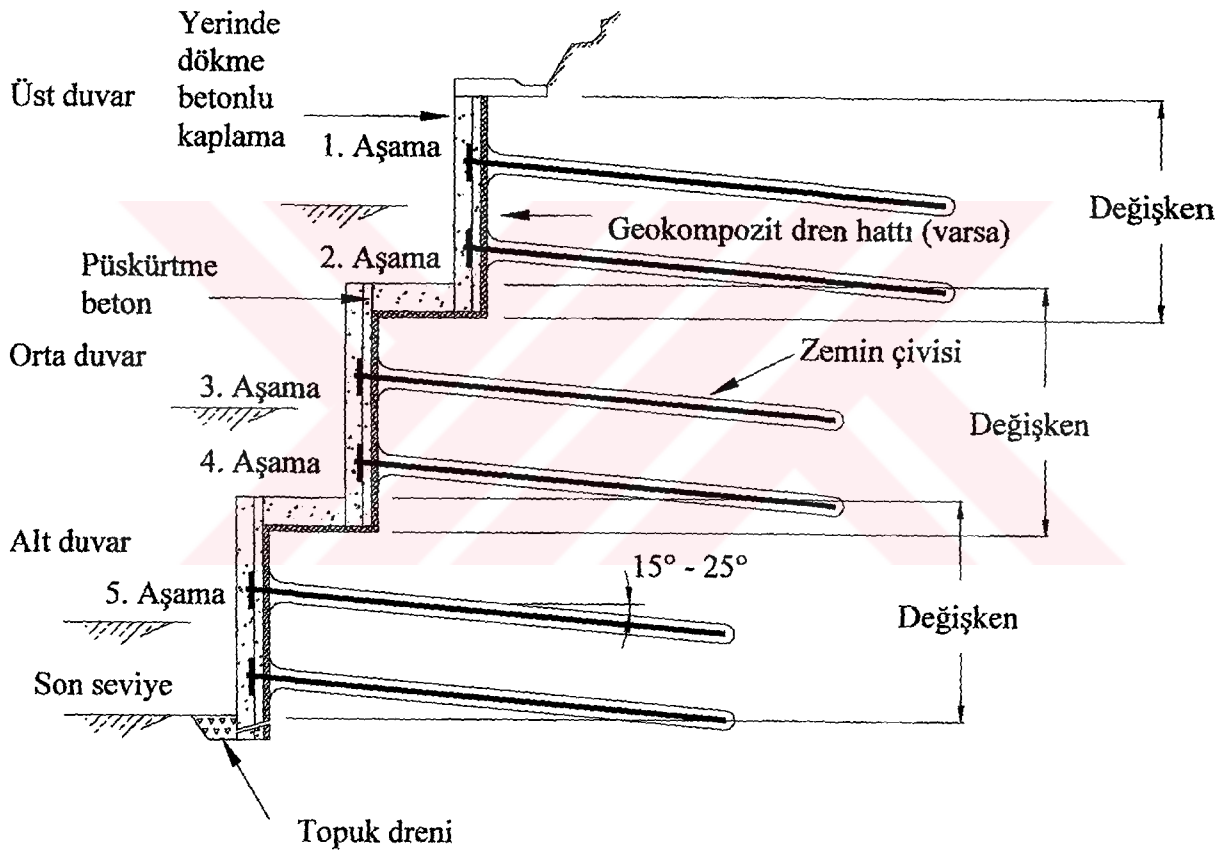
Zemin koşullarının uygun olması (sıkı/katı zemin veya elverişli yapıdaki aşınmış kaya) durumunda köprü yüzeysel temeller üzerinde olsa bile altında ek şeridin açılması için zemin çivili dayanma yapısından yararlanılabilir. Yüzeysel temelden doğan yüzey sürşarj yükleri tasarım analizi açısından bir sorun yaratmamakla birlikte ince kalınlıktaki temel üzerinde büyük taşıma basınçlarının uygulanması sırasında yüzey yüklerinin üniform şekilde olmayabileceği göz önünde bulundurulmalıdır. Bu durumda kritik kayma yüzeyi kaplama arkasında yoğunlaşmış olan temel yükünün yerine bağlı olarak değiştiğinden daha geniş bir olası kayma yüzeyi araştırması yapılması gerekir (bkz. Şekil 3.13).



Şekil 3.13 Yapım koşulları için duraylılık tayini (FHWA, 1998)

3.6.4 Basamaklı Yapılar

Zemin çivili duvarlarda estetik nedeniyle kaplama basamaklı olarak tasarlanabilir. Bu basamakların üstü genellikle yeşillendirilir. Bu bölümlerin düşeydekine oranla küçük olması yüzünden kaplama düşeyle açmış, tekil, eşdeğer bir duvar gibi davranır. Yatay kısımların düşeyden büyük (1,5 kat) olması durumunda basamak üstleri birbirlerinden bütünüyle bağımsız duvarlar olarak çalışacaktır. Büyüklük ve küçüklük kavramları malzeme özelliklerine göre değişebileceğinden en kritik duruma göre tasarımında hem tüm duvarın ve hem de tekil sıradan oluşan duvar bölümlerinin duraylılığının değerlendirilmesi gerekir.



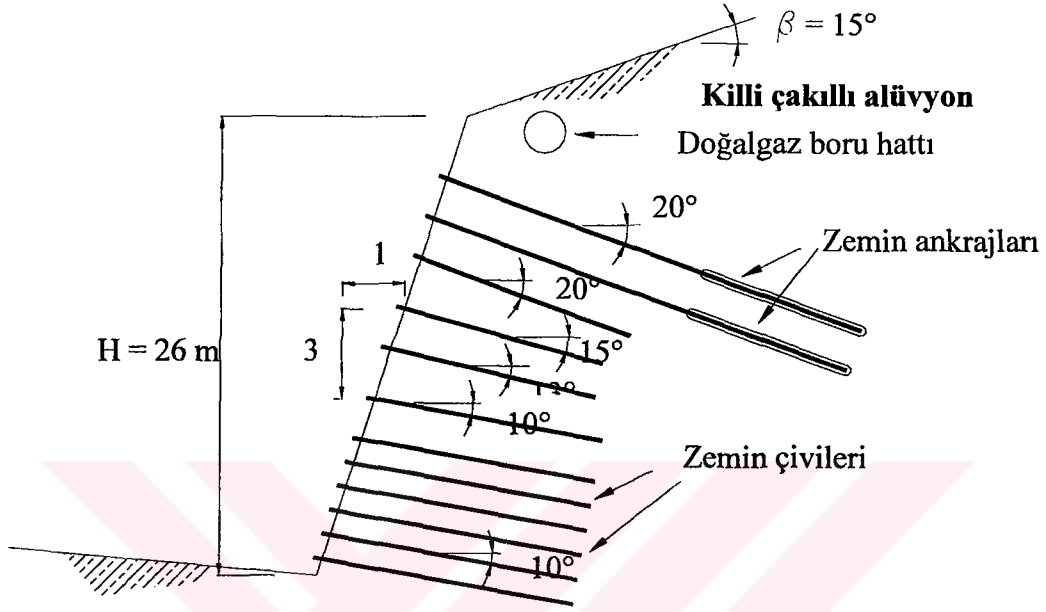
Şekil 3.14 Basamaklı duvarların yapım aşamaları (FHWA, 1998)

3.6.5 Karma Yapılar

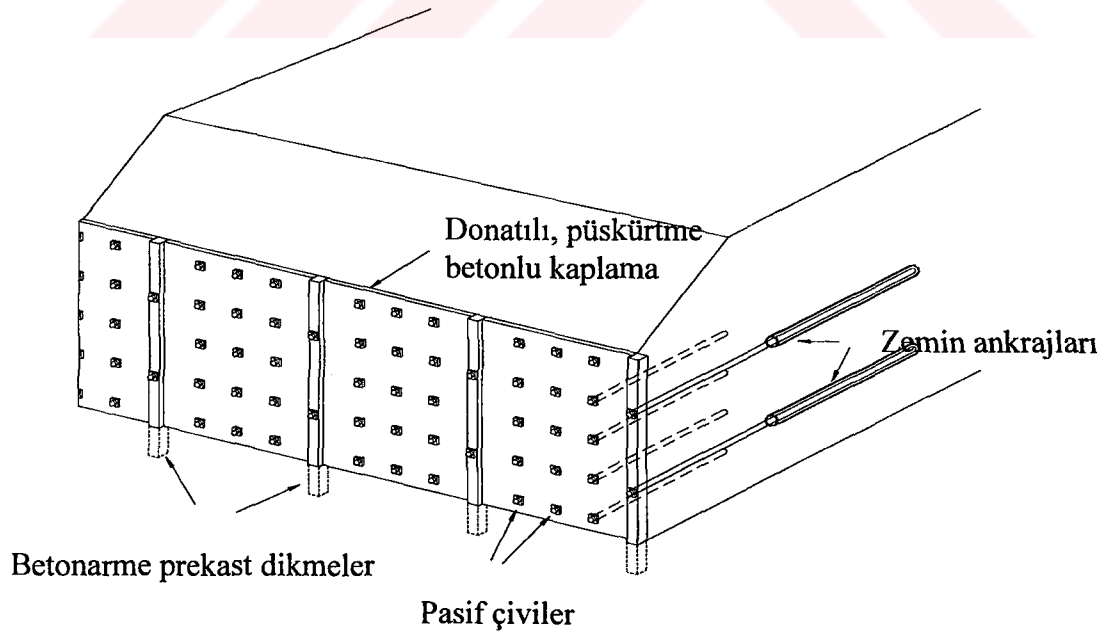
Zemin çivisi uygulamasını gerektiren karma yapılar farklı yapım aşamasına sahip çeşitli şekillerde ortaya çıkabilir.

3.6.5.1 Çiviler ve Ankrajlar

Karma yapılara bir örnek olarak zemin çivilerinin ankrajlarla birlikte kullanıldığı uygulamalar verilebilir. Bu tür uygulamalarda işlem üstten alta doğru yapılırken her iki destek elemanı yerleştirilir. Şekil 3.15’ te farklı tasarım yaklaşımlarını gerektiren farklı destek kavramlarını görülmektedir.



Şekil 3.15 (a) Cotiere Tüneli'nin kuzey girişindeki duvar (TGV Rhône-Alpes, 1990)

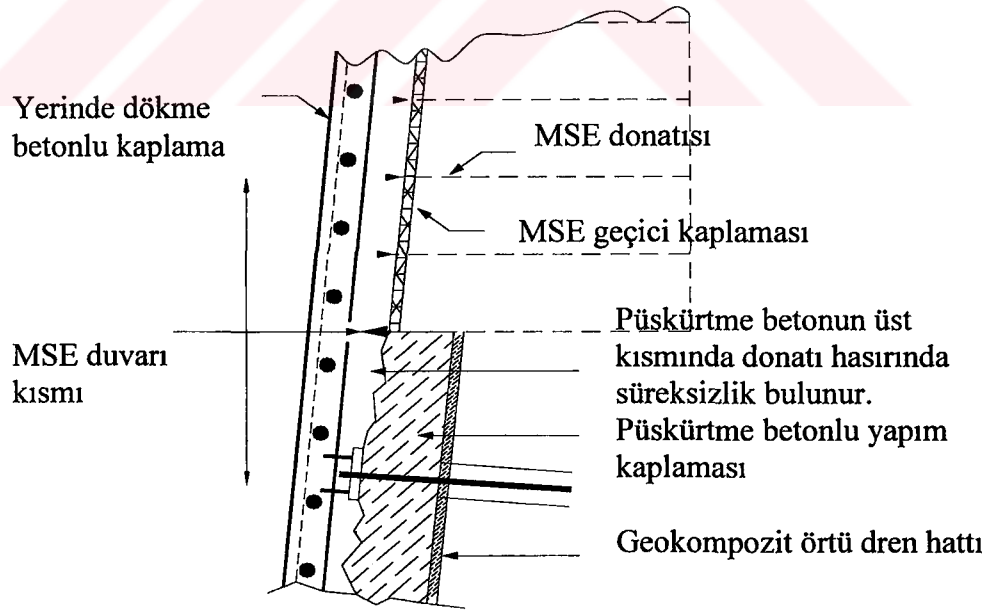


Şekil 3.15 (b) Çivili Berlin duvarı (FHWA, 1998)

Şekil 3.15 (a)' da zemin çivisi – ankrajının kullanıldığı karma bir dayanma yapısını görülmektedir. Bu uygulamada üst duvar bölgesinde geleneksel zemin çivili desteğe ek olarak zemin ankrajları ile sisteme derin göçmeye karşı ek bir duraylılık kazandırılmaya çalışılırken, yakındaki bir üstyapıyı korumak amacıyla duvarın üst kesimlerindeki yerdeğiştirme oldukça sınırlandırılmıştır. Derin göçmeden doğan duraylılık problemleri belirgin arka eğimlerin olduğu ve malzeme dayanımının da en alt düzeyde olduğu yerlerde görülür. Bu karma yapıda donatılandırılmış bölge bir ağırlık duvarı gibi davranacak olup, ankrajlar derin göçmeli kaymaları ve duvarın dönmesini önleyecek şekilde tasarlanmıştır. Ankrajlar hem çivilenmiş bölgenin hem de tüm yapıya etki eden en kritik derin göçmeli kayma yüzeyinin ardında bırakılmalıdır. Şekil 3.15 (b)' de de çivili Berlin duvarı görülmektedir. Burada ana destek ankrajlardan gelmekte olup, yapım sırasında yerel alın duraylılığı kısa çivilerle sağlanmaktadır.

3.6.5.2 Diğer Destekleyici Duvar Türleri

Yukarıdakilerden daha farklı bir karma yapı olarak MSE duvarlar veya geleneksel çivilenmenin tamamlanmasından sonra zemin çivili duvarın üstünde inşa edilen dayanma yapıları gibi toprak dayanma yapılarından söz edilebilir. Şekil 3.16' da çiviyle donatılmış zemin üstteki yapının temeline altlık oluşturmaktadır.



Şekil 3.16 Zemin çivili duvar tarafından desteklenen MSE duvarı (FHWA, 1998)

Hem üstteki dayanma yapısının (düşey yükler, yatay yükler ve döndürücü yükler gözönüne alınarak) hem de bunun desteklediği zeminin altında oluşan gerilmelerin zemin çivili parçanın tasarımında yüzey sürüşarj yükü olarak alınması gerekmektedir (FHWA, 1998).

3.6.6 Değişken Çivi Boyuna Sahip Yapılar

Tasarımda her ne kadar çivi boylarının değişkenliğine bir kısıtlama getirilmiş olsa da servis yükü gözlemleri çivi boylarının –özellikle duvarın üst 2/3 veya 3/4’ lük bölümünde– üniform olması durumunda, duvardaki yer değiştirmelerinin en aza indirgeneceğine işaret etmektedir. Duvarın en alt kısmında ise çivi boylarının kısaltılmasına izin verilmektedir. Zira bu bölgede zemin – çivi etkileşimi maksimum çivi yükünün çivi kafasının yakınına aktarılması anlamına gelmektedir.

Genelde, çevredeki yapılarla etkileşimini önlemek amacıyla çivi boylarına en üst kısımlarda belli noktalar için bir sınırlama getirilmesi gerekebilir. Bu durumda unutulmaması gereken nokta, üst kısımdaki çivilerin bu bölgedeki zemin kamasının yerel duraylılığını sağlaması için yeterli boya sahip olmasıdır. En üst sıra çivilerin boylarını kısıtlamak, bunların tüm duvar yüksekliği gibi daha büyük zemin kütlelerinin duraylılığına sağlayacakları katkıyı bir bakıma sınırlamak anlamına gelmektedir. Ayrıca, en üst sıra çivilerin sağladığı yüzey yer değiştirmelerinin denetimi de azaltılmış olacaktır.

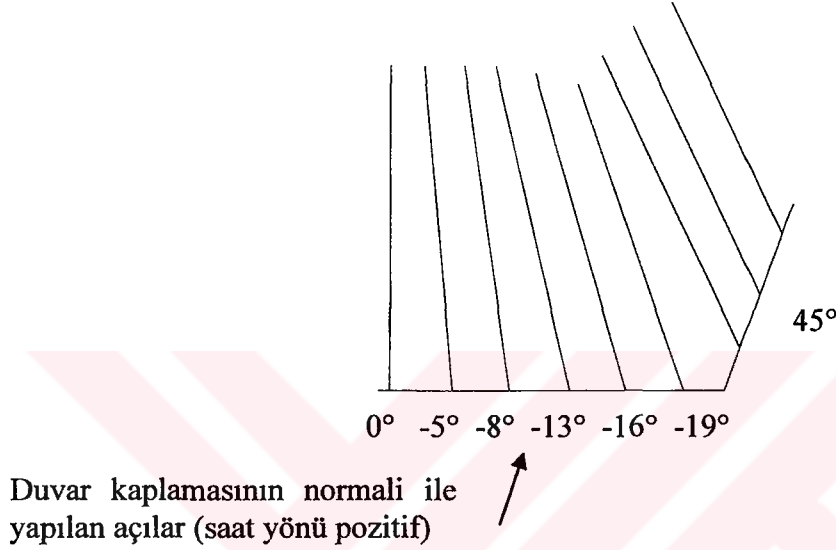
Duvarın en üst noktasındaki şekil değiştirmenin en üst sırada tam uzunlukta çivi kullanılması yardımıyla azalacağı bilindiğinden olanaklı olduğunca bu bölgede kısa çivi kullanılmamasına çalışılmalıdır.

3.6.7 Değişken Çivi Eğimine Sahip Yapılar

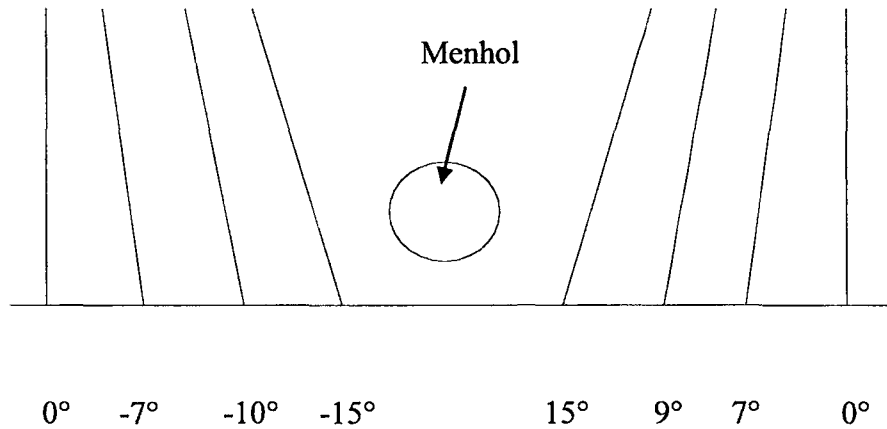
Genelde tasarımda çivilerin farklı eğimlerde yerleştirilmesi hakkında bir sınırlama getirilmemektedir. Çivinin donatı etkisinin artırılması ve duvar yer değiştirmelerinin sınırlandırılması açılarından bakıldığında çivilerin olanaklı olduğu sürece yataya yakın biçimde yerleştirilmesi tercih edilir. Bu nedenle, çivilerin yatayla yaptığı açının genelde 15° ’ yi geçmemesine özen gösterilir. Bu değer aynı zamanda yerçekimi veya düşük basınç altında enjeksiyonlama için gereken minimum eğime karşılık gelir. Değişken çivi boyları için, en üst sıradaki çivileri yatayla 20° - 25° açı yapacak şekilde yerleştirmek gerektiğinde alt sıralarda bulunan çivilerle etkileşimi önlemek için aralarında düşeyde normalden farklı bir uzaklık bırakılmalıdır.

3.6.8 Değişken Çivi Düzenine Sahip Yapılar

Çiviler genelde kaplama düzlemine dik düşey bir düzlem üzerine yerleştirilir. Düzlemsel veya içbükey duvarlarda bu yaklaşım kullanılmalıdır. Dışbükey duvarlarda ise çivilerin duvar kaplamasına dik olmayacak biçimde dışa doğru eğimli bir düzende konulması yoluna gidilir. Bu şekilde komşu çivi kolonlarının birbirleriyle olan etkileşimi ortadan kaldırılmış olur. Şekil 3.17' de görülen örnekte zemin çivili duvarın tasarım analizi yapılırken çivilerin duvar kaplamasına dik düşey bir düzlemde yer aldığı varsayılmalıdır.



Şekil 3.17 (a) Çivilerin dışa doğru eğimli biçimde dış köşeye yerleştirilmesi (FHWA, 1998)



Şekil 3.17 (b) Çivilerin dışa doğru eğimli biçimde menhol çevresinde yerleştirilmesi (FHWA, 1998)

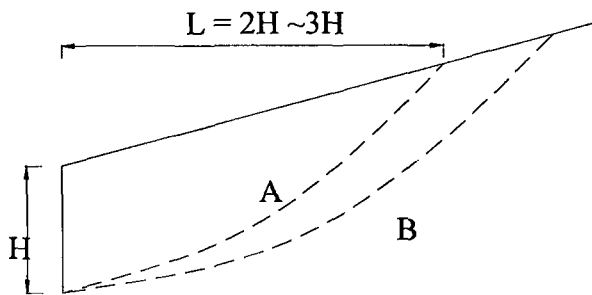
3.6.9 Zemin Sızıntı Suyu Kuvvetleri veya YASS'nin Duvar Tabanına Yakın Olması Durumu

Şev duraylılığı problemlerinde zemin suyu ve ilgili sızıntı kuvvetleri zemin çivisi yapısını duraylılığını büyük ölçüde etkilemektedir. Daha önce de sözü edildiği gibi, YASS' nin altında zemin çivisi uygulanması genelde önerilmemektedir. Ancak yine de sızıntı kuvvetlerinin göz önüne alınmasını gerektiren durumlarla karşılaşılabilir. Yeraltı suyunun varlığından ve bunun sonucunda oluşan sızıntı kuvvetlerinden doğan problemlerin çoğu yapılabirliği ilgilendirir. Tasarım açısından sızıntı kuvvetlerinin duraylılık analizlerinde eklenmesi herhangi bir zorluk çıkarmayacağı için birçok bilgisayar destekli çözümde sızıntı suyunu basıncı verilerin içinde yer alır.

3.6.10 Sonsuz Şev Koşulu

Zemin çivili duvarın uzun (sonsuz) bir şevin ucunda yapılması ve bu şev için hesaplanan güvenlik sayısının duvarın kendisi için gerekenden az çıkması durumunda tasarımın yeniden gözden geçirilmesi gerekir. Bunun nedeni; zemin çivili duvarın tasarımında gözönüne alınan olası kayma yüzeylerinin sınırlandırılmaması durumunda tüm şevi kapsayan çok daha büyük göçme zonlarının gözönüne alınması gerekeceğidir. Analiz sonucunda çok uzun, yüksek kapasitedeki çivilerin sonsuz şevin uç kısmındaki bölgeye yerleştirileceği çıkar. Bu da bir dayanma yapısı için istenmeyen tarzda bir tasarım olacaktır. O nedenle bu tür durumlarda;

- Şevin tüm duraylılığı bağımsız olarak belirlenmeli ve gerekirse başka yöntemlerle iyileştirilmelidir.
- Zemin çivili duvar, olası kayma yüzeyleri alanları duvarın kendi alanına kadar sınırlandırılarak tasarlanmalıdır. Örneğin; olası kayma yüzeyleri amaçlanan duvarın üst noktasından yarma yüksekliğinin 2 – 3 katı kadar geride olabilir (bkz. Şekil 3.18).



A türü kayma yüzeyi, duvar arkasında $L \leq (2 \sim 3) H$ uzaklığından yüzeye çıkan kayma yüzeyleriyle sınırlandırılmıştır.

B türü kayma yüzeyi, daha derin göçen kayma yüzeylerini içerir ve tüm şevin duraylılığıyla tutarlı bir güvenlik sayısını gerektirir.

Şekil 3.18 Sonsuz şev koşulu / Tasarım yaklaşımı

3.6.11 Sismik Yükler Altında Davranış

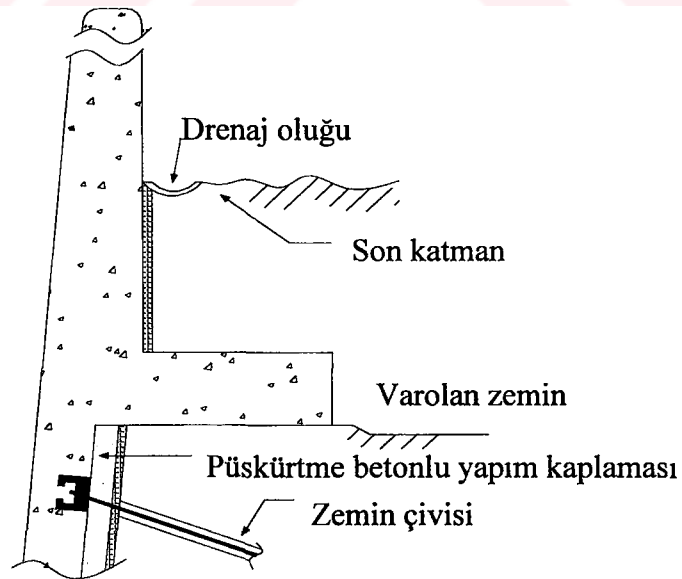
Günümüzde elde edilen deneyler zemin çivili duvarlar sismik yükler altında güvenli davranabileceğini göstermektedir. Tasarım için sismik yk etkileri daha nde de sözü edildiği gibi belirlenmelidir. FHWA tarafından getirilen önerilerde, statik tasarımın ötesinde ek tasarımın pik zemin ivmesinin (0,25~0,30) g ' den büyük değerler için gerektiği belirtilmektedir.

3.6.12 Rezidüel Zeminler

Rezidüel zeminle çoğunlukla cinsi tükenmekte olan yapılar tarafından tanımlanmış özel kayma yüzeyleri sergiler. Bu yüzeylerin kayma dayanımı özellikleri genelde zemin kütleleri için geçerli olandan belirgin olarak daha düşüktür.

3.6.13 Dıştan Yüklenmiş Duvar Kaplamalı Yapılar

Zemin ivili dayanma yapısının kalıcı kaplaması ve çivileri, yapım sırasında çivi – zemin – kaplama etkileşiminden doğan kayma kuvvetleri ve eğilme momentlerine ek olarak kaplamaya doğrudan dış yüklere ve bunlarla birlikte etkileyen kayma kuvvetleri ve eğilme momentlerine karşı destek sağlanması için gerekli olabilir. En sık karşılaşılan durum; bu dış yüklerin duvar kaplamasının en üst noktasından etkimesidir. Yük çok hafif olabildiği gibi şekil 3.19’da görülen bir ek konsol dayanma yapısı kadar ağır da olabilir.



şekil 3.19 örnek konsol duvar kesit ayrıntısı (FHWA, 1998)

3.7 Yarma Şevli Duvarların Ön Tasarımı için Basitleştirilmiş Tasarım Abakları

Bilindiği gibi çivi boyunun son tasarımında iterasyondan yararlanılmaktadır. Bununla birlikte üniform zemin şartlarında, 15° ' lik çivi eğiminde, kritik olmayan yerleşimlerde güvenlik sayısının (F) SLD için 1,35 ; LRFD için de direnç faktörünün (Φ) 0,9 alındığı uygulamalar için basitleştirilmiş abaklar geliştirilmiştir. Boyutsuz olarak sunulan abaklar kullanılmadan önce aşağıdaki değişkenlerin belirlenmesi gerekir :

3.7.1 Geometrik Değişkenler (Arka Şevin Yatayla Yaptığı Açı " β " ve Duvar Arkasının Düşeyle Yaptığı Açı)

Her biri kendi içinde 3 tane olan 4 farklı takım abak bulunmaktadır. Her takımda 0° , 10° , 20° ve 34° ' lik arka şev eğimi için değerler bulunmaktadır. Ara arka şev eğimi değerleri için bu abaklar arasında enterpolasyon yapılabilir. Her arka şev eğimi için duvar yüzü eğimi iki farklı açıyla (0° ve 10°) ele alınmıştır. Ara değerler için yine enterpolasyon yapılabilir.

3.7.2 Dayanım Değişkenleri (Azaltılmış Sürtünme Açısı ϕ_D ve Boyutsuz Kohezyon c_D)

Zeminin azaltılmış içsel sürtünme açısı ϕ_D aşağıdaki şekillerde bulunur :

$$\text{SLD : } \phi_D = \tan^{-1} [\tan (\phi_U) / F] \quad (3.6)$$

$$\text{LRFD : } \phi_D = \tan^{-1} [\Phi_\phi \tan (\phi_U)] \quad (3.7)$$

Burada ;

- ϕ_U : Zeminin içsel sürtünme açısı
- F : Zeminin genel güvenlik sayısı (ön tahmin için 1,35 alınır)
- Φ_ϕ : İçsel sürtünme açısı direnç faktörü (ön tahmin için 0,9 alınır)

Azaltılmış sürtünme açısı her takımda bulunan A abağındaki yatay ekseninde görülmektedir. Boyutsuz kohezyon (c_D) , zemin kohezyonunun zeminin birim hacim ağırlığı ve yarmanın yüksekliği (düşeyde) dikkate alınarak normalize edilmiş bir değerdir ve her iki tasarım yöntemi için aşağıda verilmiştir :

$$\text{SLD : } c_D = \frac{c_U}{F \gamma H} \quad (3.8)$$

$$\text{LRFD} : c_D = \frac{\Phi_C c_U}{\Gamma_w \gamma H} \quad (3.9)$$

Burada ;

- c_U : Zeminin kohezyonu
- F : Zeminin genel güvenlik sayısı (ön tahmin için 1,35 alınır)
- Φ_C : Kohezyon direnç faktörü

Boyutsuz kohezyon her şev geometrisi için üç farklı değerde parametre olarak görülmektedir. Bu değerler 0,01 , 0,03 ve 0,05' tir. Ara değerler için enterpolasyon yapılabilir.

3.7.3 Boyutsuz Çivi Yükü (T_D)

Uygun abak takımı üzerinde ilk abağın düşey ekseninden boyutsuz çivi yükü (T_D) bulunur. Boyutsuz çivi yükü, azaltılmış nominal çivi dayanımının zeminin birim hacim ağırlığı (γ) , şev yüksekliği (H) ve çivi aralıkları (S_V , S_H) dikkate alınarak normalize edilmiş değeridir.

$$\text{SLD} : T_D = \frac{\alpha_N T_{NN}}{\gamma H S_V S_H} \quad (3.10)$$

$$\text{LRFD} : T_D = \frac{\Phi_N T_{NN}}{\Gamma_w \gamma H S_V S_H} \quad (3.11)$$

Burada ;

- T_{NN} : Gerekli nominal çivi tendon dayanımı
- α_N : Çivi tendonu dayanım faktörü
- Φ_N : Çivi kafası direnç faktörü
- Γ_w : Birim hacim ağırlık için yük faktörü

3.7.4 Ön Çivi Boyutu

Çivinin kesit alanı (A_B) aşağıdaki eşitlik yardımıyla bulunur.

$$A_B = \frac{T_{NN}}{F_y} \quad (3.12)$$

Boyutsuz sıyrılma direnci (Q_D) azaltılmış son sıyrılma direnci (çivinin birim boyundaki kuvvet olarak tanımlanır) olup, zeminin birim hacim ağırlığı ve çivi aralıkları gözönüne alınarak normalize edilmiştir. Aşağıda her iki tasarım yaklaşımı için gerekli eşitlikler verilmiştir :

$$SLD : Q_D = \frac{\alpha_Q Q_U}{\gamma S_V S_H} \quad (3.13)$$

$$LRFD : Q_D = \frac{\Phi_Q Q_U}{\Gamma_w \gamma S_V S_H} \quad (3.14)$$

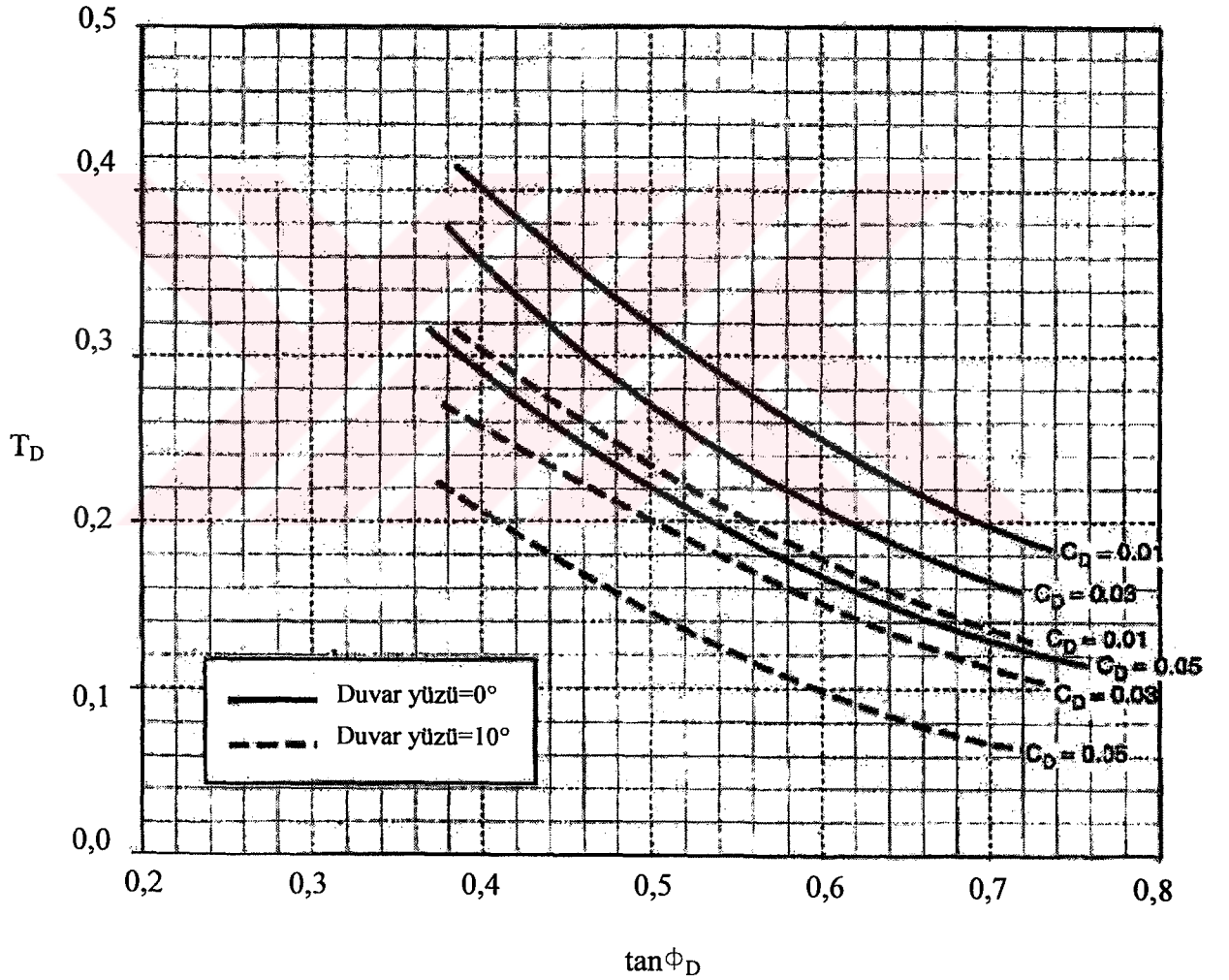
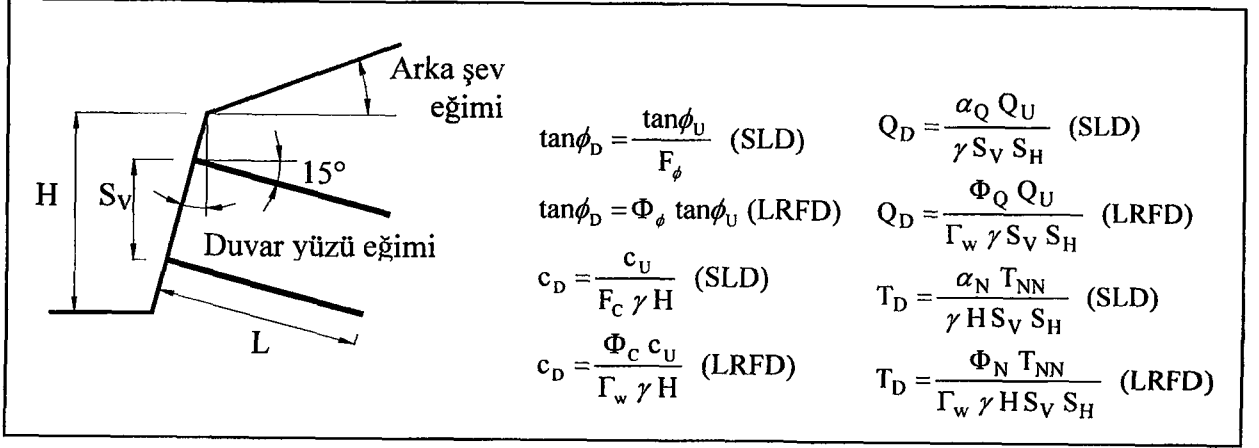
Burada ;

- Q_U : Son sıyrılma direnci
- α_Q : Dayanım faktörü (ön tahmin için 0,5 alınır)
- Φ_Q : Sıyrılma direnci faktörü (ön tahmin için 0,7 alınır)

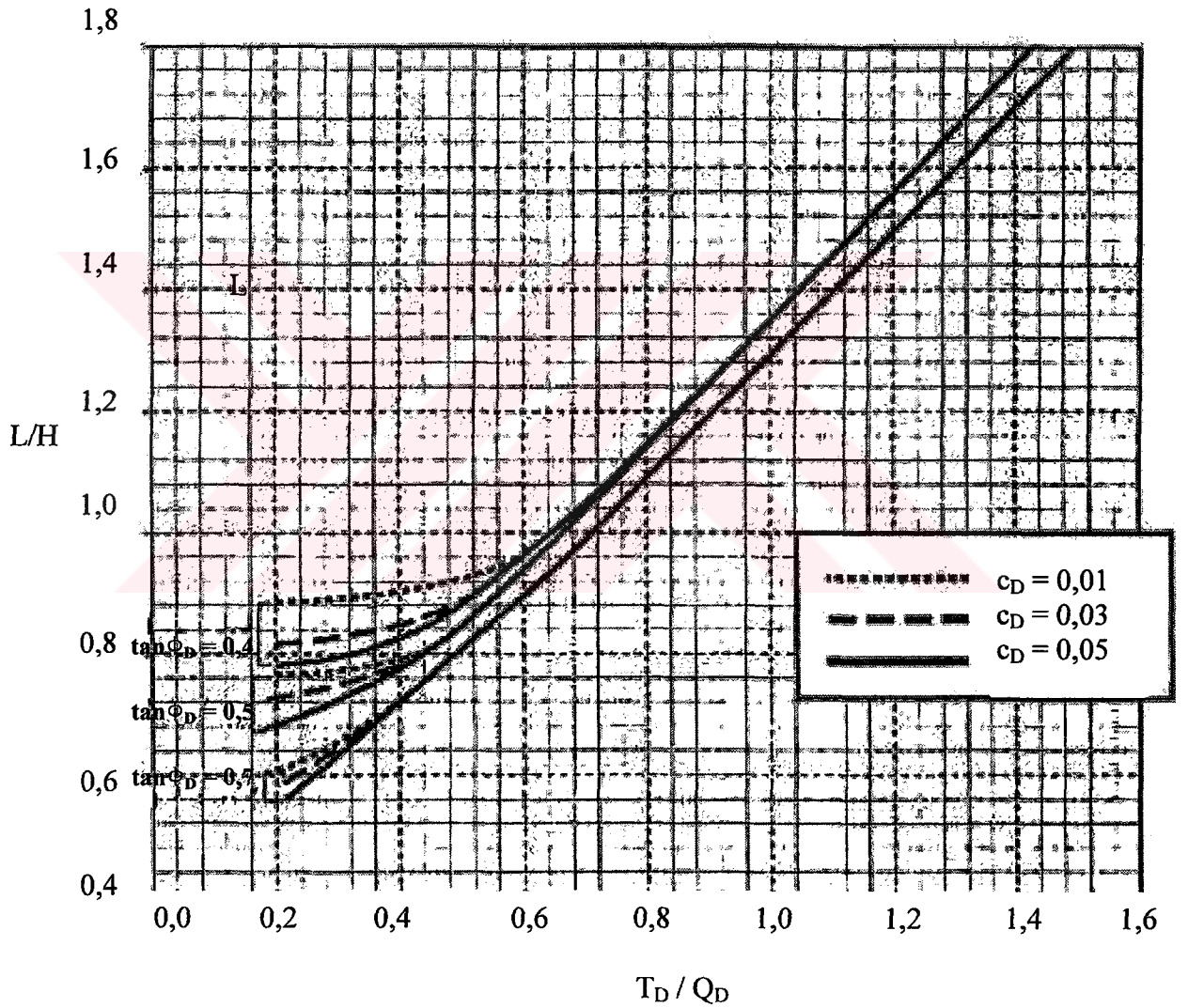
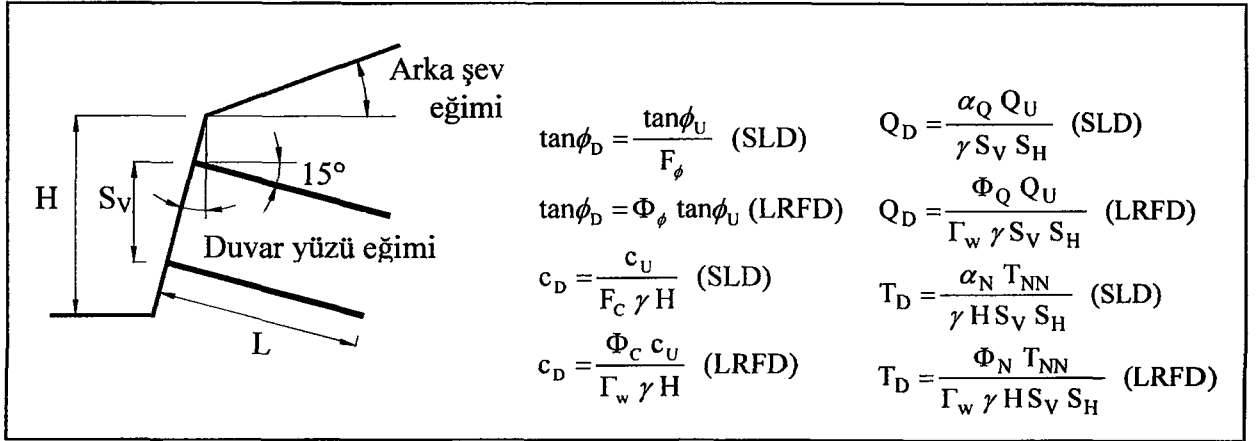
Abak takımlarının ikinci ve üçüncüsü üzerindeki yatay ekseninde T_D/Q_D oranı içinde boyutsuz sıyrılma direnci dahil edilmiştir.

3.7.5 Ön Çivi Boyu

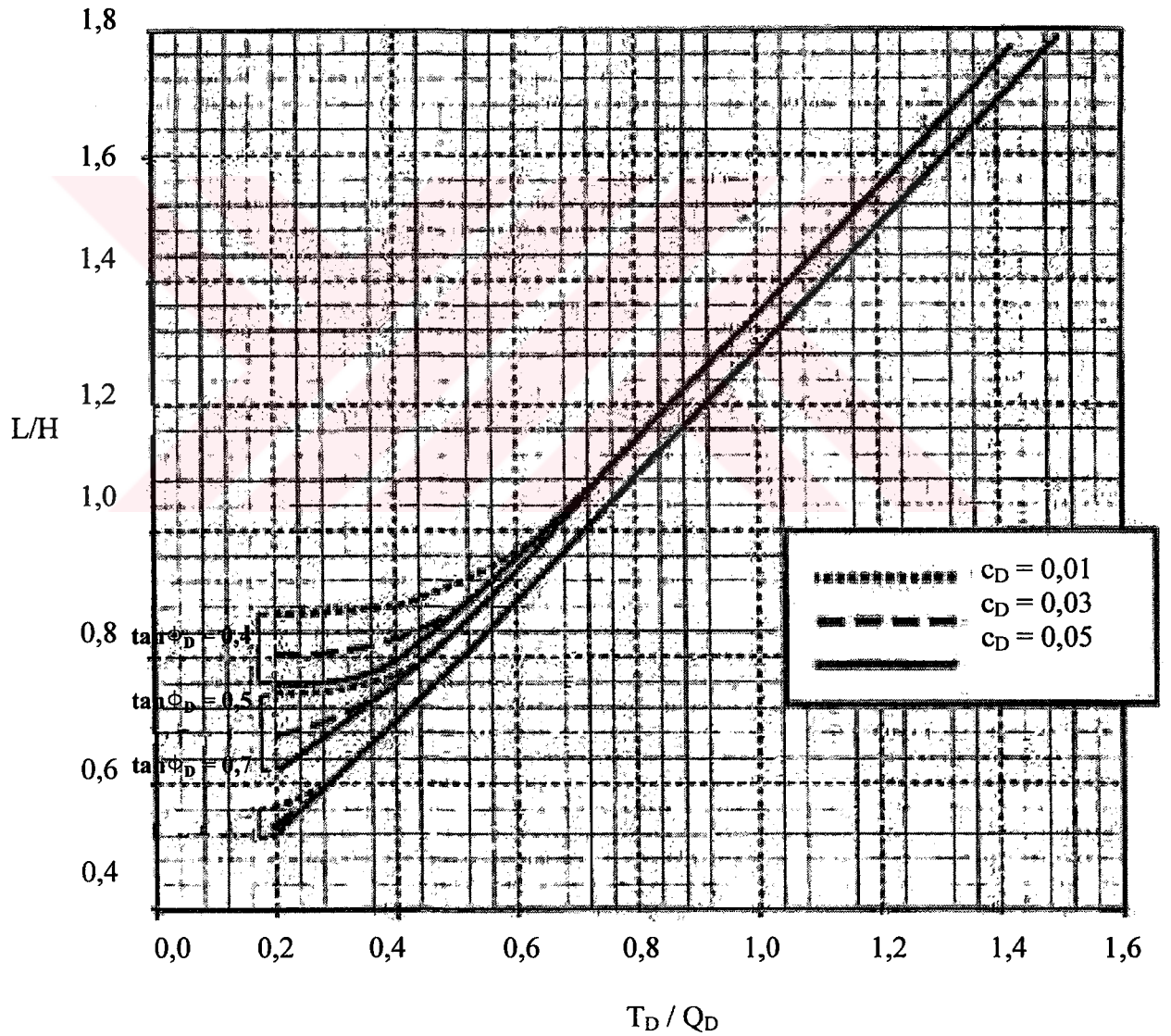
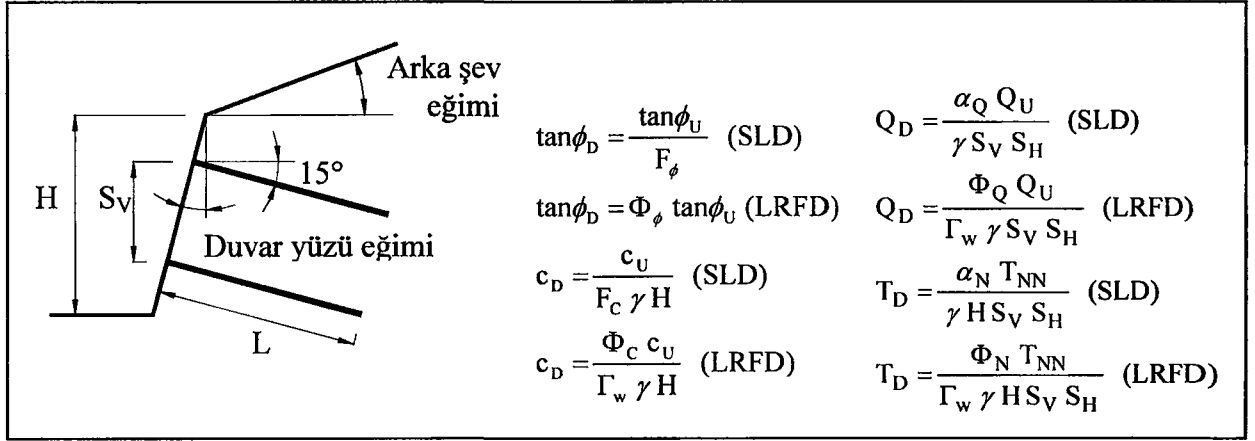
Q_D değeri ve T_D/Q_D oranı hesaplanır. Uygun olan abak takımında ikinci veya üçüncü abak üzerinde L/H oranı girilir. Yarmanın yüksekliği (H) belli olduğu için ön çivi boyu (L) kolaylıkla bulunur.



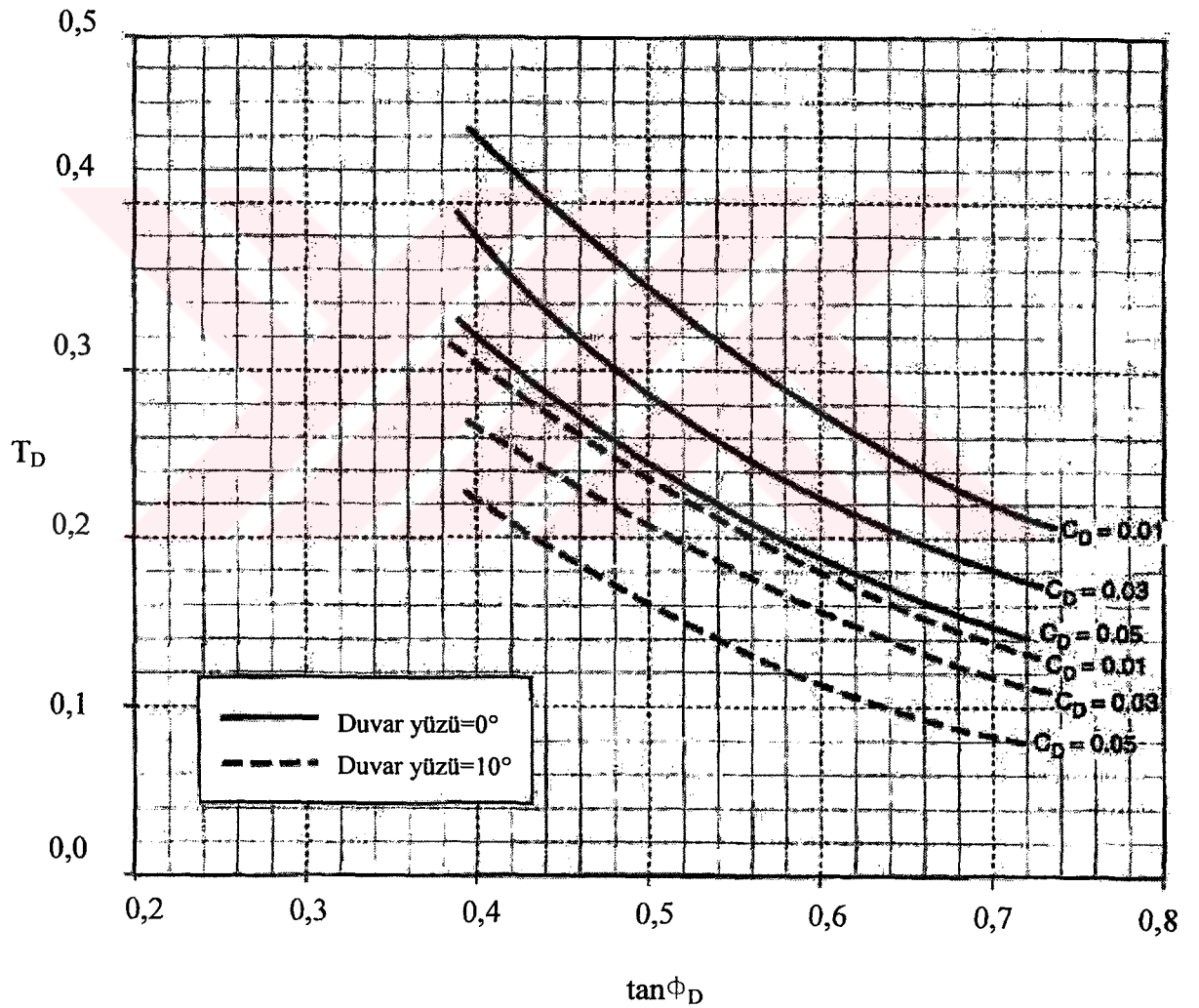
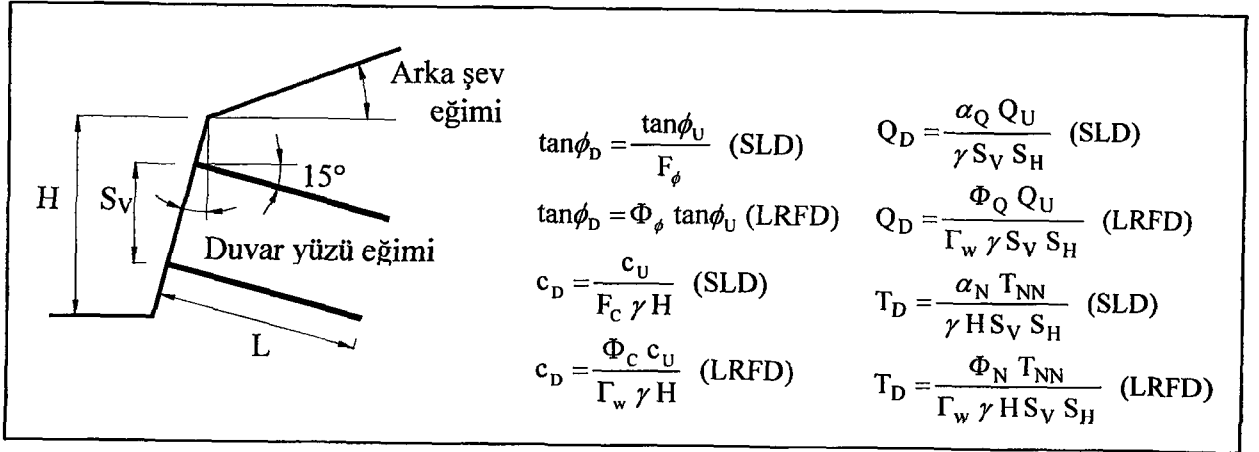
Şekil 3.20 Ön tasarım abağı 1A / Arka şev eğimi = 0° (FHWA, 1998)



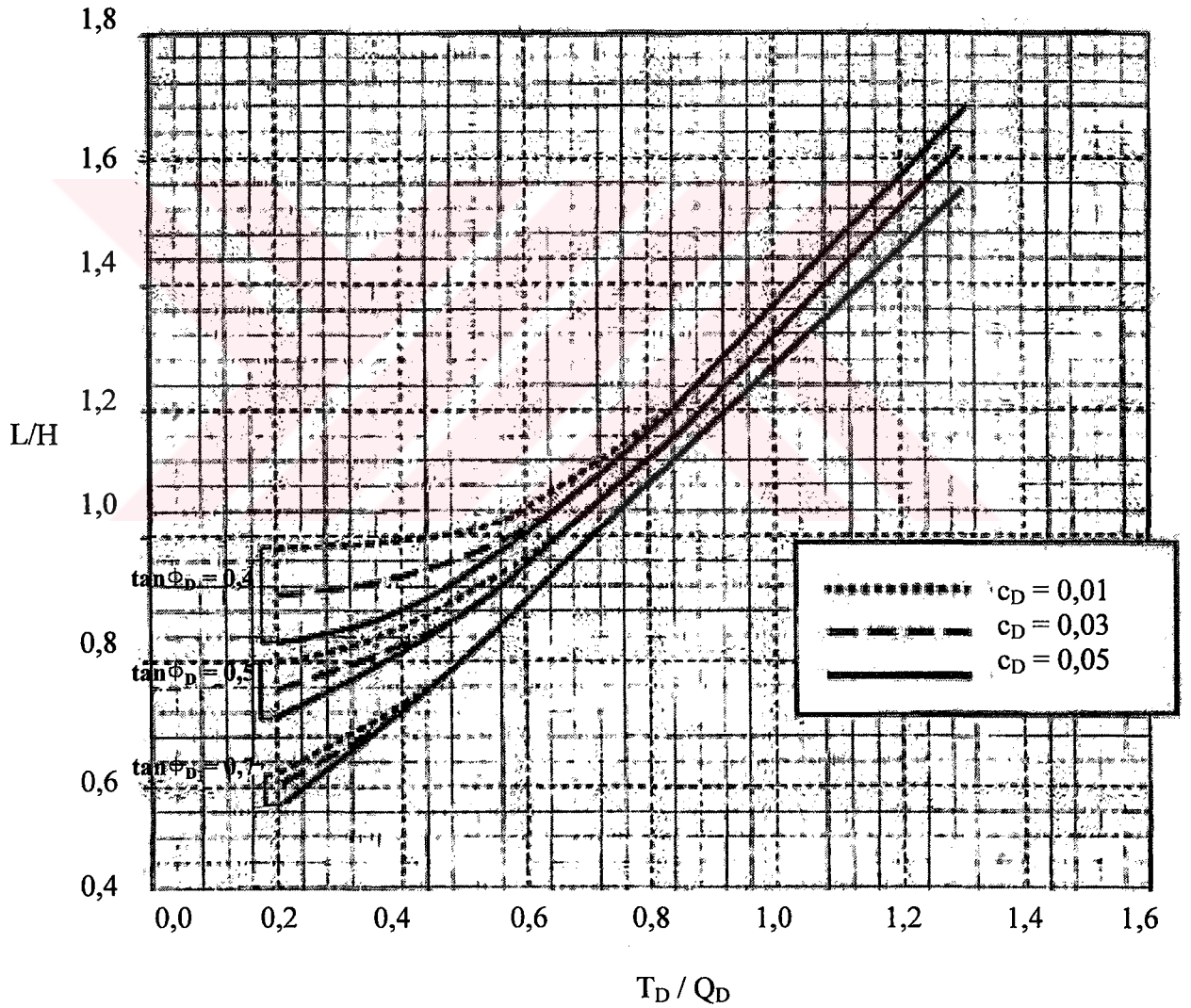
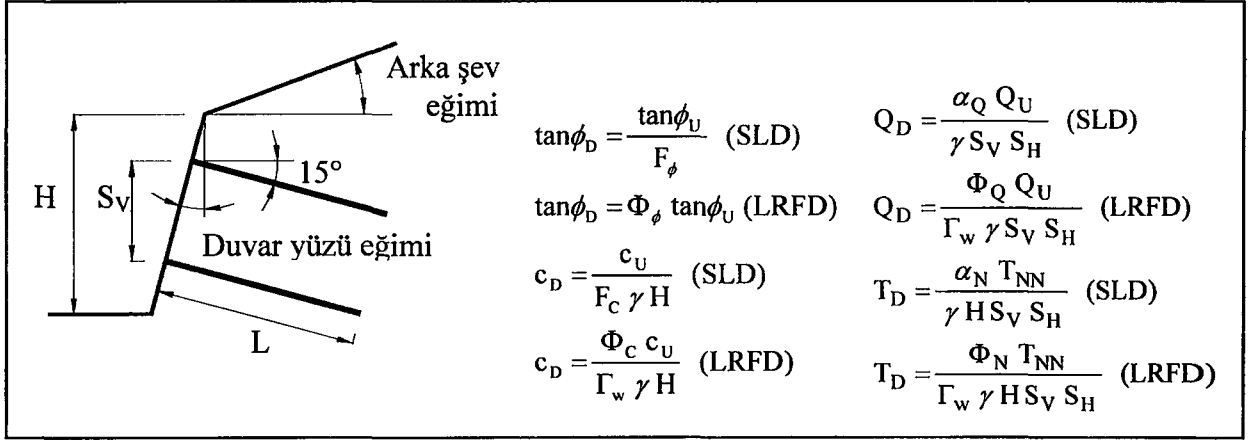
Şekil 3.21 Ön tasarım abağı 1B / Arka şev eğimi = 0° , Duvar yüzü eğimi = 0° (FHWA, 1998)



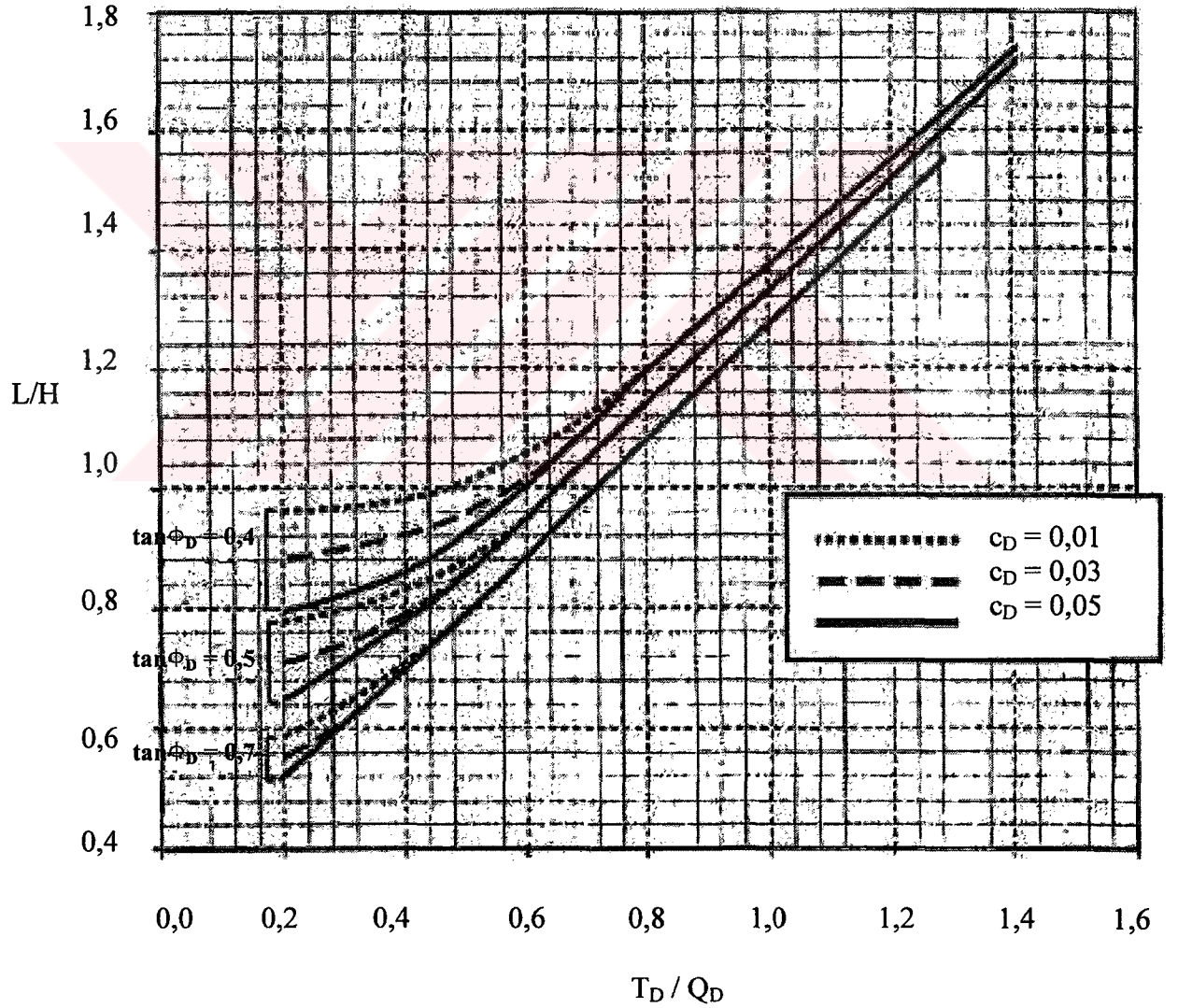
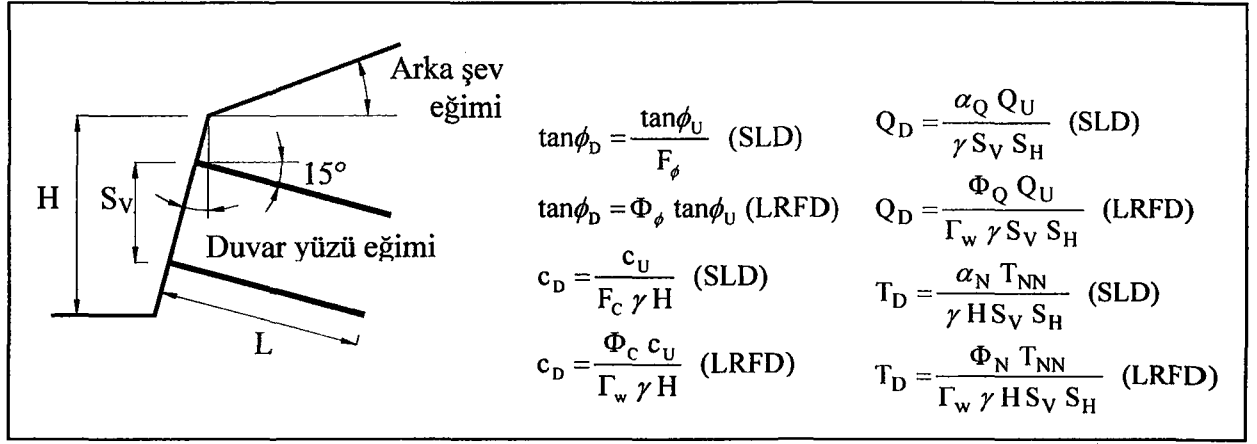
Şekil 3.22 Ön tasarım abağı 1C / Arka şev eğimi = 0° , Duvar yüzü eğimi = 10° (FHWA, 1998)



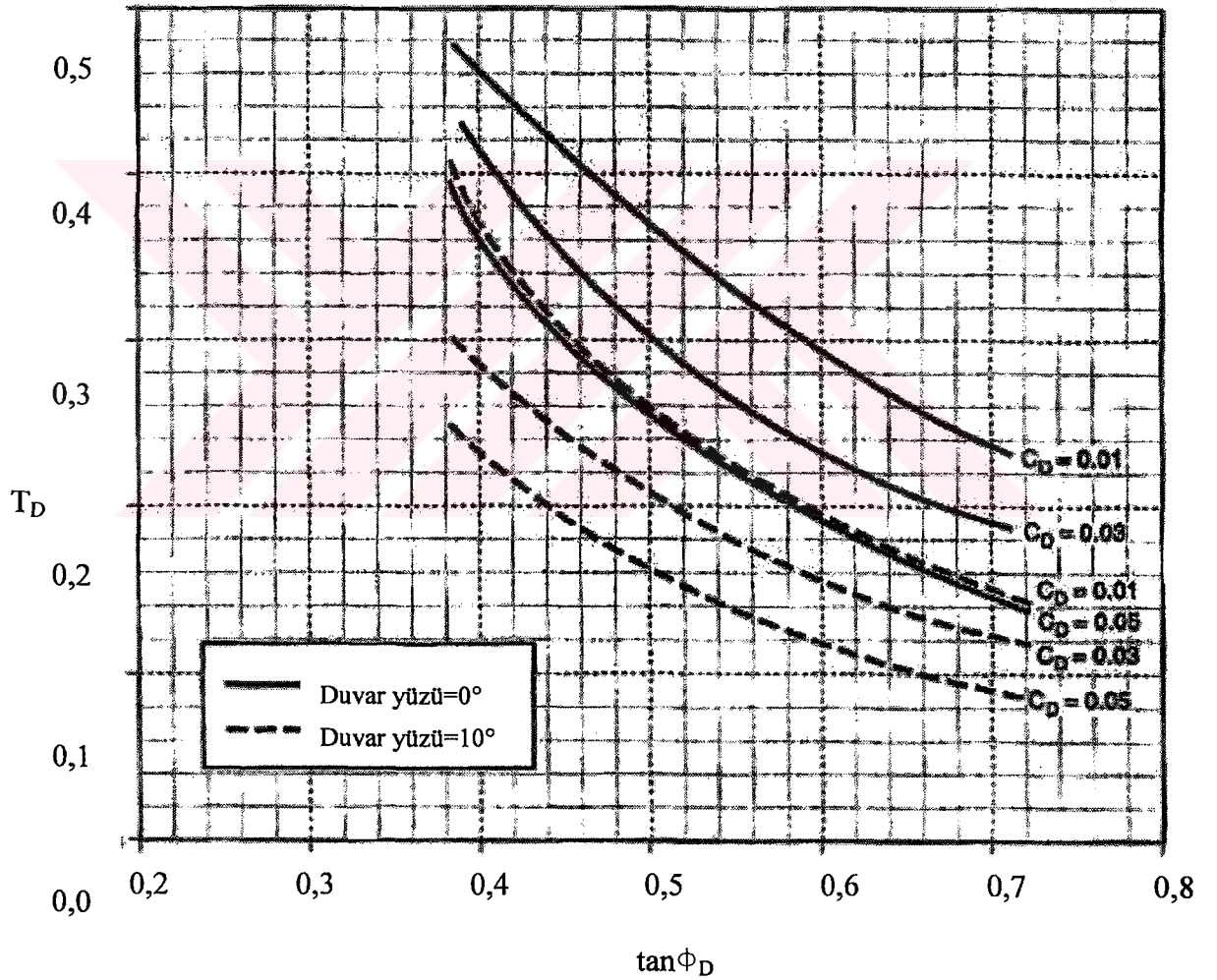
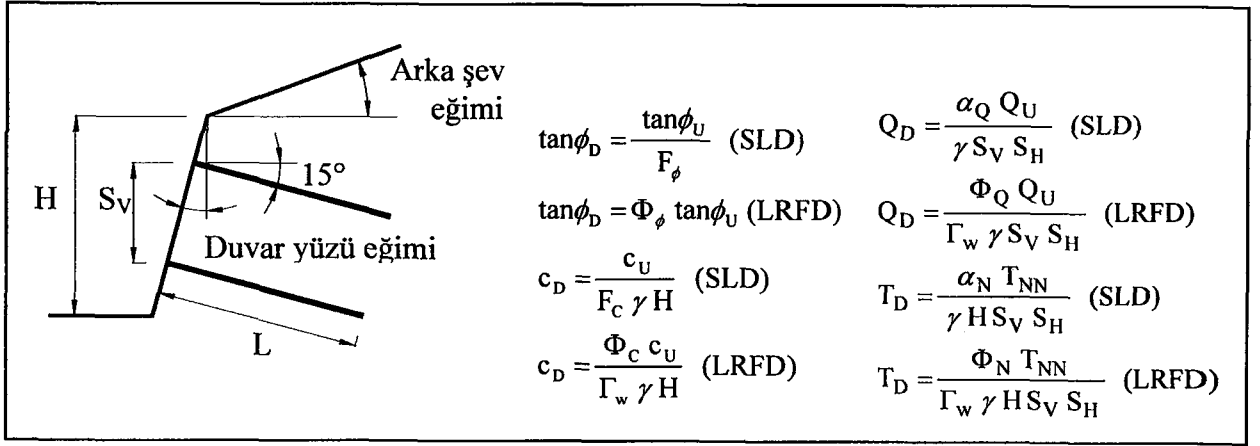
Şekil 3.23 Ön tasarım abağı 2A / Arka şev eğimi = 10° (FHWA, 1998)



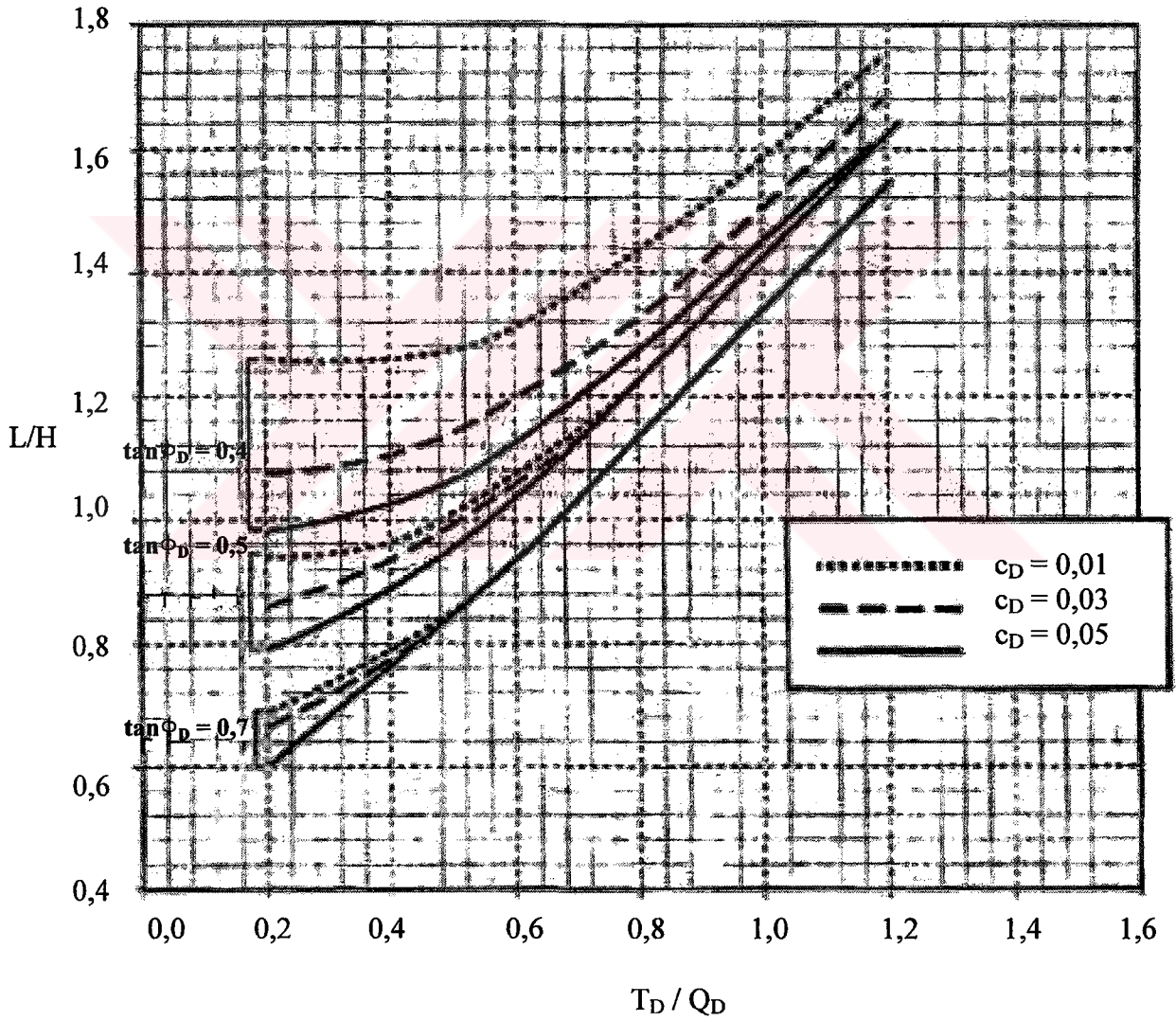
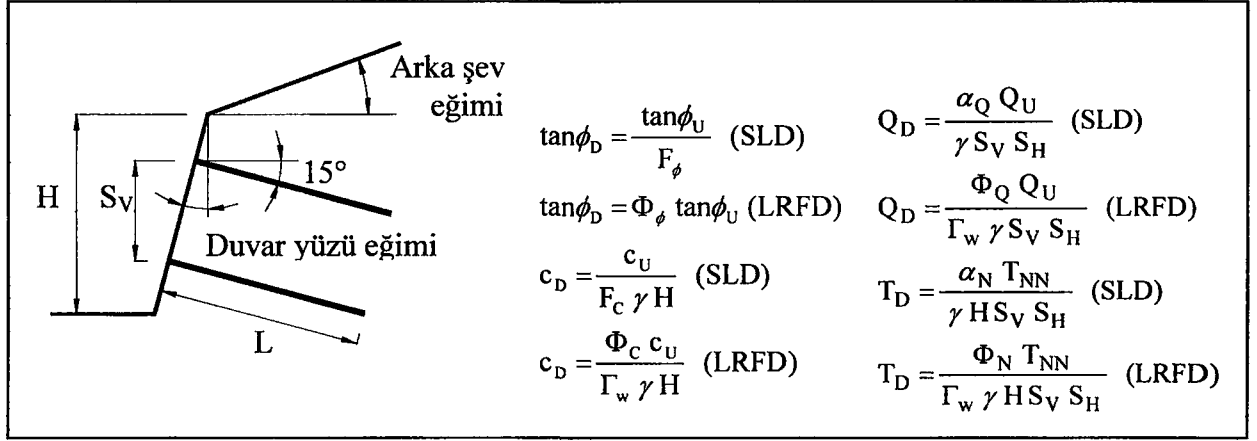
Şekil 3.24 Ön tasarım abağı 2B / Arka şev eğimi = 10° , Duvar yüzü eğimi = 0° (FHWA, 1998)



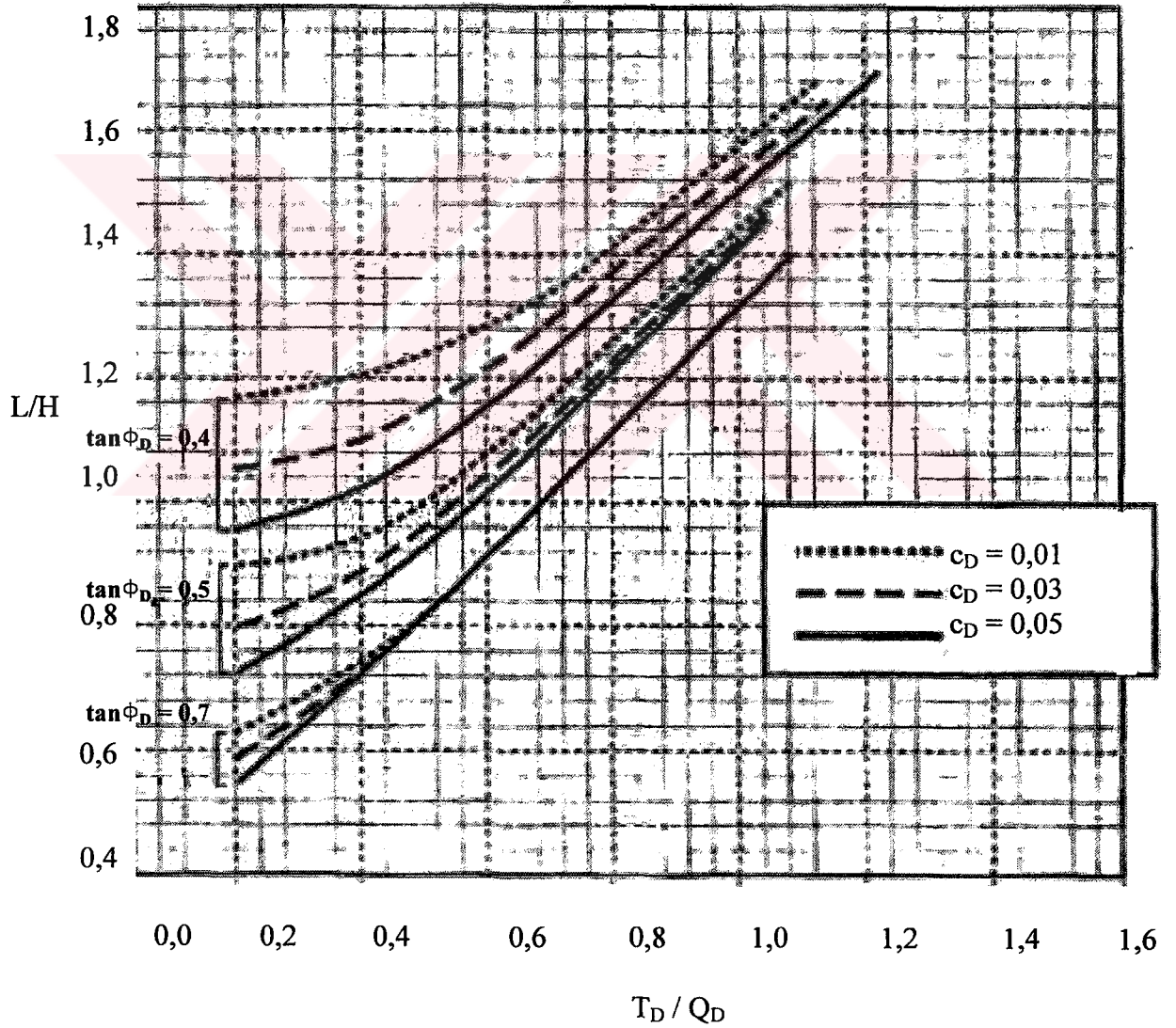
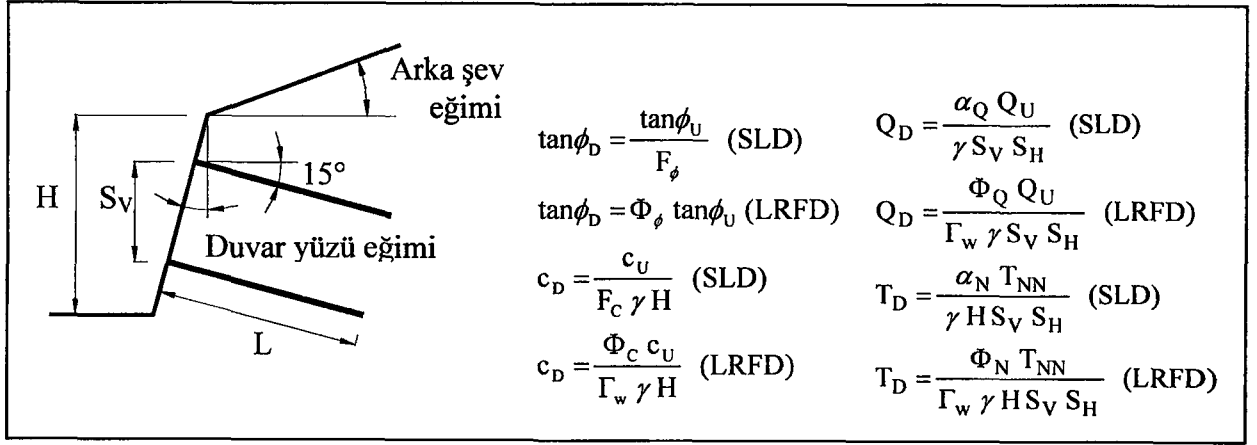
Şekil 3.25 Ön tasarım abağı 2C / Arka şev eğimi = 10° , Duvar yüzü eğimi = 10° (FHWA, 1998)



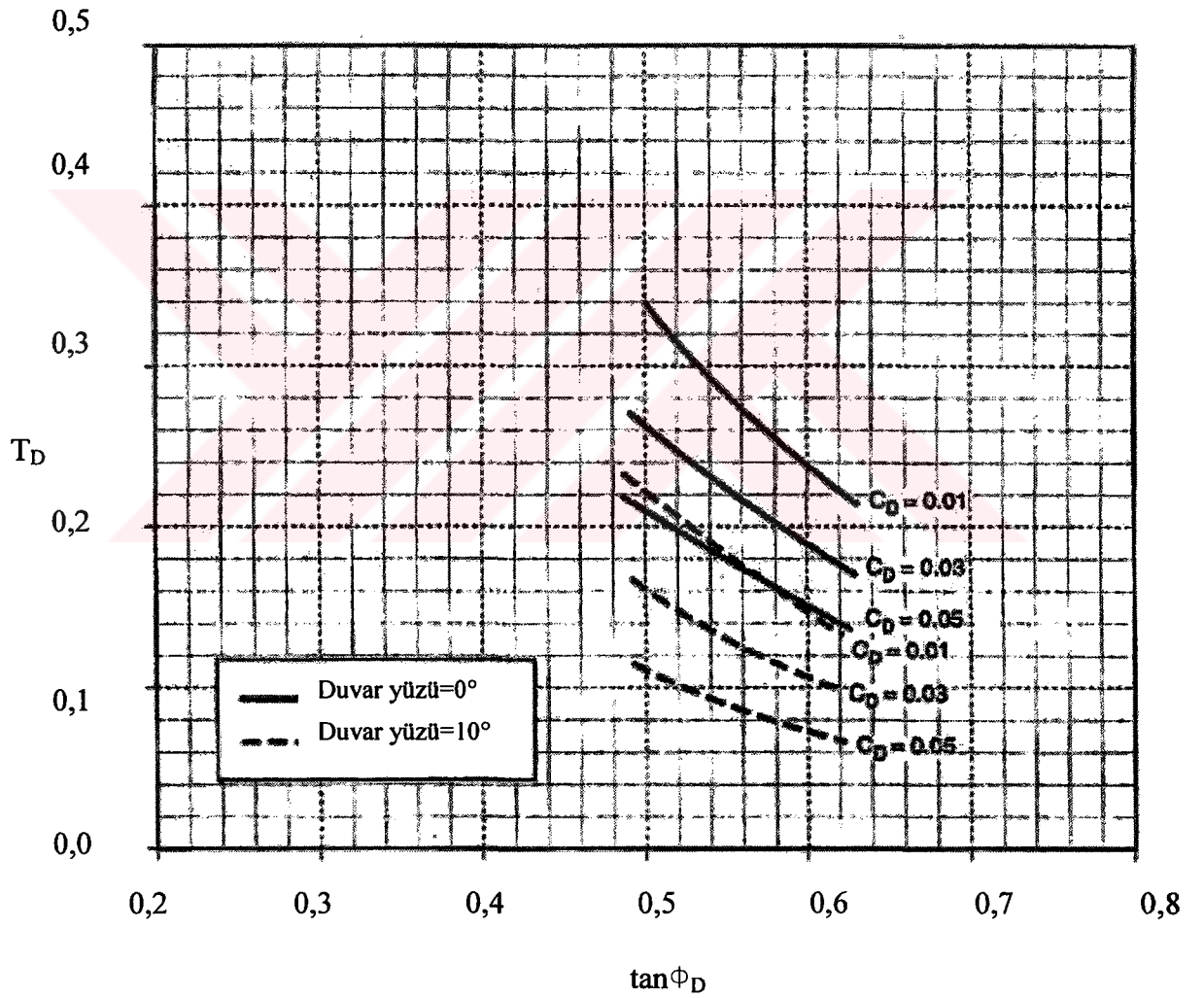
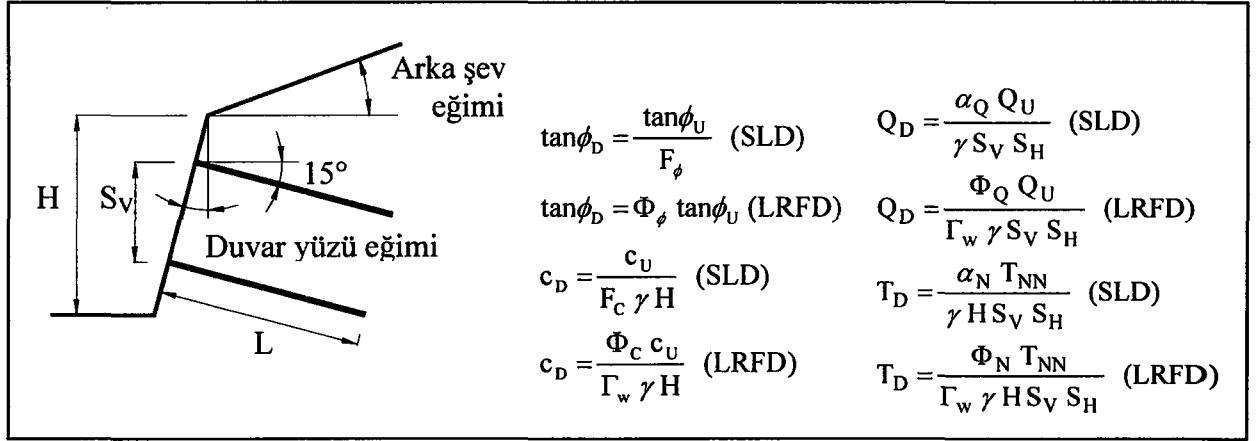
Şekil 3.26 Ön tasarım abağı 3A / Arka şev eğimi = 20° (FHWA, 1998)



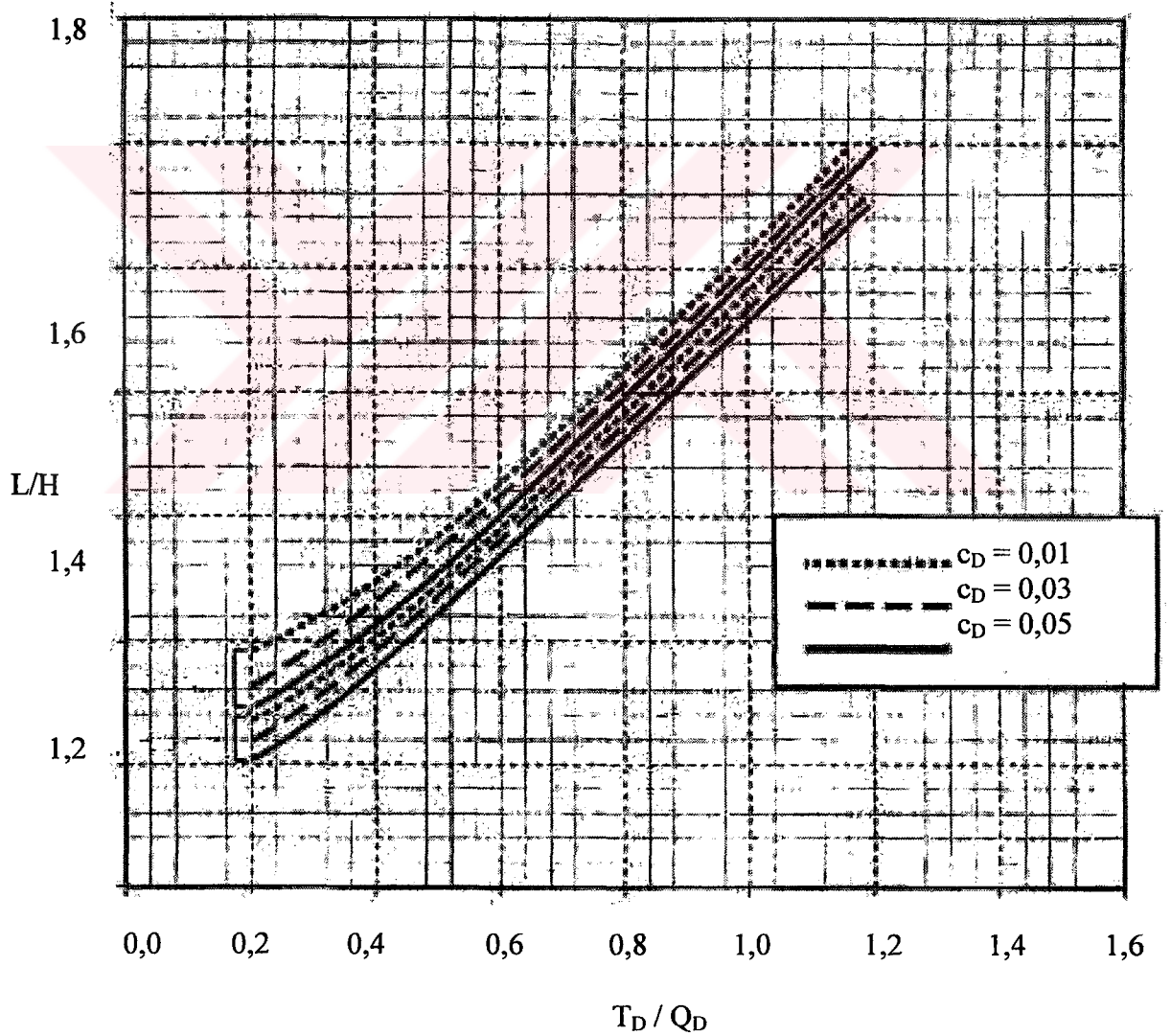
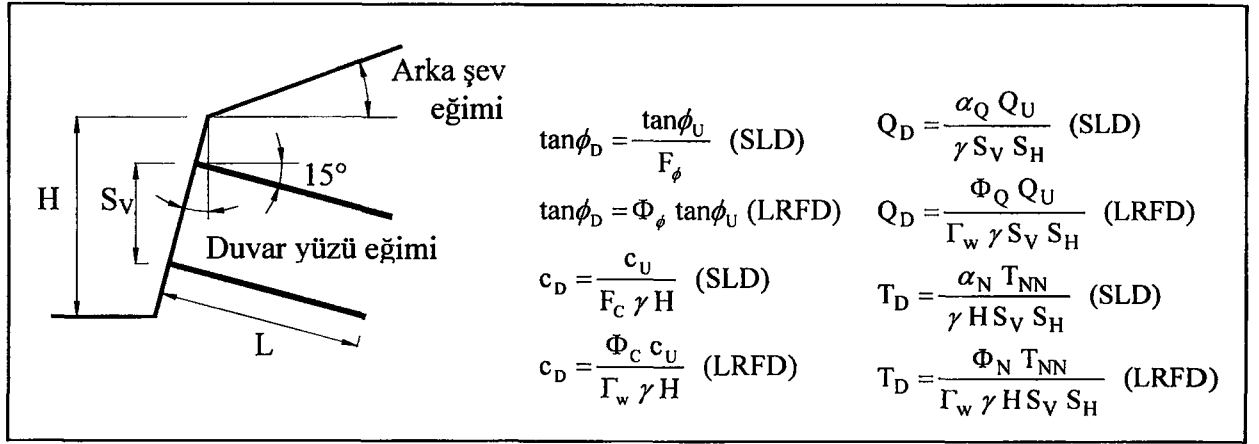
Şekil 3.27 Ön tasarım abağı 3B / Arka şev eğimi = 20° , Duvar yüzü eğimi = 0° (FHWA, 1998)



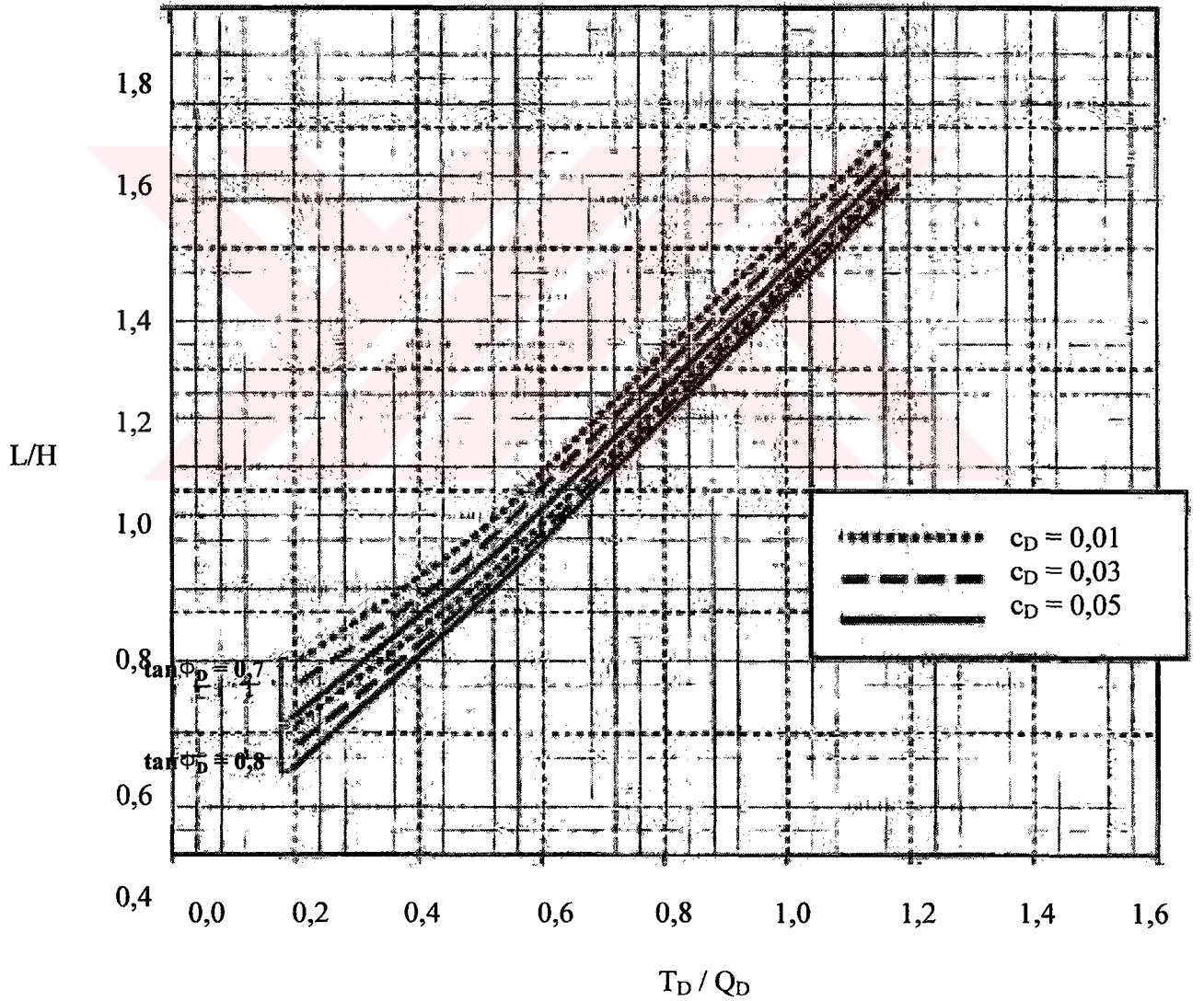
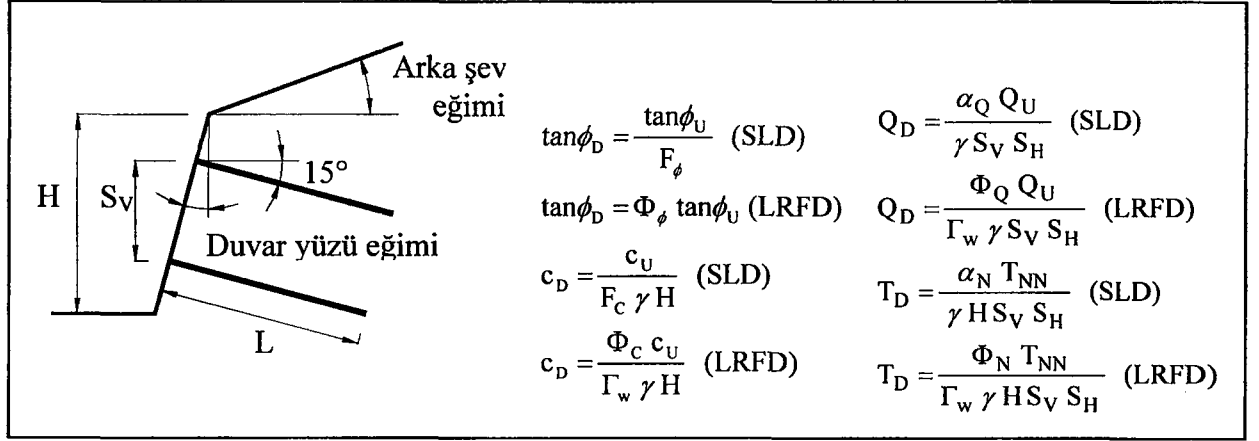
Şekil 3.28 Ön tasarım abağı 3C / Arka şev eğimi = 20° , Duvar yüzü eğimi = 10° (FHWA, 1998)



Şekil 3.29 Ön tasarım abağı 4A / Arka şev eğimi = 34° (FHWA, 1998)



Şekil 3.30 Ön tasarım abağı 4B / Arka şev eğimi = 34° , Duvar yüzü eğimi = 0°
(FHWA, 1998)



Şekil 3.31 Ön tasarım abağı 4C / Arka şev eğimi = 34° , Duvar yüzü eğimi = 10° (FHWA, 1998)

4. ZEMİN ÇİVİLİ DUVARLARIN YERİNDE İNCELENMESİ

4.1 Giriş

Dünya çapında yüzlerce kez uygulama şansı bulmuş olan zemin çivili duvarların ancak çok az kısmı tasarım aşamasında gereken verilere destek olması için sahada ölçüm aygıtlarıyla donatılabilmektedir. Zemin çivili sistemleri hem sınırlı hem de kapsamlı gözlemlemeye yarayan programları planlamak ve yürütebilmek için birçok ayrıntı gereklidir. Arazi gözlemlerinin yapımı izleyen iki yıl boyunca sürdürülmesi yük, zaman ve donma – çözülme gibi çevresel koşullardaki değişime bağlı olarak gelişen çivi ve duvar kaplamasındaki gerilme ve şekil değiştirmeleri incelemek açısından çok yararlıdır.

4.2 Zemin Çivili Duvarların Davranışını Gözlemleme Yöntemleri

Duvarın yapım aşamasında gözlemlenmesi tüm duvar davranışı açısından sınırlı olacaktır. Yine de en azından aşağıdakilerin yapılmasında büyük yarar vardır :

- Kazı alnında yüzey işaretleyiciler kullanılarak yatay hareketin gözlemlenmesi, alnın arkasına sık aralar (1 m) ile eğim ölçer kılıflarının yerleştirilmesi
- Optik gözlemleme aygıtları kullanılarak duvar kaplamasının en üst noktası ile püskürtme betonlu kaplama arkasındaki zemin yüzeyinin düşey ve yatay hareketlerinin gözlemlenmesi
- Duvarın en üst noktası arkasında zeminde çatlak oluşumlarının gözlemlenmesi
- Çatlak ölçer gibi görsel inceleme aygıtlarıyla kaplamanın yerek hareketleri ve bozulmalarının incelenmesi
- Yapım sırasında yeraltı suyuyla karşılaşılırsa yapının drenaj davranışının gözlemlenmesi. Bu gözlem kaplama arkasında çıkış noktalarına veya borulara piyezometre yerleştirilmesiyle yapılır.

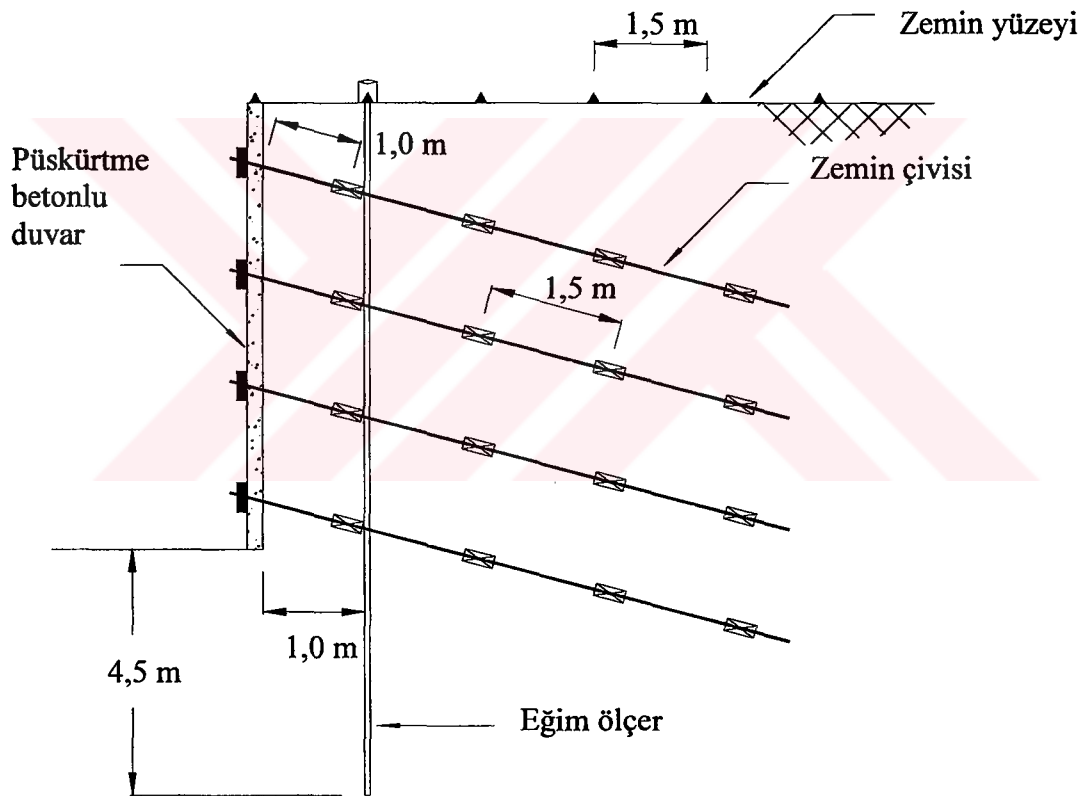
Zemin çivili duvarın davranışının gözlemi aşağıdaki nedenlerin biri veya birkaçı yüzünden daha uzun süreli yapılabilir :

- Tasarım gerilme derecelerinin doğrulanması ve yapım sırasında güvenliğin gözlemlenmesi için
- Güvenlik veya ekonomi açısından yapım tekniğinin düzeltilmesi için
- Yapım oranlarının denetimi için
- Gelecek projelerde maliyeti azaltmak ve/veya tasarım tekniğinin iyileştirilmesi amacıyla zemin çivili yapının davranışı hakkında daha geniş bilgiye sahip olmak için
- Gelecekteki depremler boyunca uzun süreli davranışa dayalı olan sismik davranışın içyüzünü kavramak için

Daha kapsamlı, uzun süreli bir araştırma aşağıda belirtilenleri de içerebilir:

- Maksimum yükün büyüklüğünün ve yerinin saptanması için çivi boyunca gerilme rozetlerinin yerleştirilmesi (Eğilme etkilerinin yerini göstermesi için 180° ve 1,5 m ara ile üstte ve altta olacak şekilde).
- Çivi kafasına yük hücreleri yerleştirilmesi. Çivi kafasına yakın bölgedeki yükün ölçülmesinde daha nitelikli veri isteniyorsa çiviye yerleştirilen gerilme rozetleri yerine bu deneye başvurulması gerekir. Çünkü kaplamanın hemen arkasındaki çivi bölümü püskürtme betonlu kaplamanın ağırlığı yüzünden eğilmeye etkisi altında kalabilir.
- Kaplama arkasında duvar yüksekliği kadar bir uzunlukta yatayda değişik noktalara yüzeyden eğim ölçer yerleştirilmesi. Bu şekilde tüm yapının yatay hareketleri ölçülebilir. Eğim ölçerlerin yerleştirildiği noktalara erişimde zorluk çekiliyorsa veya çivilerin konmasından önce uzanım ölçer yerleştirilmesi olanaklıysa yatay tek/çok noktalı delgilere uzanım ölçer yerleştirilebilir.

Şekil 4.1’ de kapsamlı bir arazi gözleminde kullanılan aygıtlar görülmektedir.



- ▲ Ölçüm noktası
- ⊠ Gerilme rozeti
- Yük hücresi

Şekil 4.1 Arazi deney aygıtlarının yerleştirilmesinin en yaygın biçimi

4.3 Zemin Çivili Duvarların Davranışını Gözlemlemede İzlenmesi Önerilen Plan (FHWA, 1994)

Sınırlı veya kapsamlı, her türlü gözleme programı için geçerli bir plan hazırlanması gereklidir. İlk adımda yapılacak ölçümün amacı belirlenmelidir. Tasarımda kullanılacak her türlü deney aygıtı seçilmeli ve belirli sorulara cevap verebilecek şekilde yerleştirilmelidir. Herhangi bir soru yoksa deney aygıtı kullanmaya da gerek yoktur.

4.4 Gözlemlenecek Parametreler

Gözleme planının bir parçası olarak mühendisin gözlemlenecek parametreleri seçmesi zorunludur. En önemli parametreler tanımlanmalı; birinci derecede önemli olan bu parametreleri etkilemesi olası ikincil parametreler tanımlanmalı ve bunların da ölçülmesine özen gösterilmelidir. Zemin çivili duvarın genel davranışını etkileyen en anlamlı ölçüm, duvarın veya şevin yapım sırası ve sonrasındaki şekil değiştirmesidir. Zemin şekil değiştirmeleri bakımından en kapsamlı veri, kaplama arkasına değişen aralıklarla yerleştirilen eğim ölçerler ile elde edilir.

4.5 Çivi Deneyleri

Zemin çivileri arazideki deneyleri, çivi tasarım yüklerinin artık hareketler oluşmadan yapı işletim ömrü boyunca uygun bir güvenlik sayısı sağlayarak geliştiğini doğrulamak amacıyla yapılır. Kısacası deneyler uygulayıcının delme, yerleştirme, enjeksiyonlama işlerinin uygunluğunun doğrulanması için yapılır. Bu nedenle yöntem, aygıt ve operatör kadar zemin/kaya koşullarının da yerleştirilen deney çivileri için gerekenle aynı olması istenir. Zemin ve/veya yerleştirme yöntemleri değiştikçe ek deneylere gereksinim doğacaktır. En yaygın karşılaşılan uygulama; bir alt sıranın kazı ve çivi yerleştirilmesi işlemine geçilmeden önce üst sırada deney yapılmasıdır. Bu şekilde uygun olmayan deney sonuçlarıyla karşılaşılmaması durumunda o ana dek kullanılan yapım veya yerleştirme yöntemleri değiştirilebilir. Böyle bir durumda bile tasarım adezyon gücüne ulaşamıyorsa yeni bir tasarım hazırlanması yoluna gidilir.

Deney kriterleri yönetmeliklerin bir kısmını oluşturur ve “son durum” ve/veya “doğrulama” deneylerini içerir. Bu deneylerde genellikle maksimum deney yükü olarak adlandırılan yük, tasarım zemin adezyonuna uygulanan güvenlik sayısını içerir ve/veya sıyrılma göçmesi sonucunda elde edilir. Deney sayısı tasarımın büyüklüğüne ve içine çivi yerleştirilecek büyük

ve farklı türdeki zemin türlerine göre değişir. Küçük çaplı tasarımlarda inşaatı başlamadan önce bir ya da iki adet “son durum” veya “doğrulama” deneyi yapılır. Yapım devam ederken farklı zemin türleriyle karşılaşıldıkça bir veya birden fazla deney daha yapılabilir. “Son durum” ve “doğrulama” deneyleri deneme çivisi olarak adlandırılan ve gerçekte tasarımda gösterilmeyen çiviler üzerinde yapılır.

Tasarımda yer alan çivilerin (çalışan çiviler) yerleştirilmesi sırasında “kanıtlama” deneyleri tasarımdaki toplam çivi sayısının % 5’ i üzerinde yapılır. Bazı yönetmler kanıtlama deneylerinin yapıldığı çivileri de deney çivisi olarak kabul ederken bazıları çalışan çivi olarak kabul eder.

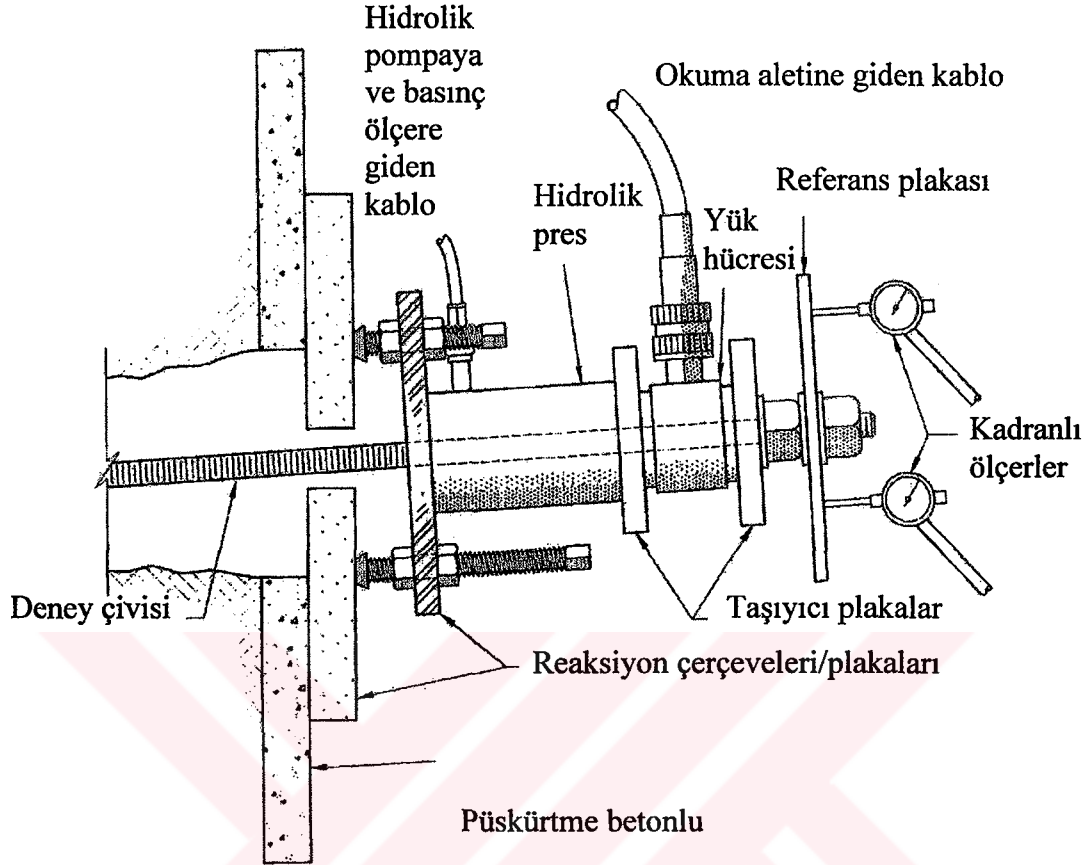
Krip deneyleri “son durum”, “doğrulama” ve “kanıtlama” deneylerinin bir parçası olarak yapılır. Krip deneyleri zemin çivisinin sabit bir yük altında belirli bir zaman boyunca hareketinin ölçülmesini kapsar. Bu deney, çivi tasarım yüklerinin yapının işletim ömrü boyunca (yaklaşık 75-100 yıl) yapıda herhangi bir hasar oluşmadan güvenle karşılanıp karşılanamayacağını gösterir.

Çivi deneyleri çivi tendonunu artan yükleme (ve belirtilmişse boşaltma) ile yapılır ve her yük artışında çivi kafasının hareketi ölçülür. Tendon hareketinin okuması bir sonraki yük verildikten hemen sonra alınır. Yük artışları, artırılan yükün uygulanma süresi ve her yük artışındaki ölçüm sayısı yapılan deneyin türüne göre saptanır ve şartnamede yer alır. Özellikle belirtilmemiş ise, tendon hareketinin okumasının yükün uygulanmasından hemen sonra alınması ve ikinci okumanın da tendon hareketinin duraylanması için gerekli zaman sonunda alınması önerilir (FHWA, 1998).

4.5.1 Deney Düzeneklerinin Hazırlanması

Şekil 4.2’ de alışlagelmiş bir zemin çivisi deneyinde yük hücresinin çiviyle nasıl ilişkilendirildiği görülmektedir.

Deney yükü tendona merkezinde delik bulunan hidrolik krik o ve pompa ile aktarılmaktadır. Çiviye üniform bir yük verilebilmesi için krik o ile çivi eksenleri çakıştırılmıştır. Püskürtme beton veya kazı alını ile krik o arasına bir krik o çerçevesi veya reaksiyon plakası yerleştirilmiştir. Bu krik o çerçevesi deney sırasında çivinin enjeksiyonlu kolonuna doğrudan tepki vermemelidir. Bu krik o merkezlenip doğrultulandırıldığında krikoya bir doğrultulayıcı yük uygulanır ve aygıtın güvenli biçimde yerleştirilip, boşluğunun alınması sağlanır.



Şekil 4.2 Yük hücreli bir deney düzeneği (FHWA, 1994)

Kriko yükünün, sonradan yapılan deney yükleme sırasında doğrultulayıcı yük değerinin altına düşmesine kesinlikle izin verilmemelidir. Ters durumda krikonun hizası bozulup hatalı ölçüm alınacaktır. Bu doğrultulayıcı yükünün büyüklüğü deney sonuçlarını etkileyecektir. O nedenle doğrultulayıcı yükün, maksimum deney yükünün % 10' undan büyük olmaması gerekir. Aygıtın desteklenmesinde bu değerden daha büyük bir yüke gereksinim oluyorsa, uygulayıcı aygıtı dışarıdan başka biçimde desteklemenin bir yolunu geliştirmelidir.

Çivi kafasının hareketi en az bir, daha iyisi iki adet kadranlı ölçerin kriko sistemi ve duvardan bağımsız bir 3 ayak üstüne veya rijit bir desteğe sabitlenmesiyle ölçülür. Kadranlı ölçer sayısının iki olması bir tanesinin bozulması veya kriko ve tendonun çok az biçimde eksantrisite ile doğrultulanması durumunda ortalama bir okuma alınmasını sağlar. Bu kadranlı ölçerler çivi eksenini en fazla 5° yapacak şekilde doğrultulanmalı ve doğrultulayıcı yük uygulandıktan sonra sıfırlanmalıdır. Kullanılan kadranlı ölçerlerin 0,02 mm duyarlılıkta

olması gerekir. Kadranlı ölçerler maksimum deney yükü altında, deney çivisinin tahmin edilen elastik uzaması + 1 inç veya en azından 50 mm yer değiştirebilmelidir.

Zemin çivisine yük uygulamak ve bu yükü ölçmek için hidrolik krik o ve basınç ölçer kullanılır. Hidrolik krikonun en az 150 mm yer değiştirebilmesi önerilir. Krip deneyinde kullanılmak üzere krikoya seri olarak merkezi delik bir yük hücresi eklenebilir. Hidrolik krik o ve basınç ölçer (ve varsa yük hücresi) bir takım olarak kalibre edilmelidir. Kalibrasyon veri sayfalarındaki seri numaralarıyla arazi deneyinde kullanılan aygıtların seri numaraları örtüşmelidir.

Kullanılan yük hücrelerinin deney öncesinde düzgün biçimde hizalanmasına çok dikkat edilmelidir. Yük hücreleri asıl olarak yükteki küçük değişimlerinin saptaması, yükleme ayarının yapılması ve krip deneyi boyunca yükün sabitlenmesi için kullanılır.

4.5.2 Deney Türleri

Maksimum deney yükü, yük artışları ve yük artışı için gerekli zaman aralıkları uygulanan deney türüne göre belirlenir. Ne olursa olsun St150 sınıfı donatıda minimum çekme gerilmesi dayanımının % 80' inden fazla bir gerilme uygulanmaması gerekir (FHWA, 1994). St60 sınıfı donatılarda da minimum akma dayanımının % 90' ından fazla bir gerilme oluşturulmamalıdır.

4.5.2.1 Deneme Çivi Deneyleri

Deneme çivi deneyleri deneme çivisi olarak adlandırılan ve aslında tasarımda yer almayan çiviler üzerinde yapılmalıdır. Bu deney yardımıyla ;

- son adezyon (sıyırılma göçmesi sınırına dek yükleme yapılırsa) belirlenir
- tasarım adezyonu için güvenlik sayısı doğrulanır
- artık krip davranışının oluştuğu zemin çivisi yükü belirlenir.

Gerçek bir deneme çivi deneyi enjeksiyon – zemin ara kesitinde bir sıyırılma göçmesi gerçekleşene dek çiviye yükleme ile yapılır. Sıyırılma göçmesinin oluşmadığı durumlarda maksimum deney yükü şartnamelerce sınırlandırılır.

4.5.2.2 Doğrulama Deneyi

Doğrulama deneyinin amacı çivinin yerleştirilme yöntemiyle belirli bir güvenlik sayısında belirlenmiş bir tasarım adezyon gücüne ulaşıldığı doğrulamaktır. Doğrulama deneyi yükü genellikle adezyon güvenlik sayısı ve tasarım adezyonu ile belirlenir. Tasarım zemin

adezyonu için güvenlik sayısı 2,00 alınmışsa maksimum deney yükü de tasarım adezyon gücünün % 200' ünü sağlamalıdır. Doğrulama deneyleri genelde proje çivileri yerine deney çivileri üzerinde inşaattan önce yapılır. İnşaat sırasında da farklı zemin/kaya koşulları ve/veya delme/yerleştirme yöntemleri için doğrulama deneyleri yapılabilir. Doğrulama deneylerinde zemin çivisi sıyrılma göçmesi noktasına dek yüklenebilir veya yüklenmeyebilir.

4.5.2.3 Kanıtlama Deneyi

Kanıtlama deneyi genellikle yerleştirilmiş proje çivilerinin belirli bir bölümünde (toplam tasarım çivisi sayısının % 5' i) yapılır. Bu deney türü tek çevrimlidir. Yani yük maksimum deney yükü değerine ulaşılan dek artırılır. Bu değer tasarım adezyonunun % 125 – 150'si kadar olabilir. Kanıtlama deneylerinden elde edilen bilgiler ile yapıda fazladan bir hareket gerçekleşmeden veya yapı ömrü boyunca uzun sürede krip oluşmadan, tasarım çivilerinin güvenli biçimde tasarım yüklerine karşı koyabilme yeteneğine bakılır.

4.5.2.4 Krip Deneyi

Krip deneyleri son durum, doğrulama veya kanıtlama deneylerinin bir parçası olarak yapılır. Krip deneyi belirli, sabit bir yük altında ,belirli bir zaman aralığındaki hareketler kaydedilerek yapılır. Sapmanın zamanın logaritmasına bağlı değişimi bir grafik halinde hazırlanır ve şartnamede gösterilen kabul edilebilir kriterlerle karşılaştırılır. Yükteki kriko ve başka faktörlerden oluşacak küçük değişimleri gözlemek ve ayarlamak için krip deneylerinde yük hücrelerinden yararlanılır.

4.5.3 Deneylerde Kabul Edilen Kriterler

Son durum/Doğrulama deneyinde kabul edilen kriterler (FHWA, 1994) :

- Maksimum deney yükünde (tasarım yükü veya adezyonunun % 200' ü) oluşan toplam hareket, serbest boy için olan kuramsal elastik uzamanın % 80' ini geçmemelidir.
- 6. ile 60. dakika okumaları arasındaki krip hareketi, belirli bir deney yükü (tasarım yükü veya adezyonunun % 150' si) için 2 mm' nin altında olmalıdır.
- Maksimum deney yükünde sıyrılma göçmesi gerçekleşmemelidir.

Kanıtlama deneyinde kabul edilen kriterler (FHWA) :

- Maksimum deney yükünde (tasarım yükü veya adezyonunun % 125 - 150' si) oluşan toplam hareket, serbest boy için olan kuramsal elastik uzamanın % 80' ini geçmemelidir.
- 1. ile 10. dakika okumaları arasındaki krip hareketi, maksimum deney yükü (tasarım yükü veya adezyonunun % 125 - 150' si) için 1 mm' nin altında olmalıdır

veya

- 6. ile 60. dakika okumaları arasındaki krip hareketi, maksimum deney yükü (tasarım yükü veya adezyonunun % 125 - 150' si) için 2 mm' nin altında olmalıdır.

4.5.3.1 Deneylerde Kabul Edilen Kriterlerin Anlamları

Birinci kriter : Zemin çivisi kafasında ölçülen hareketler, maksimum deney yükü altında serbest boya ait kuramsal elastik uzanmanın % 80' ini aşmalıdır. Bu kriter, zemin çivisinden zemine olan yük aktarımının sadece kök kısmında (kenetlenmiş boyda) gerçekleşmesi ve serbest boyda da ek bir yük aktarımı oluşmaması için konmuştur. Kabul edilebilir minimum hareket aşağıdaki şekilde hesaplanır :

$$\Delta L [\text{mm}] > 0,80 \times \left(\frac{P [\text{kN}] \cdot UL [\text{m}]}{A [\text{mm}^2] \cdot E [\text{MPa}]} \right) \times 10^6 \quad (4.1)$$

- ΔL : Uygulanan maksimum deney yükü
- UL : Referans plakasının arkasından kökün başına olan uzunluk (serbest boy)
- A : Çeliğin kesit alanı
- E : Çeliğe ait Young modülü ($2 \times 10^5 \text{ MPa}$)

İkinci kriter : Krip hareketinin (sabit yük altındaki hareketin) 6. – 60. dakika okumaları arasında 2 mm' yi aşmaması gerekir. Bu kriter diğerine oranla daha zor olduğu için 1. – 10. dakika okumaları arasında hareketin 1 mm' den az olması durumunda deney sona erdirilir. Her yük artışı için belirli bir süreyle sınırlandırılmalıdır. Çünkü değişken zaman aralıkları krip deneyi sonuçlarının anlaşılabilir hale gelmesine neden olacaktır. Zamanın logaritmik çevriminde gerçekleşen krip hareketi aşağıdaki bağıntı ile kolayca hesaplanabilir.

$$\text{Krip/Log çevrimi} = \frac{\Delta_2 [\text{mm}] - \Delta_1 [\text{mm}]}{\log \left(\frac{T_2 [\text{dak}]}{T_1 [\text{dak}]} \right)} \quad (4.2)$$

- Δ_1 : 1 no'lu zamanda ölçülen hareket (veya kadrant okuması)
- Δ_2 : 2 no'lu zamanda ölçülen hareket (veya kadrant okuması)
- T_1 : Birinci ölçüm için geçen süre
- T_2 : İkinci ölçüm için geçen süre

5. ZEMİN ÇİVİLİ DUVAR UYGULAMASI

5.1 Maltepe Alışveriş Merkezi Kalıcı Kazı İksası

5.1.1 Tasarım Bilgileri

İstanbul – Maltepe’ de, D100 karayolunun güney tarafında, iksa perdesi üst kotu 42,0 m ve servis avlusu alt kotu da 32,0 m –dolayısıyla desteklenecek kazı derinliği iksa bölgesinde 10 m– olan kalıcı kazı için dayanma yapısı sistemi oluşturulması planlanmıştır. Zemin koşullarının değerlendirilmesi sonucunda kalıcı pasif ankrajlı (zemin çivisi), çelik hasır donatılı, püskürtme betonlu dayanma yapısının en uygun çözüm olduğuna karar verilmiştir. Perde gerisinde ise D100 karayolu yönünde arazi kotları yükseldiğinden Y:D = 2:1 eğimli kalıcı şevler planlanmıştır. Planlanan perde arkasındaki kalıcı şevler bitkilendirme, kaplama, seddeleme veya benzeri yöntemlerle erozyon ve diğer atmosferik etkenlerden korunacaktır.

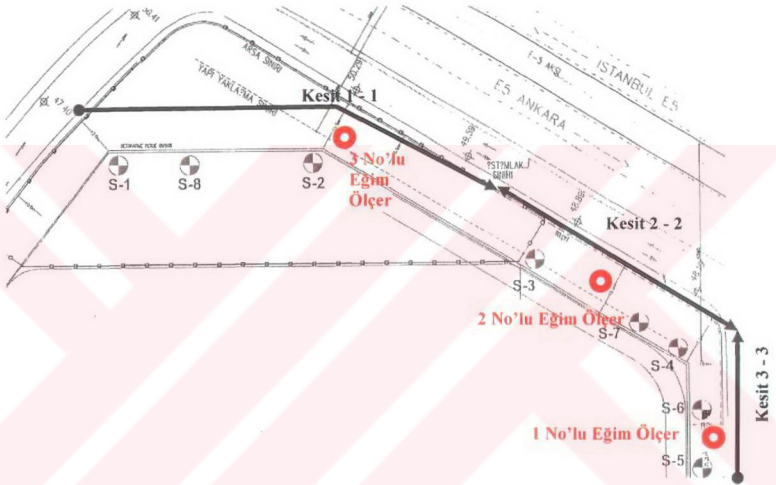
5.1.2 Zemin Koşulları ve Parametreleri

Şekil 5.1’de görüleceği gibi inceleme raporlarına göre S1 – S8 arasında kazılar bütünüyle sert kil özelliğindeki Belgrad formasyonu içerisindedir. S8 – S2 arasında kazıların büyük bir bölümü yine sert kil içerisinde kalmakta, S2 sondaj noktasında kazının son 2,5 – 3,0 m ’lik bölümünde kaya özelliğindeki Kartal formasyonu içerisinde bulunmaktadır. S2 bölgesinde Kartal formasyonu aşırı derecede ayrılmış olduğundan RQD = 0’ dır. S2 sondajından sonra kaya niteliğinde bir iyileşme izlenmekte ve RQD değeri ortalama % 50 mertebesine çıkmaktadır. Dolayısıyla bu bölgedeki kaya birimi orta sağlam – sağlam kaya olarak tanımlanmıştır. S2 – S3 arasında kaya birimi topoğrafyası yükselmekte ve S3’ ten başlayarak kazı yüzeyinin hemen hemen bütünü sağlam – orta sağlam kaya birimi içerisinde kalmaktadır. Bu durumda iksa sisteminin bir bölümünün sert kil, diğer bölümünün de kaya birimi içerisinde oluşturulacağı gerçeği ortaya çıkmaktadır (ZETAŞ, 2003).

Sondajlardan alınan örnekler üzerinde yapılan deneyler sonucunda, hesaplar için aşağıdaki çizelgede yer alan zemin parametrelerinin kullanılmasına karar verilmiştir.

Çizelge 5.1 Önerilen zemin parametreleri (ZETAŞ, 2003)

Zemin tipi	γ [kN/m^3]	ϕ [$^\circ$]	c' [kN/m^2]
Sert kil (1. Bölge, S1 – S2 arası)	19	25	15
Kaya (2. ve 3. Bölge S3 – S5 arası)	20	30	30



Şekil 5.1 Sondaj ve eğim ölçer noktaları

5.1.3 Dayanma Yapısı Sistemi ve Yapılan Hesapların Özeti

Zemin koşulları ve kazı derinliği değerlendirilerek dayanma yapısının kalıcı pasif ankraj ve çelik hasırlı püskürtme betonla yapılmasına yönelik projelendirme çalışmaları yapılmıştır. Dayanma yapısına ait duraylılık araştırmalarında SNAİL adlı program kullanılmıştır.

Duvarın geometrisine ait veriler Kesit 1 – 1 için aşağıdaki şekilde görülmektedir.

Soil Reinforcement Program

File Operation Help

Please set the various parameters for 'MQ1.mpr'.

Soil Parameters		Loads		Varying Reinforcement	
Below Toe Searches		Search Limits/Water Table Coord.		Search Nodes/Specified Plane	
Wall Geometry		Reinforcement Geometry		Reinforcement Strength/Coord.	
H =	10	m -- Vertical Wall Height.			
B =	5	Degree -- Wall Batter from Vertical Line.			
I1 =	20	Degree	S1 =	12	m -- 1st Slope Angle and Slope Distance.
I2 =	10	Degree	S2 =	10	m -- 2nd Slope Angle and Slope Distance.
I3 =	0	Degree	S3 =	0	m -- 3rd Slope Angle and Slope Distance.
I4 =	0	Degree	S4 =	0	m -- 4th Slope Angle and Slope Distance.
I5 =	0	Degree	S5 =	0	m -- 5th Slope Angle and Slope Distance.
I6 =	0	Degree	S6 =	0	m -- 6th Slope Angle and Slope Distance.
I7 =	0	m -- 7th Slope Angle.			


Wall Geometry
EXECUTE
EXIT
26.02.2004

Şekil 5.2 (a) SNAIL programında Kesit 1 – 1 için duvar geometrisinin oluşturulması

Burada özen gösterilmesi gereken nokta şev arkası uzunluğunun eğik uzunluk olarak programa girilmesidir. Şevin arkasının yatayla yaptığı açı saatin ters yönünde pozitif alınırken duvarın düşeyle yaptığı açı saat yönü pozitif alınarak girilir.

Duvar geometrisi oluşturulan kesitte kullanılan zemin çivisinin geometrisine ait bilgiler Şekil 5.2 (b)' de gösterildiği gibi programa girilir. Bu aşamada sadece çivi kademesi sayısı (N), yatay aralık (SH) ve enjeksiyonlanan delik çapı (DD) girilip, çivilere ait diğer verilerin girilmesi en son aşamaya bırakılabilir (bkz. Şekil 5.2 (g)). Çivilere ait diğer bilgilerin en son aşamada girilmesi; farklı eğim / boy / düşey aralığa sahip çivilerin tasarımında başvuru bir yöntemdir.

Soil Reinforcement Program

File Operation Help

Please set the various parameters for /M31.mpl

Soil Parameters Loads Varying Reinforcement

Below Top Searches Search Links/Wire Table Cond Search Nodes/Specified Plane

1/ All Geometry Reinforcement Geometry Reinforcement Strength/Cond

Use "Varying Reinforcement" if LE, AL, SV, D, (or Bond Stress Under "Soil Parameters"), Varies.

N = 7 Number of Reinforcement Levels.

LE = 12 m Reinforcement Length.

AL = 15 Degree Inclination From Horizontal.

SV1 = 0.5 m Vertical Distance to first Level.

SV = 1.5 m Vertical Spacing from second to N level.

SH = 1.5 m Horizontal Spacing.

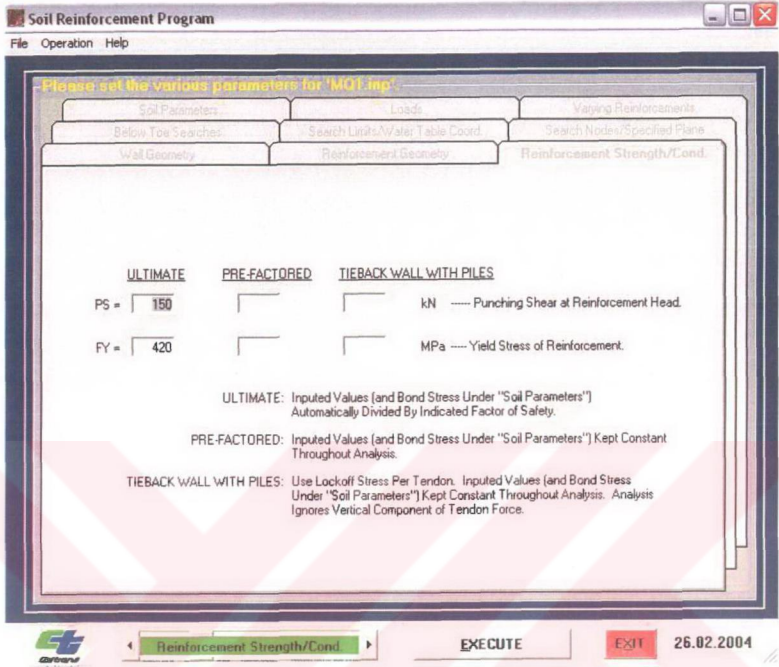
D = 40 mm Diameter of Reinforcement.

DD = 110 mm Diameter of Grouted Hole.

Reinforcement Geometry EXECUTE EXIT 26.02.2004

Şekil 5.2 (b) SNAIL programında Kesit 1 – 1 için donatı geometrisinin oluşturulması

Kullanılan donatının dayanımı “son durum”, “azaltılmış durum” ve “kazıklarla oluşturulmuş ankrajlı duvarlar” için ayrı ayrı tanımlanabilir. Şekil 5.2 (c) ' de de görüldüğü gibi, bu proje kapsamında “son durum” dikkate alınmış olup, çivi kafasındaki zımbalama kuvvetinin 150 kN, kullanılan çivinin akma gerilmesinin de 420 MPa olduğu varsayılmıştır.



Şekil 5.2 (c) SNAIL programında Kesit 1 – 1 için donatı geometrisinin oluşturulması

Duraylılık araştırmasında, duvarın yatayla yapmış olduğu açının 85° olmasından ötürü açılan şevde topuk göçmesi koşulunun geçerli olacağı kabul edilmiştir (Yıldırım, 2002). Bu nedenle “Temel Altı Araştırması” aşamasının yapılmasına gerek yoktur.

Soil Reinforcement Program

File Operation Help

Please set the various parameters for 'MUT.inp'

Wall Geometry Reinforcement Geometry Reinforcement Strength/Cond

Soil Parameters Loads Varying Reinforcements

Below Toe Searches Search Limit/Water Table Coord Search Nodes/Specified Plane

☐ 0 ==> 0 = Disabled. 1 = Below Toe Search Conducted. Enter Data:

1st Slope Angle 1st Slope Length 2nd Slope Angle 2nd Slope Length

☐ 0 Degree ☐ 0 m ☐ 0 Degree ☐ 0 m

☐ 0 m, Vertical Depth of Search Below Toe ☐ 0 Number of Search Points:
Search Depth Divided Into (Max 5)

Note: If below toe searches conducted, only a maximum of 2 soil layers below the toe is permissible

ST Software

Below Toe Searches EXECUTE EXIT 26.02.2004

Şekil 5.2 (d) SNAIL programında Kesit 1 – 1 için göz ardı edilen temel altı araştırması

Şevin üst kısmında göçme yüzeyinin geçmesi istenilen aralık ve yeraltı su seviyesinin durumu Şekil 5.2 (e)' de görüldüğü gibi programa girilir.

Soil Reinforcement Program

File Operation Help

Please set the various parameters for 'MO1.mg'

Wall Geometry	Reinforcement Geometry	Reinforcement Strength/Cond.
Soil Parameters	Loads	Varying Reinforcements
Below Toe Searches	Search Limits/Water Table Coord.	Search Nodes/Specified Plans

===== SEARCH LIMIT =====

1 m --- Begin Search. If LS=0, Search starts at wall crest.

35 m --- End Search. (Horizontal Distance From Wall Toe).

===== WATER TABLE COORDINATES =====

0 ==> 0 = Disabled. 1 = Piezometric. 2 = Phreatic

	1st Point	2nd Point	3rd Point
X-Coord.==>	XW1 = 0 m	XW2 = 0 m	XW3 = 0 m
Y-Coord.==>	YW1 = 0 m	YW2 = 0 m	YW3 = 0 m

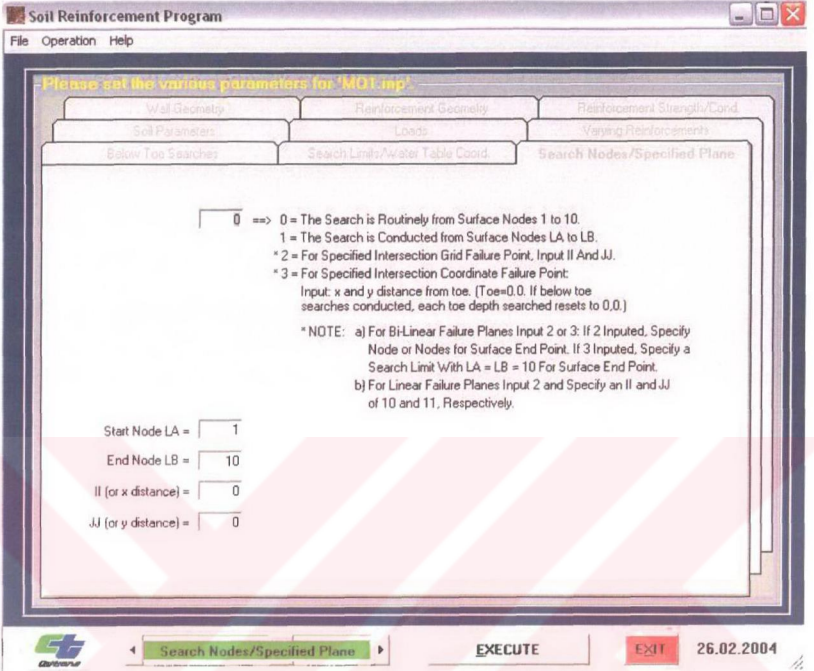
Note: Water Table Coordinates Cannot Be Co-Linear, nor Concave (Center Point Lower Than The End Points).

26.02.2004

EXECUTE EXIT

Şekil 5.2 (e) SNAIL programında Kesit 1 – 1 için belirlenen araştırma sınırları

Önceden belirlenmiş bir kayma düzleminde araştırma yapılması gerekmediği için araştırma düğüm noktaları standart ayarında bırakılmıştır. Burada unutulmaması gereken nokta; her bir düğüm noktası için ayrı ayrı 56 çözüm yapıldığı ancak en az güvenlik sayısını verenlerin hesap sonunda gösterildiğidir.



Şekil 5.2 (f) SNAIL programında Kesit 1 – 1 için belirlenen araştırma düğüm noktaları

Program, 7 farklı zemin katmanı için parametre saptanmasına izin vermektedir. İncelenen projede zeminin tek katmandan oluştuğu gözönüne alınmıştır. Ayrıca zemin çivisi – zemin arasında birim alanda taşınabilecek yükün 100 kPa olacağı kabul edilmiştir.

Soil Reinforcement Program

File Operation Help

Please set the various parameters for 'MQ1.inp'.

Below Top Searches Search Link/Node/Node Table Coord Search Nodes/Specified Plane
 Wall Geometry Reinforcement Geometry Reinforcement Strength/Coord
 Soil Parameters Loads Varying Reinforcements

NS = Number of Soil Layers.
 (1=Top layer to 7=Bottom layer. Layers must not intersect within limits of search)

LAYER	Unit Weight kN/m ³	Friction Angle Deg	Cohes. kPa	Bond Stress kPa	XS* m	YS* m	XE* m	YE* m
1	19	25	15	100				
2								
3								
4								
5								
6								
7								

* NOTE: XS, YS, XE, YE coordinate origin (0.0) is at toe of wall.

26.02.2004

Şekil 5.2 (g) SNAIL programında Kesit 1 – 1 için saptanan zemin parametreleri

Kazı yapılan arazide, çevredeki trafik yükü de gözönüne alınarak sürüş yükünün 10 kPa alınması uygun görülmüştür. Şekil 5.2 (h)* de statik durum gözönüne alınarak yapılan hesap görülmektedir. Deprem durumunun gözönüne alındığı hesaplarda k_h değeri 0,2 (a/g) alınmıştır.

Soil Reinforcement Program

File Operation Help

Please set the various parameters for 'MDT.inp'

Below Toe Searches Search Limits/Water Table Coord. Search Nodes/Specified Plane

Wall Geometry Reinforcement Geometry Reinforcement Strength/Cond.

Soil Parameters Loads Varying Reinforcements

===== SURCHARGE LOADS =====

First	Second	
1	0	m --- Begin Surcharge: Distance From Toe.
35	0	m --- End Surcharge: Distance From Toe.
10	0	kPa/m --- Loading at Begin Surcharge.
10	0	kPa/m --- Loading at End Surcharge.

===== EARTHQUAKE LOADS =====

0	kh --- Horizontal Earthquake Coefficient.
0	pkh --- Vertical Earthquake Coefficient (Percent of Horizontal).

===== EXTERNAL WALL LOAD =====

0	kN/m width: Force on Wall (Affects Front Wedge Only) ==> (+): (-) <==
0	Degrees From Horizontal: Positive = Counterclockwise.

LOADS EXECUTE EXIT 26.02.2004

Şekil 5.2 (h) SNAIL programında Kesit 1 – 1 için yüklerin girilmesi

Çivilere ait farklı uzunluk, eğim, boyut, düşey aralık, çap ve birim alanda taşınacak gerilmeler olması durumunda Şekil 5.2 (j)' de Kesit 3 – 3 için girilen verilere benzer şekilde sistem oluşturulabilir. Çivilerin tanımlanması sırasında adezyon çarpanının zemin parametrelerinden bağımsız olduğu unutulmamalıdır. Program BSF (adezyon faktörü) için standart olarak "1" değerini kullanmaktadır. Bu projede de her kademe çivi için adezyon aynı olduğundan BSF = 1 alınmasında bir sakınca bulunmamaktadır.

Yukarıda ayrıntılı olarak anlatılan şev duraylılık analizleri her üç kesit için hem statik hem de dinamik (deprem durumu) koşullar göz önüne alınarak yapılmış olup, elde edilen minimum güvenlik sayıları aşağıdaki Çizelge 5.2' de; tip kesitlerinin ayrıntıları da Şekil 5.3' te gösterilmektedir. Hesap çıktılarının ayrıntısı eklelerde bulunmaktadır.

Soil Reinforcement Program

File Operation Help

Please set the various parameters for 'MQ3.asp'

Below Toe Searches Search Links/Water Table Coord Search Nodes/Spaced Plane

Wall Geometry Reinforcement Geometry Reinforcement Strength/Cond

Soil Parameters Loads Varying Reinforcements

1 ==> 0 = Disabled, 1 = Used. Enter Data: **Sheet 1**

Reinf. Length m	Reinf. Inclination Degree	Vert. Spacing m	Bar Diameter mm	Bond Stress Factor*
LE (01) = 8	AL(01) = 15	SV (01) = 0.5	D(01) = 32	SIG(01) = 1
LE (02) = 8	AL(02) = 15	SV (02) = 1.5	D(02) = 32	SIG(02) = 1
LE (03) = 6	AL(03) = 15	SV (03) = 1.5	D(03) = 32	SIG(03) = 1
LE (04) = 6	AL(04) = 15	SV (04) = 1.5	D(04) = 32	SIG(04) = 1
LE (05) = 4	AL(05) = 15	SV (05) = 1.5	D(05) = 32	SIG(05) = 1
LE (06) = 0	AL(06) = 0	SV (06) = 0	D(06) = 0	SIG(06) = 0
LE (07) = 0	AL(07) = 0	SV (07) = 0	D(07) = 0	SIG(07) = 0
LE (08) = 0	AL(08) = 0	SV (08) = 0	D(08) = 0	SIG(08) = 0
LE (09) = 0	AL(09) = 0	SV (09) = 0	D(09) = 0	SIG(09) = 0
LE (10) = 0	AL(10) = 0	SV (10) = 0	D(10) = 0	SIG(10) = 0
LE (11) = 0	AL(11) = 0	SV (11) = 0	D(11) = 0	SIG(11) = 0
LE (12) = 0	AL(12) = 0	SV (12) = 0	D(12) = 0	SIG(12) = 0

Click Box for Levels 13 - 30

* NOTE: The Bond Stress Factor (BSF) is a multiplier of Bond applied throughout a bar, regardless of soil parameters. [Default = 1.00]

26.02.2004

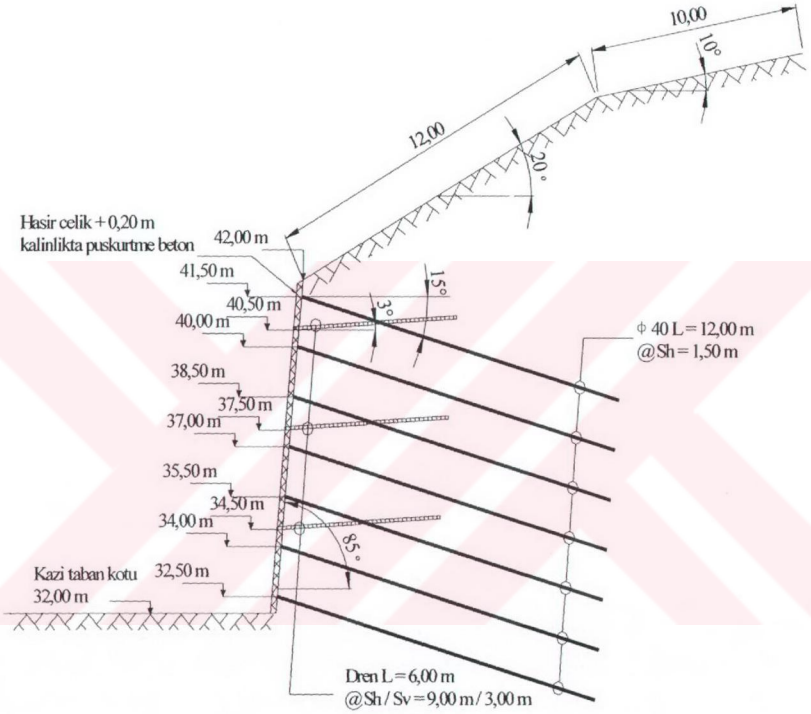
EXECUTE EXIT

Şekil 5.2 (i) SNAIL programında Kesit 3 – 3 için farklı geometriye sahip çivilerin tanımlanması

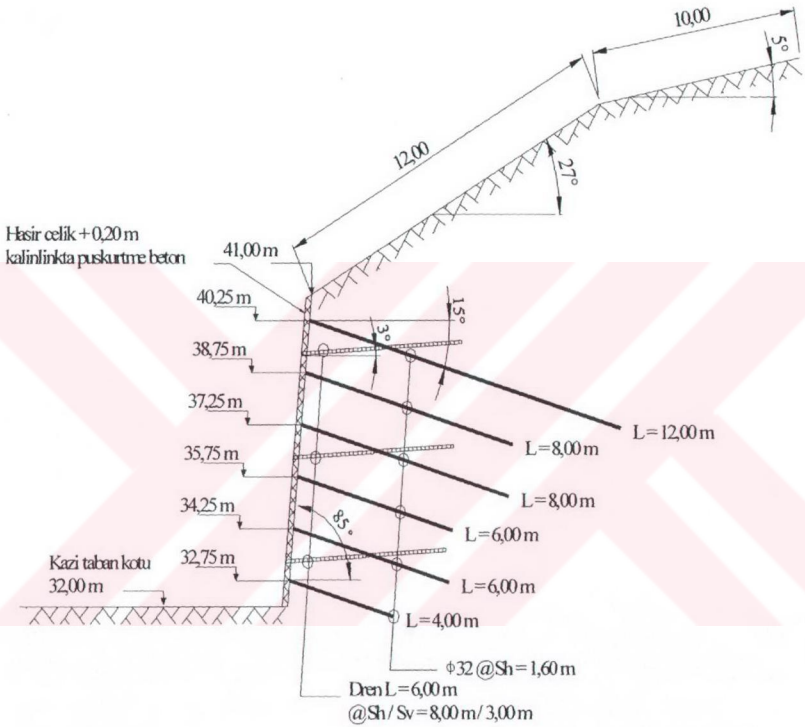
Çizelge 5.2 Şev duraylılığı hesap sonuçlarının özeti

Sistem kesiti yükseklği	Statik durum Deprem (a=0,2g) durumu	Güvenlik sayısı (F)	Hesap dosyası adı*
1. Bölge H = 10 m (Kesit 1 – 1)	Statik durum Deprem durumu	1,47 1,07	MS1 MQ1
2. Bölge H = 9 m (Kesit 2 – 2)	Statik durum Deprem durumu	1,52 1,14	MS2 MQ2
3. Bölge H = 7 m (Kesit 3 – 3)	Statik durum Deprem durumu	1,71 1,25	MS3 MQ3

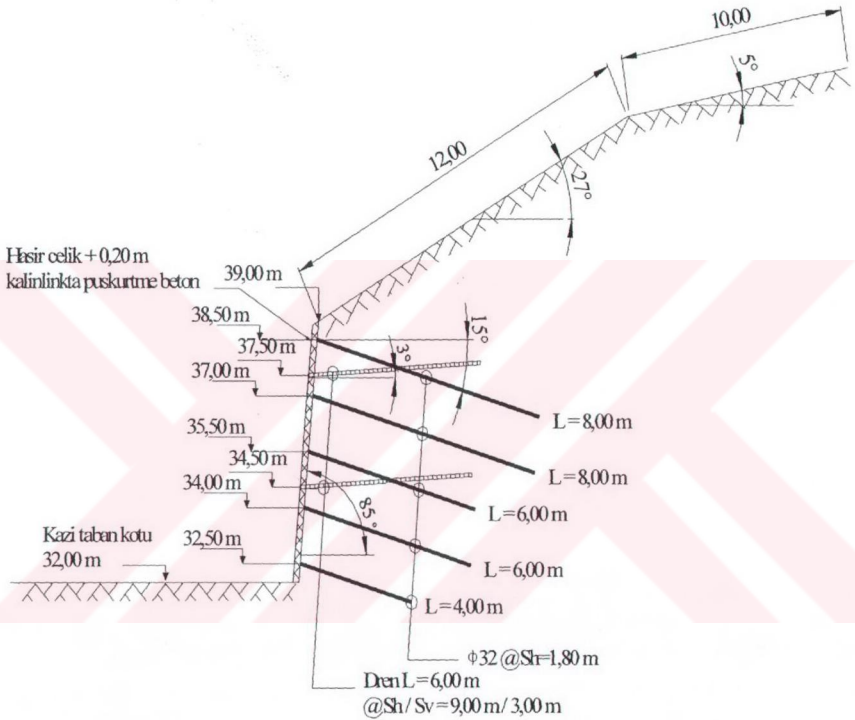
* bkz. SNAIL çözümlerinin bulunduğu ekler



Şekil 5.3 (a) Kesit 1 - 1 (MS1 ve MQ1 no'lu SNAİL hesap dosyaları için)



Şekil 5.3 (b) Kesit 2 – 2 (MS2 ve MQ2 no’lu SNAIL hesap dosyaları için)



Şekil 5.3 (c) Kesit 3 – 3 (MS3 ve MQ3 no’lu SNAİL hesap dosyaları için)

5.1.4 Yapım Aşamaları

Sahadaki yapım aşamaları aşağıda sıralanmaktadır :

- Saha her türlü engel ve molozdan arındırılmıştır.
- Eğim ölçer boruları yerleştirilecek ve sıfır okuması alınmıştır.
- Yatay/düşey = $\sim 1/10$ eğimli şev kazısı yapılacak ve yüzeyi düzeltilmiştir.
- Gerekmesi durumunda dökülmeyi önlemek için birinci kat çelik hasır konulmuş ve ön püskürtme betonu yapılmıştır
- Ankraj delgileri tasarımda gösterilen aralık, boy ve açılarda yapılmıştır. Aynı gün içerisinde tasarımına uygun olarak kalıcı türde zemin çivisi deliğin merkezine yerleştirilmiştir..
- Aynı gün içerisinde ön enjeksiyon aşağıdan yukarı doğru yapılmıştır.
- Ertesi gün ikinci enjeksiyon yapılmıştır.
- İkinci kat çelik hasır yerleştirilmiştir.
- Zemin çivisi plakası takılacak, somunun boşluğu alınarak sıkıştırılmıştır.
- Son kat püskürtme beton yapılmıştır.
- Yukarıdaki 3. maddeden bu maddeye kadar olan aşamalar istenilen kota ulaşılan dek her basamakta yinelenmiştir.
- Tasarım paftalarında gösterilen drenaj delikleri $\Phi 100$ mm çapta delinerek, tasarımı gösterilen çapta delikli drenaj boruları yerleştirilmiştir.
- Sistemin çalışması eğim ölçer ve diğer gözlem aygıtlarıyla denetlenmiştir.

5.1.5 Kullanılan Malzeme

Sahada kullanılan malzemeler aşağıda sıralanmıştır :

- Hasır çelik olarak Q221/221 iki kat olarak kullanılmış, bindirmeler her yönde iki göz olacak şekilde bırakılmıştır.
- Püskürtme beton olarak 400 doz çimentolu püskürtmeye uygun kuru karışım beton kullanılmıştır. İri agrega çapı 20 mm ' den fazla değildir. Katkı malzemesi olarak toz sigunit kullanılmıştır. Tekniği gereği su, beton ile hortumun ucunda birleştirilmiştir. Su oranı geri tepkiyi ve dökülmeyi en aza indirecek şekilde operatör tarafından ayarlanmıştır. Betonun 28 günlük dayanımının 200 kg/cm^2 olması gerekmektedir.
- Zemin çivisi olarak $\Phi 32$ ve $\Phi 40$ mm, nervürlü, St IIIa türü inşaat demiri kullanılmıştır.
- Ön tarafta somun takılacak kaynaklı saplama, demire dişli olarak açılmıştır (Plaka ve somun en az St 37 kalitesindedir).
- Enjeksiyon boruları uygun çapta ve 20 atm basınca dayanıklıdır.

Çizelge 5.3 Hasır çeliğe ait özellikler

Hasırın		Hasır Çubuklarının						Kesit Alanı		Ağırlık	
Boy x Eni [m] x [m]	Tipi	Aralığı		Çapı		Çıkıntısı					
		Boy	En	Boy	En	Boy	En	Boy	En	m²	Hasır
		[mm]						[cm²/m]		[kg]	
5,00 x 2,15	Q221/221	150	150	6,5	6,5	100/100	25/175	2,21	1,88	3,97	41,93

Çizelge 5.4 Çelik plaka ve somun için güvenlik gerilmeleri

Yapı çeliği	Akma sınırı σ_a		Çekme güvenlik gerilmesi σ_{em}		Kayma güvenlik gerilmesi τ_{em}	
	[kgf/cm ²]	[N/mm ²]	[kgf/cm ²]	[N/mm ²]	[kgf/cm ²]	[N/mm ²]
St 37	2400	235	1440	141	831	82

5.1.6 Çekme Deneyleri

Tasarım kapsamında birinci basamağın üretimi sırasında çivi çekme deneyleri yapılmıştır. Deney çivileri 3, 5, ve 8 m olmak üzere üç ayrı boydadır. 1. (sert kilde) ve 3. (kayada) bölgede ayrı ayrı olmak üzere toplam 7 adet deney gerçekleştirilmiştir. Kullanılan basınç ölçerde sorun yaşanması üzerine 1 no'lu deney yarıda kesilmiş ve bir sonraki deneye geçilmiştir. Böylelikle yapılan 7 adet deneyin ancak 6 tanesinden sağlıklı sonuçlar elde edilmiştir.

Maksimum çekme yükü (donatının kopma yükü – DKY) değeri ;

- 1. bölgede $\Phi 40$ donatı için : $0,420[\text{kN}_{\text{mm}^2}] \times 1257[\text{mm}^2] = 530 \text{ kN}$
- 2. ve 3. bölgelerde $\Phi 32$ donatı için : $0,420[\text{kN}_{\text{mm}^2}] \times 804[\text{mm}^2] = 330 \text{ kN}$ dur.

Yükleme aşamaları ve bekleme süreleri Çizelge 5.5' te görülmektedir. Yer değiştirmeye 1/100 mm incelikte ve yükten etkilenmeyecek şekilde mesnetlenmiş, minimum 50 mm uzama aralıklı iki adet kadranlı ölçer ile ölçülmüştür. Yüklemeye aşamalarında yer değiştirmelerin 0,25 mm/saat ' ten daha az olduğu durumlarda bekleme süresi dolmadan bir üst basamağa

geçilmiştir. Yükleme 80 ton' luk hidrolik krik o yardımıyla yapılmıştır. Bu deneyler hakkında özet bilgi Çizelge 5.6' da görölmektedir.

Çizelge 5.5 Çekme deneyi aşamaları

Yük kademesi	Minimum bekleme süresi
% 25 DKY	10 dakika
% 50 DKY	30 dakika
% 65 DKY	30 dakika
% 80 DKY	30 dakika
% 100 DKY	60 dakika
% 80 DKY	10 dakika
% 50 DKY	10 dakika
% 25 DKY	10 dakika
% 0 DKY	10 dakika

5.1.6.1 Deney No: 2

Killi olarak öngörölen 1. Bölge' de yapılan bu deneyin yeri kaya zemine rastgelmiştir. Deney zemin çivisi merkezinde yer alan Φ 40 donatı için maksimum yük olan 530 kN aşamasında 0,72 mm krip meydana gelmiştir. Çizelge 5.6' da da göröleceğı gibi SNAİL programından elde edilen minimum genel güvenlik sayısı (FS), bu deney sonucunda elde edilenden (ÇFS) küçük olduğı için deneyin sonuçları uygundur. Maksimum yer değıştirmenin 11 mm' ye ulaşmış olmasına karşın göçme gerçekleşmemiştir. Son aşamada meydana gelen 0,72 mm kripin donatı akmasından kaynaklanması da olasıdır. Statik koşullarda sıyrılmaya karşı güvenlik sayısının 6,89 elde edilmesi nedeniyle sistemde tasarım bakımından sorun yoktur.

5.1.6.2 Deney No: 3

Deney, kaya olarak öngörölen 3. Bölge' de yapılmıştır. Zemin çivisi merkezinde yer alan Φ 32 donatı için maksimum yük olan 330 kN aşamasında, 60 dakika bekleme periyodunda 0,04 mm krip meydana gelmiştir. Çizelge 5.6' da da göröleceğı gibi SNAİL programından elde edilen minimum genel güvenlik sayısı (FS), bu deney sonucunda elde edilenden (ÇFS) küçük olduğı için deneyin sonuçları uygundur. Maksimum yer değıştirmenin 8,8 mm' ye ulaşmış olmasına karşın göçme gerçekleşmemiştir. Statik koşullarda sıyrılmaya karşı güvenlik sayısının 5,44 elde edilmesi nedeniyle sistemde tasarım bakımından sorun yoktur.

5.1.6.3 Deney No: 4

Deney, kaya olarak öngörülen 3. Bölge' de yapılmıştır. Zemin çivisi merkezinde yer alan Φ 32 donatı için maksimum yük olan 330 kN aşamasında, 60 dakika bekleme periyodunda 0,06 mm krip meydana gelmiştir. Çizelge 5.6' da da görüleceği gibi SNAIL programından elde edilen minimum genel güvenlik sayısı (FS), bu deney sonucunda elde edilenden (ÇFS) küçük olduğu için deneyin sonuçları uygundur. Maksimum yer değiştirmenin 10 mm' ye ulaşmış olmasına karşın göçme gerçekleşmemiştir. Statik koşullarda sıyrılmaya karşı güvenlik sayısının 3,27 elde edilmesi nedeniyle sistemde tasarım bakımından sorun yoktur.

5.1.6.4 Deney No: 5

Killi olarak öngörülen 1. Bölge' de yapılan bu deneyin yeri kaya zemine rastgelmiştir. Zemin çivisi merkezinde yer alan Φ 40 donatı için maksimum yük olan 530 kN aşamasına ulaşılammadan 345 – 400 kN aralığında göçme meydana gelmiştir. Ölçülen son yük aşamasında krip 0,01 mm' dir. Çizelge 5.6' da da görüleceği gibi SNAIL programından elde edilen minimum genel güvenlik sayısı (FS), bu deney sonucunda elde edilenden (ÇFS) küçük olduğu için deneyin sonuçları uygundur. Maksimum yer değiştirmenin 10,2 mm' ye ulaşmış olmasına karşın statik koşullarda sıyrılmaya karşı güvenlik sayısının 2,69 elde edilmesi nedeniyle sistemde tasarım bakımından sorun yoktur.

5.1.6.5 Deney No: 6

Deney, killi olarak öngörülen 1. Bölge' de yapılmıştır. Zemin çivisi merkezinde yer alan Φ 40 donatı için maksimum yük olan 530 kN aşamasına ulaşılammadan 265 – 300 kN aralığında göçme meydana gelmiştir. Ölçülen son yük aşaması olan 265 kN' da krip 30 dakikada 0,12 mm' dir. 265 kN aşamasında maksimum yer değiştirme 6,1 mm olarak ölçülmüştür. Göçme aslında bir sonraki aşama olan 345 kN'a ulaşılmaya çalışılırken gerçekleşmiş ancak grafikteki aralığın geniş olması nedeniyle tam mertebesi ölçülememiştir. 265 kN' un “son değer” olarak kabul edilmesi halinde elde edilen güvenlik sayısı 1,29' dur. Bu nedenle No: 6 ile aynı zemin şartlarında 7. bir deneyin yapılması ve yükleme aşamalarının da %10' luk adımlar şeklinde artırılması kararlaştırılmıştır.

5.1.6.6 Deney No: 7

Deney, killi olarak öngörülen 1. Bölge' de yapılmıştır. Zemin çivisi merkezinde yer alan Φ 40

donatı için maksimum yük olan 530 kN aşamasına ulaşılmadan 212 – 240 kN aralığında göçme meydana gelmiştir. Ölçülen son yük aşaması olan 212 kN' da kriş 30 dakikada 0,08 mm' dir. 212 kN aşamasında maksimum yer değıştirme 6,7 mm olarak ölçülmüştür. 212 kN' un “son değeri” olarak kabul edilmesi halinde sıyırılmaya karşı elde edilen güvenlik sayısı 1,65' tir.

Çizelge 5.6 (a) Çekme deneyleri özeti

Deney No	Bölge	Zemin türü	L [m]	d _s [mm]	A [mm ²]	Q' [kN]	S [kPa]	Durum	FS	R [kPa]	ÇFS
2	1	Kaya	3	120	1,131	530	469	Statik	1,47	68	6,89
								Deprem	1,07	93	5,01
3	3	Kaya	3	110	1,037	330	318	Statik	1,71	58	5,44
								Deprem	1,25	80	3,98
4	3	Kaya	5	110	1,728	330	191	Statik	1,71	58	3,27
								Deprem	1,25	80	2,39
5	1	Kaya	5	120	1,885	345	183	Statik	1,47	68	2,69
								Deprem	1,07	93	1,96
6	1	Kil	8	120	3,016	265	88	Statik	1,47	68	1,29
								Deprem	1,07	93	0,94
7	1	Kil	5	120	1,885	212	112	Statik	1,47	68	1,65
								Deprem	1,07	93	1,20

- L : Deney zemin çivisi boyu
- d_s : Deney delgi çapı
- A : Zemin çivisinin çevre alanı ($d_s \times \pi \times L$)
- Q : Zemin çivisinin dayandığı maksimum çekme yükü
- Q' : Deneyde uygulanan maksimum çekme yükü
- S : Deney sonucunda elde edilen son dayanım $\left(\frac{Q'}{A}\right)$
- FS : SNAİL ile yapılan hesaplarda elde edilen minimum genel güvenlik sayısı
- R : SNAİL ile yapılan hesaplarda öngörülen zemin – zemin çivisi adezyonunun FS' ye oranı $\left(= \frac{100 \text{ kPa}}{FS}\right)$
- ÇFS : Çekmeye karşı güvenlik sayısı $\left(\frac{S}{R}\right)$

Arazide alınan okumalar ve sonucunda hazırlanan yük – zaman, yer değıştirme – zaman ve yer değıştirme – yük eğrilerine ait değeri ve kriş eğrileri Şekil 5.4, Şekil 5.5, Şekil 5.6 ve Şekil 5.7' de görülmektedir.

Ayrıca çivilerin sıyrılmaya karşı dirençleri aşağıdaki eşitlikler kullanılarak incelenmiş ve kaya ortamı için Eşitlik (5.1a)' dan, zemin ortamı içinde Eşitlik (5.1b)' den yararlanılmıştır.

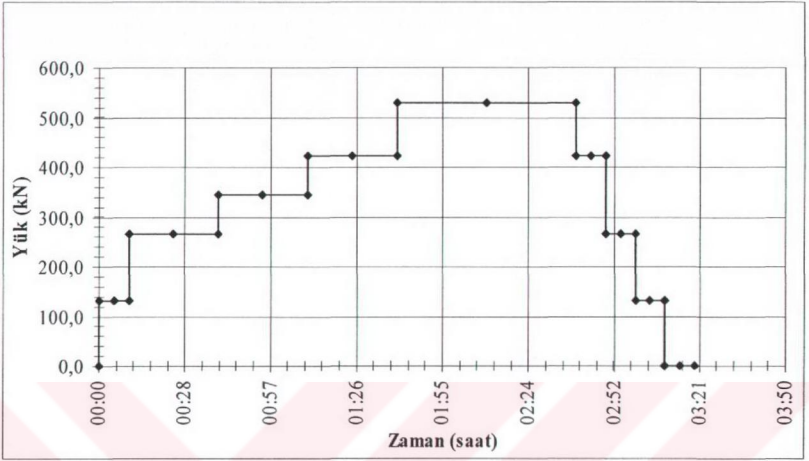
$$P_U [\text{kN}] = \pi \times (d_s [\text{m}]) \times (L [\text{m}]) \times (\delta [\text{kN}/\text{m}^2]) \quad (5.1a)$$

$$P_U [\text{kN}] = \pi \times (d_s [\text{m}]) \times (L [\text{m}]) \times (c [\text{kN}/\text{m}^2]) \quad (5.1b)$$

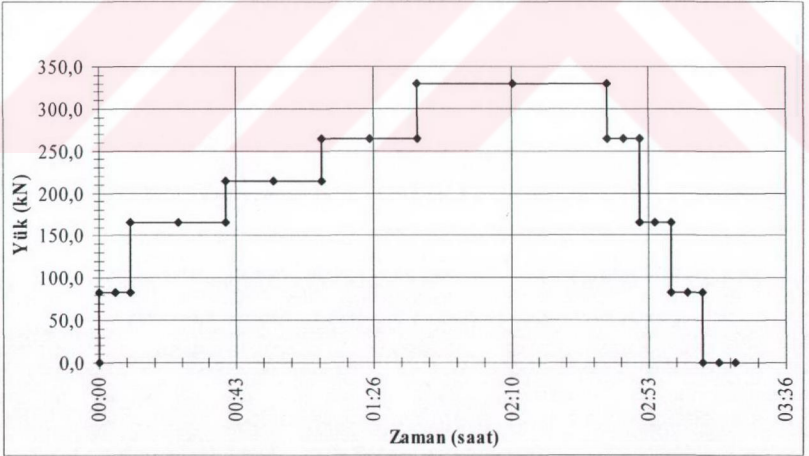
Burada P_U çivinin son sıyrılmaya yükünü, δ da zemin – zemin çivisi kenetlenme gerilmesini simgelemektedir. Q' değeri Çizelge 5.6 (a)' da görülen, arazi deneylerinden elde edilen deney yüküdür. SFS değeri (Q' / P_U) olup, sıyrılmaya karşı güvenlik sayısını vermektedir.

Çizelge 5.6 (b) Çivilerin sıyrılmaya karşı dirençleri

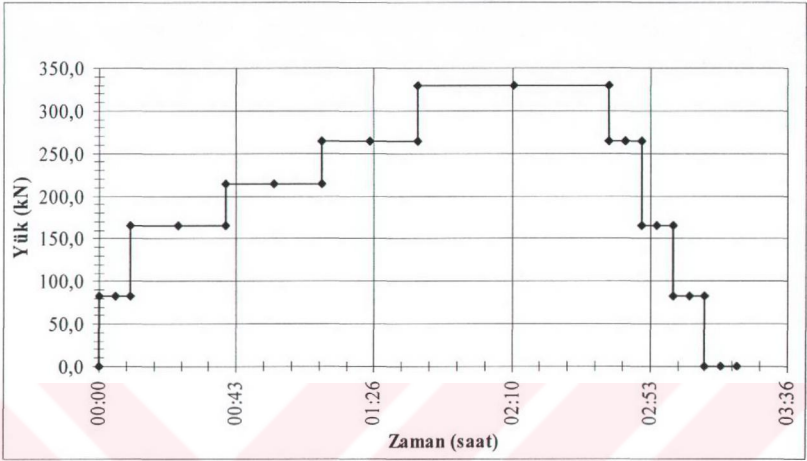
Deney No	Deney Ortamı	d_s [m]	L [m]	δ [kN/m^2]	c [kN/m^2]	P_U [kN]	Q' [kN]	SFS
2	Kaya	0,120	3	100	-	113	530	4,69
3	Kaya	0,110	3	100	-	103	330	3,20
4	Kaya	0,110	5	100	-	172	330	1,91
5	Kaya	0,120	5	100	-	188	345	1,83
6	Kil	0,120	8	-	25	75	265	3,53
7	Kil	0,120	5	-	25	47	212	4,51



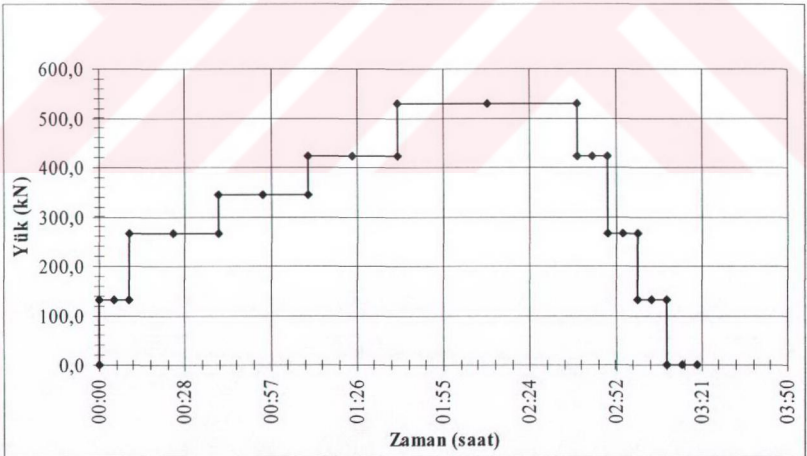
Şekil 5.4 (a) 2 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi



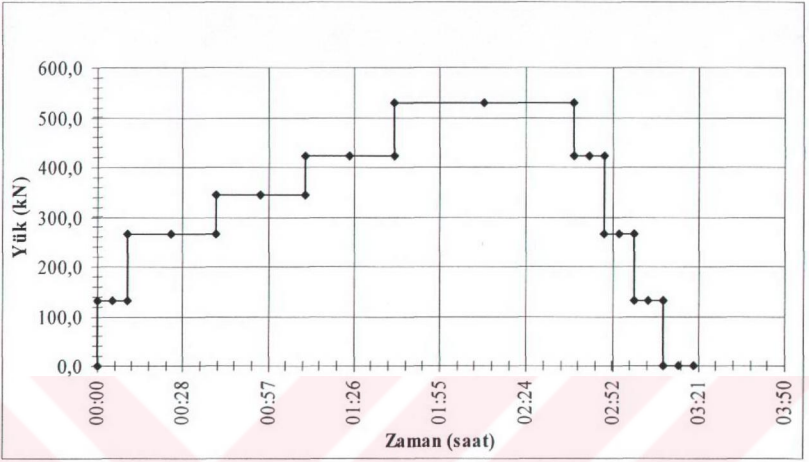
Şekil 5.4 (b) 3 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi



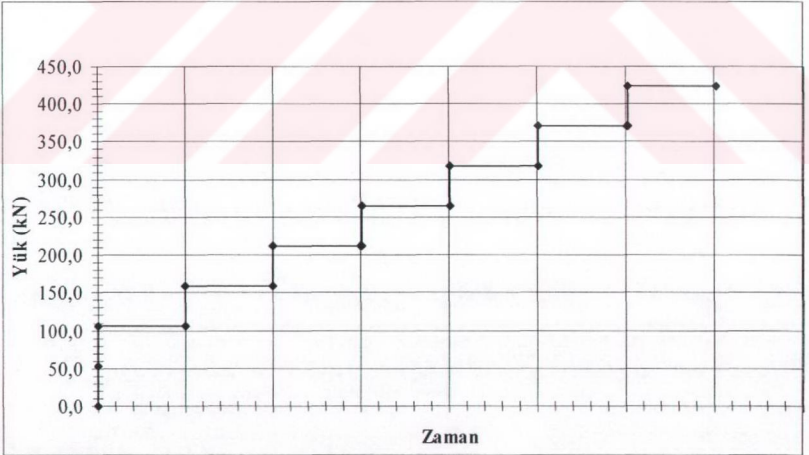
Şekil 5.4 (c) 4 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi



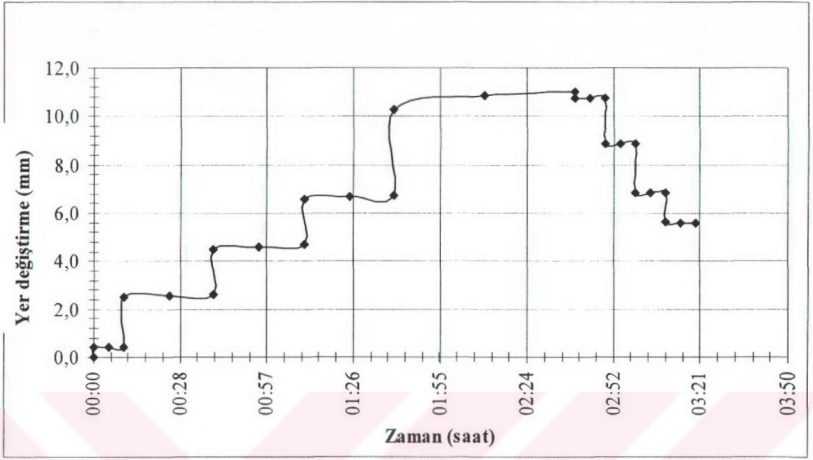
Şekil 5.4 (d) 5 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi



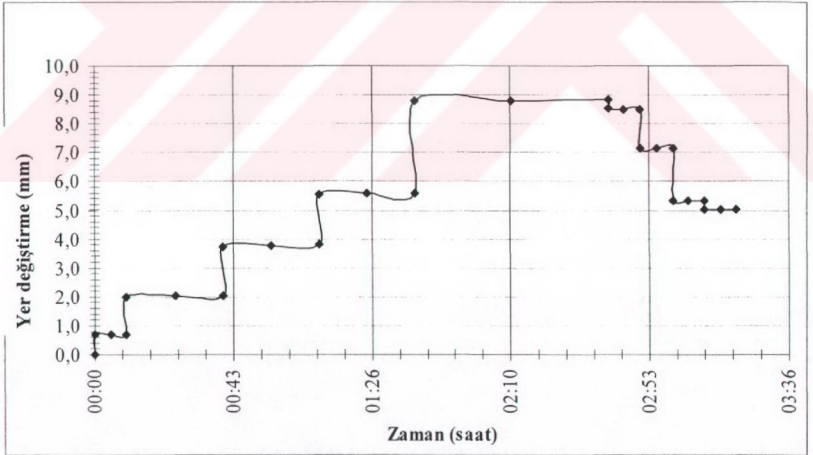
Şekil 5.4 (e) 6 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi



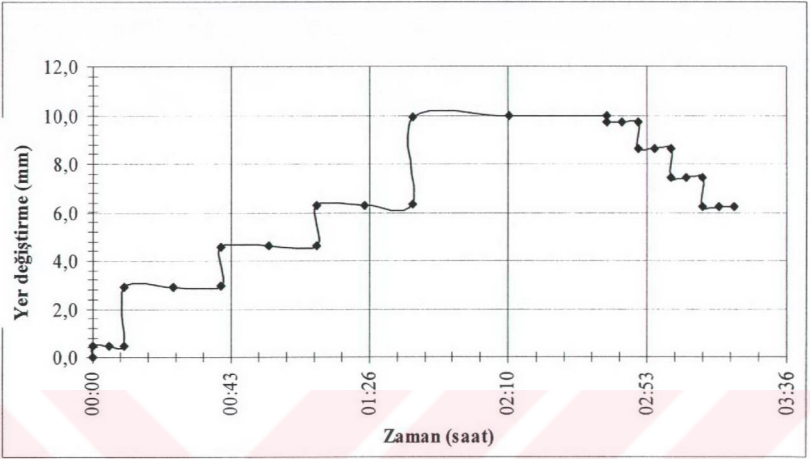
Şekil 5.4 (f) 7 no' lu çekme deneyi yük – zaman eğrisi



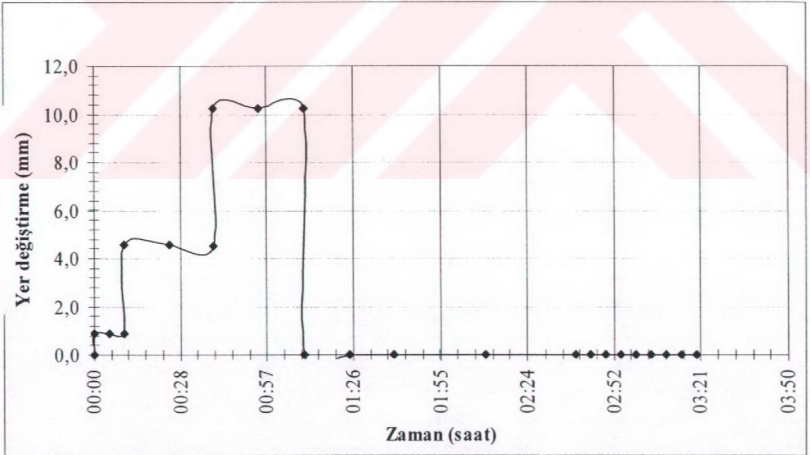
Şekil 5.5 (a) 2 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi



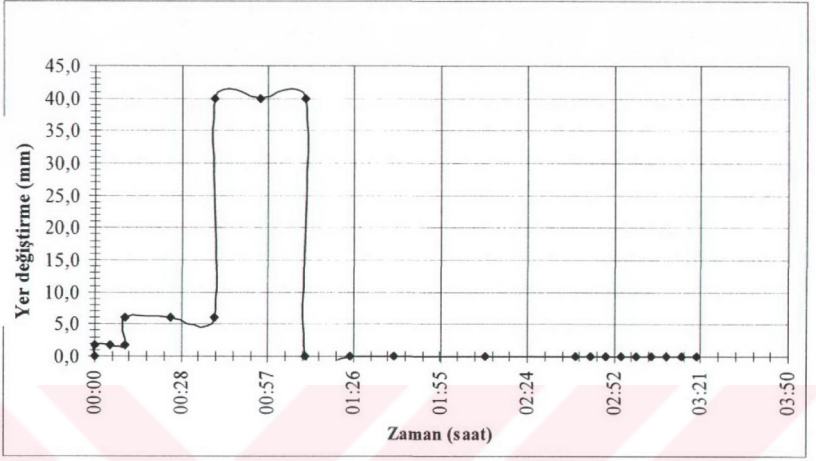
Şekil 5.5 (b) 3 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi



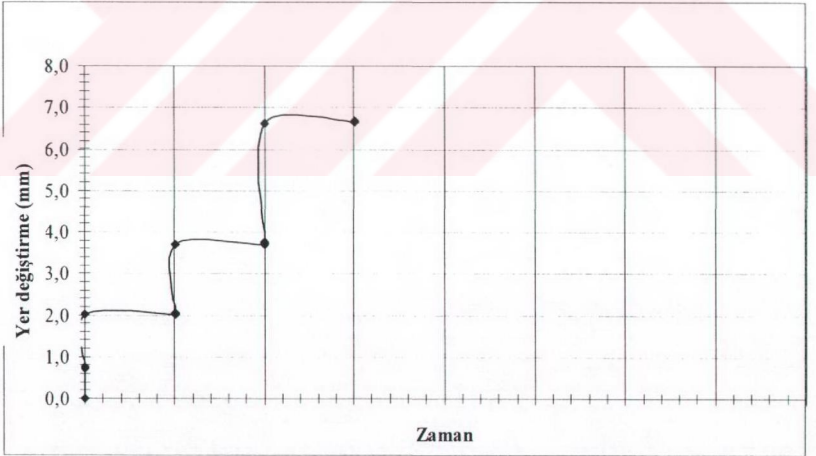
şekil 5.5 (c) 4 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi



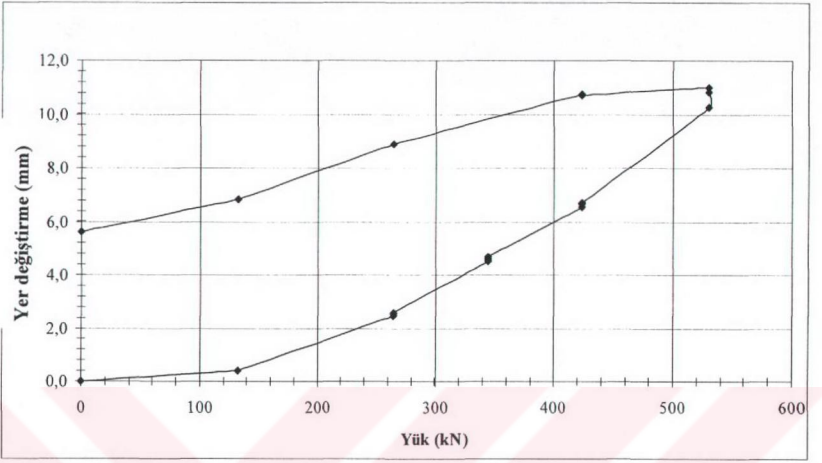
şekil 5.5 (d) 5 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi



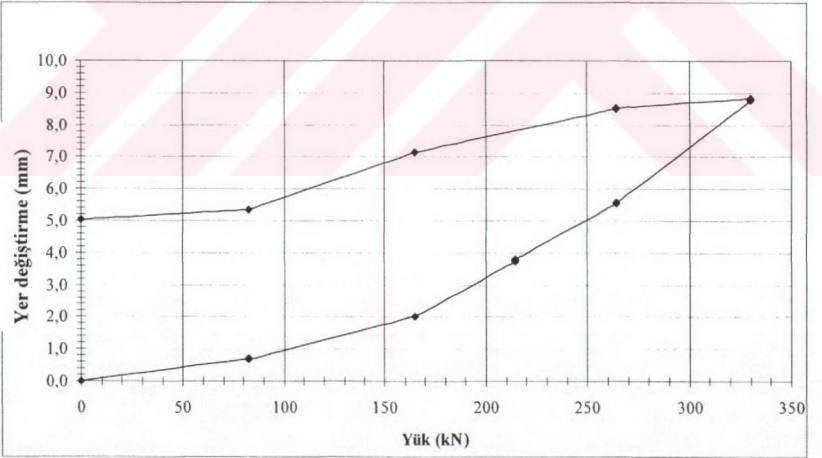
şekil 5.5 (e) 6 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi



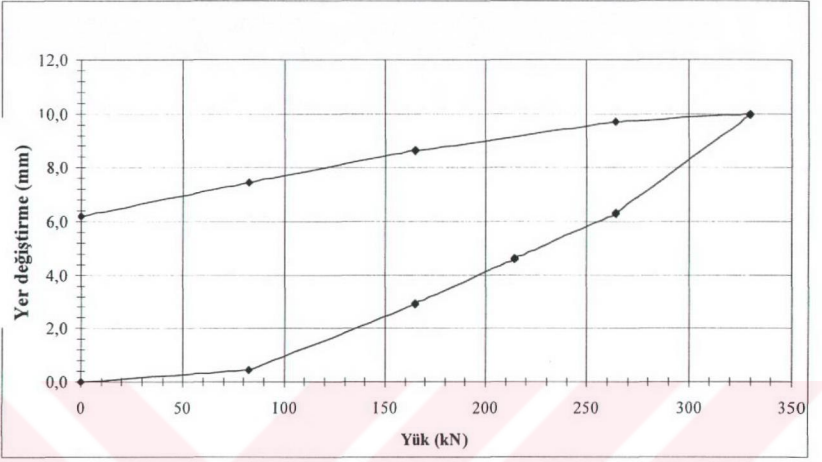
şekil 5.5 (f) 7 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – zaman eğrisi



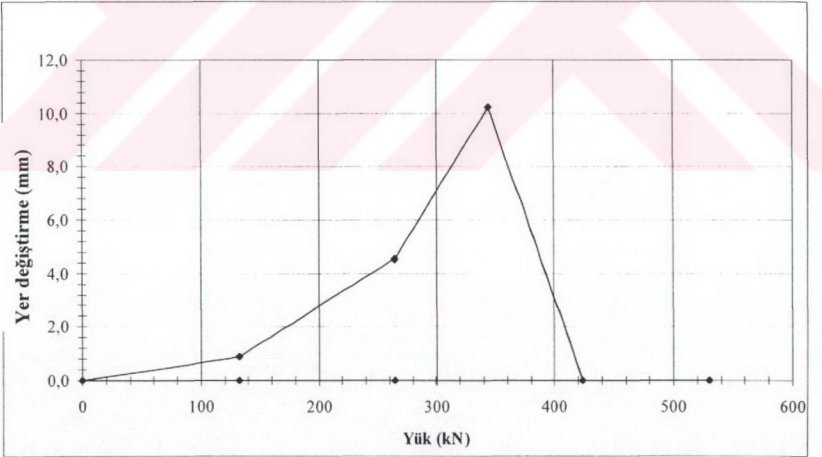
Şekil 5.6 (a) 2 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi



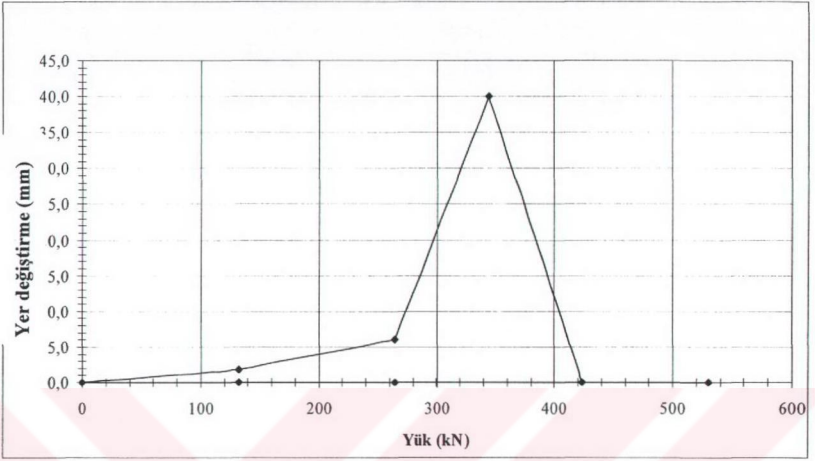
Şekil 5.6 (b) 3 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi



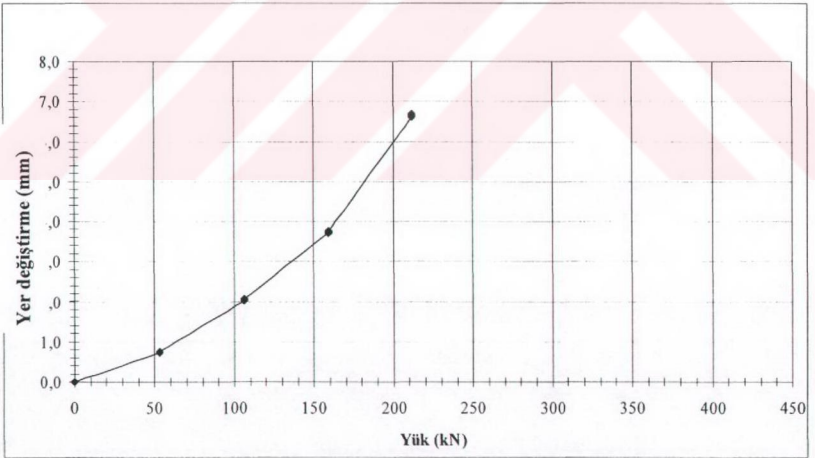
şekil 5.6 (c) 4 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi



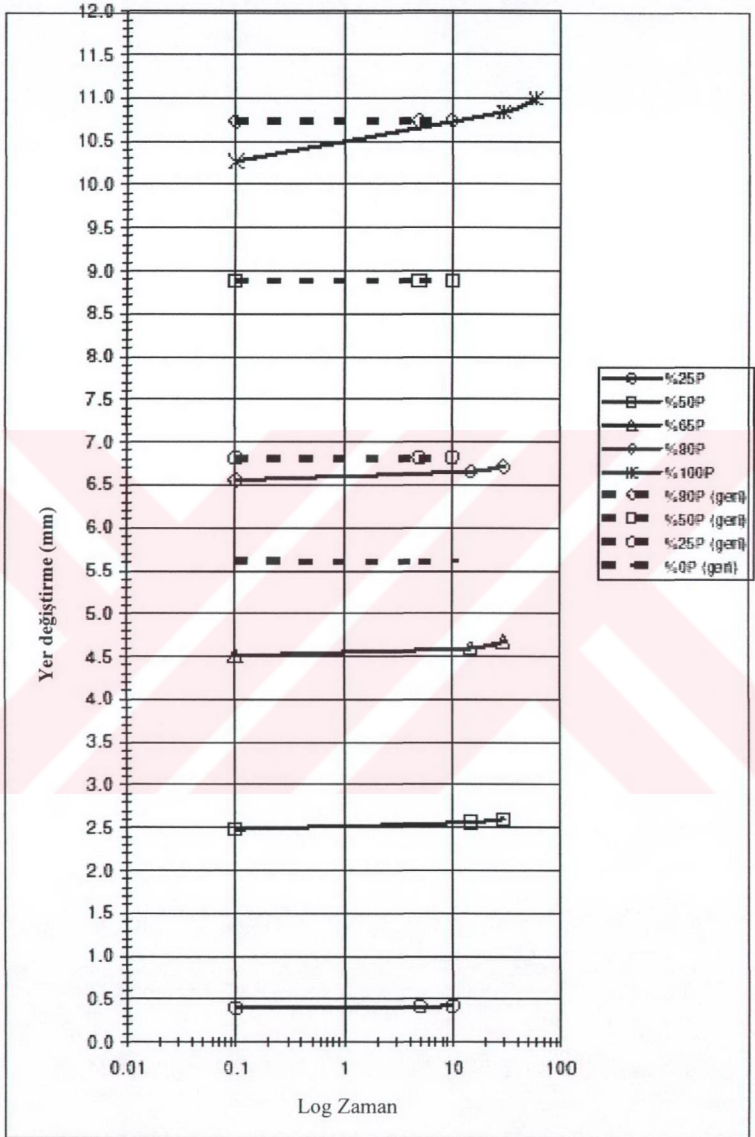
şekil 5.6 (d) 5 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi



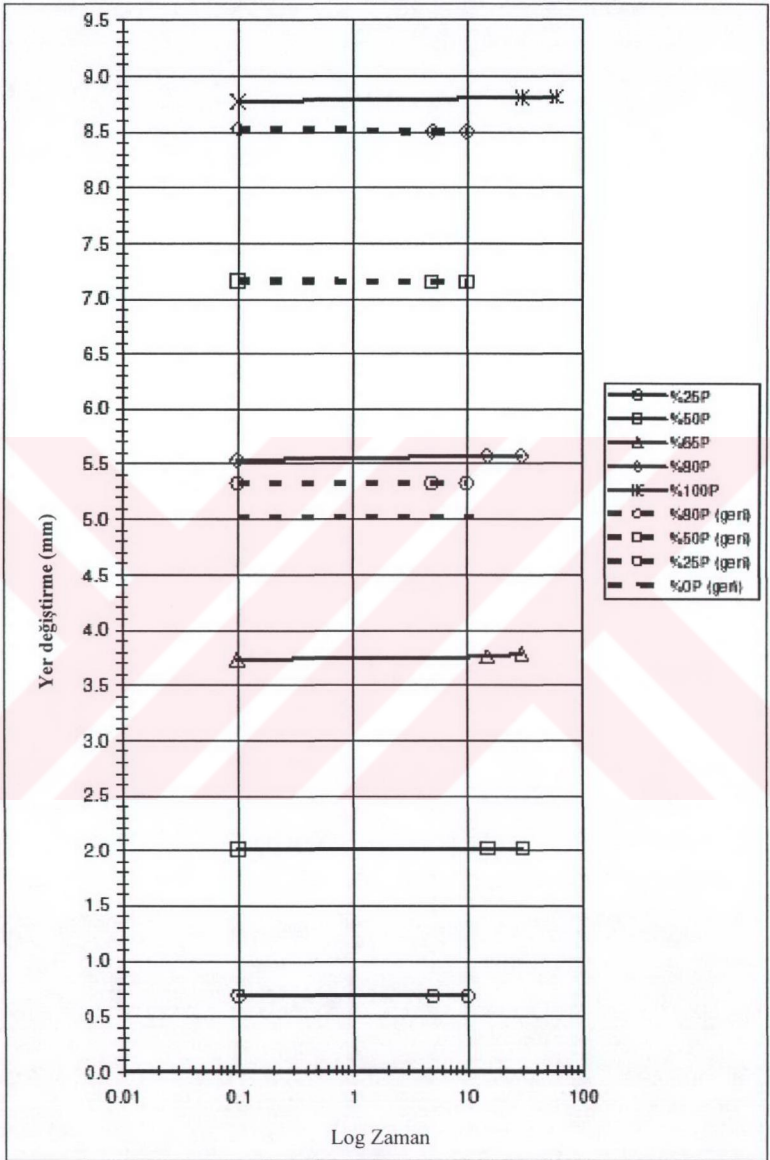
şekil 5.6 (e) 6 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi



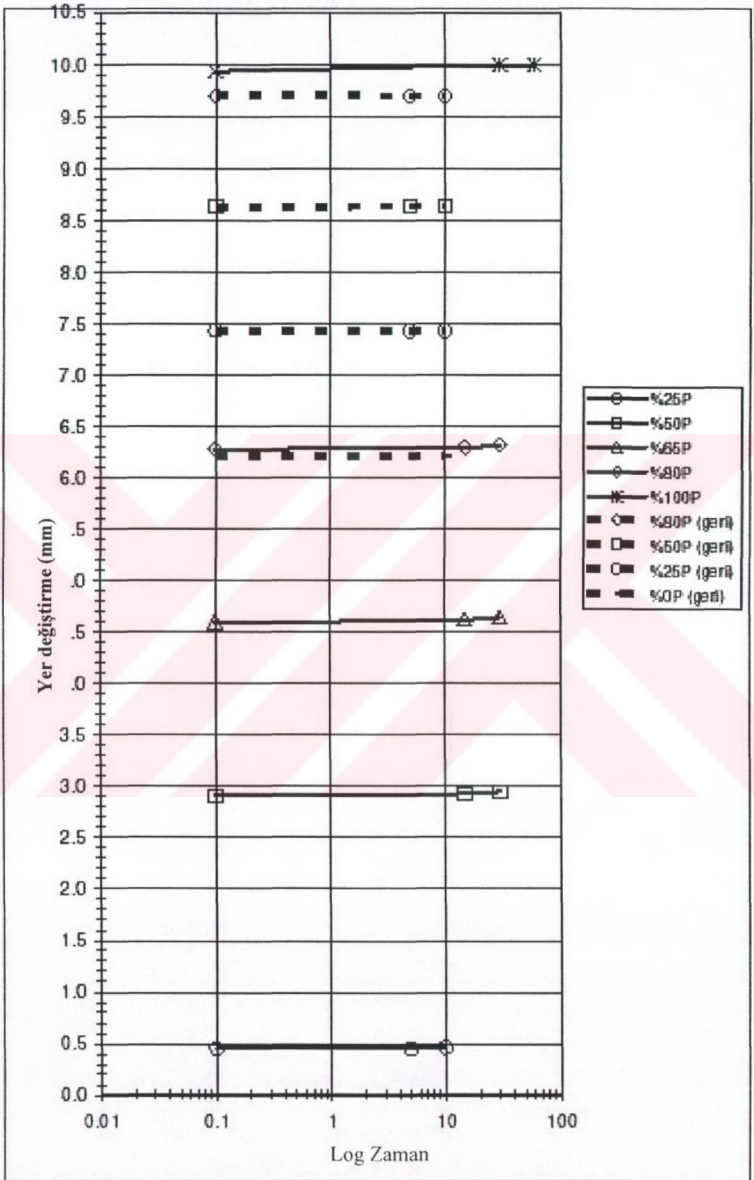
şekil 5.6 (f) 7 no' lu çekme deneyi yer değiştirme – yük eğrisi



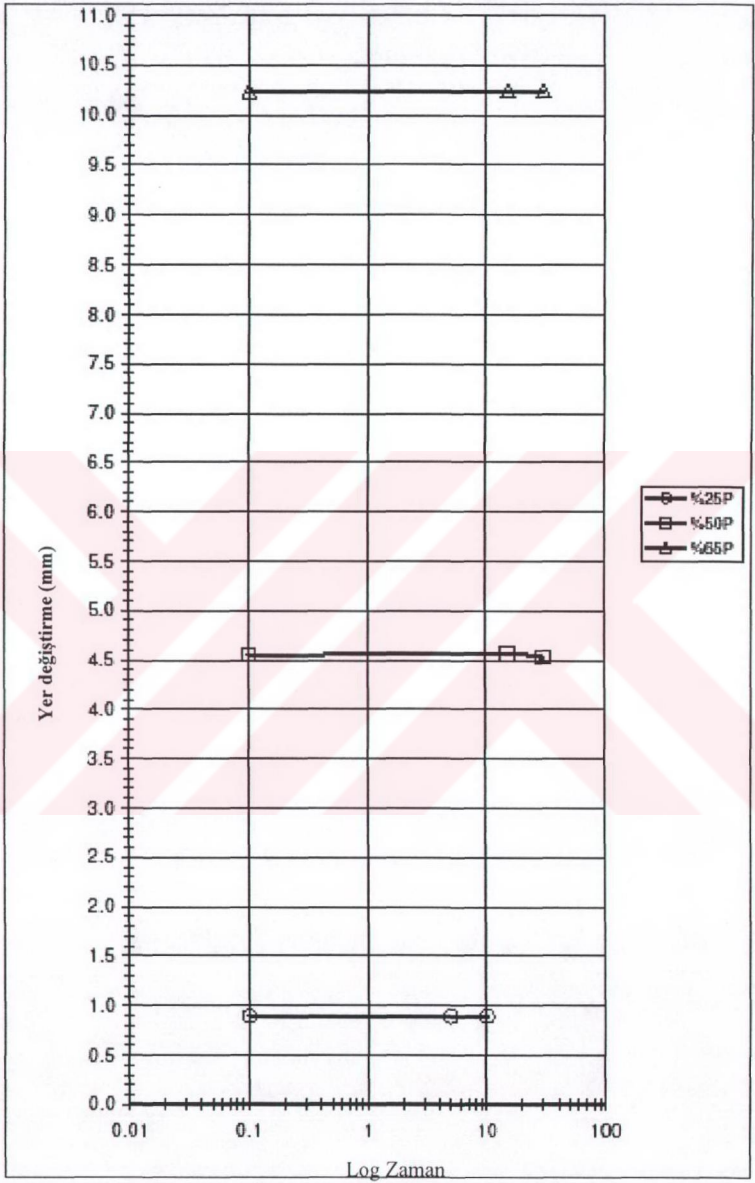
Şekil 5.7 (a) 2 no' lu çekme deneyi krip eğrileri



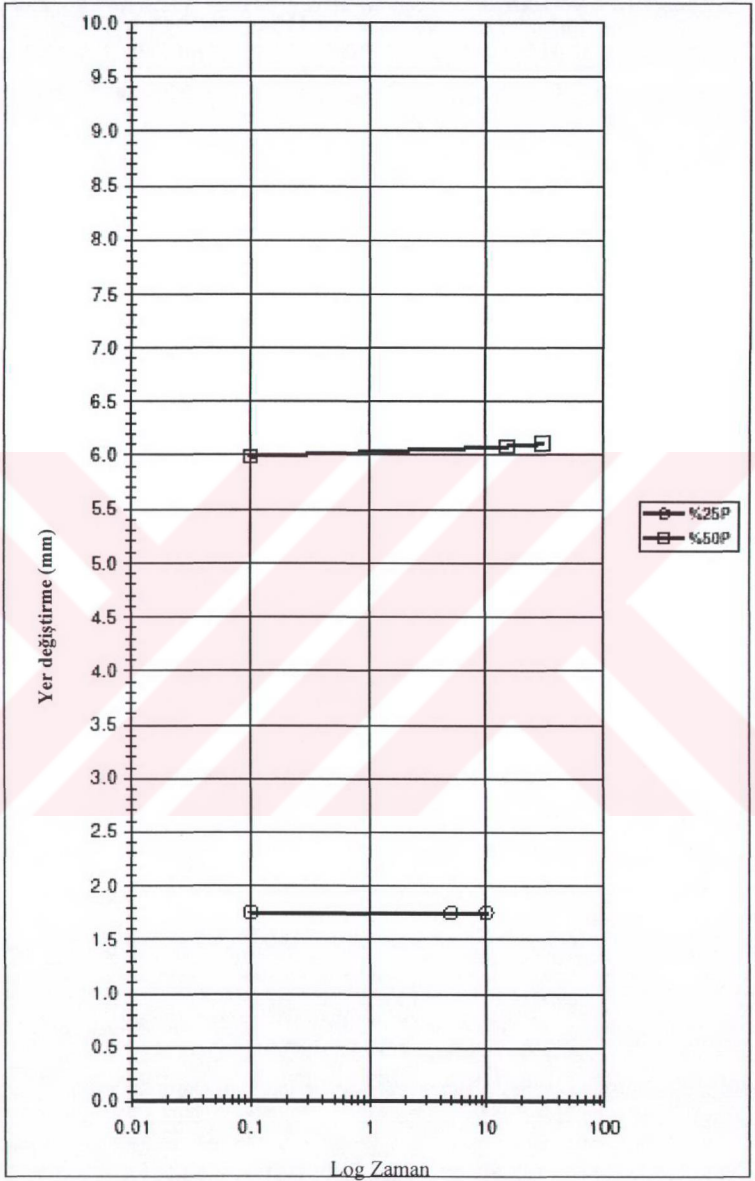
Şekil 5.7 (b) 3 no' lu çekme deneyi krip eğrileri



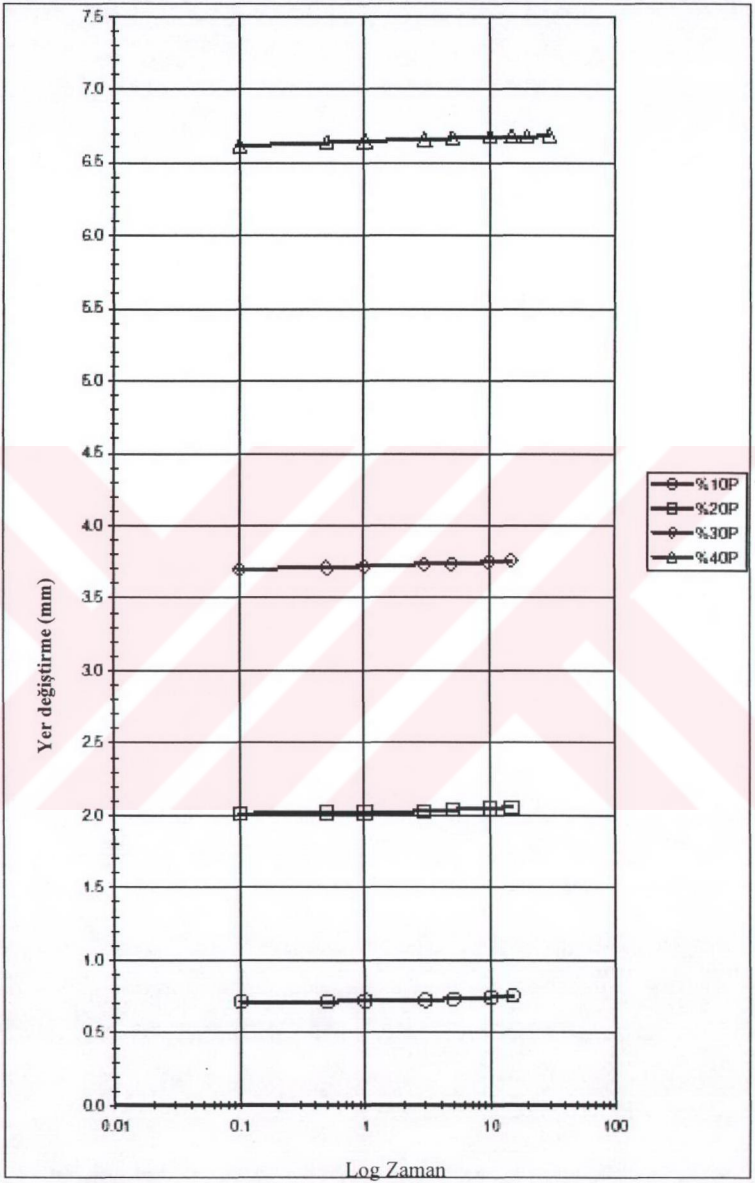
Şekil 5.7 (c) 4 no' lu çekme deneyi krip eğrileri



şekil 5.7 (d) 5 no' lu çekme deneyi krip eğrileri



şekil 5.7 (e) 6 no' lu çekme deneyi krip eğrileri



şekil 5.7 (f) 7 no' lu çekme deneyi krip eğrileri

5.1.7 Eğim Ölçer ile Saptanan Yer Değiştirmeler

Arazide eğim ölçerler ile yapım boyunca alınan ölçümler sonucu Şekil 5.9'da verilmiştir. Artı yön duvar arkasını simgelemektedir.

Çizelge 5.8 Çivi yerleşimleri ve son kazı derinliği

Kesit no	Son kazı derinliği	Çiviler arası yatay uzaklık
1 - 1	10 m	1,50 m
2 - 2	9 m	1,60 m
3 - 3	7 m	1,80 m

1 ve 2 no'lu eğim ölçerler kaya ortamına, 3 no' lu eğim ölçer de sondajlarda sert kile rastlanan bölgeye yerleştirilmiştir. Her kazı aşaması ortalama 2 m' dir.

Kazının yapılma sürecine ilişkin yeterli bilgiye ulaşılamamasına karşın kazının hangi tarihte hangi aşamada olduğu, eldeki eğim ölçer okumaları yorumlanarak aşağıdaki şekilde söylenebilir.

Çizelge 5.9 (a) Kesit 1 -1 için duvarın yapım aşamaları

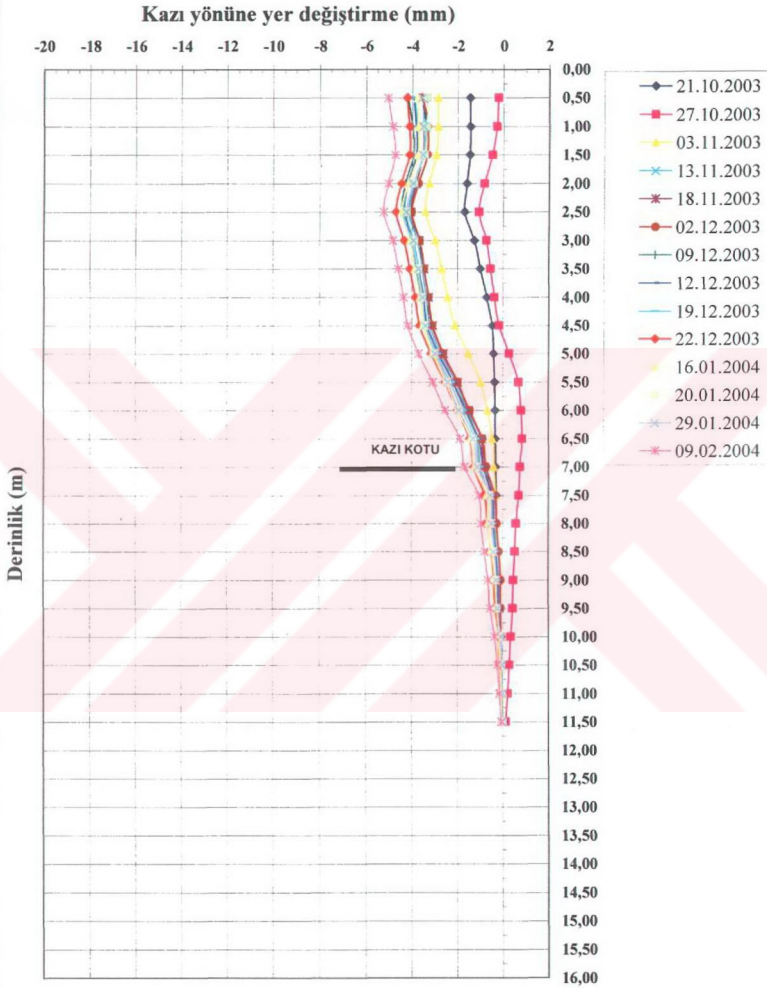
Başlangıç durumu – Birinci aşama duvarın yapımı	27.10.2003 – 18.11.2003
İkinci aşama yarmanın açılması – İkinci aşama duvarın yapımı	19.12.2003 – 16.01.2004
Üçüncü aşama yarmanın açılması – Üçüncü aşama duvarın	19.12.2003 – 16.01.2004
Dördüncü aşama yarmanın açılması – Dördüncü aşama duvarın yapımı	16.01.2004 – 29.01.2004
Beşinci aşama yarmanın açılması – Beşinci aşama duvarın yapımı	29.01.2004 – 09.02.2004

Çizelge 5.9 (b) Kesit 2 -2 için duvarın yapım aşamaları

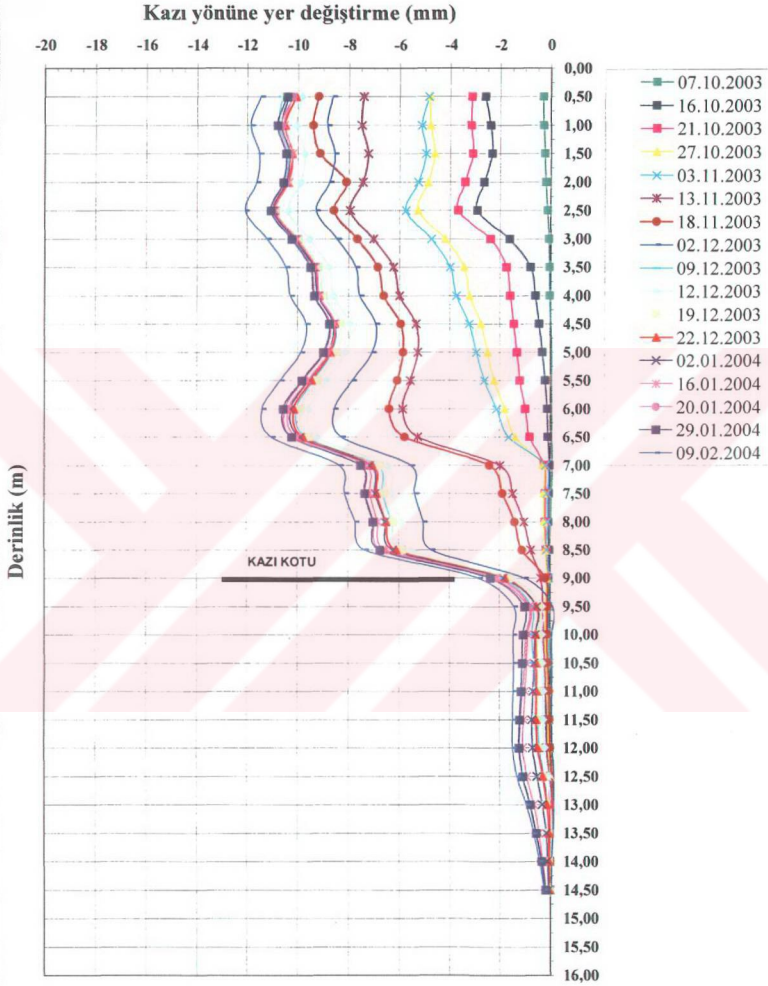
Başlangıç durumu – Birinci aşama duvarın yapımı	07.10.2003 – 21.10.2003
İkinci aşama yarmanın açılması – İkinci aşama duvarın yapımı	21.10.2003 – 03.11.2003
Üçüncü aşama yarmanın açılması – Üçüncü aşama duvarın	03.11.2003 – 18.11.2003
Dördüncü aşama yarmanın açılması – Dördüncü aşama duvarın yapımı	18.11.2003 – 12.12.2003
Beşinci aşama yarmanın açılması – Beşinci aşama duvarın yapımı	12.12.2003 – 09.02.2004

Çizelge 5.9 (c) Kesit 3 -3 için duvarın yapım aşamaları

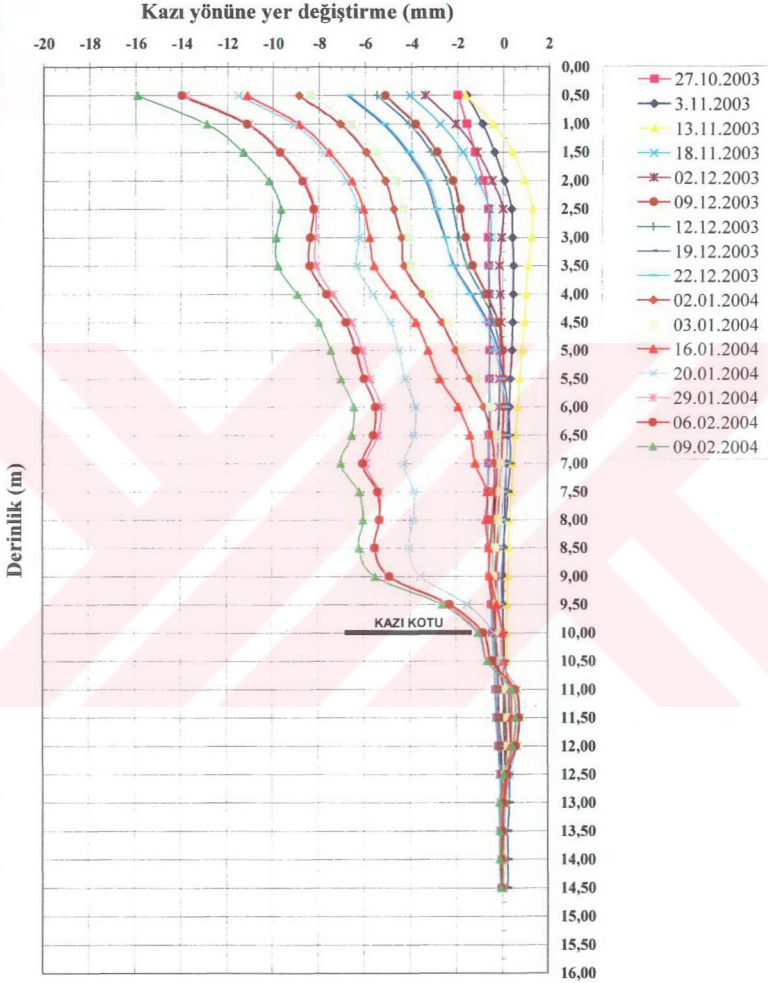
Başlangıç durumu – Birinci aşama duvarın yapımı	21.10.2003 – 27.10.2003
İkinci kademe yarmanın açılması – İkinci aşama duvarın yapımı	27.10.2003 – 13.11.2003
Üçüncü aşama yarmanın açılması – Üçüncü aşama duvarın	13.11.2003 – 22.12.2003
Dördüncü aşama yarmanın açılması – Dördüncü aşama duvarın yapımı	22.12.2003 – 09.02.2004



Şekil 5.8 (a) Birinci eğim ölçerdeki yatay yer değıştirmeler (Kesit 3 - 3 için)



Şekil 5.8 (b) İkinci eğim ölçerdeki yatay yer değiştirmeler (Kesit 2 - 2 için)



Şekil 5.8 (c) Üçüncü eğim ölçerdeki yatay yer değıştirmeler (Kesit 1 – 1 için)

5.1.8 Dayanma Yapısının PLAXIS 7.2 Programı ile Çözümü

PLAXIS 7.2 geoteknik mühendisliği tasarımlarında sonlu elemanlar yöntemini kullanan, şekil değiştirme ve duraylılık analizlerinin yapılması için hazırlanmış bir paket programdır. Bu program yardımıyla zeminin modellenmesinin yanı sıra aynı zamanda yapılar ve yapı – zemin ilişkileri de tanımlanabilmektedir. Zemin katmanları, yapılar, yapım aşamaları, yükler, sınır şartları geometrik olarak diğer bilgisayar destekli tasarım programlarının ilkeleri temel alınarak tasarlanabilmekte; tasarım sonunda model bir sonlu eleman ağına çevrilmiştir. Dayanma yapıları ve tüneller özel giriş elemanları kullanılarak tasarlanmaktadır. Bu elemanların davranışları esnek rijitlik, normal katılık ve son durum eğilme momenti kullanılarak tanımlanmaktadır. Zemin – yapı etkileşimi hesaplarında gerekli olan ara yüzey, PLAXIS 7.2 programında çevresindeki zeminden farklı sürtünme açısı ve adezyona sahip bir eleman olarak tanımlanabilmektedir. Geotekstil veya geogridler genellikle donatılandırılmış dolgu ve dayanma yapılarında kullanılmaktadır. Zemin çivilerinin tüm boyu ile ankrajların kök kısımları bu nedenle programda geotekstil olarak tanımlanmaktadır.

Yukarıda sözü edilen program yardımıyla kalıcı zemin çivili dayanma yapısı sistemi 3 farklı kesit için ayrı ayrı oluşturulmuş ve aşamalı inşaat durumu gözönüne alınarak sistem çözümüne gidilmiştir. Diğer bir deyişle, sahanın yapım öncesi durumu ilk durum olarak alınmış ve her kazı aşamasından sonra kalıcı zemin çivileri yerleştirilip kazı taban kotundan 0,50 m üstüne dek püskürtme betonla kalıcı kaplama yapılmıştır.

Eldeki zemin parametreleri drenajlı duruma ait olduğundan sistem uzun süreli güvenliğinin araştırılması amacını taşımaktadır. Zemin hakkında elde ayrıntılı veri olmadığından modelleme Mohr – Coulomb’ a göre yapılmış olup,

- kaya için $\gamma_{kuru} = 15 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{yaş} = 20 \text{ kN/m}^3$
- sert kil için $\gamma_{kuru} = 16 \text{ kN/m}^3$, $\gamma_{yaş} = 19 \text{ kN/m}^3$

alınmıştır. Ayrıca çivi kılıfı ile zemin arakesitinde azaltıcı katsayı olarak $R_{inter} = 0,65$ alınmıştır. Kaplamanın tanımlanmasında $E_{beton} = 30 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ kabul edilmiş ve 0,20 m kalınlığındaki beton kaplamanın atalet momenti Eşitlik (5.2) yardımıyla hesaplanmıştır. Burada özen gösterilmesi gereken nokta duvar yüksekliğinin kaplamanın ataletine etkisi olmadığı; onun yerine birim duvar genişliğinin bir etken görevi üstlendiğidir.

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \quad (5.2)$$

$$I = \frac{1[m] \times (0,20[m])^3}{12} \Rightarrow I = 6,67 \times 10^{-4} \text{ m}^4 \text{ olup,}$$

$$EI = 2 \times 10^4 \text{ kNm}^2, \text{ dir.}$$

$$A = b \times h$$

$$A = 1[m] \times 0,2[m] \Rightarrow A = 0,2 \text{ m}^2, \text{ dir}$$

$$EA = 6 \times 10^6 \text{ kN}$$

$$W = (\gamma_{\text{beton}} - \gamma_{\text{zemin}}) \times h$$

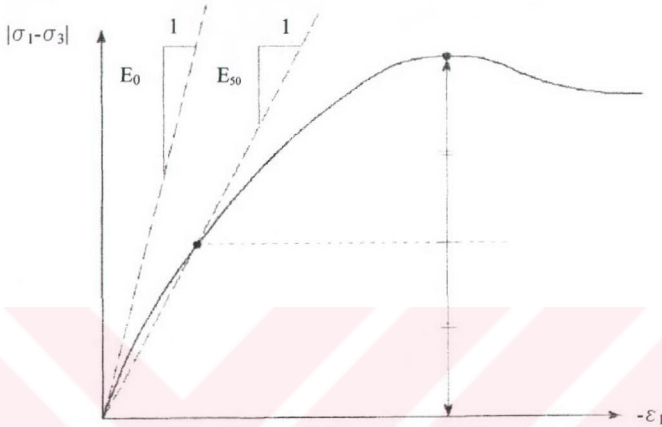
$$W = 24 \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \times 0,20[m] - \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{zemin}} \left[\frac{\text{kN}}{\text{m}^3} \right] \times 0,20[m]$$

Zemin çivileri geotekstil olarak tanımlanmış olup, $E_{\text{çelik}} = 210 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ alınmıştır. Zemine ilişkin deformasyon modülü (E) sert kil için 50 MPa alınmıştır. Ancak zemin araştırması raporunda kaya ortamının E değeri için herhangi bir öneri/veri bulunmamaktadır. Bu nedenle kaya ortamındaki tip kesitlerin analizinde deneme – yanılma yöntemi kullanılmış; farklı v ve E değerleri için sonuçlar eğim ölçer okumaları ile karşılaştırılmıştır. Aynı işlem denetim amacıyla zemin ortamı için de yinelenmiş, eldeki verilen gerçeği yansıtıp yansıtmadığı araştırılmıştır.

PLAXIS 7.2 programının sonuçları birim boy için geçerli olduğundan, her tip kesit için çivi rijitliği ilgili kesitteki yatay çivi aralıkları dikkate alınarak hesaplanmış, eğim ölçerlerden alınan okumalarla karşılaştırılabilir duruma getirilmiştir.

Şekil 5.9' da $\sigma - \varepsilon$ eşeli görülmektedir. PLAXIS' te elastik model ve Mohr – Coulomb modelinde katılık modülü olarak “*Elastisite Modülü*” kullanılır. Ancak buna seçenek olarak başka modüller de bulunmaktadır. Birçok zemin malzemesi yüklemenin ilk anından başlayarak doğrusal olmayan davranış sergilediğinden yukarıda sözü geçen katılık parametresinin seçimi özen gerektirmektedir. Bilindiği üzere zemin mekaniğinde $\sigma - \varepsilon$ eşeli için ilk eğim genellikle E_0 olarak gösterilir. Geniş bir doğrusal elastik aralığa sahip malzemeler için E_0 değerini kullanmak gerçekçi bir yaklaşım olmakla birlikte yük altındaki zemin koşullarında ikincil modül de denilen E_{50} değerini kullanmakta yarar vardır. E_{50} değeri $\frac{1}{2} (\sigma_1 - \sigma_3)$ gerilmesinin geçtiği nokta ile başlangıç noktasının birleştirilmesi sonucunda elde

edilen doğrunun eğimidir. Aşağıda daha önce yapılmış bir araştırmada ölçülen bazı değerler verilmektedir.



Şekil 5.9 $\sigma - \varepsilon$ eşeli ve PLAXIS 7.2 için önerilen E değeri

Çizelge 5.10 İstanbul Metrosu kayaçlarının laboratuvar deney sonuçları (Yıldırım vd., 1999)

Litoloji	Basınç Direnci (MPa)	E. Modülü (GPa)	Deformasyon Modülü (MPa)	Deney Sayısı
Kumtaşı	42 – 65	8,50 – 9,00	600 – 2600	27
Silttaşı	15 – 50	2,50 – 6,00	500 – 2500	23
Kiltaşı	9 - 35	2,00 – 5,00	200 - 1500	18

Yukarıdaki çizelgeye göre PLAXIS 7.2 ile modellemede E_{50} olarak “Deformasyon Modülü” kullanılmış olup, litoloji kiltası olarak alınmıştır. Ancak kaya olarak nitelendirilen bölgelerde 200 MPa olarak alınan deformasyon modülü gerçekten çok daha az yatay yer değiştirme sağladığından bu değer 75 MPa’ ya dek indirilmiştir. Ayrıca tüm tip kesitlerin modellenmesinde sahadaki durumun aynen yansıtılması amacıyla duvar yapımı aşamalı olarak tasarlanmış, duvar betonunun dökülmesi ilgili kazı tabanından 0,50 m yukarıda kesilmiştir. Bir sonraki aşamanın hasır donatısının bindirilmesi ve betonun dökülmesi bu noktadan başlanarak yapılmıştır. Buna göre;

Kesit 1 - 1 için

1. Aşama : Başlangıç durumu ($q = 10 \text{ kPa}$)
2. Aşama : Birinci aşama yarmanın açılması ($H = -2 \text{ m}$)
3. Aşama : Birinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 12 \text{ m}$)
4. Aşama : Birinci aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
5. Aşama : İkinci aşama yarmanın açılması ($H = -4 \text{ m}$)
6. Aşama : İkinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 12 \text{ m}$)
7. Aşama : Üçüncü sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 12 \text{ m}$)
8. Aşama : İkinci aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
9. Aşama : Üçüncü aşama yarmanın açılması ($H = -6 \text{ m}$)
10. Aşama : Dördüncü sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 12 \text{ m}$)
11. Aşama : Üçüncü aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
12. Aşama : Dördüncü aşama yarmanın açılması ($H = -8 \text{ m}$)
13. Aşama : Beşinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 12 \text{ m}$)
14. Aşama : Dördüncü aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
15. Aşama : Beşinci aşama yarmanın açılması ($H = -10 \text{ m}$)
16. Aşama : Altıncı sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 12 \text{ m}$)
17. Aşama : Yedinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 12 \text{ m}$)
18. Aşama : Beşinci aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması

Kesit 2 – 2 için

1. Aşama : Başlangıç durumu ($q = 10 \text{ kPa}$)
2. Aşama : Birinci aşama yarmanın açılması ($H = -2 \text{ m}$)
3. Aşama : Birinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 12 \text{ m}$)
4. Aşama : Birinci aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
5. Aşama : İkinci aşama yarmanın açılması ($H = -4 \text{ m}$)
6. Aşama : İkinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 8 \text{ m}$)
7. Aşama : Üçüncü sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 8 \text{ m}$)
8. Aşama : İkinci aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
9. Aşama : Üçüncü aşama yarmanın açılması ($H = -6 \text{ m}$)
10. Aşama : Dördüncü sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 6 \text{ m}$)
11. Aşama : Üçüncü aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
12. Aşama : Dördüncü aşama yarmanın açılması ($H = -8 \text{ m}$)
13. Aşama : Beşinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 6 \text{ m}$)
14. Aşama : Dördüncü aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
15. Aşama : Beşinci aşama yarmanın açılması ($H = -9 \text{ m}$)
16. Aşama : Altıncı sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 4 \text{ m}$)
17. Aşama : Beşinci aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması

Kesit 3 – 3 için

1. Aşama : Başlangıç durumu ($q = 10 \text{ kPa}$)
2. Aşama : Birinci aşama yarmanın açılması ($H = -2 \text{ m}$)
3. Aşama : Birinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 8 \text{ m}$)
4. Aşama : Birinci aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
5. Aşama : İkinci aşama yarmanın açılması ($H = -4 \text{ m}$)
6. Aşama : İkinci sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 8 \text{ m}$)
7. Aşama : Üçüncü sıra çivinin yerleştirilmesi ($L = 6 \text{ m}$)

8. Aşama : İkinci aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
9. Aşama : Üçüncü aşama yarmanın açılması (H = -6 m)
10. Aşama : Dördüncü sıra çivinin yerleştirilmesi (L = 6 m)
11. Aşama : Üçüncü aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması
12. Aşama : Dördüncü aşama yarmanın açılması (H = -7 m)
13. Aşama : Beşinci sıra çivinin yerleştirilmesi (L = 4 m)
14. Aşama : Dördüncü aşama püskürtme betonlu duvarın yapılması

Yukarıda belirtilen tüm aşamalar için her kesitte duvarın yapmış olduğu yatay yer değiştirme hesaplanarak Şekil 5.10 oluşturulmuştur. PLAXIS 7.2 ile modellemeye ait şekiller eklelerde görülmektedir.

5.1.8.1 Eğim Ölçer Okumaları ile PLAXIS 7.2 Sonuçlarının Karşılaştırılması

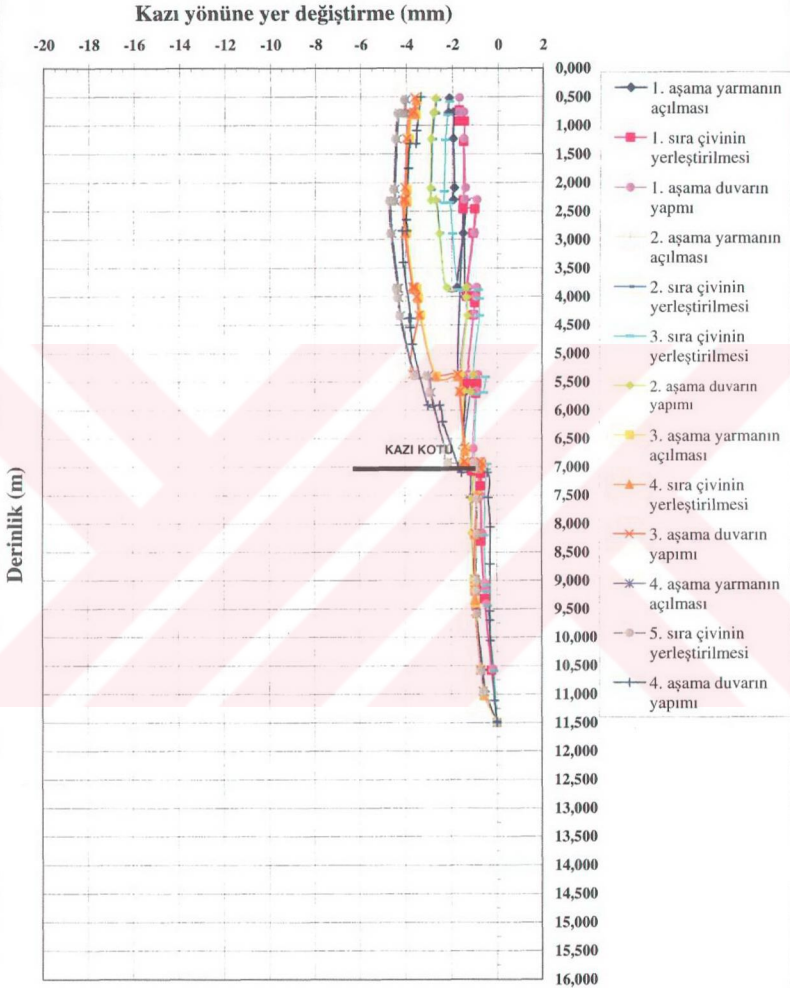
3 farklı kesitte yer alan eğim ölçerler ile duvarın en üst noktasından 1 m geride alınan okumalara göre duvarı yapımı başlangıcı ve bitimi arasındaki süre boyunca $\Delta x = x_{\text{son}} - x_{\text{ilk}}$ kadar yatay hareket gerçekleşmiştir. Ayrıca her 3 kesitte de farklı çivi aralıkları bulunmaktadır. Bu veriler ışığında aşağıdaki çizelgeler hazırlanmış ve programda EA değeri için bu çizelgelerde yer alan değerler kullanılmıştır.

Çizelge 5.11 (a) Yatay yer değiştirmeler

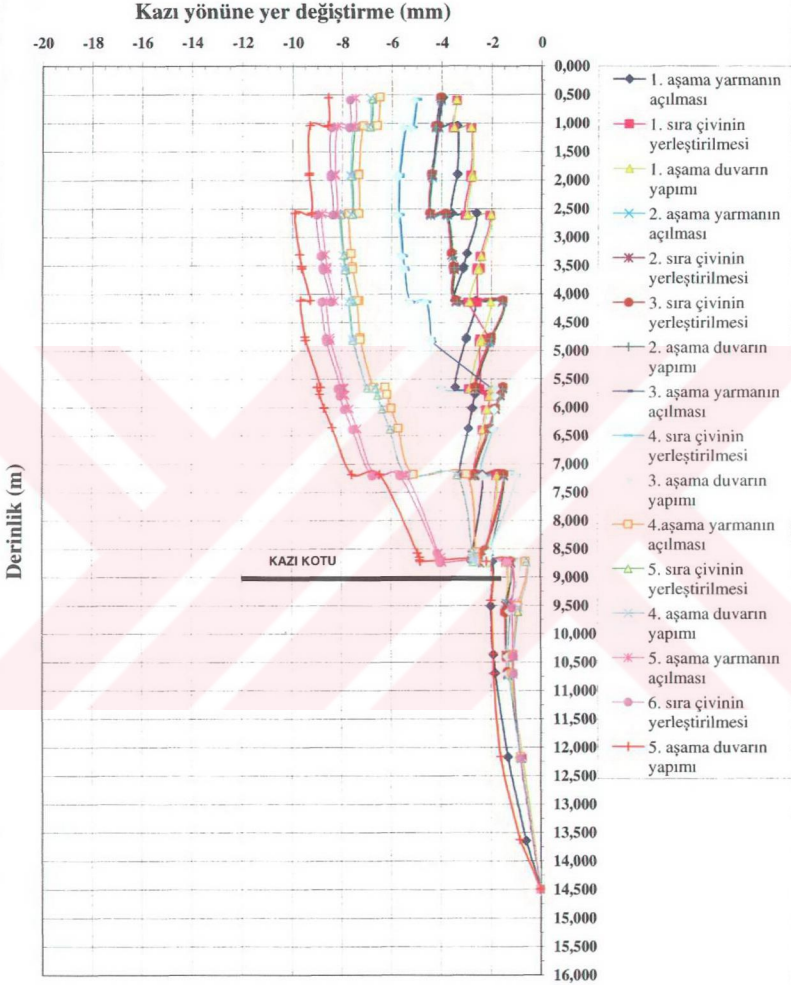
Eğim Ölçer No	Kesit No	x_{son} (mm)	x_{ilk} (mm)	Δx (mm)	S_H (m)	$\emptyset$ (mm)	$E_{\text{çelik}}$ (kN/m ²)	EA (kN/m)
1	3 - 3	-5,0500	-1,4625	-3,5875	1,80	32	$2,1 \times 10^8$	93828
2	2 - 2	-12,0875	-0,1250	-12,2125	1,60	32	$2,1 \times 10^8$	105598
3	1 - 1	-15,9250	-2,0000	-13,9250	1,50	40	$2,1 \times 10^8$	175929

Çizelge 5.11 (b) PLAXIS 7.2'de her tip kesit için kullanılan malzeme parametreleri

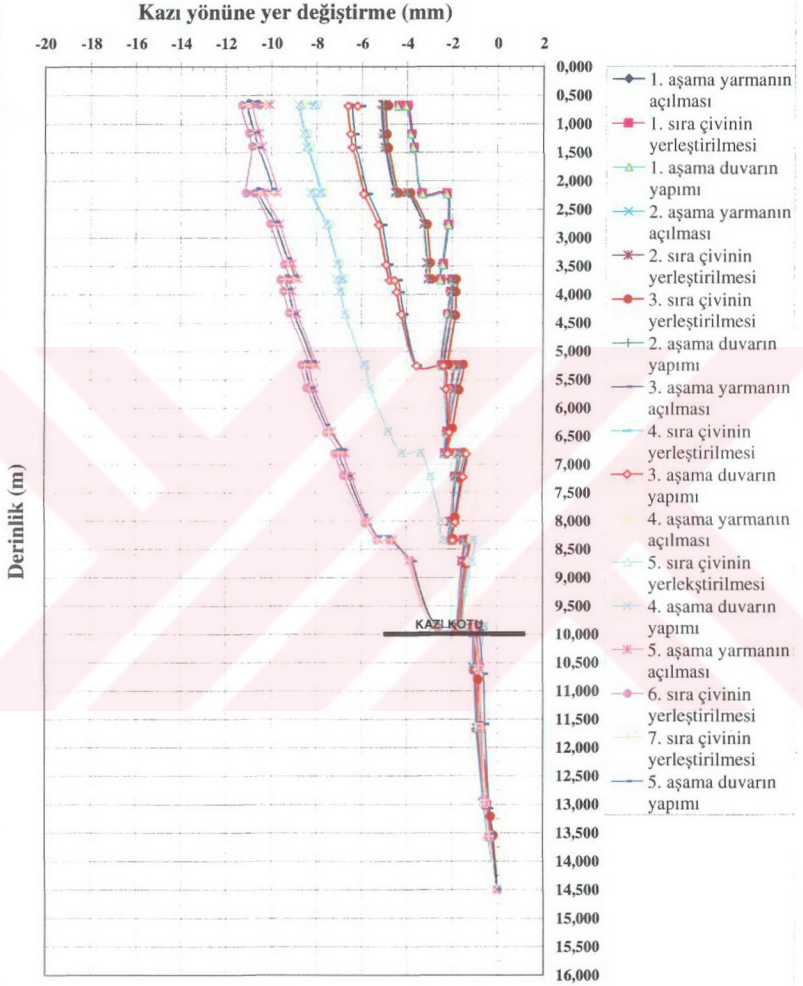
	Kesit 3 – 3 / EÖ 1	Kesit 2 – 2 / EÖ 2	Kesit 1 – 1 / EÖ 3
Ortam	Ayrışmış kıltaşı	Ayrışmış kıltaşı	Killi zemin (en üst duvar kazı kotundan 2 m derine kadar) + Ayrışmış kıltaşı
Deformasyon Modülü (E)	75 MPa	50 MPa	40 MPa (Killi zemin) 75 MPa (Ayrışmış kıltaşı)
ν	0,250	0,250	0,350 (Killi zemin) 0,250 (Ayrışmış kıltaşı)
c '	30 kPa	30 kPa	15 kPa (Killi zemin) 30 kPa (Ayrışmış kıltaşı)
ϕ '	30°	30°	25° (Killi zemin) 30° (Ayrışmış kıltaşı)
γ_{kuru}	15 kN/m ³	15 kN/m ³	16 kN/m ³ (Killi zemin) 15 kN/m ³ (Ayrışmış kıltaşı)
$\gamma_{yaş}$	20 kN/m ³	20 kN/m ³	19 kN/m ³ (Killi zemin) 20 kN/m ³ (Ayrışmış kıltaşı)
(EA) _{çivi}	93828 kN/m	105558 kN/m	175929 kN/m
(EA) _{duvar}	6 × 10 ⁶ kN/m	6 × 10 ⁶ kN/m	6 × 10 ⁶ kN/m
(EI) _{duvar}	2 × 10 ⁴ kNm ² /m	2 × 10 ⁴ kNm ² /m	2 × 10 ⁴ kNm ² /m
w_{duvar}	2,800 kN/m/m	2,800 kN/m/m	2,900 kN/m/m
ν_{duvar}	0,150	0,150	0,150



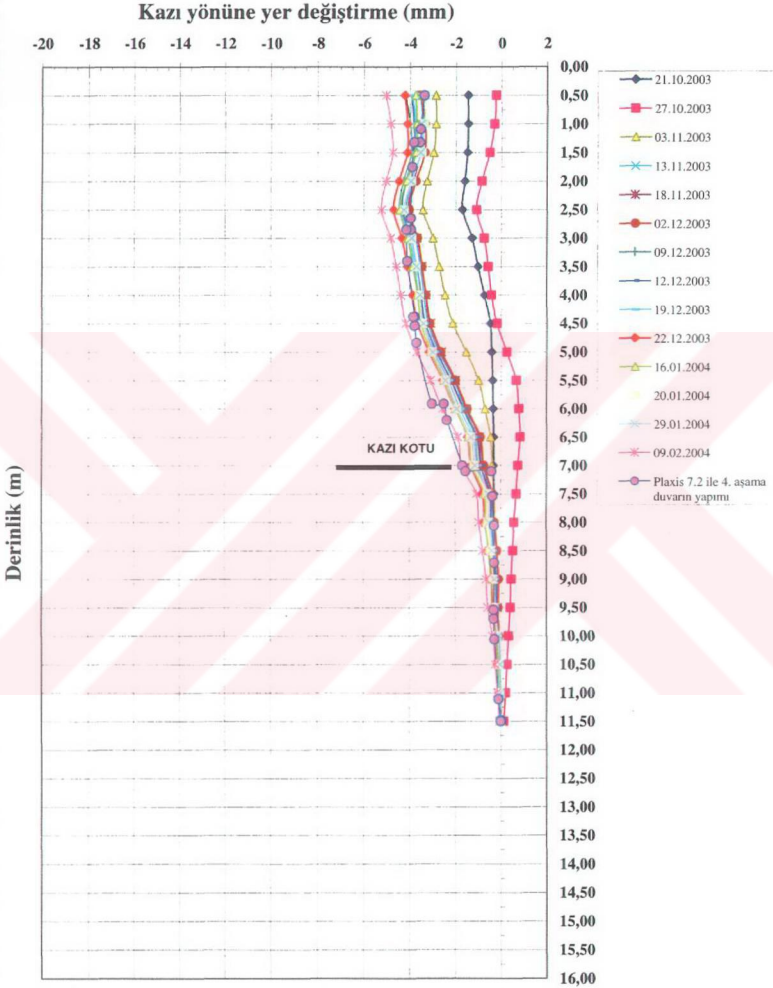
Şekil 5.10 (a) Kesit 3 - 3 / EÖ 1 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre)



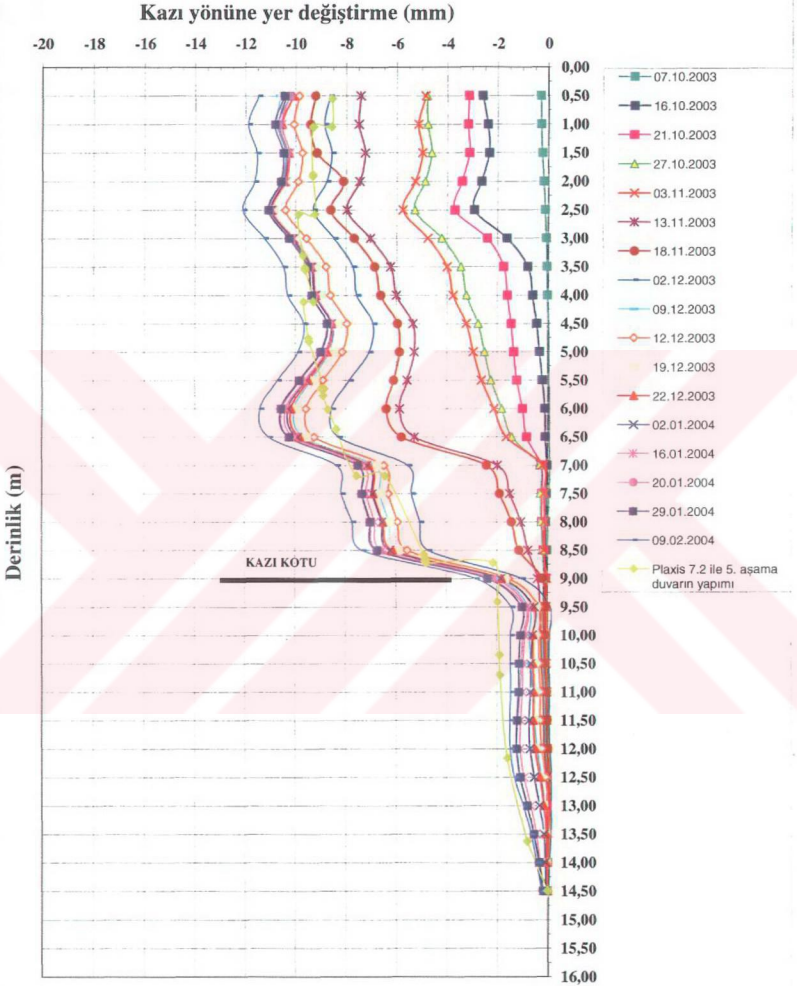
Şekil 5.10 (b) Kesit 2 - 2 / EÖ 2 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre)



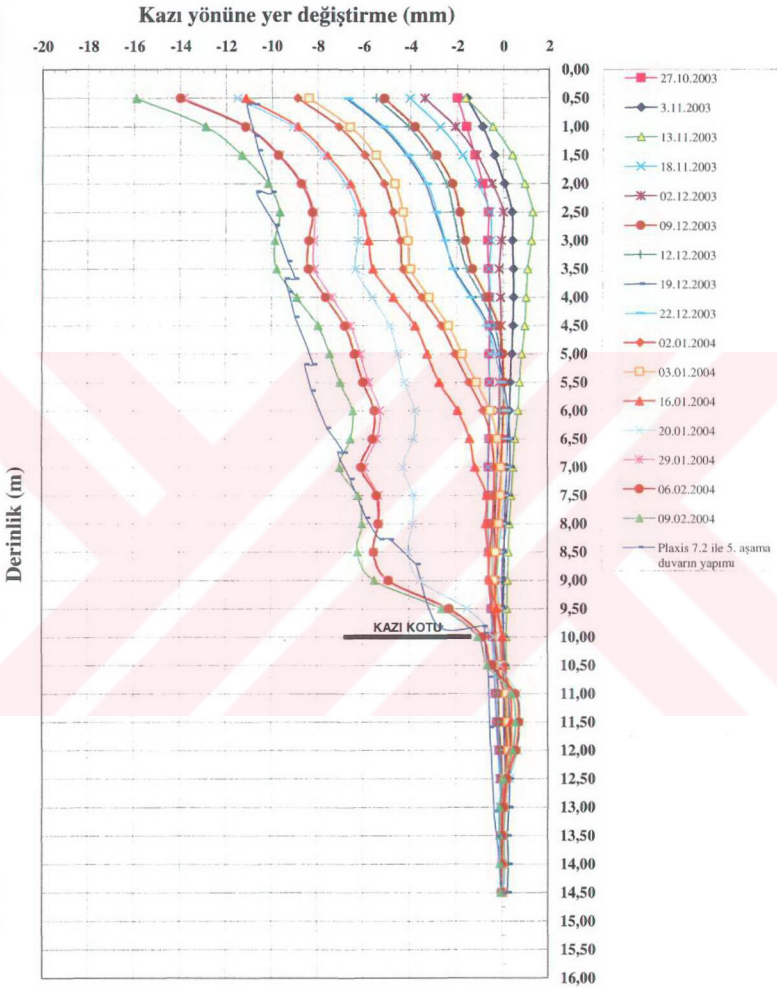
Şekil 5.10 (c) Kesit 1 - 1 / EÖ 3 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre)



Şekil 5.11 (a) Kesit 3 - 3 / EÖ 1 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre) ile EÖ 1 okumalarının karşılaştırılması



Şekil 5.11 (b) Kesit 2 - 2 / EÖ 2 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre) ile EÖ 2 okumalarının karşılaştırılması



Şekil 5.11 (c) Kesit 1 - 1 / EÖ 3 için duvarın 1 m arkasında her kazı aşamasından sonra hesaplanan yatay yer değiştirmeler (PLAXIS 7.2' ye göre) ile EÖ 3 okumalarının karşılaştırılması

5.1.9 Duyarlılık Analizi

PLAXIS 7.2' de değerleri girilen deformasyon modülü, poisson oranı, kohezyon, danelerin içsel sürtünme açısı, kuru birim hacim ağırlık, yaş birim hacim ağırlık gibi parametrelerdeki değişimin duvarın yanal yer değiştirmesinde ne derece rol oynadığı araştırılmıştır. Karşılaştırmalar yapılırken sadece bir parametre değişken alınmış diğerleri sabit tutulmuştur. Aşağıdaki çizelgelerde her denemede sabit ve değişken tutulan parametreler görülmektedir.

Çizelge 5.12 (a) Kesit 1 – 1 için yapılan denemeler ve kullanılan parametrelerin değerleri

Eğri İsmi	E _{zemin}	E _{taşı}	ν _{zemin}	ν _{taşı}	c' _{zemin}	c' _{taşı}	Φ _{zemin}	Φ _{taşı}	γ _{kuru/zemin}	γ _{kuru/taşı}	γ _{yaş/zemin}	γ _{yaş/taşı}
AI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
BI	20 MPa	37,5 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
CI	30 MPa	50 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
DI	50 MPa	100 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
EI	80 MPa	150 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
FI	40 MPa	75 MPa	0,300	0,200	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
GI	40 MPa	75 MPa	0,325	0,225	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
HI	40 MPa	75 MPa	0,375	0,275	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
II	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	7,5 kPa	10 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
JI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	10 kPa	20 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
KI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	20 kPa	40 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
LI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	30 kPa	50 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
MI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	7,5°	10°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
NI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	17,5°	20°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
OI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	35°	40°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
PI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	40°	50°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
QI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	14 kN/m ³	13 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
RI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	15 kN/m ³	14 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
SI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	17 kN/m ³	16 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
TI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	18 kN/m ³	17 kN/m ³	19 kN/m ³	20 kN/m ³
UI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	17 kN/m ³	18 kN/m ³
VI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	18 kN/m ³	19 kN/m ³
WI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	20 kN/m ³	21 kN/m ³
XI	40 MPa	75 MPa	0,350	0,250	15 kPa	30 kPa	25°	30°	16 kN/m ³	15 kN/m ³	21 kN/m ³	22 kN/m ³

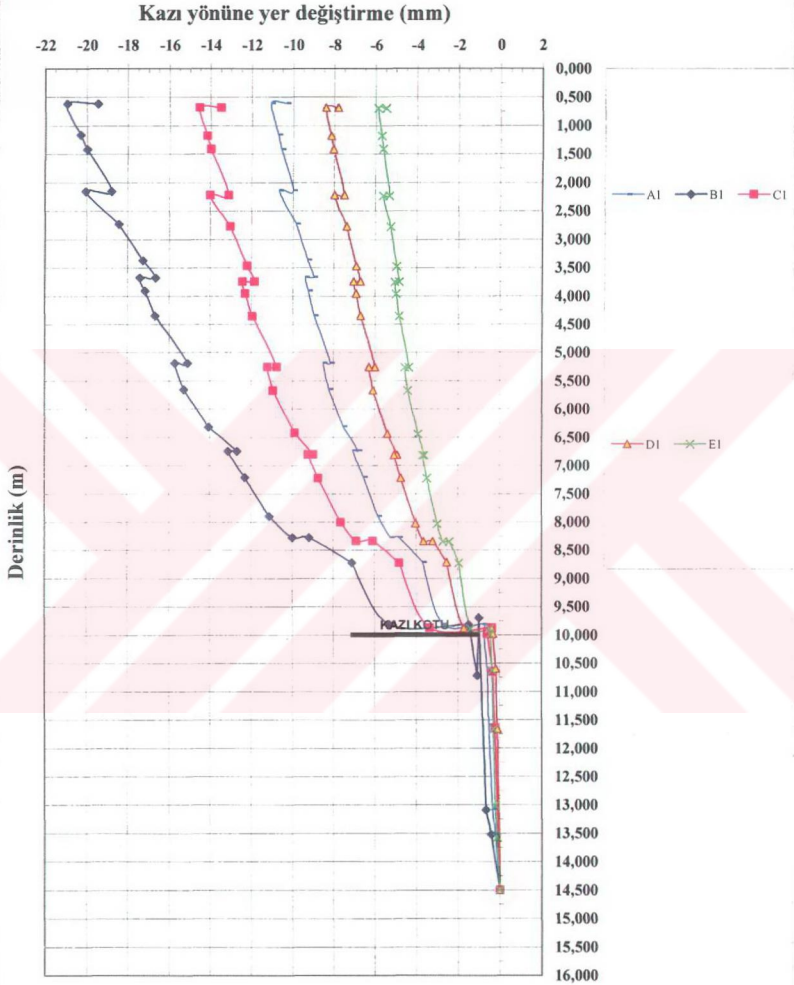
Çizelge 5.12 (b) Kesit 2 – 2 için yapılan denemeler ve kullanılan parametrelerin değerleri

Eğri İsmi	E	ν	c'	Φ'	γ_{kuru}	$\gamma_{yaş}$
A2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
B2	25	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
C2	37,5 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
D2	67,5 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
E2	100 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
F2	50 MPa	0,200	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
G2	50 MPa	0,225	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
H2	50 MPa	0,275	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
I2	50 MPa	0,250	10 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
J2	50 MPa	0,250	20 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
K2	50 MPa	0,250	40 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
L2	50 MPa	0,250	50 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
M2	50 MPa	0,250	30 kPa	10°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
N2	50 MPa	0,250	30 kPa	20°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
O2	50 MPa	0,250	30 kPa	40°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
P2	50 MPa	0,250	30 kPa	50°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
Q2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	13 kN/m ³	20 kN/m ³
R2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	14 kN/m ³	20 kN/m ³
S2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	16 kN/m ³	20 kN/m ³
T2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	17 kN/m ³	20 kN/m ³
U2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	18 kN/m ³
V2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	19 kN/m ³
W2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	21 kN/m ³
X2	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	22 kN/m ³

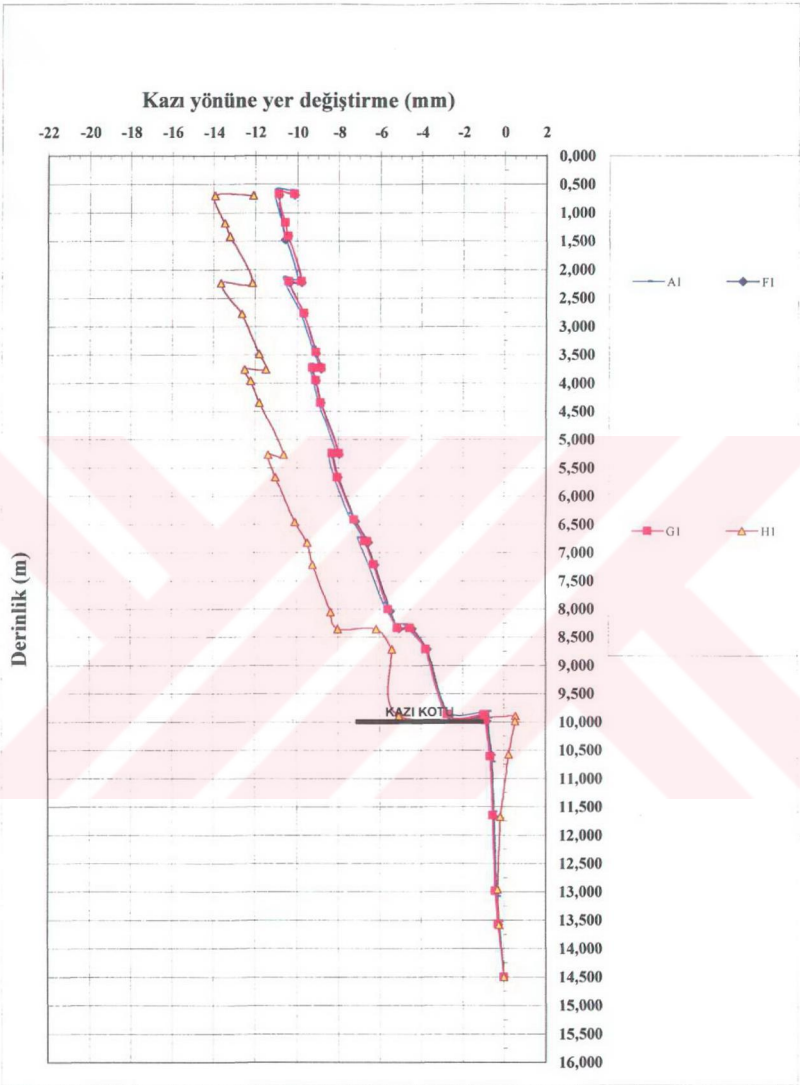
Çizelge 5.12 (c) Kesit 3 – 3 için yapılan denemeler ve kullanılan parametrelerin değerleri

Eğri İsmi	E	ν	c'	ϕ'	γ_{kuru}	$\gamma_{yaş}$
A3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
B3	37,5 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
C3	50 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
D3	100 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
E3	150 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
F3	75 MPa	0,200	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
G3	75 MPa	0,225	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
H3	75 MPa	0,275	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
I3	75 MPa	0,250	10 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
J3	75 MPa	0,250	20 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
K3	75 MPa	0,250	40 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
L3	75 MPa	0,250	50 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
M3	75 MPa	0,250	30 kPa	10°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
N3	75 MPa	0,250	30 kPa	20°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
O3	75 MPa	0,250	30 kPa	40°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
P3	75 MPa	0,250	30 kPa	50°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
Q3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	13 kN/m ³	20 kN/m ³
R3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	14 kN/m ³	20 kN/m ³
S3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	16 kN/m ³	20 kN/m ³
T3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	17 kN/m ³	20 kN/m ³
U3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	18 kN/m ³
V3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	19 kN/m ³
W3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	20 kN/m ³
X3	75 MPa	0,250	30 kPa	30°	15 kN/m ³	21 kN/m ³

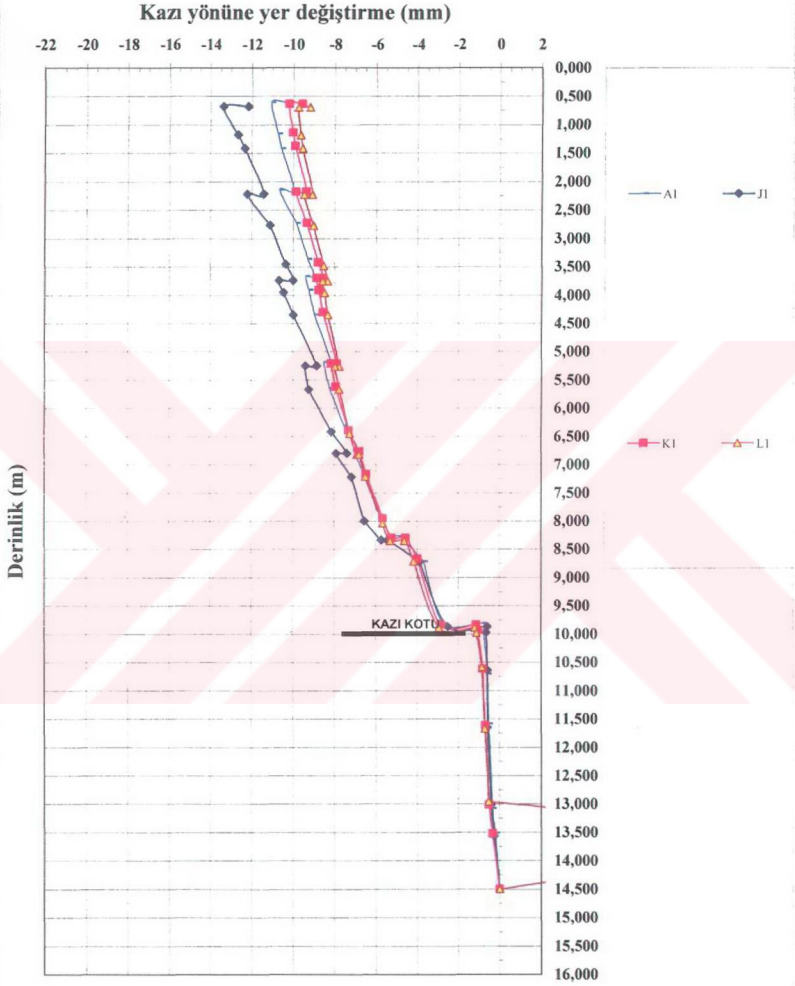
Yapılan analiz sırasında 1 – 1 ve 2 – 2 kesitlerinde I ve M isimli denemelerde duvar göçmüştür. Duvardaki göçmenin nedeni zemin – enjeksiyon arasındaki kenetlenmenin yetersiz olması yüzünden çivilerin sıyrılmasıdır. II adlı denemede ikinci sıra çivinin yerleştirilmesi anında, M1' de beşinci aşama yarmanın açılması anında, I2' de dördüncü aşama yarmanın açılması anında ve M2' de de beşinci aşama yarmanın açılması anında göçme gerçekleşmiştir. Böylelikle bu denemelere ilişkin derinliğin yanal duvar şekil değiştirmesine bağlı eğrisi çizilememiştir. Çizilen tüm eğriler duvarın tamamlanmış durumunu göstermektedir.



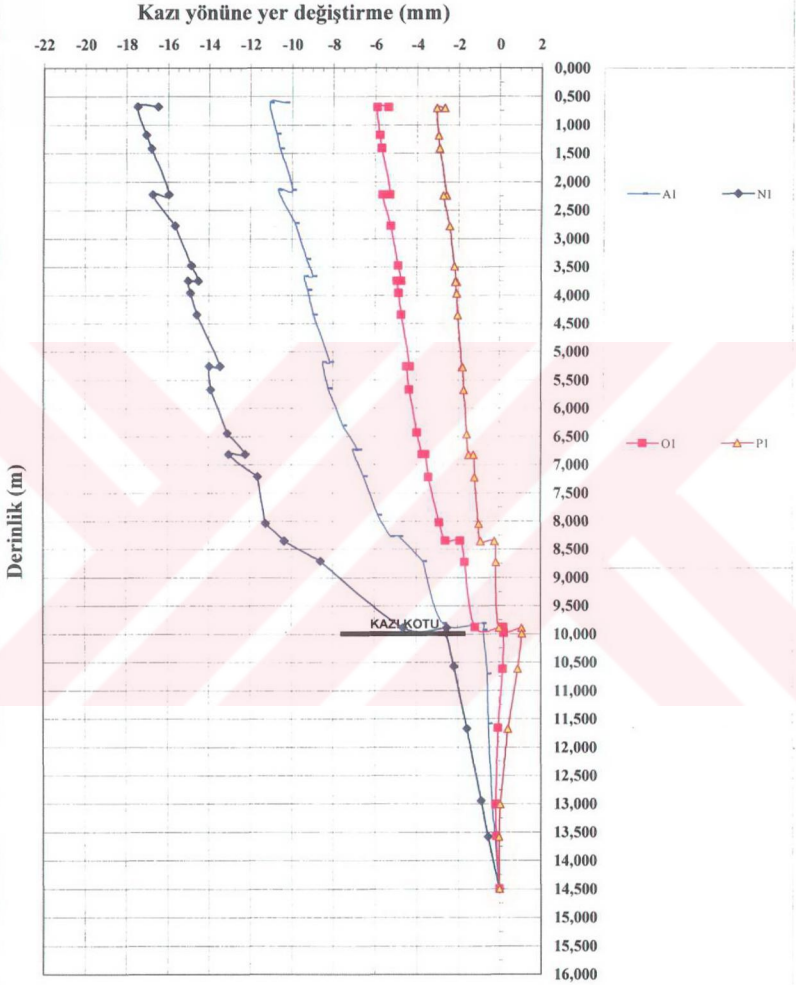
Şekil 5.12 (a) E' nin değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 – 1)



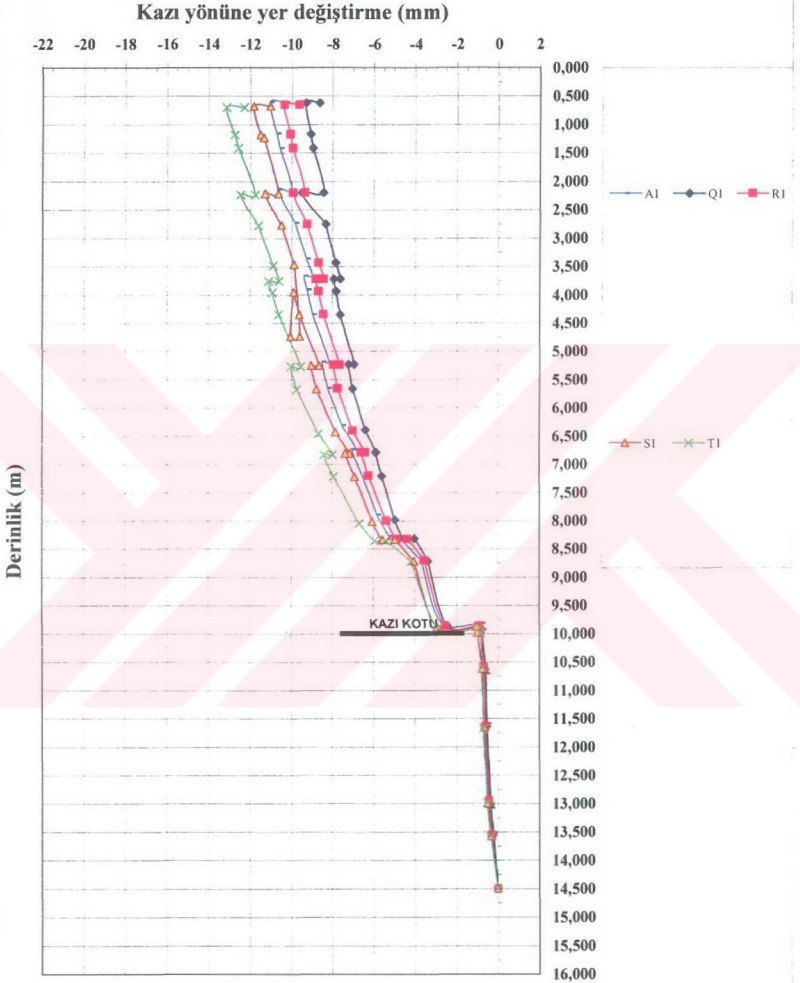
Şekil 5.12 (b) v' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 – 1)



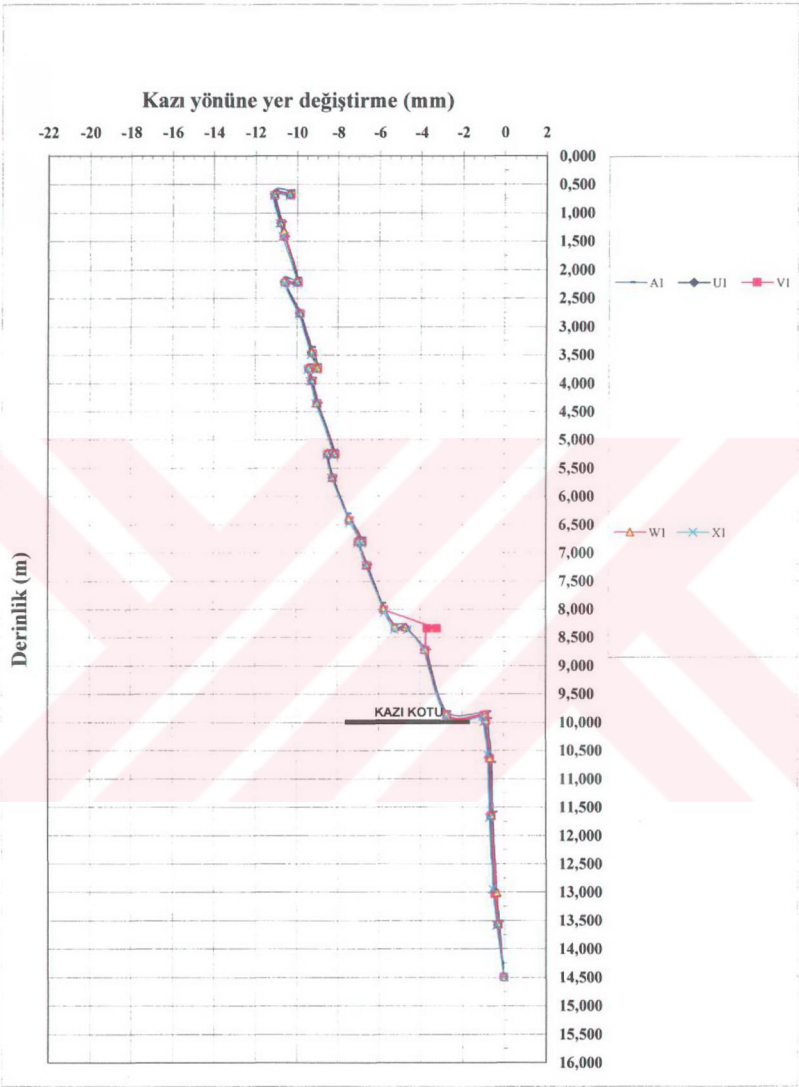
Şekil 5.12 (c) (c')' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 – 1)



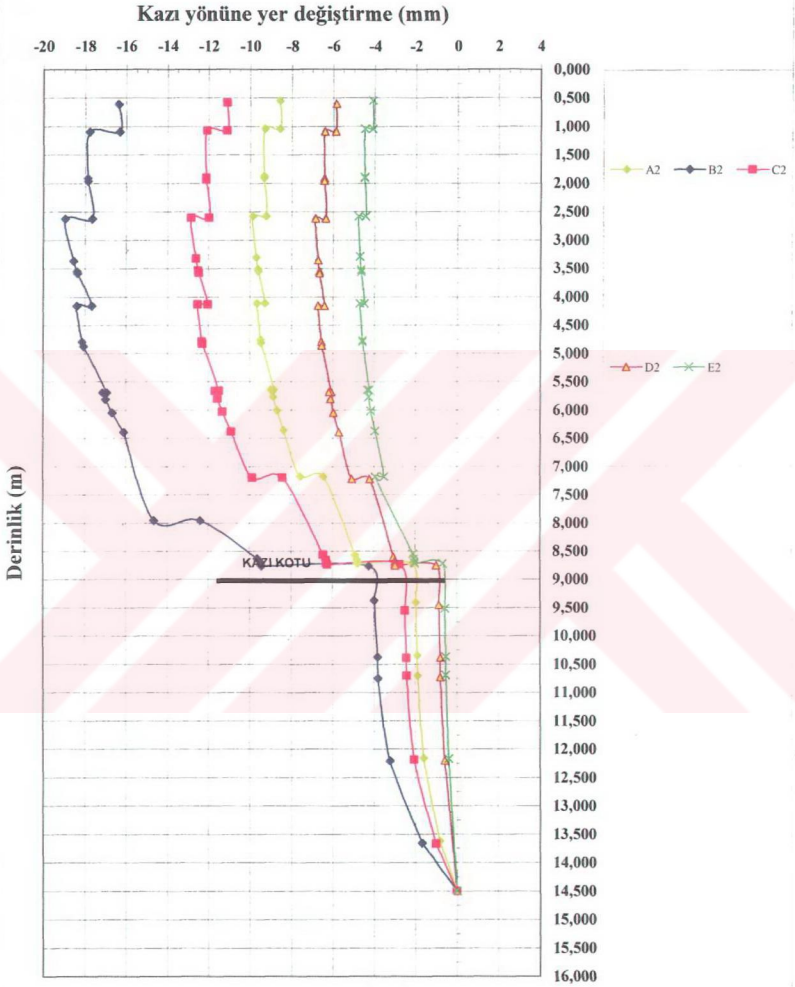
Şekil 5.12 (d) (Φ') ' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 – 1)



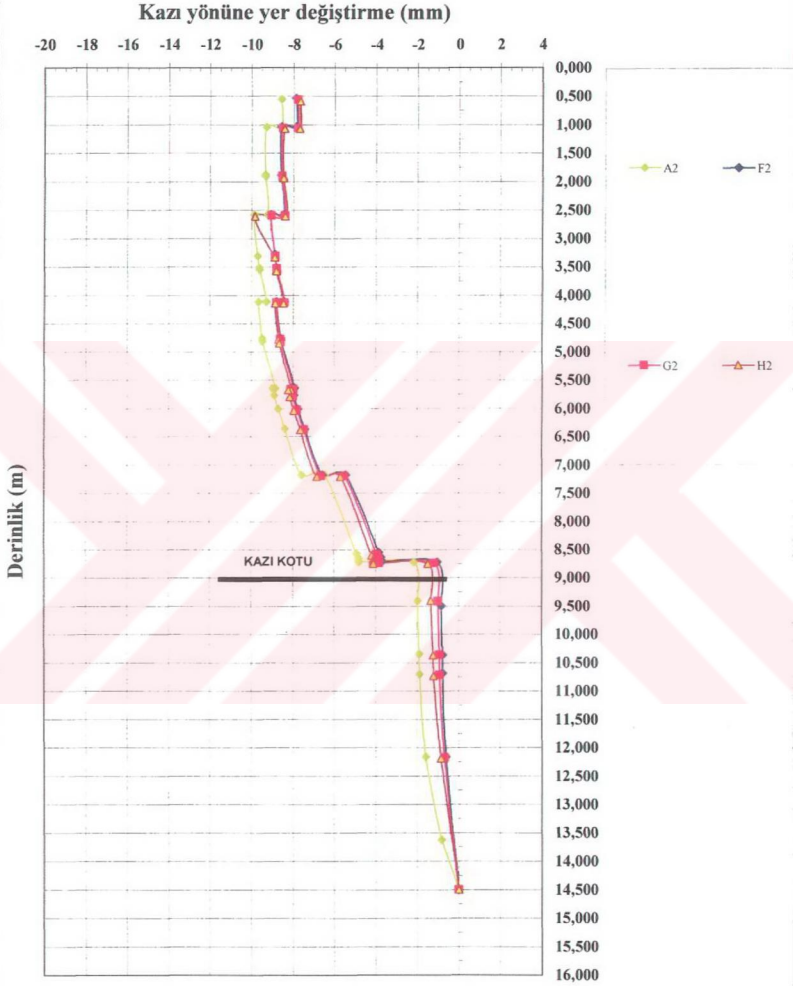
Şekil 5.12 (e) γ_{kuru} ' nun değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 – 1)



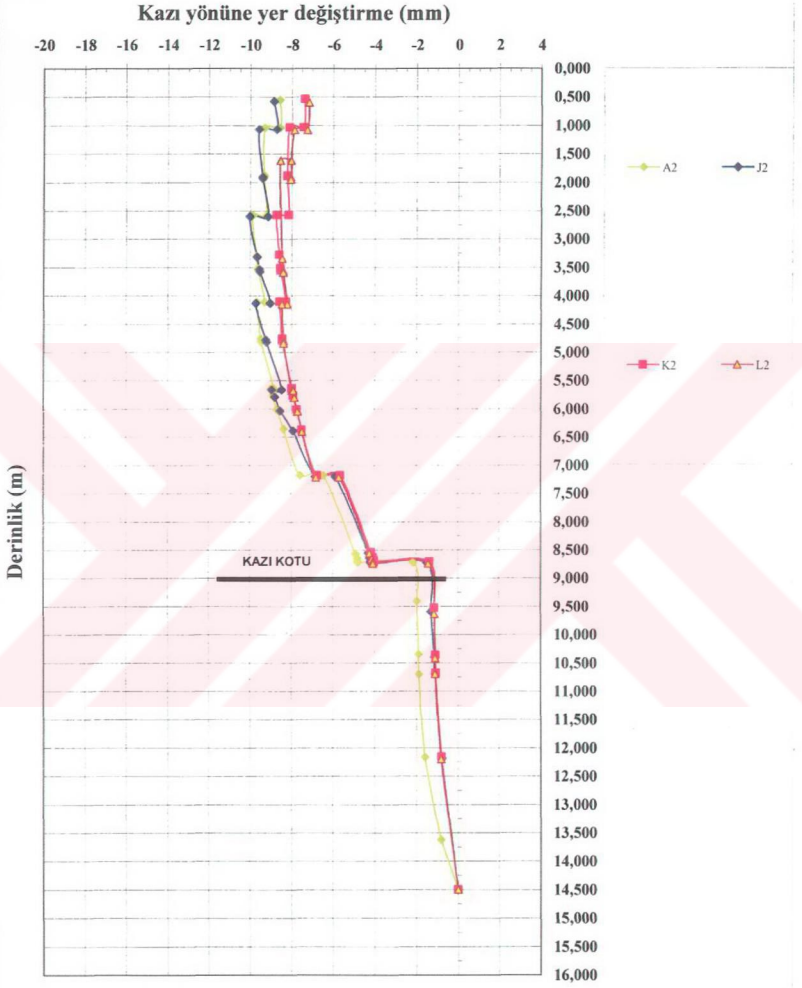
Şekil 5.12 (f) $\gamma_{\text{yaş}}$ ' ın değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 1 – 1)



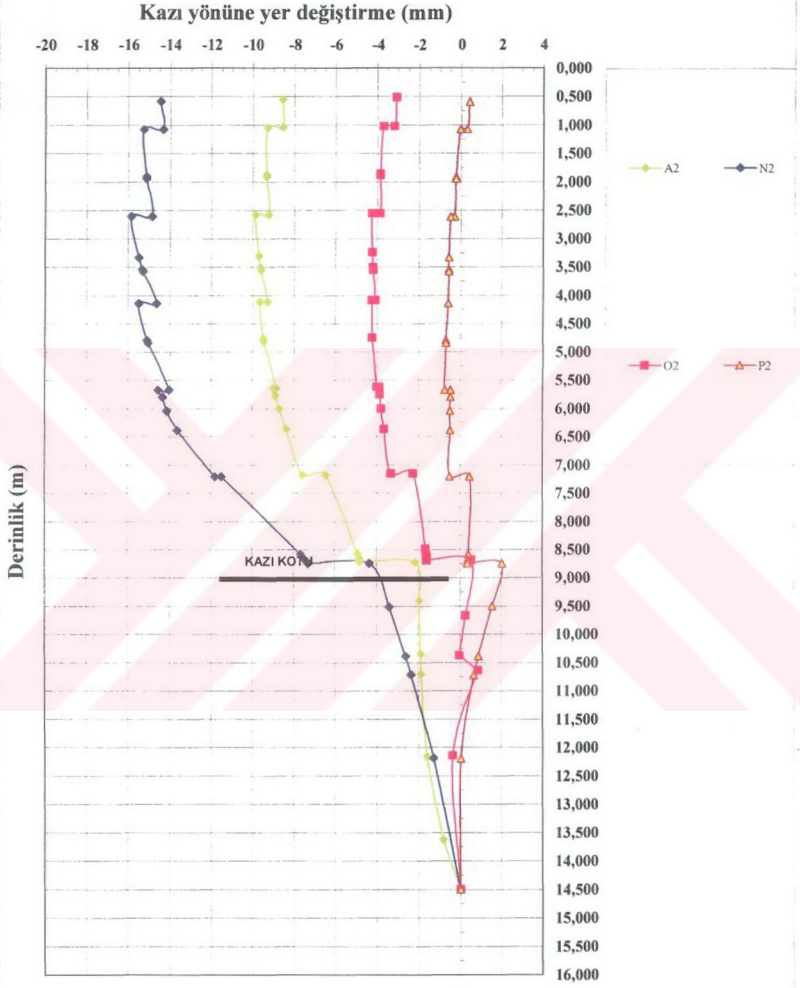
Şekil 5.13 (a) E' nin değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 – 2)



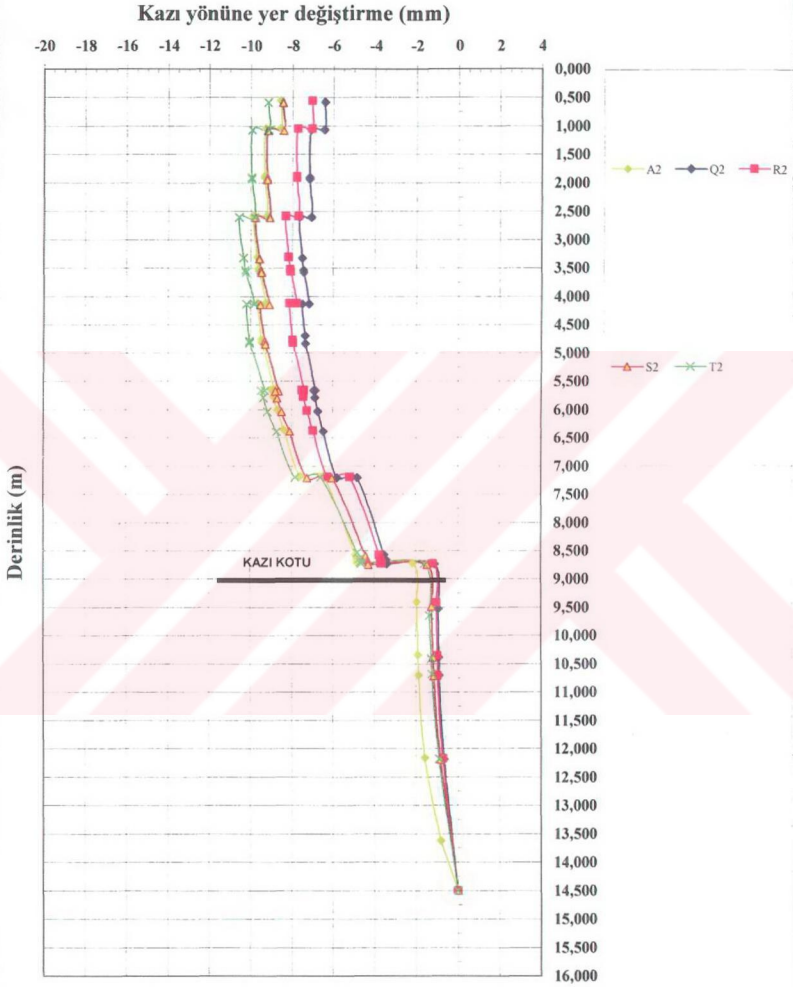
Şekil 5.13 (b) ν' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 – 2)



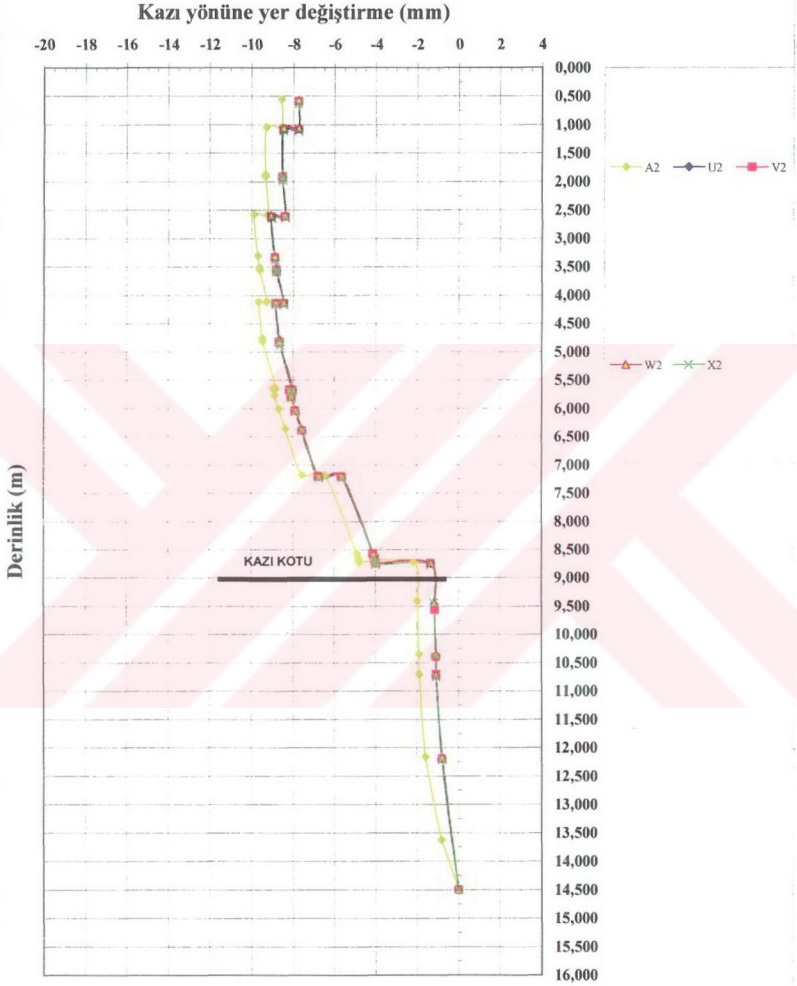
Şekil 5.13 (c) (c')' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 – 2)



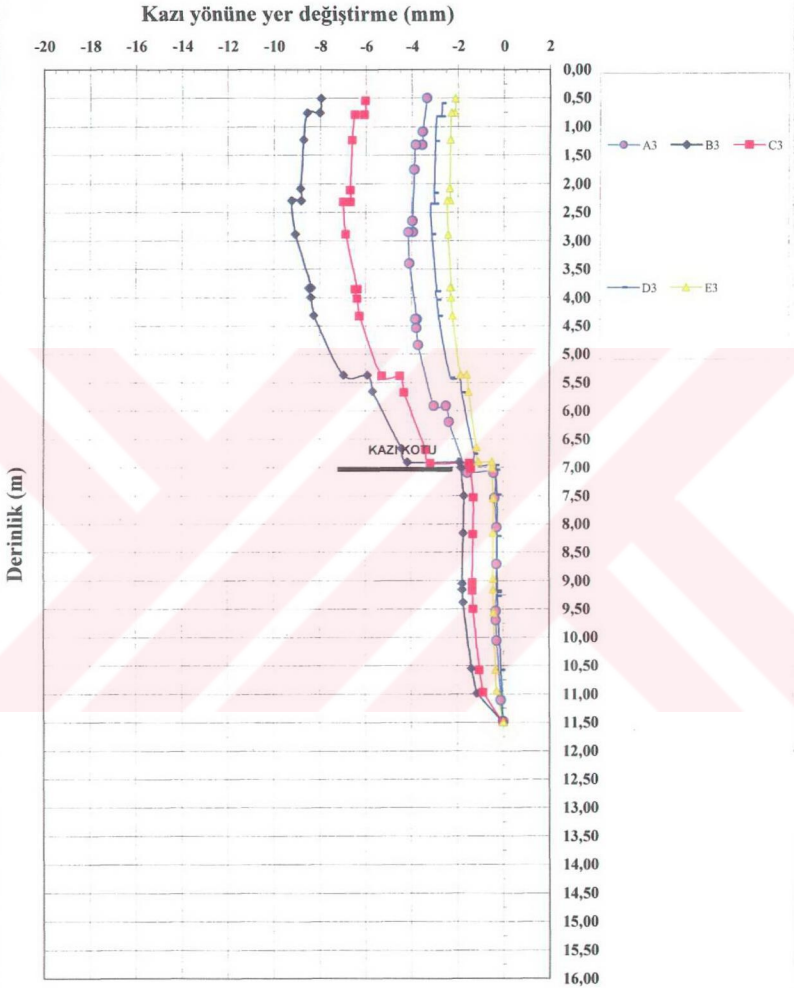
Şekil 5.13 (d) (Φ') ' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 – 2)



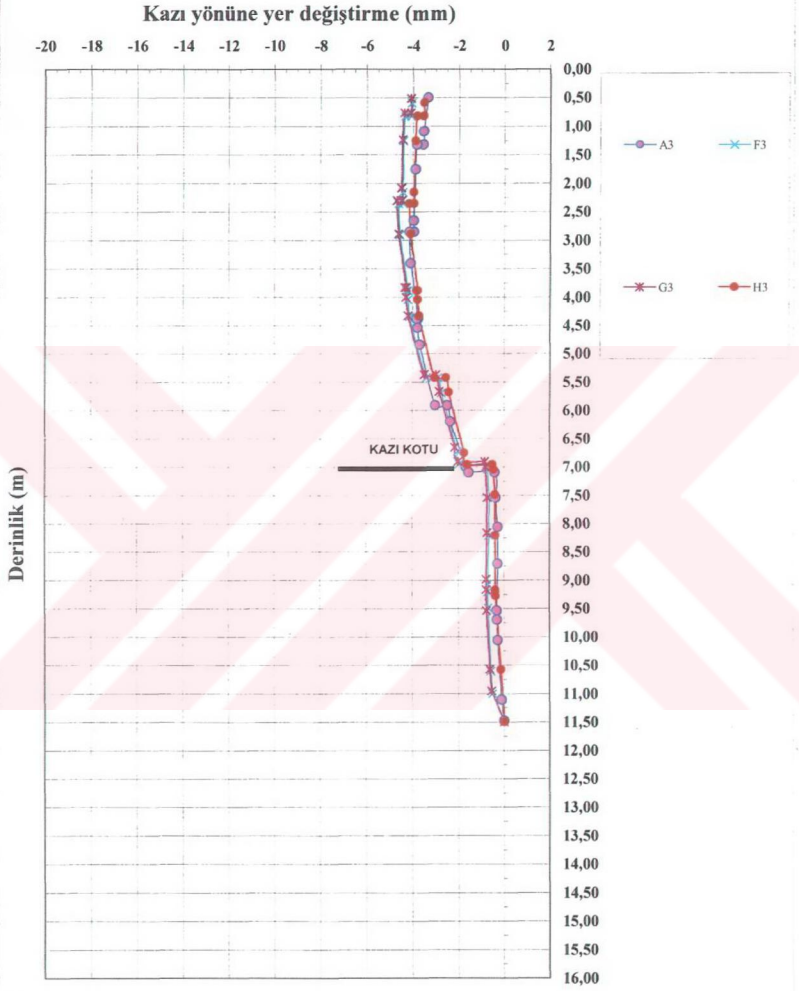
Şekil 5.13 (e) γ_{kuru} 'nun değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 – 2)



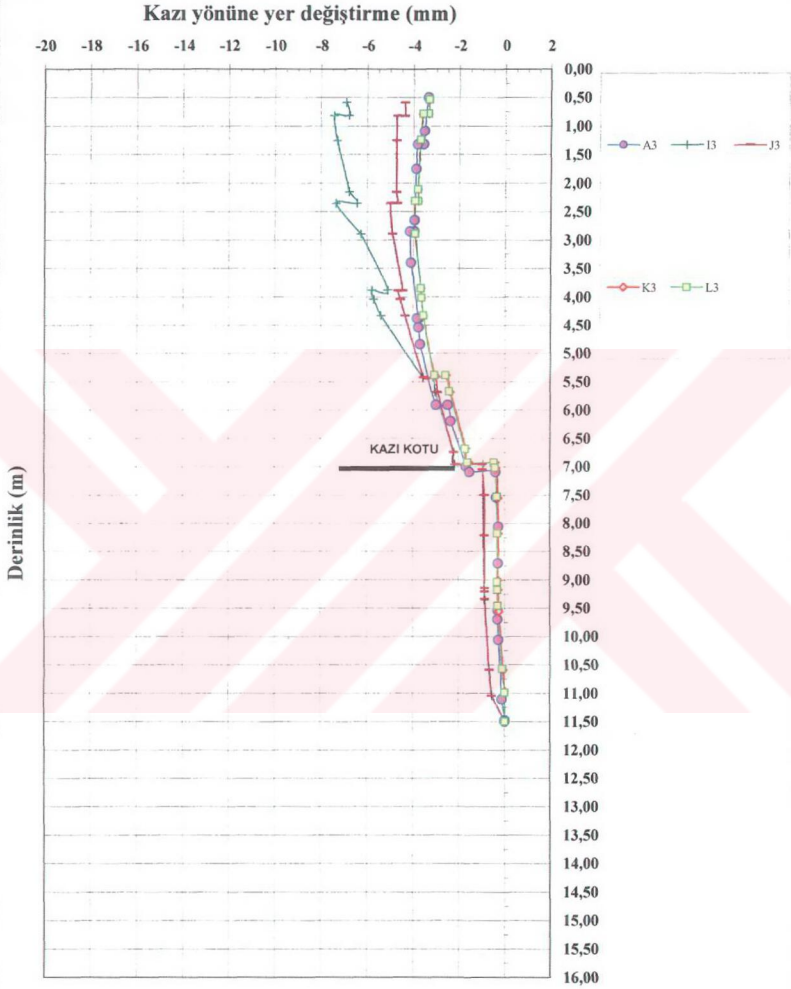
Şekil 5.13 (f) $\gamma_{\text{yaş}}$ ' in değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 2 – 2)



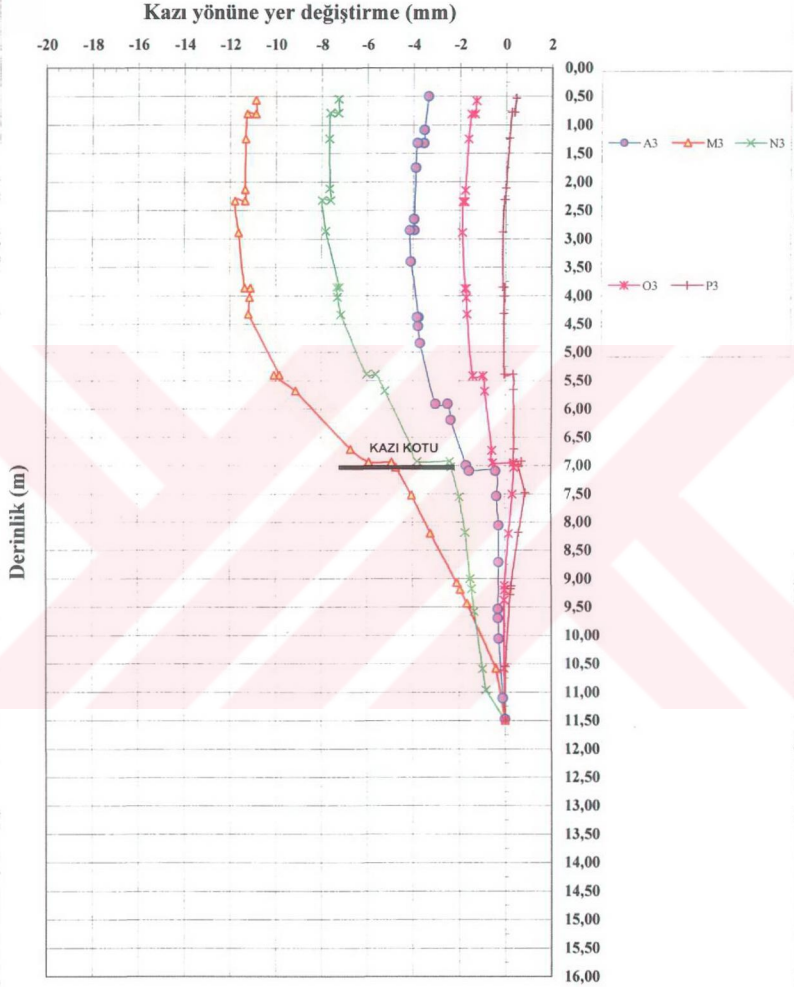
Şekil 5.14 (a) E' nin değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)



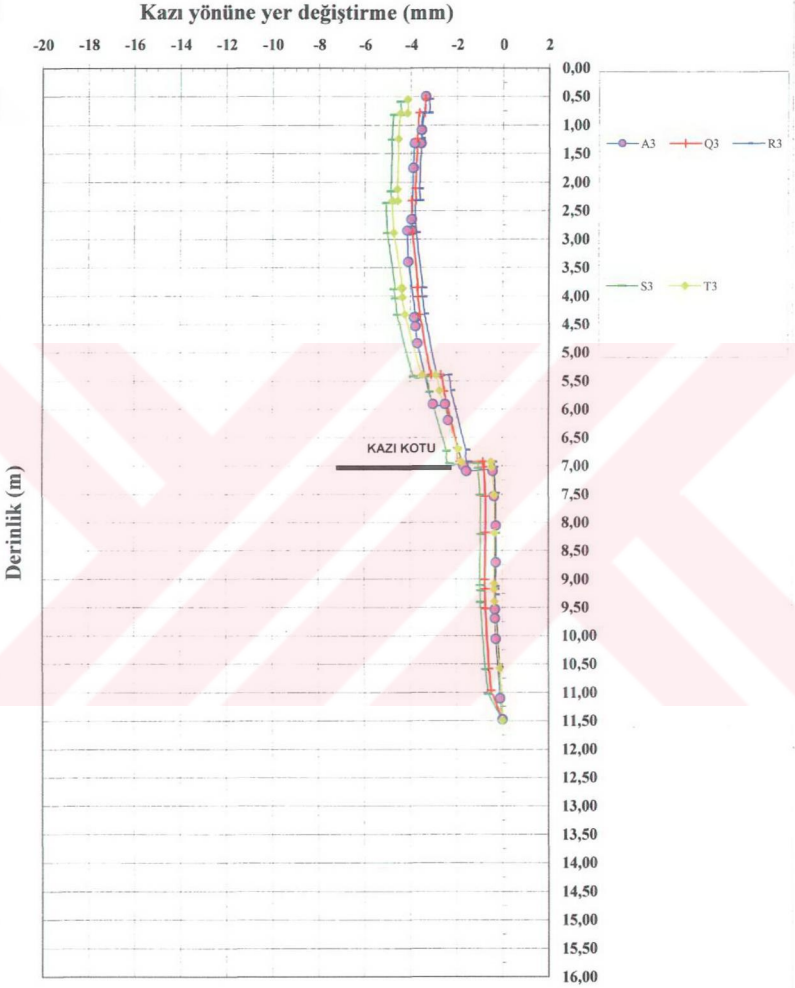
Şekil 5.14 (b) ν' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)



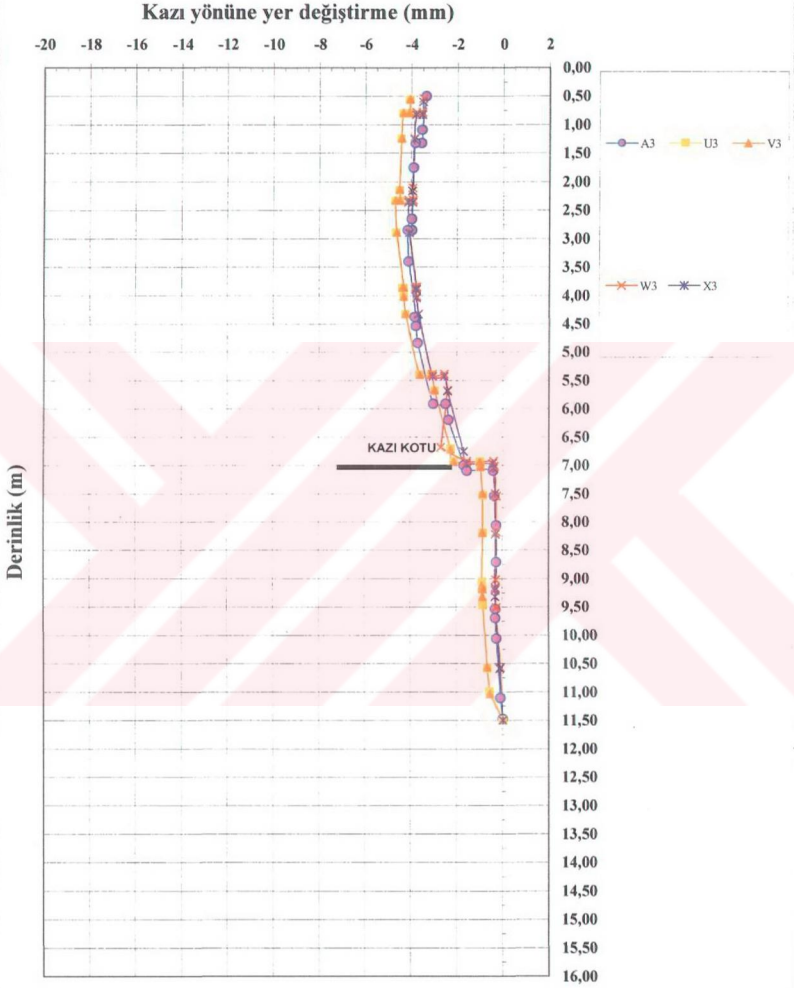
Şekil 5.14 (c) (c')' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)



Şekil 5.14 (d) (Φ') ' nün değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)



Şekil 5.14 (e) γ_{kuru} ' nun değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)



Şekil 5.14 (f) $\gamma_{\text{yaş}}$ ' in değişken, diğer parametrelerin sabit olduğu derinlik – yatay şekil değiştirme eğrisi (Kesit 3 – 3)

Yapılan duyarlılık analizleri sonucunda oluşturulan Şekil 5.12, Şekil 5.13 ve Şekil 5.14' teki değerler ile arazi koşullarında elde edilen veriler karşılaştırılmış ve duvarın en üst noktasında gerçekleşen yatay hareketin PLAXIS 7.2 ile tahmin edilene oranının (Φ') ve (c')' ne bağlı değişim grafikleri hazırlanmıştır. Bu grafiklerin hazırlanması sırasında tahmin edilen parametrelerden hangisinin daha kritik olduğunun saptanması amaçlanmıştır.

Çizelge 5.13 (a) Kesit 1 – 1 için değişken Φ' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi

	Φ'	δ	$\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}}$
Ölçülen (Arazi koşulları)		-15,93 mm	
N1 tahmini	20°	-16,51 mm	1,037
A1 tahmini	30°	-10,73 mm	0,674
O1 tahmini	40°	-5,41 mm	0,340
P1 tahmini	50°	-2,69 mm	0,169

Çizelge 5.13 (b) Kesit 2 – 2 için değişken Φ' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi

	Φ'	δ	$\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}}$
Ölçülen (Arazi koşulları)		-10,21 mm	
N2 tahmini	20°	-14,47 mm	1,417
A2 tahmini	30°	-8,57 mm	0,839
O2 tahmini	40°	-3,12 mm	0,306

Çizelge 5.13 (c) Kesit 3 – 3 için değişken ϕ' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi

	ϕ'	δ	$\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}}$
Ölçülen (Arazi koşulları)		-3,56 mm	
M3 tahmini	10°	-10,89 mm	3,055
N3 tahmini	20°	-7,28 mm	2,043
A3 tahmini	30°	-3,37 mm	0,946
O3 tahmini	40°	-1,30 mm	0,366

Çizelge 5.14 (a) Kesit 1 – 1 için değişken c' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi

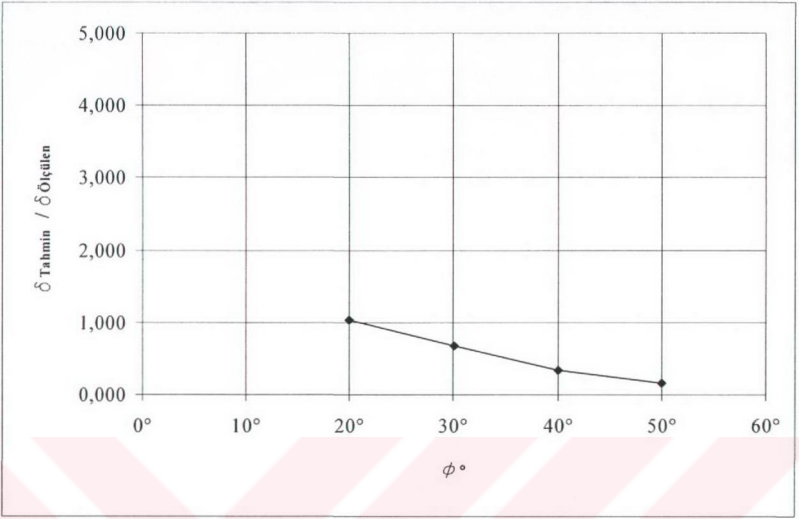
	c'	δ	$\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}}$
Ölçülen (Arazi koşulları)		-15,93 mm	
J1 tahmini	20 kPa	-12,20 mm	0,766
A1 tahmini	30 kPa	-10,73 mm	0,674
K1 tahmini	40 kPa	-9,59 mm	0,602
L1 tahmini	50 kPa	-9,20 mm	0,578

Çizelge 5.14 (b) Kesit 2 – 2 için değişken c' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi

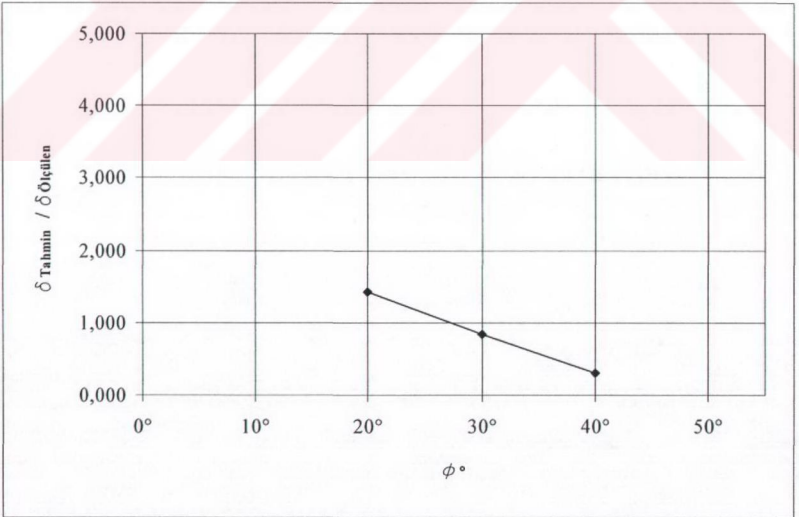
	c'	δ	$\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}}$
Ölçülen (Arazi koşulları)		-10,21 mm	
J2 tahmini	20 kPa	-8,86 mm	0,867
A2 tahmini	30 kPa	-8,57 mm	0,839
K2 tahmini	40 kPa	-7,39 mm	0,724
L2 tahmini	50 kPa	-7,19 mm	0,704

Çizelge 5.14 (c) Kesit 3 – 3 için değişken c' ile elde edilen yatay yer değiştirmelerin değişimi

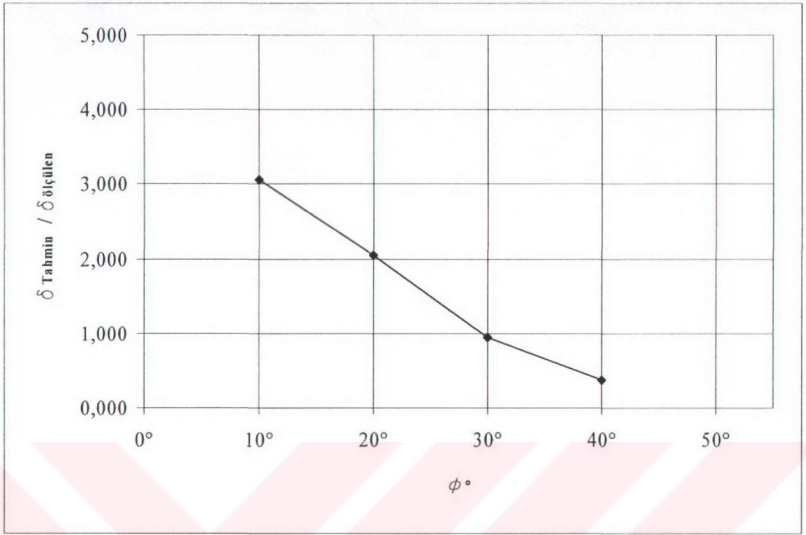
	c'	δ	$\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}}$
Ölçülen (Arazi koşulları)		-3,56 mm	
I3 tahmini	10 kPa	-6,91 mm	1,940
J3 tahmini	20 kPa	-4,40 mm	1,235
A3 tahmini	30 kPa	-3,37 mm	0,946
K3 tahmini	40 kPa	-3,35 mm	0,939
L3 tahmini	50 kPa	-3,32 mm	0,931



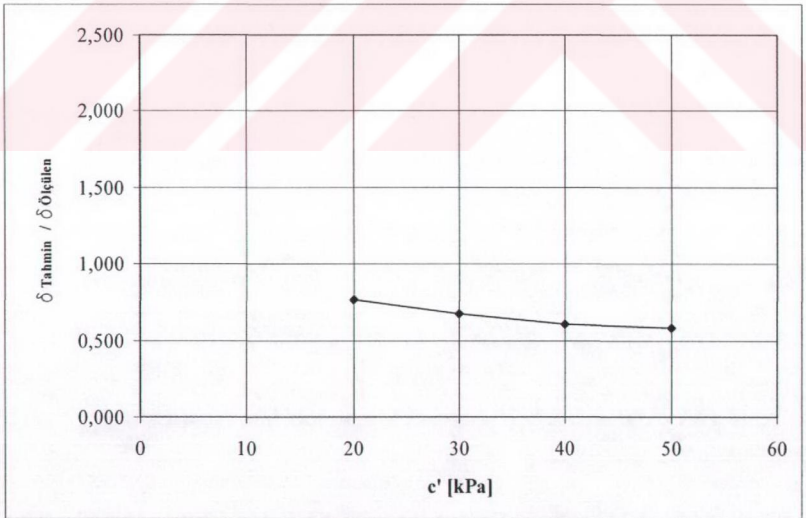
Şekil 5.15 (a) Kesit 1 – 1 için yanal yer değiştirme oranının (ϕ°)'ye bağlı değişimi



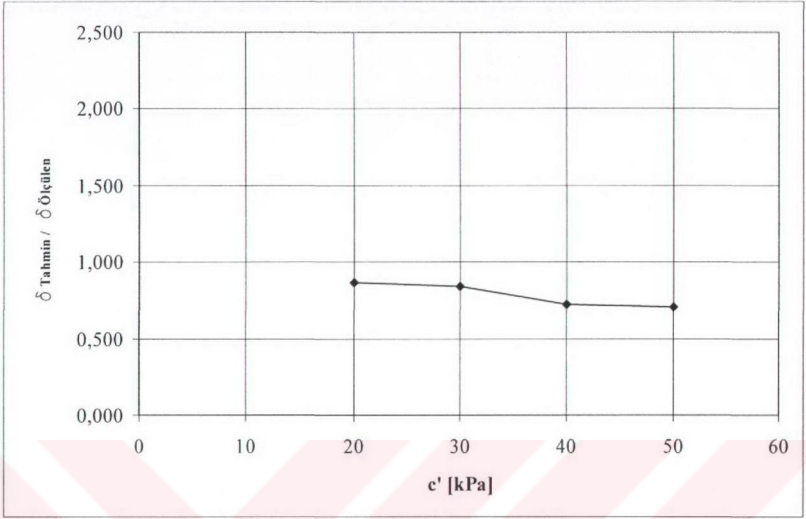
Şekil 5.15 (b) Kesit 2 – 2 için yanal yer değiştirme oranının (ϕ°)'ye bağlı değişimi



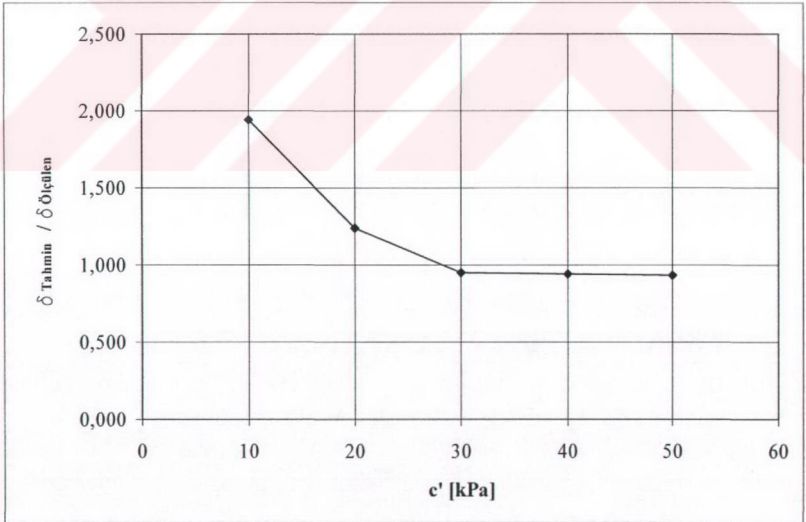
Şekil 5.15 (c) Kesit 3 – 3 için yanal yer değiştirme oranının (ϕ')'ye bağlı değişimi



Şekil 5.16 (a) Kesit 1 – 1 için yanal yer değiştirme oranının (c')'ye bağlı değişimi



Şekil 5.16 (b) Kesit 2 – 2 için yanıl yer değıştirme oranının (c')' ye bağılı değışimi



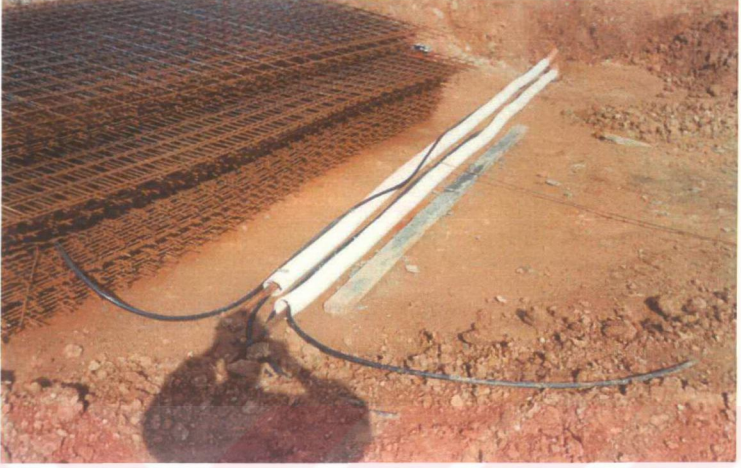
Şekil 5.16 (c) Kesit 3 – 3 için yanıl yer değıştirme oranının (c')' ye bağılı değışimi



Şekil 5.17 (a) Eğim ölçerin okuma almak için borunun içine yerleştirilmesi



Şekil 5.17 (b) Okumaların alınması



Şekil 5.17 (c) Koruyucu kılıf içine yerleştirilmiş kalıcı zemin çivileri



Şekil 5.17 (d) Arazide projesine uygun olarak yerleştirilmiş kalıcı zemin çivisi



Şekil 5.17 (e) Enjeksiyonu tamamlanmış, taşıyıcı plakası yerleştirilecek olan deney çivisi



Şekil 5.17 (f) Yük hücresi takılmış ve kadranlı ölçerleri deneye hazır hale getirilmiş deney çivisi



Şekil 5.17 (g) En üst aşamasının birinci kat püskürtme betonu tamamlanmış kalıcı zemin çivili duvar



Şekil 5.17 (h) En üst aşaması tamamlanmış, bir alt aşamasının yapımına geçilmiş kalıcı zemin çivili duvar



Şekil 5.17 (i) Kalıcı zemin çivili duvar inşaatının diğer aşamaları

6. SONUÇ ve ÖNERİLER

Derin bir kazının yapılmasında zemin çoğu kez kendini yeterli süre tutabilir özelliğe sahip olmamaktadır. Bu gibi durumlarda çeşitli yöntemlere başvurularak kazı alanında güvenliği sağlamak amacıyla kazının desteklenmesi gerekmektedir.

Bilindiği üzere kazı desteklerinde göçmeye karşı güvenliğin yanı sıra iksa sisteminin yapacağı yer değiştirmeler de son derece önem kazanmaktadır. Bu çalışmada bu amaçla uygulamada ölçülen yer değiştirmeler ile tahmin edilenler arasındaki bağıntıyı ve tahmin yöntemlerinin ne denli başarılı olduğunu görmek için bir araştırma yapılmıştır. Bu araştırma kapsamında ayrıntılı biçimde incelenen ve diğer yöntemlerle olan benzerliği ile farkları belirtilen zemin çivileri, hızlı yapıma olanak vermesi ve düşük maliyeti ile kazı destek sistemlerinde öne çıkmaktadır.

Kazı destek sisteminin modellenmesi için PLAXIS 7.2 adlı hazır bir programdan yararlanılmış olup, yatay yer değiştirmeler tahmin edilmiştir. Model tasarım çıktılarında (bkz. Şekil 5.11) da görüldüğü gibi hem kaya ortamının (grovak) bulunduğu kesimlerde hem de sert killi olarak nitelendirilen zemin ortamında PLAXIS 7.2 ile elde edilen değerler aynı kesitlerdeki eğim ölçerlerden alınan okumalar gerçekçi zemin parametrelerine oldukça yakındır. Bunun en büyük nedeni PLAXIS 7.2 ile yapılan hesaplarda uzun süreli dayanım parametrelerinin; diğer bir deyişle efektif zemin parametrelerinin kullanılmasıdır. Ayrıca zemine ve kullanılan malzemelere ait özelliklerin yeteri kadar doğrulukta bilinmesi ve bunların programa doğru biçimde yüklenerek sistemin çözülmesi mühendisi güvenli tarafta bırakırken, projenin de ekonomik açıdan daha az maliyetli olmasını sağlamaktadır.

Bunun yanı sıra pasif ankraj olarak da adlandırılan zemin çivilerinde, zemin hareketleriyle oluşan çekme gerilmelerinden doğan uzamanın ve/veya zeminden sıyrılmanın analizi için SNAIL programı kullanılmıştır. Şekil 5.2' de görüldüğü gibi her tip kesitte hesaplanan çivi yükleri arazide çekme deneyleri sonuçları ile karşılaştırıldığında da yeterli derecede yaklaşık değerlerin elde edildiği görülmüştür. Çizelge 5.6' da özetlendiği gibi, yapılan toplam altı adet çekme deneyinde kaya bölgelerinde yapılanlarda çekmeye karşı yeterli güvenlik sayısı kolayca sağlanmıştır. Killi bölgelerde ise yapılan iki deneyde statik koşullarda çekmeye karşı 1,29 (tam ölçülemeyen 6 no'lu deney) ve 1,69 (7 no'lu deney) güvenlik sayıları elde edilmiştir. Genel olarak statik koşullarda 1,50 güvenlik sayısı yeterli kabul edilmekte olup, deprem durumunda yüklemenin anlık olması nedeniyle 1,10 güvenlik sayısı yeterli görülmektedir.

Zemin parametrelerinin doğru tahmin edilememesi durumunda proje aşamasında tahmin edilecek yer değiştirmelere olacak etkinin belirlenmesi amacıyla bir duyarlılık analizi gerçekleştirilmiştir. Bu analiz incelenen 3 kesitte de yapılmış olup; her denemede sadece bir parametre değişken alınırken diğerleri sabit tutulmuştur. Kullanılan E ve ν parametrelerinin seçiminde İstanbul bölgesi kayaçlarının mühendislik özellikleri dikkate alınmıştır.

Poisson oranı (ν) kaya ortamı için 0,200 – 0,275 arasında, sert killi zemin için 0,300 – 0,375 arasındaki değerlerde alınmıştır. Kaya ortamı için başlangıçta öngörülen zemin parametrelerine sadık kalınmış, buna göre bir deformasyon modülü saptanmıştır. Sert killi olarak öngörülen bölgede önerilen parametreler ile yapılan ilk modelleme gerçekten çok uzak sonuçlar vermiş; eldeki eğim ölçer okumalarına göre bu bölgede bir katmanlanma olacağı düşünüldükçe üstte yaklaşık 2 m kalınlığında bir sert kil tabakası, altında da ayrılmış kilaşı varsayılarak modelleme yapılmıştır. Bu çalışmalar sonucunda;

- 1 no' lu eğim ölçerin yerleştirildiği bölgede E değeri 75 MPa, ν değeri de 0,250 için uygun bulunmuştur.
- 2 no' lu eğim ölçerin bulunduğu bölge için ise $E = 50$ MPa, $\nu = 0,250$ 'nin en uygun değer olduğu hesaplanmıştır. Bu E ve ν değerleri dikkate alındığında 2 no' lu eğim ölçerin kaya/zemin geçiş bölgesine yakın bir yere yerleştirildiğine karar verilmiştir.
- 3 no' lu eğim ölçerin bulunduğu noktada $E_{\text{zemin}} = 40$ MPa, $\nu = 0,350$, $c' = 15$ kPa, $E_{\text{kaya}} = 50$ MPa, $\nu = 0,250$, $c' = 30$ kPa ve $\phi' = 30^\circ$ için saha davranışına çok yakın yatay yer değiştirme değerine ulaşılmıştır.

Yapılan analizler ışığında $\nu - \Delta x$ arasında doğru orantı olduğu söylenebilir. Diğer bir deyişle; ν değeri artıkça/azaldıkça zeminde yer değiştirmeler (Δx) de artmakta/azalmaktadır. Zemin ortamı için ν değeri 0,300 – 0,350 arasındayken yatay yer değiştirmelerin birbirine çok yakın olduğu ancak 0,350 – 0,375 arasında belirgin farklılık sergilediği görülmektedir. Kaya ortamında ise 0,200 – 0,275 arasında duvarın 1 m gerisinde gerçekleşen yatay yer değiştirmelerin birbirine çok yakın değerlerde olduğu saptanmıştır.

E , c' ve ϕ' parametreleri ayrı ayrı artıkça/azaldıkça zeminde tahmin edilen yer değiştirmeler de azalmakta/artmaktadır. Bu da $E - \Delta x$, $c' - \Delta x$ ve $\phi' - \Delta x$ aralarında ters orantı olduğunu kanıtlamaktadır.

Burada özen gösterilmesi gereken en önemli nokta zeminin içsel sürtünme açısının yatay yer değiştirmeler üzerinde en az deformasyon modülü kadar etkili olduğudur. Özellikle $\phi' = 30^\circ$,

den sonra $\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}}$ oranında her derece için daha büyük bir artış kaydedilmiş, $30^\circ - 40^\circ$ arasında her üç kesitte de $\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}}$ oranının 1/3 dolaylarında seyrettiği görülmüştür. PLAXIS 7.2 ile yapılan denemelerde sadece Kesit 1 – 1’ de $\phi' = 50^\circ$ için yanal duvar hareketi gerçekleşmiş, diğer kesitlerde hareket zımbalama türünde olduğu için $\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}} - \phi'$ grafiklerinde dikkate alınmamıştır. Şekil 5.15 (a)’ da da görüldüğü üzere duvar hareketinin tahmininde $\phi' = 40^\circ$ ’ den sonraki her açı değeri duvar davranışı tahmininde büyük önem taşımaktadır.

Öte yandan $\delta_{\text{Tahmin}} / \delta_{\text{Ölçülen}} - c'$ eşelinde yatay hareket oranının 30 kPa’ dan sonra daha az miktarda artışı görülmektedir. Bu da düşük kohezyon değerlerinde duvar davranışının daha kritik olduğuna bir işarettir. Diğer bir deyişle; küçük kohezyon değerlerinde yapılacak herhangi bir artış tahmin edilen yatay duvar hareketinde daha fazla etkili olacaktır. Ayrıca kohezyonun kazı derinliğine bağlı olarak sistemde göçme yaratacak derecede etkili olduğu da yapılan analizlerde kanıtlanmıştır.

Duyarlılık analizleri gerçekte çok karmaşık bir yapıya sahip olan zeminin modellenmesinde, sistem davranışının bütünüyle arazi verilerinin denetimi altında olduğunu göstermektedir. Oysa yurdumuzda gerek geçici gerekse kalıcı destek yapılarında diğer yöntemlerle birlikte karma bir yapıyı oluşturacak şekilde de tasarlanabilen zemin çivili yapılar hakkında ne yazık ki sadece inşaat süresince veri alınabilmektedir. Bu verilerin inşaat sonrasında araziden periyodik olarak alınması, sistemin çoğu kez geçici olarak planlanmasından ötürü göz ardı edilmektedir. Bu da tasarımcı mühendisleri, uzun süreli koşulların bilgisayar programları ile modellenmesinde daha tutucu davranmaya zorlamaktadır. Oysa geotekniğin her konusunda olduğu gibi bu tür zemin yapılarında da “*olmazsa olmaz*” koşul, hesapların arazi deneyleri ile denetlenmesi ve desteklenmesidir. Kağıt üzerinde veya bilgisayar programında uygulanabilir görünen bir proje, zeminin heterojen yapısı ve/veya değişen çevresel koşullar nedeniyle gerçekte başarılı sonuçlar vermeyebilir. Bu da yapım aşamasında sürekli sorunlarla karşılaşılmasına ve hatta projenin bütünüyle değişmesine yol açarak hem maddi hem de zaman açısından büyük kayıplara neden olabilir.

Tasarım aşamasında gereken bazı parametrelerin arazi deneyleri ile elde edileceği; dolayısı ile inşaat öncesinde, sırasında ve sonrasında yerinde ölçüm/örnek almanın projenin güvenilirliğini ve maliyetini doğrudan etkileyeceği asla unutulmamalıdır. Önceki bölümlerde ayrıntılı olarak sözü edilen son durum deneyleri, doğrulama deneyleri, kanıtlama deneyleri

yapılmalı; bunların dışında zemin hareketini gözlemlemek için gerekli noktalara eğim ölçerler ve/veya başka aygıtlar yerleştirilerek proje sürekli izlenmeli ve gerekiyorsa yeniden modellenmesi yoluna gidilmelidir.



KAYNAKLAR

Byrne R.J., Cotton D., Porterfield J., Wolschlag C. ve Ueblacker G., (1998), “Manual for Design and Construction Monitoring of Soil Nail Wall (FHWA-SA-96-069R)”, 1-268, Washington/USA.

Byrne R.J., Cotton D., Porterfield J., (1998), “Soil Nail Field Inspectors Manual – Soil Nail Walls (FHWA-SA-93-068)”, 1-68, Washington/USA.

Yıldırım M.. “Mühendislik Jeolojisi Türk Milli Komitesi Bülteni – İstanbul Tersiyer Çökeltilerinin Stratigrafisi ve Mühendislik Özellikleri” , 55-59, IAEG (2002), Ankara.

Yıldırım S., “Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı”(2002), 135-138, İstanbul.

Yıldırım M., Koçak A., Vardar M., “Çatlaklı Grovıkların Kayma Mukavemetinin Belirlenmesi” , 46, YTÜD, (1999-1), İstanbul.

ZETAŞ Zemin Teknolojisi A.Ş. (2003), Maltepe Alışveriş Merkezi Kalıcı Kazı İksası Zemin Çivisi Çekme Deneyleri Değerlendirme Raporu” , 1-23, İstanbul.

ZETAŞ Zemin Teknolojisi A.Ş. (2003), Maltepe Alışveriş Merkezi Kalıcı Kazı İksası Uygulama Projesi Hesap Raporu” , 1-50, İstanbul.



EKLER

- Ek 1 Tasarımda kullanılan çizelgeler
Ek 2 Tüm tip kesitlere ilişkin SNAIL çözümleri
Ek 3 Her tip kesitin PLAXIS 7.2 ile modellenmesi



Ek 1 Tasarımda kullanılan çizelgeler

Çizelge Ek 1.1 Başlıklı cıvata gövdelerine ait boyutlar (FHWA, 1998)

Ankraj boyutu inç	Plakaya kaynak sonrası uzunluk inç (mm)	Kafa çapı inç (mm)	Kafa kalınlığı inç (mm)
$\frac{1}{4} \times 2^{\frac{11}{16}}$	$2^{\frac{9}{16}}$ (65)	0,500 (12,7)	0,187 (4,7)
$\frac{1}{4} \times 4^{\frac{1}{8}}$	4 (102)	0,500 (12,7)	0,187 (4,7)
$\frac{3}{8} \times 4^{\frac{1}{8}}$	4 (102)	0,750 (19,1)	0,281 (7,1)
$\frac{3}{8} \times 6^{\frac{1}{8}}$	6 (152)	0,750 (19,1)	0,281 (7,1)
$\frac{1}{2} \times 2^{\frac{1}{8}}$	2 (51)	1,000 (25,4)	0,312 (7,9)
$\frac{1}{2} \times 3^{\frac{1}{8}}$	3 (76)	1,000 (25,4)	0,312 (7,9)
$\frac{1}{2} \times 4^{\frac{1}{8}}$	4 (102)	1,000 (25,4)	0,312 (7,9)
$\frac{1}{2} \times 5^{\frac{5}{16}}$	$5^{\frac{3}{16}}$ (132)	1,000 (25,4)	0,312 (7,9)
$\frac{1}{2} \times 6^{\frac{1}{8}}$	6 (152)	1,000 (25,4)	0,312 (7,9)
$\frac{1}{2} \times 8^{\frac{1}{8}}$	8 (203)	1,000 (25,4)	0,312 (7,9)
$\frac{5}{8} \times 2^{\frac{11}{16}}$	$2^{\frac{1}{2}}$ (64)	1,250 (31,8)	0,312 (7,9)
$\frac{5}{8} \times 6^{\frac{9}{16}}$	$6^{\frac{3}{8}}$ (64)	1,250 (31,8)	0,312 (7,9)
$\frac{5}{8} \times 8^{\frac{3}{16}}$	8 (203)	1,250 (31,8)	0,312 (7,9)
$\frac{3}{4} \times 3^{\frac{3}{16}}$	3 (76)	1,250 (31,8)	0,375 (9,5)
$\frac{3}{4} \times 3^{\frac{11}{16}}$	$3^{\frac{1}{2}}$ (89)	1,250 (31,8)	0,375 (9,5)
$\frac{3}{4} \times 4^{\frac{3}{16}}$	4 (102)	1,250 (31,8)	0,375 (9,5)
$\frac{3}{4} \times 5^{\frac{3}{16}}$	5 (127)	1,250 (31,8)	0,375 (9,5)
$\frac{3}{4} \times 6^{\frac{3}{16}}$	6 (152)	1,250 (31,8)	0,375 (9,5)
$\frac{3}{4} \times 7^{\frac{3}{16}}$	7 (178)	1,250 (31,8)	0,375 (9,5)
$\frac{3}{4} \times 8^{\frac{3}{16}}$	8 (203)	1,250 (31,8)	0,375 (9,5)
$\frac{7}{8} \times 3^{\frac{11}{16}}$	$3^{\frac{1}{2}}$ (89)	1,375 (34,9)	0,375 (9,5)
$\frac{7}{8} \times 4^{\frac{3}{16}}$	4 (102)	1,375 (34,9)	0,375 (9,5)
$\frac{7}{8} \times 5^{\frac{3}{16}}$	5 (127)	1,375 (34,9)	0,375 (9,5)
$\frac{7}{8} \times 6^{\frac{3}{16}}$	6 (152)	1,375 (34,9)	0,375 (9,5)
$\frac{7}{8} \times 7^{\frac{3}{16}}$	7 (178)	1,375 (34,9)	0,375 (9,5)
$\frac{7}{8} \times 8^{\frac{3}{16}}$	8 (203)	1,375 (34,9)	0,375 (9,5)

Çizelge Ek 1.2 Püskürtme betonlu geçici kaplamalar için nominal çivi kafası dayanımları (FHWA, 1998)

Çivi aralıkları (m)	Çelik hasır	Düşey taşıyıcı çubuklar	T _{FN} (kN)
1,25 x 1,25	152x152 MW13xMW13	-	58
		2 x No [13]	122
	152x152 MW18xMW18	-	81
		2 x No [13]	145
	152x152 MW25xMW25	-	111
		2 x No [13]	166*
	102x102 MW9xMW9	-	59
		2 x No [13]	124
	102x102 MW13xMW13	-	86
		2 x No [13]	149
	102x102 MW18xMW18	-	119
		2 x No [13]	170*
1,50 x 1,50	152x152 MW13xMW13	-	58
		2 x No [13]	112
	152x152 MW18xMW18	-	81
		2 x No [13]	135
	152x152 MW25xMW25	-	111
		2 x No [13]	163
	102x102 MW9xMW9	-	59
		2 x No [13]	113
	102x102 MW13xMW13	-	86
		2 x No [13]	139
	102x102 MW18xMW18	-	119
		2 x No [13]	170*
1,75 x 1,75	152x152 MW13xMW13	-	58
		2 x No [13]	105
	152x152 MW18xMW18	-	81
		2 x No [13]	127
	152x152 MW25xMW25	-	111
		2 x No [13]	156
	102x102 MW9xMW9	-	59
		2 x No [13]	106
	102x102 MW13xMW13	-	86
		2 x No [13]	132
	102x102 MW18xMW18	-	119
		2 x No [13]	164

(*) ile gösterilen değerlerde hesaplanan kapasite (brüt alana göre) maksimum donatı oranı olan % 35 ile sınırlandırılmıştır.

Çizelge Ek 1.3 Taşıyıcı plaka genişliğine göre değişen zımbalama etkisi (FHWA, 1998)

Taşıyıcı plaka genişliği (mm)	V _N (kN)	T _{FN} (kN)
200	165	184
225	178	204
250	192	224

Çizelge Ek 1.4 Kaplama kalınlığına göre değişen zımbalama etkisi (FHWA, 1998)

Kaplama kalınlığı (mm)	T _{FN} (kN)
150	206
200	278

Çizelge Ek 1.5 Taşıyıcı plaka kalınlığı ve cıvata aralıklarına göre değişen zımbalama etkisi (FHWA, 1998)

Plaka kalınlığı + Cıvata Boyu (h _c) (mm)	Cıvata aralığı (S _{HS}) (mm)	V _N (kN)	T _{FN} (kN)
150	80	189	197
	105	210	219
	130	230	243
145	80	179	185
	105	199	207
	130	219	230
125	80	141	144
	105	158	163
	130	175	182
120	80	132	135
	105	148	152
	130	165	170
100	80	99	100
	105	112	115
	130	126	129
95	80	91	92
	105	104	106
	130	117	120

Çizelge Ek 1.6 İngiliz [Metrik] sistemde donatı boyutları (FHWA, 1998)

Çubuk No	Nominal Çap , inç [mm]	Nominal Alan , inç ² [mm ²]
3 [10]	0,375 [9,6]	0,11 [71]
4 [13]	0,500 [12,7]	0,20 [129]
5 [16]	0,625 [15,9]	0,31 [199]
6 [19]	0,750 [19,1]	0,44 [284]
7 [22]	0,875 [22,2]	0,60 [387]
8 [25]	1,000 [25,4]	0,79 [510]
9 [19]	1,128 [28,7]	1,00 [645]
10 [32]	1,270 [32,3]	1,27 [819]
11 [36]	1,410 [35,8]	1,56 [1006]
14 [43]	1,693 [43,0]	2,25 [1452]
18 [57]	2,257 [57,3]	4,00 [2581]

Ek 2 Tüm tip kesitlere ilişkin SNAIL çözümleri

File: MS1

Page - 1

```
*****
* CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION *
* ENGINEERING SERVICE CENTER *
* DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS *
* Office of Roadway Geotechnical Engineering *
* Date: 02-12-2004 Time: 20:06:52 *
*****
```

Project Identification - MS1

----- WALL GEOMETRY -----

```
Vertical Wall Height = 10,00 m
Wall Batter          = 5,0 degree
                    Angle Length
                    (Deg) (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 20,0 12,0
Second Slope from 1st slope. = 10,0 10,0
Third Slope from 2nd slope. = 0,0 0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0 0,0
Fifth Slope from 4th slope. = 0,0 0,0
Sixth Slope from 5th slope. = 0,0 0,0
Seventh Slope Angle. = 0,0
```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```
Begin Surcharge - Distance from toe = 1,00 m
End Surcharge - Distance from toe = 35,00 m
Loading Intensity - Begin = 10,0 kPa/m
Loading Intensity - End = 10,0 kPa/m
```

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m3)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary			
					XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	19,00	25,0	15,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 1,00 to 35,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels	=	7
Horizontal Spacing	=	1,50 m
Diameter of Reinforcement Element	=	40,0 mm
Yield Stress of Reinforcement	=	420,0 MPa
Diameter of Grouted Hole	=	110,0 mm
Punching Shear	=	150,0 kN

----- (For ALL Levels) -----

Reinforcement Lengths	=	12,0 m
Reinforcement Inclination	=	15,0 degrees
Vertical Spacing to First Level	=	0,50 m
Vertical Spacing to Remaining Levels	=	1,50 m

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	1,763	4,4	68,7	12,1	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level						
			1 = 109,739 MPa	(Punching Shear controls..)		
			2 = 103,104 MPa	(Punching Shear controls..)		
			3 = 96,469 MPa	(Punching Shear controls..)		
			4 = 89,833 MPa	(Punching Shear controls..)		
			5 = 83,198 MPa	(Punching Shear controls..)		
			6 = 76,563 MPa	(Punching Shear controls..)		
			7 = 69,928 MPa	(Punching Shear controls..)		

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2						
	1,624	7,8	46,9	6,9	67,4	8,1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 113,046 MPa	(Pullout controls...)		
			2 = 120,803 MPa	(Pullout controls...)		
			3 = 128,559 MPa	(Pullout controls...)		
			4 = 132,860 MPa	(Punching Shear controls..)		
			5 = 115,049 MPa	(Punching Shear controls..)		
			6 = 97,238 MPa	(Punching Shear controls..)		
			7 = 79,428 MPa	(Punching Shear controls..)		

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3						
	1,558	11,2	44,5	7,9	55,8	10,0
Reinf. Stress at Level						
			1 = 96,122 MPa	(Pullout controls...)		
			2 = 109,824 MPa	(Pullout controls...)		
			3 = 124,974 MPa	(Pullout controls...)		
			4 = 143,350 MPa	(Punching Shear controls..)		
			5 = 123,323 MPa	(Punching Shear controls..)		
			6 = 103,295 MPa	(Punching Shear controls..)		
			7 = 83,268 MPa	(Punching Shear controls..)		

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4					
1,496	14,6	36,7	7,3	49,3	13,4
Reinf. Stress at Level					
		1 =	74,725 MPa (Pullout controls...)		
		2 =	92,667 MPa (Pullout controls...)		
		3 =	110,609 MPa (Pullout controls...)		
		4 =	132,952 MPa (Pullout controls...)		
		5 =	141,160 MPa (Punching Shear controls..)		
		6 =	114,861 MPa (Punching Shear controls..)		
		7 =	88,562 MPa (Punching Shear controls..)		
MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5					
1,474	18,0	32,2	8,5	44,5	15,1
Reinf. Stress at Level					
		1 =	50,555 MPa (Pullout controls...)		
		2 =	71,758 MPa (Pullout controls...)		
		3 =	92,960 MPa (Pullout controls...)		
		4 =	122,318 MPa (Pullout controls...)		
		5 =	152,032 MPa (Punching Shear controls..)		
		6 =	121,574 MPa (Punching Shear controls..)		
		7 =	91,116 MPa (Punching Shear controls..)		
MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6					
1,483	21,4	23,8	11,7	45,8	15,4
Reinf. Stress at Level					
		1 =	1,469 MPa (Pullout controls...)		
		2 =	21,670 MPa (Pullout controls...)		
		3 =	53,353 MPa (Pullout controls...)		
		4 =	92,402 MPa (Pullout controls...)		
		5 =	131,451 MPa (Pullout controls...)		
		6 =	132,567 MPa (Punching Shear controls..)		
		7 =	93,517 MPa (Punching Shear controls..)		

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7						
	1,487	24,8	25,6	11,0	36,7	18,6
Reinf. Stress at Level						
	1 =	4,209 MPa	(Pullout controls...)			
	2 =	30,706 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	62,305 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	99,138 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	135,970 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	129,375 MPa	(Punching Shear controls..)			
	7 =	92,542 MPa	(Punching Shear controls..)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8						
	1,538	28,2	22,8	12,2	33,2	20,2
Reinf. Stress at Level						
	1 =	0,000 MPa				
	2 =	10,441 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	46,442 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	85,254 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	124,067 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	129,380 MPa	(Punching Shear controls..)			
	7 =	90,568 MPa	(Punching Shear controls..)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9						
	1,608	31,6	26,6	35,3	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level						
	1 =	0,000 MPa				
	2 =	29,173 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	62,192 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	95,210 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	128,228 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	118,270 MPa	(Punching Shear controls..)			
	7 =	85,252 MPa	(Punching Shear controls..)			

File: MS1

Page - 6

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
1,682	35,0	24,4	38,4	89,9	0,0

NODE10

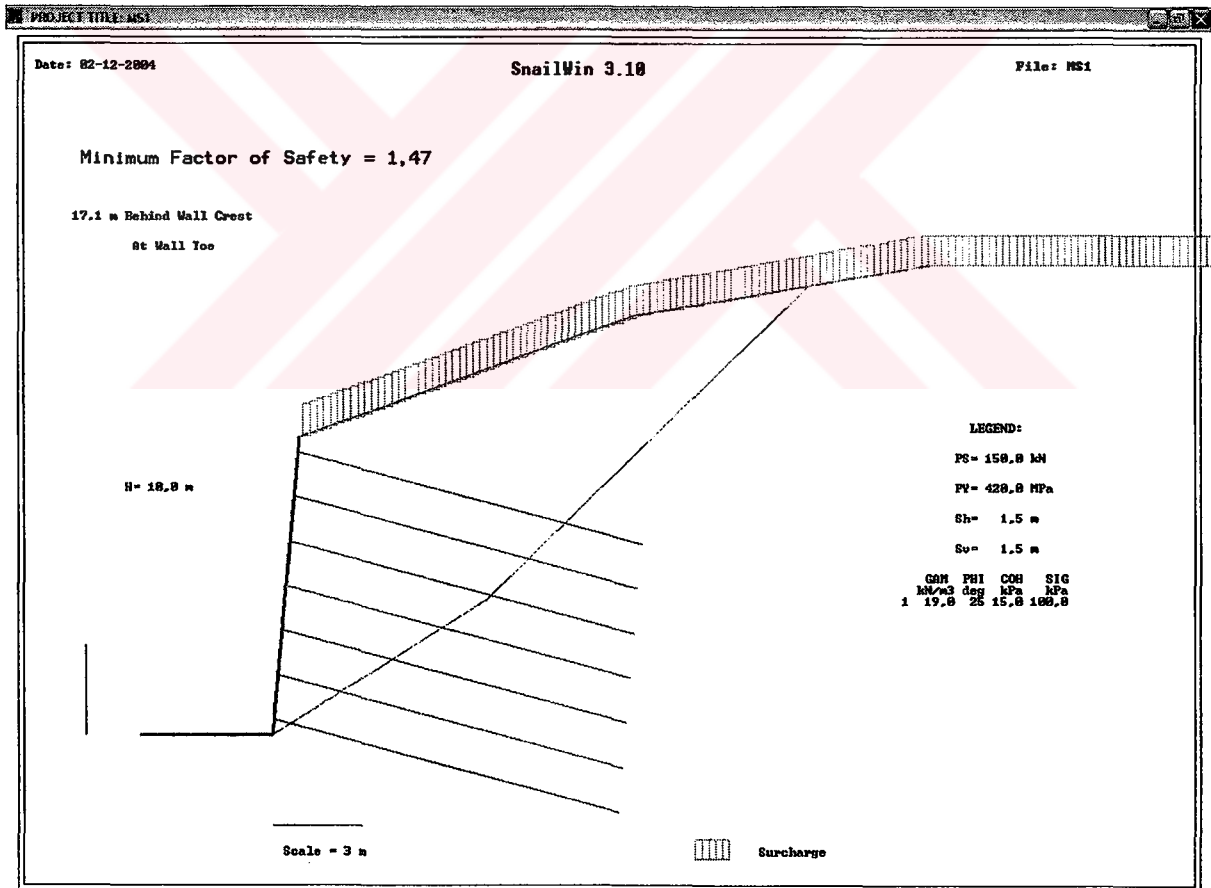
Reinf. Stress at Level

1	=	0,000 MPa
2	=	15,707 MPa (Pullout controls...)
3	=	49,548 MPa (Pullout controls...)
4	=	83,389 MPa (Pullout controls...)
5	=	117,230 MPa (Pullout controls...)
6	=	116,084 MPa (Punching Shear controls..)
7	=	82,242 MPa (Punching Shear controls..)

* For Factor of Safety = 1.0 *

* Maximum Average Reinforcement Working Force: *

* 61,643 kN/level *



Şekil Ek 2.1 SNAIL' de geometrisi oluşturup, statik duruma göre çözümü yapılan Kesit 1 – 1

```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*   Date: 02-13-2004       Time: 18:22:10      *
*****

```

Project Identification - MQ1

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 10,00 m
Wall Batter               = 5,0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 20,0    12,0
Second Slope from 1st slope. = 10,0    10,0
Third Slope from 2nd slope.  = 0,0     0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0     0,0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0,0     0,0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0,0     0,0
Seventh Slope Angle.        = 0,0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```

Begin Surcharge - Distance from toe = 1,00 m
End Surcharge - Distance from toe   = 35,00 m
Loading Intensity - Begin           = 10,0 kPa/m
Loading Intensity - End              = 10,0 kPa/m

```

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m3)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary			
					XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	19,00	25,0	15,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0,20 (a/g)
 Vertical Earthquake Coefficient = 0,00

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 1,00 to 35,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 7
 Horizontal Spacing = 1,50 m
 Diameter of Reinforcement Element = 40,0 mm
 Yield Stress of Reinforcement = 420,0 MPa
 Diameter of Grouted Hole = 110,0 mm
 Punching Shear = 150,0 kN

----- (For ALL Levels) -----

Reinforcement Lengths = 12,0 m
 Reinforcement Inclination = 15,0 degrees
 Vertical Spacing to First Level = 0,50 m
 Vertical Spacing to Remaining Levels = 1,50 m

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	1,612	4,4	68,7	12,1	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level	1 = 120,024 MPa (Punching Shear controls...) 2 = 112,767 MPa (Punching Shear controls...) 3 = 105,510 MPa (Punching Shear controls...) 4 = 98,253 MPa (Punching Shear controls...) 5 = 90,996 MPa (Punching Shear controls...) 6 = 83,739 MPa (Punching Shear controls...) 7 = 76,482 MPa (Punching Shear controls...)					
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	1,403	7,8	50,3	9,8	72,7	5,2
Reinf. Stress at Level	1 = 122,272 MPa (Pullout controls...) 2 = 136,487 MPa (Pullout controls...) 3 = 154,984 MPa (Pullout controls...) 4 = 146,701 MPa (Punching Shear controls...) 5 = 128,205 MPa (Punching Shear controls...) 6 = 109,708 MPa (Punching Shear controls...) 7 = 91,212 MPa (Punching Shear controls...)					
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3	1,291	11,2	36,4	7,0	59,8	11,1
Reinf. Stress at Level	1 = 105,019 MPa (Pullout controls...) 2 = 119,156 MPa (Pullout controls...) 3 = 133,294 MPa (Pullout controls...) 4 = 152,973 MPa (Pullout controls...) 5 = 164,303 MPa (Punching Shear controls...) 6 = 133,511 MPa (Punching Shear controls...) 7 = 102,718 MPa (Punching Shear controls...)					

File: MQ1

Page - 4

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4						
	1,183	14,6	33,6	10,5	56,2	10,5
Reinf. Stress at Level			1 = 66,823 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 84,645 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 120,834 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 157,339 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 186,098 MPa (Punching Shear controls..)			
			6 = 149,593 MPa (Punching Shear controls..)			
			7 = 113,089 MPa (Punching Shear controls..)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5						
	1,129	18,0	29,3	12,4	51,6	11,6
Reinf. Stress at Level			1 = 28,142 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 60,763 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 104,190 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 147,616 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 191,043 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 163,652 MPa (Punching Shear controls..)			
			7 = 120,225 MPa (Punching Shear controls..)			

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
	(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)

NODE 6						
	1,087	21,4	23,8	11,7	45,8	15,4
Reinf. Stress at Level	1 =	2,003 MPa	(Pullout controls...)			
	2 =	29,549 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	72,751 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	125,998 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	179,244 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	180,765 MPa	(Punching Shear controls..)			
	7 =	127,518 MPa	(Punching Shear controls..)			

File: MQ1

Page - 5

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7						
	1,074	24,8	21,0	13,3	41,8	16,6
Reinf. Stress at Level			1 = 0,000 MPa			
			2 = 0,000 MPa			
			3 = 51,540 MPa	(Pullout controls...)		
			4 = 110,560 MPa	(Pullout controls...)		
			5 = 169,580 MPa	(Pullout controls...)		
			6 = 189,839 MPa	(Punching Shear controls..)		
			7 = 130,819 MPa	(Punching Shear controls..)		

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8						
	1,072	28,2	22,8	12,2	33,2	20,2
Reinf. Stress at Level			1 = 0,000 MPa			
			2 = 14,981 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 66,635 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 122,324 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 178,012 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 185,636 MPa (Punching Shear controls..)			
			7 = 129,948 MPa (Punching Shear controls..)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9						
	1,083	31,6	18,5	10,0	29,8	25,5
Reinf. Stress at Level			1 = 0,000 MPa			
			2 = 0,000 MPa			
			3 = 40,942 MPa	(Pullout controls...)		
			4 = 92,826 MPa	(Pullout controls...)		
			5 = 156,414 MPa	(Pullout controls...)		
			6 = 195,024 MPa	(Punching Shear controls..)		
			7 = 131,436 MPa	(Punching Shear controls..)		

File: MQ1

Page - 6

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
-----------------------------	---------------------------------------	--	---------------	--	---------------

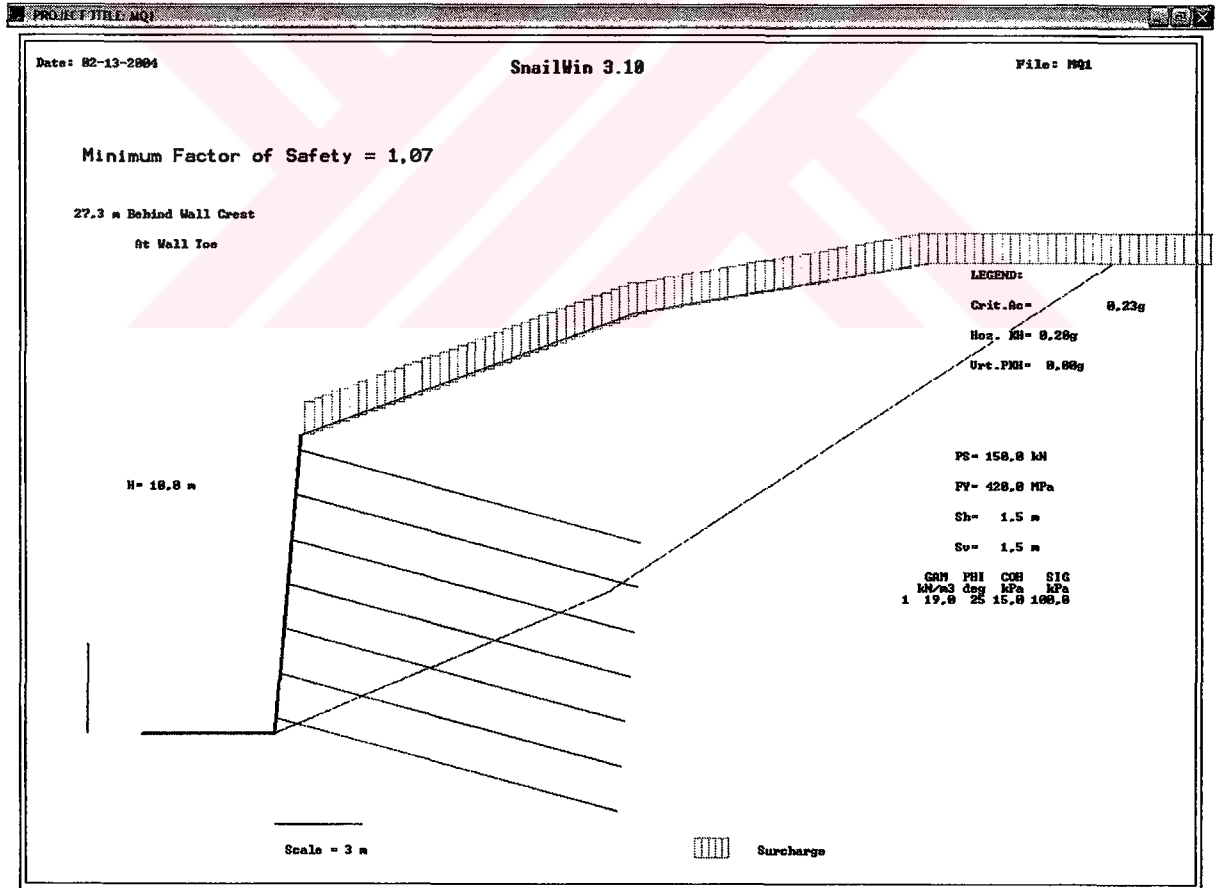
NODE10

1,104	35,0	12,8	7,2	27,0	31,4
-------	------	------	-----	------	------

Reinf. Stress at Level

1	=	0,000 MPa
2	=	0,000 MPa
3	=	27,114 MPa (Pullout controls...)
4	=	74,672 MPa (Pullout controls...)
5	=	122,230 MPa (Pullout controls...)
6	=	196,620 MPa (Pullout controls...)
7	=	133,684 MPa (Punching Shear controls..)

*	For Factor of Safety = 1.0	*
*	Maximum Average Reinforcement Working Force:	*
*	126,859 kN/level	*



Şekil Ek 2.2 SNAIL' de geometrisi oluşturup, deprem durumuna göre çözümü yapılan
Kesit 1 - 1

```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*   Date: 02-13-2004       Time: 18:33:27      *
*****

```

Project Identification - MS2

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height    = 9,00 m
Wall Batter             = 5,0 degree
                        Angle   Length
                        (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 27,0    12,0
Second Slope from 1st slope. = 5,0    10,0
Third Slope from 2nd slope.  = 0,0     0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0     0,0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0,0     0,0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0,0     0,0
Seventh Slope Angle.        = 0,0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```

Begin Surcharge - Distance from toe = 1,00 m
End Surcharge - Distance from toe   = 35,00 m
Loading Intensity - Begin           = 10,0 kPa/m
Loading Intensity - End              = 10,0 kPa/m

```

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m3)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary			
					XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	20,00	30,0	30,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 1,00 to 35,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 6
 Horizontal Spacing = 1,60 m
 Yield Stress of Reinforcement = 420,0 MPa
 Diameter of Grouted Hole = 110,0 mm
 Punching Shear = 150,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	12,0	15,0	0,75	32,0	1,00
2	8,0	15,0	1,50	32,0	1,00
3	8,0	15,0	1,50	32,0	1,00
4	6,0	15,0	1,50	32,0	1,00
5	6,0	15,0	1,50	32,0	1,00
6	4,0	15,0	1,50	32,0	1,00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2,390	4,4	50,9	5,6	82,3	6,6

Reinf. Stress at Level

1 =	137,788 MPa	(Punching Shear controls...)
2 =	85,335 MPa	(Pullout controls...)
3 =	86,623 MPa	(Pullout controls...)
4 =	66,342 MPa	(Pullout controls...)
5 =	82,949 MPa	(Pullout controls...)
6 =	63,602 MPa	(Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	1,720	7,8	47,1	6,9	67,5	8,2

Reinf. Stress at Level

1 =	176,634 MPa	(Pullout controls...)
2 =	88,083 MPa	(Pullout controls...)
3 =	108,243 MPa	(Pullout controls...)
4 =	84,455 MPa	(Pullout controls...)
5 =	110,638 MPa	(Pullout controls...)
6 =	86,850 MPa	(Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3	1,600	11,2	40,4	8,8	62,4	9,7

Reinf. Stress at Level

1 =	143,733 MPa	(Pullout controls...)
2 =	59,672 MPa	(Pullout controls...)
3 =	94,140 MPa	(Pullout controls...)
4 =	74,913 MPa	(Pullout controls...)
5 =	109,381 MPa	(Pullout controls...)
6 =	90,154 MPa	(Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4						
	1,518	14,6	38,9	9,4	50,4	11,5
Reinf. Stress at Level						
			1 = 134,996 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 55,349 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 93,361 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 74,772 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 112,784 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 94,195 MPa (Pullout controls...)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5						
	1,526	18,0	32,0	8,5	44,2	15,1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 101,896 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 21,475 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 63,406 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 53,336 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 99,594 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 89,524 MPa (Pullout controls...)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6						
	1,576	21,4	28,2	9,7	39,9	16,7
Reinf. Stress at Level						
			1 = 66,120 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 0,000 MPa			
			3 = 42,606 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 38,221 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 88,353 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 83,969 MPa (Pullout controls...)			

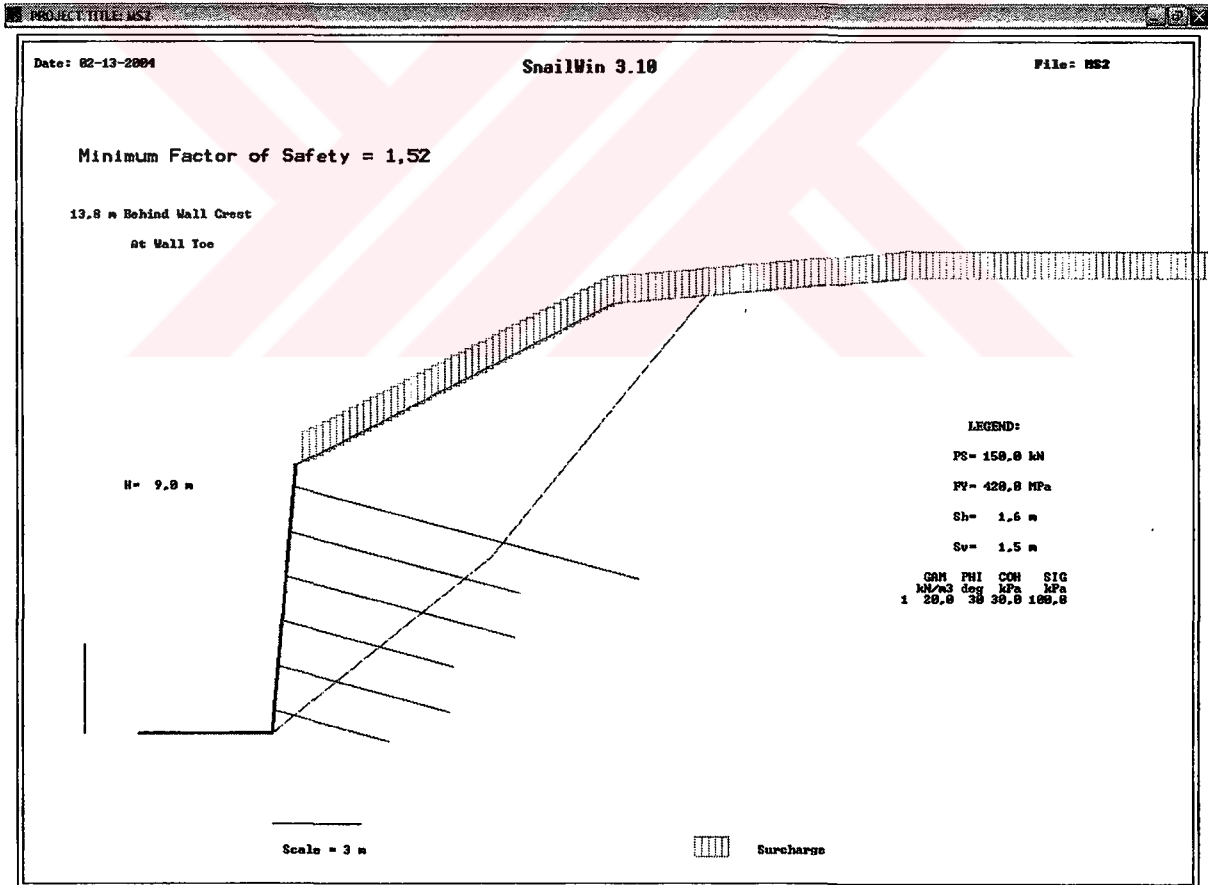
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7						
	1,668	24,8	31,7	29,2	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level	1 =	74,130 MPa	(Pullout controls...)			
	2 =	13,813 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	56,541 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	47,747 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	90,475 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	81,680 MPa	(Pullout controls...)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8						
	1,765	28,2	28,5	32,1	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level	1 =	47,987 MPa	(Pullout controls...)			
	2 =	0,000 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	39,388 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	35,089 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	79,472 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	75,173 MPa	(Pullout controls...)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9						
	1,884	31,6	25,9	35,1	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level	1 =	25,884 MPa	(Pullout controls...)			
	2 =	0,000 MPa	(Pullout controls...)			
	3 =	24,767 MPa	(Pullout controls...)			
	4 =	24,208 MPa	(Pullout controls...)			
	5 =	69,273 MPa	(Pullout controls...)			
	6 =	68,714 MPa	(Pullout controls...)			

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10 2,012	35,0	23,6	38,2	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level

1 =	7,680 MPa (Pullout controls...)
2 =	0,000 MPa
3 =	12,652 MPa (Pullout controls...)
4 =	15,138 MPa (Pullout controls...)
5 =	60,330 MPa (Pullout controls...)
6 =	62,816 MPa (Pullout controls...)

 * For Factor of Safety = 1.0 *
 * Maximum Average Reinforcement Working Force: *
 * 0,000 kN/level *



Şekil Ek 2.3 SNAIL' de geometrisi oluşturup, statik duruma göre çözümü yapılan Kesit 2 – 2

```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*   Date: 02-13-2004       Time: 18:40:03      *
*****

```

Project Identification - MQ2

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height   = 9,00 m
Wall Batter            = 5,0 degree
                        Angle   Length
                        (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 27,0   12,0
Second Slope from 1st slope. = 5,0   10,0
Third Slope from 2nd slope.  = 0,0   0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0   0,0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0,0   0,0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0,0   0,0
Seventh Slope Angle.        = 0,0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```

Begin Surcharge - Distance from toe = 1,00 m
End Surcharge - Distance from toe   = 35,00 m
Loading Intensity - Begin           = 10,0 kPa/m
Loading Intensity - End              = 10,0 kPa/m

```

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m3)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary			
					XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	20,00	30,0	30,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0,20 (a/g)
 Vertical Earthquake Coefficient = 0,00

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 1,00 to 35,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 6
 Horizontal Spacing = 1,60 m
 Yield Stress of Reinforcement = 420,0 MPa
 Diameter of Grouted Hole = 110,0 mm
 Punching Shear = 150,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	12,0	15,0	0,75	32,0	1,00
2	8,0	15,0	1,50	32,0	1,00
3	8,0	15,0	1,50	32,0	1,00
4	6,0	15,0	1,50	32,0	1,00
5	6,0	15,0	1,50	32,0	1,00
6	4,0	15,0	1,50	32,0	1,00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	1,938	4,4	50,9	5,6	82,3	6,6
Reinf. Stress at Level	1 = 169,974 MPa (Punching Shear controls...) 2 = 105,269 MPa (Pullout controls...) 3 = 106,857 MPa (Pullout controls...) 4 = 81,840 MPa (Pullout controls...) 5 = 102,325 MPa (Pullout controls...) 6 = 78,460 MPa (Pullout controls...)					
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2	1,442	7,8	47,1	6,9	67,5	8,2
Reinf. Stress at Level	1 = 210,700 MPa (Pullout controls...) 2 = 105,071 MPa (Pullout controls...) 3 = 129,119 MPa (Pullout controls...) 4 = 100,743 MPa (Pullout controls...) 5 = 131,976 MPa (Pullout controls...) 6 = 103,600 MPa (Pullout controls...)					
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3	1,306	11,2	36,1	9,7	68,6	9,2
Reinf. Stress at Level	1 = 144,866 MPa (Pullout controls...) 2 = 47,503 MPa (Pullout controls...) 3 = 95,438 MPa (Pullout controls...) 4 = 77,570 MPa (Pullout controls...) 5 = 125,504 MPa (Pullout controls...) 6 = 107,637 MPa (Pullout controls...)					

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4						
1,174	14,6	33,9	10,6	56,5	10,6	
Reinf. Stress at Level						
			1 = 130,255 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 36,763 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 93,688 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 77,381 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 134,306 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 117,999 MPa (Pullout controls...)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5						
1,140	18,0	32,0	8,5	44,2	15,1	
Reinf. Stress at Level						
			1 = 136,314 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 28,728 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 84,823 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 71,352 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 133,234 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 119,763 MPa (Pullout controls...)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6						
1,138	21,4	28,2	9,7	39,9	16,7	
Reinf. Stress at Level						
			1 = 91,614 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 0,000 MPa			
			3 = 59,034 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 52,958 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 122,421 MPa (Pullout controls...)			
			6 = 116,345 MPa (Pullout controls...)			

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7						
1,159	24,8	22,4	8,0	35,2	21,3	
Reinf. Stress at Level						
			1 =	53,585 MPa	(Pullout controls...)	
			2 =	0,000 MPa		
			3 =	16,220 MPa	(Pullout controls...)	
			4 =	18,332 MPa	(Pullout controls...)	
			5 =	99,968 MPa	(Pullout controls...)	
			6 =	107,464 MPa	(Pullout controls...)	
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8						
1,198	28,2	19,9	9,0	31,8	23,2	
Reinf. Stress at Level						
			1 =	13,025 MPa	(Pullout controls...)	
			2 =	0,000 MPa		
			3 =	0,000 MPa		
			4 =	1,218 MPa	(Pullout controls...)	
			5 =	86,806 MPa	(Pullout controls...)	
			6 =	100,665 MPa	(Pullout controls...)	
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9						
1,257	31,6	17,9	10,0	29,0	25,3	
Reinf. Stress at Level						
			1 =	0,000 MPa		
			2 =	0,000 MPa		
			3 =	0,000 MPa		
			4 =	0,000 MPa		
			5 =	74,222 MPa	(Pullout controls...)	
			6 =	93,117 MPa	(Pullout controls...)	

File: MQ2

Page - 6

MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
		ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10 1,308	35,0	23,6	38,2	89,9	0,0

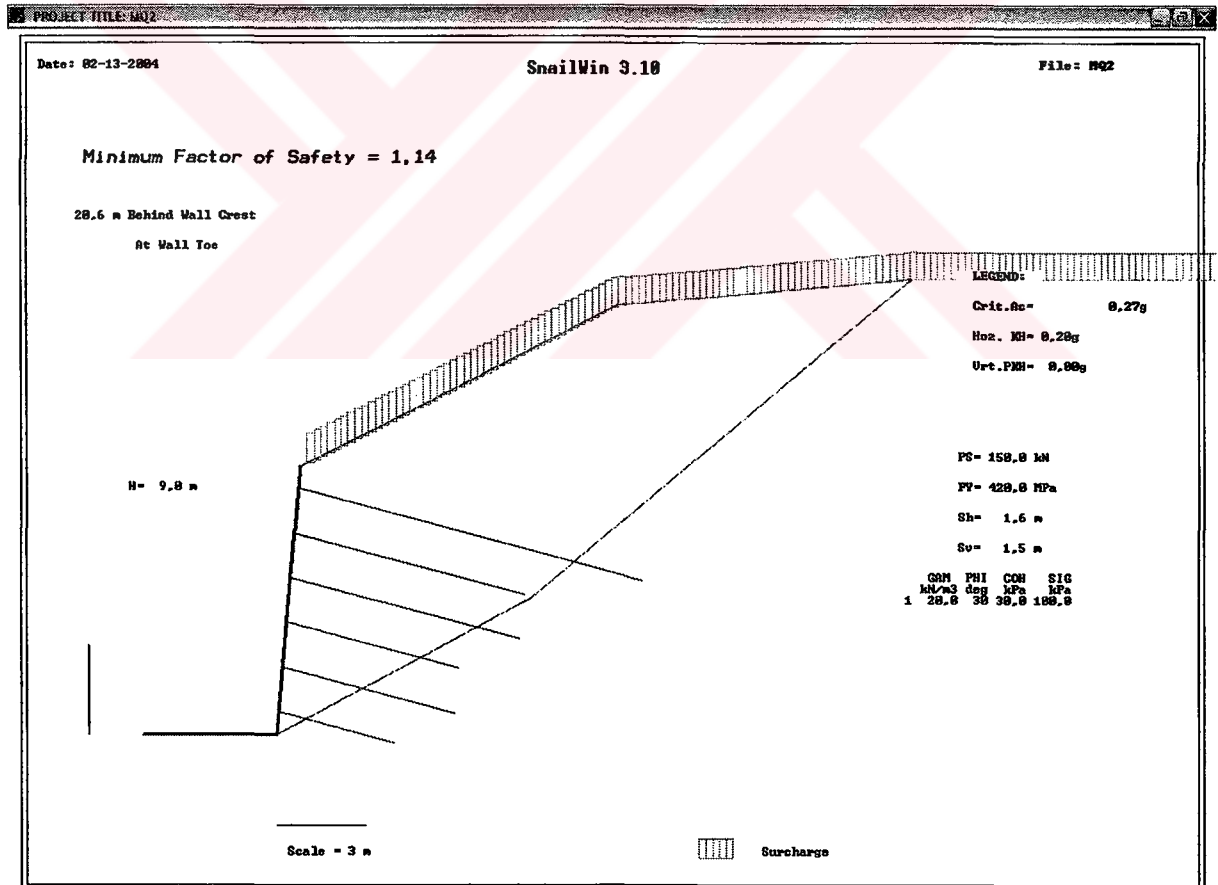
Reinf. Stress at Level

1 =	11,820 MPa (Pullout controls...)
2 =	0,000 MPa
3 =	19,472 MPa (Pullout controls...)
4 =	23,297 MPa (Pullout controls...)
5 =	92,847 MPa (Pullout controls...)
6 =	96,673 MPa (Pullout controls...)

* For Factor of Safety = 1.0 *

* Maximum Average Reinforcement Working Force: *

* 41,307 kN/level *



Şekil Ek 2.4 SNAIL' de geometrisi oluşturup, deprem durumuna göre çözümü yapılan
Kesit 2 - 2

```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*   Date: 02-13-2004       Time: 18:45:17     *
*****

```

Project Identification - MS3

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height      = 7,00 m
Wall Batter               = 5,0 degree
                          Angle   Length
                          (Deg)  (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 27,0    12,0
Second Slope from 1st slope. = 5,0    10,0
Third Slope from 2nd slope.  = 0,0     0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0     0,0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0,0     0,0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0,0     0,0
Seventh Slope Angle.        = 0,0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```

Begin Surcharge - Distance from toe = 1,00 m
End Surcharge - Distance from toe   = 35,00 m
Loading Intensity - Begin           = 10,0 kPa/m
Loading Intensity - End              = 10,0 kPa/m

```

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m3)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	20,00	30,0	30,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 1,00 to 35,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 5
 Horizontal Spacing = 1,80 m
 Yield Stress of Reinforcement = 420,0 MPa
 Diameter of Grouted Hole = 110,0 mm
 Punching Shear = 150,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	8,0	15,0	0,50	32,0	1,00
2	8,0	15,0	1,50	32,0	1,00
3	6,0	15,0	1,50	32,0	1,00
4	6,0	15,0	1,50	32,0	1,00
5	4,0	15,0	1,50	32,0	1,00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2,798	4,4	41,0	4,1	78,1	6,4

Reinf. Stress at Level

1 =	72,926 MPa (Pullout controls...)
2 =	75,718 MPa (Pullout controls...)
3 =	47,795 MPa (Pullout controls...)
4 =	66,321 MPa (Pullout controls...)
5 =	54,973 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2						
1,934	7,8	53,8	13,2	89,9	0,0	

Reinf. Stress at Level

1 =	97,249 MPa (Pullout controls...)
2 =	115,832 MPa (Pullout controls...)
3 =	89,971 MPa (Pullout controls...)
4 =	108,554 MPa (Pullout controls...)
5 =	82,694 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3						
1,763	11,2	44,1	12,5	58,9	4,3	

Reinf. Stress at Level

1 =	73,574 MPa (Pullout controls...)
2 =	101,602 MPa (Pullout controls...)
3 =	80,873 MPa (Pullout controls...)
4 =	108,901 MPa (Pullout controls...)
5 =	88,172 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4						
	1,706	14,6	37,4	14,7	52,6	4,8
Reinf. Stress at Level						
			1 =	48,116 MPa	(Pullout controls...)	
			2 =	83,510 MPa	(Pullout controls...)	
			3 =	68,532 MPa	(Pullout controls...)	
			4 =	103,926 MPa	(Pullout controls...)	
			5 =	88,948 MPa	(Pullout controls...)	
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5						
	1,713	18,0	28,5	8,2	40,2	14,1
Reinf. Stress at Level						
			1 =	9,487 MPa	(Pullout controls...)	
			2 =	48,169 MPa	(Pullout controls...)	
			3 =	43,750 MPa	(Pullout controls...)	
			4 =	89,490 MPa	(Pullout controls...)	
			5 =	85,071 MPa	(Pullout controls...)	
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6						
	1,810	21,4	25,0	9,4	36,0	15,9
Reinf. Stress at Level						
			1 =	0,000 MPa		
			2 =	29,507 MPa	(Pullout controls...)	
			3 =	30,153 MPa	(Pullout controls...)	
			4 =	78,290 MPa	(Pullout controls...)	
			5 =	78,936 MPa	(Pullout controls...)	

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7						
	1,926	24,8	28,2	28,2	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level						
			1 =	0,751 MPa (Pullout controls...)		
			2 =	41,766 MPa (Pullout controls...)		
			3 =	38,161 MPa (Pullout controls...)		
			4 =	79,176 MPa (Pullout controls...)		
			5 =	75,570 MPa (Pullout controls...)		
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8						
	2,068	28,2	25,3	31,2	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level						
			1 =	0,000 MPa		
			2 =	26,932 MPa (Pullout controls...)		
			3 =	27,162 MPa (Pullout controls...)		
			4 =	68,941 MPa (Pullout controls...)		
			5 =	69,171 MPa (Pullout controls...)		
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9						
	2,225	31,6	22,9	34,3	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level						
			1 =	0,000 MPa		
			2 =	14,849 MPa (Pullout controls...)		
			3 =	18,119 MPa (Pullout controls...)		
			4 =	60,012 MPa (Pullout controls...)		
			5 =	63,282 MPa (Pullout controls...)		

File: MS3

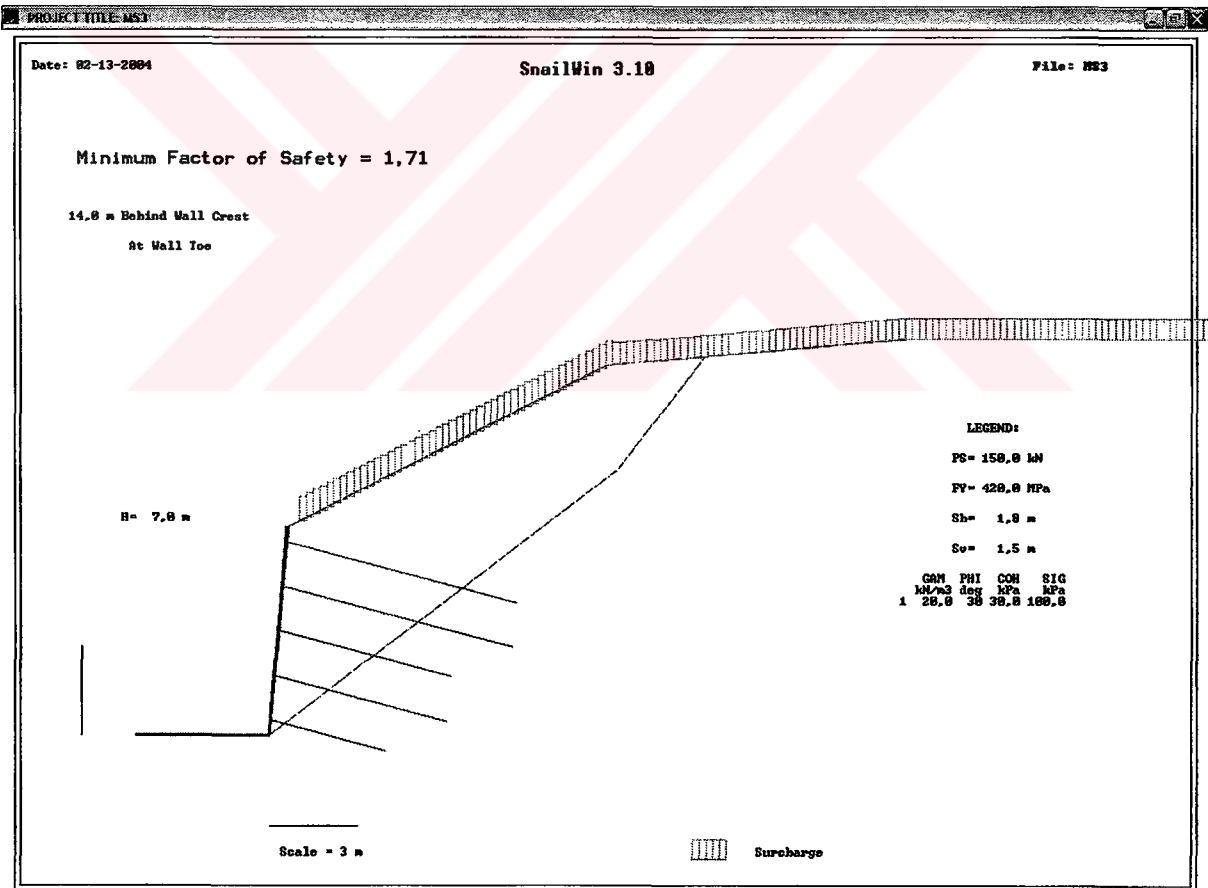
Page - 6

	MINIMUM	DISTANCE	LOWER FAILURE		UPPER FAILURE	
	SAFETY	BEHIND	PLANE	PLANE	PLANE	PLANE
	FACTOR	WALL TOE	ANGLE	LENGTH	ANGLE	LENGTH
		(m)	(deg)	(m)	(deg)	(m)
NODE10						
	2,391	35,0	20,8	37,4	89,9	0,0
Reinf. Stress at Level	1 =	0,000 MPa				
	2 =	5,099 MPa (Pullout controls...)				
	3 =	10,758 MPa (Pullout controls...)				
	4 =	52,361 MPa (Pullout controls...)				
	5 =	58,020 MPa (Pullout controls...)				

```

*****
*                               *
*           For Factor of Safety = 1.0                               *
*       Maximum Average Reinforcement Working Force:                   *
*                               0,000 kN/level                         *
*                               *
*****

```



Şekil Ek 2.5 SNAIL' de geometrisi oluşturup, statik duruma göre çözümü yapılan Kesit 3 – 3

```

*****
*   CALIFORNIA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION   *
*   ENGINEERING SERVICE CENTER                 *
*   DIVISION OF MATERIALS AND FOUNDATIONS      *
*   Office of Roadway Geotechnical Engineering *
*   Date: 02-13-2004       Time: 18:48:15      *
*****

```

Project Identification - MQ3

----- WALL GEOMETRY -----

```

Vertical Wall Height    = 7,00 m
Wall Batter             = 5,0 degree
                        Angle   Length
                        (Deg)   (Meter)
First Slope from Wallcrest. = 27,0    12,0
Second Slope from 1st slope. = 5,0    10,0
Third Slope from 2nd slope.  = 0,0     0,0
Fourth Slope from 3rd slope. = 0,0     0,0
Fifth Slope from 4th slope.  = 0,0     0,0
Sixth Slope from 5th slope.  = 0,0     0,0
Seventh Slope Angle.        = 0,0

```

----- SLOPE BELOW THE WALL -----

There is NO SLOPE BELOW THE TOE of the wall

----- SURCHARGE -----

The SURCHARGES imposed on the system are:

```

Begin Surcharge - Distance from toe = 1,00 m
End Surcharge - Distance from toe   = 35,00 m
Loading Intensity - Begin           = 10,0 kPa/m
Loading Intensity - End              = 10,0 kPa/m

```

----- OPTION #1 -----

Ultimate Punching shear, Bond & Yield Stress are used.

----- SOIL PARAMETERS -----

Soil Layer	Unit Weight (kN/m3)	Friction Angle (Degree)	Cohesion Intercept (kPa)	Bond* Stress (kPa)	Coordinates of Boundary	XS1 (m)	YS1 (m)	XS2 (m)	YS2 (m)
1	20,00	30,0	30,0	100,0	0,0	0,0	0,0	0,0	0,0

* Ultimate bond Stress values also depend on BSF (Bond Stress Factor.)

----- EARTHQUAKE ACCELERATION -----

Horizontal Earthquake Coefficient = 0,20 (a/g)
 Vertical Earthquake Coefficient = 0,00

----- WATER SURFACE -----

NO Water Table defined for this problem.

----- SEARCH LIMIT -----

The Search Limit is from 1,00 to 35,00 m

You have chosen NOT TO LIMIT the search of failure planes to specific nodes.

----- REINFORCEMENT PARAMETERS -----

Number of Reinforcement Levels = 5
 Horizontal Spacing = 1,80 m
 Yield Stress of Reinforcement = 420,0 MPa
 Diameter of Grouted Hole = 110,0 mm
 Punching Shear = 150,0 kN

----- (Varying Reinforcement Parameters) -----

Level	Length (m)	Inclination (degrees)	Vertical Spacing (m)	Bar Diameter (mm)	Bond Stress Factor
1	8,0	15,0	0,50	32,0	1,00
2	8,0	15,0	1,50	32,0	1,00
3	6,0	15,0	1,50	32,0	1,00
4	6,0	15,0	1,50	32,0	1,00
5	4,0	15,0	1,50	32,0	1,00

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
Toe	2,150	4,4	41,0	4,1	78,1	6,4
Reinf. Stress at Level						
		1 =	94,888 MPa	(Pullout controls...)		
		2 =	98,521 MPa	(Pullout controls...)		
		3 =	62,189 MPa	(Pullout controls...)		
		4 =	86,294 MPa	(Pullout controls...)		
		5 =	71,528 MPa	(Pullout controls...)		

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 2						
	1,629	7,8	53,8	13,2	89,9	0,0

Reinf. Stress at Level	1 =	115,422 MPa	(Pullout controls...)
	2 =	137,478 MPa	(Pullout controls...)
	3 =	106,784 MPa	(Pullout controls...)
	4 =	128,840 MPa	(Pullout controls...)
	5 =	98,147 MPa	(Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 3						
	1,410	11,2	44,1	12,5	58,9	4,3

Reinf. Stress at Level	1 =	91,958 MPa	(Pullout controls...)
	2 =	126,990 MPa	(Pullout controls...)
	3 =	101,081 MPa	(Pullout controls...)
	4 =	136,112 MPa	(Pullout controls...)
	5 =	110,204 MPa	(Pullout controls...)

File: MQ3

Page - 4

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 4						
	1,280	14,6	27,6	8,2	50,7	11,5
Reinf. Stress at Level						
			1 = 14,181 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 59,005 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 54,726 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 117,561 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 113,282 MPa (Pullout controls...)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 5						
	1,253	18,0	28,5	8,2	40,2	14,1
Reinf. Stress at Level						
			1 = 12,971 MPa (Pullout controls...)			
			2 = 65,855 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 59,813 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 122,346 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 116,304 MPa (Pullout controls...)			
	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 6						
	1,270	21,4	22,5	7,0	35,4	18,4
Reinf. Stress at Level						
			1 = 0,000 MPa			
			2 = 34,907 MPa (Pullout controls...)			
			3 = 30,004 MPa (Pullout controls...)			
			4 = 104,174 MPa (Pullout controls...)			
			5 = 110,656 MPa (Pullout controls...)			

File: MQ3

Page - 5

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 7						
	1,307	24,8	19,7	7,9	31,5	20,4

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	6,922 MPa (Pullout controls...)
3 =	12,919 MPa (Pullout controls...)
4 =	91,905 MPa (Pullout controls...)
5 =	105,152 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 8						
	1,364	28,2	17,5	8,9	28,4	22,4

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	0,000 MPa
4 =	80,173 MPa (Pullout controls...)
5 =	98,790 MPa (Pullout controls...)

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)	UPPER FAILURE PLANE ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE 9						
	1,431	31,6	15,7	9,8	25,7	24,6

Reinf. Stress at Level

1 =	0,000 MPa
2 =	0,000 MPa
3 =	0,000 MPa
4 =	69,673 MPa (Pullout controls...)
5 =	92,468 MPa (Pullout controls...)

File: MQ3

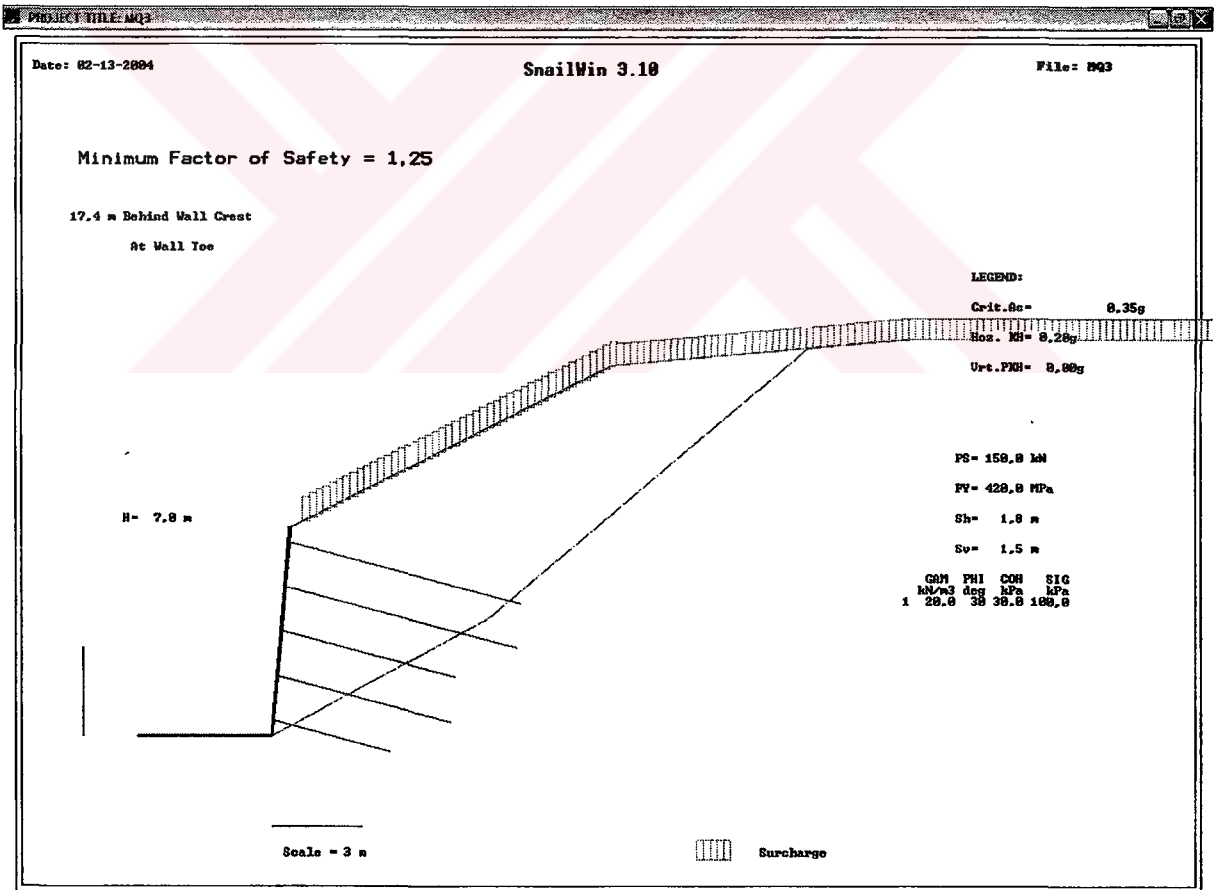
Page - 6

	MINIMUM SAFETY FACTOR	DISTANCE BEHIND WALL TOE (m)	LOWER FAILURE PLANE		UPPER FAILURE PLANE	
			ANGLE (deg)	LENGTH (m)	ANGLE (deg)	LENGTH (m)
NODE10						
	1,497	35,0	10,8	7,1	23,2	30,5

Reinf. Stress at Level

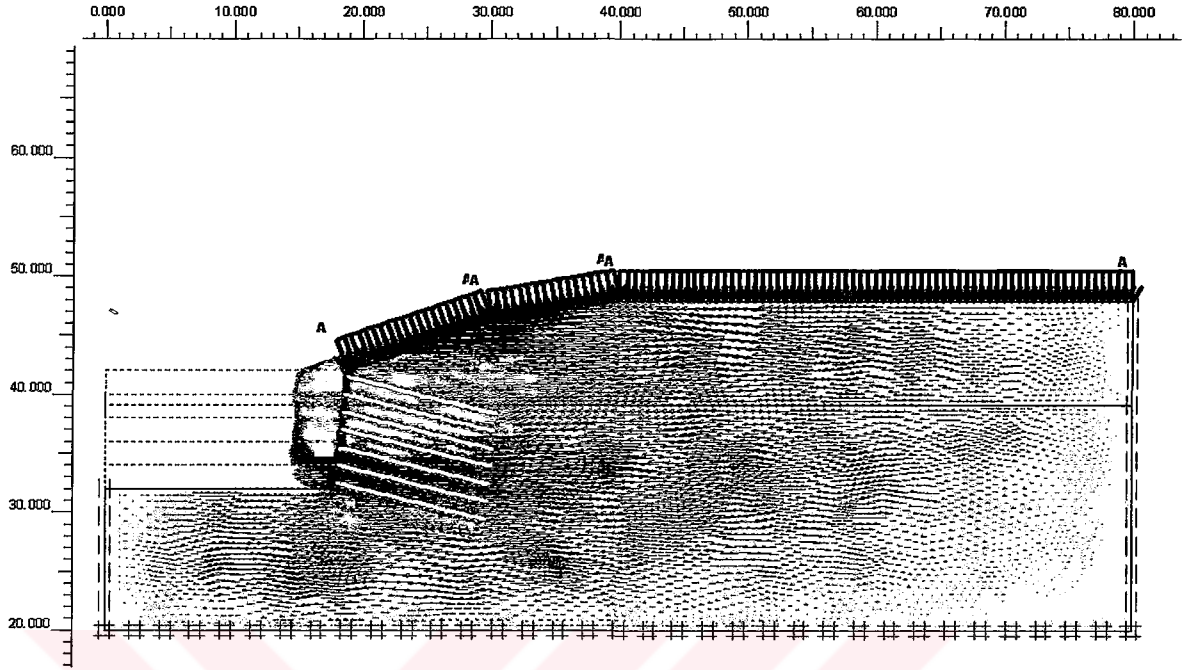
1	=	0,000 MPa
2	=	0,000 MPa
3	=	0,000 MPa
4	=	44,687 MPa (Pullout controls...)
5	=	82,942 MPa (Pullout controls...)

 * For Factor of Safety = 1.0 *
 * Maximum Average Reinforcement Working Force: *
 * 0,000 kN/level *

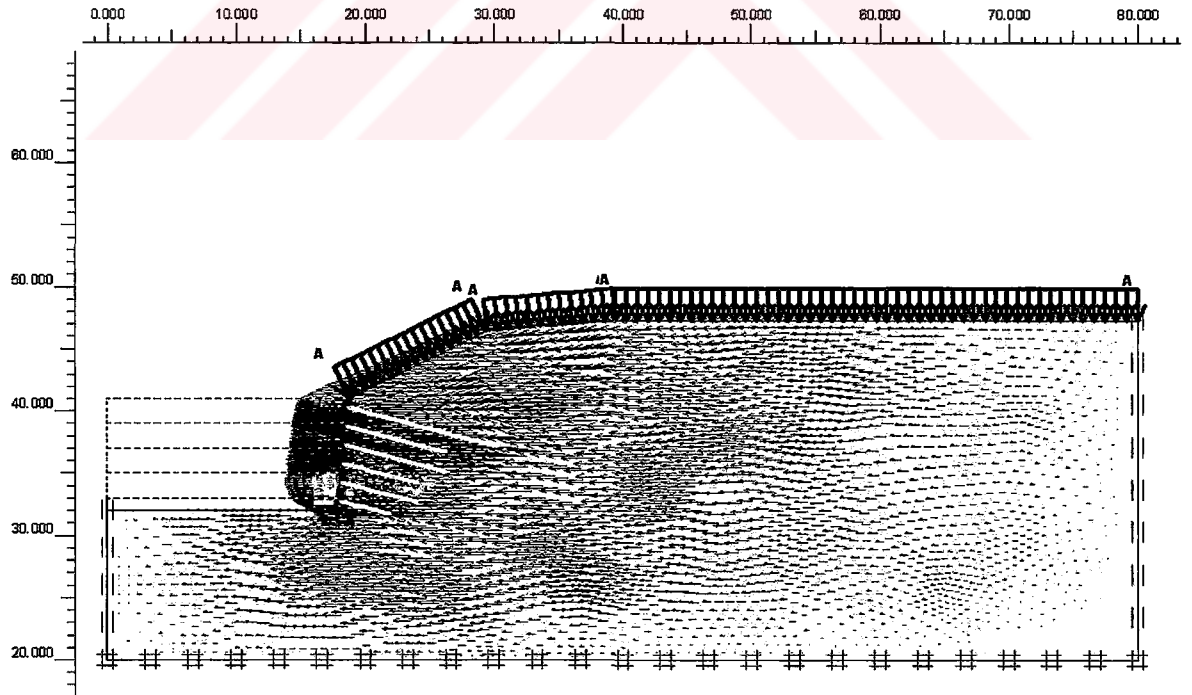


Şekil Ek 2.6 SNAIL' de geometrisi oluşturup, depreem durumuna göre çözümü yapılan
Kesit 3 - 3

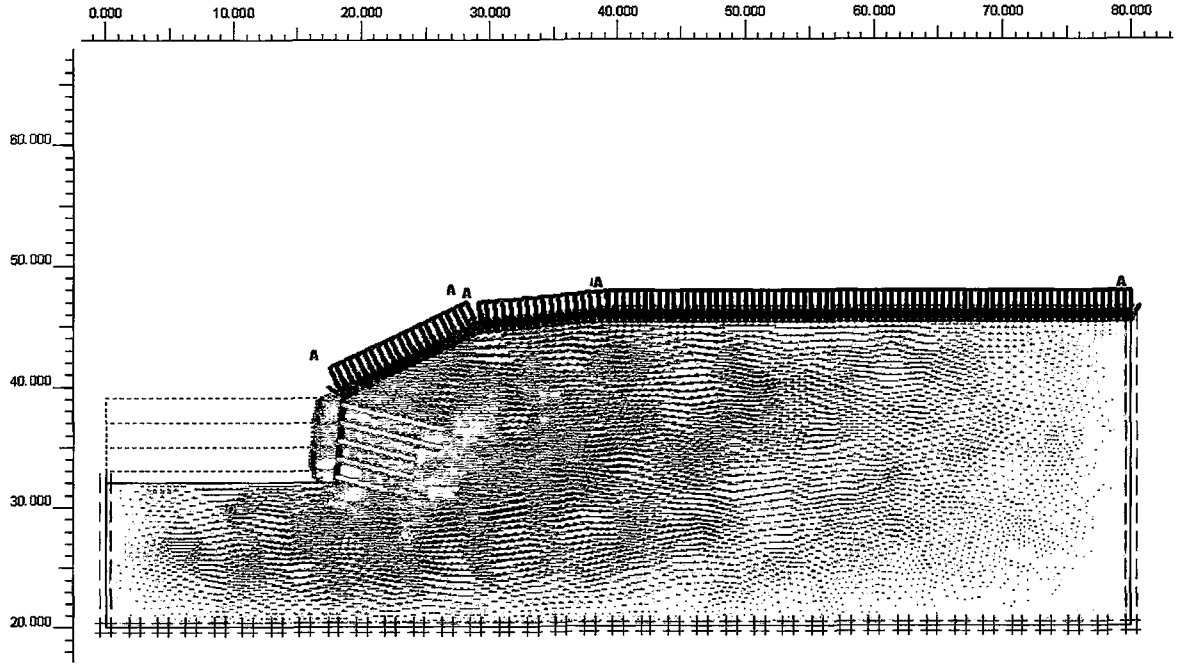
Ek 3 Her tip kesitin PLAXIS 7.2 ile modellenmesi



Şekil Ek 3.1 PLAXIS 7.2' de Kesit 1 – 1' in son durumu (Yatay yer değiştirme 200 kat büyütülmüştür)



Şekil Ek 3.2 PLAXIS 7.2' de Kesit 2 – 2' nin son durumu (Yatay yer değiştirme 200 kat büyütülmüştür)



Şekil Ek 3.3 PLAXIS 7.2' de Kesit 3 – 3' ün son durumu (Yatay yer değiştirme 200 kat büyütülmüştür)

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 25.03.1979

Doğum yeri İstanbul

Lise 1990 - 1997 Cağaloğlu Anadolu Lisesi

Lise 1997 - 1998 Burnt Hills High School, New York, A.B.D.

Lisans 1997 - 2002 Yıldız Teknik Üniversitesi Mühendislik Fak.
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 2002 - 2005 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Müh. Anabilim Dalı, Geoteknik Programı

Çalıştığı kurumlar

2002 - 2003 Dinamik İnşaat Ltd Şti., İstanbul / Türkiye
2004 - ... Kaskas Arabia Ltd., Cidde / Suudi Arabistan

