

**DERİN KAZI PROBLEMLERİNDE
BETONARME PERDE VE MİNİ KAZIK
ANALİZİ**

Serkan KOYUNCU
Yüksek Lisans Tezi

İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı
Aralık-2006

JÜRİ VE ENSTİTÜ ONAYI

Serkan KOYUNCU'nun "Derin Kazı Problemlerinde Betonarme Perde ve Mini Kazık Analizi" başlıklı İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalındaki, Yüksek Lisans tezi 14.11.2006 tarihinde, aşağıdaki jüri tarafından Anadolu Üniversitesi Lisansüstü Eğitim-Öğretim ve Sınav Yönetmeliğinin ilgili maddeleri uyarınca değerlendirilerek kabul edilmiştir.

	Adı-Soyadı	İmza
Üye (Tez Danışmanı)	: Prof. Dr. MUSTAFA TUNCAN
Üye	: Doç. Dr. BEKİR KARASU
Üye	: Doç. Dr. YÜCEL GÜNEY

Anadolu Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü Yönetim Kurulu'nun
..... tarih ve sayılı kararıyla onaylanmıştır.

Enstitü Müdürü

ÖZET

Yüksek Lisans Tezi

DERİN KAZI PROBLEMLERİNDE BETONARME PERDE VE MİNİ KAZIK ANALİZİ

Serkan KOYUNCU

Anadolu Üniversitesi
Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı

Danışman: Prof. Dr. Mustafa TUNCAN
2006, 163 sayfa.

Bu çalışmada, derin kazı problemlerinde uygulanan betonarme perde ve mini kazık destek sistemleri incelenmiştir. Kütahya Hava Er Eğitim Tugayı 16.Bölük Binası zemin profili için ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde ve mini kazık analizleri yapılmış ve bunlara ait hesap parametreleri ve boyut analizi sunulmuştur.

İlk olarak probleminin analitik çözümü yapılmıştır. Daha sonra, sonlu elemanlar yöntemi ile iki boyutlu elasto-plastik analiz yapabilen PLAXIS programı ile hesaplanmıştır. Betonarme perde duvar ve mini kazık analizlerinde farklı kalınlık ve çap için, ankrajlı ve ankrajsız çözümlerden elde edilen sonuçlar deplasman, moment ve ekonomik olarak değerlendirilmiştir.

Çalışmanın sonunda, bu iki destekleme sisteminin sonuçları ile analitik çözüm birbiriyle karşılaştırılmıştır.

Anahtar Kelimeler: Derin kazı, Plaxis, Ankrajlı betonarme perde, Ankrajlı mini kazık, Destek sistemi,

SUMMARY

Master of Science Thesis

DESIGN OF ANCHORED REINFORCED CONCRETE WALL AND MINI PILES IN DEEP EXCAVATION PROBLEMS

Serkan KOYUNCU

**Anadolu University
Graduate School of Sciences
Civil Engineering Program**

Supervisor: Prof. Dr. Mustafa TUNCAN

2006, 163 pages

In this study, reinforced concrete wall and mini pile support systems in deep excavation were examined. Reinforced concrete wall and mini pile analysis were made with or without anchor for a given soil profile, which are drawn after boring Kütahya Hava Er Eğitim Tugayı 16.Bölük Building.

First, analytical solution was presented. After that the soil profile were use to determine behavior of reinforced concrete wall and mini pile for different thickness and diameter by using the Plaxis program which is based on the finite elements model.

In the evaluation part of the study, the results of these two systems and analytical solution, and the relation between these results were compared with each other.

Keywords: Deep excavation, Plaxis, Anchored reinforced concrete wall, Anchored mini piles, Support systems.

TEŞEKKÜR

Bu tezin hazırlanmasında sırasında bilgi, araştırma ve yardımlarını esirgemeyen Danışman Hocam Prof. Dr. Mustafa TUNCAN'a ve maddi ve manevi desteklerini esirgemeyen Prof. Dr. Ahmet TUNCAN'a ve Araştırma Görevlisi Mehmet İnanç Okur'a teşekkürlerimi sunarım.

Serkan Koyuncu
Aralık 2006

İÇİNDEKİLER

	<u>Sayfa</u>
ÖZET	iv
SUMMARY	v
TEŞEKKÜR	vi
İÇİNDEKİLER	xv
ŞEKİLLER DİZİNİ	xv
ÇİZELGELER DİZİNİ	xxii
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ	xxvii
1. GİRİŞ	1
1.1. Problemin Tanımı	1
1.2. Çalışmanın Kapsamı ve Amacı	2
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR	3
3. DERİN KAZI YÜZEYİ DESTEKLEME SİSTEMLERİ	9
3.1. Dar ve Derin Kazı Yüzeylerinin Desteklenmesi	10
3.2. Geniş ve Derin Kazı Yüzeylerinin Desteklenmesi	11
3.3. Destek Sistemi Seçimi ve Tasarım Esasları	12
3.4. Destek Sistemleri	13
3.4. 1. Kazıklı perdeler	13
3.4. 2. Palpaş duvarlar	15
3.4. 3. Diyafram (bulamaç) duvarlar	1

3.4. 4. Berlin duvarı	20
3.4. 5. Kademeli kazı yüzeylerinin ankrajlı betonarme perdelerle desteklenmesi	22
3.4. 6. Zemin çivileri	23
3.4. 7. Zemin enjeksiyonu	25
3.4. 8. Zemin dondurma yöntemi	25
3.4. 9. Kuyu tipli betonarme perde duvarlar	26
3.4.10. Ankrajlı mini kazık	27
3.5. Yanal Toprak Basınçları	30
3.5.1 Rankine formülleri	30
3.5.1.1 Aktif toprak basıncı	31
3.5.1.2 Pasif toprak basıncı	32
3.5.1.3 Sükunetteki toprak basıncı	34
3.5.2. Coulomb Formülü - Kama Metodu	34
3.5.3. Duvar arkası dolgusunda sürsarj olması halinde toprak basınçları	38
3.5.4. İksa sistemlerine etkiyen toprak basınçları	38
3.5.5. Çok sıra ankralı iksa sistemlerine gelen basınç ve dağılımları	39
4. ANKRAJLI BETONARME PERDE VE MİNİ KAZIKLAR	46
4.1.Genel	46
4.2.Ankrajların Sınıflandırılması	48
4.2.1.Kullanım sürelerine göre ankrajların sınıflandırılması	48
4.2.2.İmalat teknikleri dikkate alınarak ankrajların sınıflandırılması	48
4.2.3.Çalışma şekli bakımından ankrajların sınıflandırılması	50
4.3.Ankrajların Kısımları	51
4.4.Ankraj Hesabının Özellikleri	52
4.4.1.Hesap esasları	53

4.5.Ankrajlarda Kuvvet Hesabı İle İlgili Özellikler.....	58
4.6.Ankraj Kök Taşıma Gücüne Etkiyen Faktörler.....	59
4.7.Ankraj Testleri.....	60
4.8.Zemin Cinsine Göre Ankrajları Taşıma Kapasitelerinin Tahmini.....	61
4.9.Zemin Ve Kaya Tipine Göre Başvurulacak Ampirik Klavuzlar.....	62
4.10.Zemin Mekaniği Teorilerine Göre Ankraj Taşıma Gücü Tayini.....	63
4.10.1.Sükunetteki toprak basıncına göre taşıma gücünün tayini.....	63
4.10.2.Bendel teorisi.....	64
4.10.3.Lendi teorisi.....	64
4.11.Teorik Örnek.....	65
5. PLAXİS PAKET PROGRAMI KULLANIMI.....	72
5.1.Programın Genel Özellikleri.....	72
5.1.1.Noktalar.....	72
5.1.2.Çizgiler noktalar.....	72
5.1.1.Demetler.....	73
5.2. Programın Kullanımı.....	74
5.3. Plaxis Paket Programı Çözümü.....	83
5.3.1.Program için kabuller.....	83
5.3.2.Uygulama.....	84
6. PROJENİN ÇÖZÜMÜ.....	89
6.1.Zemin Parametreleri.....	89
6.2.Kullanılan Diğer Veriler.....	90
6.3.Analitik Çözüm.....	90
6.4.Grafikler ve Analiz Sonuçları.....	94

7. SONUÇLAR VE ÖNERİLER 101

KAYNAKLAR 103

EK 1. Plaxis Sonuçları

Ek 2. Zemin Etüd Raporu

ŞEKİLLER DİZİNİ

3.1. Kazıdan dolayı oluşan gerilme boşalması	9
3.2. Dar derin kazılarda uygulanan destek sistemleri	11
3.3. Kazıklı perde duvar	13
3.4. Kazıklı perdelerin inşası	14
3.5. Palplanş duvarların inşası	16
3.6. Ahşap palplanş tipleri	16
3.7. Betonarme palplanş	17
3.8. Çelik palplanşlar	18
3.9. Diyafram duvar yapım aşamaları	20
3.10. Berlin duvarlarının imalat safhaları	21
3.11. Kademeli kazının ankrajlı betonarme perde duvarla desteklenmesi	22
3.12. Şatkrit ve zemin çivileri ile desteklenmiş kazı yüzeyi	24
3.13. Kuyu tipi betonarme perde duvar	27
3.14. Mini kazık imali	28
3.15. Aktif toprak basınçları	32
3.16. Pasif toprak basınçları	33
3.17. Coulomb toprak basıncı	36
3.18. Farklı duvar hareketleri için toprak basıncı dağılımları	39
3.19. Çok sıra ankrajlı bir duvarda toprak basıncı dağılımı	40
3.20. Terzaghi-Peck için toprak basıncı dağılımları	41
3.21. Tschobotarioff toprak basıncı dağılımları	42
3.22. Lehmann toprak basıncı dağılımı	43
3.23. İsveç yapı standardı toprak basıncı dağılımları	44
3.24. İsviçre zemin ankrajları standardı toprak basıncı dağılımları	45
4.1. Ankrajın kısımları	46
4.2. İmalat tekniklerine göre ankraj tipleri	50
4.3. Ankrajlı bir istinat perdesinin stabilitesinin tahkiki (Brinch Hansen)	57
4.4. Ankrajlı bir istinat perdesinin stabilitesinin tahkiki (Kranz)	58
4.5. Serbest toprak destekli ankrajlı palplanj	65
4.6. Basınç diyagramı	66
4.7. Destekli kazı sistemi uygulaması	68
4.8. Kesme diyagramları	69
5.1. Genel ayarlar, proje	74
5.2. Genel ayarlar, boyutlar	74
5.3. Ana pencere ve ana menü	75
5.4. Geometri araç çubuğu	76
5.5. Malzemenin tanımlanması	77
5.6. Zemin özelliklerinin seçimi	78
5.7. Mohr-Coulomb girdileri	80
5.8. Ara yüzey girdileri	81
5.9. Kirişlerin özellikleri	82
5.10. Ankrajlı palplanj geometrisi	83
5.11. Fazlı hesaplamalar ekranı	86

5.12. Kesme kuvveti.....	87
5.13. Eksenel kuvvet.....	87
5.14. Moment grafiği.....	88
5.15. Toplam deplasman.....	88
6.1. Basınç diyagramı.....	91

ÇİZELGELER DİZİNİ

3.1. Mini Kazık Güvenlik Sayılan (DIN 4128)	29
3.2. Mini Kazıklarda Çevre Sürtünmesi	30
3.3. Kohezyonsuz Zeminlerde Düşey Duvar Arkası ($\alpha=90^\circ$) ve Yatay Dolgu ($\beta=0^\circ$) Halinde KA Değerler	37
3.4. Kohezyonsuz Zeminlerde Düşey Duvar Arkası ($\alpha=90^\circ$) ve Yatay Dolgu ($\beta=0^\circ$) Halinde KP Değerleri	37
4.1. Zemin - Max. Kuvvet İletimi	62
4.2. Teori sonuçlarının karşılaştırılması	68
5.1. Kumlu zemin örneği için zemin parametreleri	83
5.2. Palplanj parametreleri	83
5.3. Ankraj parametreleri	83
6.1. Çalışmada Kullanılan Zemin parametreleri	89
6.2. Palplanj parametreleri	90
6.3. Ankraj parametreleri	90
6.4. Sonuçların karşılaştırılması	93
6.5. Ankrajlı ve Ankrajsız Betonarme Perde Hesabı İçin Deplasmanlar	94
6.6. Ankrajlı ve Ankrajsız Betonarme Perde Hesabı İçin Deplasmanlar	94
6.7. Ankrajlı ve Ankrajsız Mini Kazık Hesabı İçin Deplasmanlar	97
6.8. Ankrajlı ve Ankrajsız Mini Kazık Hesabı İçin Deplasmanlar	97
6.9. Ankrajlı ve Ankrajsız Betonarme Perde Maliyetleri	100
6.10. Ankrajlı ve Ankrajsız Mini Kazık Maliyetleri	100
6.11. Ankrajlı Mini Kazık ve Perde Toplam Maliyeti	100

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

SMW	:Zemin karışıklı duvar (Soil mixed wall)
E	:Elastisite
EI	:Eğilme rijitliği
AE	:Eksenel rijitlik
L	:Boy
γ	:Birim hacim ağırlık
ρ	:Deplasman
c	:Kohezyon
k_x	:X yönündeki permeabilite
k_y	:Y yönündeki permeabilite
G	:Kesme modülü
OCR	:Aşırı konsolidasyon oranı
POP	:Ön-örtü basıncı
YASS	:Yer altı su seviyesi
ν	:Viskozite
ω	:Islak

Alt ve Üst İndisler

v	:Düşey
h	:Yatay
u	:Drenajsız
d	:Kuru
oed	:Odömetre yükleme rijitliği
inter	:Ara yüzey

1. GİRİŞ

1.1. Problemin Tanımı

Şehirleşmenin ve dolayısıyla nüfusun hızla artması konut, işyeri ve kanalizasyon, otopark gibi alt yapı hizmetlerine duyulan ihtiyacı arttırmıştır. Bu ihtiyaçların giderilmesi, şehirlerdeki uygun parsellerin azlığı veya yüksek katlı yapıların inşası derin kazıları zorunlu kılmaktadır. Ankraj teknolojisi ise derin kazılara olan bu taleplerin her geçen gün artmasına paralel olarak sürekli gelişmekte ve uygulamadaki yerini almaktadır.

Aynı zamanda şehir merkezlerinden geçen metro yapımı, tren hatlarının yeraltına indirilmesi veya ulaşım hatlarının yeraltına indirilmesi, şehirlerde derin inşaat çukurlarının açılmasına sebep olmaktadır.

Derin ve büyük inşaat çukurları temel zemini ve yeraltı suyunun denge durumlarını değiştirmekte ve mevcut komşu yapıları ve çevreyi önemli ölçüde etkilemektedir. Bu yüzden inşaat alanında geoteknik etütler yapılarak; zemin özellikleri, komşu yapı ve mevcut sistemlerin durumu ve yerleşimi hakkında bilgi toplanmaktadır. Rijit iksa duvarları ve hesaplarda yükseltilmiş toprak basınçlar katsayıları alınarak kazı çevresindeki yapıların güvenliği sağlanmaktadır.

Derin kazılarda, destekleme sistemlerine etkiyen itkiler ankrajlar vasıtasıyla karşılanmaktadır ve meydana gelen stabilite ve deformasyon problemleri önemli olmaktadır. Temel çukurlarını destekleyen bu sistemlerin boyutlandırılması şöyle özetlenebilir: Sisteme etkiyen yükler, yani toprak basınçları, yanal toprak basınç diyagramları yardımıyla belirlenir. Bu yüklere göre sistem elemanlarına gelecek kesit tesirleri hesaplanır ve elemanlar bu tesirlere göre boyutlandırılır.

Değişik zemin türleri ve saha koşullarına göre uygulanabilecek birçok destekleme sistemi geliştirilmiştir. Derin kazı çukurlarının desteklenmesinde en çok kullanılan iksa sistemleri ankrajlı kazık perdeler, ankrajlı betonarme perdeler, diyafram duvarlar ve palplanşlardır. Derin kazı iksa sistemlerinde ankrajların kullanılması ile çok büyük zemin itkilerinin pratik ve güvenli bir şekilde karşılanması mümkün hale gelmektedir. Zemin ankrajları destekleme sistemlerini

projelendirirken konsol olarak yada sadece ağırlık kavramına göre boyutlandırma sınırından kurtarmış ve kazılarda büyük derinliklerde çalışma olanağı sağlamıştır.

1.2. Çalışmanın Kapsamı ve Amacı

Bu çalışmada, derin kazı problemlerinde uygulanan ankrajlı betonarme perde ve mini kazık analizlerine ait hesap parametreleri ve dizayn kriterleri incelenmiştir. Burada ankrajlı betonarme duvar ve mini kazık sistemlerinin çözüm yöntemleri de karşılaştırılmıştır. Ele alınan problemler, sonlu elemanlar yöntemine göre PLAXIS programı ile çözülmüştür. Zemin tipine bağlı olarak uygulamada kullanılacak en iyi çözüm yöntemi önerilmiştir. Bu program ile veri girişi, analiz ve çıktı sonuçları detaylı bir şekilde yapılabilmekte ve sonuçların kolay yorumlanma olanağı sağlanmaktadır.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Peck (1969), derin kazılar için yaptığı bir çalışmada, derin kazıları yatay olarak desteklenmesi gereken düşey kenarlı kazılar olarak değerlendirmiştir. Bu çalışmada, derin kazıların tasarımında kullanılacak yanal hareketler, kazı etrafındaki zemin oturmaları ve kabarması ele alınmıştır. Kazı etrafındaki oturmaların azaltılması için gerekli kriterler ve zemin basınç diyagramları belirlenmiştir. Destekleme sistemlerinin performansının zemin tipine, kazı derinliğine ve yapım (işçilik) hızına bağlı olduğunu belirtilmiştir. Bu çalışmanın temeli, arazi gözlemleri ve kişisel deneyimlere dayanmaktadır.

Lambe'nin 1970'de destekli kazılar üzerine yaptığı çalışma, derin kazıların ve bunların destek sistemlerinin analizi ve tasarımına odaklanmıştır. Lambe derin kazı mühendisliğini ve kazıdan dolayı meydana gelen zemin hareketlerini etkileyen faktörleri incelemiştir. Lambe çalışmasında, Boston'da metro için yapılan üç kazı vakasını ele almış ve mevcut yöntemlerle kazıların tasarım ve analizini gerçekleştirmiş, sonra da tahminleri ölçümlerle karşılaştırmıştır. Lambe, destek sisteminin yüklerinin ve zemin hareketlerinin güvenli derecede tahmin edilemediğini görmüş ve destekli kazıların tasarım ve analizindeki gelişme seviyesinin tatmin edici olmaktan uzak olduğu neticesine varmıştır. Lambe aynı zamanda, sonlu elemanlar metodunun ve yayınlanan vaka analizlerinden elde edilen deneyimlerin, derin kazıların performansının daha iyi anlaşılmasında kullanılabilecek en iyi iki yol olduğunu ileri sürmüştür

Goldberg ve arkadaşları (1976) yılında , yatay destek sistemleri için tasarım tavsiyeleri, tasarım kıyaslamaları ve inşaat teknikleri üzerine üç ciltlik bir rapor yazmışlardır. Rapor, 1976 'daki mevcut uygulamaların durumu hakkında bilgi veren kapsamlı bir kaynaktır. Yazarlar, maksimum yanal hareketlerinin, maksimum zemin oturmalarının ve kazıya bitişik yer yüzeyinin oturma profilinin şeklinin tahmin edilebilmesine temel oluşturması amacıyla 63 tane vakanın performansından ve ölçümlerinden elde edilen bilgiyi kullanmışlardır. Böylece yazarlar oturma profilini ve deformasyon değerlerini, kazı derinliği ve zemin tipiyle ilişkilendirmişlerdir (Bentler, 1998).

O'Rourke destekli kazılar ve bununla ilişkili inşaat aktiviteleri nedeniyle oluşan zemin hareketlerini incelemiştir. Şantiyenin hazırlanması için yapılan aktivitelerin zemin hareketlerindeki öneminin altını çizmiştir. Zemin hareketine sebep olabilecek şantiye hazırlık aktivitelerinden birkaçını, suyun uzaklaştırılması, destek duvarı inşası, derin temel yapılması, altyapının desteklenmesi ve yer değiştirmesi amacıyla yapılan faaliyetler olarak sıralamıştır. Aynı zamanda, 7 vakadan elde ettiği performans datalarını inceleyerek, kazı destek duvarının eğilmesi ile zemin yüzeyinin yanal hareketlerinin dikey hareketlerine oranı arasındaki ilişki üzerinde çalışmıştır. O'Rourke destek rijitliğinin, desteklerin ön gerilmesinin ve desteklerin yerleştirilme zamanlamasının etkileri hakkında da sonuçlar ileri sürmüştür (O'Rourke, 1981).

Clough ve O'Rourke, vaka analizlerinden ve geçmiş çalışmalardan elde edilen bilgileri gözden geçirmek yoluyla derin kazıların sebep olduğu hareketler üzerine çalışmışlardır. Bu hareketleri iki gruba ayırmışlardır. Bunlardan birisi kazı ve destekleme sürecinin yol açtığı hareketler ve diğeri de yardımcı inşaat aktiviteleridir. Kazıların yakınındaki zemin oturma profillerinin ve maksimum duvar yer değiştirmelerinin tahmin edilmesine yardımcı olmak amacıyla, geçmiş vakalardan elde edilen hareket ve yer değiştirme bilgilerini özetlemişlerdir. Derin kazılardan dolayı oluşacak hareketlerin, eğer harekete neden olan önemli, kayda değer kuvvetler göz önüne alınırsa, makul sınırlar içinde tahmin edilebileceği sonucuna ulaşmışlardır (Clough G.W. ve O'Rourke,1981).

Osaimi ve Clough (1979), derin kazıların performansı ile ilgili, birleştirilmiş konsolidasyonlu sonlu eleman çalışmalarının ilklerinden birini sunmuşlardır. Birleştirilmiş konsolidasyonlu sonlu eleman analizleri, denge problemini ve geçici sızıntı problemini eş zamanlı çözmektedir. Osaimi ve Clough'un amacı, kilerdeki kazıların performansının tahmin edilmesinde birleştirilmemiş drenajsız sonlu eleman analizlerinin kabul edilebilir bir yol olup olmadığını görmek olduğu anlaşılmaktadır. Birleştirilmemiş drenajsız sonlu eleman analizleri, sadece toplam gerilmeler açısından, denge problemini dikkate almaktadır (boşluk suyu basıncındaki değişimler dikkate alınmamaktadır). Osaimi ve Clough, kazılar esnasında oluşan kısmi drenajın, kilin permeabilitesine, inşaat süresine ve sınır şartlarına bağlı olarak çok önemli olabileceği sonucuna varmışlar

ve bunlar ışığında, killerdeki derin kazılar için, drenajsız analiz kullanmadan önce dikkatli bir şekilde düşünülmesi gerektiğini vurgulamışlardır.

Yong ve arkadaşları (1989), bir birleştirilmiş konsolidasyon sonlu eleman programı kullanarak, kildeki bir destekli kazının davranışını incelemiştir. Yong ve arkadaşlarının analizleri, kazı sürecinin, bir kazının tabanının altında negatif ilave boşluk suyu basınçları oluşturacağını ve bu ilave boşluk suyu basınçlarının dağılımının da pasif zemin direncinde kayba ve zamana bağlı olarak da duvar deformasyonlarına neden olacağını göstermiştir (Bentler, 1998).

Finno ve arkadaşları (1991), Chicago'daki HDR-4 destekli kazısını incelemek için, bir birleştirilmiş konsolidasyon sonlu eleman programı kullanmışlardır. Onların sonuçları da kazı esnasındaki konsolidasyonun, pasif zemin direncinin kaybına ve zamana bağlı duvar ve zemin hareketlerine neden olacağını göstermiştir (Finno, R.J. ve Harahap, 1991)

Ou ve Lai (1994), gerçek bir derin kazının drenajsız ve birleştirilmiş sonlu eleman analizlerinden elde edilen sonuçları karşılaştırarak, konsolidasyonun, duvar deformasyonu ve zemin oturmaları üzerindeki etkilerini incelemiştir (Ou, C.Y. ve Lai, 1994).

Osaimi ve Clough (1979), Yong ve arkadaşları (1989), Finno ve arkadaşları (1991) ve Ou ve Lai (1994) tarafından gerçekleştirilen çalışmaların hepsi de göstermiştir ki, kildeki bir derin kazının inşası sırasında konsolidasyon meydana gelebilir ve konsolidasyonun etkileri önemlidir. Kazı esnasında meydana gelecek konsolidasyon ve şişme, zeminlerin kesme mukavemetinde değişimlere ve zamana bağlı deformasyonlara sebep olacaktır.

Finno ve arkadaşları (1991), HDR-4 destekli kazıdaki 2 boyutlu sonlu eleman çalışmalarında, palplanj yerleştirilmesinin etkilerini incelemiştir. Palplanj çakılması esnasında, boşluk suyu basınçlarının ve yer değiştirmelerin değiştiğini gözlemlemiştir. Boşluk suyu basınçlarının değişimi, kazı merkez hattı civarında kazının asimetric davranışına sebep olduğundan önemlidir. Finno ve arkadaşları için, anizotrop sınırlandıran yüzey modelini kullanmak ve gerçek inşaat sırasında modellemek, bulgularına yararlı olmuştur. Finno ve arkadaşları, palplanj kurulmasının etkilerinin, yumuşak-orta killer için önemli olduğunu ve

uyarılmış gerilmelerin doğru olarak simule edilebilmesi için bu etkilerin göz önüne alınması gerektiğini belirtmişlerdir

Wong ve Broms (1987), Yumuşak zemindeki destekli kazıların stabilize edilmesi için, sonlu eleman analizlerini kullanarak, üç yöntem üzerinde çalışmışlardır. Çalışılan yöntemler, destek duvarları arasına harç enjeksiyonu, destek duvarlarının ayak kısmının önüne ahşap kazıkların çakılması ve su altında kazı yapılmasıdır.

Clough ve arkadaşları (1989), Kazı destek sistemlerinin tasarımında, hareket kontrolünü merkezi bir odak olarak alan bir metod sunmuşlardır. Kazı destek sistemi hareketlerinin tahmin edilebilmesine yardımcı olabilecek prosedürler üzerinde tartışmışlardır. Önerilen metodun yararlanm göstermek için, vaka örneklerini kullanmışlardır.

Wong ve Broms (1989), Sonlu eleman metodunu kullanarak, drenajsız kesme mukavemetinin, kazı genişliğinin, kazı derinliğinin, duvar rijitliğinin, duvar penetrasyonunun ve duvarın sert tabadaki derinliğinin, killerdeki destekli veya ankrajlı palplanj duvarların yanal eğilmesine etkisini incelenmiştir. Yanal eğilmelerin hesaplanabilmesi için basit bir prosedür önermişlerdir.

Yong ve arkadaşları (1989), Kildeki gerçek bir derin kazının performans ölçümlerini kullanarak, drenaj sız analiz ve konsolidasyonlu sonlu eleman analizlerinin sonuçlarını karşılaştırmışlardır.

Borja (1990), Zemin-yapı etkileşimi problemleri için, yeni bir sonlu eleman programı sunmuştur. Geliştirilmiş Cam kili modelini kullanarak, kilde yapılan bir deneme kazısının problemlerinin, düzlem deformasyon, asimetrik ve 3 boyutlu drenajsız ve drenajlı analizlerini gerçekleştirmiştir.

Goh, A. T. C. (1990), Duvar özelliklerinin, iyi zemine kadar olan derinliğin, kazı genişliğinin ve duvar yerleşiminin, kildeki bir derin kazının stabilitesi üstündeki etkilerini belirleyebilmek için, sonlu eleman metodunu kullanarak parametrik incelemeler gerçekleştirmiştir. Yumuşak killerdeki destekli kazıların, taban stabilitesinin hesaplanabilmesi için bir prosedür sunmuştur.

Liao ve Neff (1990), Derin kazı desteklerinin tasannu için, gerçek "toprak basınçlarının hesaplanabilmesine yönelik rasyonel bir çerçeve sunmuşlardır.

Killerde, kazı esnasında ve sonrasında zemin davranışını incelemek için Lambe'nin gerilme izi metodunu kullanmışlardır.

Athanasiu ve arkadaşları (1991), Killer için, Bjerrum'un çalışmasına dayanan bir anizotropik kinematik deformasyonla pekleşme modeli sunmuşlardır. Oslo'daki eski Viking otelinin inşasının ve Norveç bankası kazısının ankrajlı palplanj duvarının analizi için sonlu eleman programı SSFEAX 'ı ve yeni modeli kullanmışlardır

Ou ve Lai (1994), Derin kazıların sonlu eleman analizleri için, zemin parametrelerinin saptanmasına yönelik rasyonel bir prosedür aramışlardır. Konsolidasyonun duvar deformasyonları ve oturmalar üzerindeki etkilerini incelemişlerdir.

Goh ve arkadaşları (1995), Destekli kazılarda duvar yer değiştirmelerini tahmin edebilmek için nöral bir ağ geliştirmiştir. Nöral ağ, performans dataları ve parametrik sonlu eleman çalışmaları ile destekli kazı hesapları sunmuşlardır.

Tabrizi ve arkadaşları (1995), Üç sıra çiviyle zemine çivilenmiş bir duvarla desteklenen bir kazıyı, 3 boyutlu sonlu eleman analizlerini kullanarak incelemişlerdir.

Hashash ve Whittie (1996), Lineer olmayan birleştirilmiş drenaj sız sonlu eleman analizlerini kullanarak, duvarın kazı altında kalan kısmının derinliğinin, destek koşullarının ve gerilme tarihçesi profilinin, Boston Blue kilindeki destekli bir diyafram duvarının performansı üzerine etkilerini araştırmışlardır. Zemin hareketlerinin, kazı derinliğinin, destek koşullarının ve duvar uzunluğunun fonksiyonları olarak tahmin edilebilmesi için, parametrik çalışma sonuçlarını grafikler halinde özetlemişlerdir.

Schweiger ve Freiseder (1994), kumlu siltlerde ve kumlu killerde, diyafram duvarı inşasının etkilerini araştırmak için, birleştirilmemiş, drenaj sız, 3 boyutlu, lineer olmayan, elasto-plastik sonlu eleman analizlerini kullanmışlardır. Schweiger ve Freiseder, kazıların sonlu eleman analizlerinde, duvar inşasının etkilerinin, modellenmenin kompleksliğini azaltmak amacıyla genellikle göz ardı edildiğine dikkat çekmişlerdir. Elde ettikleri sonuçlar, duvar inşası esnasında oluşan oturmaların, kazı esnasında oluşan oturmalara yaklaşık eşit olduğunu göstermiştir. Aynı zamanda, duvar inşasının, saha yanal gerilmelerini de

değiştirdiğini ve bunun da kazı performansını etkileyebileceğini gözlemlemişlerdir (Shweiger, 1994)

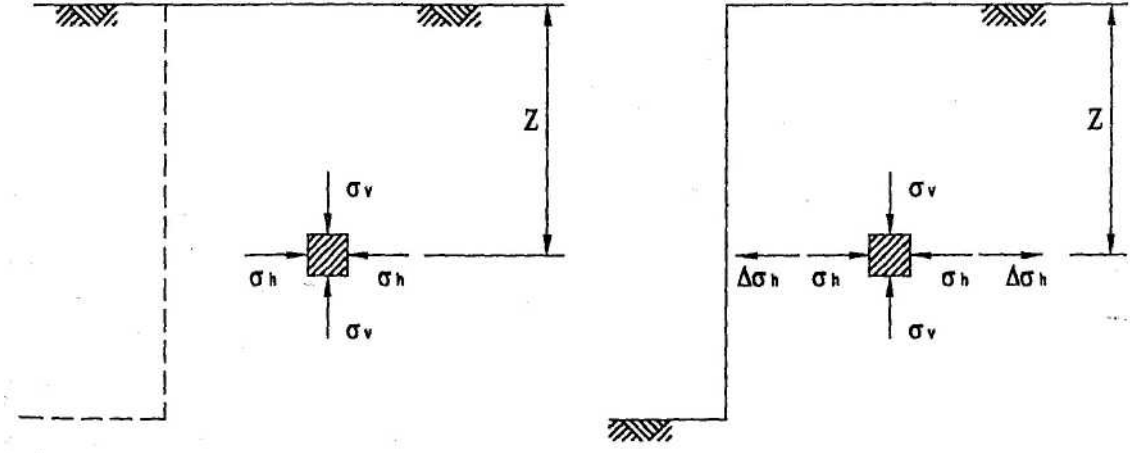
Ng ve arkadaşları (1995), katı kilde diyafram paneli inşasının 3 boyutlu etkilerini incelemek için, birleştirilmemiş drenajsız 2 boyutlu sonlu eleman analizlerini kullanmışlardır. Ng ve arkadaşları, bir diyafram duvar boyunca, düşey ve yatay kesitler ele alarak analiz etmişlerdir. Yatay kesit, düzlem gerilme koşulları varsayılarak göre analiz edilmiştir. Düşey kesitse, düzlem deformasyon koşulları varsayılarak analiz edilmiştir, Ng ve arkadaşları, duvar inşası esnasındaki hareketlerin, iki faktöre bağımlı olduğu sonucuna varmışlardır. Bunlardan birisi, başlangıç yanal zemin gerilmeleri, bulamaç basınçları ve ıslak beton basınçlarındaki farklılıktır. Diğer faktör ise, farklı basınçlara karşılık oluşan deformasyonları belirleyen zemin katılığıdır. Ng ve arkadaşları aynı zamanda , panel inşası esnasında, yüklerin yeniden dağılımından dolayı, diyafram duvarının altında büyük gerilme artışlarının oluşabileceği sonucuna varmışlardır (Ng, C.W.W., Lings, M. L., Simpson, B. ve Nash, D. F. T., 1995)

Steiner ve Werder (1991), 17 m. derinliğindeki bir kazıyı destekleyen, arkadan bağlı bir teget kazık duvarın performansı ve tasarımını sunmuşlardır. Bir bulamaç kalkanı makinesinin bileşenlerini, yarma içine indirmek amacıyla kullanılan kamyon vinçlerden dolayı, kazı esnasında kazı yakınında büyük sürşarj yüklerinin mevcut olduğunu belirtmişlerdir.

Young ve Ho (1994), Ankrajlı bir palplanj duvarın tasarım ve inşasında, gözlemsel metodun kullanımı açıklamışlardır. Saha performans sonuçlarını ve sonlu eleman modellemesinin sonuçlarını sunmuşlar ve kıyaslama yapmışlardır. Aynı zamanda, palplanjların yerleştirilmesi ve çıkarılması esnasında oluşan hareketleri incelemişlerdir. Palplanj duvar ve delme kazıkların, büyük ölçekli uygulama sonuçlarını sunmuşlardır.

3. DERİN KAZI YÜZEYİ DESTEKLEME SİSTEMLERİ

Zeminde açılan bir çukur, kazı bölgesindeki gerilme durumunun değişimine yani gerilme boşalmasına yol açacaktır (Şekil 3.1). Zemin kaldırıldığında oluşan yatay yöndeki gerilme azalması, zeminin stabilitesini bozacak kadar büyükse, oluşan bu gerilme kaybı yapılacak destekleme sistemi tarafından karşılanır. Bununla birlikte yapılacak destekleme sisteminin düşey yönde oluşan gerilme kaybını dengeleyemez. Kazı civarındaki zemindeki gerilme değişiminin doğurduğu deformasyonların belirlenmesi, sistemin daha güvenli olarak boyutlandırılması ve çevredeki binaların zarar görmesini önlemek için önemlidir. Bir kazıyı desteklemek için kullanılacak elemanlar; ankrajlar, yatay destekler, kazıklı perdeler ve betonarme perdeler, olarak sıralanabilir.



Şekil 3.1- Kazıdan dolayı oluşan gerilme boşalması.

Destekleme sistemi ya yalnızca düşey desteklerden ya da düşey desteklerin yatay desteklerle birlikte kullanılmasıyla oluşturulur. Bazı durumlarda (örneğin zeminin kaya olması) düşey desteklere gerek kalmadan yalnızca yatay destekleme sistemleri kullanılabilir. Kullanılacak destekleme sisteminin seçiminde dikkat edilecek noktalar aşağıda verilmiştir.

- Derin kazının açık kalacağı süre
- Zemin profili ve zeminlerin karakteristik özellikleri
- Komşu yapıların taşıyıcı sistemleri, temel sistemleri ve temel derinlikleri, komşu yapılarda müsaade edilen oturma ve dönme değerleri
- Destekleme sisteminde ortaya çıkabilecek yatay yerdeğiştirmelerin hesap edilmesi ve destekleme sistemin boyutlandırılması.

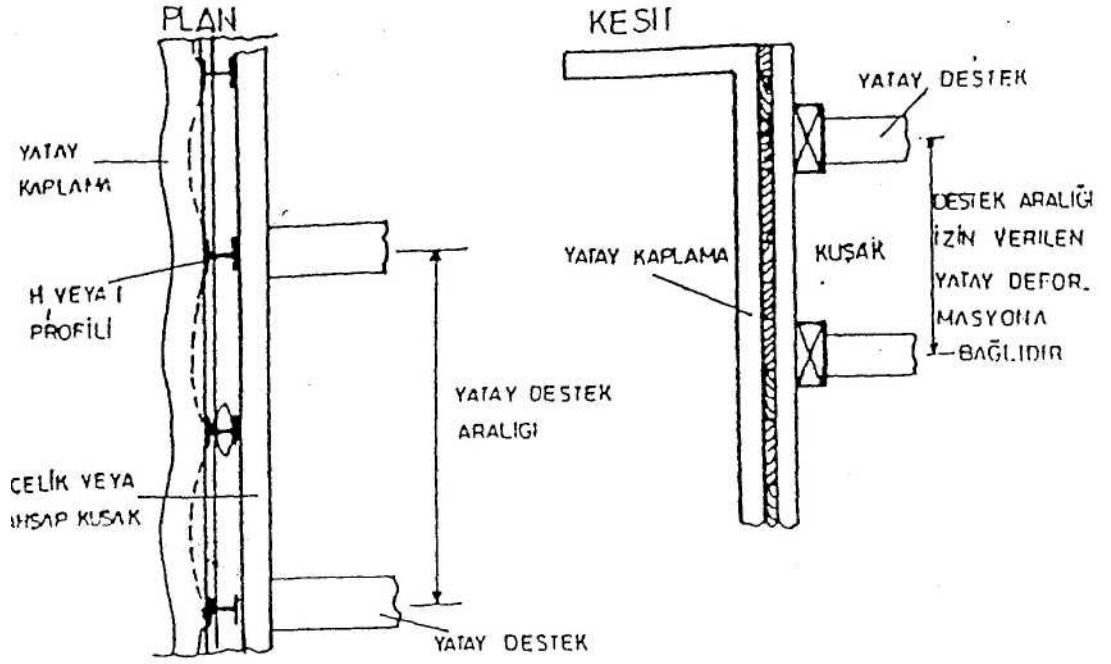
Derin kazı olarak isimlendirilebilecek kazılar 6 m'den daha derin olan kazılardır (Terzaghi ve Peck, 1967, Tomlinson,1987). Ancak bu derinlikten sonraki, toprak basıncı ve buna bağlı hesaplamalar anlam kazanmaktadır. Bunun nedeni zeminin, yüzeeye yakın bölgelerde daha az homojen olması ve zemin mukavemetinin mevsimlere göre çok değişken olması sonucu yatay basınç dağılımının hem kesitten kesite hem de mevsime göre değişiklik göstermesidir. Aşağıda uygulamada kullanılmakta olan çeşitli destekleme sistemleri tanıtılmıştır.

3.1. Dar ve Derin Kazı Yüzeylerinin Desteklenmesi

Dar ve derin kazıların desteklenmesinde genellikle kazıdan önce kazı sınırlarına belirli aralıklarla çelik kazık ve palplanş çakılarak yapılmaktadır. Kazıklar çelik H veya I profillerinden oluşur. Düşey kazık ya da palplanşların çakımının tamamlanmasından sonra zemin kazısı belirli aralıklarda yatay destekler oluşturularak yapılır. Bu durum Şekil 3.2'de gösterilmiştir.

Çakılan düşey elemanların çakma boyu zeminin cinsine, kayma mukavemetine, yeraltı su seviyesine, kazı derinliğine, su basıncına ve kazı genişliğine bağlıdır. Kendini nispeten tutabilen ve yeraltı suyunun derinde olduğu zeminlerde çelik profiller, kendini tutamayan ve yeraltı suyu ihtiva eden zeminlerde ise çelik palplanşlar düşey eleman olarak kullanılırlar. Her iki sistemde de yatay destekleme elemanları ahşap olabilir.

Dar ve derin kazılarda çok kullanılan bu sistemlerin, en büyük dezavantajı çakma esnasında oluşacak vibrasyonun çevre yapılarda oluşturacağı olumsuz etkilerdir.



Şekil 3.2 - Dar derin kazılarda uygulanan destek sistemleri

3.2. Geniş ve Derin Kazı Yüzeylerinin Desteklenmesi

Bunlar kazıklı perdeler, palplanş duvarlar, diyafram (bulamaç) duvarlar, Berlin duvarı, kademeli kazı yüzeylerinin betonarme perdelerle desteklenmesi, zemin çivileri, zemin enjeksiyonu, kuyu tipli betonarme perde duvarlar ve ankrajlı mini kazıklardır (Yılmaz, 2001).

3.3. Destek Sistemi Seçimi ve Tasarım Esasları

Derin kazının başarıyla yapılarak yeraltı yapısının inşa edilmesi titiz bir geoteknik araştırma, doğru değerlendirme ve yorumlama, güvenli bir destekleme sistemi seçilmesi ve hızlı bir çalışma ile mümkündür. Kazı sırasında, kazının derinliği ve mühendislik yapısının planlan değiştirilmemelidir. Kazı faaliyetlerine başlandıktan sonra kazı, temel inşaatı ve yapının zemin yüzeyine kadar olan bölümü mümkün olan en kısa sürede tamamlanmalıdır. Bu dönemde, inşaat faaliyetlerini kesintiye uğratmayacak bir çalışma programı yapılmalıdır.

Destekleme sistemine ait elemanların boyutlandırılmasında ve seçilmesinde aşağıda belirtilen hususlar gözönünde tutulmalıdır (Sağlam, 1987):

- 1-Destekleme elemanları burkulmaya ve aşın deformasyona uğramadan toprak basıncı, su basıncı ve sürşarj etkilerini güvenlikle taşımalıdır.
- 2-Yatay destekler mümkün olduğu kadar seyrek konularak inşaat makinelerinin temel çukuru içerisinde rahat çalışması sağlanmalıdır. Ankrajlı bir destekleme sistemi seçilmesi halinde yüksek kapasiteli-seyrek ankraj yerine, düşük kapasiteli-sık ankraj kullanılması yoluna gidilmelidir.
- 3-Zemin yüzeyinde oturmalara istenmiyorsa destekleme sistemi ankrajlarla geriye bağlanmalı ve ankrajlara öngerme uygulanmalıdır.
- 4-Esas yapıya ait radye temeli ve bodrum katları yatay destek olarak kullanmanın mümkün olup olmadığı araştırılmalıdır.

3.4. Destek Sistemleri

3.4.1. Kazıklı perdeler

Tutulması gereken zemin yüksekliği fazla, buna karşın zemin özellikleri yetersiz olan ortamlarda uygulanır. Kazıklı perdeler genellikle fore kazıklardan imal edilirler. Kazık çapları 10 cm ile 200 cm arasında değişmektedir. Şekil 3.10'da fore kazık perde uygulaması görülmektedir (Tefken, 2004).



Şekil 3.3- Kazıklı perde duvar

Kazıklı perdeler, geçirimli ve geçirimsiz perde şeklinde, birkaç şekilde imal edilebilirler. Bunlar ;

a) Aralıklı- kazıkla oluşturulan perde

Toprak itkisinin yüksek olmadığı ve kazık arasından kaymayacağı, durumlarda kazıklar aralıklı imal edilir (Şekil 3.4a). Perdenin geri kalan bölümü ayrıca oluşturulur

b) Teğet kazıklı perde

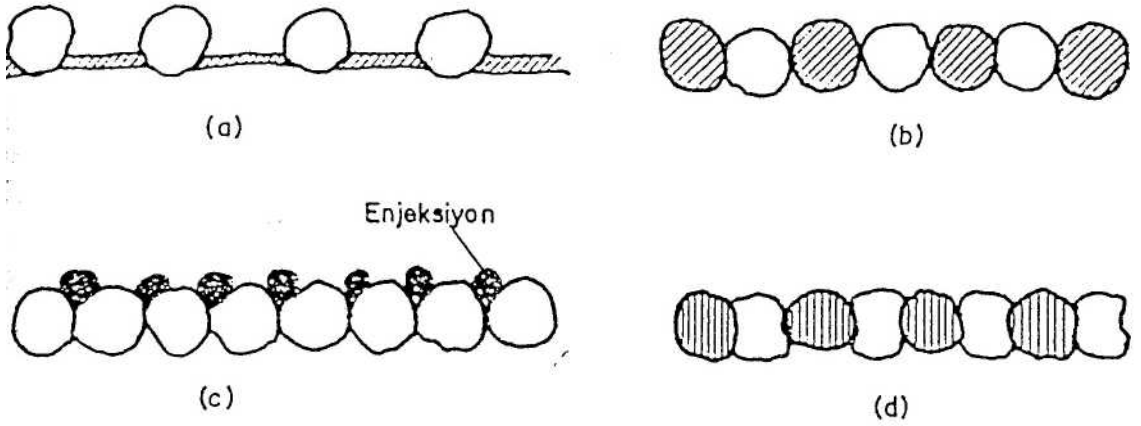
Genelde en çok uygulamayı bulan bu tipte kazıklar yan yana yerleştirilir (Şekil 3.4b).

c) Enjeksiyonlu teğet kazıklı perde

Yeraltı -suyunun yüksek ve hareketli olduğu durumlarda perdenin tam geçirimsizliğini sağlamak için arkasında kazık birleşme noktalan enjeksiyonla tıkanır (Şekil 3.4c).

d) Bindirmeli kazıklı perde

Toprak basıncının yüksek ve zemini doygun olduğu durumlarda uygulanır (Şekil 3.4d). İmalat için özel makine kullanılır.



Şekil 3.4 - Kazıklı Perdelerin İnşası

3.4.2. Palplanş duvarlar

Palplanş duvarlar özellikle yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu zeminlerin iksalanmasında en geçerli yöntem olarak kabul edilmektedir. Ayrıca, palplanş duvarlar ile rıhtım, batardo gibi su yapıları inşa edilebilmektedir. İnşa aşaması Şekil 3.5 'de gösterilmiştir.

Palplanş duvarlar yapısal olarak 3 tipte imal edilirler:

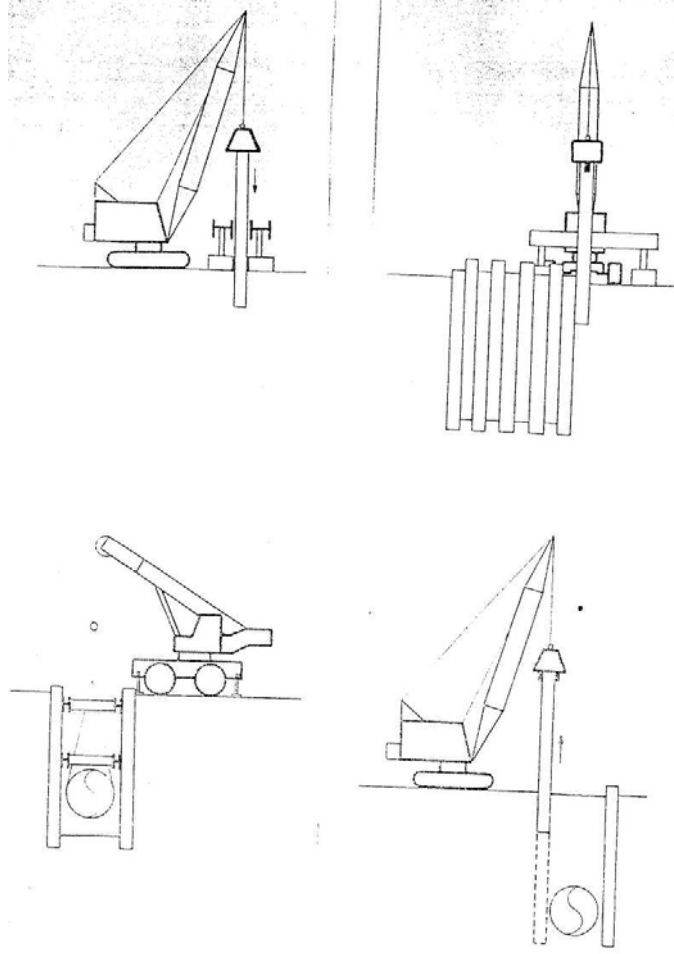
1. Ankrajlı
2. Konsol
3. Yatay destekli

Palplanş elemanlar genel olarak 3 tipte imal edilirler. Bunlar ;

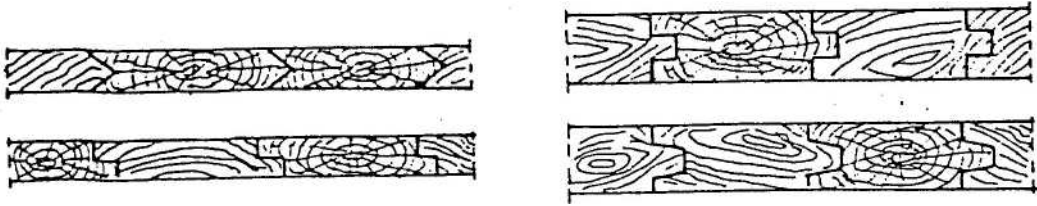
- a) Ahşap palplanşlar,
- b) Betonarme palplanşlar,
- c) Çelik palplanşlardır.

a) Ahşap palplanşlar

Ahşaptan oluşan bu elemanlar zaman içerisinde zemin şartlarından büyük hasarlar görebildiklerinden sadece geçici amaçlar için kullanılırlar. Şekil 3.6'da görüldüğü gibi tekli veya çiftli olarak kullanılabilen ahşap palplanşları Wakefield denilen 3' lü tipleride vardır. Tekli tipleri duvarın bütünlüğünü sağlamak amacıyla geçmeli olarak da imal edilebilirler.



Şekil 3.5. Palplanş duvarların inşaatı

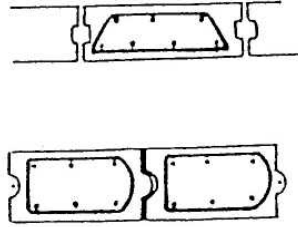


Şekil 3.6. Ahşap palplanş tipleri

Ahşap palpanşlar çakma esnasında uç kısımlarının korunması amacıyla uçlarına çank takılarak kullanırlar. Genel olarak yükseklikleri maksimum 5 m civanıdır. Genişlikleri ise 2 m yüksekliğe kadar 8 cm olup bundan sonraki her yükseklik için genişliğe 1 cm ilave edilerek hesaplanabilir.

b) Betonarme palplanşlar

Betonarme palplanşlar servis yüksekliklerine karşı dayanabilecek şekilde istenilen kesit ve boyda imal edilebilirler. Ağır ve büyük hacimlidirler. Bu sebeple taşınmaları ve çakılmaları sırasında problemlere yol açabilirler. Kısa boylu betonarme palplanşlar tepesinden üçte birlik mesafeden bağlanarak taşınabilirler. Uzun palplanşları taşımak için üzerlerine iki yada daha fazla taşıma noktası tertiplenmelidir. Kullanım amaçları dolayısıyla eğilme gerilmelerini taşımak üzere donatılı olarak tertiplenirler. Ayrıca taşıma ve çekme esnasında ilave yükselmelere karşı koymak için ilave donatılar yerleştirilmelidir. Çakma tesirlerine karşı koymak için alt ve üst uçlarına donatı sıkıştırılması da yapılır (Şekil 3.7). Su sızdırmazlığı istenen yerlerde birleşim yerleri su getirmeyecek şekilde tertiplenir. Ayrıca çakma esnasında birbirlerine yanaşmalarını sağlamak amacıyla uçları eğimli olarak tertiplenir.

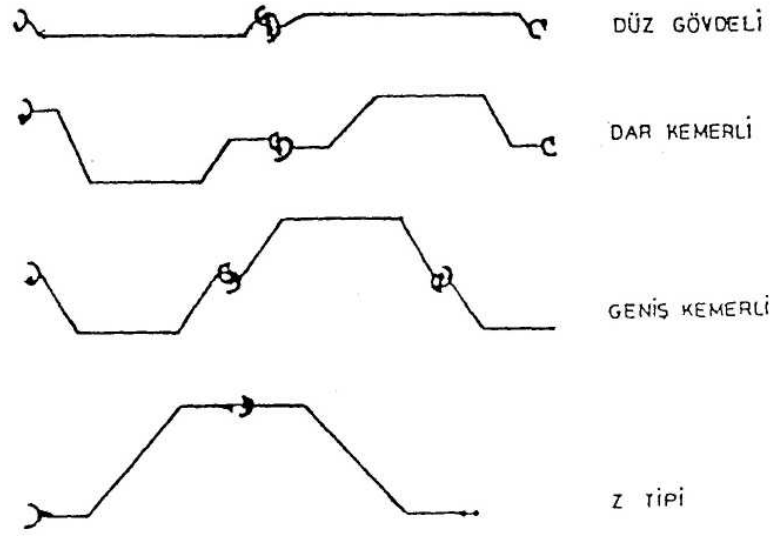


Şekil 3.7 - Betonarme palplanş

Hacimlerinin büyük olması nedeniyle çakıldıklarında oluşturacağı büyük yer değiştirmeler sonucu çakılmaları zordur. Büyük rijidliğe sahip olduklarından eğilme momentinin büyük olduğu yerlerde diğer tiplere tercih edilirler.

c) Çelik Palplanşlar

Çelik palplanşlar dökme demirden birbirine geçmeli olarak imal edilirler. Kesit şekilleri çok değişken olan çelik palplanşların en çok kullanılan tipleri Şekil 3.8'de verilmiştir.



Şekil 3.8 - Çelik palplanşlar.

Bütün çelik palplanşlar zemine genellikle çakılarak yerleştirilir. Köşe elemanları ve derzler Y ya da T tipi olup perçin veya kaynakla birleştirilir. Düz gövdeli palplanşlar çekme gerilmesi taşıyan, geçme yerlerinin dayanımının yüksek olmasının istendiği yerlerde, özellikle hücreli batardolarda, kemerli palplanşlar büyük eğilme ve konsol yükü taşıyan yerlerde, Z tipi palplanşlar ise büyük bükülme dayanımı gerektiren yerlerde kullanılırlar.

3.4.3. Diyafram duvarlar

Derin kazıların önem kazandığı son yıllarda geoteknik mühendisliğinde geniş bir uygulama alanı bulan yöntemlerin en yaygınlarından biri diyafram duvarlardır. Bu tekniğin temeli zemin içerisinde kazı makineleri ile açılan dar, derin bir hendeğin kazı esnasında beton dökülünceye kadar, özel bir bulamaçla desteklenmesi ve daha sonra beton dökülerek zemin içerisinde parça parça veya diyafram olarak düz bir duvar oluşturulmasına dayanır (Şekil 3.9). Kazı hendeğini bentonit bulamacı ile destekleyerek diyafram duvar oluşturulması ilk olarak 1940' lı yıllarda

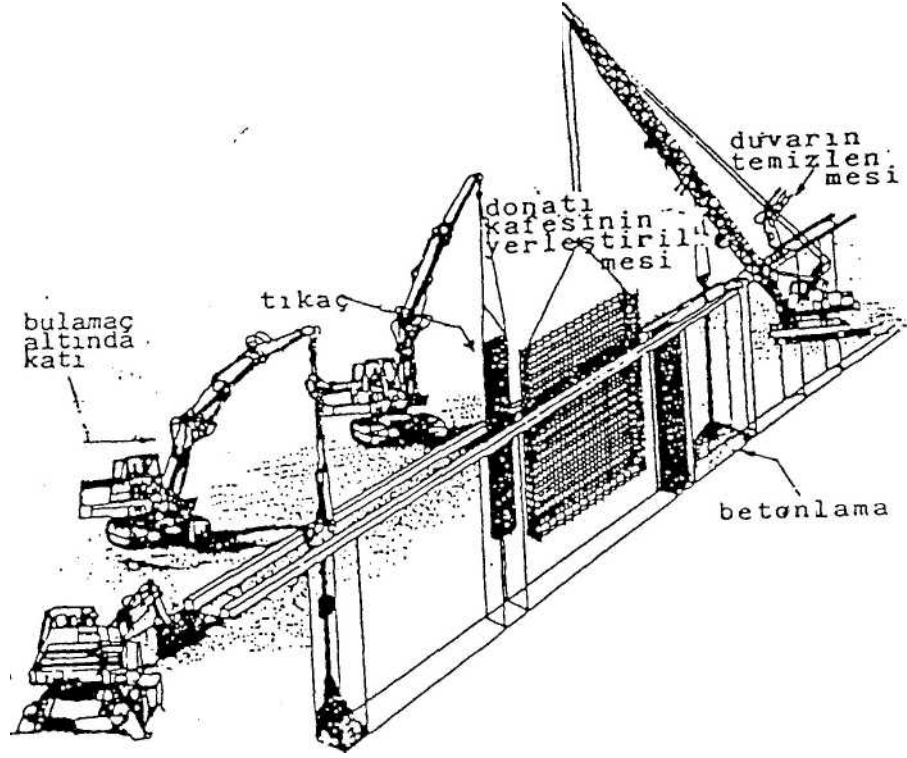
gerçekleşmiştir. Bu duvarların klasik betonarme duvarlara üstünlüğü kazı miktarının minimum olması, diğer bir deyişle, duvar genişliği kadar bir genişliğe sahip olmasıdır. Bu özelliği sebebiyle diyafram duvar tekniği ile kazı alanına bitişik binalar bulunması halinde de inşaatı mümkün olmaktadır. Diyafram duvarlar kazı hendeğinin desteklenmesi ya da hem bu amaç için hem de inşa edilecek yapının birer taşıyıcı elemanı olarak tasarlanabilirler.

Temel çukuru kazılmadan temel çevresinde 80 cm - 120 cm genişliğinde bulamaç hendeği, özel makinesi ve metodu ile kazılırken, içi bentonit veya bentonit çimento bulamacı ile dolu tutulduğundan zemin göçmemekte ve bulamaç zamanla sertleştiğinde taşıyıcı özellik kazanmakta ve aynı zamanda geçirimsizliği sağlanmaktadır. Bu türde kil-çimento-su oranı 30 kg -250 kg-900 kg dolayındadır. Derin ve sabit kazıklarda yük taşıma ve yüksek yanal basınç karşılama gerektiğinde

sadece bentonitten yapılan bulamaç daha sonra tremi beton uygulaması ile dışarı alınır. Böylece yüksek dirençli duvar sağlanmış olur.

Derin kazılarda, perde kalınlığından ve donatıdan ekonomi sağlamak, yanal deformasyonları sınırlayıp komşu binalarda istenmeyen hasarları önlemek ve genelde inşaatı ekonomik hale getirmek amacıyla diyafram perdenin öngermeli ankrajlarla zemine bağlanması uygun olmaktadır.

Diyafram duvarlar genellikle geçirimsizlik perdesi veya açık bir kazıyı tutan veya her iki fonksiyonu da bir arada görecektir şekilde kullanılabilen yapı elemanlarıdır. Açık bir kazıda iksa sistemi yerine kullanılan diyafram duvarlar, aynı zamanda yapıya ait birer taşıyıcı eleman olarak veya komşu yapı temellerinin desteklenmesi amacıyla kullanılabilirler. Diyafram duvarlar aynı zamanda karayollarındaki yarma şevlerinde, istinat yapısı gösterirken bölgelerde heyelan yapılarında, şehir içerisinde "aç-kapa" yöntemiyle inşa edilen tünellerde, hatta bazı liman inşaatlarında kalıcı batardo olarak kullanılabilirler.



Şekil 3.9. Diyafram duvar yapım aşamaları

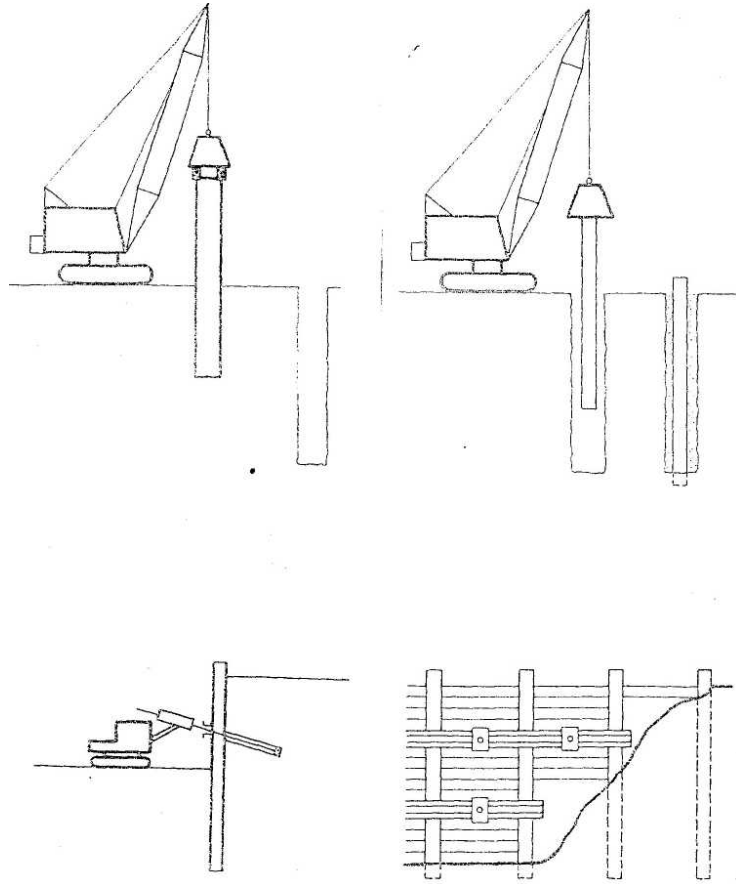
Diyafram Duvarların Avantaj şu şekilde sıralanabilir.

- a) Diyafram duvar geçici veya sürekli bir eleman olarak kullanılabilir.
- b) Dar bir hendek içinde inşa edildiği için maliyeti düşüktür.
- c) Yeraltı suyuna karşı mükemmel bir sızdırmazlık sağlar.

3.4.4. Berlin duvarı

Berlin duvarı su kontrolü önemli olmayan zeminlerde, karşılıklı destekli veya ankrajlı olarak inşa edilen geçici bir iksa duvar türüdür. Duvar inşaatına önce düşey taşıyıcı asker kazıklar (beton veya çelik profil) yerleştirilerek başlanır. Asker kazıklar dizel çekiçle doğrudan çakılabildiği gibi kuyu açılarak da yapılabilir. Vibroçekiç ile zemine boru çakılır, rotari veya kaşıkla hafriyat gerçekleştirilir. Profil

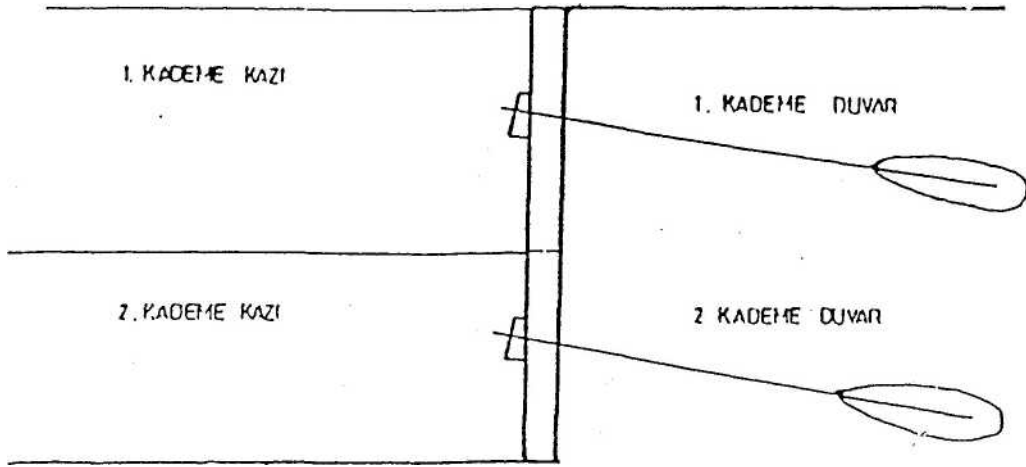
demir veya beton kazık kuyu içine yerleştirilip etrafı kum ile doldurulur ve boru geri çekilir. İnşaat kazısı ilerledikçe, asker kirişler arasında zemin dökülmesini önleyici ahşap yatay elemanlar yerleştirilir. Dolgu sırasında yatay elemanlar ve dolgu bitiminde asker kazıklar geri alınır ve tekrar kullanılmaları sağlanır. Berlin duvarının imalat safhaları Şekil 3.10'da gösterilmiştir.



Şekil 3.10 Berlin duvarlarının imalat safhaları a)profil demir veya beton kazığın yerleştirilmesi b)etrafının kum ile doldurulup muhafaza borusunun çekilmesi c)ankraj imalatı d)cephe görünüşü

3.4.5. Kademeli kazı yüzeylerinin ankrajlı betonarme perdelerle desteklenmesi

Kazı şevlerinin desteklenmesinde kullanılan bu sistem yeraltı suyu bulunmayan 3-4 m kadar derinlikte kazıldığında kendini geçici de olsa bir süre tutabilen zeminlerde kullanılmaktadır. Önce, zemin ortalama 3.0 m kadar kazılır. Kazı önüne istenilen duvar kalınlığını sağlayacak mesafede kalıp kapatılır. Donatı yerleştirildikten sonra beton dökülerek duvar oluşturulur. Kalıp içerisine belirli yerlere duvarı zemine ankre edecek ankrajlar için delikler bırakılır. beton dökümünden sonra duvar ankrajla zemine ankre edilir ve aşağı doğru diğer anonim kazısına başlanır. Böyle devam edilerek istenilen derinliğe kadar kazı tamamlanır. Bu yöntem, Şekil 3.11’de gösterildiği gibi, geçici olarak düşey kazı yüzeyi veren sert kil zeminlerde, grovak, şeyl, kumtaşı gibi orta-sert ve yumuşak kayalarda başarı ile uygulanabilir.



Şekil 3.11. Kademeli kazının ankrajlı betonarme perde duvarla desteklenmesi

3.4.6. Zemin çivileri

Zemin çivilemesi, kazı işlerine ve şevlerin stabilitelelerinin teşkiline olanak sağlamak için, son 25 yıl sürecinde, özellikle Avrupa'da yaygın kullanım alanı bulmuş, bir arazi takviye tekniğidir. Teknik, kayaya civatalama ve Yeni Avusturya Tünel Metodu (NATM) gibi yöntemlerin bir uzantısı olarak ortaya çıkmıştır.

Zemin çivisi çok basit bir tabirle zemine tesis olmuş pasif ankraj olarak tanımlanabilir. Sistem, zemin kütlesi içine sürülmüş takviye elemanlarını ve yukarıdan aşağıya doğru kademeli imal edilmiş takviye şatkrit kaplamayı içermektedir. Sistemin takviye elemanları, çekme gerilmelerinin yanısıra kesme gerilmelerine ve eğilme momentine karşı direnç göstermektedir. Estetik ve dayanıklılık istemlerinin maliyet yönünden gözönünde bulundurulduğu durumlarda, prefabrike beton paneller veya yerinde döküm beton kütle, bir sonraki aşama olarak, şatkrit kaplamanın önüne yada üzerine imal edilebilir. Şekil 3.12'de şatkrit ve zemin çivileri ile desteklenmiş 60° şevli kazı yüzeyi görülmektedir (www.temeltas.com.tr). Yapım aşaması şu şekilde özetlenebilir.

- 1.Öncelikle zeminin desteklenmeksizin kendi kendini tutabileceği bir derinliğe kadarkazı yapılır.
- 2.Kazı imalatının hemen akabinde, açığa çıkan çıplak taze yüzey, takviye şatkrittabakası ile kaplanır.
- 3.Çiviler daha önceden belirlenmiş yerlerine, gerekli uzunluk ve eğim dikkate alınarak tesis edilirler. Bu aşamada önemli husus, her zemin için O zemine has bir delme ve enjeksiyon metodu uygulamaktır. Çivilerin tesisi aşamasında son derece dikkatli olunmalıdır. Çivi mümkün mertbe merkezinde tutulmalıdır.
- 4.Çivilere, taşıma yüklerinin düşük bir yüzdesi oranında bir ongenime, şatkrit tabakası üzerindeki koruyucu plaka vasıtasıyla, gerekli görüldüğü takdirde uygulanabilir. Bu söz konusu öngerilme yükü, genellikle taşıma yükünün %20'sini geçmez.
- 5.Gerektiği takdirde, ikinci takviye şatkrit tabakası imal edilebilir.

6. Takip eden tüm kademeler için yöntem yinelenmelidir.
7. Gerekli şartların garanti edilmesi durumunda yerinde dökme, prefabrike veya başka bir çeşit kaplama , uygun biçimde, şatkrit yapıya bağlanabilir.



Şekil 3.12. Şatkrit ve zemin çivileri ile desteklenmiş kazı yüzeyi

3.4.7. Zemin enjeksiyonu

Zemin enjeksiyonu da, kazıların desteklenmesinde zemin çivilemesi gibi çabuk uygulanabilen metottur. Zerrin kütlelerini stabilize etmek için kullanılan yüksek mukavemetli enjeksiyon için birçok çeşit bulunmaktadır. Bunlardan bazıları çimento enjeksiyonu, sıkıştırma enjeksiyonu, kimyasal enjeksiyon ve harç enjeksiyonudur. Harç enjeksiyonu en çok kullanılan metottur. Bu metot zeminin yerinden çıkarılmasını ve katı, geçirimsiz kolonlar oluşturulmasını sağlamaktadır. Diğer metotlar genelde, temel takviyesi ve temel iyileştirmesi için kullanılmaktadır.

3.4.8. Zemin dondurma yöntemi

Zemin dondurma yöntemi de çok yeni bir tekniktir. Soğutma borularının, zemini katı, stabil bir kütle olarak dondurması yoluyla gerçekleştirilir. Soğuk iklimlerde veya durumlarda kısa-dönemli bir kazı desteklenecekse bu yöntem uygulanabilir bir yöntemdir. Zemin dondurma yöntemini diğer iki yararı da, yeraltı suyu akışını durdurması ve zemin içerisinde toksik atık hareketini kesmesidir.

Kazılar için geleneksel duvar tasarımı metodu şu temel adımları içermektedir. Mevcut sınırların kaba taslak çıkarılması ve bilinen her şeyin(zemin verileri, tabakalaşma, su seviyesi gibi) belirtilmesi.

Yanal basınç diyagramlarının Peck metodu, Tschebotarioff metodu veya bu gibi metotlarla, zemin verilerinin kalitesine bağlı olarak hesaplanması.

Duvarın, kuşaklamanın, yatay desteklerin veya ankrajların tasarımı.

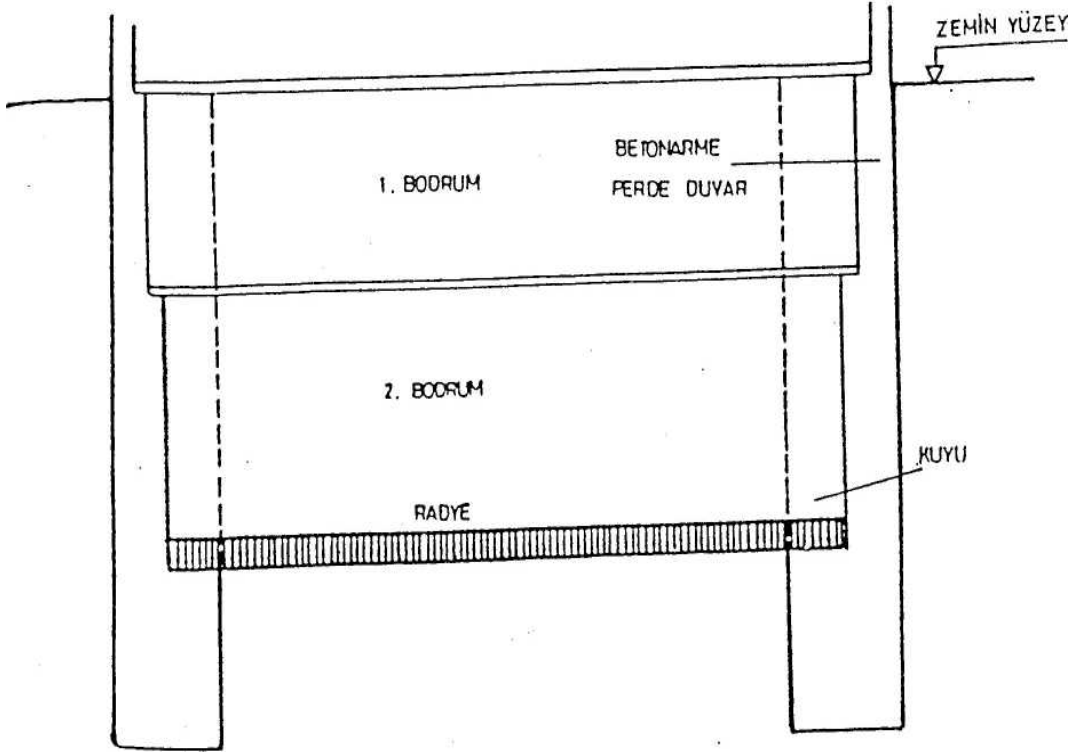
Duvarın yanal hareketi zeminin düşey oturmasıyla ilişkili olduğundan, sağlanması gereken şartlar şunlardır:

1-Duvar, kazının kenarlarına tam değecek bir şekilde uygun olarak hazırlanmalıdır. Bu kriter, özellikle, asker kazık ve kaplama kullanıldığında ya da duvar biraz kazı yapıldıktan sonra toprak yüzüne yerleştirilecekse kritik bir hal almaktadır.

- 2-Yatay destekler, eğik destekler veya ankrajlar çok sınırlı bir yanal, yer değiştirmeye izin vermelidir. Bu elemanların hepsi AE/L değerine sahip elamanlardır. Dolayısıyla bunların duvar yükünden dolayı uzaması ya da sıkışması sebebiyle, kazıya doğru bazı hareketler oluşabilecektir.
- 3-Yatay destekler dik olarak yerleştirilmelidir. Böylece duvarların kazıya doğru büyük miktarlarda şişme yapması engellenmiş olur.
- 4-Yatay destekler, eğik destekler ve ankrajlar destek sisteminin inşası esnasında ön gerilmeye tabi tutulabilirler. Bu işlem yapılırken, yapıya krika ve/veya kama ilave edilmesi gerekecektir. İnşaat esnasında gerekli ön gerilmenin sağlanabilmesi için, krika ve/veya kama sistemi genellikle periyodik ayarlamalar gerektirmektedir.

3.4.9. Kuyu tipli betonarme perde duvarlar

Yeraltı su seviyesinin derinde olması ve zeminin kendini tutabilmesi halinde uygulanan bir yöntemdir. Kazı çevresinde çoğunlukla birer ara ile 2.0 x 2.0m, 2.0 x 3.0m veya 1.5 x 3.0m boyutlarında iksalı kuyular açılmaktadır. Konsol çalışan perdelerde kuyu derinliği, kazı tabanının oldukça altına indirilmektedir (Şekil 3.13). Kuyuların kazısının tamamlanmasından sonra, perde donatısı yerleştirilerek beton dökülmektedir. Toprak basıncı dağılımına uygun olarak bodrum katlardaki perde kalınlığı değiştirilebilmekte ve döşemeler perdeye oturtulabilmektedir. Kuyu tipi perdeler, çoğunlukla binanın taşıyıcı perdeleri olarak kullanılabilir. Malzeme ve işçilik maliyetlerinin artması ve ankraj teknolojisindeki gelişmeler nedeniyle kuyu tipi betonarme perdeler, giderek yerini ankrajlı betonarme perdeler bırakmaktadır.



Şekil 3.13. Kuyu tipi betonarme perde duvar.

3.4.10. Ankrajlı mini kazık

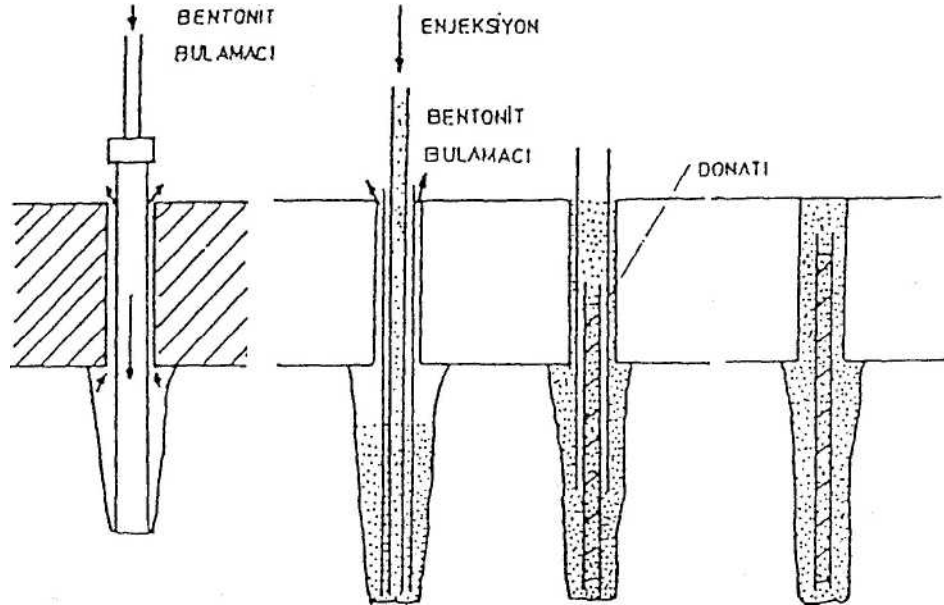
Mini kazıkların ilk uygulamaları 1970'li yıllarda başlamıştır. O yıllarda mini kazıklar genellikle mevcut bina temellerinin tutulmasında kullanılmıştır. Mini kazık sistemi daha çok normal kazık ekipmanının yaklaşmadığı tavan yüksekliği sınırlı bodrum katları, temel yanları vb. yerlerde kullanılıyordu. Sondaj ve enjeksiyon tekniğindeki gelişmeler sonucu bugün mini kazıklar hem çekme hem de basınç taşıyan elemanlar olarak kullanılabilirler. Mini kazıklar genelde 10 cm. ile 30 cm. arasında çaplarda çimento şerbeti veya çimento harcı enjeksiyonu ile hazırlanmaktadır. Donatı olarak beton çeliği veya özel çelik profiller kullanılmaktadır (Saydal K.,1996)

Kazığın zemine yükleri aktarması daima beton gövde sürtünme yüzeyinden olmaktadır. Yani yükler kayaya oturan kazıklar dışında, çevre sürtünmesi ile aktarılır. Kazık çapı olarak, delicinin veya kaplama borusunun dış

çapı alınır. Mini kazıklar yatayla 10° eğimden, dikey doğrultuya kadar çeşitli eğimlerde imal edilmektedir. Çekme kazıkların minimum boylarının 10 m civarında olması ve kazığın yük aktaran kısmının zemin yüzeyinden en az 5 m kadar derine yerleştirilmesi tavsiye edilmektedir.

Mini kazık imalatı

Mini kazıklarda kuyunun açılmasında darbeli, rotary ve diğer sistemlerde çalışan makineler kullanılabilir. Burada dikkat edilecek önemli husus kuyu cidarının [göçmeye karşı korunmasıdır. Düşük eğimlerde her durumda muhafaza borusu kullanılmalıdır. Normal şartlarda delikler yataya göre 10°'den daha yatık projelendirilmeli ve aralarında minimum 1.0 m. mesafe olmalıdır. Çimento harcı genelde 500 dozlu olarak imal edilir ve çimento harcı enjeksiyon basıncı en az 50 N/cm² olmalıdır. Normalde 3 cm. olan paspayı, betona zararlı maddeler ihtiva eden su veya yeraltı suyu bulunması durumunda 4.5 cm. olarak seçilebilir. Mini kazık imalatının safhaları Şekil 3.14'de gösterildiği gibidir.



Şekil 3.14. Mini kazık imali

Mini kazıkların taşıma gücü

Mini kazıkla, şaftın taşıma gücü betonun ve çelik donatısının mukavemetine bağlıdır. Zemin içindeki taşıma gücünün tayini için ise diğer birçok temel elamanında olduğu gibi henüz kesin bir teori yoktur. Alman normu DIN-4128 mini kazıklarda taşıma gücü tahkikini sahada etraflı bir zemin etüdüne ve şantiyede yapılacak yükleme deneylerine dayandırmaktadır. Bu normda taşıma gücü tahkiki için verilen öneriler aşağıda sıralanmıştır (Saydal K., 1996):

- Kazığın kuvvet aktaran boyu yeterli taşıma gücüne haiz zemin içinde en az 3.0 m. olmalıdır. Kayalık zeminlerde bu boy 0.5 m' ye indirilebilir.
- Mini kazığın hem basınç hem de çekme durumunda taşıma gücünü çevre sürtünmesinden sağladığı, yalnız kaya ve benzeri zeminlerde uç gerilmelerinin , doğabileceği kabul edilir.
- Sahada kazık sayısının en az %3'ü oranında (veya en az 2 kazıkta) kazık üzerinde ve zemin etüdlerinde rastlanan nispeten zayıf bir zemin profiline haiz bölgelerde [yükleme deneyi yapılması tavsiye edilmektedir.
- Yükleme deneyinde kullanılacak kazıklar ileride yapıda kullanılacaksa, bunların deney sırasında taşıma gücü açısından zarar görmemeleri sağlanmalıdır. Deneylerle elde edilen değerlere Çizelge 3.1'de verilen güvenlik sayılan uygulanır. En düşük deney değeri esas alınır.

Çizelge 3.1 - Mini kazık güvenlik sayıları (DIN 4128)

Kazığın Kullanılması		Yük Durumları		
		1	2	3
Basınç kazıkları		2.00	1.75	1.51
Çekme kazıkları	Düşeyle Yaptığı Açısı <45°	2.00	1.75	1.50
	Düşeyle Yaptığı Açısı >80°	3.00	2.50	2.00
Düşeyle 45°-80° arası açı yapanlar için enterpolasyon uygulanır.				

Sürtünme alan basınç kazıklarında, çekme deneyi sonuçları da kullanılabilir. Kazıkların taşıma gücü tayininde Çizelge 3.2'de verilen sınır çevre sürtünmesi değerlerinin kullanılması yükleme deneylerinin yapılmadığı özel durumlarda söz konusu olmaktadır.

Çizelge 3.2 - Mini kazıklarda çevre sürtünmesi

Zemin Cinsi	Basınç Kazığı	Çekme Kazığı
Orta ve İri Çakıl	20	10
Kum ve Kuru Çakıl	15	80
Kohezyonlu Zemin	10	5

3.5. Yanal Toprak Basınçları

Bir istinat yapısına herhangi bir derinlikte etkiyen P_h yanal toprak basıncı, o noktadaki düşey basınç P_v ise,

$$P_h = K \cdot P_v \quad (3.1)$$

dir. Burada K yanal toprak basıncı katsayısıdır.

İstinat yapılarına etkiyen toprak basınçlarının hesaplanmasında, plastisite teorisinden hareket eden Rankine Teorisi, Coulomb tarafından kurulan ve sonraları geliştirilen Kama Teorisi kullanılmaktadır. Ayrıca ilave yüklerden doğan yanal basınçların hesaplanmasında, elastisite teorisinden istifade ile elde olunan formüller de mevcuttur. Arkasında zemin tutan bir perde (istinat yapısı arka yüzü) topraktan ileriye yeter miktarda hareket ederse Aktif Toprak Basıncı, perde toprağa doğru yeter miktarda hareket ederse, Pasif Toprak Basıncı doğar. Perdenin hareket etmemesi halinde doğacak basınca, Sükunetteki Toprak Basıncı adı verilir (Church, H. K., 1981)

3.5.1. Rankine formülleri

Rankine formülleri, düşey bir perdeye (düşey duvar arkası) gelen yanal toprak basınçlarını vermektedir. Formüller, zeminin izotrop ve homojen bulunduğu ve $\delta=0$ olduğu kabulüne göre elde olunmuştur.

3.5.1.1. Aktif toprak basıncı

Arkasında zemin tutan bir perde düşey, arkasındaki zemin yatay ve duvar/zemin arasındaki sürtünme açısı $\delta=0$ ise herhangi bir z derinliğindeki noktaya etkiyen aktif toprak basıncı P_A ile gösterilirse ($\alpha=90^\circ$, $\beta=0^\circ$, $\delta=0^\circ$), kumlu zeminlerde ($c=0$, Φ hali) (Şekil 3.15.a);

$$P_A = \gamma \cdot z \cdot \tan^2(45 - \Phi/2) \quad (3.2)$$

killi zeminlerde (c , Φ hali), (Şekil 3.15.b);

$$P_A = \gamma \cdot z \cdot \tan^2(45 - \Phi/2) - 2 \cdot c \cdot \tan(45 - \Phi/2) \quad (3.3)$$

dir. Burada aktif toprak basıncı katsayısı;

$$K_A = \tan^2(45 - \Phi/2) \quad (3.4)$$

terimidir. Buna göre $P_A=0$ olan derinlik ;

$$Z_0 = 2 \cdot c / \gamma \cdot \sqrt{K_A} \quad (3.5)$$

dir. Bu seviye ile zemin yüzü arasında çekme gerilmeleri yer alır. Zemin yüzünde ($z=0$ için) çekme gerilmesi maksimum ;

$$P_A = -2.c / \sqrt{K_A} \quad (3.6)$$

değerine ulaşır. $\Phi=0$ halinde ise ;

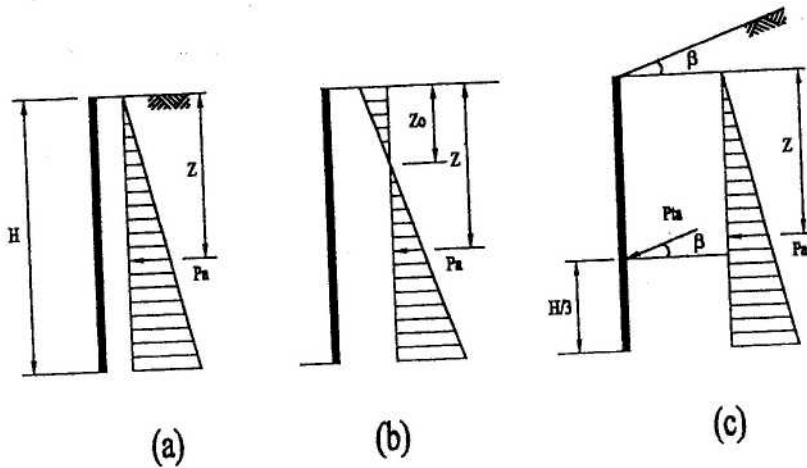
$$P_A = \gamma.z - 2.c$$

$$Z_0 = 2.c / \gamma \quad (3.7)$$

dir. Kumlu zeminlerde eğik duvar arkası dolgusu halinde ($\beta \neq 0$), zemin yüzüne paralel aktif toprak basıncı (Şekil 3.15.c);

$$P_A = \gamma.z \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \theta}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \theta}} \cdot \cos \beta \quad (3.8)$$

olur.



Şekil 3.15. Aktif toprak basınçları

3.5.1.2. Pasif toprak basıncı

Arkasında üst yüzü yatay bir zemin sürtünmesiz düşey bir duvarın ($\alpha=90^\circ$, $\beta=0^\circ$, $\Phi=0^\circ$) herhangi bir z derinliğindeki noktasına etkiyen basınç P_p ile gösterilirse kumlu zeminlerde, ($c=0$, Φ hali), (Şekil 3.16.a);

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot \tan^2(45 + \Phi/2) \quad (3.9)$$

killi zeminlerde (c , Φ hali), (Şekil 3.16.b);

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot \tan^2(45 + \Phi/2) + 2 \cdot c \cdot \tan(45 + \Phi/2) \quad (3.10)$$

dir. Burada pasif toprak basıncı katsayısı;

$$P_p = \tan^2(45 + \Phi/2) \quad (3.11)$$

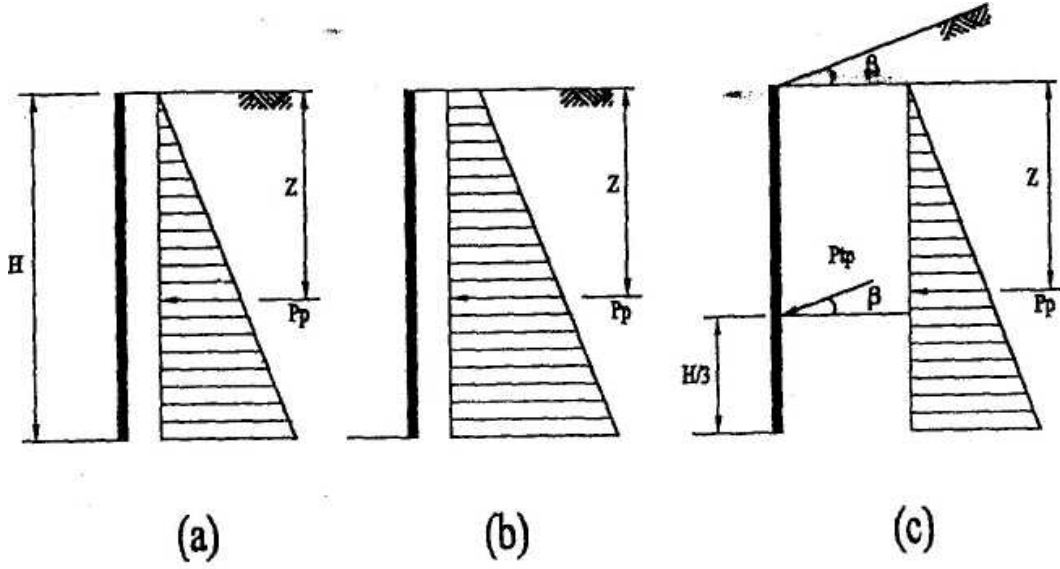
terimidir. $\Phi=0$ halinde ;

$$P_p = \gamma \cdot z + 2 \cdot c \quad (3.12)$$

dir. Kumlu zeminlerde eğik duvar arkası dolgusu halinde ($\beta \neq 0$) (Şekil 2.2.c);

$$P_p = \gamma \cdot z \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}} \cdot \cos \beta \quad (3.13)$$

olarak ifade olunabilir.



Şekil 3.16. Pasif toprak basınçları

3.5.1.3. Sükunetteki toprak basıncı

İstinat perdesinin hiç hareket etmediği kabulü halinde toprak basıncı P_0 ile gösterilir ve sükunetteki toprak basıncı adını alır. Bu durumda bir düşey duvara z derinliğinde etkiyen P_0 değeri;

$$P_0 = \gamma \cdot z \cdot K_0 \quad (3.14)$$

dir. Burada K_0 sükunetteki toprak basıncı katsayısı olup ;

$$K_0 = 1 - \sin \Phi \quad (3.15)$$

ılınabileceği birçok araştırmacı tarafından ileri sürülmüştür. Aşırı konsolide killerde DU değer, aşırı konsolidasyon oranına (AKO) bağlı olarak ;

$$K_0 = (1 - \sin \Phi) \cdot \sqrt{AKO} \quad (3.16)$$

şeklinde verilmektedir. Killi zeminlerde Φ açısı olarak Φ' alınmalıdır. Aşın konsolide killerde K_0 değerinin Γ 'in üzerine çıkabildiği ölçülmüştür.

Rijit istinat duvarlarının veya yapılardaki rijit toprak perdelerinin arkalarına konulan dolguların sıkıştırılma miktarına bağlı olarak toprak basıncı katsayıları, K_A değerinden K_0 değerine ve hatta daha da üstüne çıkarak K_p pasif toprak basıncı katsayısı değerine yaklaşabilir. Bu nedenle bu tip dolgularda yapılacak sıkıştırma işlemine gereken önem verilmelidir ([Church, H. K., 1981)

3.5.2. Coulomb formülü - Kama metodu

Coulomb, arkasında yatay olmayan zemin taşıyan eğik bir sürtünmeli perdeye gelen yanal basınçları, ($\alpha \neq 0$, $\beta \neq 0$, $\delta = 0^\circ$) kumlu zemin ($c=0$) halinde bir formülle verilmiştir. (Şekil 2.3) Coulomb'a göre aktif toprak basıncı katsayısı;

$$K_A = \frac{\sin^2(\alpha + \phi) \cdot \cos \delta}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha - \phi) \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi - \beta)}{\sin(\alpha - \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.17)$$

bağıntısından ve pasif toprak basıncı katsayısı da;

$$K_P = \frac{\sin^2(\alpha - \phi) \cdot \cos \delta}{\sin \alpha \cdot \sin(\alpha + \phi) \left[1 - \sqrt{\frac{\sin(\phi + \delta) \cdot \sin(\phi + \beta)}{\sin(\alpha + \delta) \cdot \sin(\alpha + \beta)}} \right]^2} \quad (3.18)$$

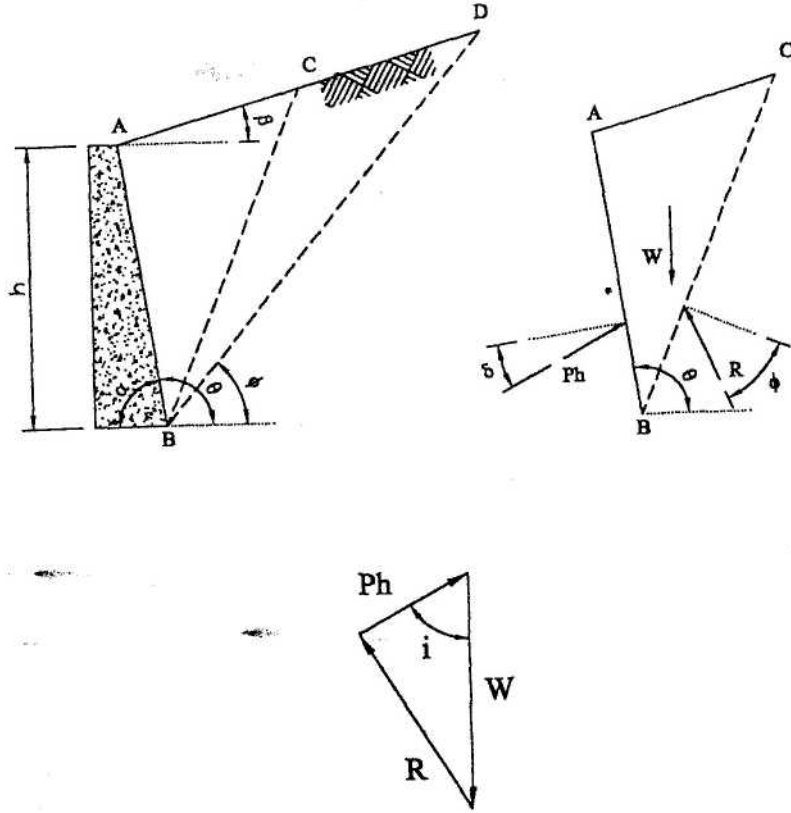
olarak belirlenir. Coulomb'a göre aktif toprak basıncı;

$$P_A = \gamma \cdot h \cdot \frac{K_A}{\sin \alpha \cdot \cos \delta} \quad (3.19)$$

ve pasif toprak basıncı;

$$P_p = \gamma \cdot h \cdot \frac{K_p}{\sin \alpha \cdot \cos \delta} \quad (3.19)$$

olarak hesaplanır.



Şekil 3.17 - Coulomb toprak basıncı

Verilen P_p formülünün kullanılabilmesi için olmalıdır. Aksi halde, pasif basıncın, kayma yüzeyini eğri (örneğin logaritmik spiral) olarak kabul eden grafik metodlarla hesaplanması gerekir.

Coulomb formülünde, $\alpha=90^\circ$, $\beta=0$, $\delta=0$ olması halinde Rankine formülü elde olunur. Bu durumda, $K_A=\text{tg}^2(45-\Phi/2)$, $K_P=\text{tg}^2(45+\Phi/2)$ 'dir. $\alpha=90^\circ$, $\alpha=90$, $\beta=0$, $c=c_a=0$, $\delta>0$ için K_A ve K_P değerleri. Çizelge 3.3 ve Çizelge 3.4'de verilmiştir.

Çizelge 3.3. Kohezyonsuz zeminlerde düşey duvar arkası ($\alpha=90^\circ$) ve yatay dolgu ($\beta=0^\circ$) halinde K_A değerler

δ	Φ					
	20	25	30	35	40	45
0	0,49	0,41	0,33	0,27	0,22	0,17
10	0,44	0,37	0,31	0,25	0,20	0,16
20	0,41	0,34	0,28	0,23	0,19	0,15
30			0,26	0,21	0,17	0,14

Çizelge 3.4. Kohezyonsuz zeminlerde düşey duvar arkası ($\alpha=90^\circ$) ve yatay dolgu ($\beta=0^\circ$) halinde K_P değerleri

δ	Φ					
	20	25	30	35	40	45
0	2,0	2,5	3,0	3,7	4,6	5,8
10	2,6	3,2	4,1	5,3	7,0	9,6
20		3,5	5,2	7,0	9,7	14,2
30				8,4	12,6	19,4

Genel hal, $c>0$, $\Phi>0$, $\delta\neq 0$, $c_a>0$, $\beta=0$, $\alpha\neq 90^\circ$ olması durumunda bir formül yoktur. Bu halde çözümün grafik olarak yapılması gerekir. En genel hale ait grafik metot Kama Metodudur. Grafik metottan kaçınmak için pratikte, çok defa, (c , Φ) zemini yerine hayali (fiktif) bir Φ açısı seçilerek mevcut formüllerle hesap yapılmaktadır. Duvar arkasının sonradan kohezyonsuz malzeme ile doldurulması halinde, bu zeminin kayma kaması bu suni dolgu içinde kalırsa,

hesaplarda bu dolguya ait Φ açısının kullanılmasının gerekeceği açıktır (Church, H. K., 1981).

3.5.3. Duvar arkası dolgusu üzerinde sürsarj olması halinde toprak basınçları

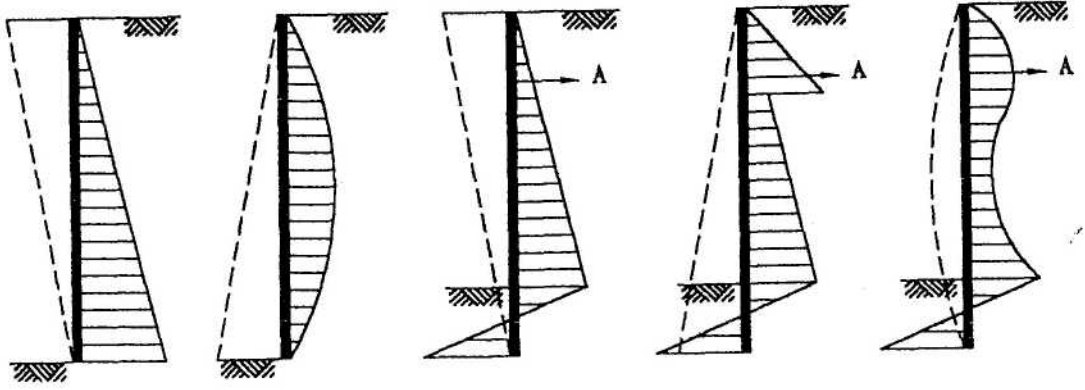
Duvar arkası dolgusu üzerine etkiyen çizgi, şerit ve nokta kuvvetler bulunması halinde doğacak ilave toprak basınçları Culmann, Kama Metodu gibi grafik metotlarda, ilave yükün kama ağırlığına katılması ile hesaba alınabilir. İlave yüklerin etkisinin bulunmasında pratikte çok defa yarı amprik hesap metotları kullanılmaktadır.

Duvar arkası dolgusu üzerinde yayılı bir yük mevcut ise, bu yük, altındaki zeminin birim hacim ağırlığına göre ilave bir yükseklik olarak hesaba katılır. Yayılı yük p (t/m) ve zeminin birim hacim ağırlığı γ (t/m^3) ise, ($p=\gamma.h$) olacak şekilde, dolgu üstünde, $h = p/\gamma$ yüksekliğinde hayali bir zeminin varlığı kabul edilir.

3.5.4. İksa sistemlerine etkiyen toprak basınçları

Destekleme sisteminin elemanları, sisteme etkiyen toprak basıncına göre boyutlandırılır. Destekleme sistemine gelen toprak basıncı önemli oranda sistemin deformasyonuna bağlıdır. Şekil 3.18'de üç ana duvar hareketi durumu için değişik toprak basıncı dağılımları gösterilmiştir. Birincisi, duvarın ayak noktası etrafında dönmesi, üçüncüsü ise duvarın sehim yapmasıdır. Pratikte bu üç durum ayrı ayrı ortaya çıkabileceği gibi, bunların farklı kombinezonları olarak da ortaya çıkabilir.

Rankine ve Coulomb tarafından «geliştirilen toprak basıncı teorileri dayanma duvarlarına, zemine ankastre perde duvarlara, tek sıra ankrajlı zemine serbest mesnetli veya ankastre perde duvarlara uygulanabilmekle beraber çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerine uygulanamazlar. Bu çok sıra ankrajlı iksa sisteminin yapılış aşamalarının, deformasyon biçiminin ve sistemin göçme mekanizmasının diğerlerinden farklı olması ile açıklanabilir.



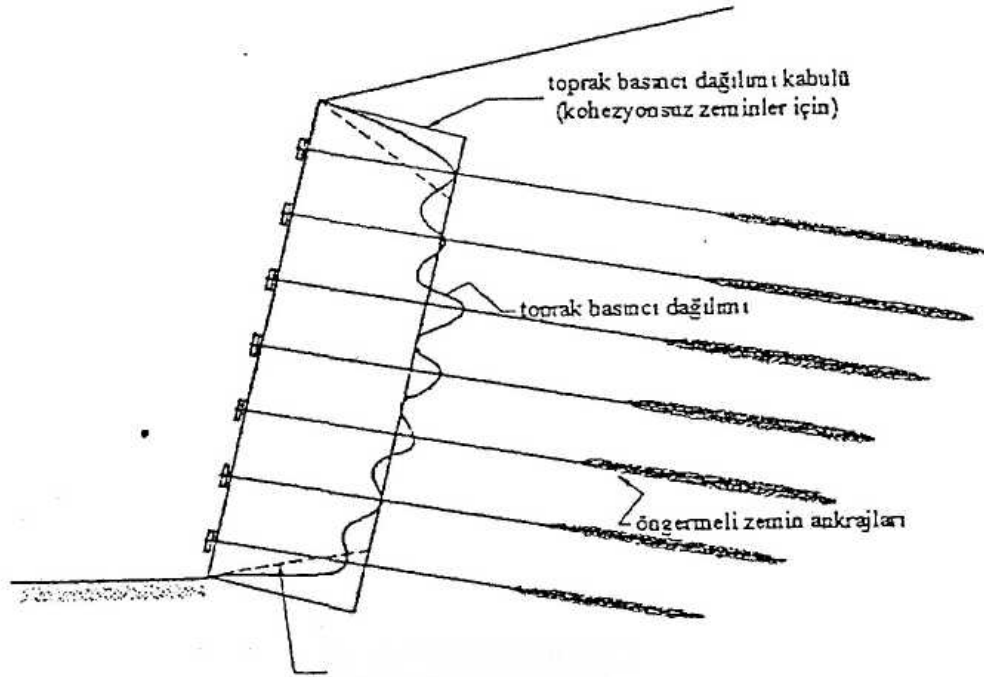
Şekil 3.18. Farklı duvar hareketleri için toprak basıncı dağılımları

3.5.5. Çok sıra ankrajlı iksa sistemlerine gelen toprak basınçları ve dağılımları

Derin kazı destekleme sistemlerinin rijitlikleri istinat yapılarına göre daha azdır. Ayrıca destekleme sistemlerinde, bölgesel toprak basıncı yığılması sonucu destekleme sisteminin elemanlarında çok büyük yükler oluşmakta ve bunun sonucunda sistemin toptan göçmesine neden olabilecek bir ardışık göçme mekanizması meydana gelebilmektedir. İşte bunu önlemek için desteklerin tasarımı, desteklere gelebilecek yüklerin ortalamasına göre değil de oluşabilecek maksimum yatay destek yüklerine göre yapılmalıdır. Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin yapım aşamasındaki davranışı şu şekilde açıklanabilir :

Düşey destekleme sistemi yapıldıktan sonra birinci sıra ankrajın yerleştirileceği kota kadar kazılır. Bu aşama sırasında sistem ankastre konsol gibi çalışır ve bunun sonucu olarak destekleme sistemi, aşağı doğru lineer olarak artan aktif toprak basıncına maruz kalır. Bu aşamada sistem kazı tabanı civarındaki bir nokta etrafında dönerek hareket eder. İkinci aşamanın başlangıcında ilk sıra ankraj yerleştirilir. Bunun uygulayacağı itki ne kadar büyük olursa olsun destekleme sistemini ve zemini, kazı yapılmadan önceki durumuna döndüremez, ancak, ankrajdaki itki aktif toprak basıncından büyükse, destekleme sistemine etkiyen basıncı artırır. Ankrajın yerleştirilmesi ile oluşan toprak itkisi yaklaşık olarak ankraj kuvvetine eşittir.

Aradaki fark kazı tabanı seviyesi ve altındaki toprak basıncı dağılımının tam olarak belirlenememesinden kaynaklanmaktadır. İkinci sıra ankrajı yerleştirmek için yapılan kazı yeni yatay hareketlere yol açar ve oluşan bu hareketlerde ilk ankrajda yük kaybına ve bununla birlikte zeminde akmaya neden olur. İkinci sıra ankrajın gerilmesi, birinci sıra ankrajın tekrar gerilmesi ve bunun ardından yapılacak kazı nedeniyle oluşacak yatay hareketler kabaca, parabolik olarak nitelendirilebilecek basınç dağılımının oluşmasına yol açar. Bu da destekleme sisteminin arkasında oluşan toprak basıncı dağılımının, sistemin kazıya doğru hareketine yol açan gerçek toprak basıncı dağılımından çok, ankraj kuvvetlerine bağlı olduğunu ortaya koyar Bowles, J. E, 1996). (Şekil 3.19)

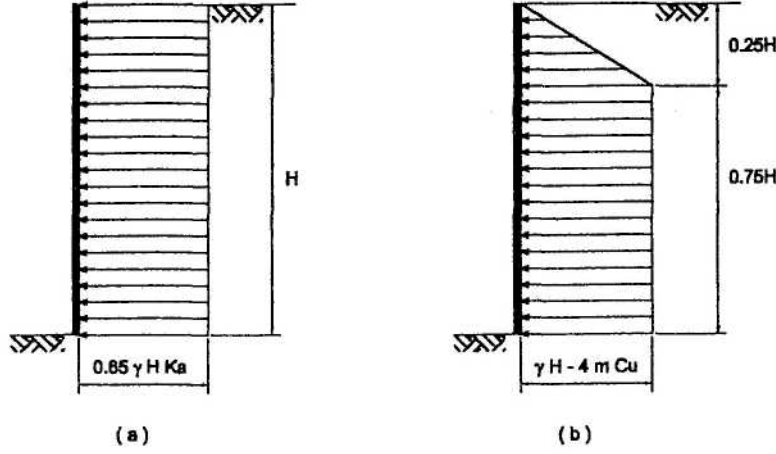


Şekil 3.19. Çok sıra ankrajlı bir duvarda toprak basıncı dağılımı

Çok sıra ankrajlı destekleme sistemlerinin boyutlandırılmasında gerçek toprak basıncı değerleri kullanılmadığından birçok araştırmacı tarafından çalışmalar yapılmış ve zemin cinsine göre farklı toprak basıncı dağılımları elde

edilmiştir. Bazı araştırmacıların ve bazı ülke normlarının önerdiği dağılımlar aşağıda verilmiştir.

Terzaghi - Peck tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları kohezyonsuz zeminler için Şekil 3.20a'de ve kohezyonlu zeminler için Şekil 3.20b'de verilmiştir.



Şekil 3.20. Terzaghi - Peck tarafından önerilen kohezyonsuz zeminler için (a) ve kohezyonlu zeminler için (b) toprak basıncı dağılımları

Toprak basıncı kohezyonsuz zeminler için ;

$$P_a = 0,65.K_a \gamma .h \quad (3.21)$$

bağıntısından hesaplanabilir. Bu bağıntının çıkarıldığı kazıların derinliği 8.5m - 12m arasındadır.

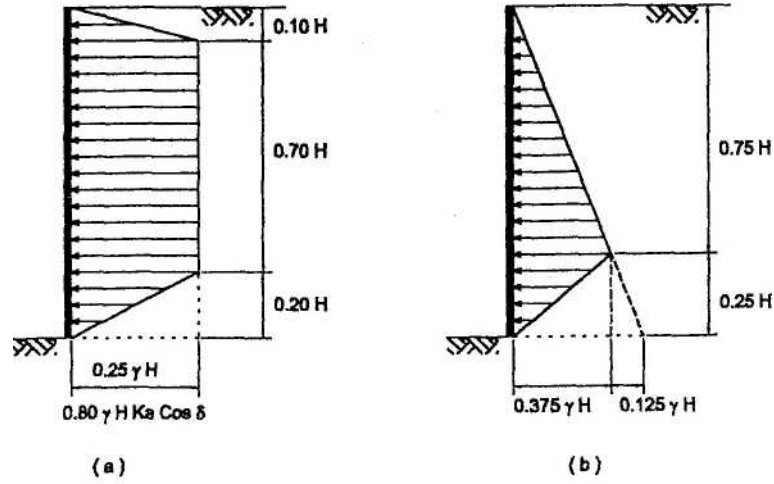
Terzaghi ve Peck kohezyonlu zeminlerde oluşan gerilme dağılımının hesabında aktif toprak basıncı katsayısının, m azaltma katsayısı ile ampirik olarak;

$$K_a = 1 - m. \frac{4.c_u}{\gamma .h} \quad (3.22)$$

hesaplanabileceğini önermişlerdir. Burada m katsayısının değeri yumuşak killerde 0.4'den katı killerde 1.0'e kadar alınabilir. Bu durumda toprak basıncının maksimum değeri (2.24) bağıntısından hesaplanır (Clayton, C. R. I., Milititsky, J. ve Woods., 1993).

$$P_a = K_a \gamma \cdot h \quad (3.23)$$

Tschebotarioff tarafından önerilen toprak basıncı dağılımları kohezyonsuz zeminler için Şekil 2.7.a'da ve kohezyonlu zeminler için Şekil 3.21'de verilmiştir.



Şekil 3.21. Tschebotarioff tarafından önerilen (a) kohezyonsuz zeminler için ve (b) kohezyonlu zeminler için toprak basıncı dağılımları

Tschebotarioff'a göre toprak basıncı kohezyonsuz zeminler için ;

$$P_a = 0,8.K_a \gamma \cdot h \cdot \cos \delta \quad (3.24)$$

veya;

$$P_a = 0,25 \cdot \gamma \cdot h \quad (3.25)$$

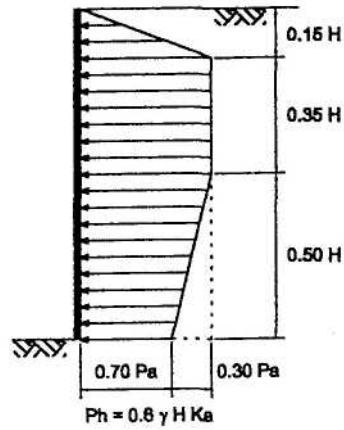
bağıntılarından hesaplanabilir.

Tschebotarioff, Terzaghi ve Peck tarafından önerilen yamuk dağılımın, kazının belli bir yüksekliği boyunca doğru olduğunu bildirmiş ve bu yüksekliğin üstünde diyagramın ekonomik olmayan, altında ise güvenli olmayan sonuçlar verdiğini ileri sürmüştür. Toprak basıncı değerleri orta katı kilde geçici destekleme sistemleri için (3.26), sürekli destekleme sistemleri için (3.27) bağıntılarından hesaplanabilir (Coduto, D. P., 2001).

$$P_a = 0,375.\gamma.h \quad (3.26)$$

$$P_a = 0,50.\gamma.h \quad (3.27)$$

Çok sıra destekli iksa sistemleri için diğer bir sanal toprak basıncı diyagramı da Lehmann tarafından önerilmektedir. Lehmann tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı kohezyonsuz zeminler için Şekil 3.22'de verilmiştir.



Şekil 3.22. Lehmann tarafından kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımı

Lehmann'a göre toprak basıncı kohezyonsuz zeminler için ;

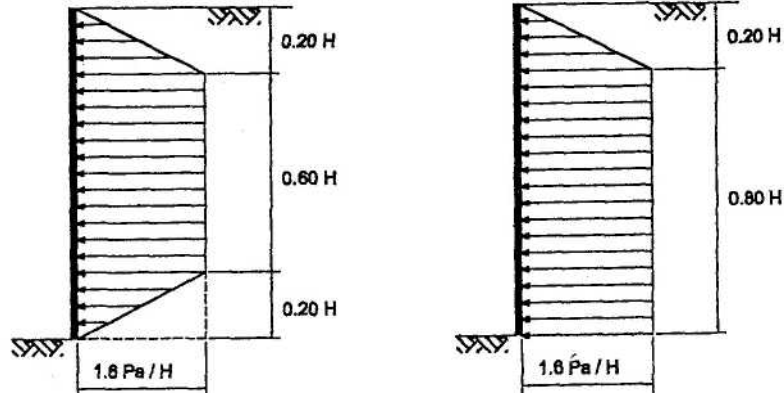
$$P_a = 0,6.K_a.\gamma.h \quad (3.28)$$

bağıntısından hesaplanabilir (] McCarthy, D.F, 1993).

İsveç yapı şartnamesi (1974) tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı kohezyonsuz zeminler için, düşük relatif sıkılıklı zeminlerde Şekil 3.23.a'da, yüksek relatif sıkılıklı zeminler için Şekil 3.23b'de verilmiştir. Burada P kazı tabanı üstündeki toplam aktif toprak basıncını göstermekte ve toprak basıncının maksimum değeri:

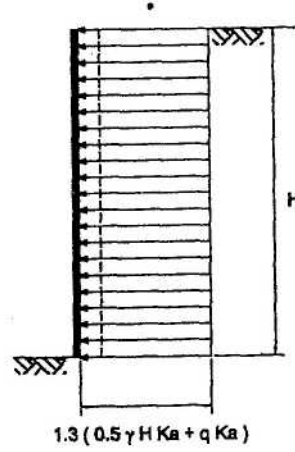
$$P_a = 1,6.P/h \quad (3.29)$$

bağıntısından hesaplanabilir. Eğer sükunetteki toprak basıncı kabulü kullanılacaksa buna karşılık gelen değer kullanılmalıdır (] McCarthy, D.F, 1993).



Şekil 3.23.İsveç yapı standardı tarafından düşük relatif sıkılıklı (a)yüksek relatif sıkılıklı (b) kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımları

İsviçre zemin ankrajları standardı (SIA-191) tarafından çok sıra destekli iksa sistemleri için kohezyonsuz zeminlerde önerilen toprak basıncı dağılımı Şekil 3.24'de verilmiştir.



Şekil 3.24. İsviçre zemin ankrajları standardı tarafından kohezyonsuz zeminler için önerilen toprak basıncı dağılımları

Burada q sürşarj yükünü göstermekte olup toprak basıncının maksimum değeri

$$P_a = 1,3(0,5 \cdot \gamma \cdot h \cdot K_a + q \cdot K_a) \quad (3.30)$$

bağıntısından hesaplanabilir (Cerrahoğlu, H., 1994).

Alman standardı tarafından önerilen toprak basıncı dağılımı da uniform basınç dağılımıdır. P kazı tabanı üstündeki aktif toprak basıncı olmak üzere, toprak basıncının maksimum değeri, Terzaghi - Peck'in kohezyonsuz zeminler için önerdiği gibi;

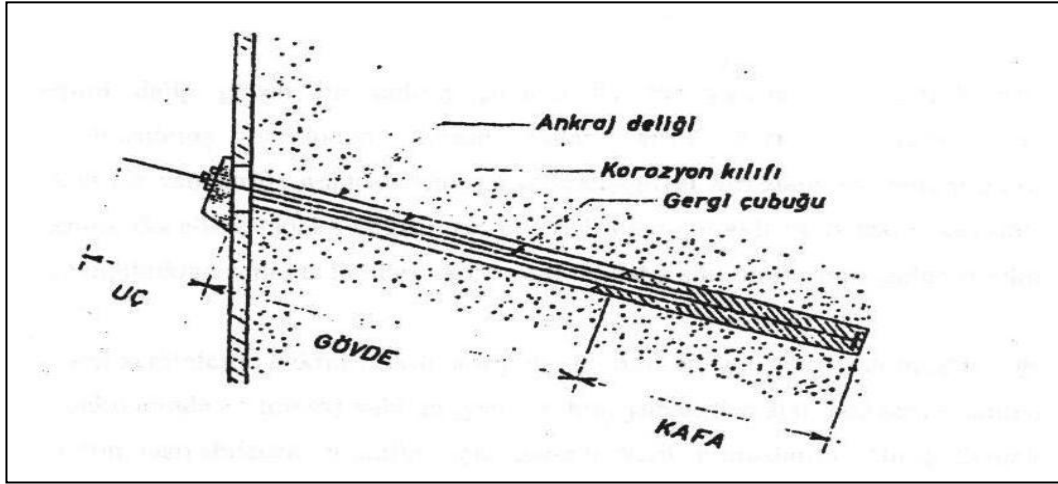
$$P_a = 1,3 \cdot P / h \quad (3.31)$$

bağıntısından hesaplanabilir (McCarthy, D.F, 1993),

4. ANKRAJLI BETONARME PERDE VE MİNİ KAZIKLAR

4.1. Genel

Ankraj uç kısımdan meydana gelmiş bir gergi çubuğu veya telidir. Birinci kısım, ankraj çubuğunu zemine tespit eden, çevresine çimento enjeksiyonu yapılmış kafa kısmıdır. İkinci kısım, ankrajın dışarıdaki ucudur ve ankraj kuvvetini satha yayan bir başlığı ihtiva eder. Ankraj çubuğunun bu iki kısım arasında kalan gövde ise, genellikle, yalnız kuvveti iletmeye yarar. (Şekil 4.1)



Şekil 4. Ankrajın Kısımları

Ankraj teşkilinde başlıca dört adım vardır:

- 1) Ankraj çukurunun açılması
- 2) Ankraj çubuğu veya telinin yerleştirilmesi
- 3) Enjeksiyon yapılması
- 4) Uç kısmın tespiti

Genellikle, 7.5 ila 23 cm çapında delik, rotary, darbeli veya yıkamalı sondaj ile açılır. Kendini tutamayan zeminlerde kaplama borusu da kullanılır. Delik çapı her zaman çubuk veya tel çapından yeteri kadar büyük olmalıdır. Çubuk veya teli tespit için, kafa kısmından başlayarak çimento enjeksiyonu

yapılır. Enjeksiyon sistemi ve kullanılan karışım değişik olur; fakat esas bağlayıcı çimentodur. Enjeksiyon betonunun prizi için yeteri kadar süre geçtikten sonra uç kısmı tespit edilir, ankrajın teşkilinde öngörölmüşse çubuk veya tele germe tatbik edilir.(Cerrahoğlu, H., 1994)

Kazı şevlerinin stabilitesinin geçici yada sürekli olarak sağlanması, deprem sırasında oluşan kuvvetlere karşı temellerinin derindeki abakalara tutturulması, suyun kaldırmasına karşı temellerin tespiti, tabii şevlerin güvenliğinin artırılması gibi çeşitli zemin problemi ankrajlardan faydalanılarak çözümlenmektedir. Böylece, zemin yüzünde ihtiyaç duyulan pasif kuvvet, geride ve derinde bulunan sağlam tabakalardan sağlanmaktadır.

Zemini delip geçen bir ankraj çubuğu ile bozulmuş zeminden geride kalan veya derindeki zemin direncinden faydalanırken bir yandan da aradaki zeminin de gelişigüzel hırpalanması önlenmiş olmaktadır. Aradaki zemin, öncelikle tabaka doğrutusu elverişli olan çatlaklı ve tabakalı kayalarda olduğu gibi, ankraj yapıldıktan sonra çatlakları kapanması ile daha sıkı bir duruma gelebilmektedir.

Gevşek zeminlerde ankraj teşkili son yıllarda hızlı bir gelişme göstermiştir. On yıl kadar önce, kum-çakıl içinde 25 ton taşıyabilen geçici ankraj yapan firmalar, benzer zeminlerde sürekli olarak 200 ton taşıyabilecek ankrajlar için garanti verir olmuşlardır. Bu gelişmelerde yeni imkanlar arayan, tekniklerini geliştiren girişimci inşaatçıların büyük payı vardır.(Coduto, D. P., 2001)

Bugün 1000 tona kadar ankraj kuvvetlerinin elde edilmesi mümkün görölmekle beraber, pratikte 20 ila 100 ton kapasiteli ankrajlar kullanılmaktadır.

Ankrajların zemin içindeki ucunun yani ankraj kafasının genişletilmesi ile daha büyük ankraj kuvvetleri elde edildiği gibi, perde hareketine de büyük ölçüde engel olunabilmektedir.

Ankrajlar, düşey, yatay yada herhangi bir eğimle teşkil edilebilmektedir. Böylece kayaların tabakalaşma ve çatlak doğrultularından, zemin tabakalarının kalınlık ve özelliklerinden faydalanılabilmektedir.

4.2. Ankrajların Sınıflandırılması

4.2.1. Kullanım Sürelerine Göre Ankrajların Sınıflandırılması

Ankrajlar, hizmet süreleri dikkate alınarak geçici ankrajlar ve kalıcı ankrajlar olarak ayrılır.

a) Sürekli ankrajlar: Sürekli yapılan ve kazı destekleme sistemlerinin servis ömrü boyunca güvenliğinin ve stabilitesinin sağlanması amacıyla yapılırlar. Kalıcı ankrajlar ise akma deformasyonuna ve korozyona karşı konulması gerektiğinden ve destekleyeceği yapının tüm ömrü boyunca görev alacağından daha dikkatli dizayn edilmelidir. Bu faktörler göz önüne alınarak inşa edilmelidirler. Ayrıca prensipte kalıcı olması istenen ankrajlarda, bir diğer önemli faktör ise ankrajın istenildiğinde değiştirilebilmeye müsait bir teknikte yapılmasıdır.

b) Geçici ankrajlar: Bu ankrajlar, genellikle bir projenin inşaatı sırasında kısa süreli olarak kuvvetlere karşı koyan ve böylece güvenli inşaat imkanı sağlayan ankrajlardır. Geçici ankrajlar genelde 3 yıldan fazla kalmayan ve aylarla ifade edilebilecek bir hizmet ömürleri bulunan ankrajlardır.(Xanthakos, P. P., 1994)

4.2.2 İmalat teknikleri dikkate alınarak ankrajların sınıflandırılması

Verilen belirli bir zemin durumu altında bir ankrajın taşıma kapasitesi, geometrisi tarafından etkilenir. Bir ankrajın tasarımında, ankrajın kök kısmından çevresindeki zemine ilettiği gerilmeler, ankraja uygulanan imalat tekniği, enjeksiyon ve delme işlemlerinden etkilenmektedir. Bu kriterler göz önünde bulundurularak ankrajlar 4 ana grup altında toplanabilirler.

A tipi ankrajlar

Dayanımı deliğin stabilitesine bağlı olan doğrusal yada doğrusal olmayan düz şaftlı ankrajlardır. Çoğunlukla kayalarda yada katı ve sert kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Enjeksiyon işlemi "Tremie" yöntemiyle yapılır. Harçlanan

kök kısmındaki sıyrılmaya karşı direnç, zemin ile enjeksiyon arasındaki kayma mukavemetinden oluşur. Mukavemet, zemin-enjeksiyon yüzeyi arasında oluşan yüzey kayma gerilmelerine bağlıdır. (Şekil 4.2)

B tipi ankrajlar

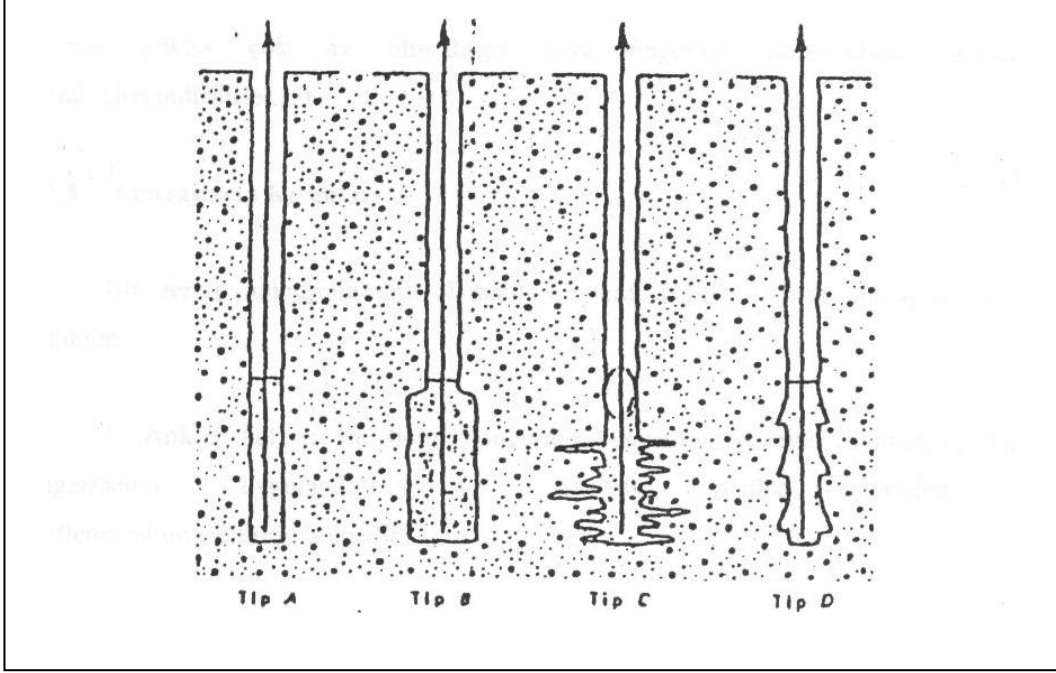
Ankraj kök çapının zemin içinde minimum hasar yaratarak genişletilmesi sonrası çimento harcının 1000 kN/m^2 ' den düşük basınçlar altında boşluklara ve çatlaklara girmesi sağlanarak oluşturulan ankraj tipidir. Genellikle iyi derecelenmiş kohezyonsuz zeminlerde kullanıldığı gibi, yumuşak çatlaklı kayalarda ve kaba alüvyonlarda da kullanılır. Kök çevresindeki zeminin, kohezyonsuz zeminlerde çimento sızdırmazlığından yararlanılarak basınç altında iyice sıkıştırılması ile geniş bir ankraj kökü oluşturulur. Dikkat edilmesi gereken, enjeksiyon basıncının her zaman toplam jeolojik yükten düşük olması gerektiğidir. (Şekil 4.2)

C tipi ankrajlar

2000 kN/m^2 ' den daha yüksek bir basınç altında çimento harcının zemin boşluklarına sızdırılmasıyla ankraj kökü genişletilir. Birinci enjeksiyonun sertleşmesinden sonra, çoğunlukla basınç ikinci enjeksiyon sırasında uygulanır. Kohezyonsuz zeminlerde olduğu gibi kohezyonlu zeminlerde de başarılı bir şekilde uygulanır. Uniform bir kayma mukavemetinin ankraj kökü boyunca var olduğu prensibine göre tasarım kapasitesi hesaplanır. (Şekil 4.2)

D tipi ankrajlar

Mekanik aletlerle yada patlayıcılarla oluşturulmuş bir dizi kökten oluşan ankrajlardır. Enjeksiyon işlemi "Tremie" yöntemiyle yapılır. Kati ve sert kohezyonlu zeminlerde uygulanan bu ankrajlarda, kayma mukavemeti ve uç mukavemeti, sıyrılmaya karşı direnci oluşturur. (Şekil 4.2)



Şekil 4.2. İmalat tekniklerine göre ankraj tipleri

4.2.3 Çalışma şekli bakımından ankrajların sınıflandırılması

Basit ankrajlar

Genellikle çimento enjeksiyonu ile örtülü çelik çubuklardan meydana gelirler. Dışarıdan tatbik edilen yük ankrajın çevre sürtünmesi ile zemine iletilir. Yük arttıkça da destek olan ankraj kuvveti büyür. Bu tip ankrajlar istinat perdesinin büyük izafi hareketine engel olamaz.

Gerilmiş ankrajlar

Basit ankrajlara benzer şekilde yapılan bu tip ankrajlarda ilave olarak kullanılmaya başlanmadan önce germe uygulanır. Böylece dış yük etkisinde çubuğun deformasyonuna ihtiyaç kalınmadan çalışma sağlanır.

Ön gerilmeli ankrajlar

Bu tip ankrajlar, önceden gerilmiş kablolar kullanılarak teşkil edilir. Bu bakımdan ön gerilmeli betona benzerlik gösterir.

Ayrıca ankrajlar tuttıkları zemine göre, kaya ankraji ve zemin ankraji olmak üzere ikiye ayrılır. Kaya ankrajları herhangi bir kalıcılık derecesine göre dizayn edilebilirler. Toprak zemine yapılan ankrajların büyük bir bölümü ise, maruz kalınan yükler çok az olmadıkça veya öngerme yapılmadıkça geçici ankraj olarak nitelendirilirler. (Xanthakos, P. P., 1994)

4.3. Ankrajların Kısımları

Bir zemin ankrajının ana elemanları ankraj kafası, serbest ankraj boyu ve ankraj köküdür.

1. Ankraj kafası: Bu bölge, öngerme kuvvetinin yüzeye yayılmasını temin eder. Öngermenin uygulandığı ve servis yüküne gerilen ankrajın kilitlenmesinin yapıldığı bölgedir.

2. Serbest ankraj boyu: Tendon, delme işlemi sonrasında yerleştirildikten sonra enjeksiyon uygulanır. Böylece sabitlenmiş ankraj oluşturulmuş olur. Tendonun harçsız bölümüne serbest ankraj boyu denir. Ankraj gövdesinin başlangıcı ile ankraj kafası arasındaki mesafedir. Germe işlemi sırasında öngerme çeliğinin engelsiz olarak uzayabileceği uzunluğa karşılık gelmektedir. Bu aşamada tendona öngerme uygulanır. Bu işlemden sonra korozyona karşı koruma niteliğinde olan ikincil enjeksiyon uygulanır. Ankrajlarda statik çalışan yüklere nazaran öngerme yapılması durumunda deplasmanların daha az olduğu görülmüştür. Ayrıca uygulanan yüklerin artan ve azalan değerinde tekrarlanması karşısında kalıcı ek deformasyon daha azdır.

3. Ankraj kökü: Öngerme kuvvetini zemine aktaran kısımdır. Çimento harcının yüksek basınç altında ankraj deliğine itilerek doldurulması ile kök bölgesi oluşturulur. Ankraj kökü ile zemin arasındaki bağ,

- a) Köke etkiyen normal gerilme
- b) Adezyon
- c) Sürtünme gibi faktörlere bağlıdır.

Bununla beraber deneyimlere dayanılarak, 9-12 m'yi aşan kök boylarında taşınan yükün, bu derinlikten sonra artışında azalmalar görülmüştür.

4.4. Ankraj Hesabının Özellikleri

Ankrajlı bir sistemin projesinde başlıca üç yapı elemanı hakkında bir karara varılmış olunmalıdır:

- (1) Kullanılacak ankraj,
- (2) Ankre edilecek yapı,
- (3) Ankrajın yapıya bağlanma tarzı.

Zemin ankrajlarının kullanılmasından maksat, yapıya gelen dış yüklerin taşınmasıdır. Bu yükler ölü yükler, hareketli yükler, hidrostatik basınçlar ve deprem kuvvetleri olabilir. Yükün cinsine ve ankrajlı sistemin amacına bağlı olarak ankrajlar geçici veya sürekli olarak kuvvet alırlar. Ankraj sisteminin tasarlanması sırasında bu yüklerin biliniyor olması gerekir. (Xanthakos, P. P., 1994)

Böylece, ankraj hesabında ilk adım, ihtiyaç duyulan ankraj kuvvetlerinin, tatbik noktalarının ve doğrultularının belirlenmesi olmaktadır. İlk olarak ankrajların uzunluklarını, eğimlerinin ve aralıklarının tayin edilmesi gerekir. Böyle bir incelemede, arazi profili ve ankrajların tutturulacağı tabakanın derinliği önemlidir.

Killi zeminlerde enjeksiyon basıncının arttırılması ile daha büyük biçimli bir ankraj teşkili mümkün olmadığı için, ankraj taşıma gücünün arttırılması için ya ankraj deliği kazılması sırasında kafa kısmı gelir yada ankraj in boyu uzatılır.

Kohezyonsuz zeminlerde, ankrajın boyutları, genellikle kullanılan enjeksiyon betonunun kalitesine ve enjeksiyon basıncına bağlı bulunmaktadır. Bu yüzden, bu cins zeminlerde ankrajın basıncı büyük ölçüde işçiliğin kalitesi ile

ilgilidir. Yapılan uygulamalarda kazanılan tecrübelerle göre, enjeksiyon basıncının artırılması ile, daha büyük yükleri taşıyabilen ankrajların yapılabileceği görülmüştür. Küçük enjeksiyon basınçları için sıkı ve ince kumlarda, kil içindeki benzer sonuçlar alınmaktadır. Kaya içindeki ankrajlarda ise ankrajın taşıyacağı kuvvet, kafa kısmının boyutları ile orantılıdır, çatlak kayalar ve sert zeminlerde, artan enjeksiyon basınçlarıyla ters sonuçlar alınabileceği; bu yüzden de çatlaklar açabileceği de dikkate alınmalıdır.

Ankrajın eğimi mümkün olduğunca küçük tutulmalıdır. Bu eğim genellikle yatay ile 30° arasında olur. Komşu yapılan ve yakında bulunan tesisat boruları veya galerilerinin hasara uğramaması için eğim 45° 'ye kadar çıkartılabilir. (Xanthakos, P. P., 1994)

Ankrajın duvardan ne kadar geriye ve zemin yüzünden ne kadar derine uzatılacağını, zemin şartlarını göz önüne alarak dikkatle tespit etmek gerekir. Ankrajın kafa kısmının boyuna ankrajın etkili uzunluğu denir. Duvar tabanından geçen muhtemel bir kayma yüzeyinin ankrajın etkili uzunluğunu içine almaması gerekir. Bu yüzden ankrajın kafa kısmının boyu, etkili uzunluktan daha büyük olabilir. Rankine sınır denge durumu göz önüne alınırsa, ankrajlı bir istinat yapısının arkasında meydana gelen kayma yüzeyi, H serbest yüksekliğin tepesinden itibaren $1.1 H$ veya $1.5 H$ kadar derinde olan bir noktadan çizilecek, düşey ile $45^\circ - \phi/2$ açısı kapayan düzlem olarak tanımlanır. Ankrajın etkili uzunluğu böyle tanımlanan kayma yüzeyinin dışında kalan ankraj kafası boyundan ibarettir. Ayrıca ankrajın kafa kısmı, zemin yüzünden yaklaşık olarak 5-6 m. derinde olmalıdır.

4.4.1 Hesap esasları

Ankrajın hesabi iki yönlüdür:

1. Ankraj Taşıma Gücünün Belirlenmesi;

Tek bir ankrajın sıyrılmama problemi yada ankrajın taşıma gücü aşağıdaki 4 değişkene bağlıdır.

- a) Zeminin şartları
- b) Ankrajın boyutları

- c) Ankrajin çeşitli parçalarının mekanik özellikleri
- d) Ankrajin teşkilinde kullanılan metot.

Ankrajin sıyrılmadan, yani sabit yük altında aşırı deformasyonlar göstermeden taşıyabileceği maksimum kuvvete **sıyrıлма yükü** denir. Giderek daha büyük yükleri taşıyan, daha geniş kullanılma imkanı olan ankrajlar imal edilmekle beraber, ankrajin sıyrıлма yükünün belirlenmesi, uzun süreli mukavemeti gibi problemler, genel kabuller ve yönetmelik kayıtları çerçevesinde çözülebilmektedir.

Hesapla bulunan sıyrıлма yükü, genellikle güvenilir tarafta bulunmaktadır. Molletr ve Widing, 100 kadar ankraj üstünde yapılan deneyler sonunda, gerçek sıyrıлма yükünün, hesapla bulunan ankraj yükünün 6 kati olduğunu ortaya koymuşlardır. Sıyrıлма yükü,

$$F = \pi \cdot d \cdot l_0 \cdot \gamma \cdot h \cdot \tan \phi \quad (4.1)$$

ifadesi ile hesaplanmıştır. Burada,

d = Ankraj çapı

l_0 = Ankraj boyu

$\gamma \cdot h$ = Ankraja etkiyen düşey jeolojik yük

ϕ = Zeminin kayma mukavemeti açısı

olarak belirtilmiştir.

Deneyle sıyrıлма yükünün büyük oluşu, ankrajin uç bölgesinde enjeksiyon yüzeyinin girintili çıkıntılı olması yüzünden sürtünme direncinin artması, enjeksiyonla basılan çimentonun aynı zamanda ankraj çevresindeki zemini stabilize etmesi ve enjeksiyon basınçlarının zemini sıkıştırmış olması gibi nedenlere bağlanmıştır.

Sıyrıлма yükünün bağlı bulunduğu değişkenlerin ortaya çıkarılması ve dolayısıyla hesap esaslarının belirlenmesi için yapılan araştırmaların bir kısmı,

düşey jeolojik yükün önemi üstünde durmuşlardır. Sutherland, kuma gömülü plakalarla yaptığı model deneylerle ortalama ankraj gerilmesinin, derinliğin karesi ile doğru, ankrajın boyutları ile ters orantılı olduğunu ortaya koymuştur. Healy, gömülü plakalarla yaptığı model deneylerinde, sıyırılma yükünün düşey jeolojik yükü ile doğru orantılı olduğunu göstermiştir. Ayrıca sıkı kumda sıyırılma yükü, ankraj boyutları arttıkça küçülmekte, fakat gevşek kumda sıyırılma yükü ankraj boyutlarından bağımsız olmaktadır. Trofimenkov ve Mariupolski' nin deneylerine göre de sıyırılma yükünün, düşey jeolojik yüke bağlı, ama ankraj boyutlarından bağımsız olduğu gözlenmiştir.

Yapılan tüm bu model deneyleri sonucunda, ankraj taşıma gücünün büyük ölçüde ankraj ile zemin ara yüzünün şekline, düşey jeolojik yüke ve ankraj gerilme deformasyon davranmasına bağlı olduğu görülmüştür. (Clayton, C. R. I., Milititsky, J. ve Woods., R. I., 1993)

Bütün bu çalışmalar henüz uygulamada kolaylıkla faydalanabilecek açıklığa getirilememiştir. Bu yüzden, tavsiye edilebilecek yol, zemin şartlarının ve ankrajın mekanik özelliklerini göz önüne alarak, sıyırılma yükünün deneylerle belirlenmesidir.

Ayrıca deneysel sonuçlar, grup olarak sıyırılma yükünün münferit ankrajları sıyırılma yükleri toplamından daha küçük olduğunu göstermiştir. Aralarında 2 çap mesafe bırakılarak dizilen ankrajları grup sıyırılma yükü ile her bir ankrajın münferit sıyırılma yükü oranlanmış ve bu oran 0.39 olarak belirlenmiştir. Almanya'da bu konuda hazırlanan ayrıntılı standartlara göre (DIN 4125), ankraj betonları arasındaki uzaklık 1 metreden küçük ise, grup içindeki ankrajları birbirlerine karşılıklı tesirlerini tayin etmek için bir kaç ankrajın birlikte deneye tabi tutulması doğru olur.

Münferit bir ankrajın veya bir ankraj grubunun sıyırılma yükü deneysel bulularak bir güvenlik sayısı ile bölünür. Böylece servis yükü elde edilir. Değişik durumlar için ankrajın yük-yer değiştirme karakteristiklerinden, servis yükleri karşılaştırılır.

Ankraj gruplarının servis yüklerini, münferit bir ankrajın servis yükünden hareket ederken belirlerken, geçici işlerde 1.5, sürekli işlerde 2 güvenlik sayısının kullanılması tavsiye edilmektedir. Bununla beraber, bir çok zemin işinde olduğu

gibi, güvenlik sayısının seçimi, büyük ölçüde tecrübeye ve işin özelliklerine bağlıdır.

2. Sistemin Stabilitesi;

Ankrajlı sistemin stabilitesinin tahkikini, ankraj yüzünden bir zemin kaması çevresinde sınır denge durumunun meydana geleceğini kabul ederek yapmak mümkündür. Burada bir istinat perdesini tutan zemin ankrajları göz önüne alınacaktır. (Xanthakos, P. P., 1994)

Brinch Hansen, kayma yüzeyinin, istinat perdesinin zemin içindeki dönme noktası ile ankrajın etkili uzunluğunun ortasını birleştiren bir logaritmik spiral ile bu orta noktadan düşey olarak yükselen bir duvar boyunca ortaya çıkacağını kabul etmiştir. Kaymaya etkiyen kuvvetler;

A: ankraj kuvveti,

P_1 : kazı tabanı ile perdenin dönme noktası arasındaki kısımda perdeye etkiyen toplam kuvvet,

P_2 : düşey fiktif duvara etkiyen aktif itki, R logaritmik spiral boyunca etkiyen sürtünme gerilmelerinin bileşkesi

W: kayma kamasının ağırlığı, W_d ve W_δ olarak ikiye ayrılabilir.

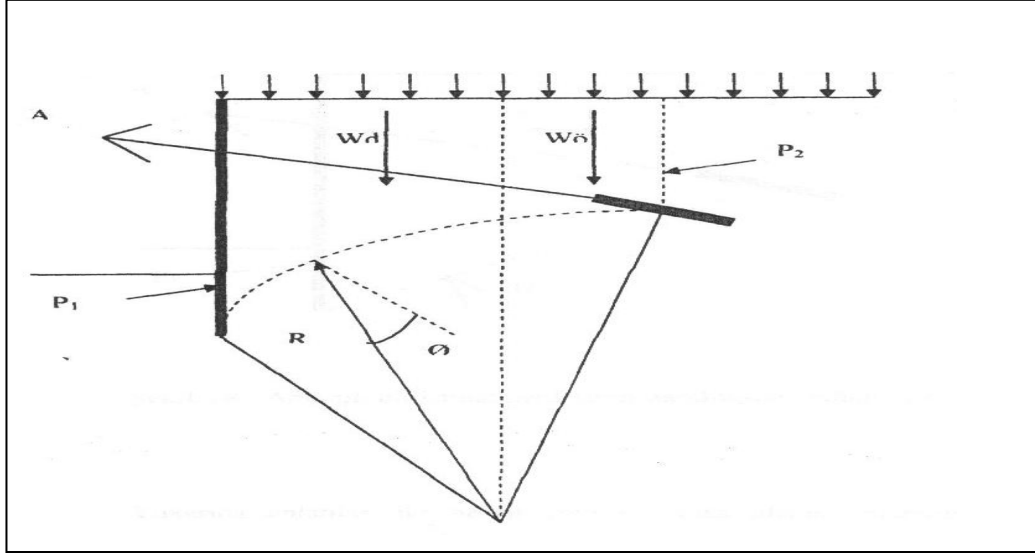
q: zemin yüzünden etkiyen ve dönme merkezinden geçen düşey ile duvar arasında yer alan sürşarjdır.

Spiral boyunca sürtünme gerilmeleri, spiralın kutbundan geçeceği için, bu noktaya göre, önleyen momentlerin deviren momentlere oranını alırsak,

$$GS = \frac{M_\delta}{M_d} = \frac{M_{w\delta} + M_{P_1}}{M_{wd} + M_{P_2}M_A + M_q} \quad (4.2)$$

bulunur.

Brinch Hansen bu işlemin çok sayıda spiral için tekrarlanmasını ve G.S. değerleri arasında en küçüğünün '1' den büyük olup olmadığını aranmasını tavsiye etmektedir. Bu şart sağlanıyorsa ankrajlı yapının stabilitesi vardır.



Şekil 4.3. Ankrajlı bir istinat perdesinin stabilitesinin tahkiki (Brinch Hansen)

Kranz logaritmik spiral yerine, istinat perdesinin dönme noktası ile ankrajın etkili uzunluğunun orta noktasını birleştiren noktayı ele almaktadır. Burada

A: ankraj kuvveti,

P₁: kazı tabanı ile perdenin dönme noktası arasındaki kısımda perdeye etkiyen toplam kuvvet,

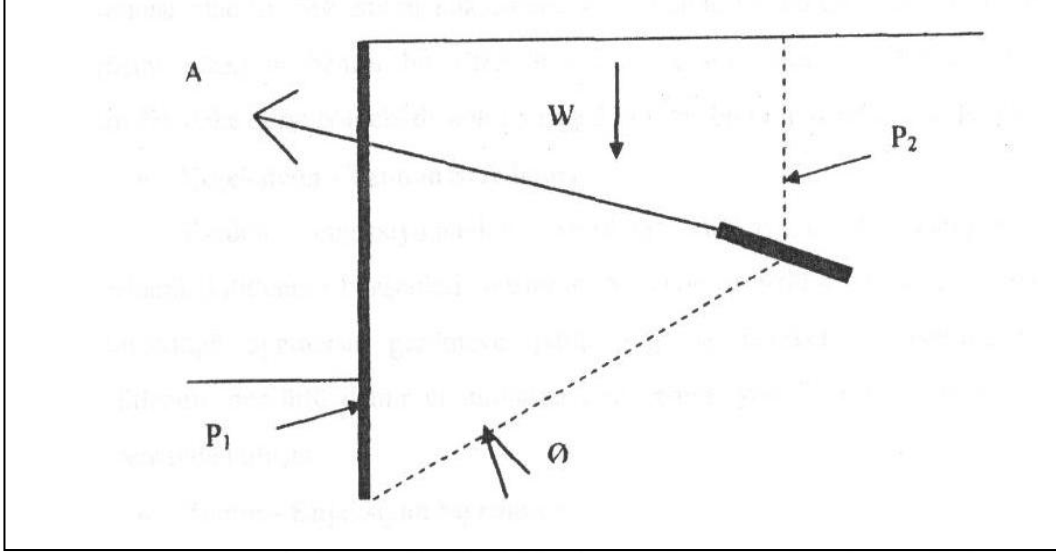
P₂: düşey fiktif duvara etkiyen aktif itki,

R: sürtünme gerilmelerinin bileşkesi

W: kayma kamasının ağırlığı olarak verilmektedir,

$$GS = \frac{\tan \phi}{\tan \phi_n} \quad (4.3)$$

Bu metot P_2 kuvvetinin stabiliteyi artırıcı yönde etkisi bir tarafa bırakılarak, P_1 , W , R kuvvetleri arasındaki denge araştırılacak şekilde sadeleştirilebilir.



Şekil 4.4. Ankrajlı bir istinat perdesinin stabilitesinin tahkiki (Kranz)

Yukarıda anlatılan iki hesap yolu da, esas olarak, ankrajın çekilmesi ile, belirli büyüklükteki bir zemin kütlesinin sınır denge durumuna gireceği kabulüne dayanmaktadır. Ankraj, zemin kamasının ayrılmaz parçasıdır. Böylece hesap, bir zemin kamasının stabilitesini tahkike dönüşmüş olacaktır. Bu tahkikin proje maksatları için yeterli olduğu belirtilmiştir.

4.5. Ankrajlarda Kuvvet Hesabı ile İlgili Özellikler

Ankrajların güvenle taşıyabileceği yük ankrajlı çözümün yapılabirliğini belirlemektedir. Buna bağlı olarak belirlenen ankraj aralığı da duvarı yapısal tasarımını etkilemektedir. (Xanthakos, P. P., 1994)

- Çelik Halatta Kopma

Uygulanan yük çelik halatın yapısal taşıma gücünü asarsa kopma meydana gelir. Tasarımda ankraja gelecek yük halat kopma yükünün 0,6 katını, ankraj deneylerinde ise 0,8 katını geçmemelidir.

- **Zeminde Göçme**

Ankraj köküne iletilen yüklerle birlikte kök çevresinde bir zemin kitlesinin koparılması söz konusu olabilir. Sığ ankraj köklerinde, kök önünde bir bölgede kopma ile başlayan ve pasif göçme yüzeyine benzer bir yüzeyde göçme ile sonuçlanan bir hareket görülebilir. Pratikte 5m'den daha derin bölgelerde kökü olan ankrajlarda bu tür göçme çok az görülmektedir.

- **Enjeksiyon - Tendon Sıyırılması**

Tendon enjeksiyonundan sıyırılma mukavemetini adezyon, sürtünme ve mekanik kilitleme bileşenleri oluşturur. Adezyon pürüzlü çelik ile enjeksiyon arasında olur. Büyüklüğü uygulanan gerilmeye, pürüzlülüğe ve hareketin derecesine bağlıdır. Mekanik kilitleme nervürlü demir çinkıntılarına giren enjeksiyon ile çelik arasındaki toplam sıyırılma direncinden oluşur.

- **Zemin - Enjeksiyon Sıyırılması**

Ankraj köküne yük iki biçimde aktarılabilir. İlk olarak tendon enjeksiyon içinde gömülüdür ve yük uygulanınca enjeksiyon-zemin ara yüzeyinde kayma gerilmeleri ve normal germeler oluşur. Sonuçta enjeksiyonda çekme gerilmesi ve buna bağlı çatlaklar oluşabilir. Bu düzenleme kalıcı ankrajlardaki korozyon etkisi de göz önüne alınca uygun olmayabilir. Bunun yerine bir plaka yardımıyla yük kökün ucuna aktarılarak tendon bir basınç borusu aracılığıyla enjeksiyondan ayrı tutulabilir.

4.6. Ankraj Kök Taşıma Gücüne Etkiyen Faktörler

- **Zemin Özelliği**

Granüler zeminlerde sürtünme açısı ve tane dağılımları etkindir. Kohezyonlu zeminlerde ise adezyon ve plastisite indeksi (PI) önemlidir.

($PI = W_L - W_p$) (W_L = Likit limit, W_p = Plastik limit) (Xanthakos, P. P., 1994)

- **Delme Yöntemi**

Granüler zeminlerde çakılan kılıf sürtünmeyi artırır. Kohezyonlu zeminlerde kılıfsız delgi taşıma gücünü azaltır.

- **Kök Uzunluğu**

Granüler zeminlerde kök uzunluğunda 6m' ye kadar düzenli artış olur. Daha sonra ise artışta azalma olur. Kohezyonlu zeminlerde ise adezyonun 95 kPa'dan küçük değerleri için düzenli artış vardır.

- **Kök Çapı**

Granüler zeminlerde 10 cm' den sonra artışta azalma görülür. Kohezyonlu zeminlerde ise 15 cm' e kadar düzenli artış görülür.

- **Enjeksiyon Basıncı**

Granüler zeminlerde artan enjeksiyon basıncıyla taşıma gücünde artış görülür. Kohezyonlu zeminlerde ise aşamalı enjeksiyon yapılırsa taşıma gücünde artış olur. Kök boyunca τ kayma gerilmesi için ;

$$P = \pi.d.L.\tau \quad (4.4)$$

olur.

4.7. Ankraj Testleri

Ankrajlar üzerinde performans ve kabul edilebilirlik deneyi adı altında iki tür deney yapılır. Bunlardan birincisi ilk iki çalışan ankraj da ve geri kalanları kayaç ve granüler zeminlerde %2'sinde, kohezyonlu zeminlerde %10'unda gerçekleştirilir. Amaç tasarım yükünün aşırı bir uzama veya krip olmaksızın taşınabileceğinin gösterilmesidir.

Kalıcı ankraj uygulamalarında ankraj yüklerinin uzun vadede etkileri ve deformasyonlar başlangıçta göz önüne alınmalıdır. Testlere maruz kalacak olan

ankrajlara performans ankraji denir. Yükleme kontrolü ile basit bir gerilme testi yapılır. Tasarım yükü p ve; germe ve deney aygıtının istenen eğim ve yerde tutmak için gerekli en az yük de AL olursa, deney su aşamalardan meydana gelir: AL, 0.25p, 0.50p, AL, 0.50p, 0.75p, 0.50p, AL, 0.50p, 0.75p, 1.0p, 0.50p, AL, 0.50p, 0.75p, 1.0p, 1.25p, 0.75p, 0.50p, AL, 0.50p, 1.0p, 1.25p, 1.50p, 1.25p, 1.50p

Her yük hareket duruncaya dek (en az 1 dk.) tutulmalı ve son 1.50p yükü ise 50dk. tutulmalıdır. Bu yükte 0, 1/2, 1, 3.5, 10, 20, 30, 40, 50 dakikalarda okuma alınacaktır. Krip kaba granüler ve kayaç zeminlerde çok az olup, 1 ve 10 dakika okumaları da fark 1 mm'den az ise krip deneyi aşaması sona erdirilebilir.

Test sonucunda kullanılan performans kriteri aşağıdaki 4 özelliikle ilgili olabilir.

- Sabit yük altında akma veya sabit deformasyonda gerilmenin boşalması
- Yük yüklemeye kıyasla yeniden yüklemenin yarattığı deformasyon
- Zemine yükün iletimi
- Ankraj testinden sonraki kalıcı deformasyon.

Kabul edilebilirlik deneylerinde ise aşamalar şu şekildedir:

AL, 0.25p, 0.50p, 0.75p, 1.0p, 1.25p, 1.50p

Burada aranan 1/2 ve 5dk. okutulan arasındaki fark 2 mm' den az olmalıdır.

Ankraj projelerinde bu testler sonucunda çıkan verilerin ışığında inşaat kontrolü itina ile yapılabilir. Ampirik ve teorik olarak çok kaba bilgiler elde edilir. Testler yardımıyla hesap kolaylaşır.

4.8. Zemin Cinsine Göre Ankrajları Taşıma Kapasitelerinin Tahmini

Kohezyonsuz zeminlerde ankrajların taşıma kapasitesini zeminin parametrelere göre veren ampirik formüller hemiz geliştirilmediğinden

deneylerden elde edilen sonuçlardan yola çıkılarak taşıma kapasitesi elde edilebilmektedir.

Kohezyonsuz zeminlerde ankraj taşıma kapasitesi zeminin rölatif sıklığı ile doğru orantılı olarak artmaktadır. Gevşek zeminlerde ankraj çevresinde bir genişleme meydana geldiğinde sürtünme gerilmeleri daha düşük değerler almaktadır. Ankraj çapı büyüdükçe, çevre alanı da büyüdüğünden, çap artışının taşıma kapasitesine etkisi değişik olabilmektedir. Genelde zeminin sıklığına ve tane dağılımına bağlı olarak $D = 10 - 15$ cm arasında çapların ekonomik olduğu bilinir.(Cerrahoğlu, H., 1994)

Kohezyonlu zeminler için ise Littlejohn (1970) sert killerde ve ayrılmış kayalar için aşağıdaki çevre sürtünmesi değerleri tavsiye etmiştir:

Sert kil ve marn' larda $f_s = 0,45$
Ayrılmış kireç taşında $f_s = 10.f.N_{30}$

Bu değerler aşağıda yerine konulursa ;

$$A = C_U \cdot d_o \cdot l_o \cdot f_s \quad (4.5)$$

A: toplam taşıma kapasitesi
 C_U : drenajsız kayma mukavemeti
 N_{30} : ortalama SPT vuruş sayıları
 d_o : ankraj gövde sapı
 l_o : gövde uzunluğu

Elde edilen toplam taşıma kapasitesinin $G_s = 2$ gibi bir emniyet sayısı ile arttırılmasının uygun olacağı söylenmektedir.

Kayalarda ise ankrajları yüksek taşıma gücü değerlerine ulaştıkları bilinmektedir. Ancak sıyrılma sınırına kadar yapılmış deney sayısı azdır. Örneğin az ayrılmış kayalarda emniyeti çevre sürtünmesi, $100 - 150 \text{ N/cm}^2$ alınabilir. (Bu değerler 3 - 6 m gövde uzunluğuna sahip ankrajlarda geçerlidir.)

4.9. Zemin ve Kaya Tipine Göre Baş Vurulacak Ampirik Kılavuzlar

Aşağıda iletilen max. kuvvet değerleri (kN/m) enjeksiyonlu zemin ankrajları için temel alınabilir.

Çizelge 4.1 - Zemin-maksimum kuvvet iletimi

Zemin	Yoğunluk/ Süreklilik	Maksimum kuvvet iletimi (kN/ m)
Kum ve çakıl	Gevşek - yoğun	140-290
Kum	Gevşek – yoğun	100-190
Kum ve silt	Gevşek - yoğun	70-130
Siltli kil	Sert	30-60

4.10 Zemin Mekaniği Teorilerine Göre Ankraj Taşıma Gücü Tayini

4.10.1 Sükunetteki toprak basıncına göre taşıma gücünün tayini

Ankraj çevresinde oluştuğu kabul edilen sükunetteki toprak basıncına bağlı olarak meydana gelen çevre sürtünme kuvvetinden ankraj kuvveti hesaplanabilir.(McCarthy, D.F, 1993)

Ankraj kuvveti:

$$A_m = F_m \cdot \sigma_m \cdot \tan \phi \quad (4.6)$$

F_m : Ankraj çekme alanı, $\pi \cdot d \cdot l_0$

L_0 : Ankraj kafası boyu

d : Ankraj çapı

σ_m : Üstteki zemin ağırlığından ankraja gelen ortalama normal gerilme

ϕ : Zemin içsel sürtünme açısı

$$\sigma_m = \frac{1 + K_0}{2} \gamma h \quad (4.7)$$

$$A = \pi \cdot d \cdot l_0 \cdot \frac{1 + K_0}{2} \gamma h \tan \phi \quad (4.8)$$

K_0 : Sükunetteki toprağın basınç katsayısı

h : Ortalama yükseklik

γ : Zeminin birim hacim ağırlığı

Verilen (4.6) ve (4.8) formüllerinin doğrulukları ve emniyetli tarafta kaldıkları arazi deneyleri sonucunda görülmüştür. Ancak yine de ankraj delik çapı olan d nin, enjeksiyon sırasında zeminde bir sıkışma olabileceği kabulüne göre daha büyük alınması tavsiye edilmektedir.

4.10.2. Bendel teorisi

Bendel' e göre ankraj kuvveti uç direnci ve çevre sürtünmesinden meydana gelir. (McCarthy, D.F, 1993)

$$A = A_u + A_f \quad (4.9)$$

$$A_u = 2b \cdot q \cdot N_q \quad (4.10)$$

$$A_f = F_m \sigma_m \cdot \tan \phi \quad (4.11)$$

A_u :Uç direnci

- A_f : Çevre sürtünme kuvveti
 $2b$: Derin temelin genişliği veya ankraj kafası çapı
 q : Ankraj üzerindeki zemin basıncı
 N_q : Meyerhof tarafından verilen bir katsayı
 σ_m : Ankraj derinliğindeki ortalama düşey basınç
 ϕ : Zemin içsel sürtünme açısı
 F_m : Çevre alanı

4.10.3. Lendi Teorisi

$$A = A_u + A_f \quad (4.12)$$

$$A_u = F_a \cdot P_o \cdot T_\gamma \quad (4.13)$$

A_u : Uç direnci

F_a : Ankraj kafası kesit alanı, $F_a = \frac{\pi \cdot d_1^2}{4}$

d_1 : İdeal ankraj çapı, $d = (1,5 - 4,0)d_b$

d_b : Açılan ankraj deliği çapı

P_o : Ankraj seviyesindeki sükunetteki toprak basıncı

T_γ : Taşıma gücü katsayısı. Bu katsayısı N katsayısından geliştirilmiştir. Bu iki katsayı da içsel sürtünme açısına (ϕ) bağlıdır.

$$A_f = F_m \cdot \sigma_m \cdot \frac{\tan \phi}{1 + 2 \tan \phi} \quad (4.14)$$

A_f : Ankraj çevre sürtünme kuvveti

F_m : Çevre alanı, $\pi \cdot d_i \cdot l_0$

d_i : İdeal ankraj çapı, $d = (1,5 - 4,0)d_b$

σ_m : Ankraj derinliğindeki ortalama düşey basınç

$$\sigma_m = \gamma \cdot \left(\frac{l_0 + l_1}{2} \right) \quad (4.15)$$

l_1 : Serbest ankraj çubuğu uzunluğu

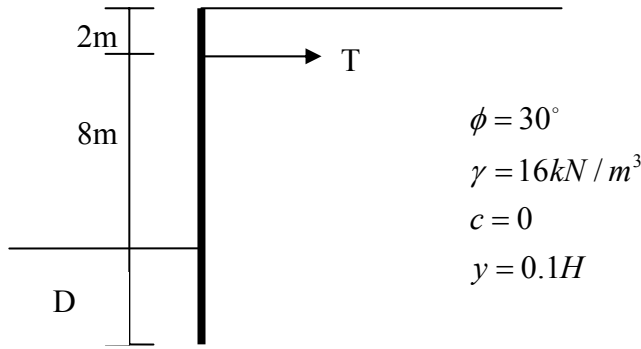
l_0 : Ankraj kafası uzunluğu

$\frac{\tan \phi}{1 + 2 \tan \phi}$: $\beta = 0$ için çevre sürtünmesi katsayısı

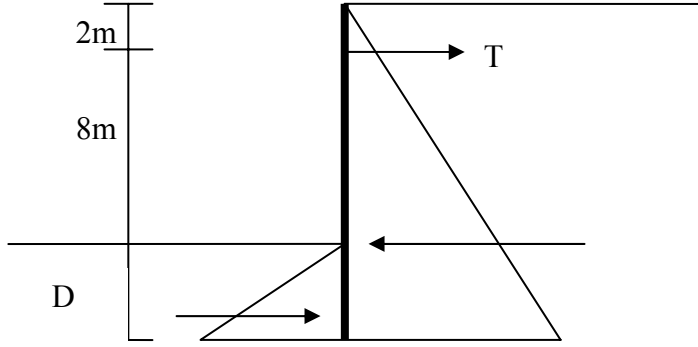
4.11 Analitik Örnekler

Palplanjlar

Şekil 4.5de verilen serbest toprak destekli ankrajlı palplanjda; güvenli çakma derinliğini ve ankraj kuvveti bulunmuştur.



Şekil 4.5 Serbest toprak destekli ankrajlı palplanj



Şekil 4.6 Basınç diyagramı

Sistem dönme noktasından kesilirse elde edilen denklemlerle çözüme ulaşılır.

$$P_a = \gamma \cdot (H + y) \cdot K_a \cdot (H + y) / 2 = 16 \cdot 11 \cdot 0,333 \cdot 5,5 = 322,344 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_p = \gamma \cdot y \cdot K_p \cdot y / 2 = 16 \cdot 1 \cdot 3 \cdot 0,5 = 24 \text{ kN} / \text{m}^2$$

Kesme noktasına göre moment alınırsa;

$$T \cdot (8 + Y) + P_p \cdot (y / 3) - P_a \cdot [(10 + y) / 3] = 0$$

$$T \cdot 9 + 24 \cdot (1 / 3) - 322,344 \cdot [(10 + 1) / 3] = 0$$

$$T = 130,436 \text{ kN} / \text{m}$$

Bulunan ankraj kuvvetlerine göre D çakma boyunun belirlenmesi;

$$P_{aT} = \gamma \cdot (H + D) \cdot K_a \cdot (H + D) / 2 = 1 / 2 \cdot 16 \cdot (10 + D) \cdot 0,333 \cdot (10 + D)$$

$$P_{aT} = 2,664 \cdot (D + 10)^2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$P_p = \gamma \cdot D \cdot K_p \cdot D / 2 = 16 \cdot D \cdot 3 \cdot 0,5 \cdot D = 24 \cdot D^2 \text{ kN} / \text{m}^2$$

B noktasına göre moment alınırsa;

$$130,436 \cdot (8 + D) + 24 \cdot D^2 \cdot (D / 3) - 2,664 \cdot (D + 10)^2 \cdot (D + 10) / 2 = 0$$

$$D = 1 \text{ m}$$

Sükunetteki toprak basıncına göre taşıma gücü;

(4.6) formülüne göre $A_m = F_m \cdot \sigma_m \cdot \tan \phi$ olmak üzere tayin edilir.

$$F_m = \pi \cdot d \cdot l_0 = 3,14 \cdot 0,5 \cdot 8 = 12,56 \text{ m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{1 + K_0}{2} \gamma \cdot h = \frac{1 + 0,5}{2} 16 \cdot 2 = 24 \text{ kN / m}^2$$

$$A_m = 12,56 \cdot 24 \cdot 0,57 = 171,1 \text{ kN}$$

Bendel teorisine göre taşıma gücü;

(4.9) formülü esas alınırsa Bendel'e göre ankraj kuvveti bulunur.

$$A_m = A_u + A_f$$

$$A_u = 2 \cdot b \cdot q \cdot N_q = 0,05 \cdot 16 \cdot 1 \cdot 0,333 \cdot 113 = 30,1 \text{ kN} \quad (4.10)$$

$$A_f = F_m \cdot \sigma_m \cdot \tan \phi = 3,14 \cdot 0,05 \cdot 8 \cdot 16 \cdot 9 \cdot 0,57 = 104,2 \text{ kN} \quad (4.11)$$

$$A_m = 30,1 + 104,2 = 134,3 \text{ kN}$$

Lendi teorisine göre taşıma gücü;

Lendi teorisine göre çözüm yapılacaksa formül (4.12) kullanılır.

$$A_m = A_u + A_f$$

$$T_\gamma = 103$$

$$d_i = 3 \cdot 2b = 3 \cdot 0,05 = 0,15 \text{ m}$$

$$F_A = 0,01767 \text{ m}^2$$

$$P_0 = 13,5 \text{ kN / m}^2$$

$$A_u = 0,01767 \cdot 13,5 \cdot 103 = 24,58 \text{ kN}$$

$$A_f = F_m \cdot \sigma_m \cdot \frac{\tan \phi}{1 + 2 \tan \phi} = 3,77 \cdot 144 \cdot \frac{0,577}{2,154} = 145,42$$

$$A_m = 170,00 \text{ kN}$$

Çizelge 4.2 – Teori sonuçlarının karşılaştırılması

Sükunetteki basıncına göre	toprak Bendel teorisine göre	Lendi teorisine göre
$A_m = 171kN$	$A_m = 134,3kN$	$A_m = 170kN$

Destekli kazı sistemi uygulaması

Terzaghi-Peck' e göre zemin zarfı kullanılırsa, maksimum basınç şiddeti

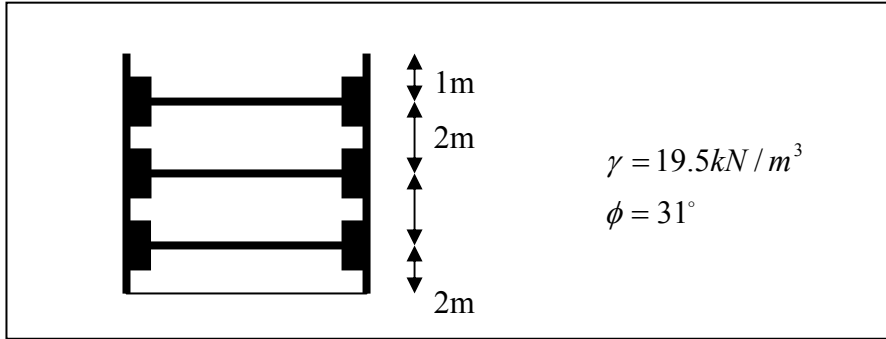
$P_a = 0,65 \cdot \gamma \cdot H \cdot K_a$ formülünden hesaplanır.

$$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) = \tan^2(45 - 15,5) = 0,320$$

Buna göre,

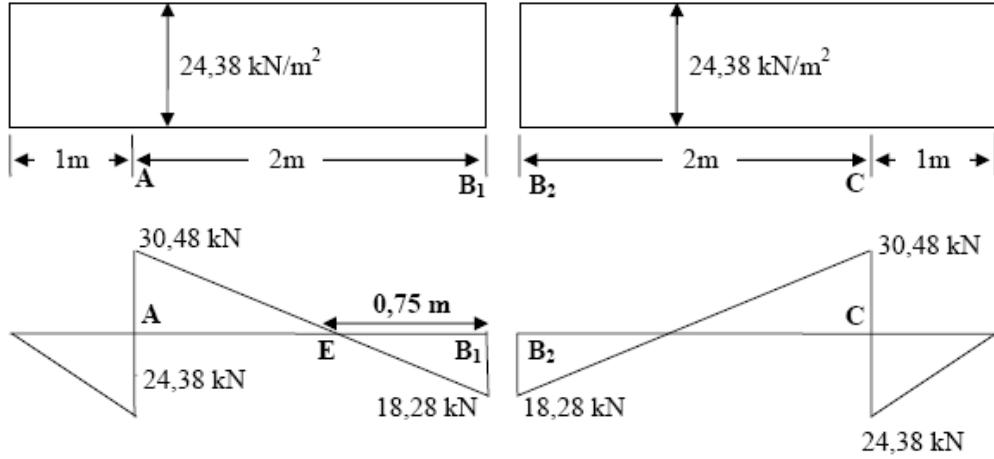
$$P_a = 0,65 \cdot \gamma \cdot H \cdot K_a = 0,65 \cdot 19 \cdot 5 \cdot 6 \cdot 0,320 = 24.38kN / m^2$$

değeri bulunur.



Şekil 4.7 – Destekli kazı sistemi uygulaması

Sistemdeki destek elemanlara gelen yükleri bulabilmek için yüklemeyi aşağıdaki şekil gibi kabul edip statik formülasyonlarıyla çözüme gidilir.



Şekil 4.8 - Kesme diyagramları

B₁ noktasına göre moment alınırsa;

$A(2) = 24,38 \cdot 3 \cdot 1,5 \rightarrow A = 54,86 \text{ kN/m}$ olarak bulunur. Düşey yükler toplamı "0" olacağından "B₁" yükü $B_1 = (24,38 \cdot 3) - (54,86) = 18,28 \text{ kN/m}$ olarak bulunur. Simetriden dolayı $B_2 = 18,28 \text{ kN/m}$, $C = 54,86 \text{ kN/m}$ olarak bulunur.

Desteklere Gelen Yük

$$P_A = \text{gelen yük} \times \text{yatay uzaklık} = 54,86 \cdot 3 = 164,58 \text{ kN}$$

$$P_B = (B_1 + B_2) \cdot 3 = (18,28 + 18,28) \cdot 3 = 109,68 \text{ kN}$$

$$P_C = 54,86 \cdot 3 = 164,58 \text{ kN}$$

Buna göre maksimum kuvvet olan 164,58 kN yükü karşılayabilen destek elemanı kesiti belirlenmeli.

Palplanj Kesiti Belirleme

Sistem üzerine gelen en büyük moment bulunur. Bu da kesme diyagramında kesme kuvvetinin sıfır olduğu (E) noktasıdır; E noktasının yeri,

$$\frac{x}{2-x} = \frac{18,28}{30,48} \rightarrow x = 0,75 \text{ m}$$

$$M_{\max} = (18,28 \cdot 0,75) - (24,38 \cdot \frac{0,75^2}{2}) = 6,85 \text{ kNm}$$

olarak bulunur. Buna göre palplanj kesiti (s),

$$s = \frac{M_{\max}}{\sigma_{all}} = \frac{6,85}{170,10^3} = 4,10^{-5} \text{ m}^3 / \text{m} \text{ olarak bulunur.}$$

5. PLAXİS PAKET PROGRAMI KULLANIMI

5.1 Programın Genel Özellikler

Plaxis paket programı geoteknik mühendislik projelerinde kullanılmak üzere tasarlanmış bir sonlu eleman programıdır. Plaxis basit grafiksel girdi işlemleri, karışık sonlu eleman modellerinin çabuk bir şekilde oluşturulmasını sağlamaktadır. Çıktı olarak da, hesaplanan sonuçların detaylı bir şekilde sunumuna olanak sağlamaktadır. Geoteknik uygulamalar, zeminlerin doğrusal olmayan ve zamana bağlı davranışını örneklemek için gelişmiş başlangıç modelleri gerektirmektedir.

Her yeni proje için, ilk olarak bir model yaratmak önemlidir. Bir modelin, alttaki doğal zemin tabakalarını, yapısal objeleri, inşa aşamalarını ve yükleri temsil edecek bir çerçevede olması gerekir. Bir model geometrisinde bulunan üç tip ana bileşen: noktalar, çizgiler ve demetlerdir. (Saydal K., 1996)

5.1.1. Noktalar

Noktalar çizgilerin başlangıcını ve sonunu belirler. Noktalar aynı zamanda ankrajların, nokta yüklerin, yüklerin sabitlemelerinin konumlandırılmasında ve sonlu eleman ağının lokal yerleştirilmesinde de kullanılabilirler.

5.1.2 Çizgiler

Çizgiler, geometrinin fiziksel, model sınırlarının ve geometrideki palplanj duvarlarının, farklı zemin tabakalarının veya inşa aşamalarının ayrılması gibi süreksizliklerinin tanımlanması için kullanılırlar. Bir çizgi birçok özelliğe sahip olabilir.

5.1.3 Demetler

Demetler tamamen çizgilerle kapalı alanlardır. Plaxis, geometri çizgilerine göre demetleri otomatik olarak algılamaktadır. Bir demet içindeki zemin homojen

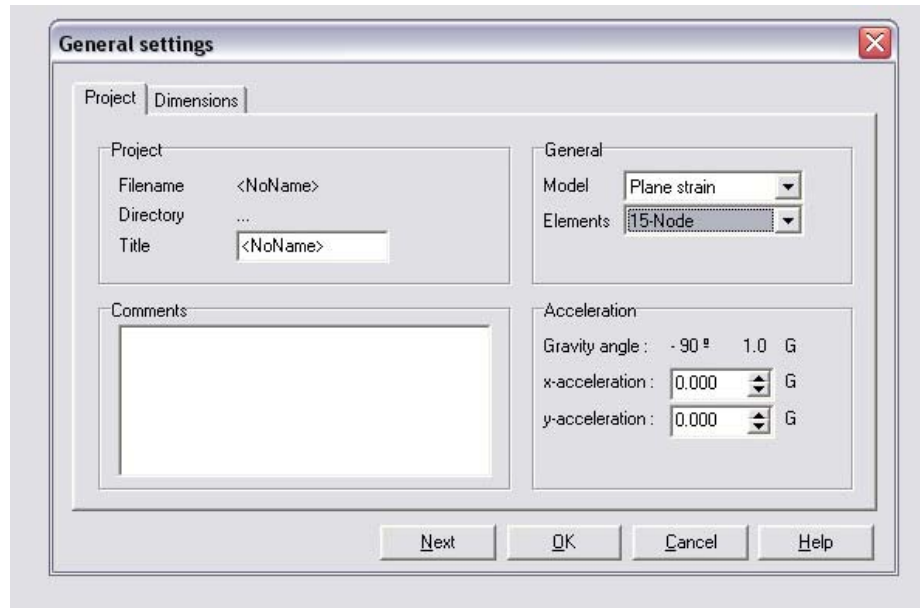
kabul edilir. Model geometrisi oluşturulduktan sonra, modeldeki demetlere ve çizgilere dayanarak, bir sonlu eleman modeli otomatik olarak oluşturulabilir. Bir sonlu eleman ağında, elemanlar, düğümler ve gerilme noktaları olmak üzere üç tip bileşen bulunmaktadır. (, C. R. I., Milititsky, J. ve Woods., R. I., 1993)

Plaxis paket programı dört ana bölümden oluşmaktadır.

- Girdi (Input)
- Hesaplama (Calculation)
- Çıktı (Output)
- Grafikler (Curves)

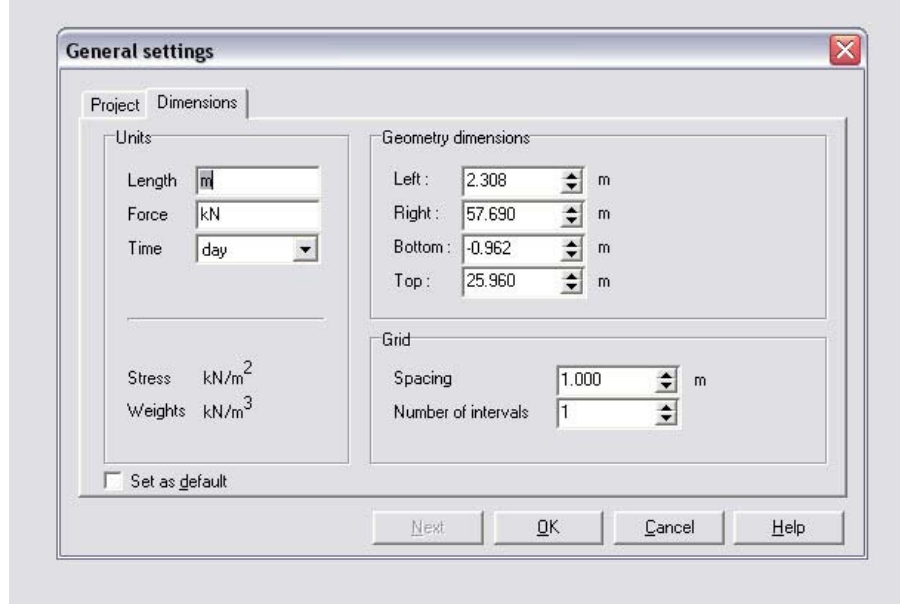
5.2 Programın Kullanımı

Yeni bir projeye başlanacaksa ilk önce “General Settings” penceresi ekrana gelecek ve burada proje ile ilgili genel ayarlar yapılacaktır.(Şekil 5.1) Birinci sayfada proje ile ilgili çeşitli ayarlar ve değerler girilmelidir. Standart olarak yerçekimi açısı -90 derece olarak verilmiştir yani aşağıya doru düşey pozisyona ayarlanmıştır. (Plaxis Practice Bulletin 12, 2002)



Şekil 5.1 – Genel ayarlar, proje

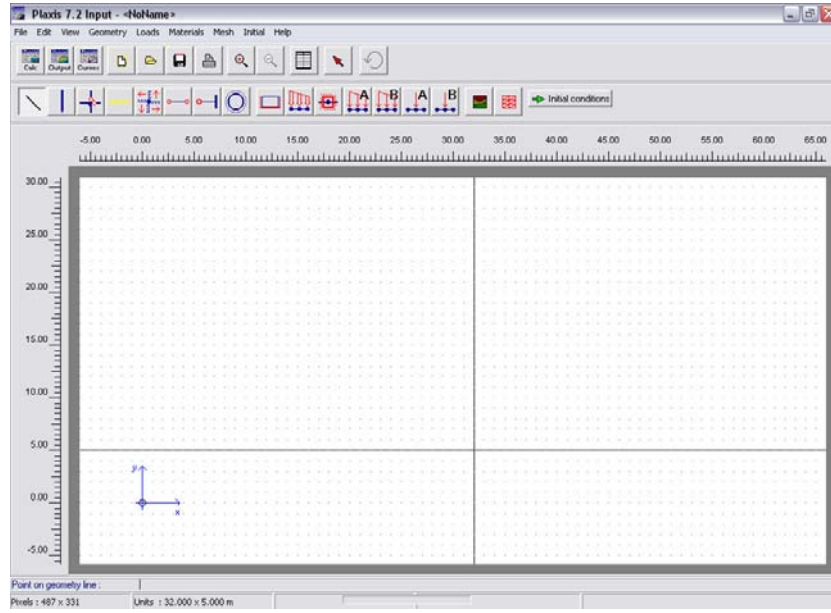
Bir sonraki adımda kullanılacak birimlerin seçilmesi, çizim alanının ölçülerinin ve ızgara sıklıklarının belirlenmesi gerekmektedir. (Şekil 5.2) Bu adımlar tamamlandıktan sonra ana pencere açılacaktır.



Şekil 5.2 – Genel ayarlar, boyutlar

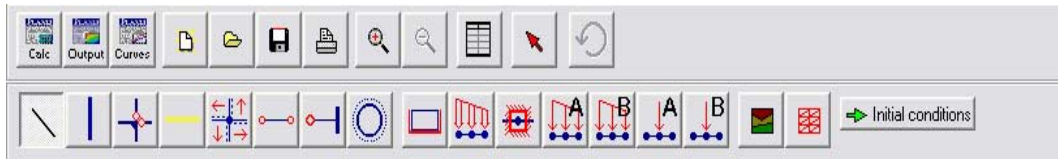
Açılan ana pencere; ana menüyü, genel ve geometri araç çubuklarını, cetveli, çizim alanını, orijin noktasını, klavye ile girdi bölümünü ve koordinatları içeren bölümü içermektedir. Ana menü "file, edit, view, geometry, loads, materials, mesh, initial ve help" menülerini ve bunların alt birimlerini içermektedir. (Şekil 5.3)

Ana menü araç çubuğundaki bütün seçenekleri ve bazı sık kullanılmayan ek seçenekleri içerir. Genel araç çubuğunda kaydetme, yazdırma, yakınlaşma gibi genel uygulamalar için butonlar mevcuttur. Aynı zamanda programın diğer alt programlarını (Calculation, Output, Curves) başlatacak butonlara sahiptir.



Şekil 5.3 – Ana pencere ve ana menü

Geometri araç çubuğu modelin oluşturulma işlemine yarayan butonlara sahiptir. Butonlar araç çubuğunda soldan sağa doğru takip edildiklerinde geometri modeli tamamlanacak şekilde düzenlenmiştir. (Şekil 5.4) Sol ve üst çizim bölgesinde, cetveller geometri boyutunun direkt olarak görüntülenmesini sağlayacak fiziksel koordinatları belirtirler. Ayrıca “Manual Input” özelliği yardımıyla fare ile sağlanamayan hassas çizimler elde edilebilir. Bu elemanların işlevleri aşağıda kısaca aşağıda özetlenmiştir.



Şekil 5.4 – Geometri araç çubuğu

Kirişler

Dayanma duvarları, kazıklar gibi yapıların ve diğer narin yapıların modellenmesi için kullanılırlar. Bu elemanların davranışı bir eğilme rijitliği (EI) ve bir normal rijitlik (EA) kullanılarak tanımlanmıştır. Kirişler, birçok geoteknik yapının analizlerini çok gerçekçi bir şekilde gerçekleştirmek için ara yüzeylerle

birlikte kullanılırlar. Plaxis' teki kiriş elemanları, Mindlin' in kiriş teorisine dayandırmaktadır. Bu teori, hem eğilme hem de kesmeden dolayı kiriş deformasyonlarına olanak vermektedir. Kiriş elemanları, önceden tanımlanan bir eğilme momenti veya maksimum eksenel yük aşırsa plastik duruma gelebilmektedir.

Kiriş mafsalları

Standart kiriş birleşimleri rijittir. Kiriş mafsalları, kirişlerin bittiği noktalarda serbestçe dönmenin sağlanacağı birleşimler yaratmak için kullanılırlar.

Geotekstiller

Geotekstiller veya geogridler sık olarak donatılı dolguların veya dayanma yapılarının inşaat uygulamalarında kullanılırlar. Bu elemanlar, programda özel çekme elemanları kullanılarak benzetilirler. Bu elemanları, etrafındaki zeminlerle etkileştirmek için ara yüzey elemanlarıyla birleştirmek uygundur. Plaxis' de bu elemanlar için kullanılan tek malzeme özelliği normal rijitliktir, (EA). Geotekstiller aynı zamanda zemin ankrajları uygulamalarında, ankrajın harçlı kısmının modellenmesi için de kullanılırlar.

Ara yüzeyler

Yapılar ve zemin arasındaki etkileşimi modellemek için kullanılırlar. Bu durum, yapısal objelerle zemin arasında tam bir etkileşime olanak vermektedir. Ara yüzeylerin tipik bir uygulaması bir palplanj kesitiyle zemin arasındaki etkileşimin modellenmesi olabilir.

Ankrajlar

Ankrajları ve yatay destekleri modellemek için elasto-plastik yay elemanları kullanılmıştır. Plaxis' de düğümden düğüme ankrajlar ve sabit uçlu ankrajlar olmak üzere iki tip ankraj modellenebilmektedir. Düğümden düğüme ankraj sabit bir yay rijitliğine sahip, iki nokta arasındaki bağları modellemek için kullanılan yaylardır. Bu eleman hem çekme kuvvetlerine (ankraj) hem de basınç kuvvetlerine (yatay destek) maruz kalmaktadır. Sabit uçlu ankrajlar ise tek bir

noktanın bağlanmasını modelleyen yaylardır. Ankrajlar için açı girdisi saat yönünün tersi yönde tanımlanmıştır. Açığa ilave olarak, ankrajın eşdeğer uzunluğunun da özellikler penceresinde girilmesi gerekmektedir. Eşdeğer uzunluk, ankrajın bağlı bulunduğu nokta ile yer değiştirmenin sıfır kabul edildiği sabit ucu arasındaki mesafedir. Plaxis' de önerilmeli ankrajların modellenmesi için özel bir opsiyon vardır.

Sabitlemeler

Sabitlemeler hem noktalara hem de çizgilere uygulanabilmektedir. Programda 5 farklı sabitleme seçeneği vardır. Bunlar: "Yatay sabitleme, (x=0)"; "Dikey sabitleme, (y=0)"; Toplam sabitleme, (x=y=0)"; " Moment sabitlemesi" ve "Standart sabitleme" dir. Standart sabitleme kullanılması durumunda Plaxis modele aşağıdaki şartları uygular:

- Modelde, x koordinatında en düşük ve en yüksek x koordinatına sahip düşey geometri çizgileri için yatay sabitleme (x=0) elde edilir.
- Modelde, y koordinatında en düşük ve en yüksek y koordinatına sahip yatay geometri çizgisi için toplam sabitleme (x=y=0) elde edilir.
- Geometri modelinin sınırına uzanan kirişler, eğer o noktadaki yer değiştirme önlerinden en az birisi sabitlendiyse, sınırdaki noktada sabit bir dönme elde edilir.

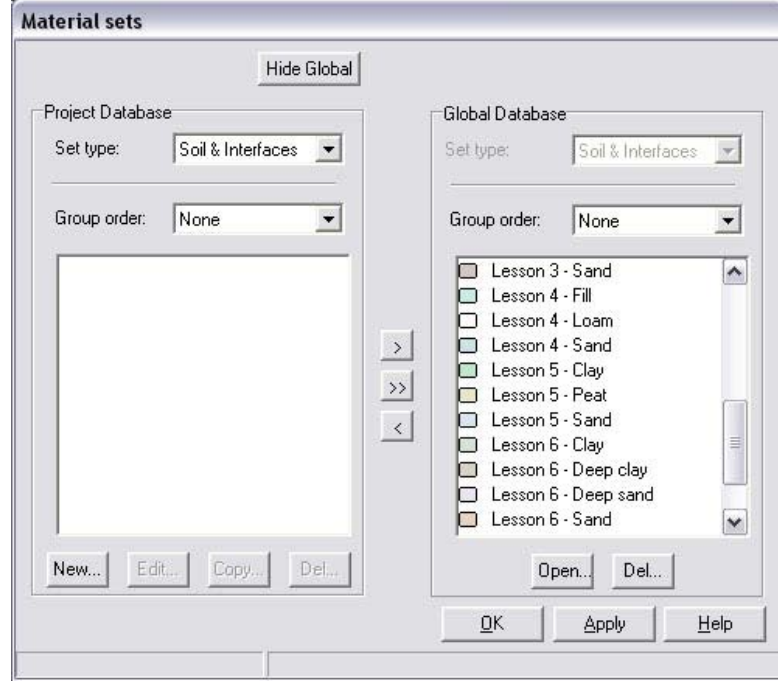
Kuvvetler

Hem nokta yükler hem de yayılı yüklerin uygulanabilmesi için, iki bağımsız yük sistemi kullanılabilir. Nokta kuvvetler geometri noktalarına, yayılı kuvvetler çizgiler üstünde uygulanabilmektedirler. Hem nokta hem de yayılı yükler düşey ve yatay bileşenler içerebilirler. Yayılı yüklere her biri birim alan için (kN/m^2), nokta yüklere ise her biri birim uzunluk (kN/m) için değerler girilir.

Malzemenin tanımlanması

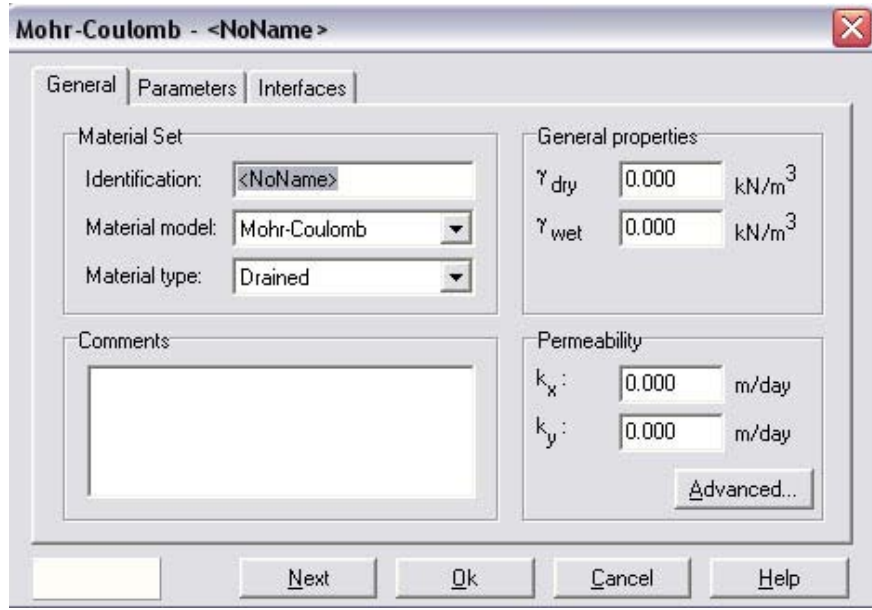
Modelin çizimi gerçekleştikten sonra malzemelerin özelliklerinin tanımlanması gerekmektedir. Bunun için Şekil 5.5'deki menüden yararlanılır. Menü ana olarak dört malzeme tanımlamasını içermektedir. Bunlar zemin ve ara yüzler (soil&interfaces), kirişler (beams), geotekstiller (geotextiles) ve ankrajlar

(anchors) için tanımlanmaktadır. Bu dört malzeme için hafızaya kayıtlı elemanlar kullanılabilceği gibi yeni elemanlar da oluşturmak mümkündür.



Şekil 5.5 – Malzemenin tanımlanması

Zeminler için ilk olarak drenajlı, drenajsız malzeme özelliklerinden birinin seçilmesi ve $\gamma_d, \gamma_w, k_x, k_y$ değerlerinin girilmesi gerekmektedir. Eğer istenirse gelişmiş $e_{init}, e_{min}, e_{max}$ ve c_k değerleri de kullanılabilir. (Şekil 5.6)

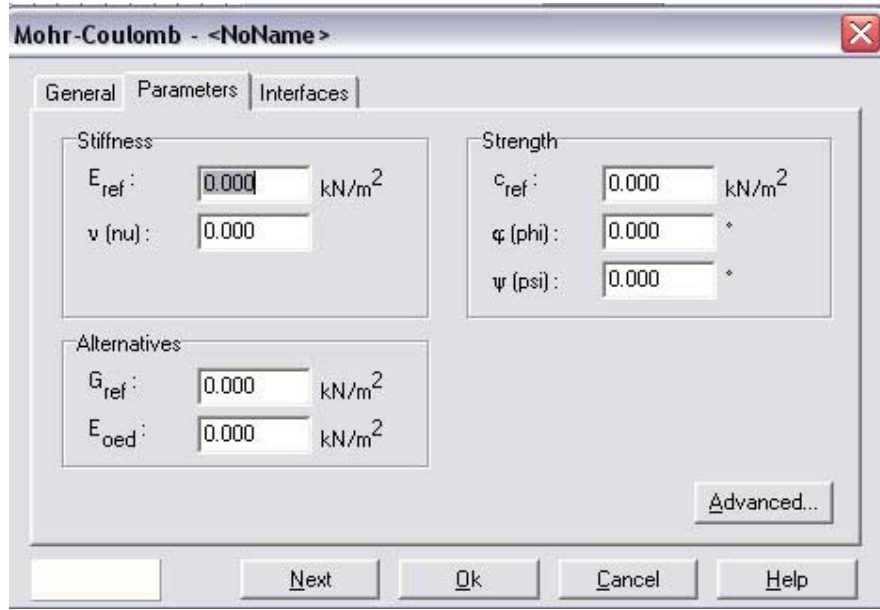


Şekil 5.6 – Zemin özelliklerinin seçimi

"Drenajlı" davranışın seçilmesiyle ilave boşluk suyu basıncı oluşturulmamış olur. Bu durum kuru zeminler ve yüksek permeabiliteden dolayı (kumlar) tam drenaj için kullanılır. Bu seçenek aynı zamanda uzun dönem zemin davranışının istendiği koşullar için de kullanılır.

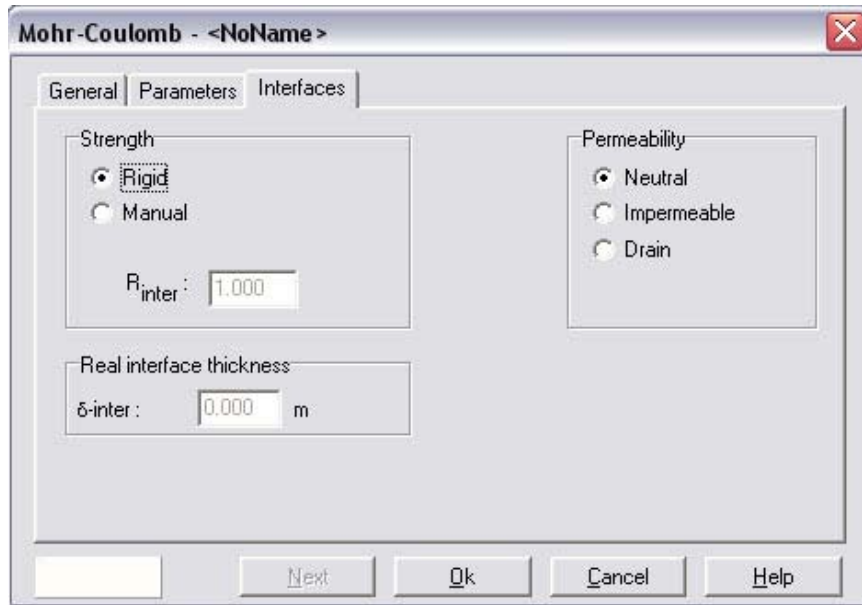
En önemli seçim ise malzemenin ne olacağı ve bu modellerin parametreleridir. Zeminler için PLAXİS' de 5 farklı modelleme seçeneği vardır:

- Lineer elastik model
- Mohr-Coulomb modeli
- Pekleşen zemin modeli
- Yumuşak zemin modeli
- Yumuşak zemin sünme modeli



Şekil 5.7 – Mohr-Coulomb girdileri

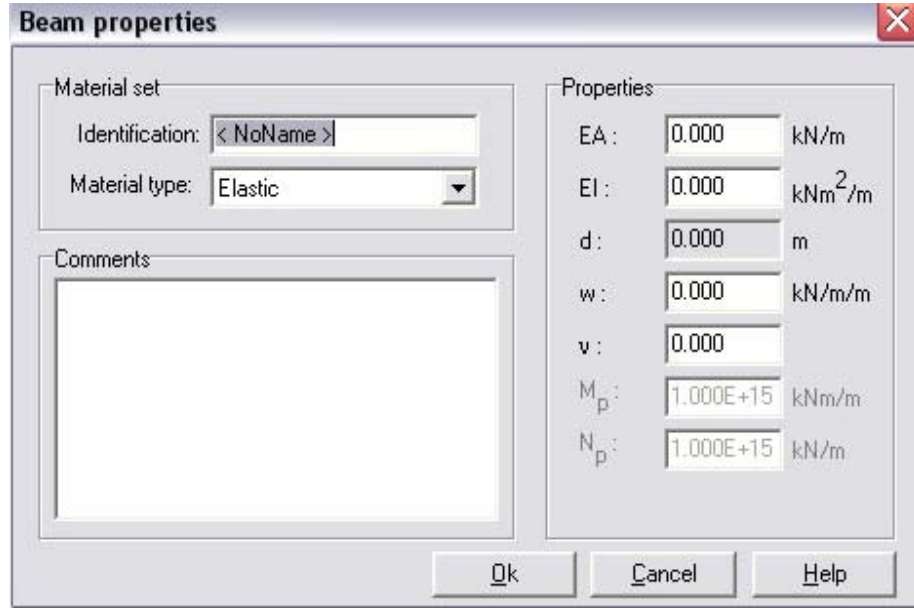
Bir sonraki aşama ise ara yüzey için parametrelerin seçilmesidir. İlk yapılması gereken seçim ara yüzey "dayanım" değeridir (R_{inter}). Ara yüzey dayanımı için "rigid" opsiyonu ($R_{inter}=1$), ara yüzey çevresindeki zeminin dayanımını etkilemeyecekse kullanılır. Genelde, gerçek zemin-yapı etkileşimi zeminden daha zayıf, daha esnektir. Bu durumda R_{inter} değeri "manuel" olarak girilebilir (Şekil 5.8).



Şekil 5.8 – Ara yüzey girdileri

Ara yüzey için yapılması gereken diğer seçim de "permeabilite" içindir. Ara yüzeyler, ara yüzeye dik akış için bir permeabiliteye (k_n) ve ara yüzeye paralel akış için ayrı bir permeabiliteye (k_s) sahiptirler. Ara yüzey için "geçirimsiz" seçeneği, ara yüzeye dik akışı sınırlandırılmak istendiğinde kullanılır. Örnek olarak, palplanj duvar modellenirken kullanılan kirişler aslında geçirimlidir. Duvarı su geçirmez yapmak için ise ara yüzeylere "geçirimsiz" özelliği verilebilir. Bu durum seçildiğinde düşük bir k_n değeri (zemin parametrelerinin 0,001'i) ve k_s için de sıfır değeri elde edilecektir. Ara yüzey için "drenajlı" seçeneği, suyun ara yüzey içinde paralel olarak serbestçe akışına izin vermek için yapılır.(Bentler, D.J., 1998)

Zeminlerin ve ara yüzeylerin özellikleri tanımlandıktan sonra sıra kirişlerin özelliklerinin tanımlanmasındadır. Kirişler için girdi parametreleri de Şekil 5.9'da görüldüğü gibidir. Kirişler için ilk önce "plastik" ve "elastoplastik" malzeme tiplerinden birisi seçilmelidir. Elastik tip seçilmesi durumunda, modellemede gerekli parametreler, aksenal rijitlik, eğilme rijitliği ağırlık ve poisson oranıdır. Maksimum eğilme momenti ve maksimum aksenal değerleri, M_p , ve N_p , otomatik olarak hesaplanır. Elasto-plastik model kullanıldığında ise maksimum eğilme momenti değeri manuel olarak girilebilir ve plastisite de hesapla katılmış olur. Eğer tanımlama değerleri aşırsa gerilmeler plastisite teorisine göre yeniden dağıtılır ve tersine döndürülemez deformasyonlara yol açar.



Şekil 5.9 – Kirişlerin özellikleri

Tanımlanması gereken üçüncü malzeme de geotekstillerdir. Geotekstiller için tek parametre eksenel rijitliktir (EA). EA değeri, düzlem içine doğru bir birim uzunluk için girilmelidir. Geotekstiller basınç kuvvetini çekmezler.

Ankrajlar için ana parametre EA, eksenel rijitliktir ve değeri her bir ankraj için girilmelidir. Ayrıca ankrajların düzlem içine doğru yatay aralıklarının (L_s) da belirtilmesi gerekmektedir.

5.3. Plaxis Paket Programı Çözümü

5.3.1. Program için kabuller

Sadece bu bölümde örnek olarak seçilen zemin parametreleri için hesap yapılmıştır. Plaxis paket programı çözümleri sırasında kullanılan zemin parametreleri Çizelge 5.1 de verilmiştir.

Çizelge 5.1 Kumlu zemin örneği için zemin parametreleri

Zemin Cinsi	γ_{dry}	γ_{wet}	kx	ky	v	E_{ref}	c_{ref}	ϕ	ψ
	kN/m ³	kN/m ³	m/day	m/day	-	kN/m ²	kN/m ²	°	°
Dolgu	16	20	1	1	0,3	8.000E+03	1	30	0
Kum	17	20	0,5	0,5	0,3	3.000E+04	1	34	4
Loam	17	19	0,1	0,1	0,333	2.000E+04	8	29	0

Burada anlatılacak Plaxis paket çözümü için kullanılan palplanj parametreleri; Çizelge 5.4 de verilmiştir. Ayrıca kullanılan ankraj parametreleri de Çizelge 5.5 de verilmiştir.

Çizelge 5.2 - Palplanj parametreleri

Tanımlama	EA	EI	W	N	Mp	Np
	kN/m	kMm ² /m	kN/m/m	-	kNm/m	kNm/m
VL605	3.673E+06	8.637E+04	13.730	0.260	1E+15	6,521E+15

Çizelge 5.3 - Ankraj parametreleri

Tanımlama	EA	Ls
	kN/m	m
Ankraj	2.000E+05	2,5
Grout	1.000E+05	-

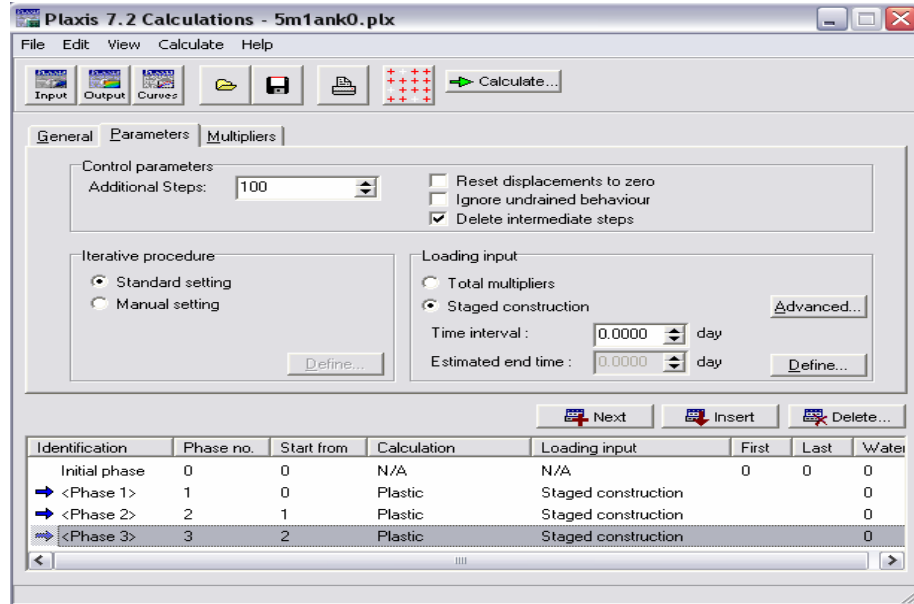
5.3.2. Uygulama

Ankrajlı palplanj duvarların Plaxis Paket programı ile modellenmesi bu kısımda detaylı olarak anlatılmıştır. Bundan sonra yapılacak modellemelere örnek teşkil edecektir.

Çizimler tamamlandıktan zemin ve eleman özellikleri tanımlandı ve uygulandı. “Material Sets” butonuna basıldıktan sonra karşımıza gelen ekran Çizelge 5.1 de verilen değerler doğrultusunda dolduruldu ve sürekli bırak tekniği ile ait olduğu katmalara aktarıldı. Açılan “combobox” dan kiriş seçildi. Kiriş elemanı yani palplanj kesiti Çizelge 6.2 deki değerlere uygun olarak tanımlandı ve kiriş üzerine sürüklenerek bırak ile aktarıldı. Aynı işlem sırasıyla ankraj çubuğu ve geotextile için Çizelge 5.3 deki değerler için yapıldı.

Tanımlama işlemleri bittikten sonra geometri ağı oluşturuldu. Bu işlem “generate mesh” butonu ile yapılır. Çıkan ağ istenilen duyarlılıkta ise update tuşu ile onaylanır. Son işlem olarak “initial conditions” değerleri olarak suyun özellikleri ve su seviyesi girildi. Gerilme ağı bu kez su seviyesi için oluşturuldu ve ardından aynı işlem efektif gerilme için uygulandı. Çıkan ekranlar “update” denilerek onaylandı.

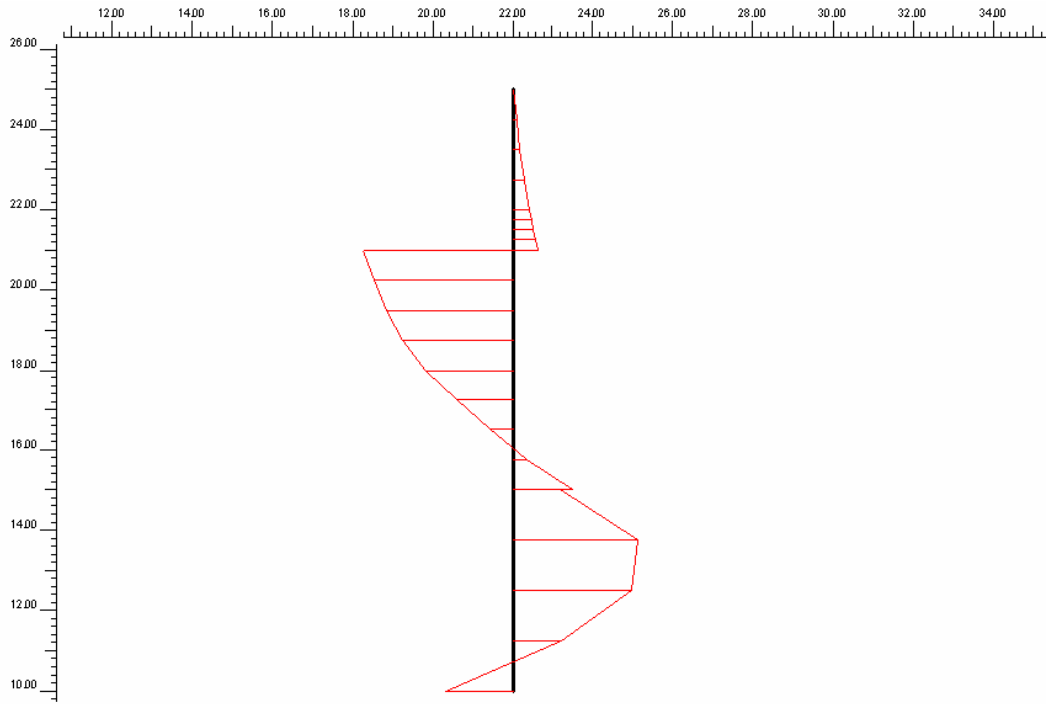
Hesaplamalar kısmına geçmek için her şey hazırlandıktan sonra “Calculations” butonuna basılarak hesaplamalar alt penceresine geçildi. Hesaplamalar kısmında basamaklı çözüm yapıldı ve 3 fazdan oluşan bir sistem oluşturuldu. (Şekil 5.11)



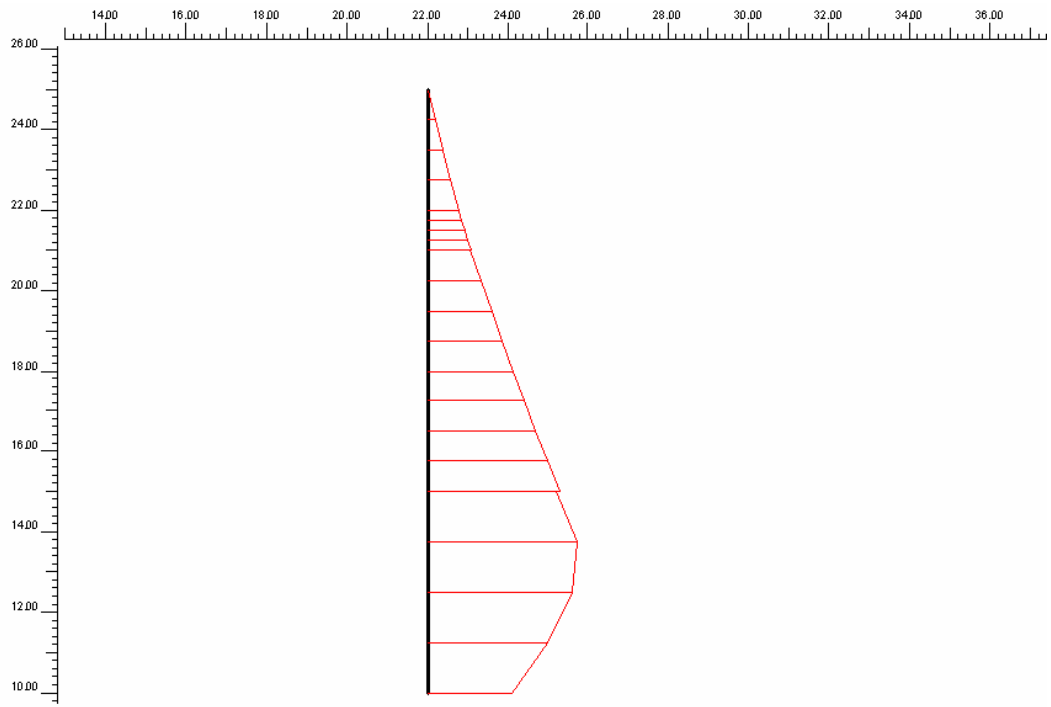
Şekil 5.11 – Fazlı hesaplamalar ekranı

İlk fazda sadece palplanj aktif durumda tutup onaylandı. İkinci fazda kazı su seviyesine kadar yapıldı. Su seviyesi altında ki kazıda su akış gerilmeleri de hesaplanmıştır. Kazı seviyelerinde görülmeye başlayan ankraj(lar) uygun fazlarda aktif hale getirilmiştir.

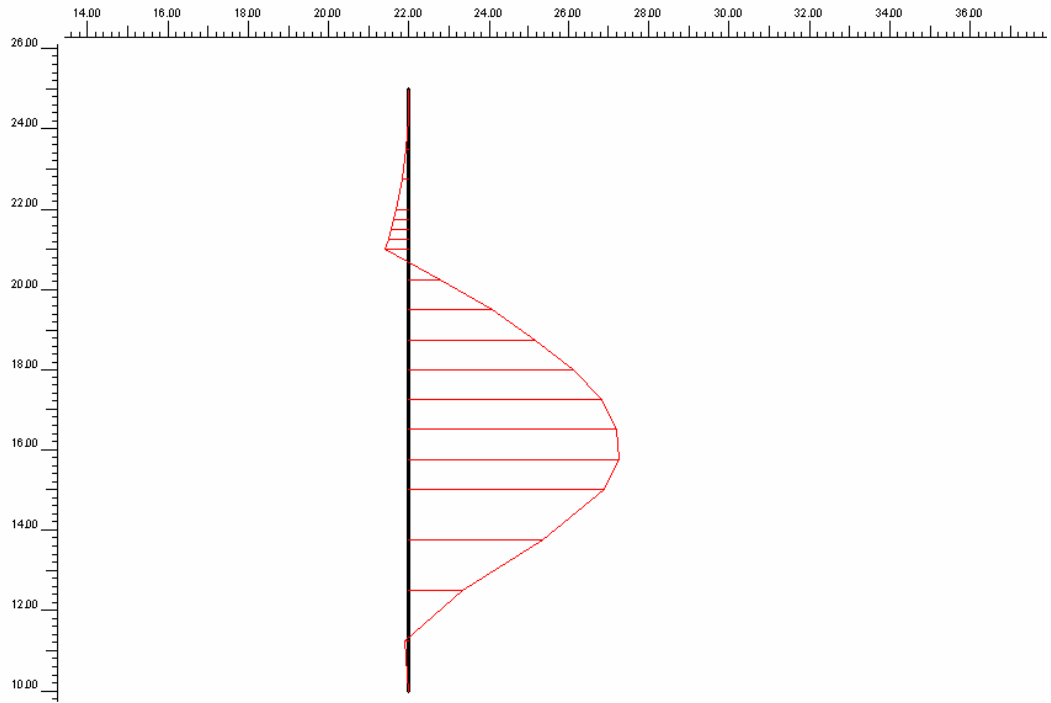
Yapılan proje çözümünde kesme kuvveti, aksenal kuvvet, moment değerleri ve toplam deplasman sonuçları şekil 5.12, şekil 5.13, şekil 5.14 ve şekil 5.15 de sırasıyla verilmiştir.



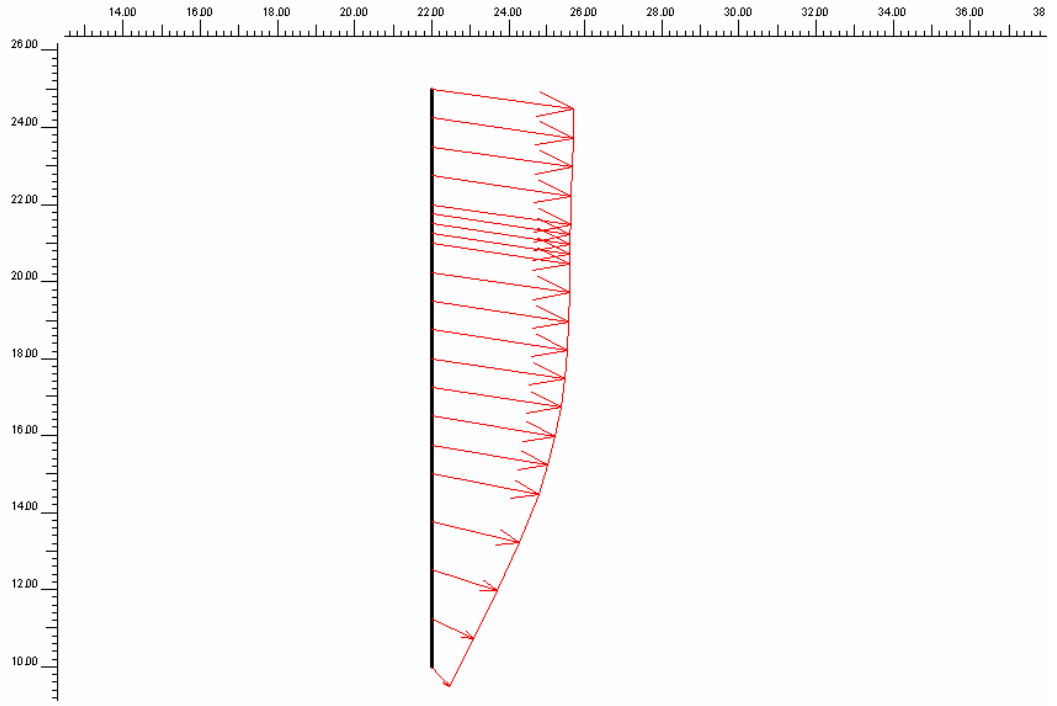
Şekil 5.12 – Kesme kuvveti



Şekil 5.13 – Eksenel kuvvet



Şekil 5.14 – Moment grafiği



Şekil 5.15 – Toplam deplasman

6. PROJENİN ÇÖZÜMÜ

Bu çalışmada, ekte verilen Kütahya Hava Er Eğitim Tugayı 16.Bölük Binası için mini kazık ve betonarme perde sistemlerinin uygulanabilirliği araştırılmıştır. Bunun için ilk olarak zemin etüdü yapılmış sahada plaxis zemin parametreleri belirlenmiştir. Proje, Plaxis paket programında belirlenen bu zemin modellenerek çözümlenmiştir. Bu çözümleme sürecinde zemin için bir çok kombinasyon 10m kazı derinliği için değerlendirilmeye alınmıştır. Çalışmada hem ankrajlı hem de ankrajsız çözümler yapılmıştır. Sonuçlar, moment, deplasman ve ekonomik analiz esas alınarak değerlendirilmiştir.

6.1 . Zemin Parametreleri

Bu çalışmada kullanılan zemin parametreleri siltli kil ve killi çakıl olarak etüd raporundan alınmıştır. Zemin parametreleri ile ilgili tüm detaylar Ek-1 de verilmiştir. Çizelge 6.1’de zemin özellikleri verilmiştir.

Çizelge 6.1 Çalışmada Kullanılan Zemin parametreleri

Mohr-Coulomb Type		siltli kil	kumlu çakıl
		Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	16.00	17.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	17.00	18.50
k_x	[m/s]	0.001	0.100
k_y	[m/s]	0.001	0.100
e_{init}	[-]	0.500	0.500
c_k	[-]	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	10000.000	30000.000
ν	[-]	0.350	0.333
G_{ref}	[kN/m ²]	3703.704	11252.813
E_{oed}	[kN/m ²]	16049.383	44943.871
c_{ref}	[kN/m ²]	10.00	8.00
ϕ	[°]	15.00	29.00
ψ	[°]	0.00	0.00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0.00	0.00
y_{ref}	[m]	0.000	0.000
$c_{increment}$	[kN/m ² /m]	0.00	0.00
$T_{str.}$	[kN/m ²]	0.00	0.00
$R_{inter.}$	[-]	1.00	1.00
Interface permeability		Neutral	Neutral

6.2. Kullanılan Diğer Veriler

Kullanılan palplanj parametreleri; Çizelge 6.2’de verilmiştir. Ayrıca kullanılan ankraj parametreleri de Çizelge 6.3’de yer almaktadır. Ek-2 de ankraj uygulama planlarının detayları ve Ek-3 de palplanj kesitlerinin özellikleri belirtilmiştir.

Çizelge 6.2 - Palplanj parametreleri

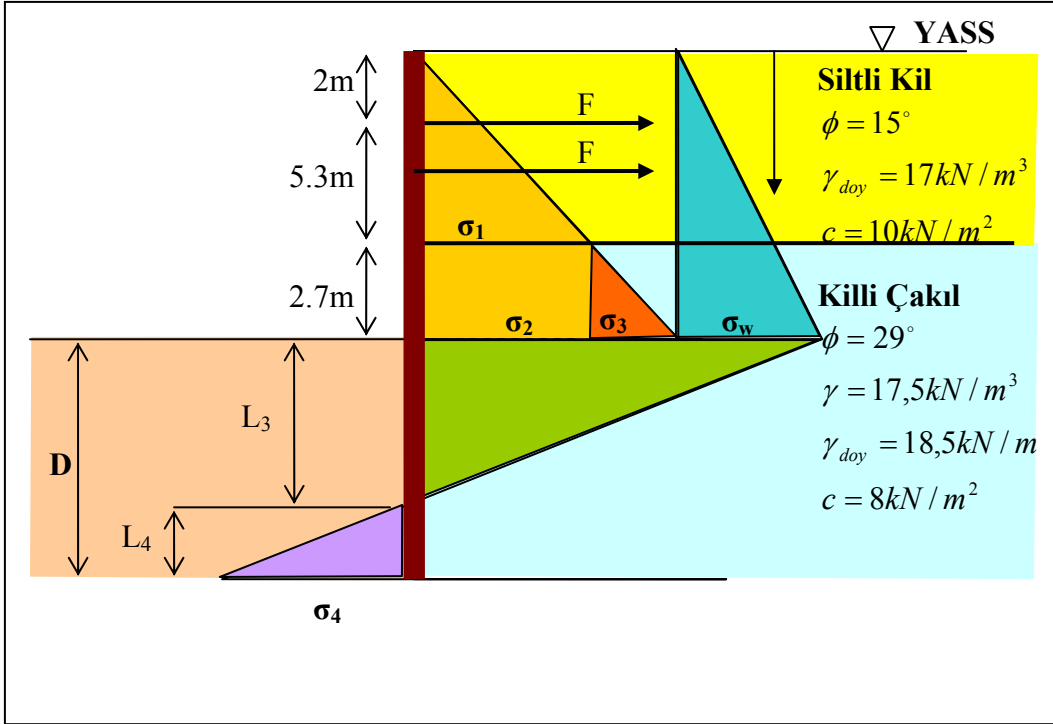
No	Tanımlama	EA	EI	w	v	Mp	Np
		[kN/m]	[kNm ² /m]	[kN/m/m]	[-]	[kNm/m]	[kN/m]
1	40 lık mini kazık	1.08E7	1.1664E5	7.00	0.20	1E15	1E15
2	20 lik mini kazık	5.4E6	14580.00	4.00	0.20	1E15	1E15
3	25 lik diyafram	7.5E6	39063.00	5.00	0.25	1E15	1E15
4	25beton	7.5E6	39063.00	3.00	0.25	1E15	1E15

Çizelge 6.3 - Ankraj parametreleri

No.	Tanımlama	EA	Fmax,comp	Fmax,tens	L spacing
		[kN]	[kN]	[kN]	[m]
1	ank..	200000.00	1E15	1E15	1.00
2	ank..	200000.00	1E15	1E15	5.00

6.3. Analitik Çözüm

10m kazı derinliğine sahip temel çukuru için belirtilen zemin parametrelerine göre uygulanacak palplanj perde duvarı için optimum kazı derinliğinin ve oluşacak maksimum momentin hesabı yapılmıştır. Bunun için zemin etüd raporundan alınan zemin parametreleri kullanılmış ve Şekil 6.1’de gösterilen ankrajlı betonarme perde için analitik çözüm yapılmıştır.



Şekil 6.1 – Basınç diyagramı

(3.1) ve (3.2) formüllerinden K katsayıları bulunur.

$$K_{a1} = 0,590$$

$$K_{a2} = 0,350$$

$$K_{p1} = 2,891$$

(3.3) ve (3.4) formülleri ile P₁ ve P₂ değerleri bulunur.

$$\sigma_1 = \gamma' \cdot H \cdot K_{a1} - 2c\sqrt{K_{a1}} = [17 - 9.81]7,3 \cdot 0,59 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,59} = 15,60 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_2 = \gamma' \cdot H \cdot K_{a2} - 2c\sqrt{K_{a2}} = [17 - 9.81]7,3 \cdot 0,35 - 2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,35} = 6,54 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_3 = \gamma' \cdot H \cdot K_{a2} = [18,5 - 9.81]2,7 \cdot 0,35 = 7,74 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_w = \gamma_w \cdot H = 9,81 \cdot 10 = 98,1 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$\sigma_T = \sigma_2 + \sigma_3 + \sigma_w = 112,38 \text{ kN} / \text{m}^2$$

$$L_3 = \frac{\sigma_T}{\gamma'(K_p - K_a)} = \frac{112,38}{8,69 \cdot (2,89 - 0,35)} = 5,09 \text{ m}$$

Alandan P değeri hesaplanır;

$$P = \frac{7,3}{2} \sigma_1 + \sigma_1 + 2,7 + \frac{2,7}{2} \sigma_3 + \frac{10}{2} \sigma_w + \frac{5,09}{2} \sigma_T$$

$$P = 861,55kN = 86,2t$$

P değerine bağlı olarak \tilde{z} değeri hesaplanır. ACDE basınç alanının merkezi olan \tilde{z} değeri E noktasına göre moment alınarak bulunur.

$$P \cdot \tilde{z}_1 = \frac{7,3}{2} \sigma_1 \frac{7,3}{3} + \sigma_1 \cdot 2,7 \frac{2,7}{2} + \frac{2,7}{2} \sigma_3 \frac{2,7}{3} + \frac{10}{2} \sigma_w \frac{10}{3} + \frac{5,09}{2} \sigma_T \frac{5,09}{3}$$

$$\tilde{z}_1 = 2,66m$$

$$\tilde{z} = 2,66 + 5,09 = 7,75m$$

L_4 uzunluğu hesaplanır.

$$L_4^3 + 1,5 \cdot L_4^2 - (L_1 + L_2 + L_3) - \frac{[3P(L_1 + L_2 + L_3) - (\tilde{z} + L_1)]}{\gamma'(K_p - K_a)} = 0$$

$$L_4^3 + 1,5 \cdot L_4^2 - (15,09) - \frac{[3 \cdot 861,55(15,09) - (7,75 + 2)]}{8,69(2,89 - 0,35)} = 0$$

$$L_4^3 + 19,64 \cdot L_4^2 - 625,3 = 0$$

$$L_4 = 5,04$$

$L_3 + L_4$ teorik çakma derinliği olarak elde edildi. Teorik derinlik %20 ila %30 arasında bir oranla artırılarak gerçek derinlik elde edildi.

$$D_T = 5,09 + 5,04 = 10m$$

$$D_p = 1,3 \times 10,00 = 13m$$

F kuvveti

$$F = P - \frac{1}{2}[\gamma'(K_a - K_p)]$$

$$F = 58t$$

Maksimum momentin bulunması;

$$z' = \sqrt{\frac{2P}{\gamma'(K_p - K_a)}} = 7,81\text{m}$$

$$M_{\max} = P(\tilde{z} + z') - \frac{1}{2}z'^2 \cdot \gamma'(K_p - K_a)$$

$$M_{\max} = 86,1(5,04 + 2,6) - \frac{1}{2}7,81^2 \cdot 8,69(2,30)$$

$$M_{\max} = 657,8 - 609,56 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{\max} = 48,23 \text{ kN.m/m}$$

Analitik ve Plaxis sonuçları Çizelge 6.4'de karşılaştırılmıştır. Birbirine yakın değerler olduğu gözlemlenmiştir.

Çizelge 6.4.Sonuçların karşılaştırılması

Teorik Sonuç	Plaxis Sonuç
$M_{\max} = 48,23 \text{ kN.m/m}$	$M_{\max} = 55,293 \text{ kN.m/m}$

6.4 Grafikler ve Analiz Sonuçları

Ele alınan siltli kil ve killi çakıl zemin tabakasında ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde analizi yapılmış ve sonuçlar Çizelge 6.5’de gösterilmiştir. Sırasıyla 15 cm, 20 cm ve 25 cm perde kalınlığı için elde edilen deplasmanlar incelenmiştir. Bu sonuçlara göre, ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde kalınlığı artarken deplasmanlar azalmaktadır. Ancak özellikle ankrajlı perdelerde her üç kalınlık için deplasman miktarı hemen hemen değişmemektedir. Ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde için elde edilen kalınlık-deplasman değişimi grafikleri Şekil 6.2 ve Şekil 6.3’de gösterilmiştir.

Yine betonarme perde hesabından elde edilen moment değerleri Çizelge 6.6’da gösterilmiştir. Betonarme perde kalınlığı artarken perdeye gelen moment değerlerinde küçük bir artış meydana gelmektedir. Dolayısıyla perde kalınlığına momentin önemli bir etkisi yoktur. Ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde için elde edilen kalınlık-moment değişimi grafikleri Şekil 6.4 ve Şekil 6.5’de gösterilmiştir.

Çizelge 6.5. Ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde hesabı için deplasmanlar

Tanımlama	Deplasman (mm)	
	Ankrajsız	Ankrajlı
B.A. perde (Kalınlık 15 cm)	151,97	23,36
B.A. perde (Kalınlık 20 cm)	86,14	21,96
B.A. perde (Kalınlık 25 cm)	50,92	22,25

Çizelge 6.6. Ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde hesabı için deplasmanlar

Tanımlama	Moment (kN.m/m)	
	Ankrajsız	Ankrajlı
B.A. perde (Kalınlık 15 cm)	49,20	35,63
B.A. perde (Kalınlık 20 cm)	53,89	45,61
B.A. perde (Kalınlık 25 cm)	55,93	46,07

Ele alınan zemin tabakasında ankrajlı ve ankrajsız mini kazık analizleri de yapılmış ve incelenmiş ve sonuçlar Çizelge 6.7’de gösterilmiştir. Sırasıyla 20 cm ve 40 cm mini kazık çapı için elde edilen deplasmanlar incelenmiştir. Bu sonuçlara göre, ankrajsız mini kazık çapı artarken deplasman önemli ölçüde azalmıştır. Ancak özellikle ankrajlı mini kazık çapları için deplasman miktarı hemen hemen değişmemektedir.

Ankrajlı ve ankrajsız mini kazık için elde edilen kalınlık-deplasman değişimi grafikleri Şekil 6.6 ve Şekil 6.7’de gösterilmiştir.

Yine mini kazık için elde edilen moment değerleri izelge 6.8’da gösterilmiştir. Mini kazık çapı artarken perdeye gelen moment değerlerinde bir artış meydana gelmektedir. Dolayısıyla kazık çapına gelen moment bir miktar artmaktadır. Ankrajlı ve ankrajsız mini kazık için elde edilen kalınlık-moment değişimi grafikleri Şekil 6.8 ve Şekil 6.9’da gösterilmiştir.

Mini kazık için seçilen çap değerlerinin iki adet olmasının nedeni, en küçük ve en büyük çaplı mini kazıklı ankrajlı durumda deplasman değerlerinin birbirine çok yakın olmasıdır.

Çizelge 6.7. Ankrajlı ve ankrajsız mini kazık hesabı için deplasmanlar

Tanımlama	Deplasman (mm)	
	Ankrajlı	Ankrajlı
Mini Kazık (ap: 20 cm)	99,59	23,77
Mini Kazık (ap: 40 cm)	33,80	24,74

Çizelge 6.8. Ankrajlı ve ankrajsız mini kazık hesabı için deplasmanlar

Tanımlama	Moment (kN.m/m)	
	Ankrajlı	Ankrajlı
Mini Kazık (ap: 20 cm)	49,50	46,32
Mini Kazık (ap: 40 cm)	78,70	70,83

6.5 Ekonomik Analiz

Ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde ve mini kazık için 2006 birim piyasa fiyatları esas alınarak, birim metrekare/m derinlik (1 metre derinlik için 1 metrekare) fiyatları Çizelge 6.9’da ve Çizelge 6.10’da gösterilmiştir. Bu çalışmada yapılması gereken 10 m kazı derinliği ve 10 metre çakma derinliği esas alınarak toplam 20 metrelik perde ve kazık imalatı için toplam maliyet ise Çizelge 6.11’de gösterilmiştir. Bina alanı 23,4x41,6 m², kazık ve perde boyu 20 metre olmak üzere ankrajlı sistemin toplam maliyet hesaplanmıştır.

Çizelge 6.9. Ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde maliyetleri (1 metre derinlik için metrekare fiyatı)

Tanımlama	USA Doları	
	Ankrajlı	Ankrajlı
B.A. perde (Kalınlık 15 cm)	55	70
B.A. perde (Kalınlık 20 cm)	75	90
B.A. perde (Kalınlık 25 cm)	95	110

Çizelge 6.10 Ankrajlı ve ankrajsız mini kazık maliyetleri (1 metre derinlik için metrekare fiyatı)

Tanımlama	USA Doları	
	Ankrajlı	Ankrajlı
Mini Kazık (Çap: 20 cm)	100	125
Mini Kazık (Çap: 40 cm)	150	175

Çizelge 6.11 Ankrajlı mini kazık ve perde toplam maliyeti

Tanımlama	USA Doları	
	Ankrajlı 1 m ² /m Fiyatı	Bina Çevresi x Kazık veya Perde Boyu (2600 m ²)
B.A. perde (Kalınlık 15 cm)	70	182 000
B.A. perde (Kalınlık 20 cm)	90	234 000
B.A. perde (Kalınlık 25 cm)	110	286 000
Mini Kazık (Çap: 20 cm)	125	325 000
Mini Kazık (Çap: 40 cm)	175	455 000

7.SONUÇLAR VE ÖNERİLER

Bu çalışmada, ankrajlı betonarme perde ve mini kazık analizlerine ait hesap parametreleri ve dizayn kriterleri incelenmiştir. Yapılmış zemin etüd raporuna göre derin kazı performansı Plaxis programı modellenmiştir. Çözüm aşamasında, kazı derinliği 10 metre olarak incelenmiştir. Çalışmada hem ankrajlı hem de ankrajsız çözümler yapılmıştır. Bilgisayar programı ile veri girişi, analiz ve çıktı sonuçları detaylı bir şekilde yapılmıştır. Elde edilen sonuçlara göre, uygulamada kullanılacak en iyi çözüm yöntemi, moment, deplasman ve ekonomik analiz esas alınarak değerlendirilmiştir.

Analitik olarak elde edilen çözümler, Plaxis paket programı sonuçları ile karşılaştırıldığında değerlerin birbirine yakın olduğu belirlenmiştir. Bulunan küçük farklar ise çözüm aşamasındaki farklı kabüllerden kaynaklanmaktadır.

Siltli kil ve killi çakıl zemin tabakasında ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde analizi sonuçlarına göre, ankrajlı ve ankrajsız betonarme perde kalınlığı artarken deplasmanlar azalmaktadır. Ancak özellikle ankrajlı perdelerde her üç kalınlık için deplasman miktarı hemen hemen değişmemektedir. Dizayn aşamasında ankrajın kullanılması büyük avantaj sağlamaktadır. Betonarme perde kalınlığı artarken perdeye gelen moment değerlerinde küçük bir artış meydana gelmektedir. Dolayısıyla perde kalınlığına momentin önemli bir etkisi beklenmemelidir.

Aynı zemin tabakasında ankrajsız mini kazık analizi sonuçlarına göre, ankrajlı ve ankrajsız mini kazık çapı artarken deplasman önemli ölçüde azalmıştır. Ancak özellikle ankrajlı mini kazık çapları için deplasman miktarı hemen hemen değişmemektedir. Kazıdaki moment değerleri için, mini kazık çapı artarken perdeye gelen moment bir miktar artmaktadır. Ekonomik kriterlere göre de, aynı yerdeki 40 cm çaplı kazık yerine 25 cm betonarme perde yapılması çok daha ekonomik olmaktadır.

Yeraltı su seviyesi yüksek olan zeminlerde betonarme perde kullanılması daha uygun olabilir. Ancak çok derine inme mecburiyeti olduğu zaman betonarme perde için özel ekipman gerekmektedir. Bu da maliyeti önemli ölçüde arttırmaktadır.

Sonuç olarak ön yargılı betonarme perde veya mini kazıktan biri seçilmemelidir. Yukarıda belirtilen hassasiyetler gözönüne mutlaka alınmalıdır.

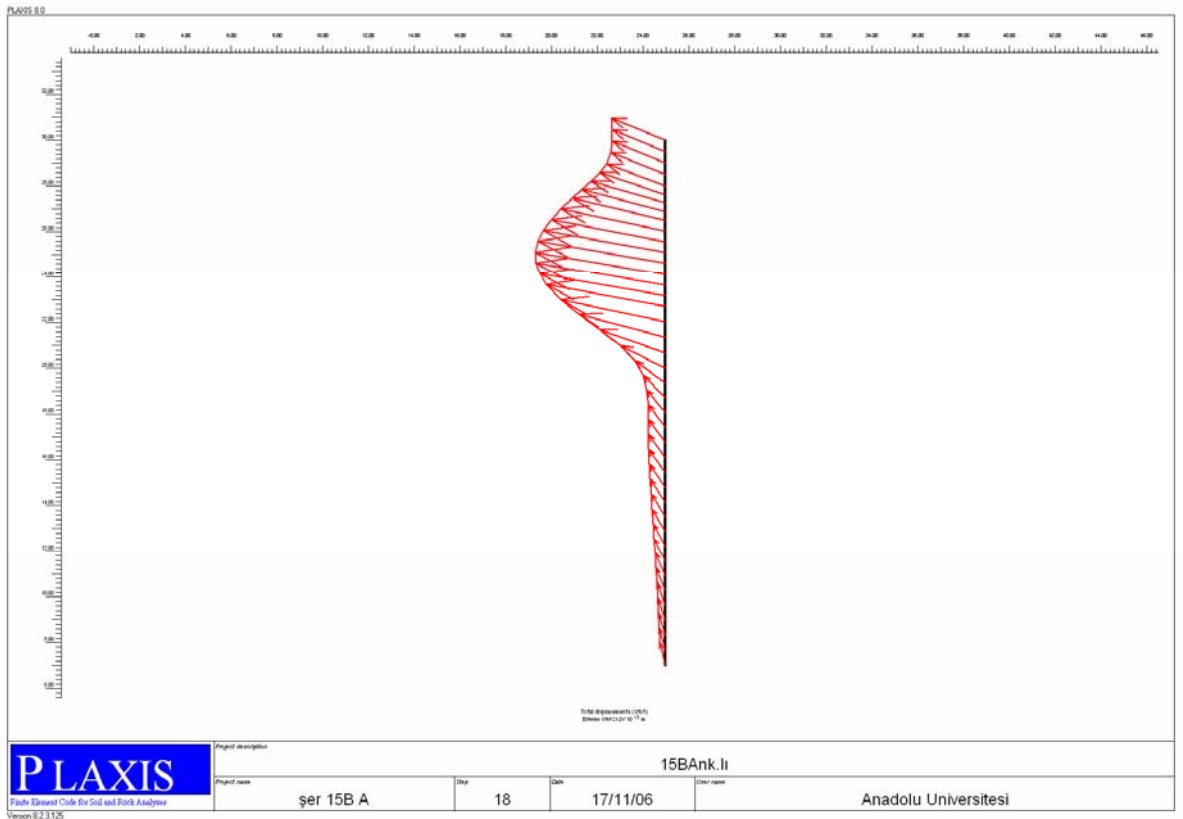
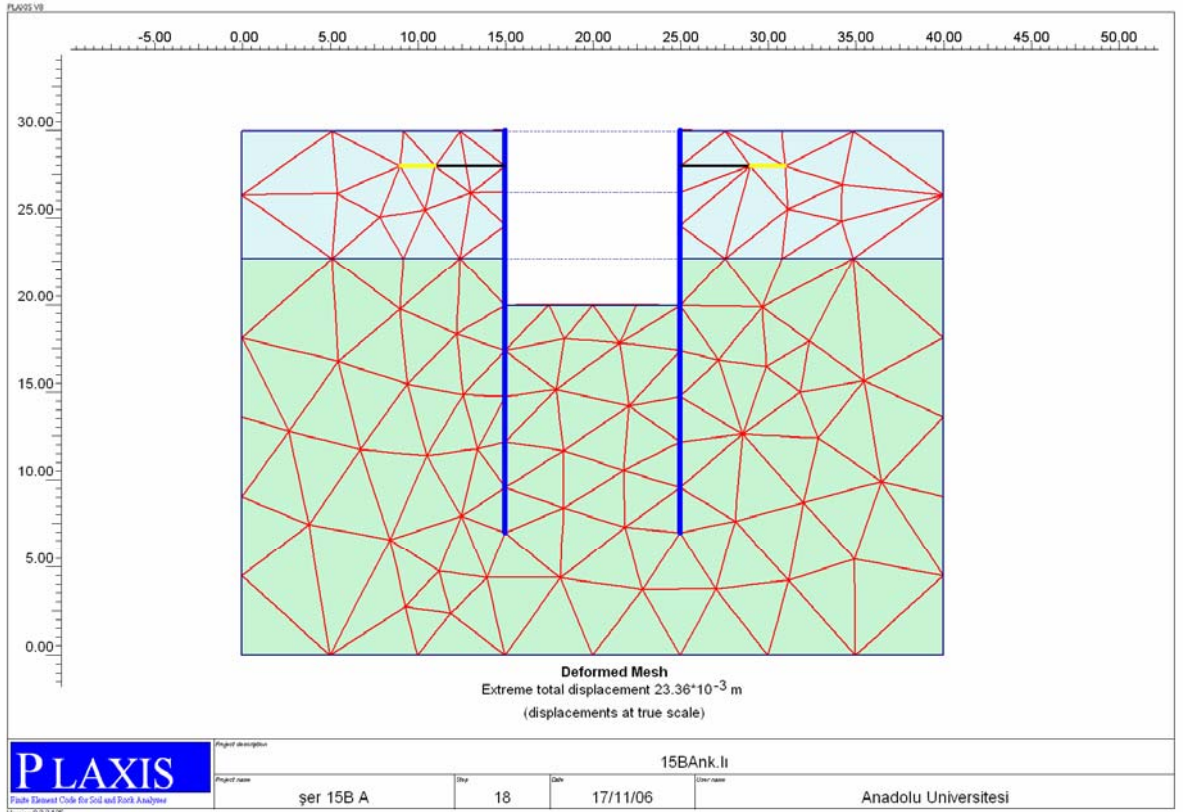
KAYNAKLAR

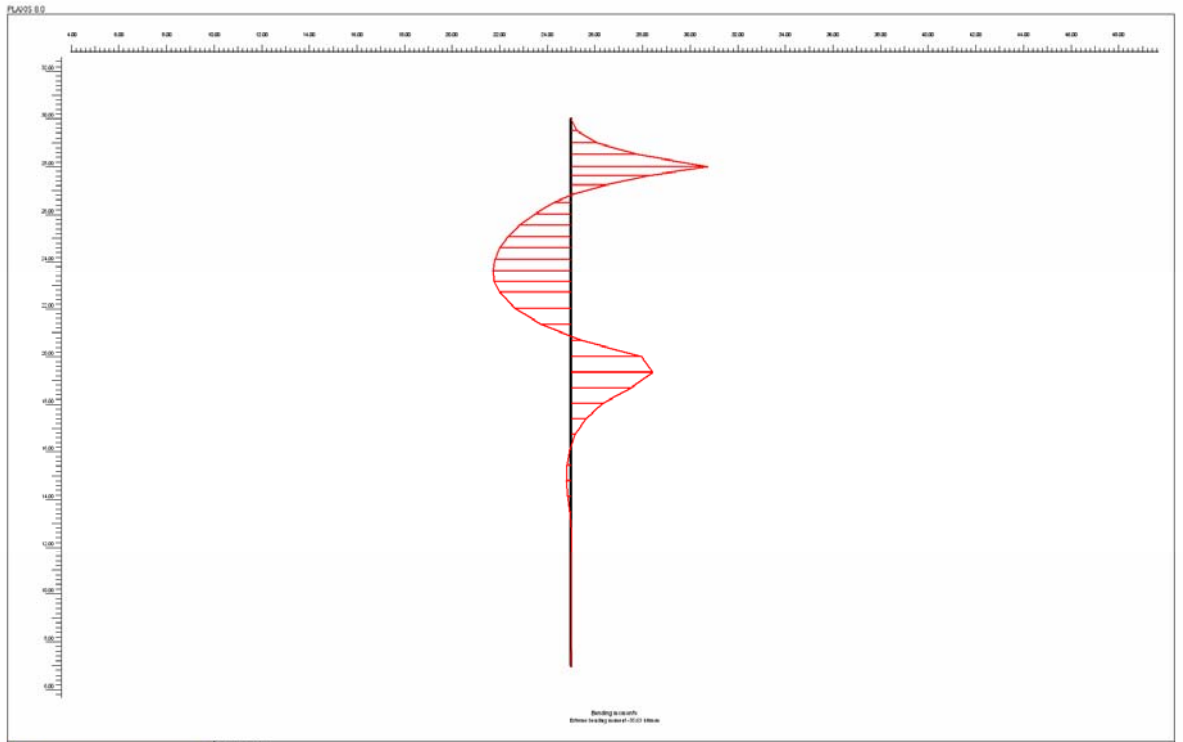
- APAYDIN, B.S., *Derin kazılar ve destekleme sistemleri*, Yüksek Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Eskişehir, Türkiye (2003).
- AYTEKİN M., *DeneySEL Zemin Mekaniği*, Teknik Yayınevi, Ankara, Türkiye (2004).
- BENTLER, D.J., *Finite element analysis of deep excavations*, Virginia Technical University, Virginia, USA (1998).
- BRINKGREVE, R.B.J., *Plaxis*, Plaxis B.V., Holland (1998).
- BOWLES, J. E., *Foundation analysis and design*, McGraw-Hill, New York, USA (1996).
- CERRAHOĞLU, H., *Yatay yüklü kazık, palplanj perde ve ahşap iksa hesabı*, Yüksek Lisans Tezi, İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye (1994).
- CHURCH, H. K., *Excavation handbook*, McGraw-Hill, New York, USA (1981).
- CLAYTON, C. R. I., Milititsky, J. ve Woods., R. I., *Earth pressure and earth-retaining structures*, Blackie Academic & Professional, London, England (1993).
- CLOUGH G.W. ve O'ROURKE, *Construction induced movements of in situ walls*, ASCE, **25**, 439- 470 (1990).
- CODUTO, D. P., *Foundation design: principles and practice*, Prentice Hall Career & Technology, New Jersey, USA (2001).
- DAS, B.M., *Principles of Foundation Engineering*, PWS Publishing, California, USA, (1995).
- DİLAVER, S., *Zemin Ankrajlari*, Lisans Tezi, Dumlupınar Üniversitesi, Kütahya, Türkiye, (2002).
- FINNO, R.J. ve HARAHAHAP, I.S., *Finite element analyses of HDR-4 excavation*, Journal of Geotechnical Engineering, **117**, 1590-1609 (1991).
- HELVACI, D., *Derin kazılarda Palplanj Uygulamaları*, Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Türkiye (2004).
- İNANÇ, B., *Derin Kazı Sistemleri*, Lisans Tezi, Anadolu Üniversitesi, Eskişehir, Türkiye (2005).
- KURUOĞLU, Ö., *Fem analysis and evaluation field measurements on two situated deep excavations*, Ortadoğu Teknik Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Ankara, Türkiye (1998).
- LEE, F.H., YONG, K.W., QUAN, K. C. N. VE CHEE, K.T., *Effect of corners in excavations*, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, **124**, 339-349 (1998).

- McCARTHY, D.F, *Essentials of soil mechanics and foundations: basic geotechnics*, Prentice Hall Career & Technology, New Jersey, USA (1993).
- NG, C.W.W., LINGS, M. L., SIMPSON, B. VE NASH, D. F. T., *An approximate analysis of the three dimensional effect of diaphragm wall installation*, *Geotechnique*, **45**, 497-507 (1995).
- O'ROURKE, T.D., *Ground movements caused by braced excavations*, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, **107**, 1159-1178 (1981).
- Plaxis Practice Bulletin 12, *Finite element modelling of a deep excavation Supported By Jack-In Anchors*, USA (2002).
- OU, C.Y. VE LAI, C.H., *Finite element analysis of deep excavation in layered sandy and clayey soil deposits*, *Canadian Geotechnical Journal*, **30**, 204-214 (1994).
- SAYDAL K., *A case study on the application of prestressed and passive anchors*, Boğaziçi Üniversitesi, Yüksek Lisans Tezi, Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul, Türkiye (1996).
- SHWEIGER, H.F. VE FREISEDER, M., *Three dimensional finite element analysis of diaphragm wall construction*, *Eight International Conference On Computer Methods and Advances in Geomechanics*, **8**, 2493-2498 (1994).
- UZUNER A.B., *Temel Zemin Mekaniği*, Deniz yayınevi, Trabzon, Türkiye (2000).
- XANTHAKOS, P. P., *Slurry walls as structural systems*, McGraw-Hill, New York, USA (1994).
- YILDIRIM, S., *Zemin İncelemesi ve Temel Tasarımı*, Birsen Yayınevi, İstanbul, Türkiye (2002).


Ek 1. Plaxis Sonuçları

15 cm Betonarme Ankrajlı Perde

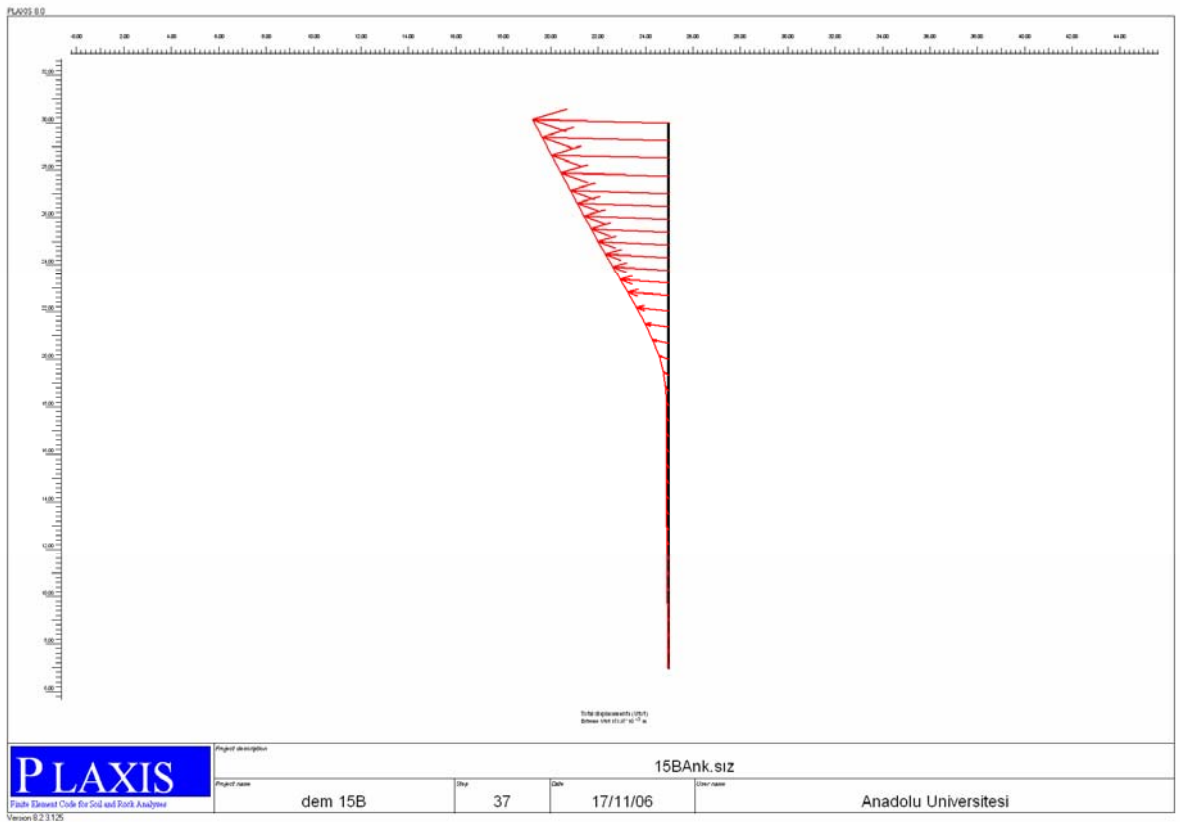
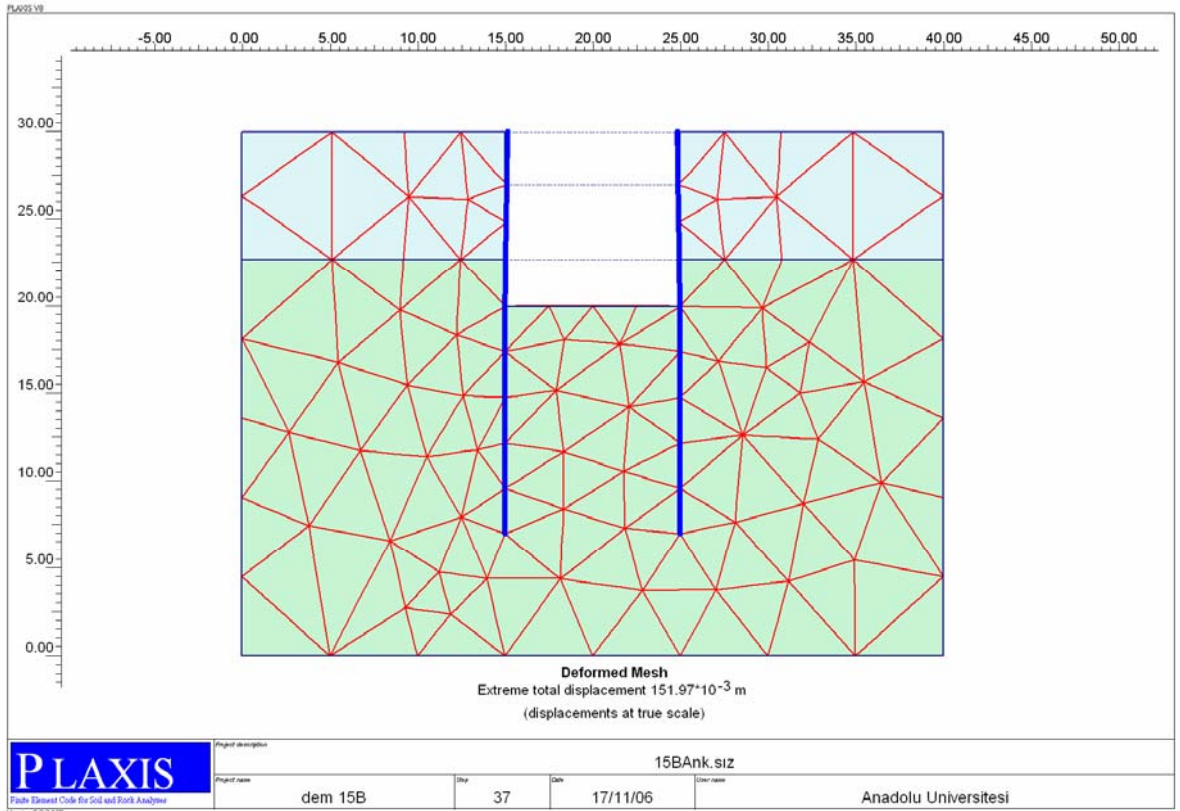


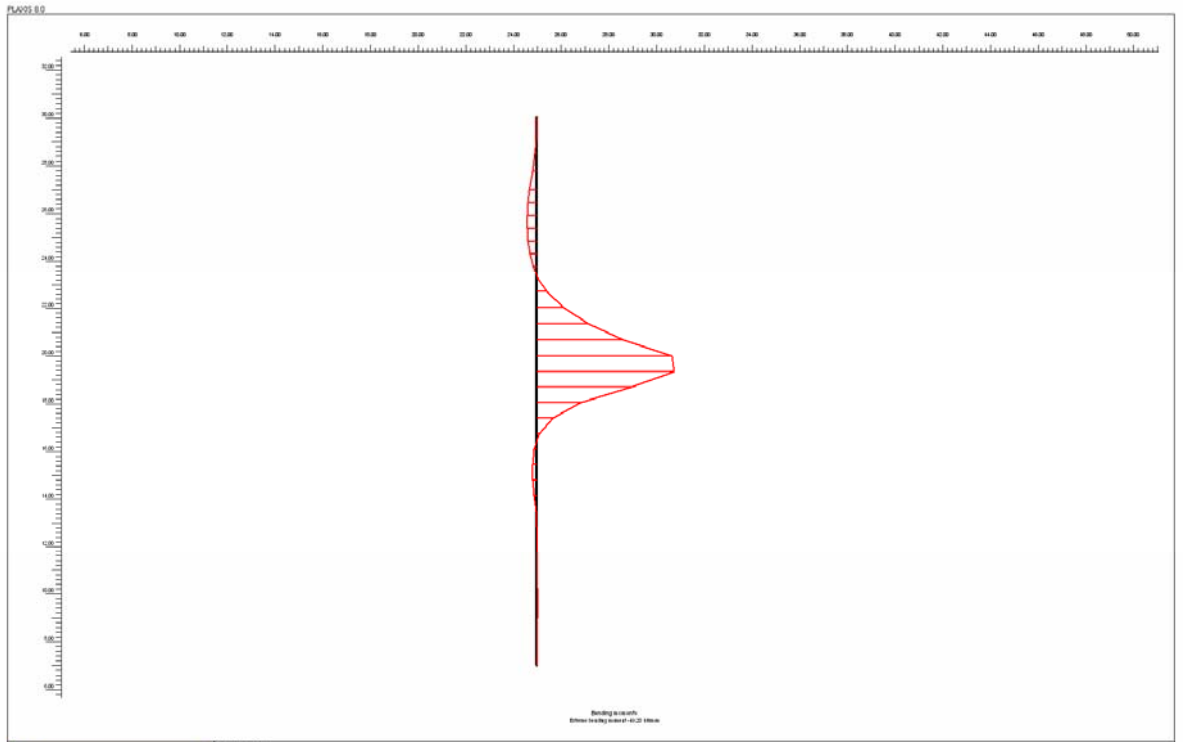



Building materials
 Effective Young's Modulus of 1000 MPa

 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description				15Bank.II	
	Project name	Step	Case	Order name		
	şer 15B A	18	17/11/06	Anadolu Üniversitesi		

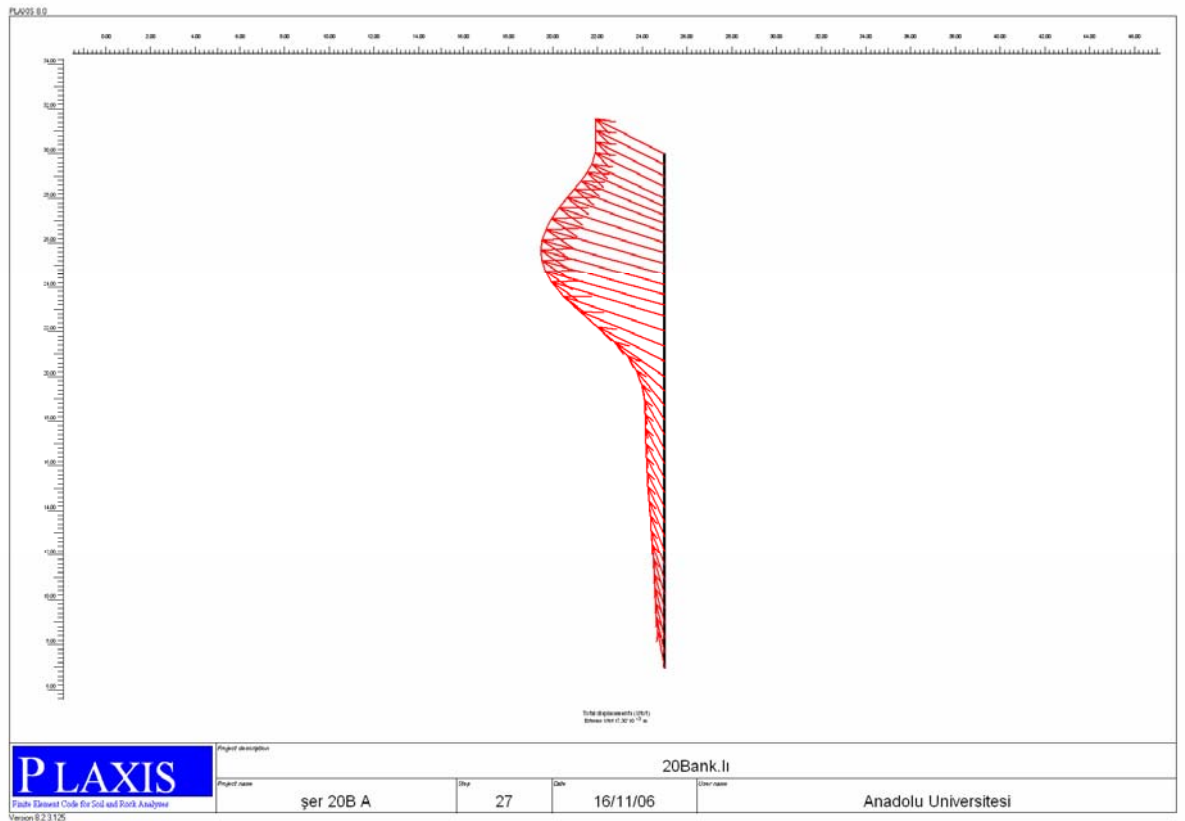
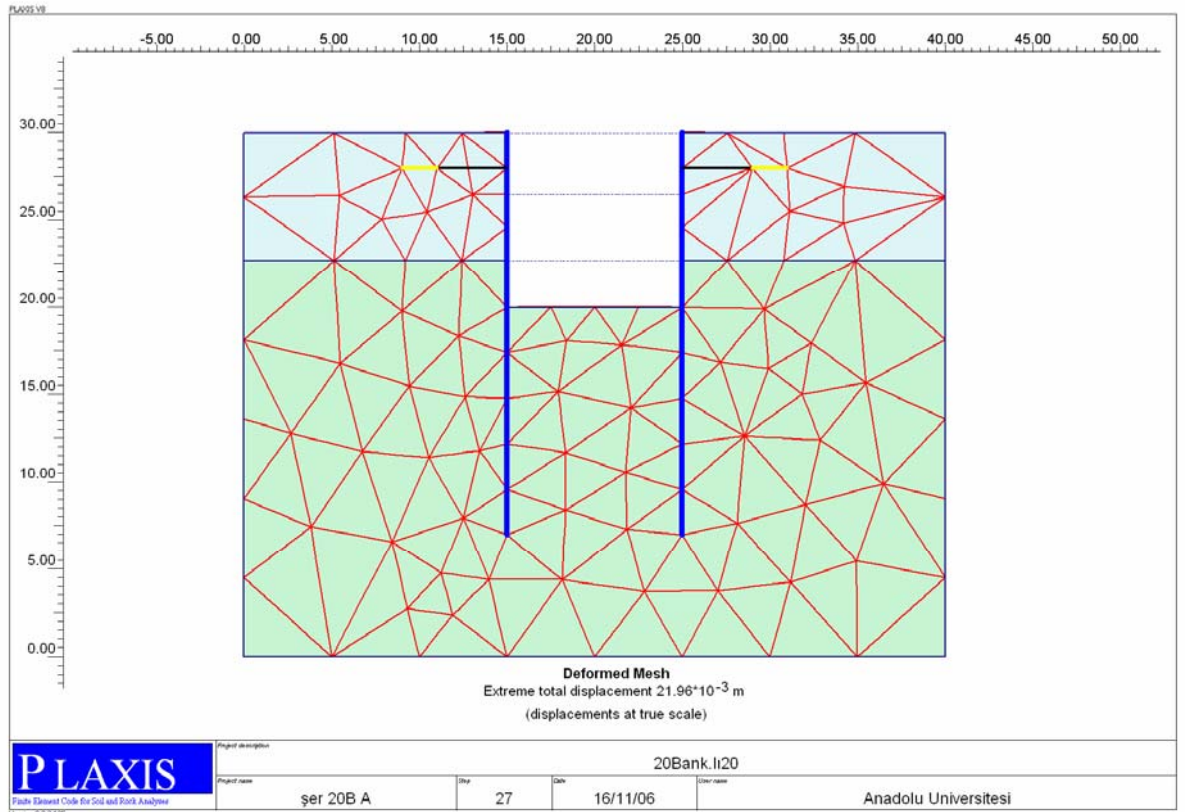
15 cm Betonarme Ankrajsız Perde

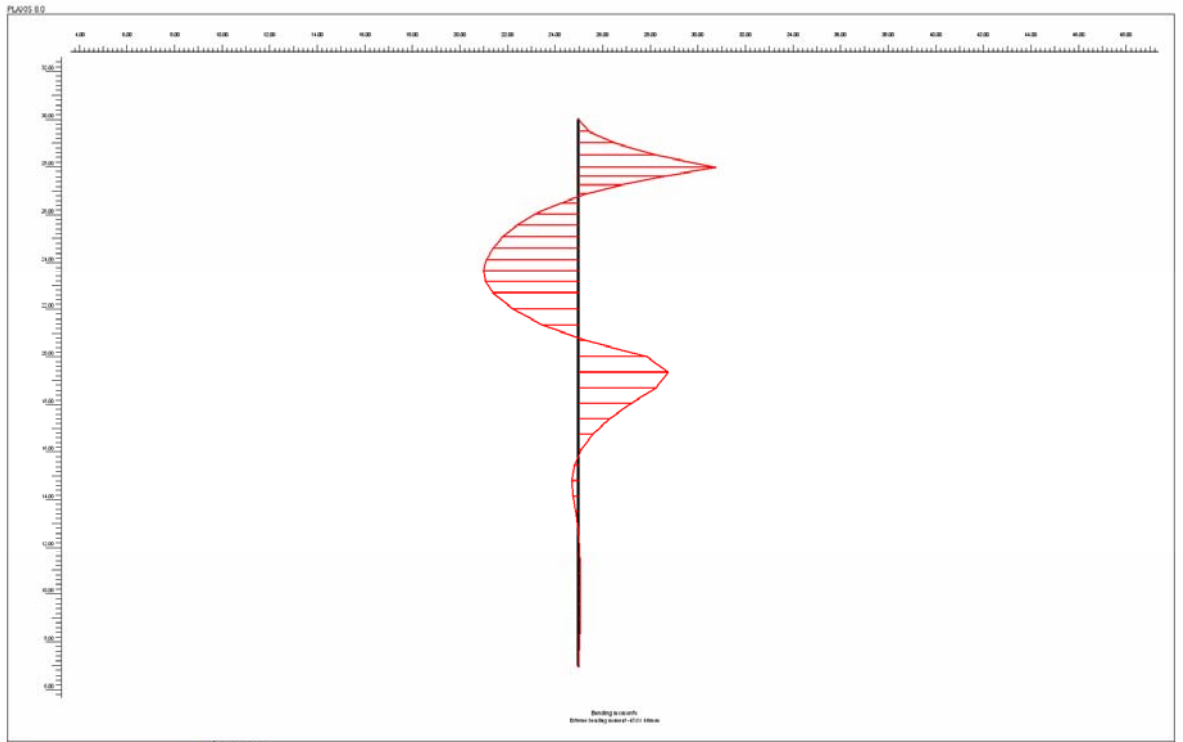




 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description			
	15BAnk.siz			
Project name	Step	Date	User name	
dem 15B	37	17/11/06	Anadolu Universitesi	

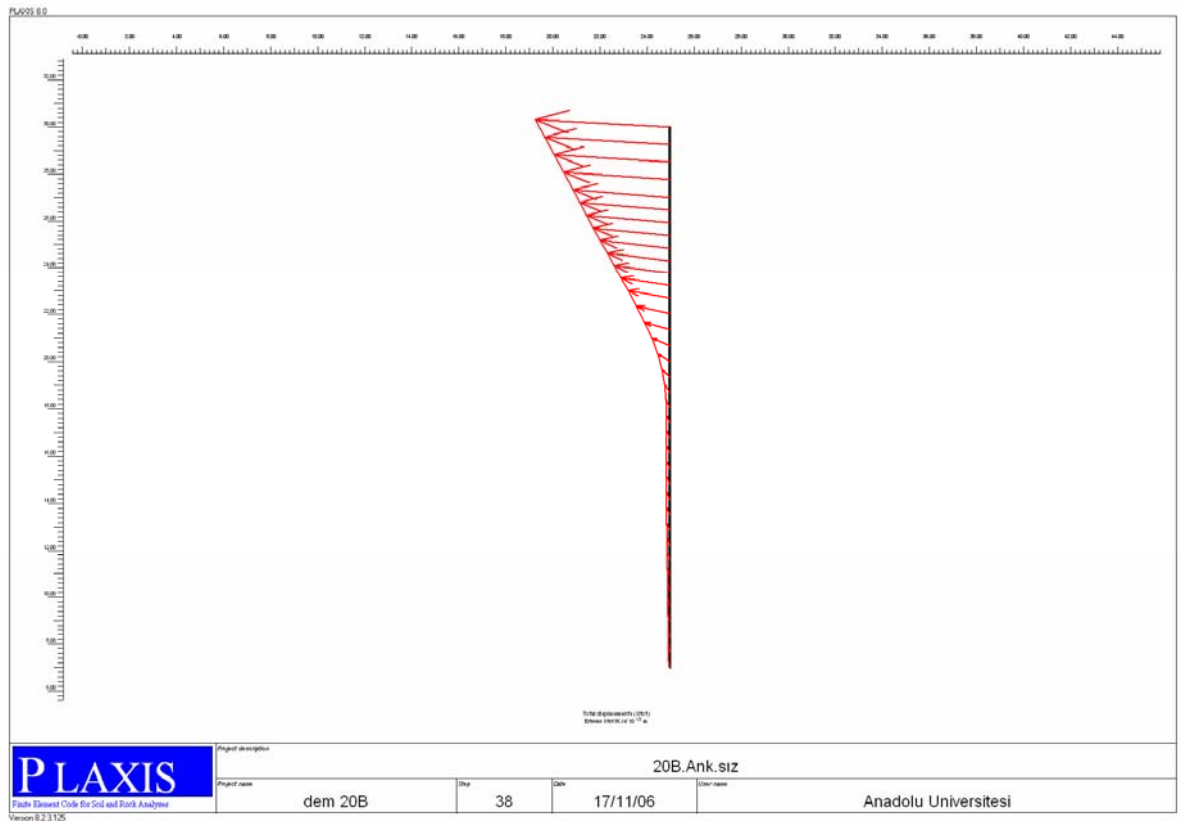
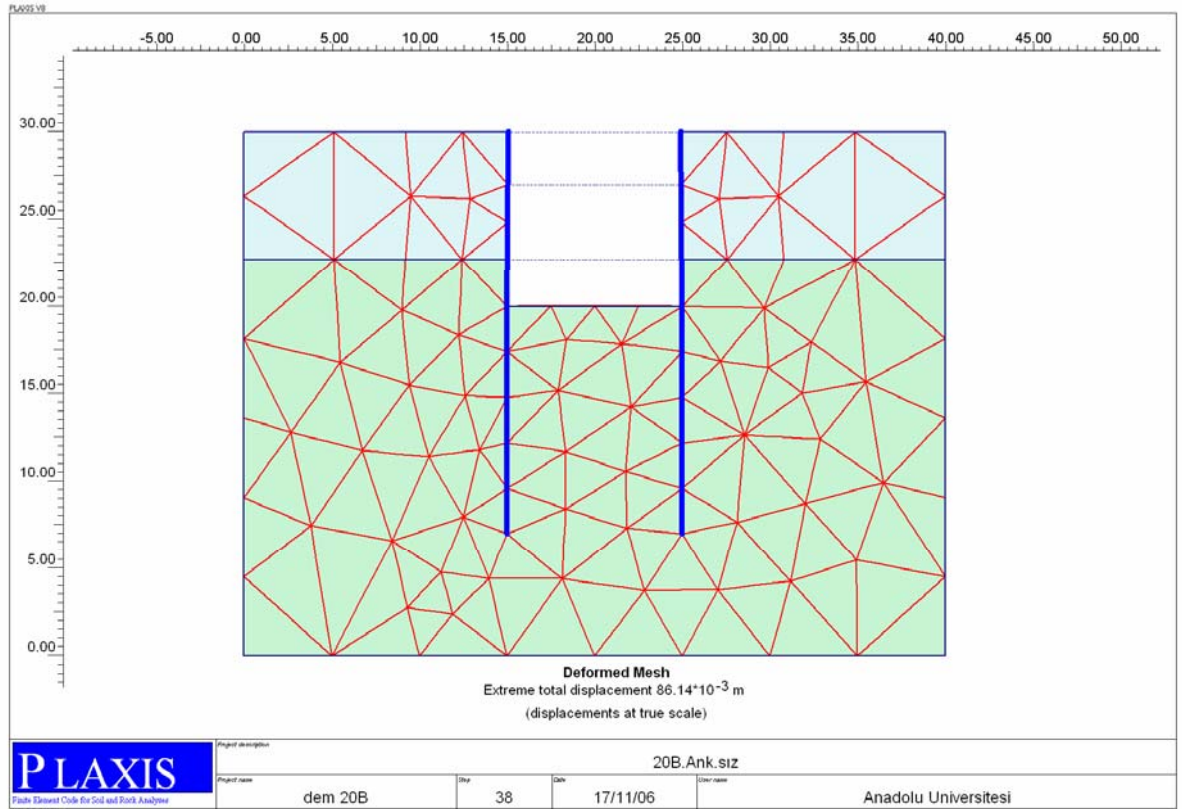
20 cm Betonarme Ankrajlı Perde

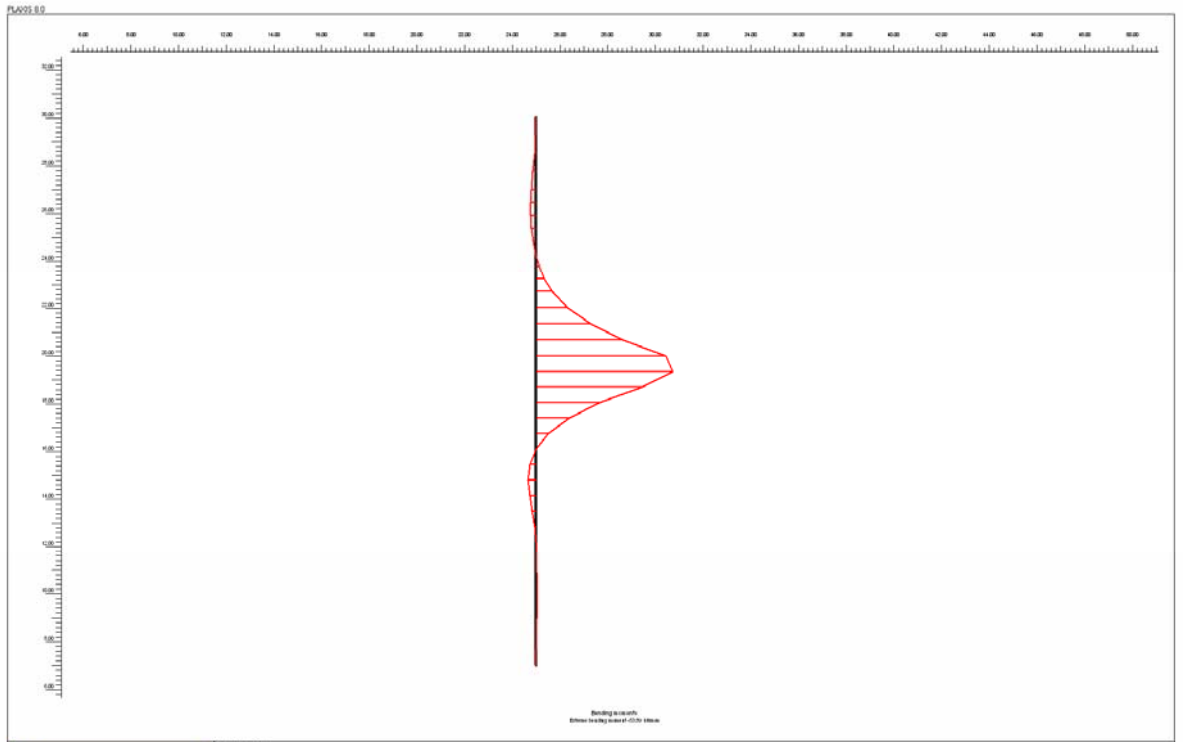





 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description				20Bank.İ	
	Project name	Şer 20B A	Step	27	Date	16/11/06
				Client name	Anadolu Üniversitesi	

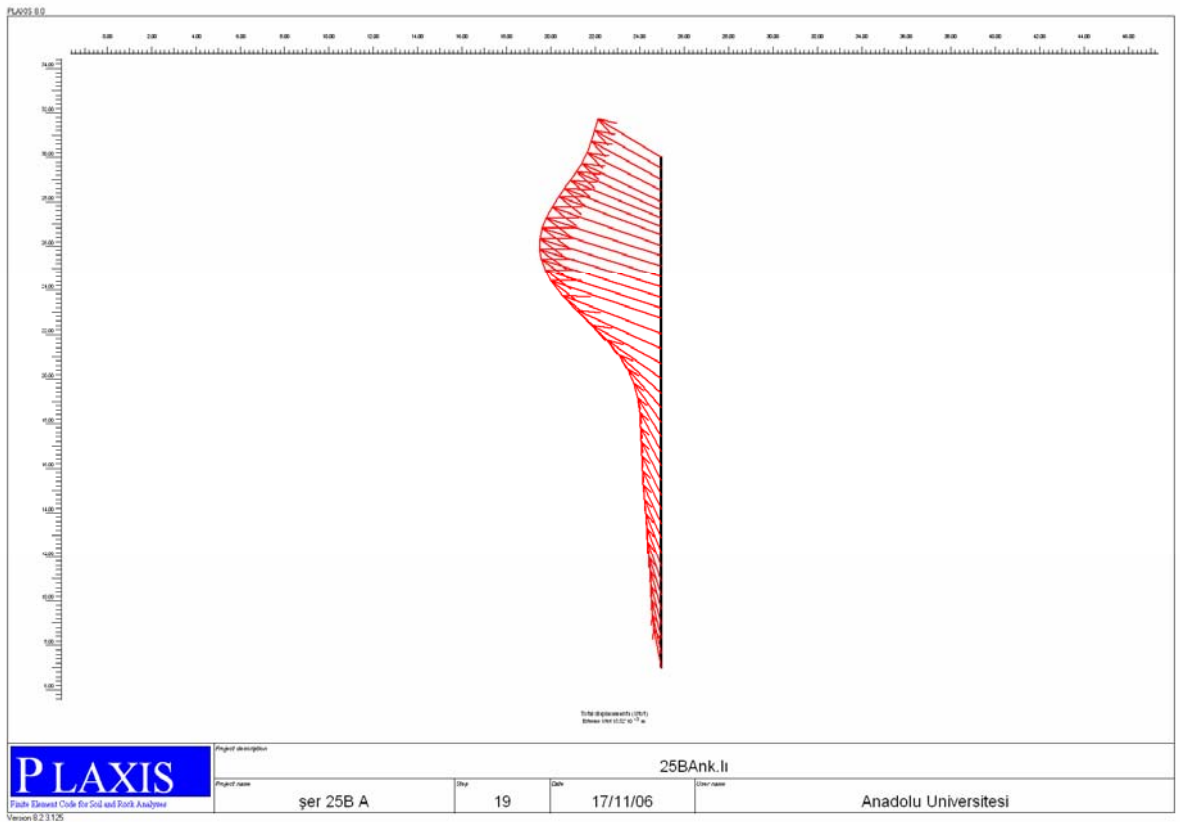
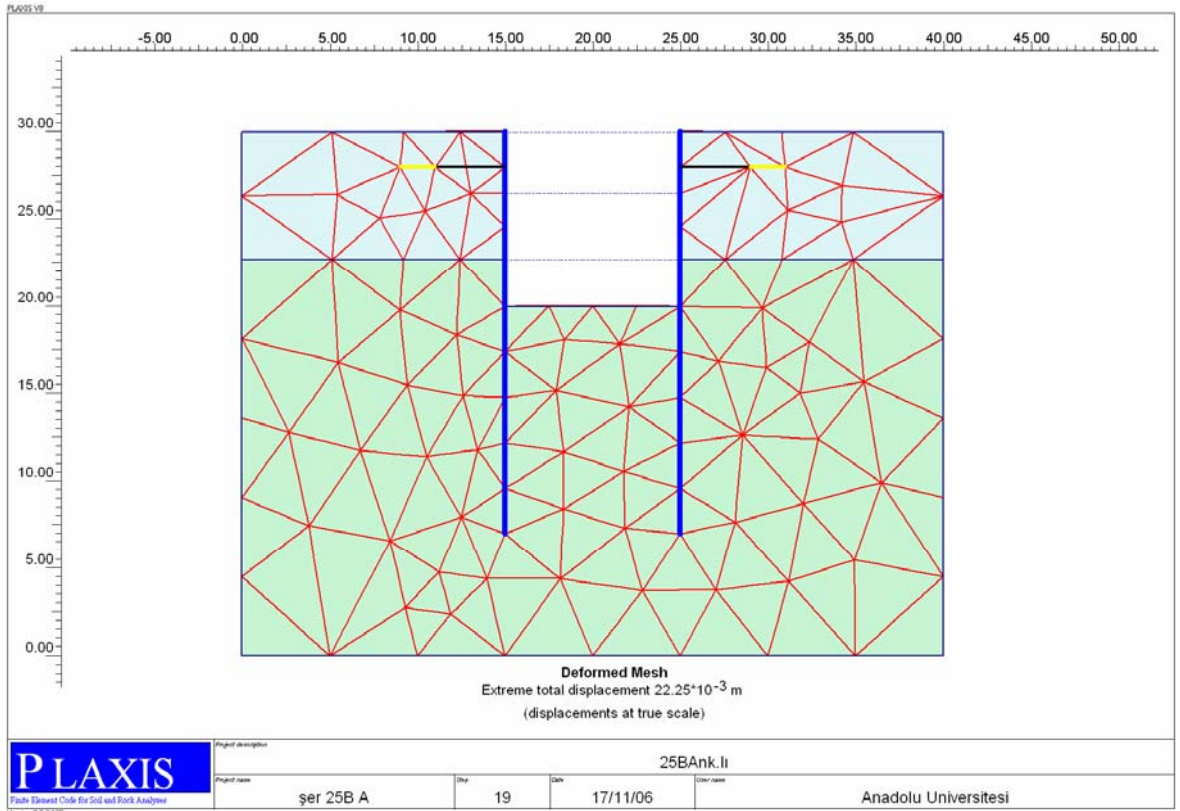
20 cm Betonarme Ankrajsız Perde

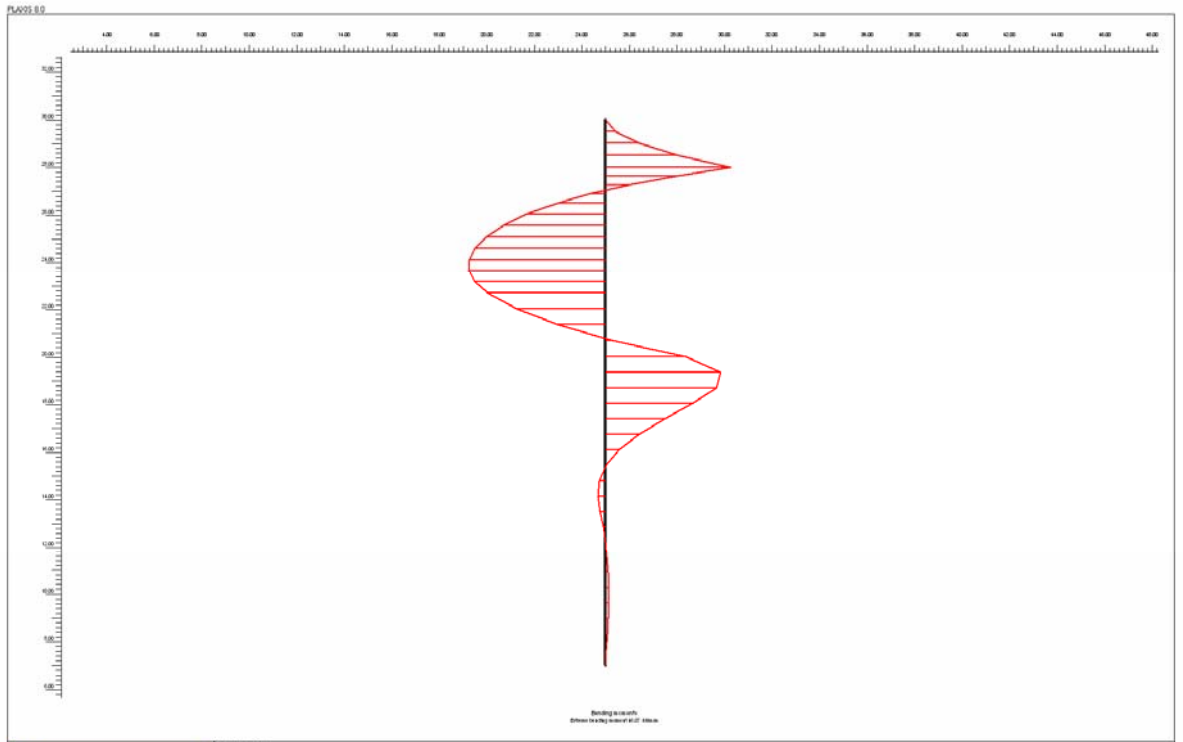





 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description			
	20B.Ank.sız			
Project name	Step	Date	User name	
dem 20B	38	17/11/06	Anadolu Universitesi	

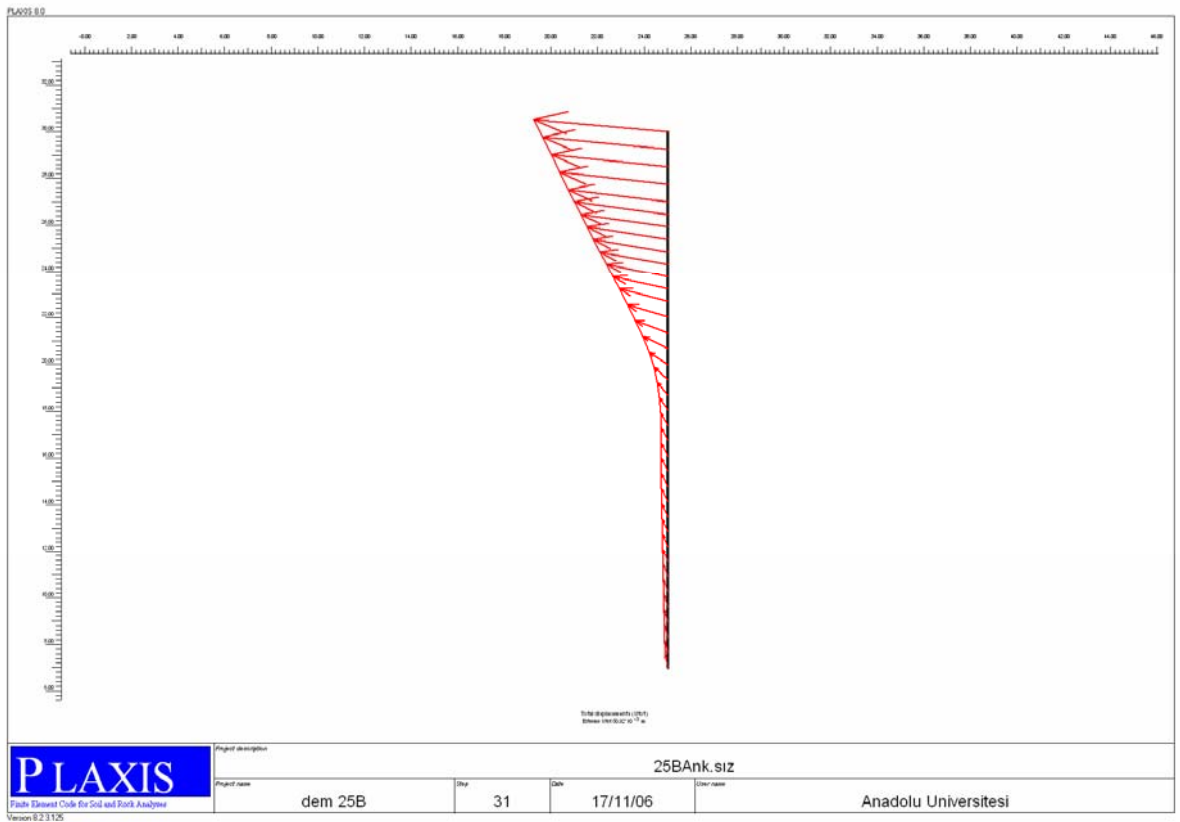
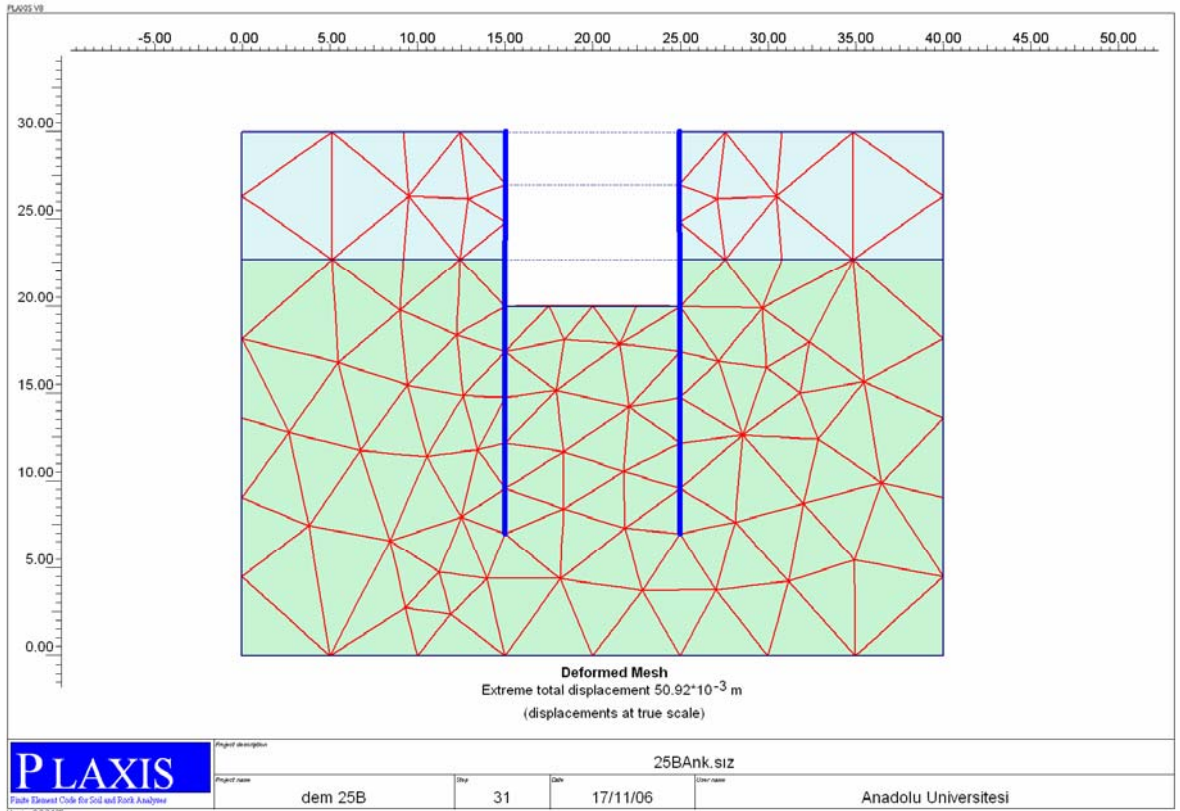
25 cm Betonarme Ankrajlı Perde

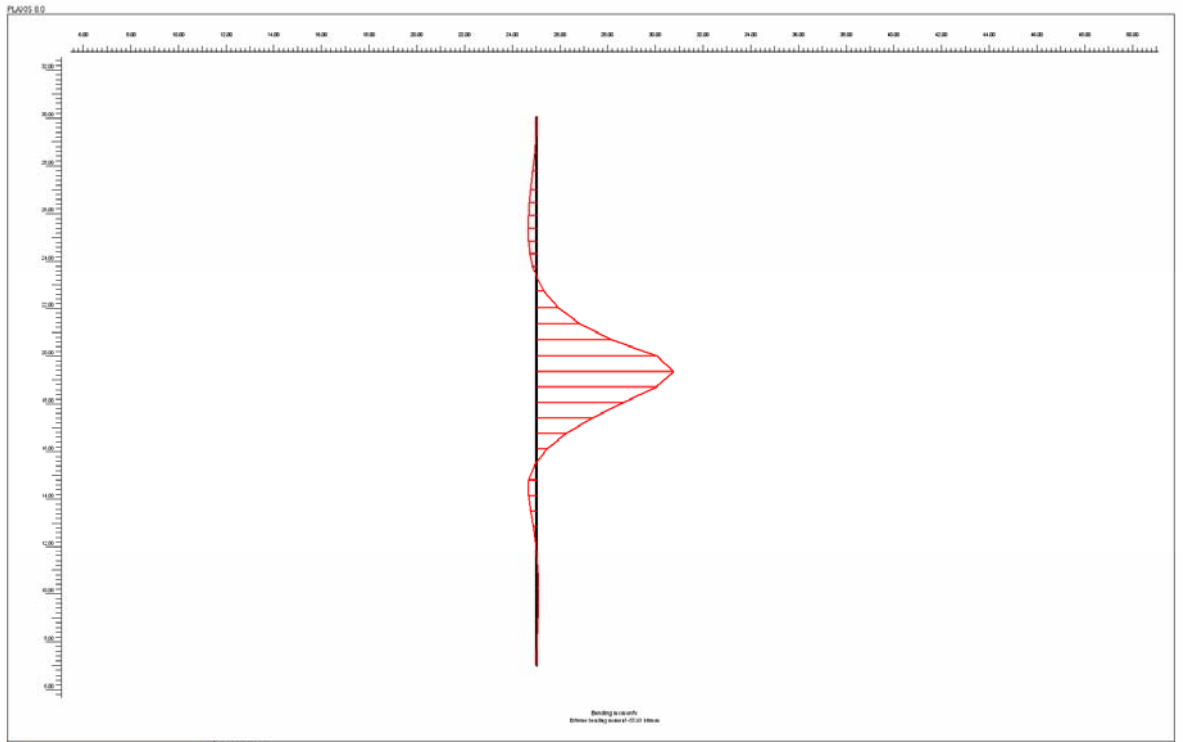




 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description				25Bank.İi	
	Project name	Şer 25B A	Şer	19	Date	17/11/06
				Client name	Anadolu Üniversitesi	

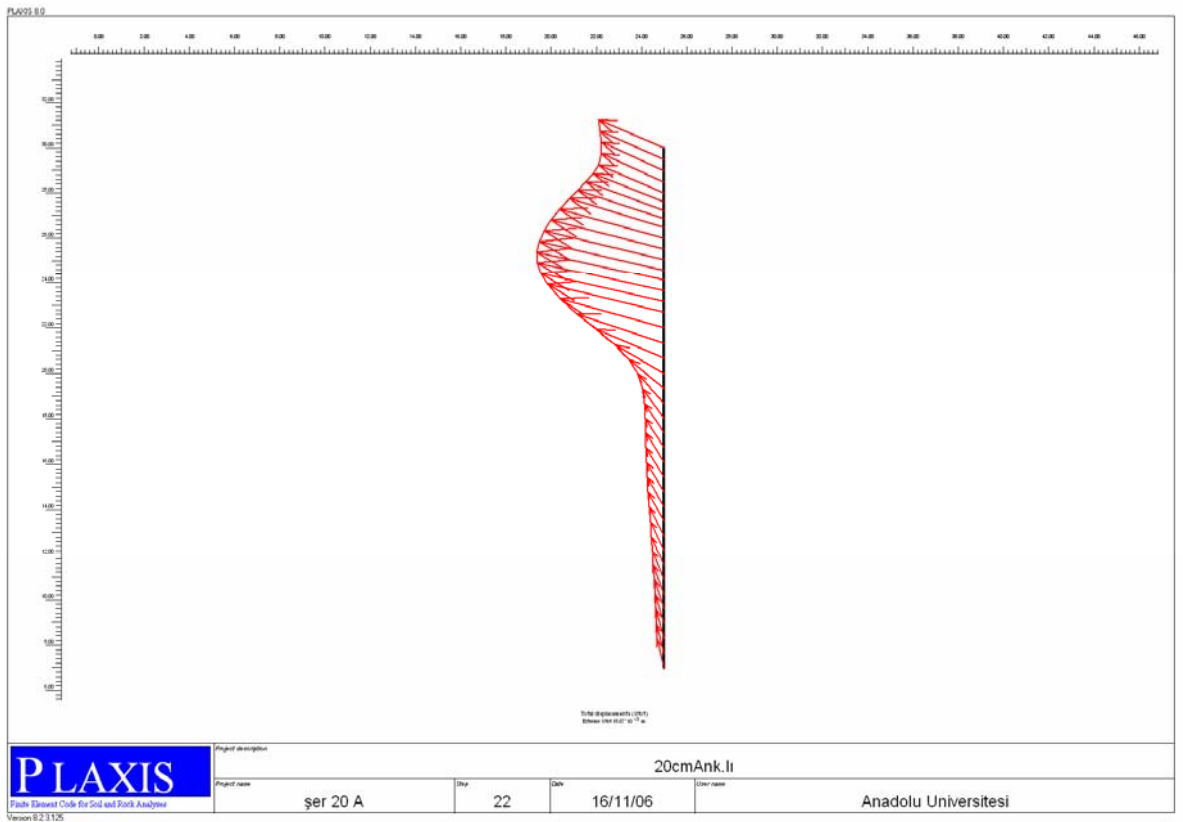
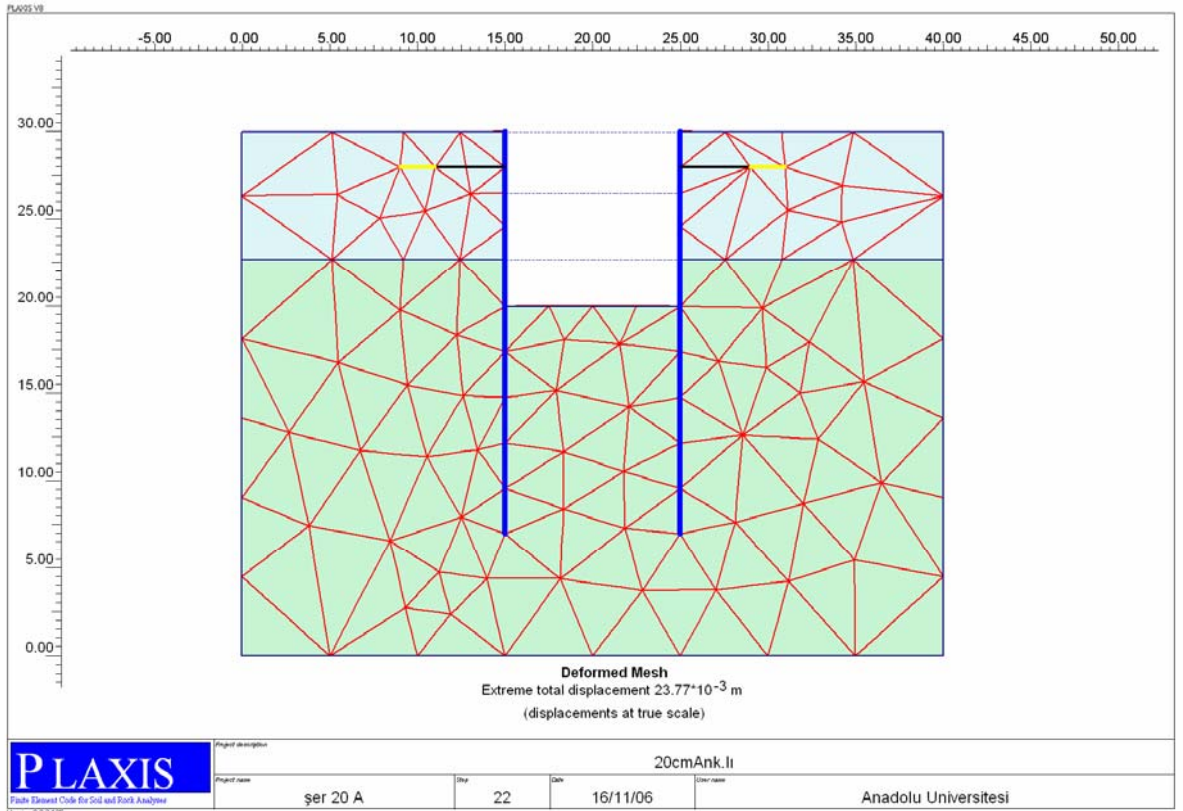
25 cm Betonarme Ankrajsız Perde

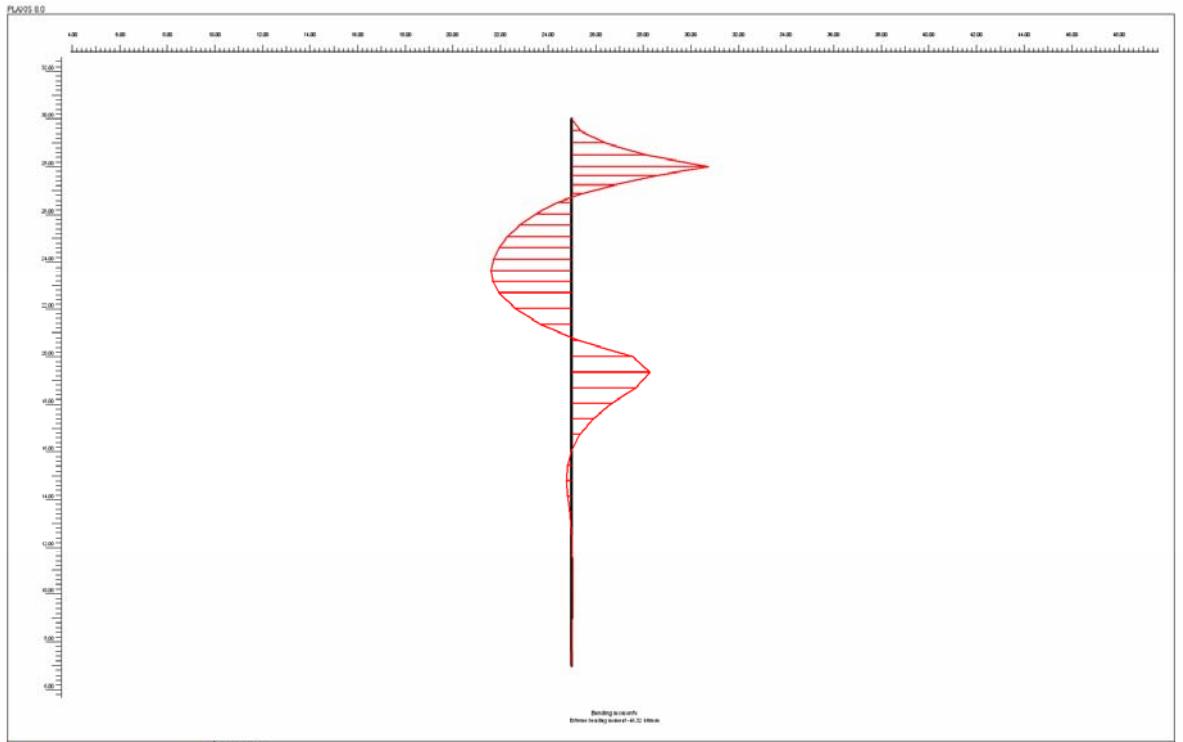




PLAXIS <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description			
	25BAnk.siz			
Project name	Step	Date	User name	
dem 25B	31	17/11/06	Anadolu Universitesi	

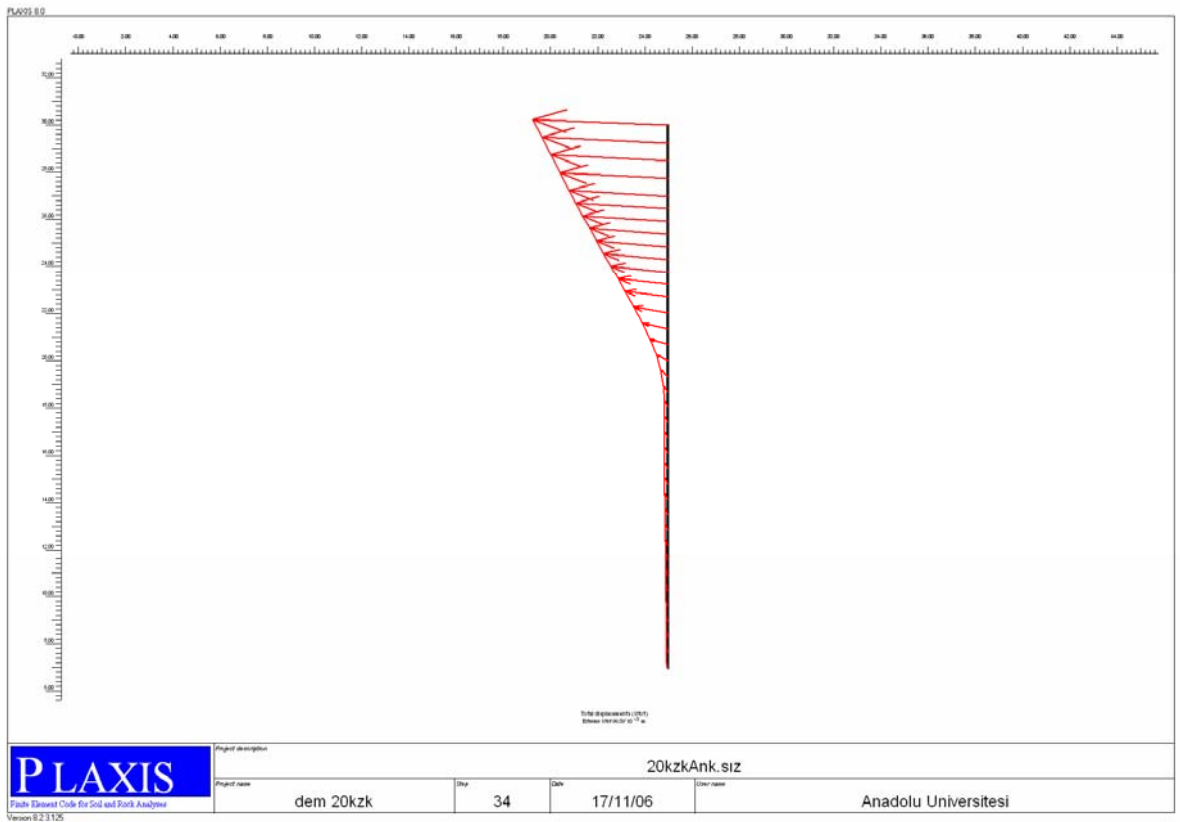
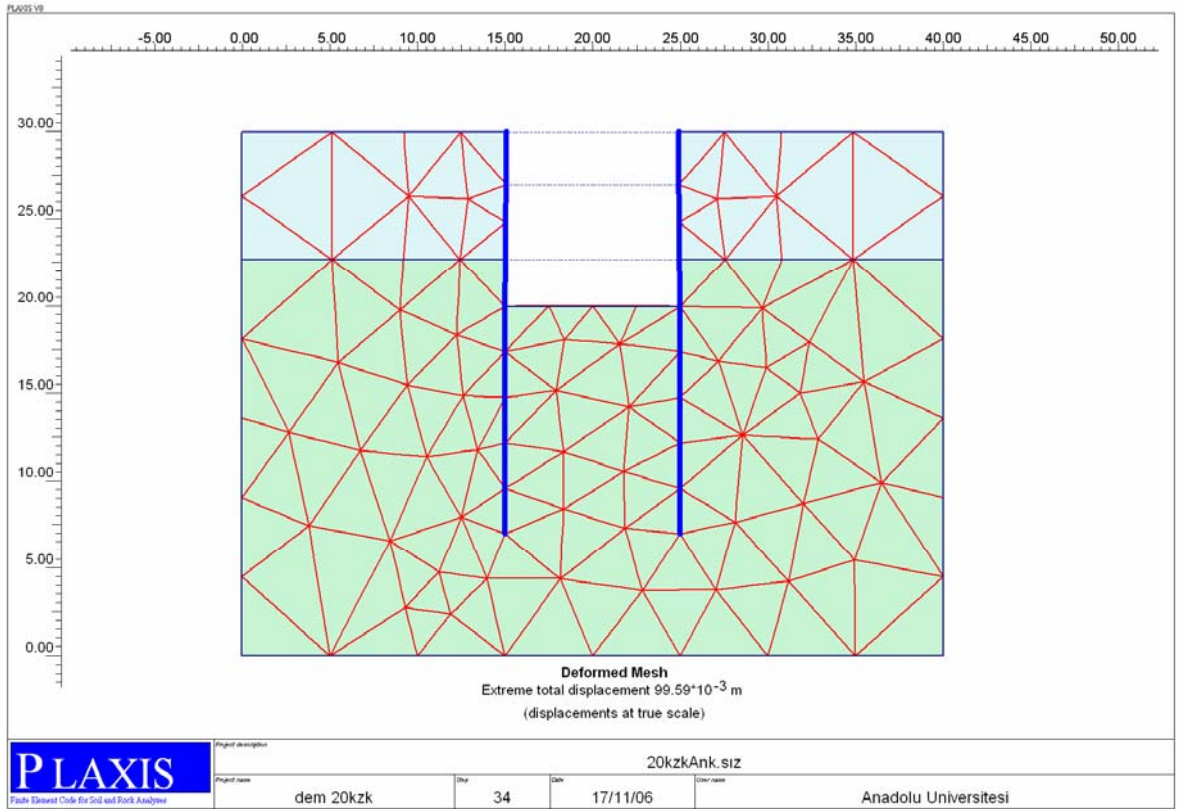
20 cm Ankrajlı Mini Kazık

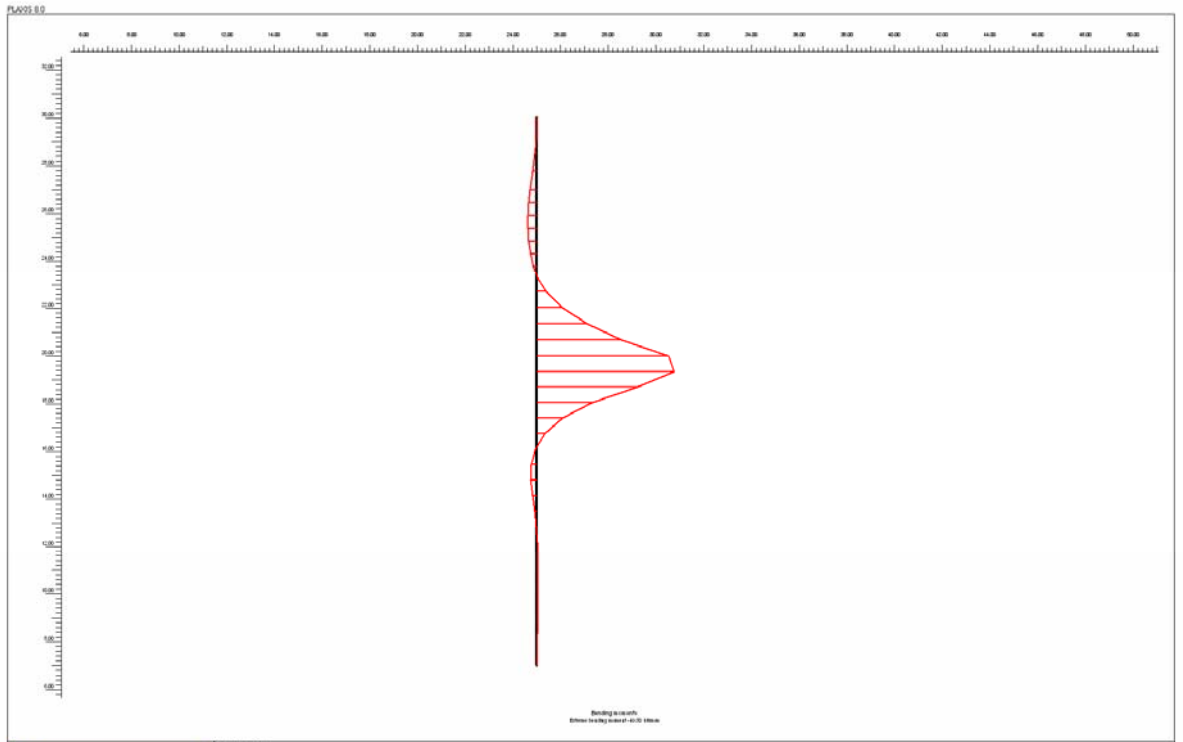





 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description				20cmAnk.l1		
	Project name	Şer 20 A	Day	22	Date	16/11/06	Client name

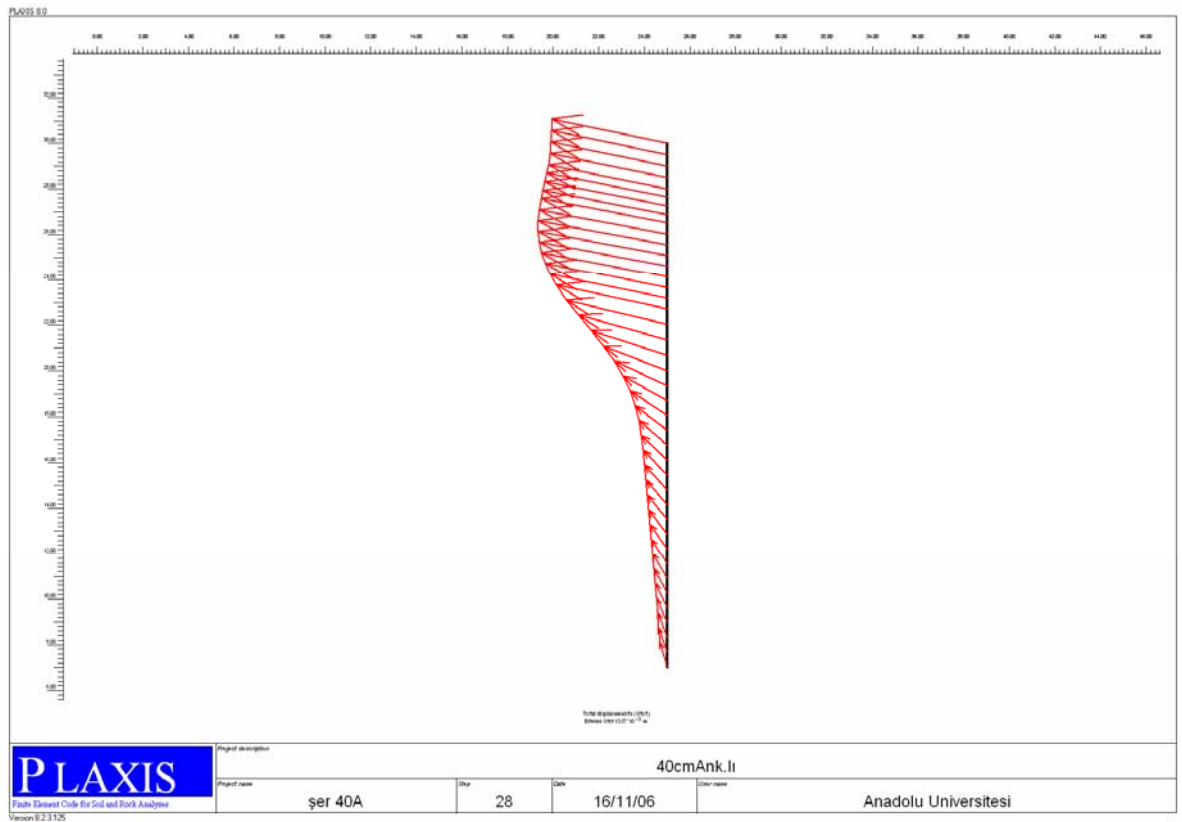
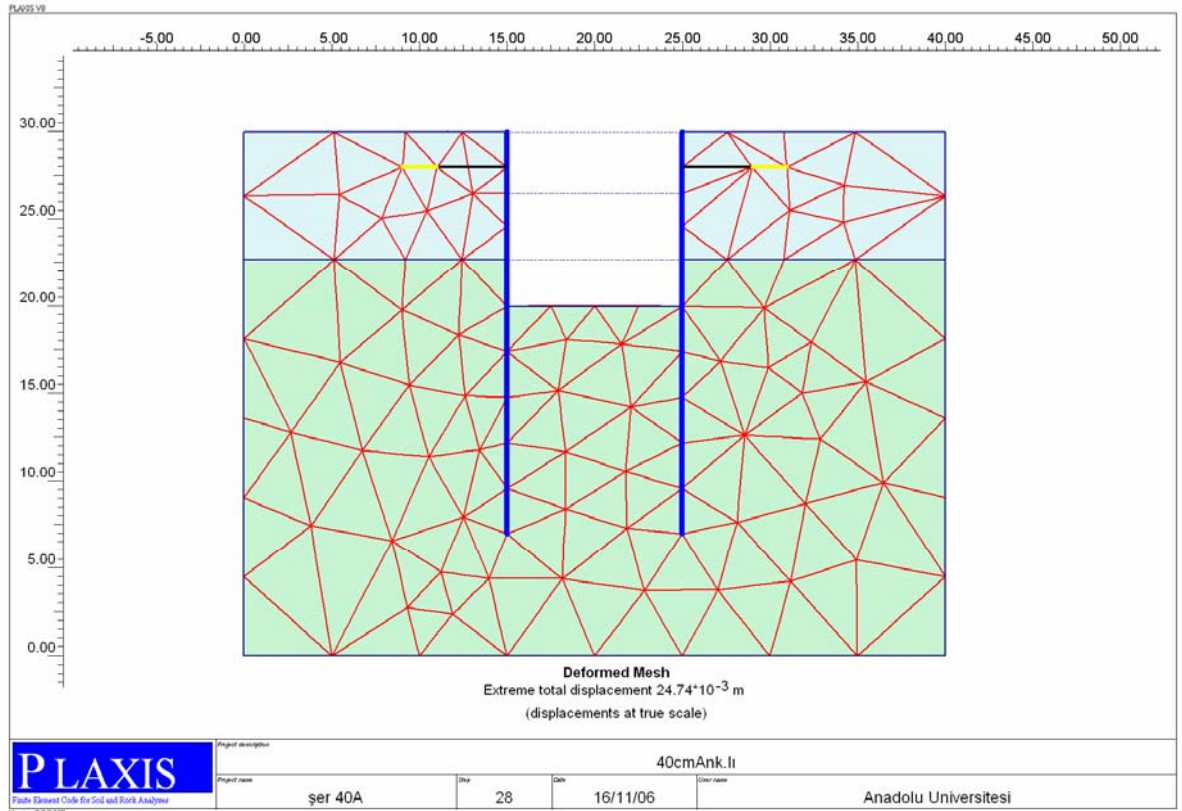
20 cm Ankrajsız Mini Kazık

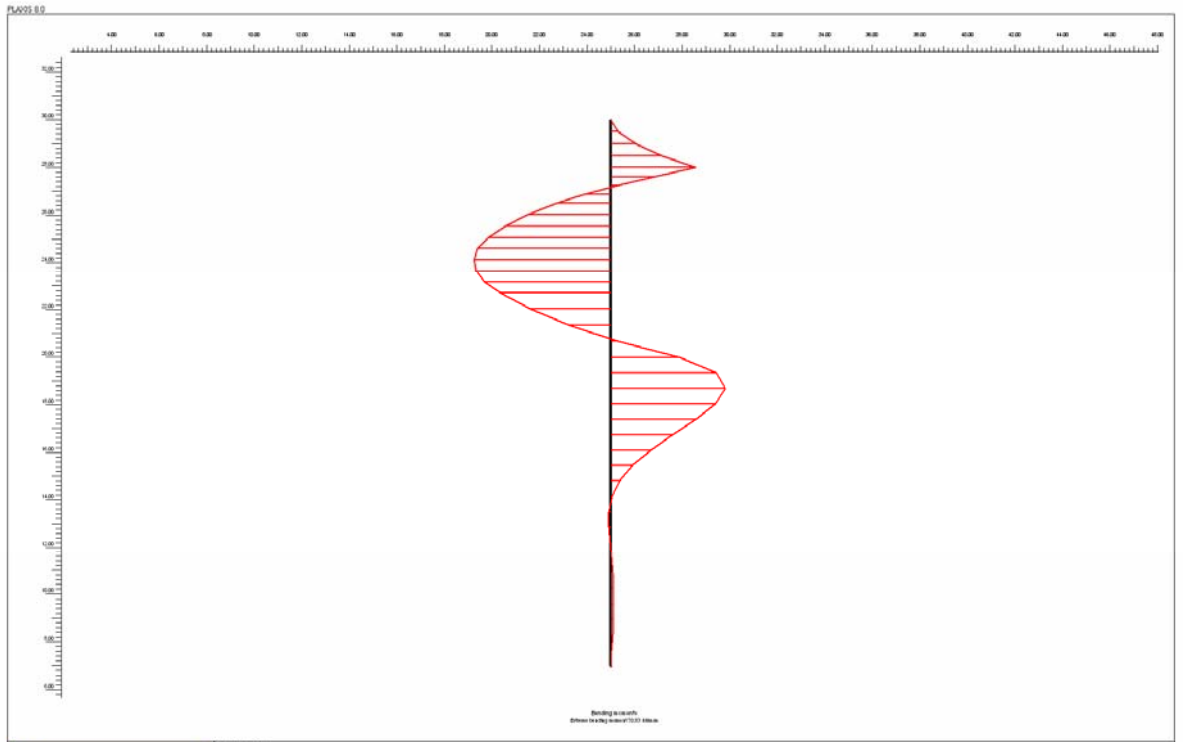




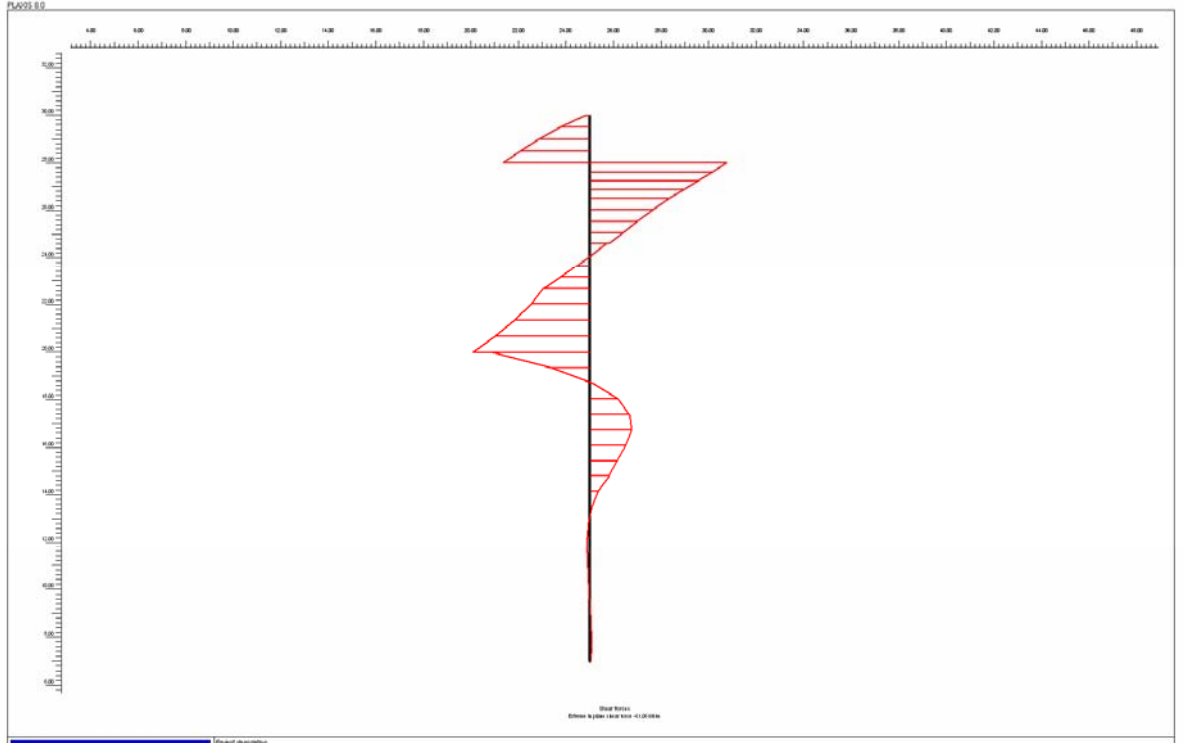
 <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description			
	20kzkAnk.siz			
Project name	Step	Date	User name	
dem 20kzk	34	17/11/06	Anadolu Universitesi	

40 cm Ankrajlı Mini Kazık



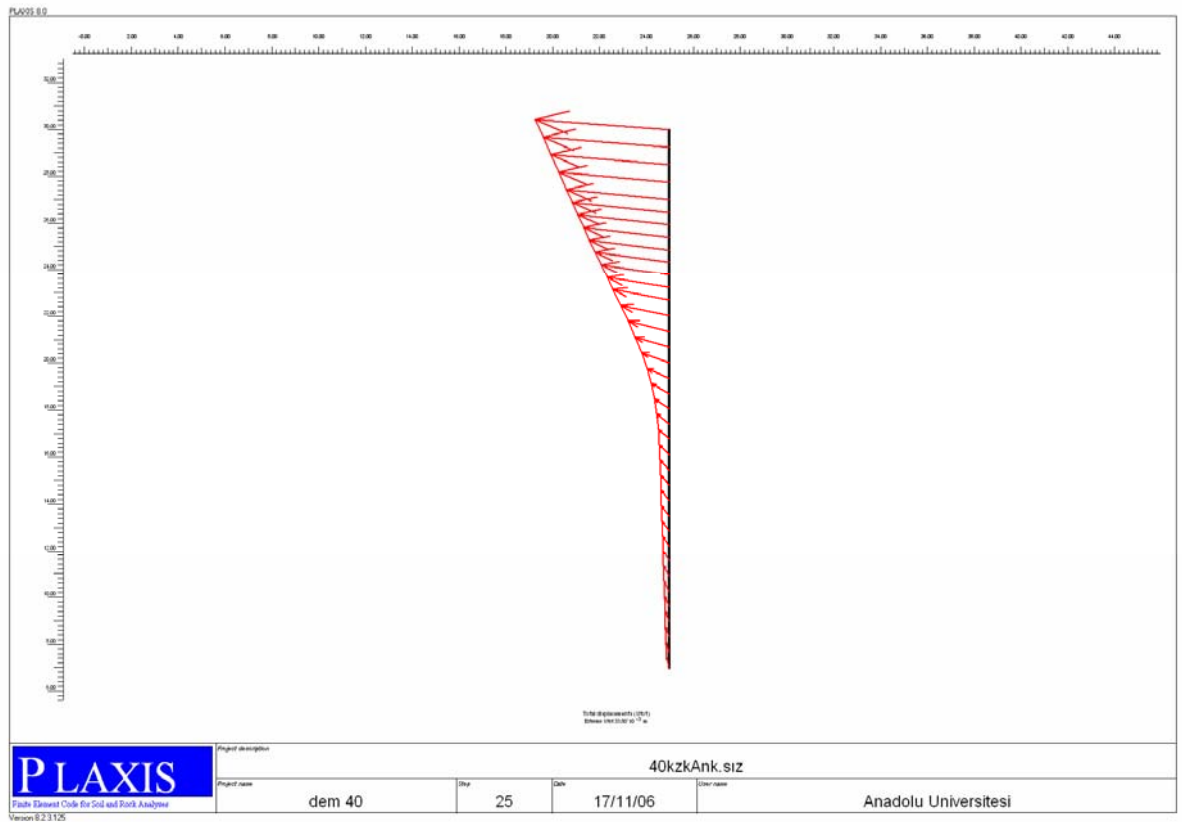
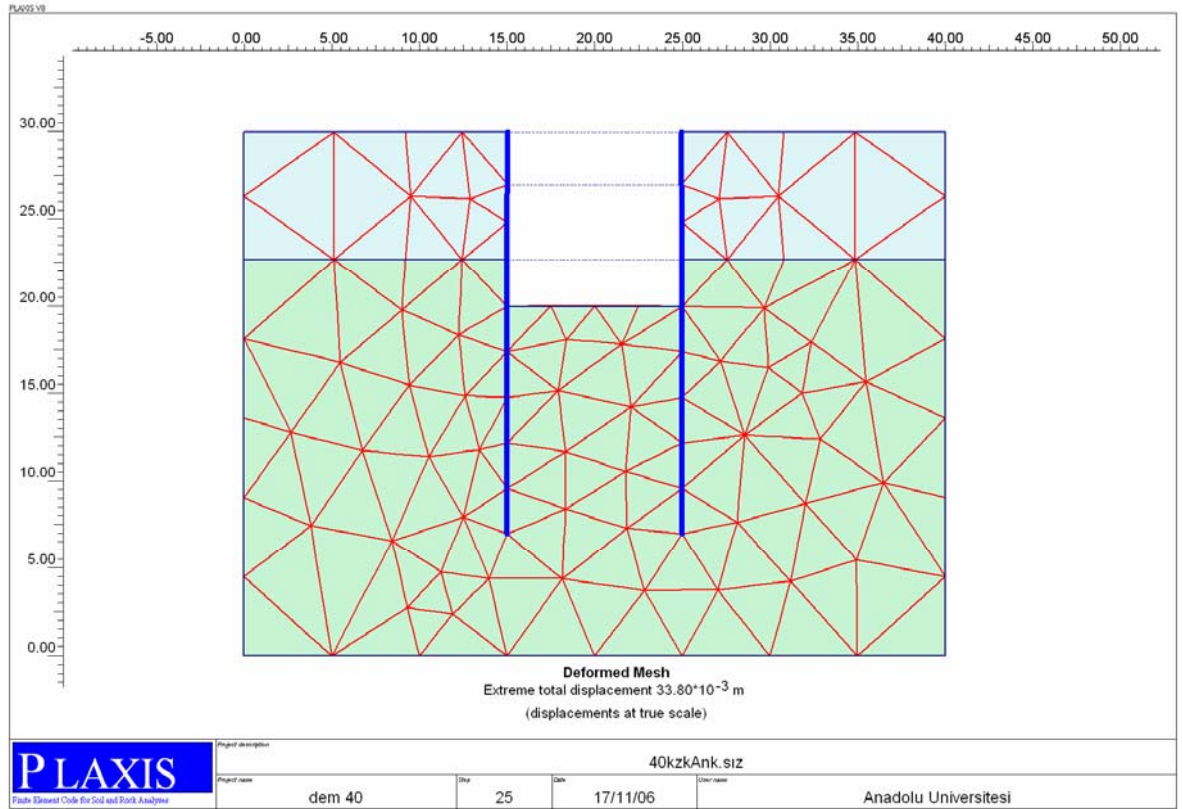


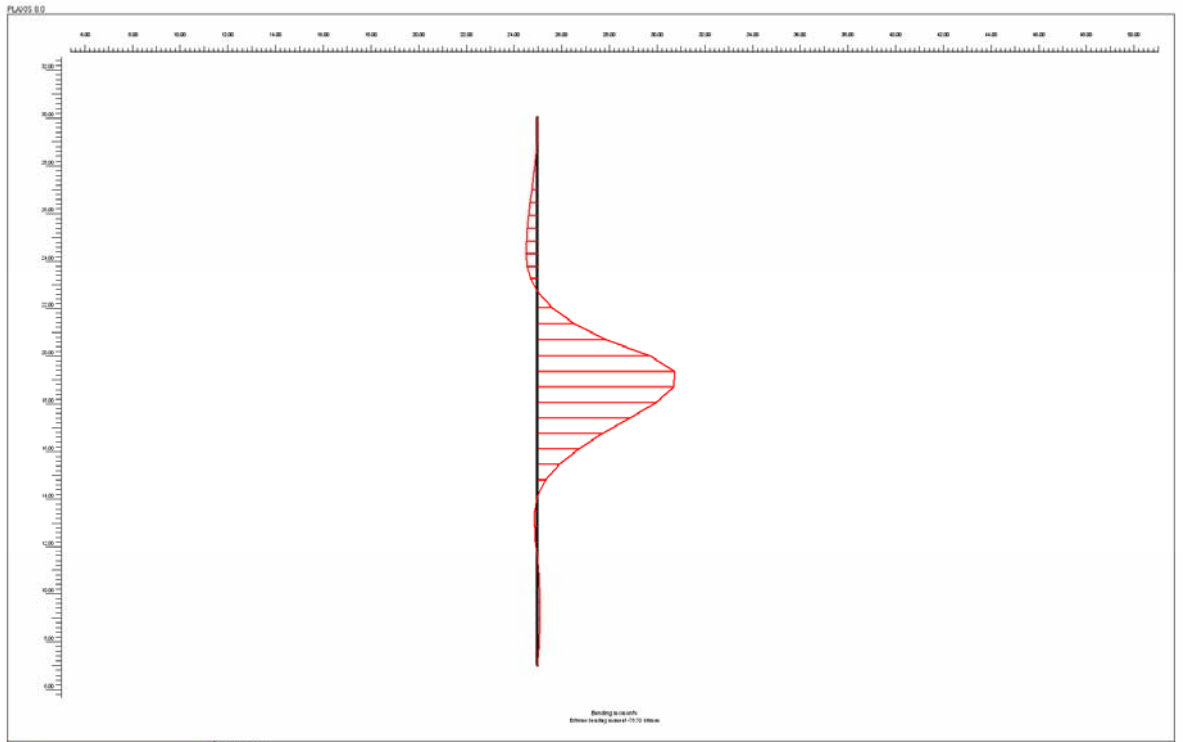
PLAXIS <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description				40cmAnk.II	
	Project name	Şer 40A	Day	28	Date	16/11/06
					Client name	Anadolu Üniversitesi



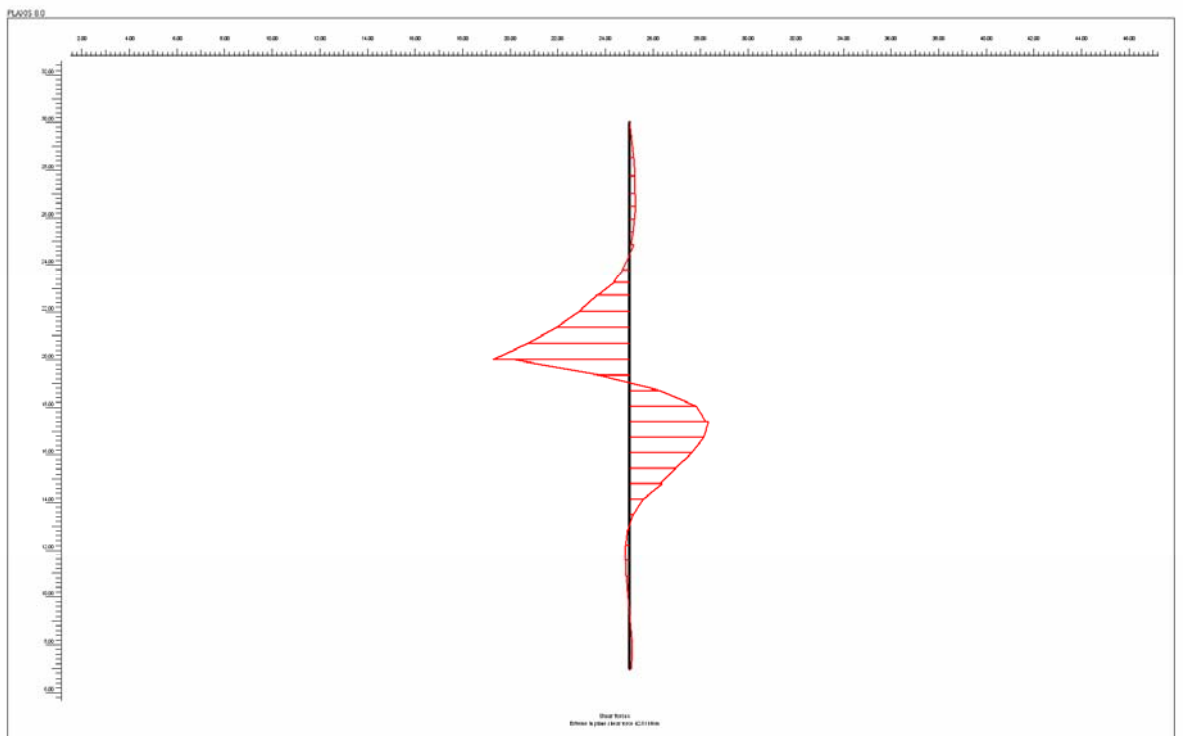
PLAXIS <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description				40mkzAnk.II	
	Project name	Şer 40A	Day	28	Date	17/11/06
					Client name	Anadolu Üniversitesi

40 cm Ankrajsız Mini Kazık





PLAXIS <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description				40kzkAnk.siz	
	Project name	Day	Date	Other name		
	dem 40	25	17/11/06	Anadolu Universitesi		



PLAXIS <small>Finite Element Code for Soil and Rock Analysis</small> <small>Version 8.2.3.126</small>	Project description				40mkzAnk.siz	
	Project name	Day	Date	Other name		
	dem 40kzk	25	17/11/06	Anadolu Universitesi		

REPORT

Aralık 15, 2006

User: Anadolu Universitesi

Title: 40mkzAnk.lı

Table of Contents

1. General Information.....	127
2. Geometry.....	128
3. Structures	130
4. Mesh data	131
5. Material data.....	132
6. Calculation phases.....	134

1. General Information

Table [1] Units

Type	Unit
Length	m
Force	kN
Time	s

Table [2] Model dimensions

	min.	max.
X	0.000	40.000
Y	0.000	30.000

Table [3] Model

Model	Plane strain
Element	15-Noded

2. Geometry

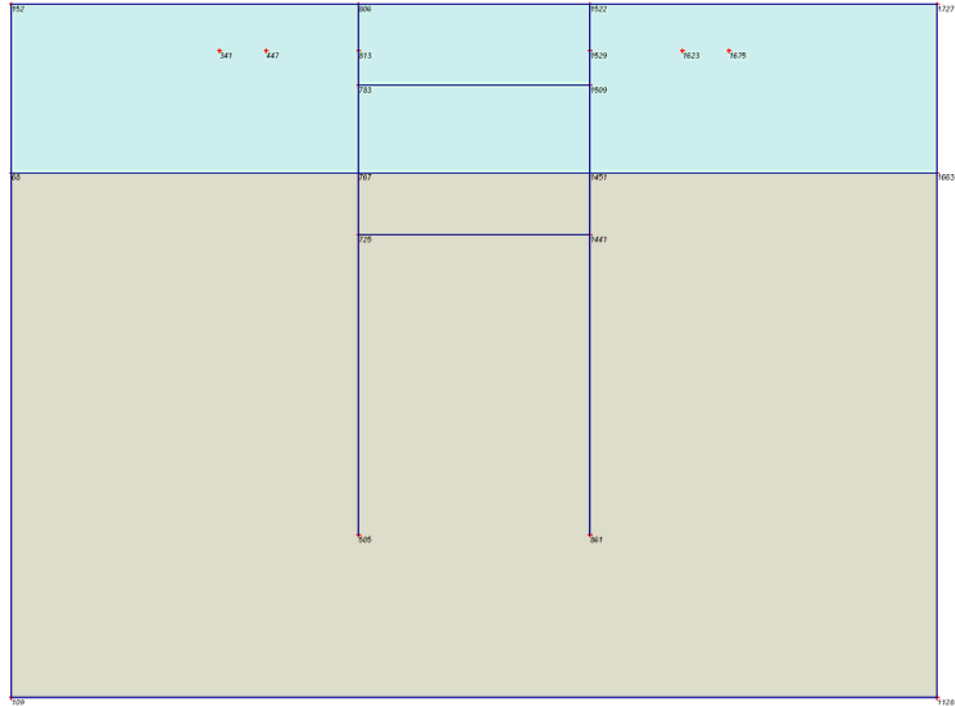


Fig. 1 Plot of geometry model with significant nodes

Table [4] Table of significant nodes

Node no.	x-coord.	y-coord.	Node no.	x-coord.	y-coord.
109	0.000	0.000	1451	25.000	22.700
152	0.000	30.000	813	15.000	28.000
1727	40.000	30.000	447	11.000	28.000
1128	40.000	0.000	1529	25.000	28.000
68	0.000	22.700	1623	29.000	28.000
1663	40.000	22.700	341	9.000	28.000
806	15.000	30.000	1675	31.000	28.000
1522	25.000	30.000	783	15.000	26.500
505	15.000	7.000	1509	25.000	26.500
767	15.000	22.700	725	15.000	20.000
861	25.000	7.000	1441	25.000	20.000

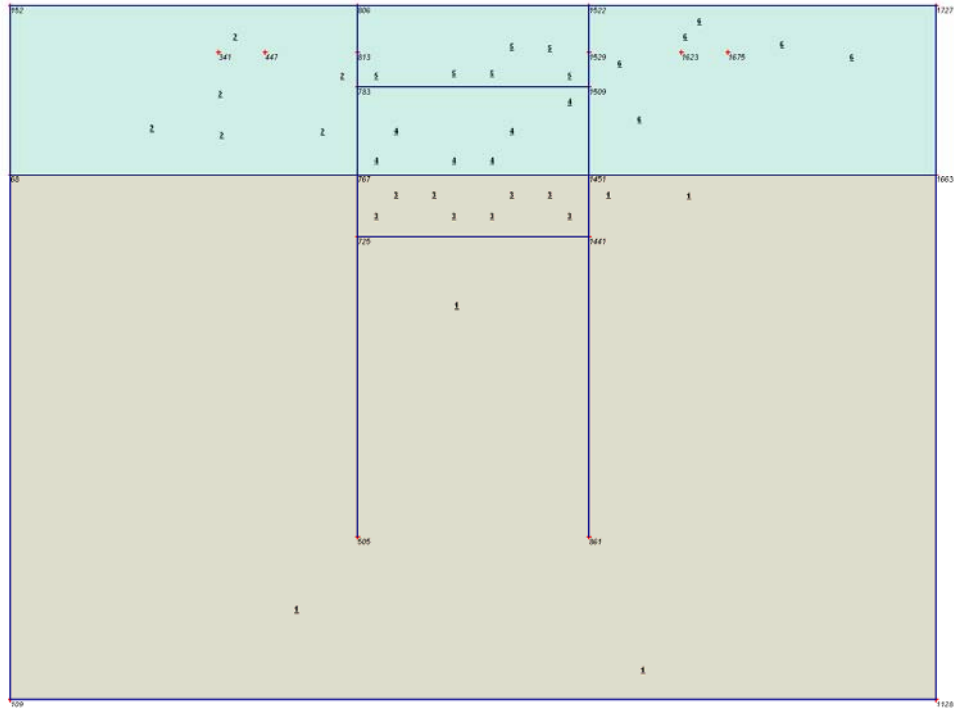


Fig. 2 Plot of geometry model with cluster numbers

Table [5] Table of clusters

Cluster no.	Nodes
1	109, 1128, 68, 1663, 505, 767, 861, 1451, 725, 1441.
2	152, 68, 806, 767, 813, 447, 341, 783.
3	767, 1451, 725, 1441.
4	767, 1451, 783, 1509.
5	806, 1522, 813, 1529, 783, 1509.
6	1727, 1663, 1522, 1451, 1529, 1623, 1675, 1509.

3. Structures

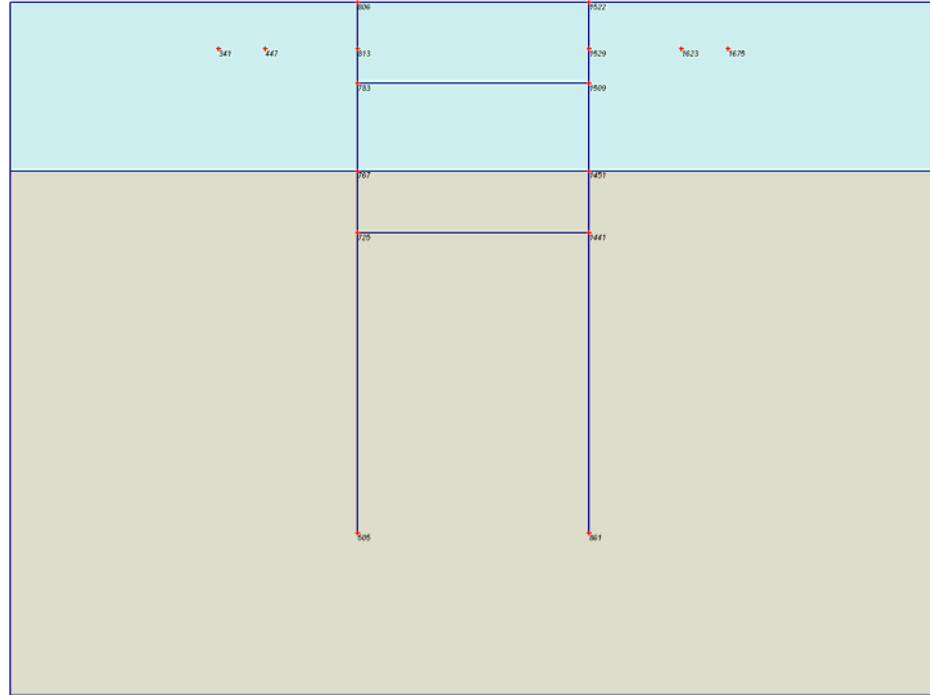


Fig. 3 Plot of geometry model with structures

Table [6] Beams

Plate no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	40 lık mini kazık	23.000	806, 813, 783, 767, 725, 505.
2	40 lık mini kazık	23.000	1522, 1529, 1509, 1451, 1441, 861.

Table [7] Geotextiles

Geotextiles no.	Data set	Length [m]	Nodes
1	geogrid şer	2.000	447, 341.
2	geogrid şer	2.000	1623, 1675.

Table [8] Node-to-node anchors

Anchor no.	Data set	Length [m]	First node	Last node
1	ank..	4.000	813	447
2	ank..	4.000	1529	1623

4. Mesh data

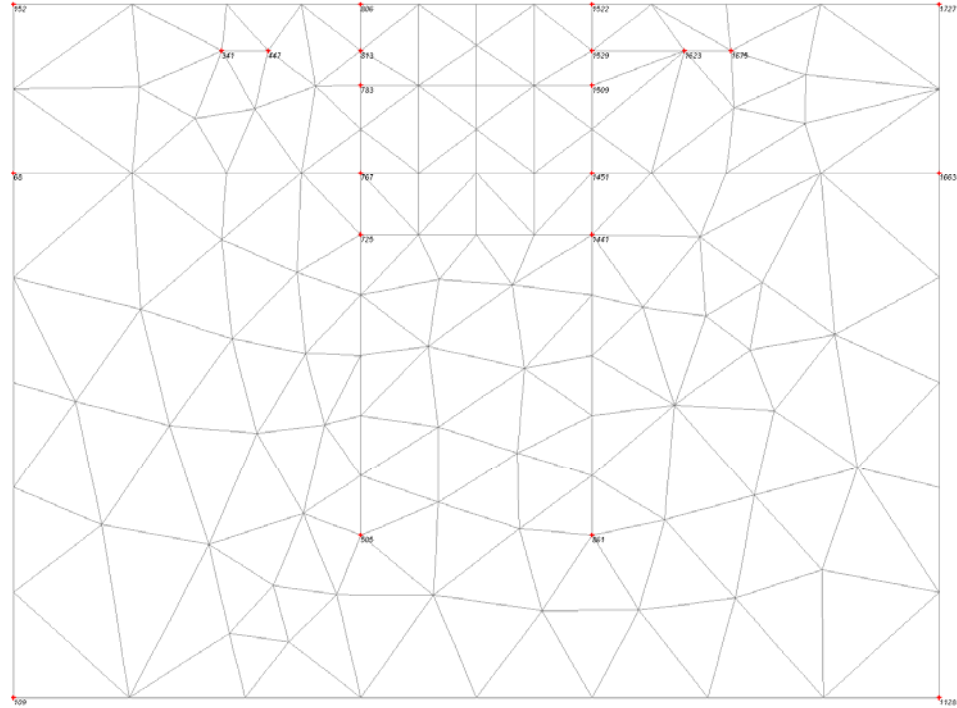


Fig. 4 Plot of the mesh with significant nodes

Table [9] Numbers, type of elements, integrations

Type	Type of element	Type of integration	Total no.
Soil	15-noded	12-point Gauss	208
Plate	5-node line	4-point Gauss	20
Geogrid	5-node line	4-point Newton-Cotes	2

5. Material data

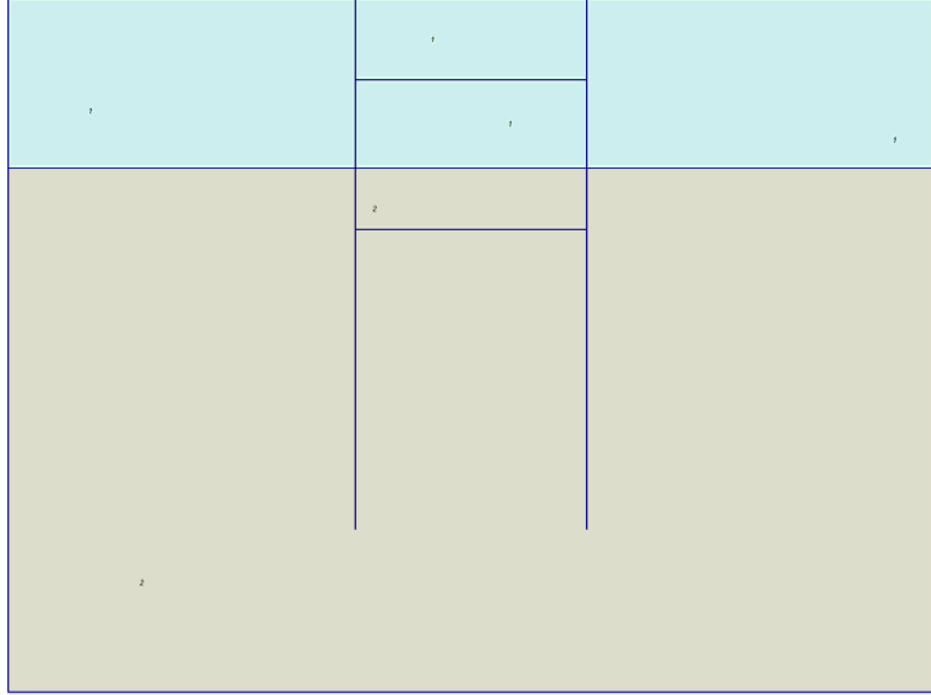


Fig. 5 Plot of geometry with material data sets

Table [10] Soil data sets parameters

<i>Mohr-Coulomb</i>		1	2
		siltli kil demet	kumlu çakıl
Type		Drained	Drained
γ_{unsat}	[kN/m ³]	16.00	17.00
γ_{sat}	[kN/m ³]	17.00	18.50
k_x	[m/s]	0.001	0.100
k_y	[m/s]	0.001	0.100
c_{init}	[-]	0.500	0.500
c_k	[-]	1E15	1E15
E_{ref}	[kN/m ²]	10000.000	30000.000
ν	[-]	0.350	0.333
G_{ref}	[kN/m ²]	3703.704	11252.813
E_{oed}	[kN/m ²]	16049.383	44943.871
c_{ref}	[kN/m ²]	10.00	8.00
ϕ	[°]	15.00	29.00
ψ	[°]	0.00	0.00
E_{inc}	[kN/m ² /m]	0.00	0.00
y_{ref}	[m]	0.000	0.000
$c_{\text{increment}}$	[kN/m ² /m]	0.00	0.00
$T_{\text{str.}}$	[kN/m ²]	0.00	0.00
$R_{\text{inter.}}$	[-]	1.00	1.00

<i>Mohr-Coulomb</i>	1 siltli kil demet	2 kumlu çakıl
Interface permeability	Neutral	Neutral

Table [11] Beam data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	w [kN/m/m]	v [-]	Mp [kNm/m]	Np [kN/m]
1	40 lık mini kazık	1.08E7	1.1664E5	7.00	0.20	1E15	1E15
2	20 lik mini kazık	5.4E6	14580.00	4.00	0.20	1E15	1E15
3	25 lik diyafam	7.5E6	39063.00	5.00	0.25	1E15	1E15
4	25beton	7.5E6	39063.00	3.00	0.25	1E15	1E15

Table [12] Geotextile data sets parameters

No.	Identification	EA [kN/m]	v [-]
1	geogrid şer	200000.00	0.00

Table [13] Anchor data sets parameters

No.	Identification	EA [kN]	Fmax,com p [kN]	Fmax,tens [kN]	L spacing [m]
1	ank..	200000.00	1E15	1E15	1.00
2	ank..	200000.00	1E15	1E15	5.00

6. Calculation phases

Table [14] List of phases

Phase	Ph-No.	Start phase	Calculation type	Load input	First step	Last step
Initial phase	0	0		-	0	0
<Phase 1>	1	0	Plastic	Staged construction	1	2
<Phase 2>	2	1	Plastic	Staged construction	3	6
<Phase 3>	3	2	Plastic	Staged construction	7	12
<Phase 4>	4	3	Plastic	Staged construction	13	22
<Phase 5>	5	4	Plastic	Staged construction	23	28

Table [15] Staged construction info

Ph-No.	Active clusters	Inactive clusters	Active beams	Active geotextiles	Active anchors
0	1, 2, 3, 4, 5, 6.				
1	1, 2, 3, 4, 5, 6.		1, 2.		
2	1, 2, 3, 4, 6.	5.	1, 2.		
3	1, 2, 3, 4, 6.	5.	1, 2.	1, 2.	
4	1, 2, 3, 6.	4, 5.	1, 2.	1, 2.	
5	1, 2, 6.	3, 4, 5.	1, 2.	1, 2.	

Table [16] Control parameters 1

Ph-No.	Additional steps	Reset displacements to zero	Ignore undrained behaviour	Delete intermediate steps
1	250	No	No	Yes
2	250	No	No	Yes
3	250	No	No	Yes
4	250	No	No	Yes
5	250	No	No	Yes

Table [17] Control parameters 2

Ph-No.	Iterative procedure	Tolerated error	Over relaxation	Max. iterations	Desired min.	Desired max.	Arc-Length control
1	Standard	0.010	1.200	60	6	15	Yes
2	Standard	0.010	1.200	60	6	15	Yes
3	Standard	0.010	1.200	60	6	15	Yes
4	Standard	0.010	1.200	60	6	15	Yes
5	Standard	0.010	1.200	60	6	15	Yes

Table [18] Incremental multipliers (input values)

Ph-No.	Displ.	Load A	Load B	Weight	Accel	Time	s-f
0	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
1	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
2	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
3	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
4	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000
5	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000	0.0000

Table [19] Total multipliers - input values

Ph-No.	Displ.	Load A	Load B	Weight	Accel	Time	s-f
0	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
1	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
3	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
4	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
5	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000

Table [20] Total multipliers - reached values

Ph-No.	Displ.	Load A	Load B	Weight	Accel	Time	s-f
0	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
1	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
2	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
3	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
4	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000
5	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000	0.0000	0.0000	1.0000

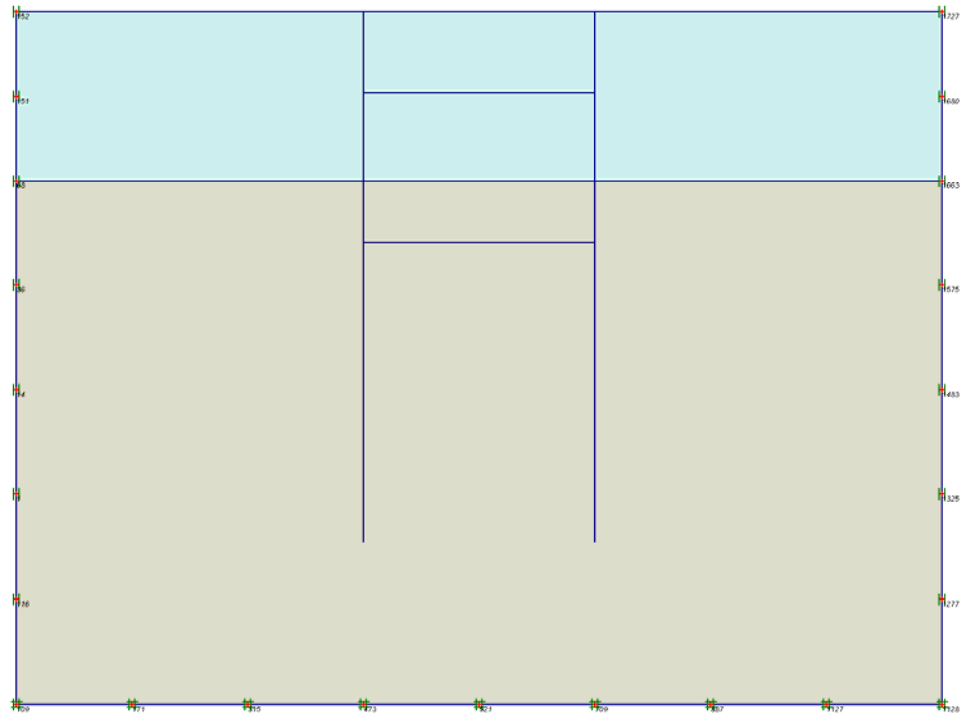


Fig. 6 Plot of geometry with loads & boundary conditions

Table [21] Node fixities

Node no.	Sign	Horizontal	Vertical	Node no.	Sign	Horizontal	Vertical
109	#	Fixed	Fixed	1663		Fixed	Free
1128	#	Fixed	Fixed	116		Fixed	Free
1127	#	Fixed	Fixed	1		Fixed	Free
887	#	Fixed	Fixed	14		Fixed	Free
709	#	Fixed	Fixed	36		Fixed	Free
521	#	Fixed	Fixed	1680		Fixed	Free
473	#	Fixed	Fixed	1575		Fixed	Free
315	#	Fixed	Fixed	1483		Fixed	Free
171	#	Fixed	Fixed	1325		Fixed	Free
152		Fixed	Free	1277		Fixed	Free
1727		Fixed	Free	151		Fixed	Free
68		Fixed	Free				

Ek 2. Zemin Etüd Raporu

: KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI 16. BÖLÜK BİNASI
(2 KATLI MEVCUT BİNA)
: ASKERİ SAHA İÇİ
: 243119 D 4367691K

: KÜTAHYA
: MERKEZ
: KÜTAHYA

ZEMİN ETÜT RAPORU

SELAHATTİN KILIÇ
JEOLOJİ MÜHENDİSİ
O. SİCİL NO : 1915

YER TEKNİK

MÜHENDİSLİK SONDAJ TAAM. SAN VE TİC. LTD.ŞTİ



MAYIS - 2006

: ATATÜRK CADDESİ NO : 7 - A - ESKİŞEHİR
(AKARBAŞI YÖKÜSÜ)

0 222 2309131
0 222 2309087
0 532 330 7071

İÇİNDEKİLER :

- 1- AMAÇ VE KAPSAM
- 2- ETÜT ALANININ YERİ
2/a - İmar planı durumu
- 3- JEOLJİ VE TEKTONİK
3 / a – Bölgenin jeolojisi
3 / b – Etüt alanının jeolojisi
- 4- YER ALTI SUYU DURUMU
- 5- AFET DURUMU
- 6- DEPREM DURUMU
- 7- JEOTEKNİK ARAŞTIRMA
- 8- JEOTEKNİK ARAŞTIRMA HESAPLAMALARI
- 9- SONUÇ VE ÖNERİLER
- 10- YARARLANILAN KAYNAKLAR

EKLER

- EK 1- STANDART PENETRASYON DENEYİ SONUÇLARI
- EK 2- KUYU LOGU
- EK 3- SIVILAŞMA ANALİZİ
- EK 4- LABORATUAR FORMLARI
- EK 5- BÖLGESEL JEOLJİ HARİTASI
- EK 6- DEPREM BÖLGELERİ HARİTASI

1-AMAÇ VE KAPSAM:

KÜTAHYA Merkez Kütahya belediyesi Mahallesi
mekisinde, tapunun pafta ada parselde yer alan,
KÜTAHYA Hava Er Eğitim Tugayı 16.Bölük Binası 'na ait arazi 5,05,2006 tarihinde,
yapıların mimari projesi ve statik hesaplarına temel olma yönüyle etüt edilmiştir.

2 -ETÜT ALANININ YERİ:

İli : KÜTAHYA Hava Er Eğitim
İlçesi : Merkez
Köy veya semti : Mahallesi
Bağlı olduğu belediye : Merkez
Pafta no :
Ada no :
Parsel no :
Topoğrafik eğimi : .0 %
Koordinatları : 243119 D/ .4367691 K

2/a-İmar planı durumu:

İmar planındaki tahsis amacı :
Kat adedi : 2 Kat

3- JEOLJİ VE TEKTONİK:

3 / a : Bölgenin jeolojisi :

Etüt edilen parselin bulunduğu bölgede genel istif; Temel birimi Paleozoik yaşlı Metamorfik oluşturmaktadır. Şistler serizit şist, klorit şist, fillit, kuvarsit olarak görülmektedir. İleri derecede metamorfizmaya uğramış olup belirgin yapraklanmaya sahiptir.

Şistlerin üzerine yine Paleozoik yaşlı Kristalize kalkerler gelmektedir. Genelde masiftir. Açık koyu gri renkli ince ve kristallidir. Paleozoik serinin üzerine diskordnasla Neojen serisi gelip, tabanda konglomera ile başlayıp kreçtaşı, marn, marnlı kalker, tüfit ardalanması ile devam ederek tüflerle son bulurlar. Yaklaşık 400m kalmığa sahiptir.

Neojen serilerini Bazaltla başlayan ve kil, kum, çakıl konglomera ardalanması ile devam eden Pliyosen serileri örter. 20 - 100 m kalınlığa sahiptir.

Tüm bu serileri vadi, ova yatak genişliklerinde Kuvaterner yaşlı genç akarsu çökelleri (Alüvyon) örter.

Tektonik ; Genellikle, eski ve yeni formasyonların tümü Alpin hareketlerinden az veya çok etkilenmiştir. Etüt alanının bulunduğu bölge düşey hareketlerle Doğu - Batı istikametinde uzanan meydana getirdiği hafif depresyon havza ve çukurlardır. Tektonik ve epirojenik hareketler neticesi saha bugünkü morfolojik görünümünü kazanmıştır. Etüt alanının güneyinde, genel doğrultuları GD - KB olan birbirine paralel eğim atımlı faylar mevcuttur. Kuzey blokların çöktüğü Güney blokların yükseldiği görülmektedir.

3 / b – Etüt alanının jeolojisi :

Etüt alanında Genç akarsu çökellerinden oluşan kil, silt ağırlıklı çökeller mostra vermektedir. Sarımsı kahve, Kahvemsı gri renkli, organik içerikli (turba görünümlü) yumuşak orta kıvamda çökellerdir. Kalınlığı 8 - 10 metre arasında değişen bu litolojinin altında kıvam ve sıklığı daha iyi Pliyosen çökelleri yer almaktadır. Daha latta Neojen kil, marn ve marnlı kalkerleri ile devam eden istif, temelde Ofiolitlerin ve metmorfiklerin üzerine diskordansla oturmaktadır.

4 -YER ALTI SUYU DURUMU:

Etüt alanında açılan zemin sondajlarında 1,40m de suya girildi. Su seviyesi yükselerek 1,30m de statik seviye oluşturdu. Litolojik istif içerisinde bulunan silt ve ince kum bant ve mercceklerinden beslenmektedir. Jeolojik istifin daha alt seviyeleri olan Neojen tuf ve kireçtaşları iyi akifer olup yeraltısuyu bulundurmaktadır.

Etüt alanı ve çevresinde açılmış derin su sondaj kuyuları mevcuttur. Bu kuyulardan 10 - 15 lt /sn debide su alınabilmektedir.

5-AFET DURUMU:

Etüt alanı afet alanı içinde değildir.

Heyelan, kaya düşmesi, sel baskını gibi doğal afetlerin etkisi bulunmamaktadır .

6-DEPREM DURUMU:

İnceleme alanı 18.06.1996 tarih ve 96/8109 sayılı bakanlar kurulu kararı ile yürürlüğe giren Türkiye deprem bölgeleri haritasına göre II. Derece tehlikeli deprem bölgesi içinde kalmaktadır.

17 – Ağustos – 1999 tarihinde Kuzey Anadolu fay hattının Marmara bölgesi hareketinin sismik dağılımından önemli derecede etkilenmiştir.

Etüt alanının 1 km - 6 km mesafesinde tesbit edilmiş önemli fay hatları mevcuttur

Günümüz ve gelecekte ; yerel fayların veya Kuzey Anadolu fay hattının etkisi ile > 6 aletsel büyüklükte depreme maruz kalma olasılığı yüksektir.

7-JEOTEKNİK ARAŞTIRMA:

Jeoteknik araştırma yöntemi	:	Zemin sondajı
Makine tipi	:	D 500 Atlas Copco, zemin sondaj makinası.
İlerleme yöntemi	:	Augerle ilerlendi, her 1,5 metrede SPT yapılarak karot numune alındı. Şelby tüpü ile bozulmamış numune alındı.
Adedi, toplam metraji	:	2Adet 20,40 m
Arazi deney cinsi ve adedi	:	SPT, 11 Adet
Deneyin yapıldığı derinlikler	:	Değişik seviyeler
Laboratuvar deney adedi	:	2 adet bozulmamış 1 adet örselenmiş numune üzerinde,

Uygulanan deneyler :

Sondaj No	Derinlik (m)	Numune tipi	Uygulanan deneyler
SK 1	1,50-2,00	UD	Doğal su içeriği, Kıvam limitleri. Elek analizi, doğal birim hacim ağırlık, serbest basınç deneyi.
SK 1	10,00-10,45	SPT	Doğal su içeriği, Kıvam limitleri. Elek analizi.
SK2	3,50-4,00	SPT	Doğ. su iç. Kıv. Lim, Elek analizi, serb.basınç.den.,Doğ.birim Hacim,Konsolidasyon

Bu etüt çalışmasında genel jeoloji kriterleriyle jeolojik yapı ve litolojik istif belirlendi.

Binanın oturacağı zeminin jeolojik yapısı ve litolojinin mekanik özellikleri Mühendislik jeolojisi – jeoteknik kriterler doğrultusunda değerlendirildi.

8- JEOTEKNİK ARAŞTIRMA HESAPLARI :

Arazi deneyleri :(EK2-3 Sondaj Logu SPT Değerlendirme Tabloları)

Arazi deneylerine dayalı değerlendirme

Sondaj No	N ^m (Ortalama) D/30 cm	Maksimum qa (emniyet) kPa
SK 1	7	60
SK 2	11	102

Laboratuvar deneyleri :

Sondaj NO	Derinlik m	Doğal su içeriği W _n %	Dane boyu dağılımı %				Kıvam limitleri					USCC
			Çakıl	Kum	Silt	Kil	LL	PL	IP	I _c	IL	
SK 1	1,50-2,00	28,5	,0,	3	97	48	26	22	0,886	0,11	CL	
SK1	10,00-10,45	15,8	48	17	35	37	16	21	1,010	-0,01	GC	
SK2	3,50-4,00	31,5	,0,	9	91	47	21	26	0,596	0,40	CL	

Dayanım deneyleri :

Sondaj No	Derinlik	Doğal birim hacim ağırlık ın(KN/m ³)	Serbest Basınç kPa		Konsolidasyon	
			qu	C	mv cm ² /kg	Cv cm ² /sn
SK1	1,50-2,00	19,7	66	33,00	0,0838	*
SK2	3,50-4,00	19,2	35	17,50		*

TAŞIMA GÜCÜ (qu)

SPT Verileri:

$$\begin{aligned} N(\text{Ort}) &= 7 \text{ Adet} / 30\text{Cm} \\ C &= 35 \text{ kPa (Sovers 1951)} \\ C' &= 23 \text{ kPa} \end{aligned}$$

$$R_w' = 0,50 \quad (\text{Teng 1962})$$

$$\gamma_n = 19,7 \quad \text{KN} / \text{m}^3$$

(Teng 1962) (SPT)

$$q_{\text{zeml net}} = 0,176 * (N - 3) * R_w$$

$$q_{\text{zem net}} = 0,35 \quad \text{kg} / \text{cm}^2$$

Terzaghi – peck

$$q_u = C' * 7,4$$

$$q_u = 172,667 \text{ kPa}$$

$$q_a = 58 \text{ kPa} = 0,58 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$q_a (\text{Ort- arazi deneyleri}) = 0,47 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

SERBEST BASINÇ DENEYİ

$$\begin{aligned} q_u &= 35 \text{ kPa} & C' &= 17 \text{ kPa} & N_c &= 5,14 & N_q &= 1,00 & D_f &= 2,00 \text{ m} \\ B &= 23,40 \text{ m} & L &= 41,60 \text{ m} & & & & & N_y &= \end{aligned}$$

Skempton Formülü:

$$q_d = 5 * C' * (1 + 0,2 * D_f \div B) * (1 + 0,2 * B \div L) + (\gamma_n * D_f)$$

$$q_d = 96,18 \text{ kPa}$$

$$q_{\text{net}} = 56,77895 \text{ kPa}$$

$$q(\text{emniyet}) = 32,06 \text{ kPa} = 0,32 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$q_a (\text{Ortalama}) = 0,40 \text{ Kg} / \text{cm}^2$$

Konsolidasyon ; Proje yükleri altında meydana gelecek konsolidasyon $S_c = 3,27 \text{ Cm}$ olup radye temeller için kabul edilebilir sınırlardadır.

ZEMİN EMNİYETLİ TAŞIMA (qem)

Yeraltısuyu seviyesinde olabilecek değişimler , zeminin yatay ve düşeydeki heterojen dağılımı, dikkate alınarak;

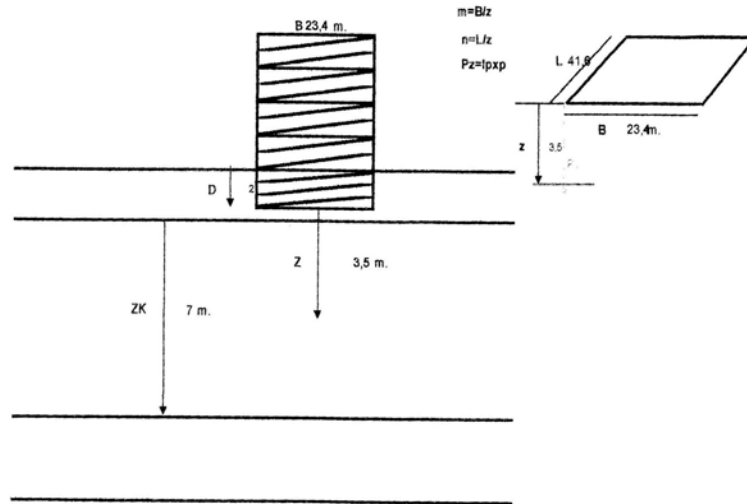
Radye temeller için

Maksimum :

$$q(\text{emniyet}) = 4,00 \text{ t} / \text{m}^2 = 0,40 \text{ kg} / \text{cm}^2$$

$$40 \text{ kPa}$$

OTURMA HESABI			(kg/cm ² =10 ton/m ²)	
(Yer altı su seviyesi kazı derinliğinin altında ve homojen zemin)				
Temele aktarılan 1 kat ağırlığı	1,5	ton/m ²	Yapı Yüğü	0,45 (kg/cm ²)
Kat adedi	3		Yapı Yüğü (ton)	4380,48 ton
Temel kazı derinliği (D)	2	m		
Temel genişliği (B)	23,4	m		0,45 (kg/cm ²)
Temel uzunluğu (L)	41,6	m		
Temelden Kil tbk.ort.nokt.der.(Z)	3,5	m	Bina Top.Ağ. Oluşan taban Basıncı	4,5 (ton/m ²)
Sıkışabilen Zemin Kalınlığı (ZK)	7	m	Kazı Ağırlığı	3835,354 ton
Zeminin BHA	1,97	ton/m ³	Kazı Ağ. Oluşan taban Basıncı (Negatif Yüğü)	3,94 (ton/m ²)
Hacimsel Sıkışma Katsayısı	0,0838	cm ² /kg	Yapı Ağırlığı :	4,5 (ton/m ²)
			Kazı Ağırlığı :	3,94 (ton/m ²)
			Oturma Doğuran Ağ.:	0,56 (ton/m ²)
Oturma Doğuracak Ağırlık	: Yapı Ağırlığı - Kazı Ağırlığı		Kil seviyesi ort. oluşan basınç artışı:	0,56 (ton/m ²)
m :	6,89			
n :	11,89			
z :	3,5			
İp (Tablodan) :	0,249			
Oluşacak OTURMA : $S_c = m_v \cdot H \cdot \Delta \sigma$			3,27 cm	



Zemin grubu : D
Yerel zemin sınıfı (Z) : Z4

Spektrum karakteristik periyotları (TA ve TB) : TA=0,20 sn TB=0,90 sn

Yatak katsayısı (Ks) : 700 t / m3

Sıvılaşma durumu : Sıvılaşma riski mevcut

Şişme potansiyeli : (Chen,1975)

LL % : 48

PL % : 26

PI % : 22

N'' (SPT) : 7 Adet / 30 cm

Şişme basıncı : 150-250 KN / M2

Şişme derecesi : Orta

Şişme Yüzdesi : 1-5

Değerlendirme : Şişme sorunu görülüyor.

Zeminin sıkışabilirliği : (Sovers 1979)

LİKİT LİMİT	SIKIŞMA İNDİSİ Ce	SIKIŞABİLİRLİK
48	0,34	Orta sıkışabilirlik

9- SONUÇ VE ÖNERİLER:

A – Etüt alanı : KÜTAHYA Hava Er Eğitim Tugayı 16.Bölük

Pafta No : Ada No: Parsel No: Morfoloji : .0 %

B – Etüt sonucu elde edilen veriler :

1- Etüt edilen alanda 2 katlı bina mevcuttur. Bina için hazırlanan güçlendirme projesine veri toplamak için bu çalışma yapılmıştır.

2- Etüt edilen alanda yumuşak - orta kıvamda organik içerikli siltli kil istif, yapı yüklerini taşımaktadır.

.- 9,00m ye kadar yumuşak suya doymuş siltli kil (CL) bulunmaktadır. -9,00m den sonra zemin mukavemeti artmaktadır. 0,00 - 9,00m arası mukavemet çok düşüktür. Binanın Güney kenarını temsil eden SK 1 ila Kuzey kenarı temsil eden SK 2 sondajlarında mukavemet yönüyle azda olsa farklılık görülmektedir.

3- Yeraltısuyu seviyesi yüksektir. Etüt tarihinde statik seviye 1,30m ölçüldü.

Ancak mevsim şartlarına bağlı olarak statik su seviyesinde değişimler olması mümkündür.

4- Zemin kesitinde yer alan silt ve ince kum bant ve mercceklerinde sıvılaşma riski görülmektedir.

5- Zeminin zamana bağlı oturma potansiyeli yüksektir. Ancak mevcut bina yükleri altında ortaya çıkan konsolidasyon miktarı radye temeller için kabul edilen miktarı aşmamaktadır.

6- Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkındaki yönetmelik hükümlerine uyulmalıdır.

C – Zemin parametreleri : RADYE TEMELLER İÇİN

MAKSİMUM EMNİYETLİ TAŞIMA (qa)	0,40 Kg/cm ²	40 kPa
ZEMİN GRUBU	D	
YEREL ZEMİN SINIFI	Z4	
SPEKTRUM KARAKTERİSTİK PERİYOTLARI	TA=0,20 sn TB=0,90 sn	
YATAK KATSAYISI K _s	700 t / m ³	
SIKIŞMA İNDİSİ C _c	0,34	
YERALTISUYU SEVİYESİ	1,30 m	
DEPREM BÖLGE SINIFI	II	
SIVILAŞMA POTANSİYELİ	Mevcut	
ŞİŞME BASINCI	150-250 KN / M ²	
KONSOLIDASYON BEKLENTİSİ	3,27 cm	

***** Zeminde; düşük mukavemet, sıvılaşma, seviyesi değişken ve yüksek yeraltısuyu varlığı gibi olumsuzluklar mevcuttur.

YERTEKNİK LTD.ŞTİ.
SELAHATTİN KILIÇ
JEOLOJİ MÜHENDİSİ
ODA SİCH. NO: 1915

YERTEKNİK MÜH. SONDAJ
TAAH. SAN. VE TİC. LTD. ŞTİ.
Akıncıbaşı Mh. M. Kemal Atatürk Cd. 76A
Tel: 230 91 31 - ESKİŞEHİR
Tic Sicil No: 930 024 1395

10- YARARLANILAN KAYNAKLAR :

- 1- Kumbasar, V.- Kip, F. Zemin Mekaniki Problemleri (1985)
- 2- Uzuner, B . Temel zemin mekaniki (1998)
- 3- Özyaydn , K .Zemin mekaniki (1999)
- 4- Ulusay , R .Uygulamalı jeoteknik (1994)
- 5- Özüdoğru , K – Tan ,O. – Aksoy İ. H. Zemin mekaniki
- 6- Şekercioğlu , E Yapuların projelendirilmesinde Mühendislik jeolojisi.
- 7- Balkır, G. Seminer notları.
- 8- 1/ 500.000 ölçekli Jeolojik harita M.T.A
- 9 – 1/ 100. 000 ölçekli Hidrojeolojik harita D.S.İ

PROJE ADI: KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI 16. BÖLÜK BİNASI
STANDART PENETRASYON DENEYİ SONUÇLARI VE DEĞERLENDİRME:

Sondaj No: SK1

Y.A.S.S m	DENEY DERİNLİK m	N ARAZİ 30 cm DARBE	N' Chellis 1961	N'' Terzaghi	C kPa Sovers	C' kPa Terzaghi	Φ Svrs	Dr % (Teng 1962)	KIVAM VEYA SİKILIK (Terzaghi-Peck)	ZEMİN CİNSİ	qa kPa (Terzaghi-Peck 1948) RADYE
	2,00-2,45	7	7	7	35	23,33			Orta	SİLTİLİ KİL	57,55
	3,50-3,95	4	4	4	20	13,33			Yumuşak	SİLTİLİ KİL	32,88
	5,00-5,45	3	3	3	15	10			Yumuşak	SİLTİLİ KİL	24,67
1,30 m	6,50-6,95	8	8	8	40	26,67			Orta	SİLTİLİ KİL	65,79
	8,00-8,45	16	15	15	75	50			Kati	SİLTİLİ KİL	123,33
N1= 5,5	10,0-10,45	25	22	18,5			30	49	Orta	ÇAKIL	155,00
	N2= 5,5		N3= 17					44,5	qa2= 45,23		qa3= 139
	Nort= 7	D/30 cm									

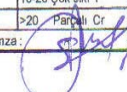
qa(ort)= 60,49 kPa

Sondaj No: SK2

Y.A.S.S m	DENEY DERİNLİK m	N ARAZİ 30 cm DARBE	N' Chellis 1961	N'' Terzaghi	C kPa Sovers	C' kPa Terzaghi	Φ Svrs	Dr % (Teng 1962)	KIVAM VEYA SİKILIK (Terzaghi-Peck)	ZEMİN CİNSİ	qa kPa (Terzaghi-Peck 1948) RADYE
	1,50-1,95	9	9	9	45	30			Kati	SİLTİLİ KİL	74,00
	4,00-4,45	13	13	13	65	43,33			Kati	SİLTİLİ KİL	106,88
1,30 m	6,00-6,45	7	7	7	35	23,33			Orta	SİLTİLİ KİL	57,55
	8,00-8,45	18	17	16	80	53,33			Çok Kati	SİLTİLİ KİL	131,55
N1= 11	9,50-9,95	23	20	17,5			29	48	Orta	ÇAKIL	145,00
	N2= 11		N3= 16					130	qa2= 30		qa3= 165
	Nort= 11	D/30 cm									

qa(ort)= 102,50 kPa

YER-TEK MÜH. ŞTİ.		SONDAJ LOGU BOREHOLE LOG		SONDAJ NO BOREHOLE NO	SK 1							
PROJE/Project		KÜTAHYA MERKEZ HAVA ER EĞİTİM TUGAYI		SONDAJ METODU/Boring Method	ROTARY							
SONDAJ YERİ/Borehole Lokation		16. BÖLÜK		BAŞLAMA TARİHİ/Date Commenced	05.05.2006							
SONDAJ KOTU/Ground Level		786		BİTİŞ TARİHİ/Date Completed	05.05.2006							
SONDAJ DERİNLİĞİ/Borehole Depth		10,45 m		YER ALTI SUYU SEVİYESİ/G.W.Level	1,30 m							
KOORDİNATLAR/Coordinates		Y 2 43119		Suya giriş	1,4							
		X 4367691										
Derinlik(m) Depth(m)	Yeraltısuyu Water Table	Manevra Boyu Run Boyu	STANDART PENETRASYON DENEYİ Standart			JEOTEKNİK TANIMLAMA Geotechnical Description	LEJAND Legend	Dayanıklılık (Strength)	Ayrışma (Weathering)	Kırımlar (Fractures)	Kırımlar % (Care)	RCD %
			DARBE SAYISI Num.	GRAFİK								
			0-15cm	15-30 cm	30-45 cm							
						10 20 30 40 50						
1.00							ASFALT + DOLGU					
2.00	YAS S	UD					SİLTİLİ KİL Sarımsı kahve renkli, orta katı kıvamda CL					
		SPT	2	3	4	7						
3.00							SİLTİLİ KİL Kahvemsî gri renkli, yumuşak kıvamda CL					
		SPT	2	2	2	4						
4.00												
5.00		SPT	2	1	2	3						
6.00												
7.00		SPT	3	3	5	8						
8.00												
9.00		SPT	5	7	9	16						
10.00							KİLLİ ÇAKIL Sarımsı kahve renkli, orta sıkı GC					
		SPT	6	11	14	25						
Dayanıklılık		Ayrışma	Ince taneli	İri taneli	Kaya kalitesi	Kırımlar						
I Çok zayıf		I Taze	N=0-2 Çok yumuşak	N=0-4 Çok gevşek	% 0-25 Çok kötü	<1 Seyrek W						
II Zayıf		II Az ayrışmış	N=3-5 Yumuşak	N=4-10 Gevşek	% 25-50 Kötü	1-2 Orta M						
III Orta dayanımlı		III Orta derecede ayrışmış	N=6-9 Orta katı	N=10-30 Orta sıkı	% 50-75 Orta	2-10 Sık Cİ						
IV Dayanımlı		IV Çok ayrışmış	N=10-16 Katı	N=30-50 Sıkı	% 75-90 İyi	10-20 Çok sıkı I						
V Çok dayanımlı		V Tamamen ayrışmış	N=17-30 Çok katı	N>50 Çok sıkı	% 90-100 Çok iyi	>20 Parçalı Cr						
VI Aşırı dayanımlı			N>30 Sert									
Sondaj Mühendisi: JEOLJİ MÜH. SELAHATTİN KILIÇ İmza												

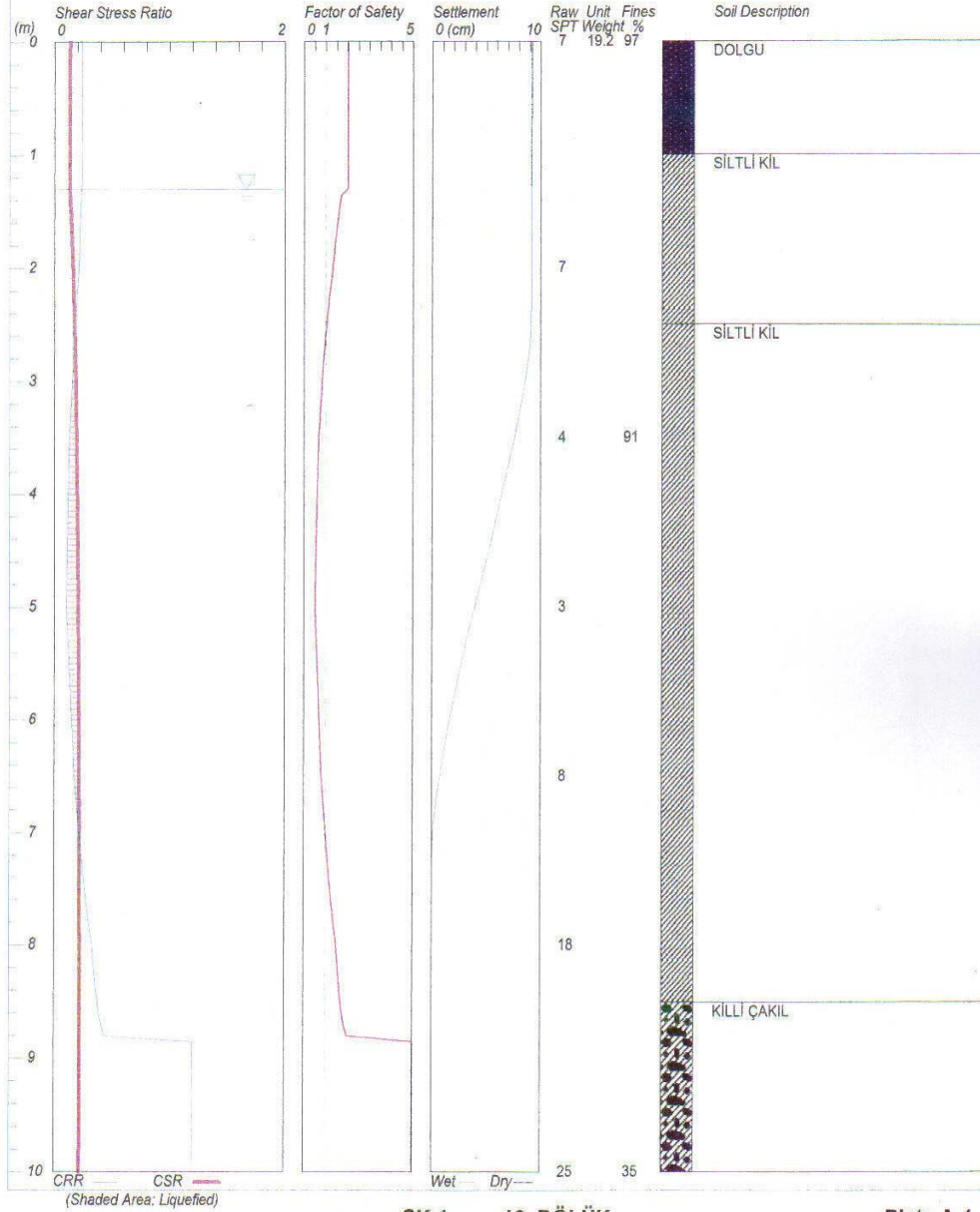
YER-TEK LTD. ŞTİ.		SONDAJ LOGU BOREHOLE LOG				SONDAJ NO BOREHOLE NO	SK 2					
PROJE/Project		KÜTAHYA MERKEZ HAVA ER EĞİTİM. TUGAYI		SONDAJ METODU/Boring Method		ROTARY						
SONDAJ YERİ/Borehole Lokation		16. BÖLÜK		BAŞLAMA TARİHİ/Date Commenced		05.05.2006						
SONDAJ KOTU/Ground Level		786		BİTİŞ TARİHİ/Date Completed		05.05.2006						
SONDAJ DERİNLİĞİ/Borehole Depth		9,95 m		YER ALTI SUYU SEVİYESİ/G.W Level		1,30 m						
KOORDİNATLAR/Coordinates		Y X		2 43105 4367633		Suya giriş 1,4						
Derinlik(m) Depth(m)	Yeraltısuyu Water Table	Manevra Run Boyu	STANDART PENETRASYON DENEYİ Standard DARBE SAYISI Num.				JEOTEKNİK TANIMLAMA Geotechnical Description	LEJAND Legend	Dayanıklılık (Strength)	Ayrışma (Disintegration)	Kırıma İçerik % (Clay)	ROCD %
			0-15cm	15-30 cm	30-45 cm	N						
1.00							ASFALT + DOLGU					
2.00	YAS.S		SPT	3	4	5	8	SİLTİLİ KİL Sarımsı kahve renkli, orta katı kıvamda organik artık içeriyor. CL				
3.00			UD					SİLTİLİ KİL Kahverimsi gri renkli, yumuşak kıvamda organik artık içerikli CL				
4.00			SPT	4	5	8	13					
5.00												
6.00			SPT	3	3	4	7					
7.00												
8.00			SPT	5	8	10	18					
9.00												
10.00			SPT	5	10	13	23	KİLLİ ÇAKIL Sarımsı kahve renkli, orta sıkı GC	0-0-0-0-0 0-0-0-0-0 0-0-0-0-0 0-0-0-0-0 0-0-0-0-0 0-0-0-0-0			
Dayanıklılık		Ayrışma		İnce taneli		İri taneli		Kaya kalitesi		Kırıklar		
I Çok zayıf		I Taze		N=0-2 Çok yumuşak		N=0-4 Çok gevşek		% 0-25 Çok kötü		<1 Seyrek W		
II Zayıf		II Az ayrışmış		N=3-5 Yumuşak		N=4-10 Gevşek		% 25-50 Kötü		1-2 Orta M		
III Orta dayanımlı		III Orta derecede ayrışmış		N=6-9 Orta katı		N=10-30 Orta sıkı		% 50-75 Orta		2-10 Sık Cİ		
IV Dayanımlı		IV Çok ayrışmış		N=10-16 Katı		N=30-50 Sıkı		% 75-90 İyi		10-20 Çok sıkı I		
V Çok dayanımlı		V Tamamen ayrışmış		N=17-30 Çok katı		N>50 Çok sıkı		% 90-100 Çok iyi		>20 Parçalı Cr		
VI Aşırı dayanımlı				N>30 Sert						İmza: 		

LIQUEFACTION ANALYSIS

KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI

Hole No.=SK 1 Water Depth=1.3 m Surface Elev.=800

Magnitude=6.5
Acceleration=0.3g



SK 1 16. BÖLÜK

Plate A-1

liquefy.sum
HAVA ER EĞİTİM TUGAYI, 16. BÖLÜK

Earthquake Magnitude= 6,5 Max. Acceleration= 0,3 g
Depth of Hole= 10,4 m Depth of Water Table= 1,3 m

Settlement of Saturated Soils=9,13 cm
Settlement of Dry Soils=0,03 cm
Total Settlement of Saturated and Dry Soils=9,17 cm

Depth (m)	CRR	CSRm	F.S.	S_sat.	S_dry	S_all
0,00	0,24	0,14	2,00	9,13	0,03	9,17
1,00	0,24	0,13	2,00	9,13	0,01	9,15
2,00	0,21	0,16	1,32	9,13	0,00	9,13
3,00	0,15	0,18	0,83*	8,55	0,00	8,55
4,00	0,12	0,20	0,60*	6,41	0,00	6,41
5,00	0,10	0,21	0,50*	3,91	0,00	3,91
6,00	0,15	0,21	0,71*	1,59	0,00	1,59
7,00	0,22	0,22	0,99*	0,08	0,00	0,08
8,00	0,33	0,22	1,50	0,00	0,00	0,00
9,00	1,20	0,22	5,00	0,00	0,00	0,00
10,00	1,20	0,22	5,00	0,00	0,00	0,00

* F.S.<1

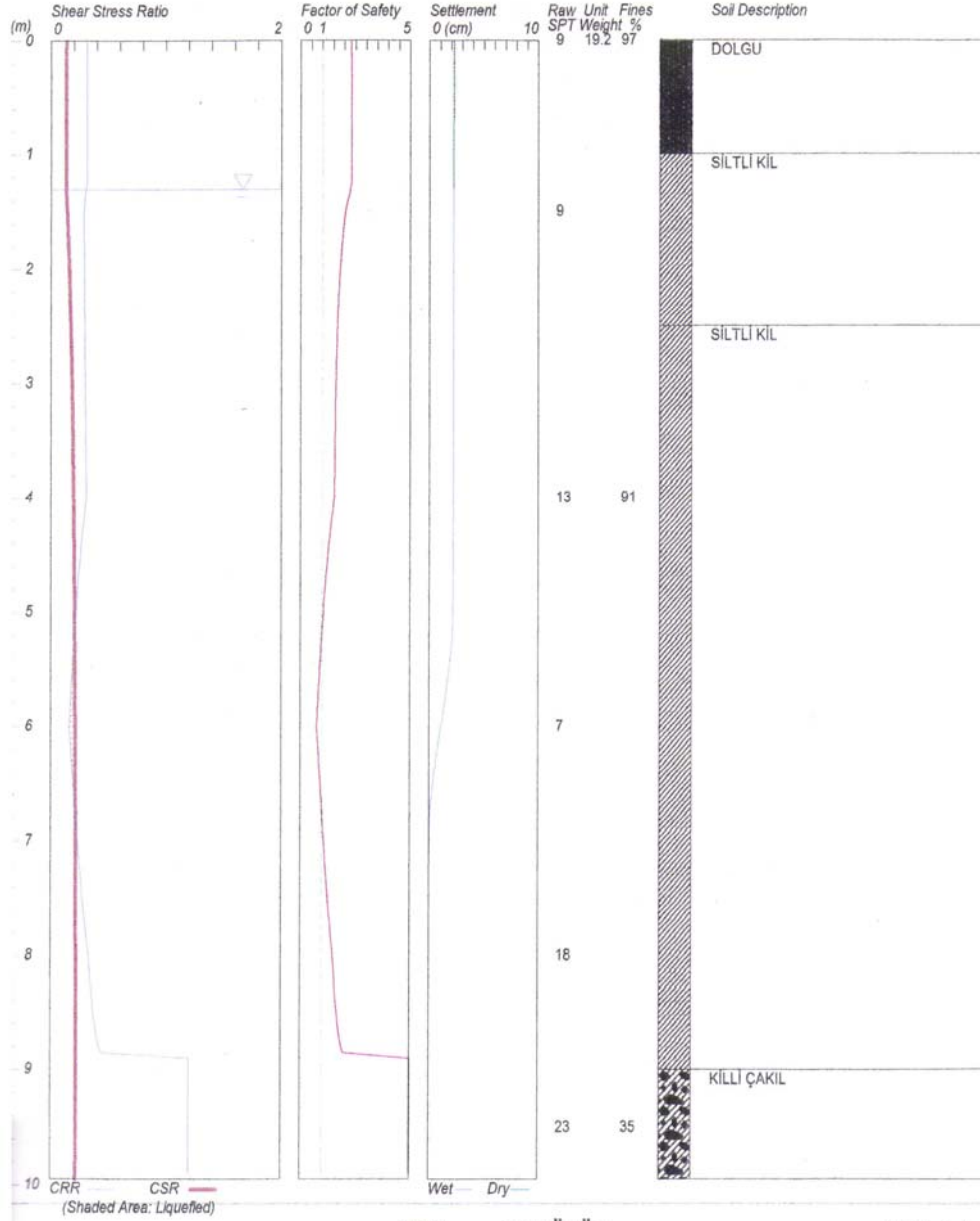
Units: Depth=m, Stress=tsf (atm), gamma=kN/m³, Sett.=cm

LIQUEFACTION ANALYSIS

KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI

Hole No.=SK 2 Water Depth=1.3 m Surface Elev.=800

Magnitude=6.5
Acceleration=0.3g



SK 2 16. BÖLÜK

Plate A-1

liquefy.sum

HAVA ER EĞİTİM TUGAYI

Earthquake Magnitude= 6,5 Max. Acceleration= 0,3 g
 Depth of Hole= 9,9 m Depth of Water Table= 1,3 m

Settlement of Saturated Soils=2,20 cm
 Settlement of Dry Soils=0,02 cm
 Total Settlement of Saturated and Dry Soils=2,22 cm

Depth (m)	CRR	CSRm	F.S.	S_sat.	S_dry	S_all
0,00	0,31	0,14	2,30	2,20	0,02	2,22
1,00	0,31	0,13	2,32	2,20	0,01	2,21
2,00	0,29	0,16	1,80	2,20	0,00	2,20
3,00	0,30	0,18	1,61	2,20	0,00	2,20
4,00	0,31	0,20	1,55	2,20	0,00	2,20
5,00	0,22	0,21	1,05	2,17	0,00	2,17
6,00	0,16	0,21	0,75*	1,08	0,00	1,08
7,00	0,23	0,22	1,08	0,03	0,00	0,03
8,00	0,33	0,22	1,50	0,00	0,00	0,00
9,00	1,20	0,22	5,00	0,00	0,00	0,00

* F.S.<1

Units: Depth=m, Stress=tsf (atm), gamma=kN/m³, Sett.=cm

KONSOLIDASYON DENEYİ HESAPLAMA FÖYÜ

Ait olduğu Proje : KUTAHYA HAVA ER EĞİT. TUGAYI 16.BL. BİNASI Sondaj/kuyu No : SK-2 Derinlik : 3,50-4,00 m.
Numunenin Yeri : KUTAHYA Numune No : UD Basınç : 17,05.2006
Numunenin Çapı : 5,0000 cm Özgül Ağırlık : 2,70 Deneysel Yapan : Y. AÇIKBAŞ
Numunenin Boyu : 1,9440 cm Numunenin yaş ağırlığı : 75,37 gr Kontrol eden : M. CİNAR
Numunenin Alanı : 19,63 cm² Numunenin kuru ağırlığı : 57,44 gr 2Ho : 1,0835

Tatbik Edilen Basınç kg/cm ²	Oturma cm	Oturma Farkı cm	Numune Yüksekliği cm	Epsilon h/ho	Bosluk Yüksekliği cm	Bosluk Oranı %	Bosluk Değişimi	Basınç Artışı kg/cm ²	Sıkışma Katsayısı av	Hacimsel Sıkışma Mv cm ³ /kg	Es 1/Mv kg/cm ²
0,0	0,0000	0,0830	1,9440	0,0000	0,8605	0,7942	0,0766	0,5093	0,1504	0,0838	0,0000
0,5	0,0830	0,0380	1,8610	0,0427	0,7775	0,7176	0,0351	0,5093	0,0689	0,0401	24,9421
1,0	0,1210	0,0490	1,8230	0,0622	0,7395	0,6825	0,0452	1,0186	0,0444	0,0264	37,8958
2,0	0,1700	0,0750	1,7740	0,0874	0,6905	0,6373	0,0692	2,5465	0,0272	0,0166	60,2328
4,6	0,2450	0,0830	1,6990	0,1260	0,6155	0,5681	0,0766	5,0930	0,0150	0,0096	104,2523
9,7	0,3280	0,0060	1,6160	0,1687	0,5325	0,4915					
4,6	0,3220	0,0100	1,6220	0,1656	0,5385	0,4970					
2,0	0,3120	0,0100	1,6320	0,1605	0,5485	0,5063					
1,0	0,3020	0,0090	1,6420	0,1553	0,5585	0,5155					
0,5	0,2930		1,6510	0,1507	0,5675	0,5238					

Şişme %'si : 0,21

Denetçi Mühürü

M. KIZIL

Bejge No: 3912



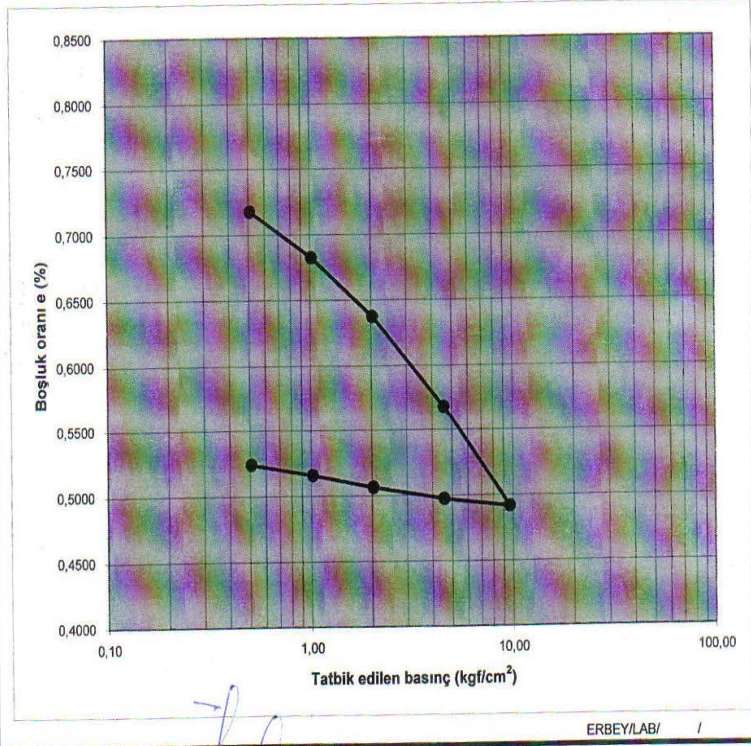
Mühendislik Müş. İnş. San. ve Tic. Ltd. Şti.
Jeoteknik, zemin sondajı ve lab. hizmetleri

Yazgan Sokak No: 2/A Cebeci / ANKARA
Tel: (0.312) 363 99 14 - Faks: (0.312) 363 72 58



KONSOLİDASYON DENEYİ DEĞERLENDİRME FORMU

Ait olduğu proje	: KÜTAHYA HAVA ER EĞT.TUGAYI 16.BL. BINASI	Derinlik	: 3,50-4,00	m
Numune yeri	: KÜTAHYA	Özgül ağırlık	: 2,70	
Sondaj/kuyu No	: SK-2	Tarih	: 17.05.2006	
Numune No	: UD	Deneyi yapan	: Y. AÇIKBAŞ	
		Kontrol eden	: M. ÇINAR	
Numunenin				
Çapı	: 5,00	cm		
Boyu	: 1,94	cm		
Yaş ağırlığı	: 75,37	gr		
Kuru ağırlığı	: 57,44	gr		
Su muhtevası	: 31,2	%		
Tabii kuru birim ağırlık	: 1,50	t/m ³		



ERBEY/LAB/ /

Mühendislik Müş. İnş. San. ve Tic. Ltd. Şti.
Jeoteknik Hizmetleri

Denetçi Mühendis
H. KEZER
Esiçe No : 8910

DANE ÇAPI DAĞILIMI TESBİTİNDE ELEK ANALİZİ METODU

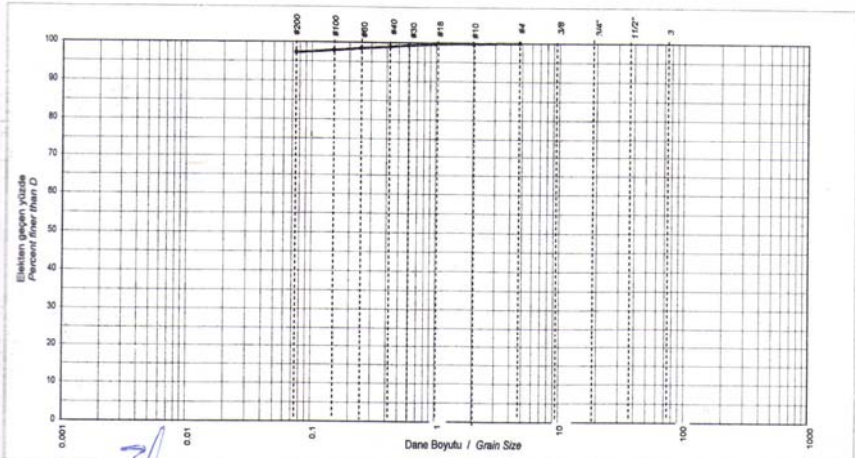
Islak/Kuru*

Alt Olduğu Proje : KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI 16.BÖLÜK BİNASI
Numune yeri : KÜTAHYA
Sondaj/Kuyu No : SK-1
Numune No : UD
Derinlik : 1,50-2,00 m.
Kuru numune ağırlığı : 74,08 gr.

Deney tarihi : 11.05.2006
Deneyi yapan : Y.AÇIKBAŞ
Kontrol eden : M.ÇINAR

Laboratuvar No : 06.05.1749

Elek No	Kalan gr.	Kalan %	Toplam Kalan %	Toplam Geçen %	Açıklamalar	Maksimum Elek yükü gr.
3 in. (75 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
2 1/2 in. (63 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
2 in. (50 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
1 1/2 in. (37,5 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		3500
1 in. (25 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		2500
3/4 in. (19,0 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		1500
1/2 in. (12,5 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		1250
3/8 in. (9,5 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		1000
1/4 in. (6,3 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		750
No 4 (4,75 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		500
No 10 (2,00 mm)	0,13	0,18	0,18	99,82		200
No 18 (1 mm)	0,17	0,23	0,40	99,60		100
No 30 (600 µm)	0,21	0,28	0,69	99,31		75
No 40 (425 µm)	0,30	0,40	1,09	98,91		60
No 60 (250 µm)	0,35	0,47	1,57	98,43		50
No 100 (150 µm)	0,41	0,55	2,12	97,88		40
No 200 (75 µm)	0,49	0,66	2,78	97,22		25
Pan	72,02	97,22	100,00			



Murat ÇINAR
Jeoloji Mühendisi

Denetçi Mühendis
H. KEZER
Belge No: 3912



Mühendislik Müş. İnş. San. ve Tic. Ltd. Şti.
Jeoteknik, zemin sondajı ve lab. hizmetleri

Yazgan Sokak No: 2/A Cebeci / ANKARA
Tel: (0.312) 363 99 14 • Faks: (0.312) 363 72 58



DANE ÇAPI DAĞILIMI TESBİTİNDE ELEK ANALİZİ METODU

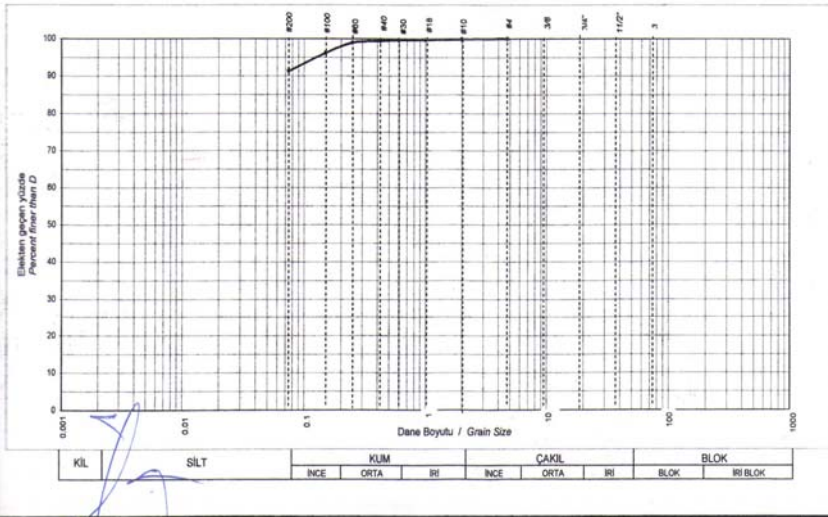
Islak/Kuru*

Ait Olduğu Proje : KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI 16.BÖLÜK BİNASI
Numune yeri : KÜTAHYA
Sondaj/Kuyu No : SK-2
Numune No : UD
Derinlik : 3,50-4,00 m.
Kuru numune ağırlığı : 78,02 gr.

Deney tarihi : 11.05.2006
Deneyi yapan : Y.AÇIKBAŞ
Kontrol eden : M.ÇINAR

Laboratuvar No : 06.05.1749

Elek No	Kalan gr.	Kalan %	Toplam Kalan %	Toplam Geçen %	Açıklamalar	Maksimum Elek yükü gr.
3 in. (75 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
2.1/2 in. (63 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
2 in. (50 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
1.1/2 in. (37,5 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		3500
1 in. (25 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		2500
3/4 in. (19,0 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		1500
1/2 in. (12,5 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		1250
3/8 in. (9,5 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		1000
1/4 in. (6,3 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		750
No 4 (4,75 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		500
No 10 (2,00 mm)	0,12	0,15	0,15	99,85		200
No 18 (1 mm)	0,14	0,18	0,33	99,67		100
No 30 (600 µm)	0,05	0,06	0,40	99,60		75
No 40 (425 µm)	0,17	0,22	0,62	99,38		60
No 60 (250 µm)	0,35	0,45	1,06	98,94		50
No 100 (150 µm)	2,10	2,69	3,76	96,24		40
No 200 (75 µm)	3,85	4,93	8,69	91,31		25
Pan	71,24	91,31	100,00			



Teurat ÇINAR
Jeoloji Mühendisi

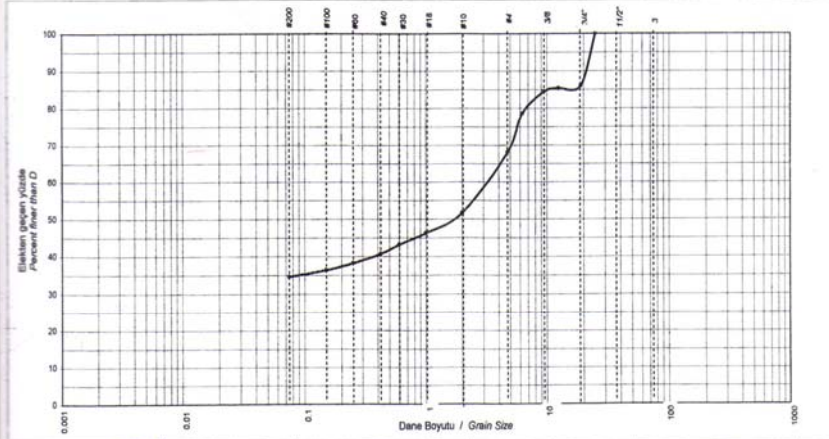
Denetçi Mühendis
H. KEZER
Belge No: 3912

DANE ÇAPI DAĞILIMI TESBİTİNDE ELEK ANALİZİ METODU

Islak/Kuru*

Alt Olduğu Proje : KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI 16.BÖLÜK BİNASI
Numune yeri : KÜTAHYA
Sondaj/Kuyu No : SK-1 Deney tarihi : 11.05.2006
Numune No : SPT Deneyi yapan : Y.AÇIKBAŞ
Derinlik : 10,00-10,45 m. Kontrol eden : M.ÇINAR
Kuru numune ağırlığı : 75,28 gr. Laboratuvar No : 06.05.1749

Elek No	Kalan gr.	Kalan %	Toplam Kalan %	Toplam Geçen %	Açıklamalar	Maksimum Elek yükü gr.
3 in. (75 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
2.1/2 in. (63 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
2 in. (50 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
1.1/2 in. (37,5 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		3500
1 in. (25 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		2500
3/4 in. (19,0 mm)	10,50	13,95	13,95	86,05		1500
1/2 in. (12,5 mm)	0,55	0,73	14,68	85,32		1250
3/8 in. (9,5 mm)	0,61	0,81	15,49	84,51		1000
1/4 in. (6,3 mm)	4,44	5,90	21,39	78,61		750
No 4 (4,75 mm)	7,96	10,57	31,96	68,04		500
No 10 (2,00 mm)	12,34	16,39	48,35	51,65		200
No 18 (1 mm)	4,02	5,34	53,69	46,31		100
No 30 (600 µm)	2,40	3,19	56,88	43,12		75
No 40 (425 µm)	1,79	2,38	59,26	40,74		60
No 60 (250 µm)	1,89	2,51	61,77	38,23		50
No 100 (150 µm)	1,37	1,82	63,59	36,41		40
No 200 (75 µm)	1,33	1,77	65,36	34,64		25
Pan	26,08	34,64	100,00			



KIL	SİLT	KUM			ÇAKIL			BLOK	
		İNCE	ORTA	İRİ	İNCE	ORTA	İRİ	BLOK	İRİ BLOK

Murat ÇINAR
Jeoloji Mühendisi

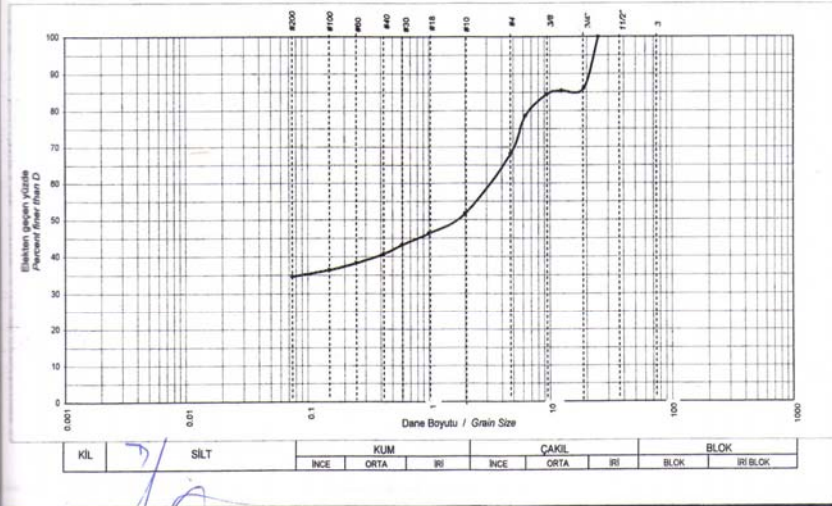
Denetçi Mühendis
H. KEZER
Belge No: 3912

DANE ÇAPI DAĞILIMI TESBİTİNDE ELEK ANALİZİ METODU

Islak/Kuru*

Air Olduğu Proje : KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI 16.BÖLÜK BİNASI
Numune yeri : KÜTAHYA
Sondaj/Kuyu No : SK-1 Deney tarihi : 11.05.2006
Numune No : SPT Deneyi yapan : Y. AÇIKBAŞ
Derinlik : 10,00-10,45 m. Kontrol eden : M. ÇINAR
Kuru numune ağırlığı : 75,28 gr. Laboratuvar No : 06.05.1749

Elek No	Kalan gr.	Kalan %	Toplam Kalan %	Toplam Geçen %	Açıklamalar	Maksimum Elek yükü gr.
3 in. (75 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
2 1/2 in. (63 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
2 in. (50 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		
1 1/2 in. (37,5 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		3500
1 in. (25 mm)	0,00	0,00	0,00	100,00		2500
3/4 in. (19,0 mm)	10,50	13,95	13,95	86,05		1500
1/2 in. (12,5 mm)	0,55	0,73	14,68	85,32		1250
3/8 in. (9,5 mm)	0,61	0,81	15,49	84,51		1000
1/4 in. (6,3 mm)	4,44	5,90	21,39	78,61		750
No 4 (4,75 mm)	7,96	10,57	31,96	68,04		500
No 10 (2,00 mm)	12,34	16,39	48,35	51,65		200
No 18 (1 mm)	4,02	5,34	53,69	46,31		100
No 30 (600 µm)	2,40	3,19	56,88	43,12		75
No 40 (425 µm)	1,79	2,38	59,26	40,74		60
No 60 (250 µm)	1,89	2,51	61,77	38,23		50
No 100 (150 µm)	1,37	1,82	63,59	36,41		40
No 200 (75 µm)	1,33	1,77	65,36	34,64		25
Pan	26,08	34,64	100,00			



Murat ÇINAK
Jeoloji Mühendisi

Denetçi Mühendis
H. KEZER
Belge No: 3912

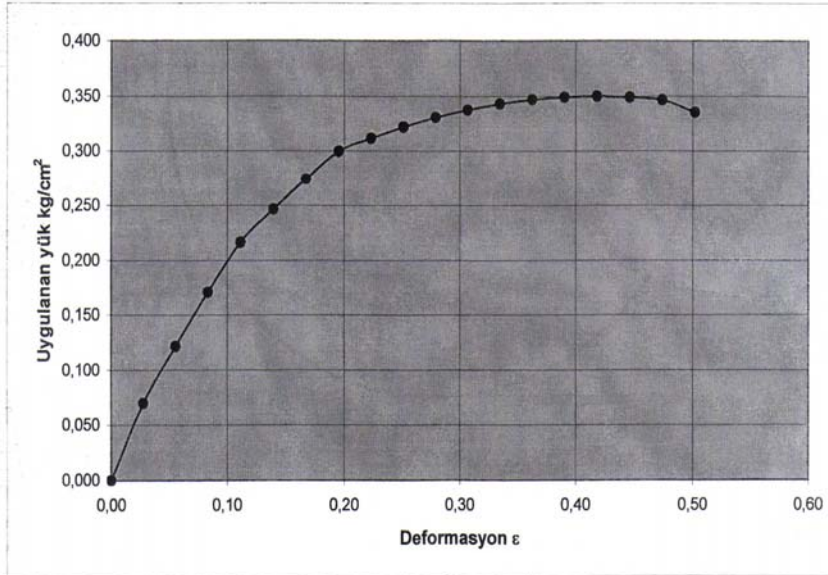
TEK EKSENLİ (Serbest basınç) DENEYİ

Ait olduğu proje : KÜTAHYA HAVA ER EĞİTİM TUGAYI 16.BL.BINASI Derinlik : 3,50-4,00 m
Numune yeri : KÜTAHYA Tarih : 10.05.2006
Sondaj/Kuyu No : SK-2 Deneyi yapan: Y. AÇIKBAŞ
Numune No : UD Kontrol eden : M. ÇINAR

Numunenin

Çapı R cm :	3,5	Alanı Ao :	9,62	Boyuna Lo cm :	7,17
Hacmi V cm ³ :	68,98	Yaş ağırlığı :	132,53	Kuru ağırlığı :	100,64
Su muhtevası w % :	31,7	Yükleme hızı :	1	Ring katsayısı :	0,137788
DBHA gr/cm ³ :	1,92				

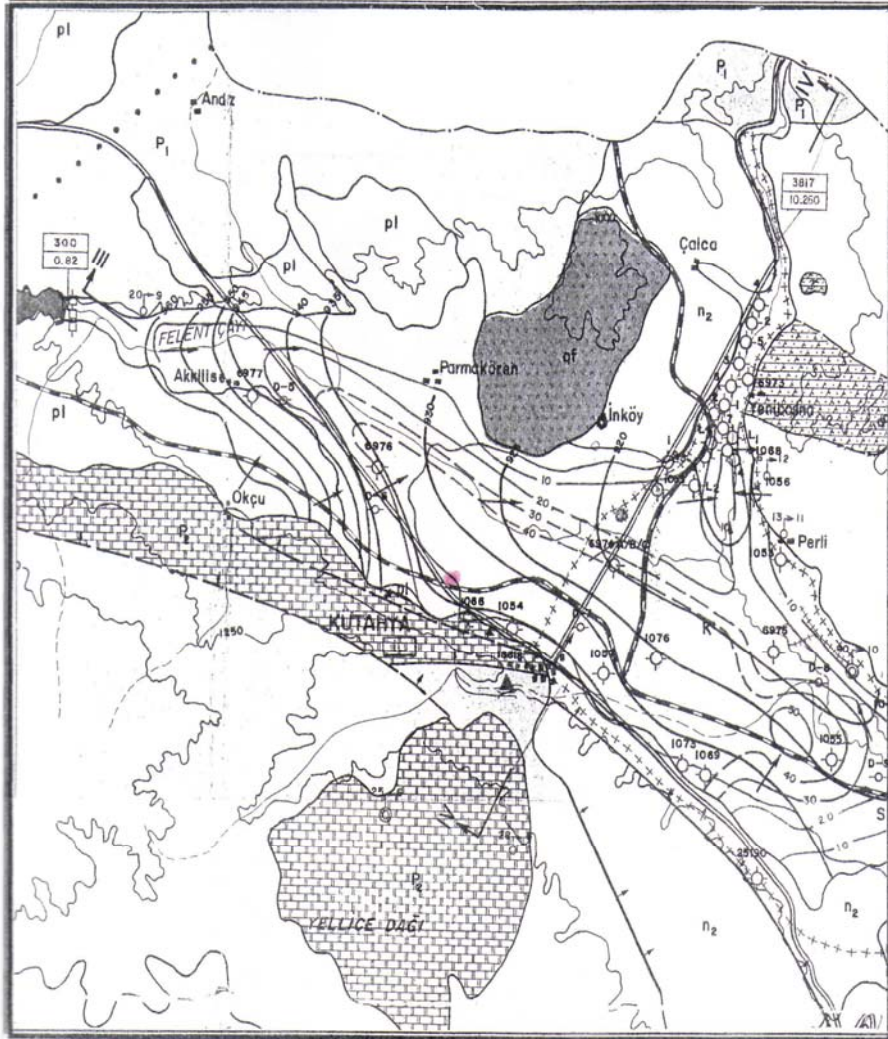
Tek Eksenli Basınç Dayanımı $q_u = 0,35$ kgf/cm²
Kohezyon ($qu/2$) $c = 0,17$ kgf/cm²




Murat ÇINAR
Jeoloji Mühendisi

Deneyci Mühendis
Y. KIZIL
Lise No: 3912

ETÜT ALANI BÖLGESEL JEOLJİ HARİTASI




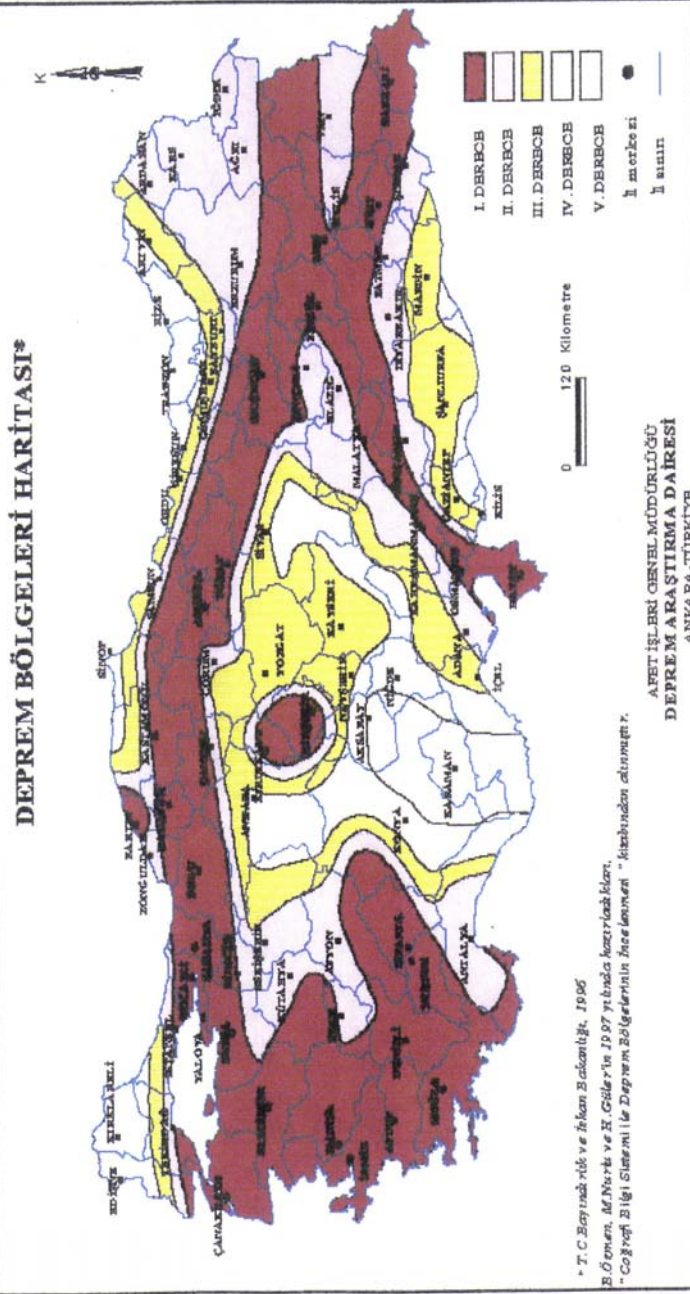
K	Kil,Silt, Kum, Çakıl – ALÜVYON-KUVATERNER
P1	Kil,silt, kum, çakıl, kalker,- PLİYOSEN
t	Tüf, tüfit, - NEOJEN
n 2	Marn, Marnlı kalker, Kalker,Tüfit - NEOJEN
of	Ofolit - MESOZOİK
P1,P2	Mermer, Şist - PLEOZOİK
	İnceleme alanı

N

1 / 100 000

D.S.İ
HİDROJEOLJİK
HARİTASI





ETÜT ALANI VE YAKIN ÇEVRESİ DİRİ FAY HARİTASI (M.T.A)



ÖLÇEK 1/200000