

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DERİN KAZILAR VE DERİN KAZILARA BİR ÖRNEK:
FLAME TOWERS PROJESİ İKSA SİSTEMİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Mehmet ÜK**

Anabilim Dalı : İnşaat Mühendisliği

Programı : Zemin Mekaniği Ve Geoteknik Mühendisliği

HAZİRAN 2009

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**DERİN KAZILAR VE DERİN KAZILARA BİR ÖRNEK:
FLAME TOWERS PROJESİ İKSA SİSTEMİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
Mehmet ÜK
(501061309)**

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 04 Mayıs 2009

Tezin Savunulduğu Tarih : 01 Haziran 2009

**Tez Danışmanı : Prof. Dr. Ahmet SAĞLAMER (İTÜ)
Diğer Jüri Üyeleri : Prof. Dr. Mete İNCECİK (İTÜ)
Doç. Dr. Mehmet BERİLGİN (YTÜ)**

HAZİRAN 2009

ÖNSÖZ

Bu çalışmada kendisiyle çalışma fırsatı bulduğum, değerli ve engin tecrübelerinden yararlandığım tez danışmanım Sn. Prof. Dr. Ahmet Sağlamer'e, tezimde bana her türlü yardımı sunan Enar Mühendislik Mimarlık ve Danışmanlık Ltd. Şti. çalışanlarına ve hayatım boyunca benden maddi ve manevi desteğini esirgemeyen aileme teşekkürü bir borç bilirim.

Haziran 2009

Mehmet Ük
İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

Sayfa

ÖNSÖZ.....	iii
İÇİNDEKİLER	v
KISALTMALAR	ix
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xi
ŞEKİL LİSTESİ.....	xiii
SEMBOL LİSTESİ.....	xvii
ÖZET.....	xix
SUMMARY	xxi
1. GİRİŞ.....	1
2. DERİN KAZILAR	3
2.1 Derin Kazı Destek Sistemi Tasarımında Dikkat Edilmesi Gereken Hususlar ...	3
2.1.1 Stabilite problemleri.....	3
2.1.2 Taban kabarması	4
2.1.3 Zemindeki yerdeğiştirmeler	4
2.1.3.1 Zemin gerilmelerinde meydana gelen değişikliklerin etkisi.....	5
2.1.3.2 Kazının büyüklüğü.....	6
2.1.3.3 Zemin cinsi.....	6
2.1.3.4 Yeraltı suyu seviyesi.....	8
2.1.3.5 İksa sisteminin rijitliği.....	8
2.1.3.6 İmalat metotları ve işçiliği.....	9
2.2 Tasarıma Başlamadan Önce Etüt Edilmesi Gereken Hususlar	9
2.2.1 İnşa edilecek alanın boyutları ve topografyası.....	9
2.2.2 Zeminin mühendislik parametreleri	10
2.2.3 Yeraltı suyu	10
2.2.4 İlave yükler	10
2.2.5 Yeraltı yapıları ve civardaki mevcut binalar.....	10
3. DERİN KAZI YÖNTEMLERİ VE YANAL DESTEKLEME SİSTEMLERİ	13
3.1 Giriş	13
3.2 Kazı Yöntemleri	13
3.2.1 Serbest şevli kazı yöntemi.....	13
3.2.2 Kuyu tipi duvar yöntemi	14
3.2.3 Aç – kapa kazı yöntemi.....	15
3.2.4 Yukarıdan – aşağıya (top – down) inşaat yöntemi.....	16
3.2.5 Ada kazısı yöntemi.....	16
3.2.6 Anolu kazı yöntemi.....	18
3.2.7 Destekli kazı yöntemi.....	18
3.2.8 Zemin çivili (pasif ankrajlı) kazı yöntemi.....	19
3.2.9 Öngermeli Ankrajlı Kazı Yöntemi.....	19
4. İSTİNAT DUVARI TİPLERİ.....	21

4.1 Diyafram Duvarlar.....	21
4.1.1 Genel	21
4.1.2 Yapım yöntemi	21
4.1.3 Bentonit bulamacının özellikleri	24
4.2 Palplanş Perdeler	24
4.2.1 Genel	24
4.2.2 Bağlantı detayları	26
4.2.3 Avantaj ve dezavantajları	26
4.3 Kazıklı İstinat Duvarı	28
4.3.1 Genel	28
4.3.2 Bağımsız dizilime sahip kazıklar	29
4.3.3 Teğet kazıklar	30
4.3.4 Kesişen kazıklar	30
4.3.5 Karışık dizilime sahip kazıklar	30
5. ÖNGERMELİ ZEMİN ANKRAJLARI	33
5.1 Genel.....	33
5.2 Ankraj Tipleri	34
5.2.1 Yerçekimiyle enjeksiyonlanan zemin ankrajları (A Tipi).....	34
5.2.2 Basıncılı enjeksiyon ile imal edilen zemin ankrajları (B Tipi)	34
5.2.3 İkincil enjeksiyonla imal edilen zemin ankrajları (C Tipi):	35
5.2.4 Çok köklü zemin ankrajları (D Tipi):.....	35
5.3 Tendonda Kullanılan Malzemeler	36
5.3.1 Çelik çubuk ve halat tendonlar	36
5.3.2 Merkezleyici ve ayırıcılar.....	37
5.4 Enjeksiyon	37
5.5 Korozyona Karşı Koruma.....	38
5.6 Ankraj İmalat Yöntemi.....	39
5.7 Ankraj Deney Ekipmanı ve Deneyleri	40
5.7.1 Germe için yeterlilik.....	40
5.7.2 Test ekipmanı	40
5.7.3 Ankraj deneyleri.....	41
6. TOPRAK BASINÇLARI.....	45
6.1 Aktif ve Pasif Toprak Basınçları	45
6.2 Sükunetteki Toprak Basıncı	47
7. ANKRAJ SİSTEMLERİNİN TASARIMI.....	49
7.1 Giriş	49
7.2 Ankraj Sisteminin Tasarımında İzlenecek Yol.....	49
7.3 Duvara Etkiyen Yanal Toprak Basınçlarının Hesabı	50
7.3.1 Terzaghi ve Peck toprak basınçları diyagramları	50
7.3.2 Tavsiye edilen toprak basınçları diyagramları	51
7.3.3 Kayma kaması analizi yöntemi	52
7.4 Öngermeli Zemin Ankrajlarının Tasarımı	53
7.4.1 Kritik kayma düzleminin yeri	53
7.4.2 Ankraj yüklerinin toprak basınçları diyagramlarına göre hesabı	54
7.4.3 Serbest ankraj boyunun hesabı	57
7.4.4 Sabit ankraj boyunun hesabı	58
8. FLAME TOWERS PROJESİ İKSA SİSTEMİ.....	61
8.1 Giriş	61
8.2 İnşa Edilecek Yapılar	61
8.3 Bakü'nün Genel Jeolojisi	62

8.4 Arazi Çalışmaları.....	63
8.4.1 Zemin araştırma sondajları.....	63
8.4.2 Sismik kırılma analizi	65
8.4.3 Arazi permeabilite deneyi	66
8.5 Zemin Profili	68
8.6 Flame Towers Projesi Derin Kazısı İksa Sistemi	68
8.7 Flame Towers Projesi Derin Kazısı İksa Sistemi	69
8.7.1 İksa sistemi tasarımında göz önünde bulundurulan hususlar.....	70
8.7.2 İksa sistemi kesitleri ve kesit hesapları	71
8.7.3 Betonarme yapı elemanlarının kesitleri	79
8.8 Projede Yapılan Revizyon.....	79
8.9 Kazı Sırasında Karşılaşılan Sorunlar.....	82
8.10 Deplasmanların Gözlenmesi.....	85
9. SONUÇLAR	91
KAYNAKLAR	95
EKLER	97

KISALTMALAR

ASTM	: American Standards of Testing Methods
BÇ	: Beton Çeliği
BS	: British Standards
F.A.P.	: Fiktif Ankraj Noktası
F.S.	: Güvenlik Sayısı
kN	: Kilo Newton
MPa	: Mega Pascals
TS	: Türk Standartları

ÇİZELGE LİSTESİ

Sayfa

Çizelge 2.1 : Zemindeki gerilme ve şekildeğiş-tirmeler	6
Çizelge 4.1 : Bentonit süspansiyonun özellikleri	24
Çizelge 5.1 : Kalıcı ankrajlarda korozyon koruyucu sistemlere örnekler	38
Çizelge 7.1 : Katı - sert çatlaklı killerde basınç zarfı	52
Çizelge 7.2 : Farklı zeminlerde tahmin edilen ankraj taşıma yükleri	59
Çizelge 8.1 : Sondaj bilgileri	64
Çizelge 8.2 : Sismik kırılma etüdü sonuçlarına göre hesaplanan zemin parametreleri	66
Çizelge 8.3 : Sismik kırılma etüdü sonucuna göre belirlenen deprem parametreleri .	66
Çizelge 8.4 : USC sistemine göre sınıflandırılmış zeminlerde permeabilite değerleri, (m/s)	68
Çizelge 8.5 : I-I kesiti ankraj yükleri (kN)	74
Çizelge 8.6 : Kesit tesirleri ve ankraj yükleri	77
Çizelge 8.6 (devam): Kesit tesirleri ve ankraj yükleri	78
Çizelge 8.7 : Kesit tesirleri ve boru desteklere gelen yükler	78
Çizelge 8.8 : Konsol kesitleri	79

ŞEKİL LİSTESİ

Sayfa

Şekil 2.1 : Derin kazılarda stabilite problemleri.....	4
Şekil 2.2 : Boşluk suyu basıncı değişiminin zemin elemanları üzerindeki etkisi [3]..	5
Şekil 2.3 : Bir derin kazıya komşu alanda zemin yüzeyindeki oturmaların tahmini (Peck, 1969) [1].....	7
Şekil 2.4 : Zemin kayma dayanımı, kazı derinliği ve istinat duvarının rijitliğine göre zemindeki yerdeğiştirmeler [3]	8
Şekil 3.1 : Serbest şevli kazı	14
Şekil 3.2 : Kuyu tipi perde	15
Şekil 3.3 : Aç – kapa yöntemiyle yapılan bir kazı [6]	15
Şekil 3.4 : Ada kazısı yöntemiyle yapılan bir kazı [1]	17
Şekil 3.5 : Destekli kazı [6]	18
Şekil 3.6 : Zemin çivisine ait bileşenler [6]	19
Şekil 3.7 : Ankraj imalatı.....	20
Şekil 4.1 : Panel geometrisi [8]	22
Şekil 4.2 : Dört aşamadan oluşan diyafram duvar inşası: (a) Kazı aşaması, (b) Uç tüplerinin yerleştirilmesi, (c) Donatı kafesinin yerleştirilmesi, (d) Beton dökümü.....	23
Şekil 4.3 : Diyafram duvarın imalat süreci.....	24
Şekil 4.4 : Ahşap palplanş perde [6].....	25
Şekil 4.5 : Z tipi palplanş	25
Şekil 4.6 : U tipi palplanş	26
Şekil 4.7 : Sıcakta şekil verilen palplanş bağlantı detayları	27
Şekil 4.8 : Soğukta şekil verilen palplanş bağlantı detayları	28
Şekil 4.9 : Yerinde enjeksiyonlanan kazıklar	29
Şekil 4.10 : Kazık dizilimleri: (a) Bağımsız dizilim, (b) ve (c) Teget kazıklar, (d) Kesişen kazıklar, (e) Karışık dizilim [1]	31
Şekil 5.1 : Ankraj bileşenleri [12].....	33
Şekil 5.2 : Uygulamada ankraj tipleri	35
Şekil 5.3 : Çelik çubuk tendon.....	36
Şekil 5.4 : Halat tendon	37
Şekil 5.5 : Ankraj germede kullanılan hidrolik kriko	40
Şekil 5.6 : Yük deformasyon eğrisi	41
Şekil 5.7 : Fiktif ankraj noktasının hareketi [10].....	42
Şekil 6.1 : Aktif ve pasif toprak basınç bölgeleri (Rankine)	45
Şekil 6.2 : Aktif ve pasif toprak basınçları	46
Şekil 7.1 : Farklı zemin tipleri için yanal toprak basıncı diyagramları: (a) Kumlar, (b) Katı – sert çatlaklı killer, (c) Yumuşak – orta katı killer	50
Şekil 7.2 : Yanal toprak basıncı diyagramları: (a) Tek sıra ankrajlı istinat yapısı, (b) Çok sıra ankrajlı istinat yapısı	51
Şekil 7.3 : Kayma kaması analizi yöntemi	53
Şekil 7.4 : Kritik kayma düzlemi.....	54

Şekil 7.5 : Tek sıra ankrajlara gelen yüklerin hesabı: (a) Kuvvet alanı metodu, (b) Mafsal metodu	55
Şekil 7.6 : Çok sıralı ankrajlara gelen yüklerin hesabı: (a) Kuvvet alanı metodu, (b) Mafsal metodu	56
Şekil 7.7 : Serbest ankraj boyu	57
Şekil 7.8 : Gerilmenin kök bölgesince dağılım grafiği	58
Şekil 8.1 : Flame Towers üç boyutlu görünüş..	62
Şekil 8.2 : Flame Towers vaziyet planı..	63
Şekil 8.3 : Sondaj planı.....	67
Şekil 8.4 : Zaman – su yükselimi grafiği.....	67
Şekil 8.5 : Zeminin geoteknik modeli.....	69
Şekil 8.6 : İksa sistemi planı	72
Şekil 8.7 : Kazık üzerindeki eksenel yük dağılımı ($N_{maks} = -179,96 \text{ KN/m}$).....	73
Şekil 8.8 : Kazık üzerindeki kesme kuvveti dağılımı ($T_{maks} = -151,51 \text{ KN/m}$).....	73
Şekil 8.9 : Kazık üzerindeki moment dağılımı ($M_{maks} = 58,93 \text{ KNm/m}$)	74
Şekil 8.10 : XII – XII kesiti	75
Şekil 8.11 : XI – XI kesiti	76
Şekil 8.12 : Proje başlangıcında V – Y aksları arası III – III kesiti	80
Şekil 8.13 : Revizyondan sonra V – Y aksları arası VI – VI kesiti	81
Şekil 8.14 : Balçık kıvamında zemin	82
Şekil 8.15 : Pilot delgiler	83
Şekil 8.16 : Dere yatağı – plan.....	84
Şekil 8.17 : I – I kesitinde hesaplanan maksimum deplasman ($187,73 \cdot 10^{-3} \text{ m}$)	85
Şekil 8.18 : İnklinometre: (a) İnklinometre cihazı – probe, (b) Ölçüm yönleri, (c) Probe'nin kılıftan indirilme şekli	86
Şekil 8.19 : 1 nolu inklinometre (03.08.2008 – 25.12.2008).....	87
Şekil 8.20 : 2 nolu inklinometre (03.08.2008 – 25.12.2008).....	88
Şekil 8.21 : 1 nolu inklinometre (23.01.2009 – 26.05.2009).....	89
Şekil 8.22 : 2 nolu inklinometre (24.01.2009 – 26.05.2009).....	90
Şekil 9.1 : U – V' aksları arası plan	92
Şekil 9.2 : 8 nolu inklinometre.....	93
Şekil A.1 : Flame Towers uydu görünüşü	98
Şekil A.2 : Otel bloğu kesiti	99
Şekil A.3 : Ofis bloğu kesiti	100
Şekil A.4 : Rezidans bloğu kesiti	101
Şekil A.5 : I aksı üzerindeki sondajlardan elde edilen SPT-N değerlerinin derinliğe göre dağılım grafiği.....	102
Şekil A.6 : II aksı üzerindeki sondajlardan elde edilen SPT-N değerlerinin derinliğe göre dağılım grafiği.....	103
Şekil A.7 : III aksı üzerindeki sondajlardan elde edilen SPT-N değerlerinin derinliğe göre dağılım grafiği.....	104
Şekil A.8 : Genel zemin profili.....	105
Şekil A.9 : Azerbaycan Fevkalade Haller Nazırlığınca yaptırılan sondajların yeri.	106
Şekil A.10 : Azerbaycan Fevkalade Haller Nazırlığınca yaptırılan sondajlara göre oluşturulan I-I kesiti	107
Şekil A.11 : Azerbaycan Fevkalade Haller Nazırlığınca yaptırılan sondajlara göre oluşturulan I-I kesiti lejandı	108
Şekil A.12 : I – I kesiti.....	109
Şekil A.13 : Proje başlangıcında V – Y aksları arası.....	110

Şekil A.14 : Revizyon sonrası V – Y aksları arası	111
Şekil A.15 : 5. pilot delgi kesiti	112
Şekil A.16 : 6. pilot delgi kesiti	113
Şekil A.17 : Flame Towers iksa sistemi güneyden görünüş.....	114
Şekil A.18 : Flame Towers iksa sistemi doğudan görünüş.....	115

SEMBOL LİSTESİ

N_b	: Zemin stabilite sayısı
N_{cb}	: Taban kabarması için kritik stabilite sayısı
c_u	: Zeminin drene olmamış kayma mukavemeti
δ_v	: Zemindeki düşey deplasman
δ_h	: Zemindeki yatay deplasman
H_e, H	: Kazı derinliği
E_w	: İstinat duvarının elastisite modülü
I_w	: Birim uzunluktaki istinat duvarının atalet momenti
γ	: Zemin birim hacim ağırlığı
γH	: Jeolojik yük
δ_r	: Kalıcı deformasyon
δ_e	: Elastik deformasyon
δ_t	: Toplam deformasyon
P_a	: Ankraj germe deneylerinde referans yük
P_p	: Ankraj germe deneylerinde ispat yükü
L_{app}	: Görünür çekme çubuğu boyu
L_{tf}	: Çekme çubuğu serbest boyu
L_{tb}	: Çekme çubuğu aderans boyu
L_e	: Ankraj başlığında çekme çubuğu ankrajından germe krikosundaki ankrajlama noktasına kadar ölçülen çekme çubuğunun dış boyu
σ_{maks}	: Maksimum yatay gerilme
$\sigma_{min.}$	: Minimum yatay gerilme
$\emptyset$	: Zemin içsel sürtünme açısı
K_A	: Aktif toprak basıncı katsayısı
K_P	: Pasif toprak basıncı katsayısı
R	: Reaksiyon kuvveti
V_p	: Tabakanın boyuna dalga hızı
V_s	: Tabakanın enine dalga hızı
μ	: Tabakanın Poisson oranı
E_d	: Tabakanın elastisite modülü

k	: Permeabilite
T	: Transmissibilite
Q	: Pompaj debisi
Δs	: Birim logaritmik zamandaki su seviyesi düşüm değeri
GW	: İyi derecelenmiş çakıl
GP	: Kötü derecelenmiş çakıl
SW	: İyi derecelenmiş kum
SP	: Kötü derecelenmiş kum
GM	: Siltli çakıl
SM	: Siltli kum
SL	: Düşük plastisiteli silt
SH	: Yüksek plastisiteli silt
SC	: Killi silt
C	: Kil

DERİN KAZILAR VE DERİN KAZILARA BİR ÖRNEK: FLAME TOWERS PROJESİ İKSA SİSTEMİ

ÖZET

Bina temelleri ile yol çalışmaları, yer altı depoları gibi altyapı sistemlerinin inşası için yapılan derin kazı iksa sistemleri tasarımının konu alındığı bu tezde zeminde meydana gelebilecek stabilite problemleri, yatay ve düşey deplasmanlar gibi hususlara dikkat çekilmiş ve bir iksa sistemi tasarımı için gerekli ön bilgilerin sağlanması açısından yapılması gereken zemin araştırma etütlerinin öneminden bahsedilmiştir.

Sonra, serbest şevli kazı, kuyu tipi duvar, aç – kapa, top – down kazı, ada kazısı, anolu kazı, destekli kazı, zemin çivili (pasif ankrajlı) kazı, öngermeli ankrajlı kazı yöntemleri ile iksa sistemlerinde düşey yapı elemanı olan diyafram duvarlar, palplanş perdeler ve kazıklı istinat duvarları anlatılmıştır. Derin kazı yöntemlerinden öngermeli zemin ankrajlı kazı yöntemi üzerinde durularak ankraj bileşenlerinden, ankraj imalatından ve ankraj germe deneylerinden bahsedilmiştir. Ardından öngermeli zemin ankrajlarının tasarımında kullanılan yanal toprak basınçları diyagramları ile bu diyagramlara göre ankraj yüklerinin ve boylarının hesabına değinilmiştir.

Son olarak, Azerbaycan Bakü’de temel kazısı bitmiş Flame Towers Projesinin iksa sistemi derin kazılara örnek olarak verilmiştir. İncelemeye konu Flame Towers Projesi iksa sistemi tasarımında önce, zemin araştırma etütleri yapılmış ve buradan yola çıkılarak zeminin geoteknik modeli oluşturulmuştur. Zeminin mühendislik özelliklerinden faydalanılarak çok destekli öngermeli ankrajların tasarımı yapılmıştır. Ardından, yatay deplasmanı ölçmede kullanılan inklinometrelerden temel kazısı bittikten sonra yapılan ölçüm sonuçları verilmiş ve bu değerler başlangıçta yapılan sistem analizlerindeki yatay deplasmanlarla karşılaştırılmıştır.

DEEP EXCAVATIONS AND AN EXAMPLE TO THEM: SUPPORT SYSTEM OF FLAME TOWERS PROJECT

SUMMARY

Support systems used for deep excavations and infrastructures such as subways and underground storage tanks are studied in this thesis.

Having mentioned horizontal – vertical displacements and stability problems that may occur, the significance of soil investigations primarily required for support system design is noted.

Later, excavation methods namely full open cut methods, trench method, cut and cover method, top – down method, island excavation method, zoned excavation method, braced excavation method, soil nailed excavation method and prestressed soil anchorage method are discussed. Furthermore, vertical structure elements in a support system like diaphragm walls, sheet piles and pile walls are also mentioned. Among the excavation methods, prestressed soil anchorage method is examined through explaining components, production and testing methods of anchorage systems. After that, calculation of anchor loads and lengths according to lateral soil stress diagrams are studied.

After the deep excavation methods and support systems are explained, the earth retaining system for Baku Flame Towers Project foundation excavation is given as an example for deep excavation supporting systems. In this project at first, a geotechnical model of the soil is formed according to the soil investigations. Second, by using the engineering parameters of the soil, multi-supported soil anchorage system is designed. Lastly, readings obtained at the end of the excavation from inclinometers which are used to measure the horizontal displacements are compared with the displacements predicted during the system analysis made at the design state.

1. GİRİŞ

Günümüzde şehirlerdeki yoğun yapılaşma sonucu kullanım alanlarının azalması ve beraberinde gelen ekonomik unsurlar, yapılaşmada alternatif alanların kullanılmasını zorunlu hale getirmiştir. Ayrıca, inşaat mühendisliğinde yaşanan tecrübe artışı, malzeme biliminin ve yazılım teknolojilerinin gelişmesi mimar ve mühendisleri yeraltını kullanmaya teşvik etmiştir. Bunun sonucunda yüksek katlı binaların temelleri, alışveriş merkezlerinin temelleri, otoparklar, metro istasyonları ve tünelleri, altgeçitler, yer altı yakıt depoları, atık malzeme depoları gibi birçok yapının inşası yeraltında inşa edilmektedir. Yukarıda değinilen hususlardan dolayı derin kazı iksa sistemleri inşaat mühendisliğinde önemli bir rol almaktadır.

Terzaghi (1943) tarafından belirtildiği üzere derin kazılar, derinliği genişliğinden fazla olan kazılardır. Kazı derinliği 6m'den az olduğu takdirde kazık veya palplanş perdeler ekonomik olmadığından ilk ifade, Terzaghi ve Peck (1967) ile Peck ve diğ. (1977) tarafından derin kazılar, 6m'den fazla derinliğe sahip kazılar olarak yeniden tanımlanmıştır [1].

Derin kazı yöntemi olarak, önceden sadece serbest şevli kazı yapılabilirken teknolojinin gelişmesiyle derin kazı yöntemleri arasına kuyu tipi duvar, aç – kapa kazı, top – down kazı, ada kazısı, anolu kazı, destekli kazı, zemin çivili (pasif ankrajlı) kazı, öngermeli ankrajlı kazı gibi bir çok yöntem dahil olmuştur. Söz konusu yöntemlerin seçiminde ve iksa sisteminin çözümünde inşaat alanı çevresinde önceden yapılmış binalara ait mevcut zemin etütleri ile inşa edilecek bina için yapılan zemin etütlerinden elde edilecek zeminin jeolojik ve geoteknik özellikleri büyük önem taşımaktadır. Bununla beraber, çevredeki yapılar, çevresel faktörler (gürültü, titreşim, vb.), inşaat bütçesi, inşaat için planlanan zaman, teknik donanım ve tecrübe de kazı yöntemini belirleyen faktörler arasındadır.

2. DERİN KAZILAR

Giriş bölümünde faydalarına ve zorunluluğuna değinilen destekli derin kazılar, beraberinde çözülmesi gereken problemleri de doğurmaktadır. Derin kazılarda karşılaşılan problemler şöyle sıralanabilir:

- Stabilite problemleri
- Taban kabarması
- Yer değiştirmeler

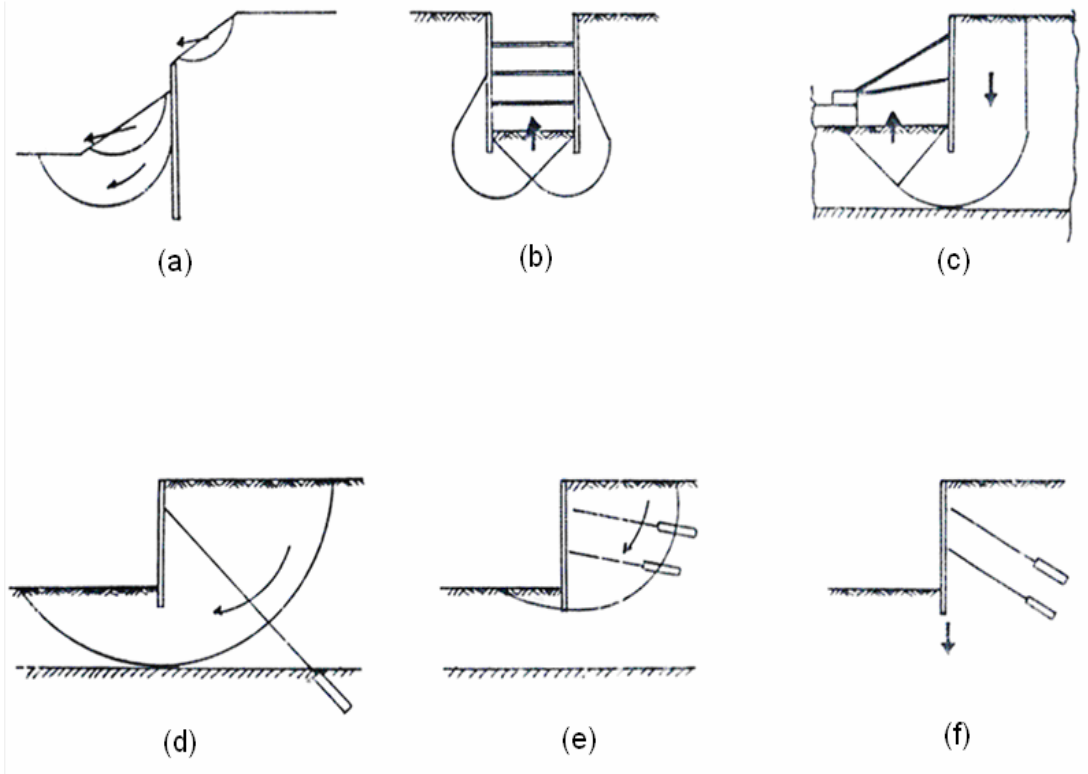
2.1 Derin Kazı Destek Sistemi Tasarımında Dikkat Edilmesi Gereken Hususlar

2.1.1 Stabilite problemleri

Tasarlanacak olan gerek geçici gerek kalıcı iksa sistemi, göçmeye karşı yeterli güvenlik katsayılarını sağlamalıdır.

Zeminin mühendislik parametrelerinin yanlış hesaplanması, mevcut yapıların ve inşaat sahası topografyasının eksik haritalanması, inşaat süresince hesap dışı iksaya etkileyen sürşarj yükleri (sisteme yakın yerde depolanan moloz, hafriyat, araç trafiği, vb.), yeraltı suyu seviyesinin değişmesi, kazıklar arası kemerlenme etkisinin oluşmamasıyla kazık aralarından malzeme akması gibi nedenlerden ötürü derin kazılarda aşağıdaki stabilite problemleri ortaya çıkabilir [2]:

- İksa sisteminin önündeki veya arkasındaki şevin kayması (Şekil 2.1.a)
- Toptan göçme (Şekil 2.1.c, 2.1.d, 2.1.e)
- Taban kabarması (Şekil 2.1.b)
- Düşey oturmalar (Şekil 2.1.f)



Şekil 2.1 : Derin kazılarda stabilite problemleri

2.1.2 Taban kabarması

Derin kazılarda bir yandan kazı yapılırken diğer yandan da çukur tabanında jeolojik yükün kalkması sonucu çukur tabanındaki kayma gerilmeleri artmaktadır. Yanal desteklerin ve kaplamanın yeter derecede sağlam olması kabulüyle çukur tabanındaki kayma gerilmesi zeminin kayma direncini aştığı vakit taban kabarması meydana gelecektir (Şekil 2.1.b).

Taban kabarmasının önüne geçmek için kazı açıklığının kazı derinliğine oranı belli bir değeri geçmemelidir.

2.1.3 Zemindeki yerdeğiştirmeler

Şehirlerdeki nüfusun artmasıyla yapılaşma kısıtlanmış ve bu kısıtlı alanda bir yapıya ayrılmış alanı en verimli şekilde kullanmak için mevcut binaların sınırlarına mümkün olduğu kadar yaklaşılmaktadır. Böylece civardaki yapılara zarar vermemek adına derin kazılarda meydana gelecek yerdeğiştirmelere belli sınırlar getirilmesi zorunluluğu doğmuştur.

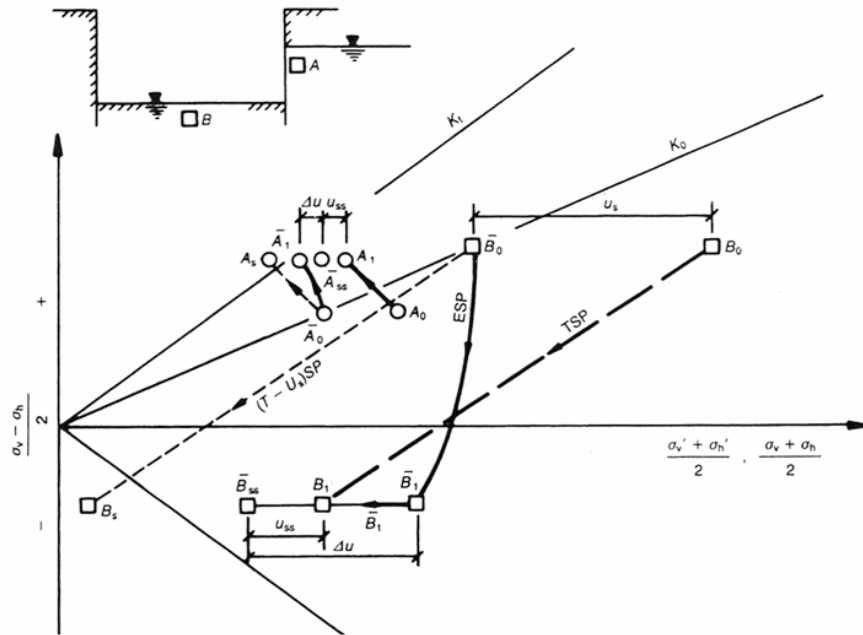
Derin kazı esnasında zeminde vuku bulan şekil değiştirmelerin derecesini etkileyen başlıca etkenler aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- Zemindeki gerilmelerde meydana gelen değişikliklerin etkisi
- Kazının büyüklüğü
- Zemin cinsi
- Yeraltı suyu seviyesi
- İksa sisteminin rijitliği
- İmalat metotları ve işçiliği

2.1.3.1 Zemin gerilmelerinde meydana gelen değişikliklerin etkisi

Kazı ilerledikçe zemin gerilmelerindeki değişiklikler (yanal ve düşey gerilmelerde toplam düşüşler) ile boşluk suyu basıncındaki değişiklikler zeminde meydana gelen şekil değiştirmelere sebep olan başlıca etkenlerdendir. Konsolidasyon sırasında boşluk suyu basıncındaki azalma hızı ise zeminin permeabilitesi ile ilgilidir.

Boşluk suyu basıncının değişiminin, Şekil 2.2’de gösterilen kazı cephesinde ve kazı tabanının altında bulunan iki zemin parçası üzerindeki etkileri Çizelge 2.1 de gösterilmiştir.



Şekil 2.2 : Boşluk suyu basıncı değişiminin zemin elemanları üzerindeki etkisi [3]

Çizelge 2.1 : Zemindeki gerilme ve şekildeğişiklikler [3]

Kazı etrafında zemindeki gerilme ve şekildeğişiklikler	A zemin elemanı	B zemin elemanı
Boşaltma sırasında boşluk suyu basıncı	Azalma	Azalma
Konsolidasyon sırasında boşluk suyu basıncı	Azalma	Artma
Boşaltma sırasında şekil değiştirme	Düşey sıkışma (oturma)	Düşey genişleme (ferahlama)
Konsolidasyon sırasında şekil değiştirme	Düşey sıkışma (oturma)	Düşey genişleme (ferahlama)
Konsolidasyon sırasında drene olmamış kayma mukavemeti	Artma	Azalma

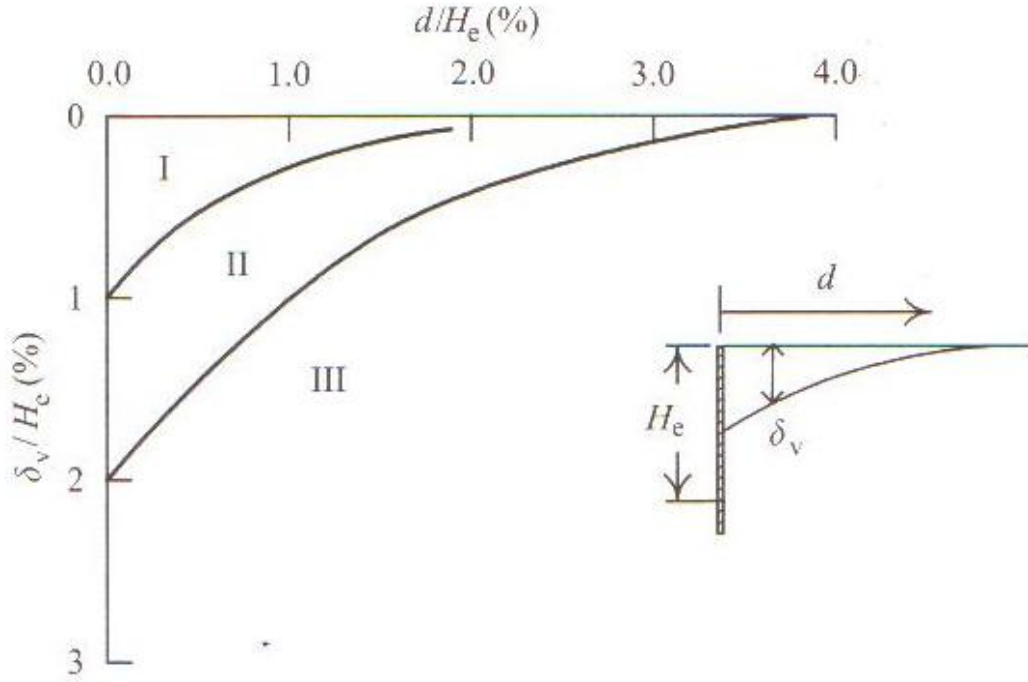
2.1.3.2 Kazının büyüklüğü

Kazının plandaki şekli, alanı ile kazı derinliği kazı civarındaki ve kazı tabanının altındaki yerdeğişikliklerin büyüklüğünü etkileyen faktörlerdendir. Çelik destekli veya ankraj destekli derin kazılarda, kazı içine doğru, kazı derinliğinin yumuşak killer için % 0,25, sıkı kaba daneli ya da sert killer için % 0,05 i mertebesinde bir hareket kaçınılmazdır (Tomlinson)[3].

2.1.3.3 Zemin cinsi

Bir derin kazıya komşu alanda yanal hareketlerin ve oturmaların sert/sıkı zeminlerde yumuşak/gevşek zeminlerdekine göre daha az olduğu Peck (1969) tarafından aşağıdaki Şekil 2.3'te gösterildiği gibi özetlenmiştir.

Ayrıca, yüksek su muhtevasına sahip kohezyonsuz gevşek zeminlerde, kazık aralarından suyla beraber malzeme boşalmaları meydana gelerek zeminde çökmelerle karşılaşılabilir.



Şekil 2.3 : Bir derin kazıya komşu alanda zemin yüzeyindeki oturmaların tahmini (Peck, 1969) [1]

Şekil 2.3'te Tip I, Tip II ve Tip III olarak gösterilen zeminler aşağıdaki gibi tanımlanabilirler [1]:

Tip I: Kum ve yumuşak ile katı kıvam arasındaki kil, ortalama bir işçilik

Tip II: Çok yumuşak ile yumuşak kıvam arasındaki kil

1 Kazı tabanının altında sınırlı derinliğe sahip kil

2 Kazı tabanının altında önemli bir derinliğe sahip kil, $N_b < N_{cb}$.

Tip III: Çok yumuşak ile yumuşak kıvam arasındaki önemli bir derinliğe sahip kil ve $N_b \geq N_{cb}$.

Burada:

N_b : Zemin stabilite sayısı **(2.1)**

N_{cb} : Taban kabarması için kritik stabilite sayısı

$$N_b = \gamma H / c_u \quad (2.1)$$

c_u : Zeminin drene olmamış haldeki kayma mukavemeti

H: Kazı derinliği

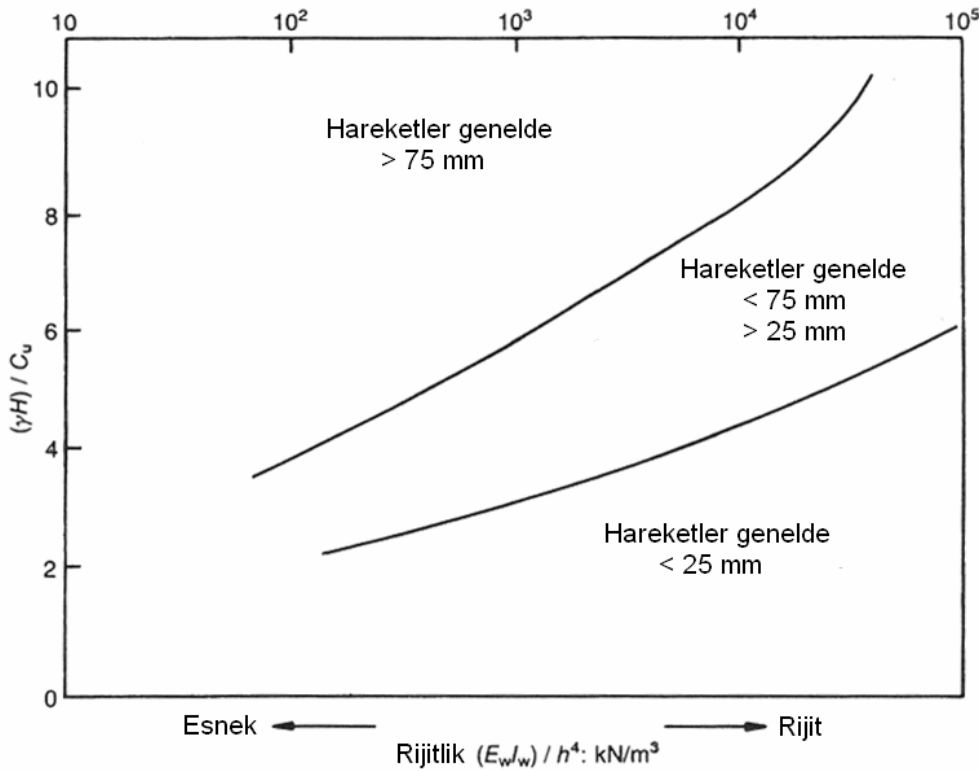
2.1.3.4 Yeraltı suyu seviyesi

Kazıklı iksa sistemlerinde kazı ilerledikçe yer altı suyu kazık aralarından geçerek kazı içine doğru akacaktır. Önlem alınmadığı takdirde granüler zeminlerde malzeme taşınması (borulanma) meydana gelerek kazı arkasında oturmalar oluşacak ve stabilite problemlerine sebep olabilecek büyük yatay hareketler ortaya çıkabilecektir.

Ayrıca palplanş duvarların imalatında geçirimli tabaka geçilemediği takdirde yer altı suyu palplanş duvarın altından geçerek kazı içine, kazı tabanına doğru yükselecektir. Bunun sonucunda yer altı suyu seviyesinde meydana gelecek azalmayla beraber zeminde efektif gerilmeler artacak ve bunun sonucunda da oturmalar meydana gelecektir. Ayrıca kazı tabanında su muhtevasının artmasıyla palplanş duvarın önündeki pasif direnç azalacak ve pasif direnç mobilize olduğunda kazı içine doğru daha fazla yanal hareket baş gösterecektir.

2.1.3.5 İksa sisteminin rijitliği

Winkler yay modeli, sonlu elemanlar programları ve sahada yapılan gözlemler sonucu bir iksa sisteminde kazık veya palplanş duvar ile onu destekleyen yanal desteklerin rijitliği, zemindeki şekil değiştirmelerin büyüklüğüyle yakından ilgilidir.



Şekil 2.4 : Zemin kayma dayanımı, kazı derinliği ve istinat duvarının rijitliğine göre zemindeki yerdeğiştirmeler [3]

Burada;

h : destekler arası düşey mesafe

E_w : duvarın elastisite modülü

I_w : birim uzunluktaki duvarın atalet momenti

γH : jeolojik yük

C_u : zeminin drene olmamış kayma mukavemeti

Goldberg ve diğerleri, iksa duvarı ve yanal desteklerin rijitliği ile yanal destekler arası düşey mesafenin zeminde meydana gelen deformasyonla bağlantılı olduğunu ortaya koymuşlardır. Bu bağlantıyı gösteren grafik Şekil 2.4 de görülmektedir.

2.1.3.6 İmalat metotları ve işçiliği

İksa duvarı inşasında seçilecek yöntemler zeminde deformasyonlar açısından önem teşkil eder. Örneğin kazıklı veya palplanş duvarlı bir istinat yapısına karşın top-down metoduyla imal edilmiş bir sistemde hareketler daha az olacaktır.

Diğer yandan imalat metotlarının haricinde işçilik kalitesi de zeminde meydana gelecek deformasyonlar açısından önemlidir. Standartlara uyulmayan kalitesiz işçilik desteklerin hareket etmesine, lokal stabilite problemlerine ve nihayetinde iksa sisteminde göçmeye neden olabilir. Yine, fazla hafriyat alımı, yanal desteklerin imalatındaki gecikmeler, kazık boylarının projesinden daha az boyda imal edilmesi, kazık açıklıklarının fazla bırakılarak malzeme boşalmaları iksa sisteminin güvenliğini riske atan faktörlerdendir.

2.2 Tasarıma Başlamadan Önce Etüt Edilmesi Gereken Hususlar

2.2.1 İnşa edilecek alanın boyutları ve topografyası

İnşa edilecek alanın boyutları kazı destek sisteminin seçimine etkiyen en önemli faktörlerden biridir. Örneğin dar ve uzun alanlarda çelik desteklerle uygulanacak bir çözüm hızlı ve ekonomik olabilirken geniş bir alana sahip ve geniş açılı köşelere sahip bir kazıda çelik desteklerin kullanılması ekonomik olmayacaktır.

İnşaat alanının topografyası ise sisteme gelecek yüklerin belirlenmesinde önemli bir role sahiptir.

2.2.2 Zeminin mühendislik parametreleri

Bir iksa sistemini doğru çözebilmek için doğru zemin parametrelerini kullanmak; doğru zemin parametreleri için ise inşa sahasını en iyi şekilde karakterize edecek yerlerden uygun aralıklarla sondajlar yapılmalıdır. Sondajlardan elde edilen loglara göre hesaplarda kullanılmak üzere idealize zemin profilleri çıkarılır.

Kazı yapılacak bölgedeki zeminin özellikleri hakkında evveliden bir bilgi olmadığı takdirde sondaj aralıklarının 20 metreden fazla olmaması tavsiye edilmektedir [2].

Sondaj sırasında alınan numuneler kazı derinliğinden en az 1,5 m derine ininceye kadar alınmalıdır [4].

2.2.3 Yeraltı suyu

İksa sisteminin hesabında önemli bir rol oynayan yer altı suyunun seviyesi yapılacak sondajlarla belirlenmektedir. Ayrıca yer altı suyunda bulunan maddelerin betona etkileri sondaj sırasında yer altı suyundan alınan numunelerin laboratuvar analizleri sonucunda öğrenilmektedir.

Yer altı suyunun varlığı iksa sisteminin seçiminde de etkilidir. Çalışma alanının kuruluşunu sağlamak açısından diyafram duvar, palplanş duvar gibi imalat sistemleri uygulanabilirken diğer yandan yer altı suyu seviyesinin pompalarla düşürülmesi diğer yöntemler arasında gelmektedir. Yalnız yer altı suyu seviyesinin düşürülmesinde civar yapılarda meydana gelecek oturmalara dikkat edilmelidir.

2.2.4 İlave yükler

Kazıya başlandıktan sonra kazının etrafına dökülen hafriyat ve moloz ya da kazı etrafında malzeme deposu, ağır makineler ve araçlar gibi hesaba katılmayan ilave yüklerden dolayı kazıda yanal deplasmanlar kaçınılmaz olacaktır. Bu sebeple yukarıda sıralanan etkenler düşünülerek sürşarj yükü hesaba dahil edilmelidir.

2.2.5 Yeraltı yapıları ve civardaki mevcut binalar

Şehir içinde yapılan derin kazılarda dikkat edilmesi gereken diğer bir önemli husus ise civar yapıların temel derinliği ve temel sistemi (derin temel veya sığ temel) ile kazı yapılan alan ile iksa sisteminin sınırları içinde bulunabilecek su, kanalizasyon, elektrik gibi yer altı sistemlerinin varlığıdır. İksa sisteminin tasarım aşamasında, yukarıda bahsedilen yapıların vaziyet planına işlenmiş halinin ilgili mercilerden

alınması ve gerektiği takdirde söz konusu yapılara zarar vermeyecek şekilde önlem alınması sonradan karşılaşılabilecek talihsizlikleri önlemek açısından önem arz etmektedir.

3. DERİN KAZI YÖNTEMLERİ VE YANAL DESTEKLEME SİSTEMLERİ

3.1 Giriş

İksa duvarlarının inşası, kazı, yanal desteklerin yerleştirilmesi ve üstyapının inşasından oluşan derin kazılarda uygulanan birçok yöntem arasında en uygun iksa sistemini seçmek için kazı alanının zemin koşulları, çevredeki yapılaşmanın durumu, kazı süresi ve bütçesi ile ulaşılabilen kazı makineleri göz önünde bulundurulmalıdır [1].

Bu bölümde birtakım kazı yöntemlerinden ve bunların birbirlerine kıyasla avantajları ve dezavantajlarından bahsedilmektedir. Ayrıca istinat duvarları tipleri ve yanal destek sistemleri bu bölümde ele alınacak diğer konular arasındadır.

3.2 Kazı Yöntemleri

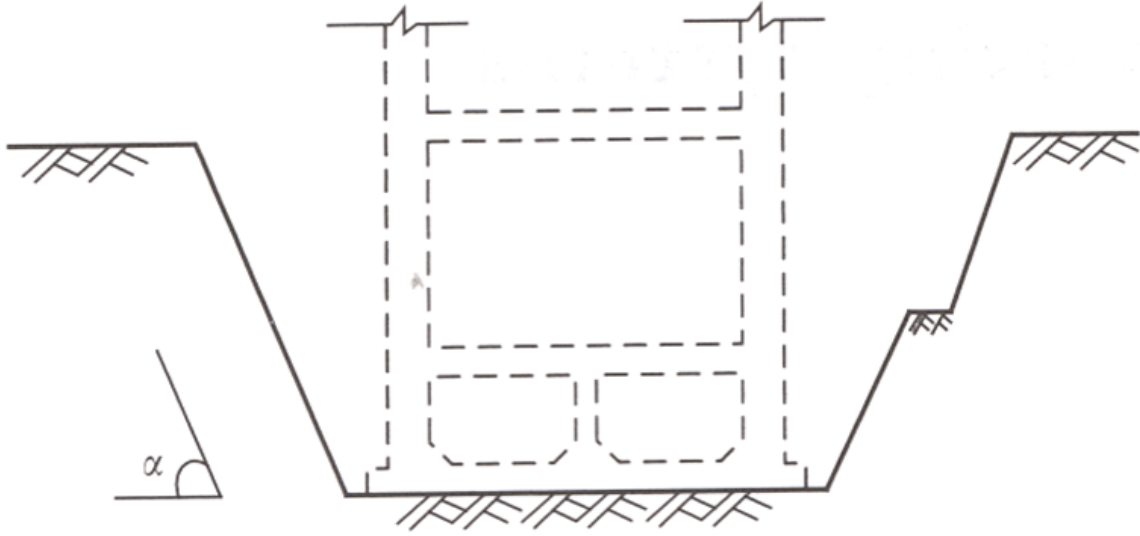
Yukarıda bahsedildiği üzere farklı birçok koşula bağlı kazı yöntemleri arasında serbest şevli kazı, kuyu tipi duvar, aç – kapa, top – down kazı, ada kazısı, anolu kazı, destekli kazı, zemin çivili (pasif ankrajlı) kazı, öngermeli ankrajlı kazı yöntemleri gelmektedir.

3.2.1 Serbest şevli kazı yöntemi

Kazı alanının büyük olduğu durumlarda zeminin mühendislik parametrelerine (Φ , c) göre belirlenen şev ve palyelerden oluşan kazı sistemidir.

Sistemin en büyük avantajı herhangi bir iksa duvarı veya yanal destek sistemine ihtiyaç duyulmaması, dolayısıyla maliyetinin ucuz olmasıdır. Fakat kazı derinliği arttıkça ve/veya zemin kendini tutamayan cinsten ise kazı miktarı ile kazılan yerin geri dolgu miktarı artacağından serbest şevli kazı yöntemi pahalıya mal olmaktadır. Dolayısıyla bu sistemde kazı derinliği ve zeminin özelliği büyük rol oynar.

Şekil 3.1’de serbest şevli kazıya ait bir resim görülmektedir [1].



Şekil 3.1 : Serbest şevli kazı

3.2.2 Kuyu tipi duvar yöntemi

Kuyu tipi istinat duvarları imalatı için yeter genişlikte ve desteksiz halde stabilitesini sağlayacak derinlikte kazı yapıldıktan sonra yatay desteklerle kuyu desteklenir. Bu işlem, projede belirtilen kuyu tabanına kadar devam ettirilir. Kuyu istenilen derinliğe indirildikten sonra betonarme perdenin kalıp ve donatısı hazırlanır. Beton dökümünde ise tremi borusu kullanılmalıdır.

Kuyu tipi istinat duvarı için yapılan kazı genişliği aşağıdaki denklemdeki gibi hesaplanır (3.1):

$$d_{\text{kuyu}} = d_{\text{duvar}} + d_{\text{çalışma payı}} \quad (3.1)$$

d_{kuyu} : kuyu genişliği

d_{perde} : istinat duvarı genişliği

$d_{\text{çalışma payı}}$: bir insanın çalışabilmesi için gerekli genişlik (~60cm)

Kuyu tipi betonarme perdeler 1,5 – 3,0 m aralığında anolar halinde dökülürler.

Kuyu tipi betonarme perdeler kumtaşı, kıltaşı gibi kaya özelliği gösteren zeminlerde uygulanması iyi sonuçlar verirken yeraltı suyu seviyesinin kuyu derinliğinin altında olması gerekmektedir [5].

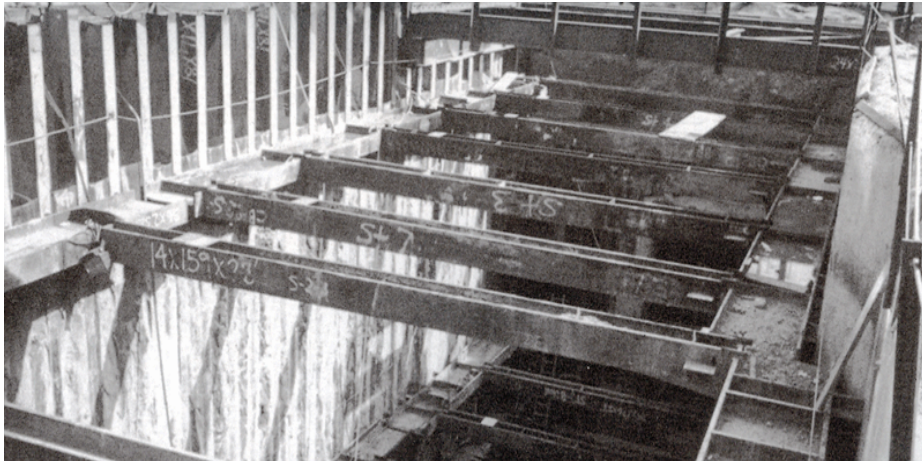
Kuyu tipi istinat duvarına örnek aşağıda Şekil 3.2 de verilmiştir.



Şekil 3.2 : Kuyu tipi perde

3.2.3 Aç – kapa kazı yöntemi

Aç – kapa kazı yöntemi, tünel gibi dar ve uzun yapıların inşasında kullanılmaktadır.



Şekil 3.3 : Aç – kapa yöntemiyle yapılan bir kazı [6]

Bu yöntemde önce istinat yapısı inşa edildikten sonra kazı yapılır. Amaçlanan yapı yerleştirildikten / inşa edildikten sonra kazı alanı kapatılır (Şekil 3.3).

3.2.4 Yukarıdan – aşağıya (top – down) inşaat yöntemi

Konvansiyonel metotlarda üstyapı inşaatı aşağıdan yukarı çıkarken yukarıdan – aşağıya inşaat yönteminde üstyapı kazı ile paralel giderek 1. bodrum kattan aşağı doğru imal edilir. Yukarıdan – aşağıya inşaat yöntemiyle yapılan derin kazılarda önce iksa duvarının yapılır. Sonra 1. kademe kazısı yapılarak 1. bodrum katın döşemesi inşa edilir. Ardından 2. bodrum katın döşemesi aynı şekilde inşa edilerek iksa kazısı istenilen derinliğe kadar devam edilir ve sonunda binanın temeli inşa edilir.

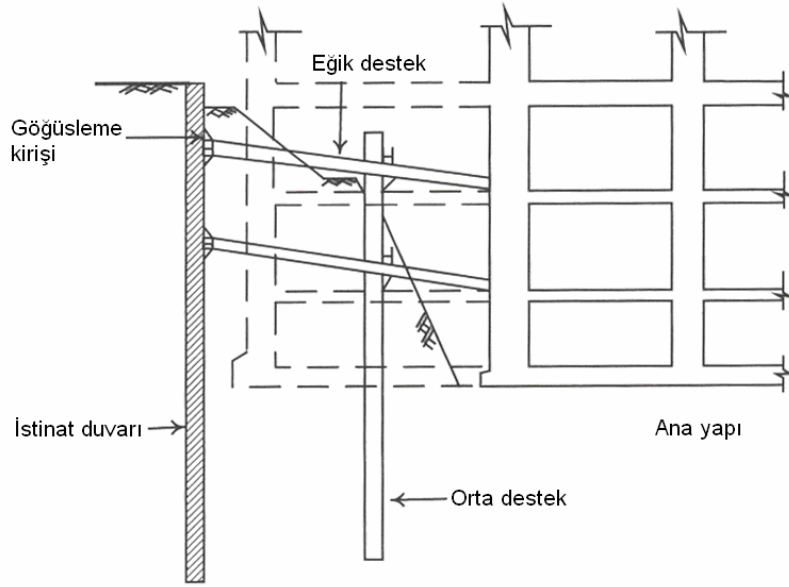
Bu sistemde iksa duvarı, üstyapının taşıyıcı elemanı olarak kalıcı iken bina döşemesi ve kirişleri de iksa sistemini destekleyen yanıl destek vazifesini görürler.

Top – down yönteminin avantajları arasında üstyapı inşaatının iksaya paralel olarak inşası ile inşaat süresinin kısalması ile bina döşemeleri ve kirişlerinin kuşak kirişlerine nazaran daha rijit olması iksa sisteminin ve dolayısıyla kazının güvenliğini arttırmaktadır.

Diğer yandan, üstyapı bodrum katlarının kazıyla beraber inşa edilmesi hafriyatın çıkarılmasında birtakım engeller teşkil edebilmektedir. Ayrıca bodrum katlarının inşasında ortamda ışııklandırma ve havalandırmanın iyi yapılmaması halinde işçilik kalitesinin düşmesine neden olabilecektir.

3.2.5 Ada kazısı yöntemi

Bu yöntemde iksa duvarının inşa edildikten sonra iksa duvarına yakın olan bölümde kazı yapılmaz. Bunun yerine önce kazı alanının ortası kazılarak üstyapının inşasına başlanır. Üstyapı inşaatı istenilen yüksekliğe gelince yanlardaki toprağın hafriyatına başlanır. Bu aşamada önündeki ağırlığın kalkmasıyla desteksiz kalan iksa duvarını desteklemek için üstyapıya dayamak koşuluyla Şekil 3.4 de görüldüğü üzere payandalar ve/veya yatay çelik destekler (struts) monte edilir.



Şekil 3.4 : Ada kazısı yöntemiyle yapılan bir kazı [1]

Bu yöntemin en büyük avantajı derinliği fazla olmayan iksa kazılarında diğer yöntemlere göre daha kısa sürede bitmesidir. Bir diğer avantajı ise destekli kazıyla kıyasla yanıl çelik desteklerin veya payandaların sayıca daha az olmaları, dolayısıyla montaj ve söküm işçiliğinin az olmasıdır. Ayrıca yanıl desteklerin boyları kısa olduğundan yük taşımadaki mukavemetleri de fazla olacaktır.

Bunun haricinde, ada kazısı yöntemiyle yüksek su basınçlarının söz konusu olduğu zeminlerde karşılaşılan ankraj imalatı zorluklarından kaçınılabilmektedir.

Bu yöntemin uygulanabilmesi için inşaat alanı, üstyapının yeter miktarda bir bölümünün inşası için yeterli büyüklüğe sahip olmalıdır. Ayrıca ortada bırakılan ada ile iksa duvarları arasında kalan şevlerin genişliği ve yükseklikleri stabilite problemlere mahal vermeyecek şekilde bırakılmalıdır. Ancak şu da göz önünde tutulmalıdır ki, şevlerde stabilite problemiyle karşılaşılmasa bile şevlerin sağlayacağı pasif direnç, hiç kazılmamış halden daha küçük olacaktır. Bu durumda, özellikle yumuşak zeminlerde, kazı çukuru çevresinde büyük yanıl deplasmanlar oluşma ihtimaline karşın kazı sistemi, şevli duruma göre analiz edilmelidir.

Ada kazısı yönteminin en büyük dezavantajı ise su sızdırma problemi ile üstyapının inşasında meydana gelen soğuk derzlerdir.

3.2.6 Anolu kazı yöntemi

Geniş açıklıklı derin kazılarda küçük açıklıklı cephede meydana gelen deformasyonların büyük açıklıklı cephede meydana gelen deformasyonlara oranla daha küçük olduğu ve deformasyonların kemerlenme etkisinin az olduğu cephe ortasında pik yaptığı gerçeğinden yola çıkarak geniş açıklıklı cepheleri 2 veya daha fazla anoya bölerek yapılan kazıya anolu kazı denmektedir. Bu yöntemde, en fazla deformasyonun beklendiği bölgelerde oluşacak kemerlenme etkisiyle deformasyonlar büyük oranda azalacağından kazı güvenliği sağlanmış olacaktır.

3.2.7 Destekli kazı yöntemi

Destekli kazılar; yatay ve diyagonal desteklerden, köşe desteklerinden, göğüsleme kirişinden ve merkez direklerinden meydana gelmektedirler (Şekil 3.5).

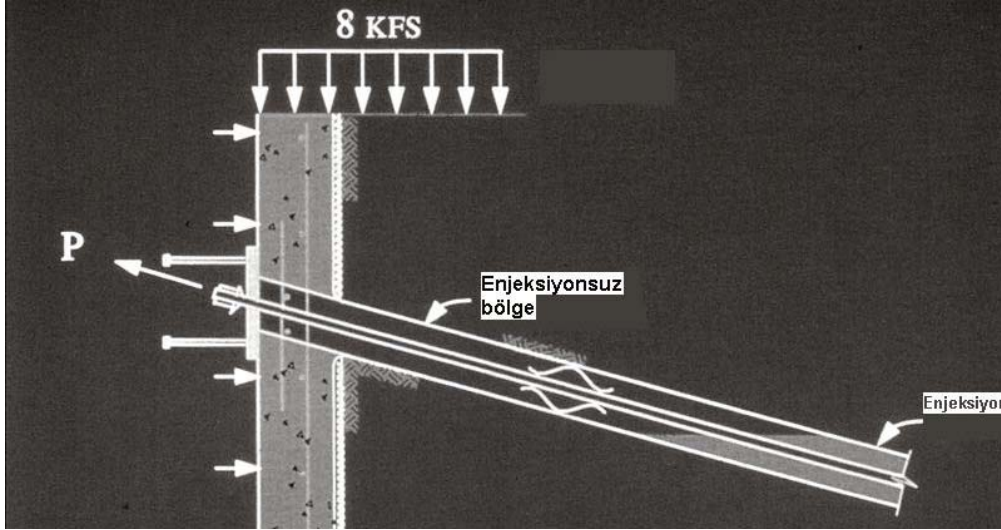
Yatay destekler, istinat duvarının arkasında zuhur eden yükleri taşımak için yerleştirilirken diyagonal destekler de yatay desteklerin üzerine gelen yükü azaltmak için kullanılırlar. Köşe destekleri ise köşelere diyagonal olarak yerleştirilerek imalat için yer kazandırılırlar. Göğüsleme kirişleri, toprak basınçlarını yatay ve diyagonal desteklere dağıtmak için istinat duvarının kazı içine bakan tarafına yerleştirilirler. Merkez direklerin görevi ise yatay desteklerin zati ağırlıklarından dolayı oluşan düşey yükleri zemine iletmektir.



Şekil 3.5 : Destekli kazı [6]

3.2.8 Zemin çivili (pasif ankrajlı) kazı yöntemi

Herhangi bir germe işlemine tabi tutulmadıklarından pasif ankraj olarak da adlandırılan zemin çivileri Şekil 3.6’da görüldüğü gibi zemin içine yerleştirilen ve foraj kuyusunun uç noktasından kuyu ağzına kadar enjeksiyonlanan çelik çubuklardan meydana gelmektedirler.



Şekil 3.6 : Zemin çivisine ait bileşenler [6]

Zemin çivisinin çalışma prensibi, bir yamaçta donatı gibi çalışarak yamacı güçlendirmek ve yamacın tek bir parça gibi çalışmasını sağlamaktır.

Zemin çivisi olarak genelde BÇ III (420 MPa) beton çelikleri kullanıldığı gibi yüksek mukavemetli (1035 MPa) [6] çelik çubuklar da kullanılmaktadır.

3.2.9 Öngermeli Ankrajlı Kazı Yöntemi

Öngermeli ankrajlar, istinat duvarına gelen yükleri kayma kaması dışında kalan zemine veya kayaya taşıtarak kazının güvenliğini sağlarlar.

Destekli kazılarda olduğu gibi yanal destekler olmadığından ferah çalışma alanı sağlamaları, konsol istinat yapılarında olduğu gibi kalın en kesitlere ihtiyaç duyulmaması, kazının yataya dik yapılmasına olanak sağlayarak yerden kazanma, kısa sürede imal edilme ve düşük maliyetli olmaları ankrajların avantajları arasındadır.

Yer altı suyu basıncının yüksek olduğu yerlerde delgi yapmanın zorluğu, düşük taşıma gücüne sahip zeminlerde ankraj kapasitesinin düşük olması ise ankrajların dezavantajları arasındadır.

Aşağıda Şekil 3.7’de ankraj imalatına bir örnek verilmiştir.



Şekil 3.7 : Ankraj imalatı

4. İSTİNAT DUVARI TİPLERİ

4.1 Diyafram Duvarlar

4.1.1 Genel

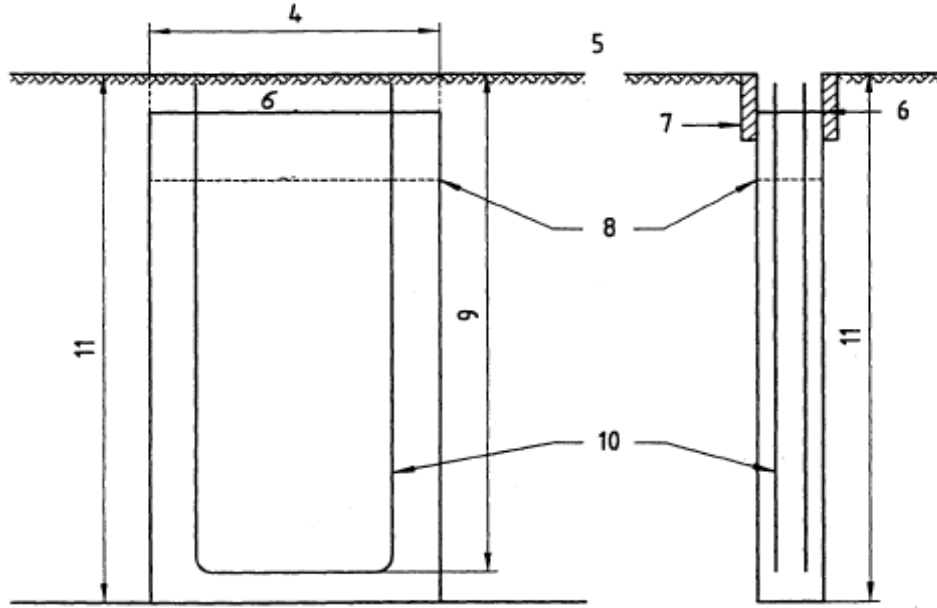
Diyafram duvarlar çok katlı yüksek binalar, yer altı otoparkları, endüstriyel tesisler, hidroelektrik santraller, deniz veya nehir kenarı termoelektrik santraller, pompa istasyonları, atıksu arıtma tesisleri, tanklar ve depolar ve derin shaftlar gibi birçok yapının inşasında kullanılmaktadırlar [7].

Diyafram duvarlar, yer altı suyu seviyesinin altında kalan, hidrolik geçirgenliği yüksek zeminlerde temiz veya kirli yer altı suyunu veya başka sıvı maddeleri kazı içine sızmasını engelleyerek sızdırmazlık perdesi işlevi görürler. Ayrıca sızdırmazlık işlevinin yanında, kalıcı yapının yük taşıyan yapı elemanı olarak da kullanılabilmektedirler diyafram duvarlar.

Diyafram duvarların diğer bir özelliği ise oldukça rijit bir yapıya sahip olmalarıdır. Dolayısıyla kazı sonucu oluşacak yatay ve düşey yerdeğiştirmeler diğer istinat duvarlarına göre oldukça düşük olacaktır. Bununla beraber bu sistemde, duvar kesitleri artacak ve böylece maliyetler de yükselecektir. Bu sebeple diyafram duvara etkiyen momentleri azaltmak için ankrajlar kullanılmaktadır.

4.1.2 Yapım yöntemi

Diyafram duvarın kazısına başlamadan önce kazı makinesinin (freze) kazı esnasında doğrultusundan şaşmaması, kazı sürerken frezenin ve karışımın uyguladığı darbe ve yanal basınçlara karşı kuyunun yan cephelerini koruyarak göçmesini engellemek için kılavuz duvarlar inşa edilir. Kılavuz duvarların inşa edilmesiyle diyafram duvarın kazısına başlanır. Diyafram duvarlar Şekil 4.1 de gösterilen panellerden meydana gelmektedir [8].



Anahtar

- | | |
|-----------------------------------|-----------------------------------|
| 1 Duvar kalınlığı | 7 Kılavuz duvar |
| 2 Donatı kafesinin yatay uzunluğu | 8 Duvar üst seviyesi |
| 3 Kafesin genişliği | 9 Donatı kafesinin düşey uzunluğu |
| 4 Panel uzunluğu | 10 Donatı kafesi |
| 5 Platform seviyesi | 11 Kazı derinliği |
| 6 Beton döküm seviyesi | |

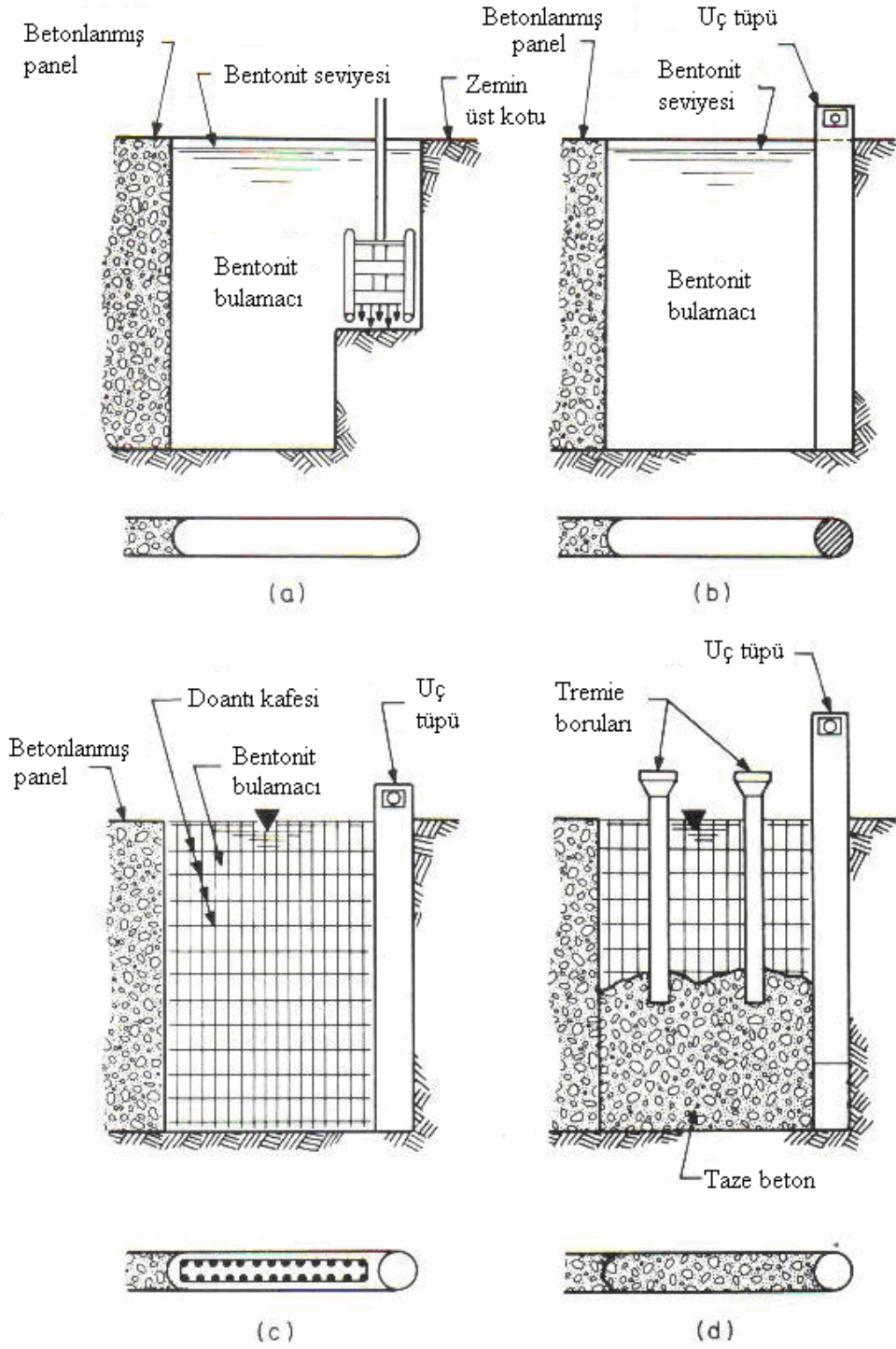
Şekil 4.1 : Panel geometrisi [8]

Panel uzunluğu ne kadar fazla olursa daha az birleşim noktası olacağından sızdırmazlık daha fazla olacaktır. Fakat belli bir uzunluğu geçtikten sonra beton dökme süresi uzayacağından soğuk derz ihtimali doğacaktır. Bu sebeple panel genişlikleri genelde 3,5 ile 4,5 m olarak seçilirler [7].

Duvarın ankrajlarla desteklenmesi halinde ankraj aralığı ve kapasiteleri, panel uzunluğunu etkileyen diğer bir unsur olarak karşımıza çıkacaktır.

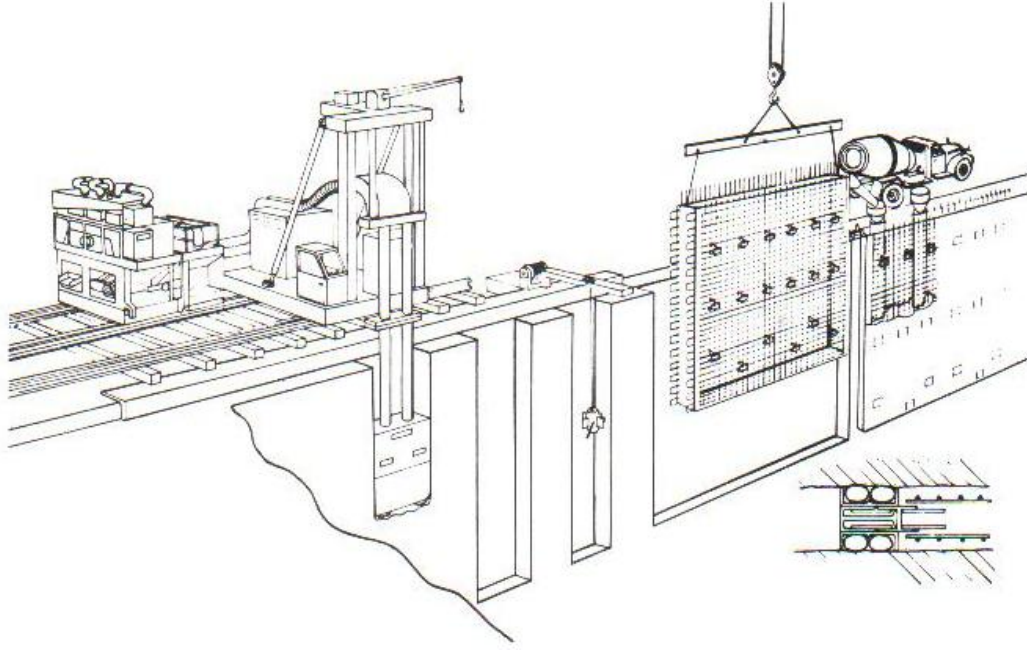
Diyafram duvar imalatında bir yandan freze ile panel kazılırken bir yandan da özellikleri Tablo 4.1 de verilen bentonit bulamacı ile kuyu stabilitesi sağlanır (Şekil 4.2.a). Kazı bittikten sonra iki komşu panelin birbirine kenetlenmesi için panel ucuna “uç tüpleri” yerleştirilir (Şekil 4.2.b). Ardından önceden hazırlanmış donatı kafesi kuyuya indirilir (Şekil 4.2.c). Son olarak, tremi boruları vasıtasıyla panele beton dökülür (Şekil 4.2.d).

Diyafram duvar imalatı safhalarıyla birlikte Şekil 4.2 de verilmiştir [7].



Şekil 4.2 : Dört aşamadan oluşan diyafram duvar inşası: (a) Kazı aşaması, (b) Uç tüplerinin yerleştirilmesi, (c) Donatı kafesinin yerleştirilmesi, (d) Beton dökümü

Şekil 4.3 de anolar halinde devam eden diyafram duvar imalat süreci görülmektedir [7]:



Şekil 4.3 : Diyafram duvarın imalat süreci

4.1.3 Bentonit bulamacının özellikleri

Bentonit bulamacının kullanım amacı yer altı suyu seviyesinin yukarıda olduğu zeminlerde istinat yapısı için yapılan kazı sırasında çıkarılan zeminin yerine kuyuyu doldurarak kuyu stabilitesini sağlamaktır. Bu nedenle, bentonit bulamacının özellikleri TS EN 1538 de tanımlandığı üzere, Çizelge 4.1 deki gibi olmalıdır [8].

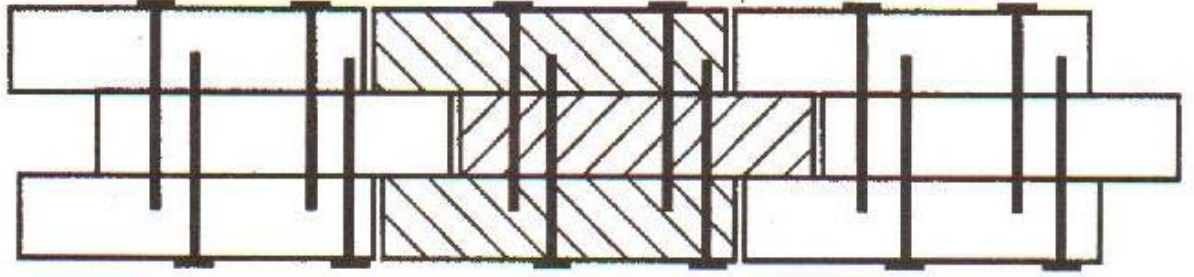
Çizelge 4.1 : Bentonit süspansiyonun özellikleri

Özellik	Kullanım safhaları		
	Taze	Tekrar kullanım için hazır	Betonlamadan önce
Birim hacim kütlesi (g/ml)	< 1,10	< 1,25	< 1,15
Marsh değeri (s)	32 – 50	32 - 60	32 - 50
Akışkan kaybı (ml)	< 30	< 50	-
pH	7 – 11	7 - 12	-
Kum muhtevası (%)	-	-	< 4
Filtre keki (mm)	< 3	< 6	-
- Dikkate alınmaz			

4.2 Palplanş Perdeler

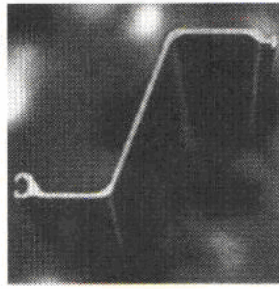
4.2.1 Genel

Diyafram duvarlarda olduğu gibi toprak yüklerini karşılamanın yanı sıra sızdırmazlık da sağlayan çelik palplanş perdeler önceden erkek – dişi uçlara sahip birbirine geçmeli ahşapların zemine çakılmasıyla yapılmaktaydı (Şekil 4.4).



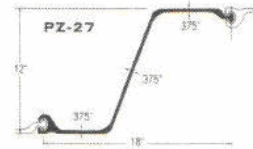
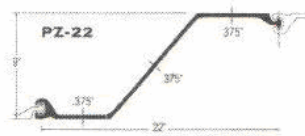
Şekil 4.4 : Ahşap palplanş perde [6]

Sonradan 1890'da Amerika'da geliştirilen ve 20. yüzyılın başlarında kullanılmaya başlanan çelik palplanşların en çok kullanılan tipi 6 ile 12 mm et kalınlığına sahip Z şeklinde palplanşlardır. Yanal basınçların fazla olmadığı kazılarda ise daha geniş olduklarından daha az birleşme detayına sahip U şeklinde palplanşlar kullanılmaktadır. Z ve U tipi palplanşlara örnek resimler Şekil 4.5 ve Şekil 4.6'da görülmektedir [6].



PZ22 VE PZ27 ÇELİK PALPLANŞ

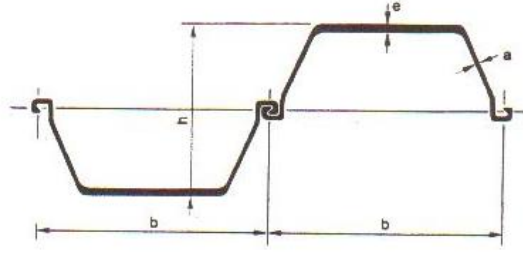
- A.B.D'de sıcakta şekil verilmiş
- ASTM A572'de "Grade 50" olarak bulunabilir
- Top & soket kilitlenme



Boyutlar ve özellikler

KESİT	Alan in ² cm ²	Genişlik in mm	Ağırlık		Atalet momenti in ⁴ cm ⁴	Kesit modülü		Tane başına yüzey alanı	
			per single lb/ft kg/m	per wall lb/ft ² kg/m ²		tane başına in ³ cm ³	duvar başına in ³ cm ³	Toplam alan in ² cm ²	Nominal alan in ² cm ²
PZ-22	11.86 76.5	22 560	40.3 59.2	22.0 10.4	154.7 6440	33.1 542	18.1 973	4.94 1.51	4.48 1.37
PZ-27	11.91 76.5	18 455	40.5 60.3	27.0 131.8	276.3 11500	45.3 742	30.2 1620	4.94 1.51	4.48 1.37

Şekil 4.5 : Z tipi palplanş



Section	Width	Height	Back thickness	Flange thickness	Developed perimeter	Section area	Coating area	Mass		Section modulus	Moment of inertia	Radius of gyration
	b in	h in	e in	a in	[*] in/ft of wall	in ² /ft of wall	^{**} ft ² /ft of s. pile	lbs/ft of pile	lbs/ft ² of wall	in ³ /ft of wall	in ⁴ /ft of wall	r in
PU 6	23.62	8.90	.295	.252	28.1	4.54	4.76	30.44	15.5	11.2	49.2	3.30
PU 8	23.62	11.02	.315	.315	29.4	5.48	5.02	36.62	18.6	15.4	85.0	3.94
PU 12	23.62	14.17	.386	.354	31.0	6.61	5.28	44.28	22.5	22.3	157.8	4.89
PU 16	23.62	14.96	.472	.354	32.3	7.51	5.51	50.20	25.6	29.8	223.5	5.45
PU 20	23.62	15.75	.488	.382	34.4	8.50	5.87	56.92	28.9	37.2	292.0	5.86
PU 25	23.62	17.80	.559	.394	35.5	9.45	6.07	63.23	32.2	46.5	413.7	6.62
PU 32	23.62	17.80	.768	.433	35.5	11.48	6.07	77.01	39.1	59.5	529.2	6.79

Şekil 4.6 : U tipi palplanş

4.2.2 Bağlantı detayları

Palplanş perdeler sıcak ve soğuk işlem ile şekil verilmelerine göre farklı bağlantı detaylarına haizdirler. Sıcak işlem gören palplanşların bağlantı detayları Şekil 4.7’de; soğuk işlem gören palplanşların bağlantı detayları Şekil 4.8’de verilmektedir [6].

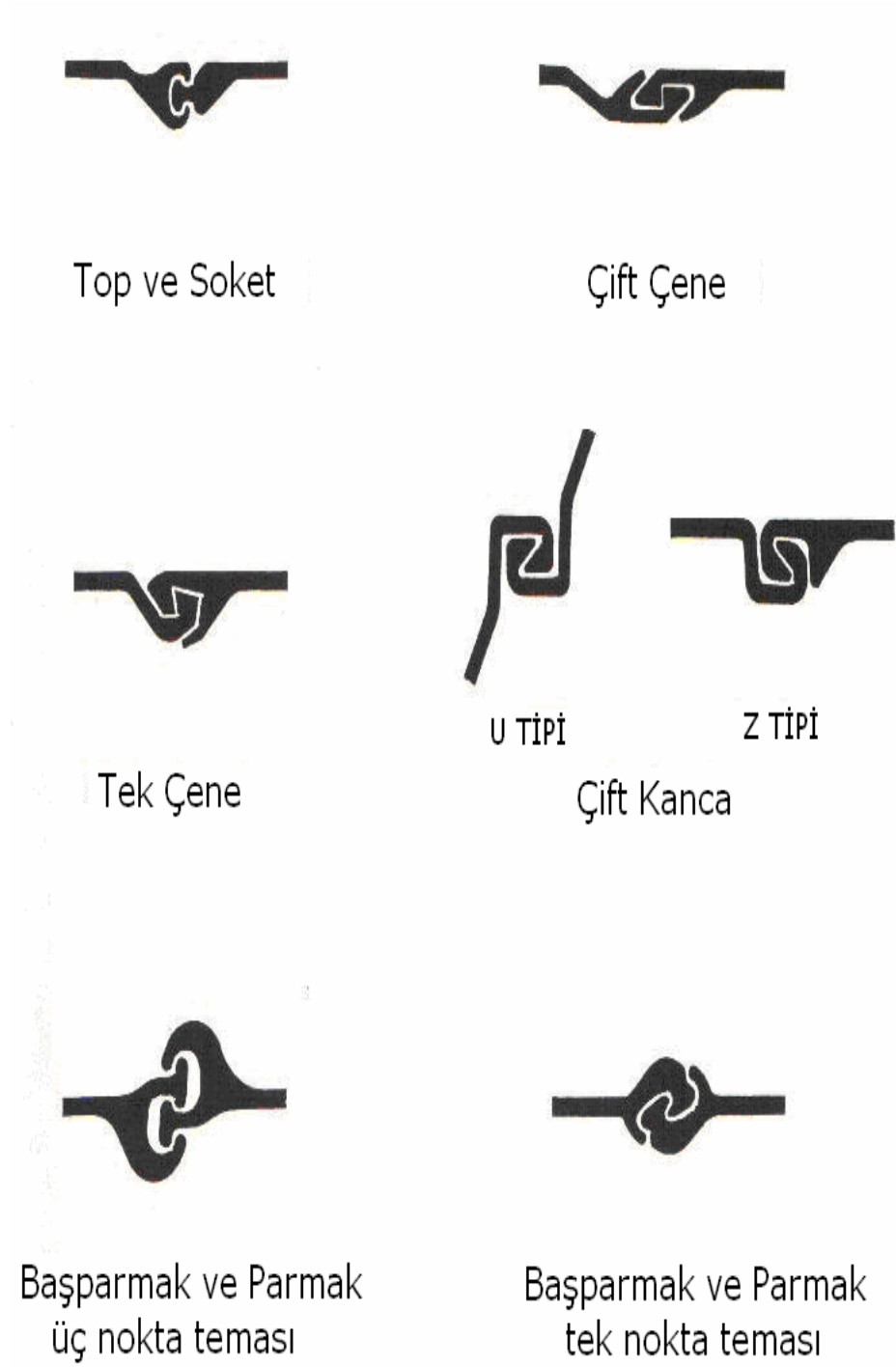
Bunlardan sıcakta şekil verilen palplanşların su sızdırmazlığı daha fazladır.

4.2.3 Avantaj ve dezavantajları

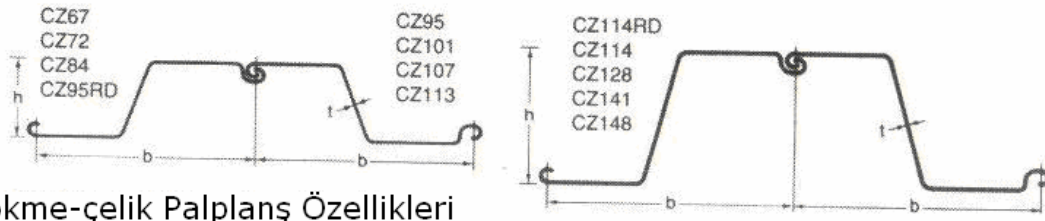
Palplanş perdelerin diğer sızdırmazlık perdelerine karşı en büyük avantajı tekrar kullanılabilir olmalarıdır. Ayrıca diyafram duvarlarda olduğu gibi bentonit çamur tankı gibi inşaat için gerekli ek bir alan kaplayan ünitelere ihtiyaç yoktur.

Bununla beraber palplanş perdenin çakımı sırasında ortaya çıkan gürültü ve vibrasyonun çevreye karşı olumsuz etkileri palplanş perdelerin şehir içinde kullanımını sınırlayan faktörlerdendir. Ayrıca şehir içinde kullanıldıklarında etraftaki bina yoğunluğundan dolayı palplanş perdelerin geri çıkarılmasında kullanılan vinç ve gerekli ekipman için çalışma alanının kısıtlı olması, iyi planlanmadığı takdirde, palplanş perdelerin zeminden çıkarılmasına müsaade etmemektedir. Diğer bir dezavantajı ise zorlu zemin koşullarında palplanş perdenin sürülmesi sırasında hasar olarak yırtılma ihtimali olmasıdır. Ayrıca palplanş perdeler kazık ve diyafram

duvarlardan daha az rijitliğe sahip olduklarından kazıda yatay yerdeğiştirmeler daha büyük olacaktır. Konuyla ilgili grafik Şekil 2.4’de görölmektedir.



Şekil 4.7 : Sıcakta şekil verilen palplanş bağlantı detayları



Dökme-çelik Palplanş Özellikleri

Kesitler	Genişlik b	Yükseklik h	Kalınlık t ⁽¹⁾	Yüzey Alanı	Kesit Alanı	Kütle		Kesit Modülü	Atalet Momenti	Dönme Çapı	Kesitler
	mm	mm	mm	m ² / lin. m	mm ² / m	kazık kg/m	duvar kg/m ²	10 ³ mm ³ / m	10 ⁴ mm ⁴ / m	mm	
CZ67	550	200	5,5	1,46	8 530	36,8	67,0	575	57,50	83	CZ67
CZ72	550	200	6,0	1,46	9 230	39,7	72,0	628	62,80	83	CZ72
CZ84	550	200	7,0	1,46	10 690	46,2	84,0	732	73,25	83	CZ84
CZ95RD	550	200	7,8	1,46	11 820	51,0	92,8	815	81,55	83	CZ95RD
CZ95	550	200	8,0	1,46	12 110	52,3	95,0	835	83,50	83	CZ95
CZ101	550	200	8,5	1,46	12 870	55,6	101,0	887	88,85	83	CZ101
CZ107	550	200	9,0	1,46	13 640	58,9	107,0	940	94,00	83	CZ107
CZ113	550	200	9,5	1,46	14 390	62,0	113,0	993	99,30	83	CZ113
CZ114RD	610	340	8,0	1,80	13 620	65,2	106,9	1 600	272,00	141	CZ114RD
CZ114	610	340	8,5	1,80	14 540	69,7	114,0	1 700	289,00	141	CZ114
CZ128	610	340	9,5	1,80	16 250	77,8	128,0	1 900	323,00	141	CZ128
CZ141	610	340	10,5	1,80	17 950	86,2	141,0	2 100	357,00	141	CZ141
CZ148	610	340	11,0	1,80	18 800	90,3	148,0	2 200	374,00	141	CZ148

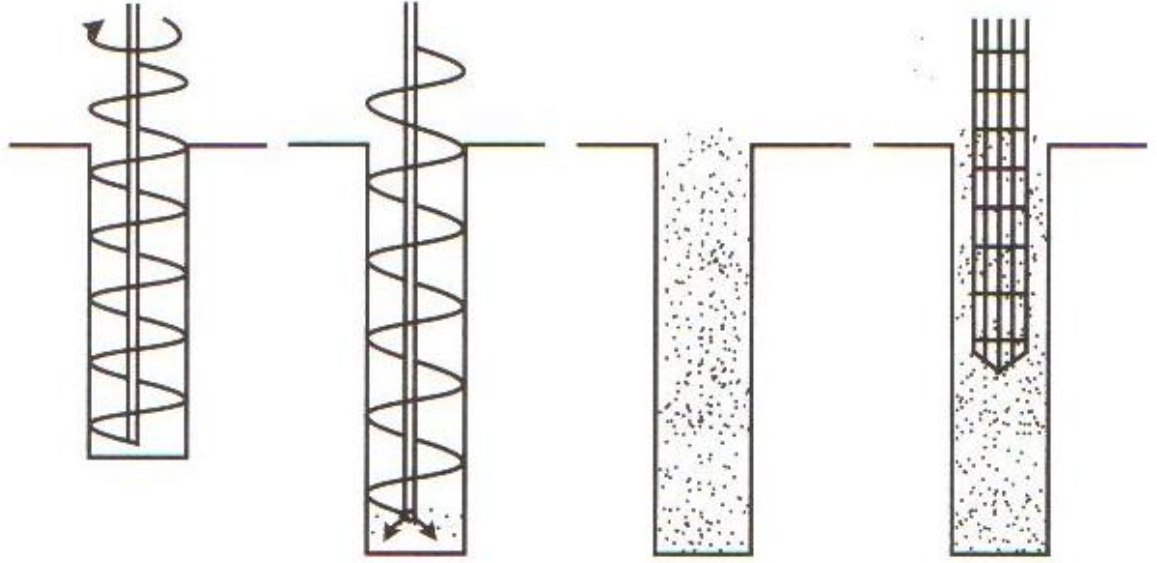
Şekil 4.8 : Soğukta şekil verilen palplanş bağlantı detayları

4.3 Kazıklı İstinat Duvarı

4.3.1 Genel

Kazıklar fore kazık ve çakma kazık olarak ikiye ayrılırlar. Çakma kazıklar, önceden imal edilen prekast betonarme kazıkların veya çelik profillerin zemine çakılması veya vibrasyonla sürülmesiyle inşa edilmektedirler.

Fore kazıklarda ise imalat, auger, karotiyer, rotary ile zeminde delgi yapıldıktan sonra donatı kafesi veya çelik profilin yerleştirilmesini takiben kuyuya beton dökülmesiyle yapılmaktadır. Bu tip imal edilen fore kazıkların çapları 60 ile 200 cm arasında değişmektedir [1]. Fore kazık imalatında izlenen diğer bir yöntemde ise oyuk gövdeli auger ile delgi sonrası augerin içinden verilen basınçlı enjeksiyonla kuyu içinde kalan artıkların dışarı atılıp kuyunun enjeksiyonla dolması sağlanır ve donatı kafesi veya çelik profil kuyuya indirilir. Bu tip kazıklarda çap 30 ile 60 cm arasında değişmektedir. Konuyla ilgili resim Şekil 4.9 da görülmektedir [1].



Şekil 4.9 : Yerinde enjeksiyonlanan kazıklar

Fore kazıklı istinat duvarlarının diğer istinat duvarlarına avantajları arasında imalat sırasında çakma kazıklar veya palplanş perdelerde olduğu gibi vibrasyon ve gürültü olmaması; kazık boylarının istenilen derinlikte imal edilebilmesi, karotiyerle kayalarda imalat yapılabilmesi ve palplanş perdelerden daha rijit olmaları gelmektedir. Dezavantajları arasında ise imalat süresinin palplanş perdelerden daha uzun olması, diyafram duvarlardan daha az rijitliğe sahip olması ve etkinliğinin büyük ölçüde işçiliğe bağlı olması gelmektedir.

Kazıklar imalat şekillerine göre sınıflandırılabilirler gibi zeminde dizilimlerine göre de bağımsız dizilim, teğet kazıklar, kesişen kazıklar ve karışık dizilime sahip kazıklar olmak üzere 4'e ayrılırlar. Söz konusu kazık dizilimleri Şekil 4.10'da gösterilmektedir [1].

4.3.2 Bağımsız dizilime sahip kazıklar

Şekil 4.10.a'da gösterilen birbirinden bağımsız olarak imal edilen bu tip kazıklar yer altı suyu seviyesinin kazı seviyesinin altında olduğu durumlarda tercih edilmektedirler. Bu tip kazıkların en büyük avantajları arasında hızlı ve ekonomik olarak imal edilmeleri gelmektedir. Ayrıca imalat sırasında gürültü seviyesi fazla olmamaktadır.

Bağımsız dizilime sahip kazıklar granüler zeminler, kohezyonlu zeminler, kayalar (sağlam kayalarda karotiyer kullanma şartıyla) için uygundur. Bununla beraber, yumuşak killer ($c_u < 10 \text{ kN/m}^2$) ve zayıf organik zeminler için uygun değildir [1].

4.3.3 Teğet kazıklar

Teğet kazıklar, ilk başta birbirinden bağımsız olarak imal edilen kazıkların (birincil kazıklar) arasına birincil kazıklara teğet olacak şekilde imal edilen ikincil kazıklardan meydana gelmektedirler. Şekil 4.10.b ve Şekil 4.10.c de S şeklinde ve bir hat halinde dizilen teğet kazıklar görülmektedir.

Teğet kazıklar, kazıda yer altı suyu söz konusu olduğunda, kesişen kazıklara göre imalatları daha kolay olduğundan tercih edilmektedirler. Fakat sızdırmazlıkları az olduğundan sızdırmazlığı sağlamak için kazıkların arasına ek olarak enjeksiyon uygulanabilmektedir [1].

4.3.4 Kesişen kazıklar

Bu tip kazıklarda önce birincil (dişi) kazıklar, ardından ikincil (erkek) kazıklar imal edilir. İkincil kazıkların imalatına başlamak için birincil kazığın betonunun fazla mukavemet kazanması istenmez. Aksi takdirde ikincil kazığın imalatında birtakım güçlüklerle karşılaşılacaktır. Şekil 4.10.d de kesişen kazıkların imalatında izlenebilecek sıralama gösterilmektedir.

Kesişen kazıklarda dişi kazıklar donatısız, erkek kazıklar donatı kafesi veya çelik profil yerleştirilerek imal edilirler.

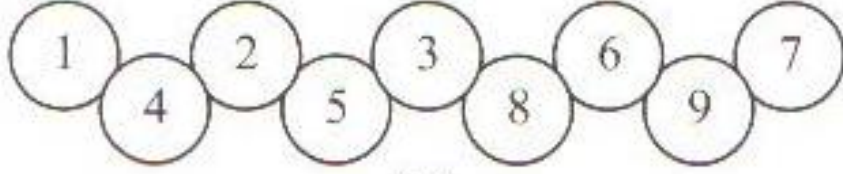
Kesişen kazık imalatı, sızdırmazlığı en iyi sağlayan kazık imalat şeklidir [1].

4.3.5 Karışık dizilime sahip kazıklar

Bu tip kazıklar önce bağımsız dizilime sahip kazıklar gibi imal edilirler. Sonra Şekil 4.10.e’de gösterildiği gibi bağımsız dizilime sahip kazıkların arkasından sızdırmazlığı sağlamak maksadıyla jet grout kolonları imal edilir. Bu sistemde dikkat edilecek en önemli husus jet grout kolonlarının kalitesidir.



(a)



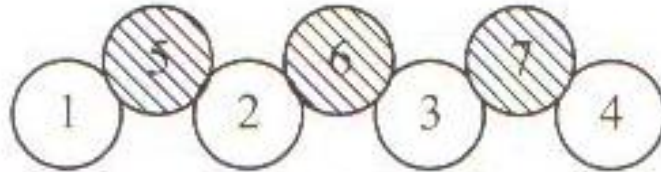
(b)



(c)



(d)



(e)

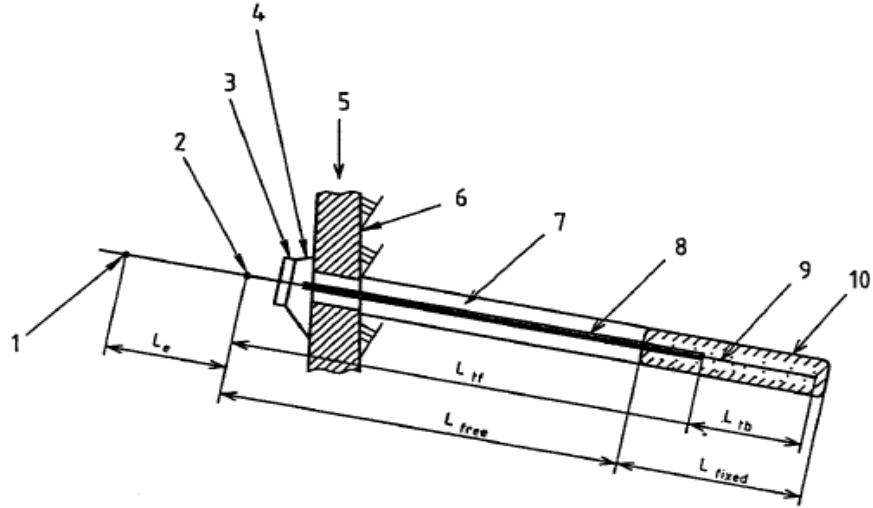
Şekil 4.10 : Kazık dizilimleri: (a) Bağımsız dizilim, (b) ve (c) Teğet kazıklar, (d) Kesişen kazıklar, (e) Karışık dizilim [1]

5. ÖNGERMELİ ZEMİN ANKRAJLARI

5.1 Genel

Ankrajlar servis süreleri bakımından geçici ve kalıcı olarak ikiye ayrılırlar. Geçici ankrajlar, kalıcı yapı imal edilene kadar kazıyı desteklemek için tasarlanan, servis süreleri 2 seneyi geçmeyen ankrajlardır. Kalıcı ankrajların servis süresi ise 75 ile 100 sene arasında olduğu düşünülmektedir.

Ankrajlar, yük aktarma bakımından serbest bölge ve kök bölgesi olmak üzere iki kısımdan oluşurlar. Serbest bölge, tendonun kılıfla kaplı olduğu ve halatların enjeksiyonla temas etmeyerek serbestçe uzayıp kısalabileceği, yük taşımayan ve yükü kritik kayma düzleminden dışarıya aktaran bölgedir. Kök bölgesi ise kritik kayma düzleminin dışında kalan, yükü zemine aktaran bölgedir. Kök boyu 3 m den az olamaz [9].



Anahtar kelimeler

- 1 Yükleme esnasında krikodaki ankrajlama noktası
- 2 Hizmet esnasında ankraj başlığında ankrajlama noktası
- 3 Taşıma plakası
- 4 Yük aktarıcı blok
- 5 Yapı elemanı

- 6 Zemin/Kaya
- 7 Sondaj deliği
- 8 Kılıflı kısım
- 9 Çekme çubuğu
- 10 Enjeksiyon gövdesi

Şekil 5.1 : Ankraj bileşenleri [12]

Burada;

L_{tf} : Çekme çubuğu serbest boyu

L_{tb} : Çekme çubuğu aderans boyu

L_{free} : Serbest ankraj boyu

L_{fixed} : Sabit ankraj boyu

Yukarıda Şekil 5.1’de bir ankrajın şematik olarak çiziminde görüldüğü gibi ankrajlar, ankraj kafasından, taşıyıcı plakadan ve tendondan meydana gelmektedir. Tendon, öngermeli çelik çubuktan veya halatlardan, kılıftan, ayırıcılardan ve merkezleyicilerden meydana gelmektedir. Kılıf, serbest bölgenin oluşumu için tendonu enjeksiyondan ayırmaktadır. Ayırıcılar, kök bölgesinde kullanılarak halatları birbirinden ayırır ve her bir halatın enjeksiyonla bağ oluşturmalarını; merkezleyiciler ise tendonu ankraj deliği içinde ortalayarak tendonun her tarafının enjeksiyonla temasını sağlarlar.

5.2 Ankraj Tipleri

Uygulamada kullanılan ankraj tipleri aşağıdaki gibidir:

5.2.1 Yerçekimiyle enjeksiyonlanan zemin ankrajları (A Tipi)

Bu tip ankrajlar genelde kaya veya çok katı ile katı kıvam aralığındaki kohezyonlu zeminlerde kullanılır. Tremi yöntemiyle enjeksiyonlanan düz şaftlı kuyudaki ankrajın sıyrılmaya karşı direnci, zemin ile enjeksiyon arasında mobilize olan kayma direncine bağlıdır.

5.2.2 Basınçlı enjeksiyon ile imal edilen zemin ankrajları (B Tipi)

En uygun kaba daneli granüler zeminlerde ve zayıf çatlaklı kayalarda kullanılan bu yöntem aynı zamanda ince daneli kohezyonlu zeminlerde de kullanılmaktadır. Düz şaftlı ankraj kuyusu en az 0,35 MPa basınçla kuyu ağzına kadar enjeksiyonlanır [10]. Uygulanan basınçla kök bölgesindeki enjeksiyon soğanının etrafında bulunan zemin daha iyi sıkışacağından ve enjeksiyon soğanının çapı artacağından ankrajın sıyrılmaya olan direnci artacaktır.

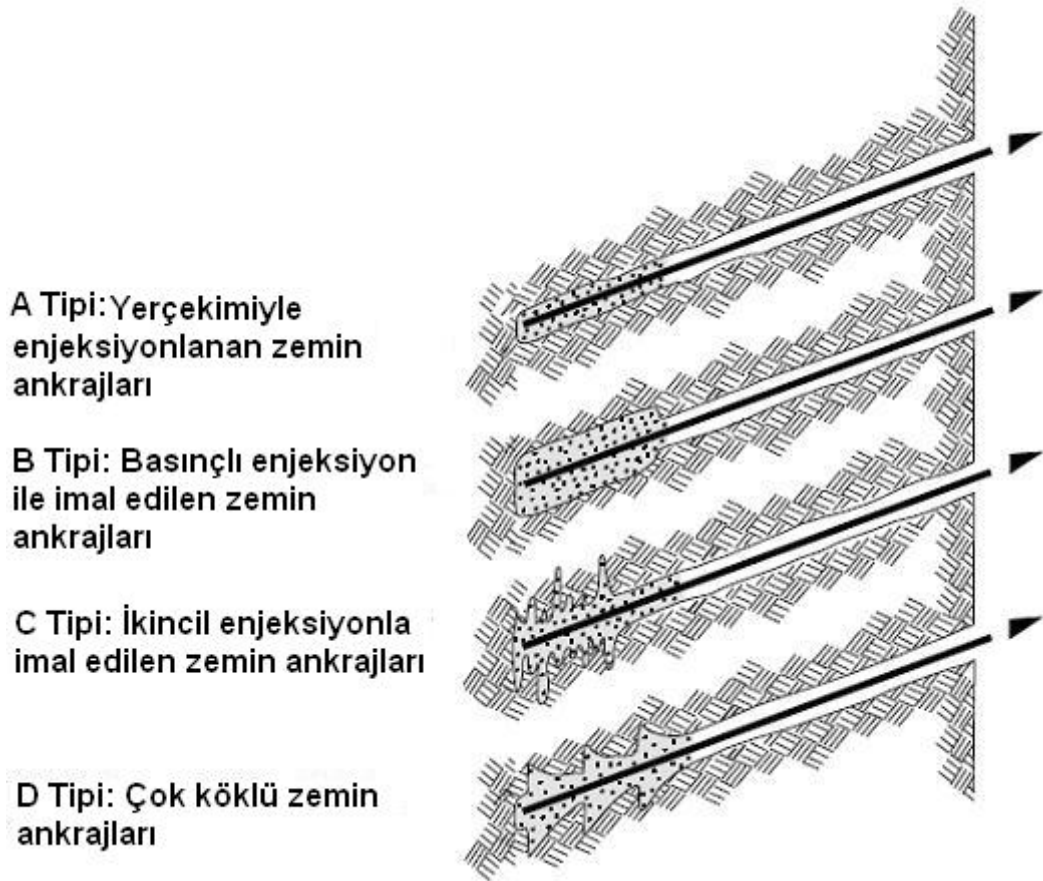
5.2.3 İkincil enjeksiyonla imal edilen zemin ankrajları (C Tipi):

Bu yöntemde ankraj tendonuna bağlı enjeksiyon borularıyla ilk enjeksiyonu takiben sonraki gün(ler) ankraj kuyusuna tekrar basınçlı enjeksiyon verilerek önceki enjeksiyon patlatılır ve enjeksiyonun zemine doğru kamalanması sağlanır. Böylece enjeksiyon soğanının çapı büyümüş olur.

5.2.4 Çok köklü zemin ankrajları (D Tipi):

Sert ile katı kıvamlı kohezyonlu zeminlerde kullanılan bu yöntem kök bölgesinde çan şeklinde aparatların yardımıyla bir dizi kök oluşturarak uygulanır. Bu tip ankrajlarda sıyrılmaya karşı direnç kayma mukavemeti ve uç mukavemeti ile sağlanmaktadır.

Yukarıda bahsedilen ankraj tiplerine ait şematik bir çizim Şekil 5.2 de görünmektedir [10].



Şekil 5.2 : Uygulamada ankraj tipleri

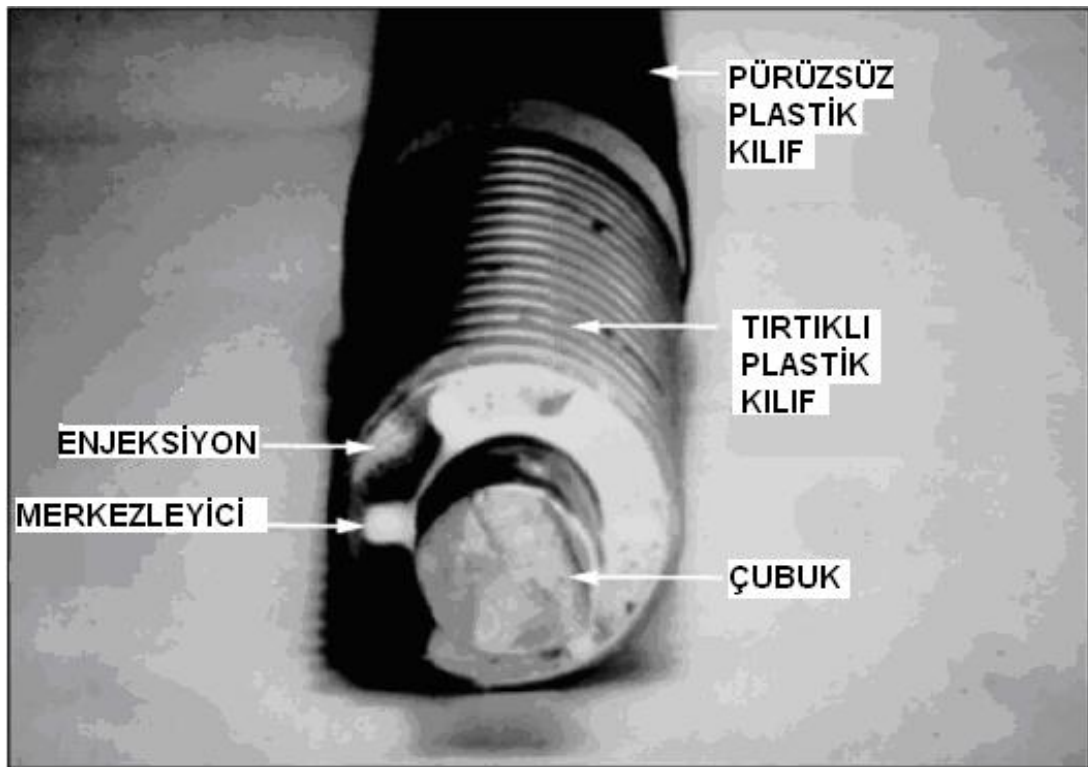
5.3 Tendonda Kullanılan Malzemeler

5.3.1 Çelik çubuk ve halat tendonlar

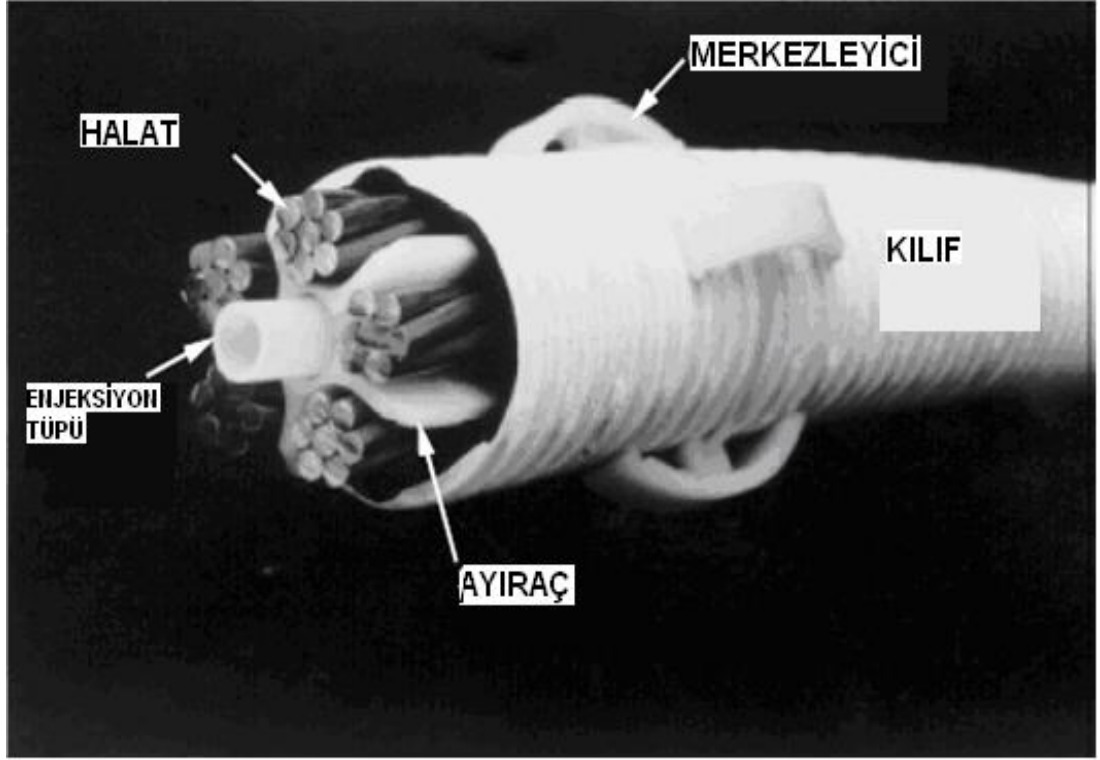
Zemin ankrajlarında kullanılan çubuk tendonlar 26 mm, 32 mm, 36 mm, 45 mm ve 64 mm çaplarında 18 metreye kadar manşonsuz bir şekilde imal edilmektedirler. 64 mm çapındaki çubukların taşıma gücü 2077 KN a kadar çıkmaktadır [10].

Halat tendonlar 7 telden oluşmaktadırlar. Halat tendonlarda gerekli minimum çekme mukavemeti 1860 MPa olmalıdır [11]. Günümüzde genelde 15 mm çapında halatlar kullanılmakta olup halat boylarında bir kısıtlama olmadığından herhangi bir manşonlama işlemine başvurulmamaktadır. Bu sebeple halat tendon kullanımı daha yaygındır.

Şekil 5.3 ve Şekil 5.4 de çubuk ve halat tendonlara ait örnekler görünmektedir [10].



Şekil 5.3 : Çelik çubuk tendon



Şekil 5.4 : Halat tendon

5.3.2 Merkezleyici ve ayırıcılar

Ayırıcılar, halatlar arasında 6 ile 13 mm bir boşluk kalmasını sağlayarak kök bölgesinde her bir halatın enjeksiyonla temasını sağlamaktadırlar. Benzer şekilde merkezleyiciler de tendon ile ankraj kuyusunun çeperleri arasında en az 13 mm boşluk kalmasını sağlayarak tendonun her tarafının enjeksiyonlanmasını sağlarlar [10].

Şekil 5.3 ve Şekil 5.4'te çubuk ve halat tendonlardaki merkezleyici ve ayırıcılar gözükmemektedir.

5.4 Enjeksiyon

Zemin ankrajı için hazırlanan enjeksiyonda 100 mm lik küp numuneler üzerinde uygulanan basınç testlerinde 3 günlük basınç dayanımı 20 MPa, 28 günde 35 MPa değerini geçmelidir [11].

Ağırlıkça 0,40 ile 0,55 su/çimento oranına sahip Tip I çimento ile hazırlanan enjeksiyonlar genellikle ankraj kanıt testleri öncesi enjeksiyonun sahip olması gereken 21 MPa değerinde mukavemete sahiptirler [10]. Yalnız yüksek sıcaklıklarda

veya uzun pompalama mesafelerinde su miktarını azaltıcı, akışkanlaştırıcı birtakım katkıları kullanılabilmektedir.

5.5 Korozyona Karşı Koruma

Kalıcı ankrajların servis sürelerinin uzun olması, ankrajlarda korozyona karşı birtakım önlemler alınmasını beraberinde getirmektedir. Bununla beraber geçici ankrajlarda korozyona karşı bir koruma yapılmamasına rağmen kirliliğin fazla olduğu zemin şartlarında, kalıcı yapının imalat süreci de göz önünde bulundurularak, geçici ankrajlarda da korozyona karşı bir önlem almak gerekebilir.

TS EN 1537 Özel Jeoteknik Uygulamalar-Zemin Ankrajlarında korozyona karşı koruma sistemlerine ait örnekler aşağıda Çizelge 5.1’de verilmiştir:

Çizelge 5.1 : Kalıcı ankrajlarda korozyon koruyucu sistemlere örnekler [12]

ÖNGÖRÜLEN KORUMANIN DOĞRULANMASI	
a) Bütün korozyon koruyucu sistemler, etkinliğinin doğrulanması için deney/deneylere tabi tutulmalıdır. Bütün deney sonuçları detaylı olarak kayıt edilmelidir. b) Korozyon koruma sistemlerinde deneylerin sonuçlarının teknik değerlendirilmesi, müşteri teknik temsilcisi tarafından yapılarak sistemdeki her kaplamanın öngörülen korumaya ulaştığından emin olunmalıdır. Burada, belirli sistemlerde iç koruma, kaplamanın bütünlüğünün dış koruma borularının doğruluğuna bağlı olduğuna dikkat edilmelidir. c) Çekme çubuğunun ankraj boyunda sadece koruyucu kaplama öngörülebilir ve bunun doğruluğu yerinde deney vasıtası ile mesela elektrik resistivite deneyi ile kontrol edilmelidir.	
1. <u>Çekme çubuğu aderans boyu</u> Korozyon kılıfı aşağıdakilerden birinden oluşabilir a) Çekme çubuğu/çubukları ve çimento şerbeti ihtiva eden bir tek onduleli plastik koruyuculu kılıf. b) Ankrajın tesisinden önce kılıflar arası boşluklar ve çekirdek içine ön enjeksiyon şerbetlenmesi tamamlanmış (çimento veya reçine ile) çekme çubuğunu(çubuklarını) kapsayan konsantrik onduleli iki plâstik kılıf. c) Çekme çubuğu veya çubukları ihtiva eden ve önceden çimento enjeksiyonu yapılmış bir onduleli plâstik kılıftır. Kılıf ile çubuklar arası kaplama en az 5 mm olmalıdır. Çekme çubuğu veya çubukları sürekli nervürlü dış yüzeye sahip olmalıdır. Çalışma yükü altında çimento enjeksiyonunun çatlak genişliği 0,1 mm’den büyük olmamalıdır. d) En az 20 mm kalınlıkta enjeksiyon şerbeti ile 1 metreden daha büyük olmayan aralıklarla en az 500 kPa basınçla kaplanmış en azından 3 mm kalınlığında çelik veya onduleli plastikten yapılmış bir tek manşet kılıf. Kılıf ve çekme çubuğu arasında en az 5 mm kaplama yapılmalıdır. Bu çimento enjeksiyonunun çatlak genişliği çalışma yükü altında 0,2 mm’yi geçmemelidir. e) Onduleli bir çelik kılıf (basınç borusu) greslenmiş çekme çelik çubuğunu sıkıca sarmalıdır. Tekrar şekil değiştirme somununda kılıf ve plastik başlık çalışma yükü altında çatlak genişliği 0,1 mm yi geçmeyen ve kalınlığı 10 mm den az olmayan çimento şerbeti ile kaplanarak muhafaza edilmelidir.	Yerinde öngörülen koruma bariyerleri a) Tek plastik kılıf b) İki plastik kılıf c) İç çimento şerbeti ve çevreleyen plastik kılıf d) İç çimento şerbeti ve çevreleyen çelik veya plastik kılıf e) Çelik kılıf ve çevreleyen çimento şerbeti

Çizelge 5.1 (devam) : Kalıcı ankrajlarda korozyon koruyucu sistemlere örnekler [12]

2. Çekme çubuğunun serbest boyu Korozyon koruyucu sistem, ankraj deliği içerisinde çekme çubuğunun serbest hareketine müsaade etmelidir. Bu aşağıdaki tedbirlerin biri ile sağlanabilir; A) Aşağıdaki A, B, C veya D' nin kombinasyonundan biri ile birlikte tamamen plâstik koruyucu madde ile dolu, tek çekme çubuğu etrafındaki plâstik kılıf, B) Aşağıdaki A veya B kombinasyonlardan biri ile birlikte içinde çekme çubuk/çubukları bulunan ve tamamen çimento şerbeti ile dolu plâstik kılıf, C) Aşağıdaki B' nin kombinasyonunda tamamen çimento şerbeti ile doldurulmuş çekme çubuğu demeti için toplam plâstik kılıf, a) Plâstik koruyucu madde ile doldurulmuş genel plâstik kaplama veya kılıf, b) Uç kısmı su girişine karşı sızdırmaz hale getirilmiş genel plâstik kaplama veya kılıf, c) Çimento enjeksiyonu ile doldurulmuş genel plâstik kaplama veya kılıf. Çekme çubuğu veya çubuklarının gerilme altında serbest hareketini sağlamak için ya tek tek kaplama veya genel kaplama içerisinde gres veya aderansız temas sağlanmalıdır. d) Yoğun çimento şerbeti ile doldurulmuş genel çelik kılıf.
3. Ankraj başlığı ve serbest boyu arasındaki geçiş Kaplanmış veya enjeksiyonlu veya betonlanmış çelik muhafaza borusu veya sabit plâstik kılıf, ankraj başlığına kaynak yapılmalı veya direkt olarak bağlı olmalıdır. Kaplamalar, korozyon koruma malzemeleri, çimento veya reçine ile doldurulmuş ve serbest boy boru veya borusuna sızdırmaz olarak bağlanmış olmalıdır.
4. Ankraj başlığı En az et kalınlığı 3 mm olan kaplanmış ve/veya galvanizli metal başlık veya en az 5 mm et kalınlıklı katı plâstik koruyucu başlık, taşıma plâkası ile sabit olarak bağlanmış olmalı ve koruyucu başlık çıkarılabilirse plâstik korozyon koruyucu madde ile doldurulmalı ve sızdırmazlık sağlanmalıdır. Kaldırılamazsa çimento harcı veya reçine ile doldurulmalıdır.

5.6 Ankraj İmalat Yöntemi

Ankraj delgisi, zemin cinsine ve şartlarına göre karot, rotari, darbeli matkap, muhafaza borusu ve auger ile yapılmaktadır. Ankraj deliğinin eksenini 75 mm den az açısal tolerans ve 2° den az sapma toleransı dâhilinde ayarlanmalıdır [12]. Ayrıca ankraj delgisi başladıktan 2 m sonrasında yapılacak bir kontrolle delik eksenindeki yatay veya düşey yöndeki sapmanın ankraj boyuna oranı 1/30 dan küçük olmalıdır [13]. Federal Highway Administration zemin ankrajları şartnamesinde ankraj deliği ağzının, projede belirtilen noktadan 300 mm den fazla sapmaması gerektiği belirtilmektedir.

Tendon, projede belirtilen derinliğe kadar sürülmelidir. Tendonun tam olarak sürülememesi halinde ankraj kuyusunda bir göçük var demektir. Bu durumda tendon, kuyudan çıkartılmalı ve kuyu tekrar temizlenmelidir. Sondaj deliğinde göçüklerin önüne geçmek için tendon deliğe yerleştirildikten sonra en kısa sürede deliğin enjeksiyonlanması gerekmektedir.

Sondaj deliğinin enjeksiyonlanması için kullanılan pompa en az 1 MPa değerindeki basıncı ölçebilmelidir [10]. Enjeksiyonlama enjeksiyon tüpleri, oyuk gövdeli augerler ile yapılmaktadır. Tendon, enjeksiyonlama öncesi veya sonrası deliğe yerleştirilebilir. Enjeksiyonlama basıncı kuyu ağzından ölçüldüğünde en az 0,35 MPa değerinde bir basınçla en az 5 dakika süreyle yapılmalıdır [10].

5.7 Ankraj Deney Ekipmanı ve Deneyleri

5.7.1 Germe için yeterlilik

Ankraj kanıt testleri yapılmadan evvel enjeksiyon 21 MPa değerinde mukavemete sahip olmalıdır ve ankraj, enjeksiyonlanmasından itibaren 3 günden önce yüklenmemelidir [10]. Diğer yandan TS 1537 de şu ifade yer alır: “Normal şartlarda 7 gün içerisinde sabit boydaki enjeksiyon şerbeti yeterince pirizlendiğinde, germe veya deney uygulanmalıdır.”

5.7.2 Test ekipmanı

Ülkemizde germe işlemini yapan set hidrolik kriko, pompa, basınç saati ve çekme çubuğunu germe sırasında sıkıştıran grip / cıvatalardan meydana gelmektedir. Aşağıda Şekil 5.5’te germe ekipmanı görülmektedir.



Şekil 5.5 : Ankraj germede kullanılan hidrolik kriko

Germe ekipmanının her 6 ayda bir kalibre edilmesi ve kalibrasyon belgesinin imalat süresince şantiyede bulundurulması gerekmektedir [12].

5.7.3 Ankraj deneyleri

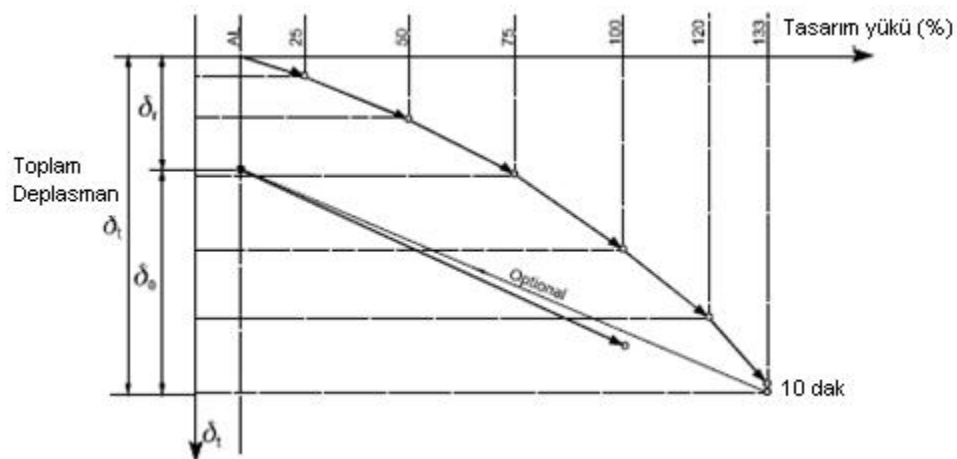
Ankraj deneylerinde, ispat yüküne kadar artan her bir yük kademesinde çekme çubuğundaki şekildeğiştirmeleri ya da yük kaybını kaydetmek üzere iki yöntem kullanılmaktadır. Bu yöntemlerden genelde birincisi kullanılmaktadır; yani her yük kademesinde çekme çubuğundaki şekildeğiştirmeler kaydedilir.

Ankraj *deneyleri* araştırma, uygunluk ve kabul deneyleri olmak üzere 3 tiptir:

Ankraj araştırma deneyi ile *proje* ankrajlarından önce tesis edilen bir ankrajda yüklenicinin yeterliliği, enjeksiyon – zemin arasındaki ankraj direnci (R_a), kritik sünme yükü ve yenilmeye kadar yüklenmiş ankrajın sünme özellikleri, servis yükünde ankrajın yük kaybı karakteristikleri ve görünür çekme çubuğu serbest boyu hakkında bilgi edinilir [12].

Ankraj uygunluk deneyi proje ankrajlarından en az 3 tanesi üzerinde uygulanarak ankrajların ispat yükünü taşıma yetenekleri, ispat yüküne kadar sünme ve yük kaybı özellikleri ve görünür çekme çubuğu serbest boyu hakkında bilgi edinilir [12].

Ankraj kabul deneyi ile ankrajın ispat yükünü karşılayıp karşılayamadığı, görünür çekme çubuğu boyu, kilit yükünü sağlayabildiği, sünme ve yük kaybı özellikleri görülmektedir [12]. Kabul deneyleri her bir ankrajda yapılmalıdır. Aşağıda Şekil 5.6’da kabul deneyine göre yük – deformasyon eğrisi verilmektedir [10]:



Şekil 5.6 : Yük deformasyon eğrisi

Burada;

δ_r : kalıcı deformasyon,

 δ_e : elastik deformasyon,

δ_t : toplam deformasyondur.

Deneyler sonucu ispat yükünde okunan deformasyondan (δ_t) referans yükünde ($P_a=0,10P_o$) okunan deformasyon (δ_r) çıkarıldığında elastik deformasyona (δ_e) ulaşılır. Elastik deformasyondan da görünür çekme çubuğu boyuna (L_{app}) aşağıdaki formülle ulaşılır (5.1):

$$L_{app} = (A_t \times E_t \times \delta_e) / (P_p - P_a) \quad (5.1)$$

Hesaplanan görünür çekme çubuğu boyu aşağıda verilen sınırlar dahilinde olmalıdır:

$$L_{app} \leq L_{tf} + 0,5 L_{tb} \quad (5.2)$$

$$L_{app} \leq 1,10 L_{tf} \quad (5.3)$$

Hangisi büyükse;

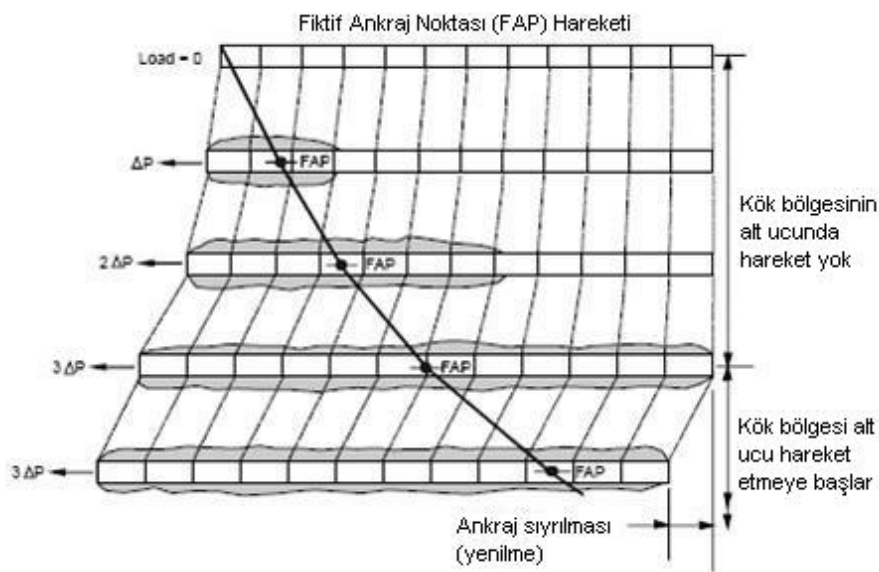
$$L_{app} \geq 0,8 L_{tf} + L_e \quad (5.4)$$

L_{app} : görünür çekme çubuğu boyu

L_{tf} : çekme çubuğu serbest boyu

L_{tb} : çekme çubuğu aderans boyu

L_e : ankraj başlığında çekme çubuğu ankrajından germe krikosundaki ankrajlama noktasına kadar ölçülen çekme çubuğunun dış boyudur.



Şekil 5.7 : Fiktif ankraj noktasının hareketi [10]

FAP: Fiktif ankraj noktası

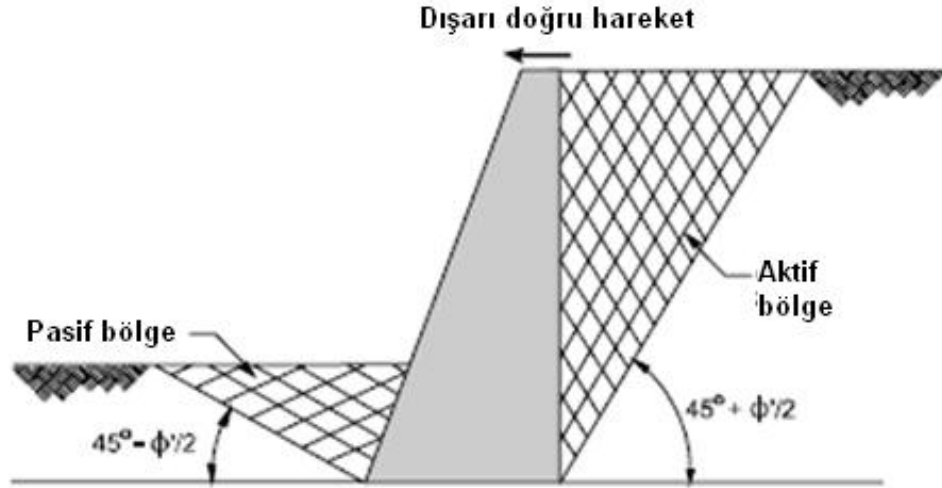
Görünür çekme çubuğu boyunun üst sınırı olan ($L_{tf} + 0,5 L_{tb}$) mesafesi, kök bölgesi boyunca ankraj ile zemin arasındaki kuvvetin mobilizasyonunu fiktif olarak gösteren aşağıdaki şematik çizimden alır (Şekil 5.7):

Şekil 5.7’de gösterildiği gibi fiktif ankraj noktası, aderans boyunun yarısından fazlasını geçtiği zaman kök bölgesinin alt kısmı hareket etmeye başlamış olur. Dolayısıyla ankrajda sıyrılma (yenilme) meydana gelir.

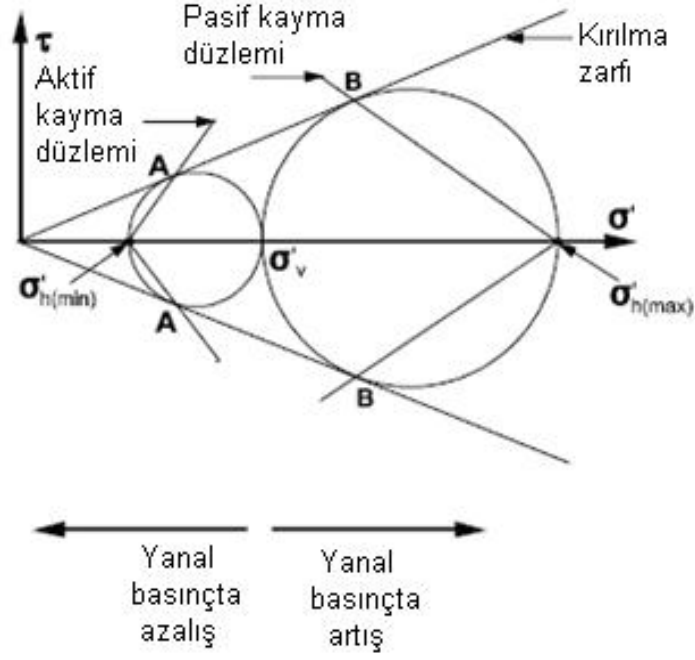
6. TOPRAK BASINÇLARI

6.1 Aktif ve Pasif Toprak Basınçları

Derin kazılarda bir istinat duvarıyla tutulan zemin, kazı yapılan alana doğru bir ferahlama gösterecektir. Bu ferahlama sonucu istinat duvarının hareket etmeye başlamasıyla (dönme, ötelenme) belli bir jeolojik yük altında bulunan zemin tanecikleri üzerindeki yatay gerilmelerde artma veya azalma meydana gelecektir. İstinat duvarındaki hareket belli bir dereceye vardığında tabandaki yatay gerilme (Şekil 6.1) artarak Şekil 6.2’de gösterilen maksimum değerine ($\sigma'_{h \max}$), B noktasına ulaşır ve zeminde göçme meydana gelir. Yine, istinat duvarındaki hareket belli bir dereceye vardığında istinat duvarının arkasındaki yatay gerilme (Şekil 6.1) azalarak Şekil 6.2 de gösterilen minimum değerine ($\sigma'_{h \min}$), A noktasına ulaşır ve zeminde göçme meydana gelir.



Şekil 6.1 : Aktif ve pasif toprak basınç bölgeleri (Rankine) [10]



Şekil 6.2 : Aktif ve pasif toprak basınçları [10]

Şekil 6.2'deki geometrik bağıntılardan yararlanarak aşağıdaki sonuçlar elde edilir:

$$\frac{\sigma'_{h(min)}}{\sigma'_v} = K_A = \frac{1 - \sin \phi'}{1 + \sin \phi'} = \tan^2(45 - \phi'/2) \quad (6.1)$$

$$\frac{\sigma'_{h(max)}}{\sigma'_v} = K_P = \frac{1 + \sin \phi'}{1 - \sin \phi'} = \tan^2(45 + \phi'/2) \quad (6.2)$$

K_A : aktif toprak basıncı katsayısı

K_P : pasif toprak basıncı katsayısı

Kohezyonsuz zeminler için geçerli olan 6.1 ve 6.2 nolu denklemler, kohezyonlu zeminler için aşağıdaki hali alırlar, (6.3) ve (6.4):

$$K_A = \tan^2(45 - \phi'/2) - \frac{2c'}{\sigma'_v} \tan(45 - \phi'/2) \quad (6.3)$$

$$K_P = \tan^2(45 + \phi'/2) + \frac{2c'}{\sigma'_v} \tan(45 + \phi'/2) \quad (6.4)$$

6.2 Sükunetteki Toprak Basıncı

Yanal hareketin olmadığı bir istinat yapısı sükunetteki toprak basıncı etkisindedir. Jaky, J. (1944), sükunetteki toprak basıncı katsayısı K_0 için aşağıdaki ampirik denklemi kurmuştur:

$$K_0 = \frac{\sigma'_h}{\sigma'_v} = 1 - \sin \phi' \quad (6.5)$$

Yalnız, sükunetteki toprak basıncı ankrajlı iksa sistemi gibi rijit olmayan yapılarda pek tercih edilmemektedir. Çünkü sükunetteki toprak basınçlarıyla çalışmak sistemde herhangi bir yanal deformasyona izin vermemek anlamına geldiğinden ekonomik ve efektif olmamaktadır.

7. ANKRAJ SİSTEMLERİNİN TASARIMI

7.1 Giriş

Bu bölümde istinat yapıları, şev stabilizasyonu, kaldırma kuvvetine maruz temeller veya yeraltı yapıları gibi birçok yerde kullanılan zemin ankrajlarının istinat yapılarında kullanılması halinde ankrajlara gelen yükler, ankraj boyları, ankrajlar arasındaki ara mesafeler hakkında bilgi verilmesi amaçlanmıştır.

7.2 Ankraj Sisteminin Tasarımında İzlenecek Yol

Birçok safhadan oluşan ankraj sistemi tasarımında aşağıdaki yol izlenebilir [10]:

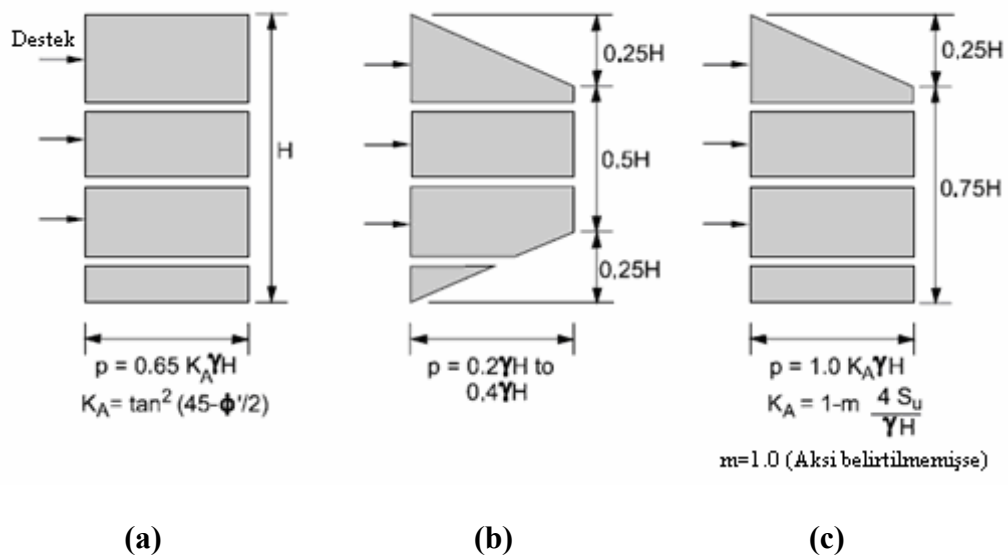
- Proje ile ilgili geometrisi, inşaat sürecinde getireceği kısıtlamalar, üstyapı inşaatı boyunca ilave olarak eklenecek sürşarj yükleri gibi bilgiler edinilir.
- İnşaat alanı çevresindeki üstyapı ve altyapıların plan ve kesiti elde edilir.
- Saha ve laboratuvar deneylerinden elde edilen verilere göre zemin parametreleri belirlenir.
- Güvenlik katsayıları, korozyona karşı koruma mertebesi karar verilir.
- Kazı derinliğine göre yanal toprak basıncı dağılımı belirlenir.
- Yeraltı suyu seviyesine göre su yükü, sürşarj yükü, deprem yükleri hesaplanarak yanal toprak basıncına eklenir.
- Ankrajlara gelen yükler ve istinat duvarına gelen momentler hesaplanır; zemin şartlarına ve duvarın taşıyabileceği moment mertebesine göre ankraj düşey aralığı ayarlanır.
- Hukuki sınırlara, sağlam ankrajlama tabakasına ve civardaki altyapıya göre ankrajlara eğim verilir.
- Düşeydeki eğimden dolayı ankrajların düşeydeki yük bileşeni hesaplanır.

- İstinat duvarı tipine göre ankraj yatay aralığı hesaplanır ve her bir ankraja gelen yük bulunur.
- Ankraj tipi seçilir.
- İstinat duvarının kazı tabanının altında kalan kısmının düşey ve yatay taşıma kapasitesi hesaplanır ve gerektiğinde duvar kesiti gözden geçirilir.
- Ankraj sisteminin iç ve dış kapasiteleri hesaplanır ve gerektiğinde ankraj geometrisi gözden geçirilir.
- İstinat yapısının maksimum yanal hareketi ve zemindeki oturmalar hesaplanır, gerektiğinde sistem yeniden tasarlanır.
- Kuşak kirişleri, göğüsleme kirişleri, yüzey kaplaması, drenaj sistemi, bağlantı aparatları tasarlanır.

7.3 Duvara Etkiyen Yanal Toprak Basınçlarının Hesabı

7.3.1 Terzaghi ve Peck toprak basınçları diyagramları

Dikdörtgen ve yamuk şeklindeki toprak basıncı diyagramları 1967 de Terzaghi ve Peck tarafından ve sonradan 1969 da Peck tarafından içten destekli kazılar için geliştirilmişlerdir. Şekil 7.1 de kumlar, katı – sert kıvamlı çatlaklı killer, yumuşak – orta katı killer için basınç diyagramları gösterilmektedir [10].

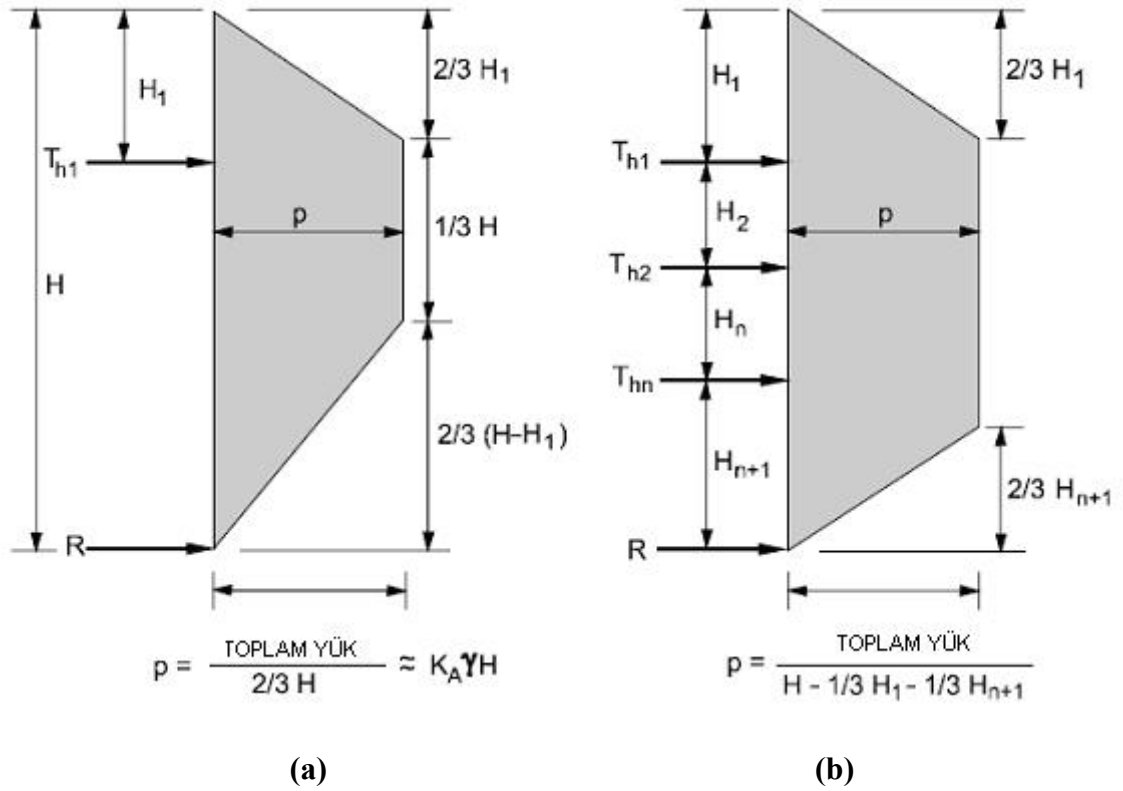


Şekil 7.1 :Farklı zemin tipleri için yanal toprak basıncı diyagramları: (a) Kumlar, (b) Katı – sert çatlaklı killer, (c) Yumuşak – orta katı killer

Şekil 7.1'deki toprak basıncı diyagramları, kazı tabanının altında kalan kısım için geçerli olmamakla beraber kazı derinliği 6 m den fazla olmalıdır. Ayrıca yukarıdaki model sadece kısa süreli yükleme durumu için geçerlidir [10].

7.3.2 Tavsiye edilen toprak basınçları diyagramları

Kumlar için istinat duvarına etkiyen toplam yük $P=0,65 K_A \gamma H^2$ dir. Toprak basıncının zemin yüzeyinde sıfır olması ve en üst sıra ankraja doğru artması ve ayrıca orta sıkı ile sıkı kumlarda kazı tabanı altında meydana gelen pasif dirençten dolayı toprak basınçlarının en alt sıra ankrajdan kazı tabanına kadar azalması göz önünde bulundurularak kumlar için aşağıdaki toprak basıncı diyagramları tavsiye edilmektedir (Şekil 7.2):



Şekil 7.2 :Yanal toprak basıncı diyagramları: (a) Tek sıra ankrajlı istinat yapısı, (b) Çok sıra ankrajlı istinat yapısı [10]

H_1 : Zemin yüzeyi ile en üst sıradaki ankraj arasındaki mesafe

H_{n+1} : Kazı tabanı ile en alt sıradaki ankraj arasındaki mesafe

T_{hi} : i. ankrajdaki yatay yük

R : Reaksiyon kuvveti

p : maksimum toprak basıncı

$$\text{Toplam Kuvvet } P = 0,65 K A \gamma H^2 \quad (7.1)$$

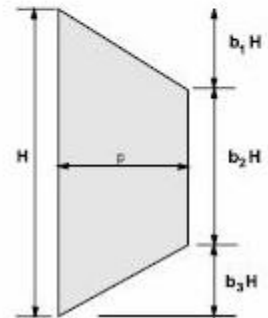
Şekil 7.2'deki diyagram, hem kısa vadeli hem de uzun vadeli yüklemeler için uygundur.

Katı – sert çatlaklı killerde basınç zarfı için aşağıdaki değerler tavsiye edilmektedir (Çizelge 7.1) [10]:

Çizelge 7.1 :Katı – sert killerde basınç zarfı

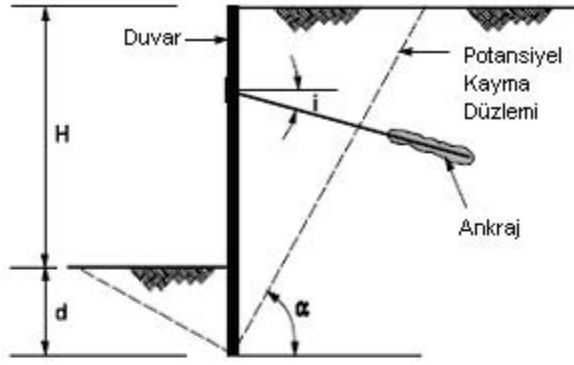
Referans	b_1	b_2	b_3	Maksimum basınç ordinatı, p , aralığı	Toplam yük
Terzaghi ve Peck (1967)	0,25	0,50	0,25	$0,2\gamma H - 0,4\gamma H$	$0,15\gamma H^2 - 0,30\gamma H^2$
Schnabel (1982)	0,20	0,60	0,20	$0,2\gamma H^{(1)}$	$0,16\gamma H^2$
Winter (1990)	0,20	0,60	0,20	$0,2\gamma H - 0,32\gamma H^{(1)}$	$0,16\gamma H^2 - 0,26\gamma H^2$
Ulrich (1989)	0,25	0,50	0,25	$0,2\gamma H - 0,4\gamma H$	$0,15\gamma H^2 - 0,30\gamma H^2$
FHWA-RD-75-130 (1976)	0	1,0	0	$0,15\gamma H - 0,30\gamma H$	$0,15\gamma H^2 - 0,30\gamma H^2$

Notlar: ⁽¹⁾ $\gamma = 19,6 \text{ kN/m}^3$

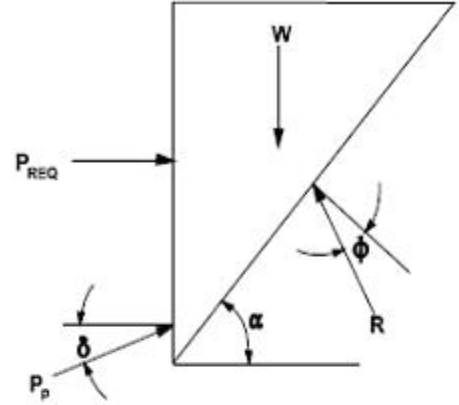


7.3.3 Kayma kaması analizi yöntemi

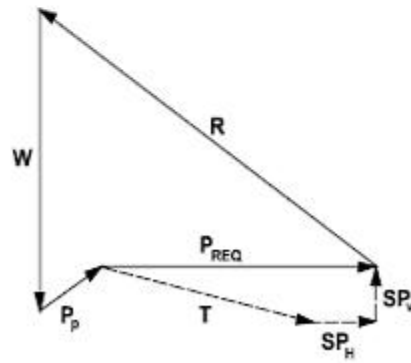
Bir istinat yapısında stabiliteyi sağlamak için toprak yüklerine karşı toplam direnç kuvvetini hesaplamak için kayma kaması analizi yöntemi kullanılmaktadır. Bu yöntemde kuvvetler vektörler halinde toplanarak toplam direnç kuvveti hesaplanır (Şekil 7.3).



(a) Örnek ankrajlı istinat duvarı sistemi



(b) Yük diyagramı



(c) Kuvvet vektörleri

- W = Kama ağırlığı
- R = Zemin mukavemetinin sürtünme bileşeni
- P_p = Pasif toprak basıncı
- T = Toplam ankraj kuvveti
- SP_H = Duvardan gele yanıl kuvvet
- SP_V = Duvardan gelen düşey kuvvet
- ϕ = Kırılma açısı
- δ = Zemin duvar arasındaki sürtünme açısı
- i = Ankraj eğimi
- α = Potansiyel kayma düzlemi açısı
- ξ = d/H

Şekil 7.3 :Kayma kaması analizi yöntemi [10]

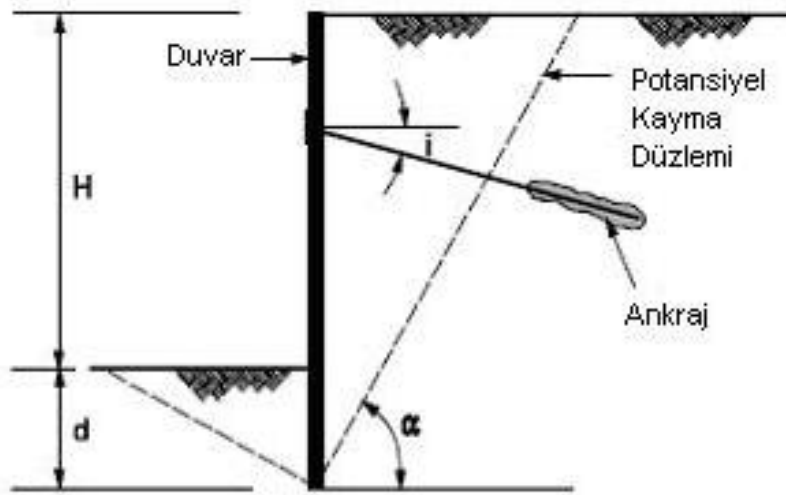
Burada;

$$P_{REQ} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[\frac{(1 + \xi)^2}{\tan(\alpha)} - K_p \xi^2 \left(\sin(\delta) + \frac{\cos(\delta)}{\tan(\alpha - \phi)} \right) \right] \tan(\alpha - \phi) \quad (7.2)$$

7.4 Öngermeli Zemin Ankrajlarının Tasarımı

7.4.1 Kritik kayma düzleminin yeri

İksa sistemlerinde istinat yapısının arkasındaki zeminde yük taşıyan ve yük taşımayan bölgeleri birbirinden ayıran düzleme kritik kayma düzlemi denir. Kohezyonsuz zeminlerde kritik kayma düzlemi, istinat duvarının tabanından zemin yüzeyine doğru yatayla $45 + \Phi'/2$ açıya sahiptir (Şekil 7.4).



Şekil 7.4 :Kritik kayma düzlemi [10]

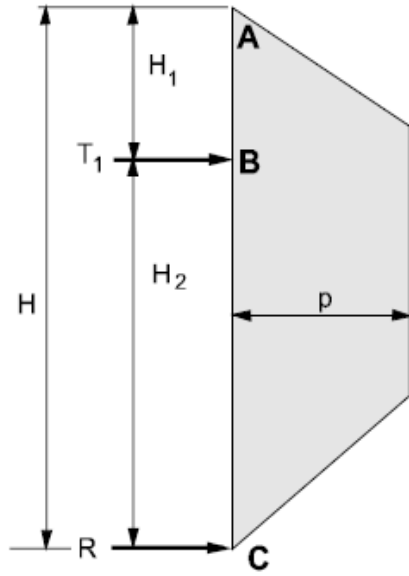
$$\alpha = 45 + \Phi'/2 \quad (7.3)$$

Zemin ankrajlarının tasarımında dikkat edilmesi gereken en önemli hususlardan biri yük taşıyan ankraj kök bölgesinin kritik kayma düzleminin arkasında kalması gerektiğidir.

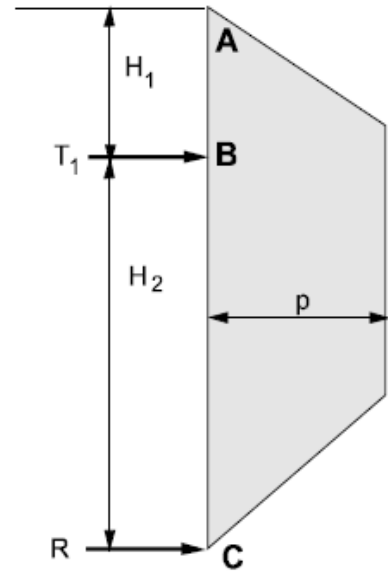
7.4.2 Ankraj yüklerinin toprak basınçları diyagramlarına göre hesabı

Ankraj yüklerini hesaplamada kuvvet alanı ve mafsal metodu olmak üzere iki adet yöntem kullanılmaktadır. Kuvvet alanı metoduna göre yanal toprak basıncı diyagramından her bir ankraja gelen kuvvet alanı hesaplanır. Mafsal metodunda ise kazı tabanında ya da bir alt seviyedeki ankraj seviyesinde momentin sıfır olmasına göre her bir ankrajın yükü hesaplanır. Her iki metotta yatayda birim uzunluk boyunca ankrajlara gelen yüklerin hesaplanması Şekil 7.5 ve Şekil 7.6'da gösterilmiştir [10].

Şekil 7.5 ve Şekil 7.6'da görülen R reaksiyon kuvveti, sıkı / katı zeminlerde kazı tabanının altında kalan zeminin gösterdiği dirençten gelmektedir. Burada zemin yanal destek gibi çalışmaktadır. Gevşek / yumuşak zeminlerde ise yeterli pasif direnç oluşmayacağından zemin direnci R, hiç alınmayabilir ya da elastik temeldeki giriş gibi düşünülerek düşük bir kuvvet alınabilir [10].



(a)



(b)

Şekil 7.5 : Tek sıra ankrajlara gelen yüklerin hesabı: (a) Kuvvet alanı metodu, (b) Mafsal metodu

Şekil 7.5.a'da işaret edilen kuvvet alanı metoduna göre ankraj yükü T_1 ve zemin reaksiyon kuvveti R aşağıdaki gibi hesaplanır:

$$T_1 = (H_1 + H_2/2) \text{ boyunca gelen kuvvet} \quad (7.4)$$

$$R = (H_2/2) \text{ boyunca gelen kuvvet} \quad (7.5)$$

Ankraj yükü T_1 ve zemin reaksiyon kuvveti R 'nin Şekil 7.5.b'de işaret edilen mafsal metoduna göre hesabı ise aşağıdaki gibidir:

$$T_1, \Sigma M_C = 0 \text{ dan hesaplanır.} \quad (7.6)$$

$$R = \text{Toplam yanal toprak kuvveti} - T_1 \quad (7.7)$$

Bir ankraja gelen yükün yatay bileşeni aşağıdaki denklemden hesaplanır:

$$T_h = T_{hi} s \quad (7.8)$$

s : iki komşu ankraj arasındaki yatay mesafe

Bir ankraja gelen yük T ise:

$$T = \frac{T_h}{\cos \theta} \quad (7.9)$$

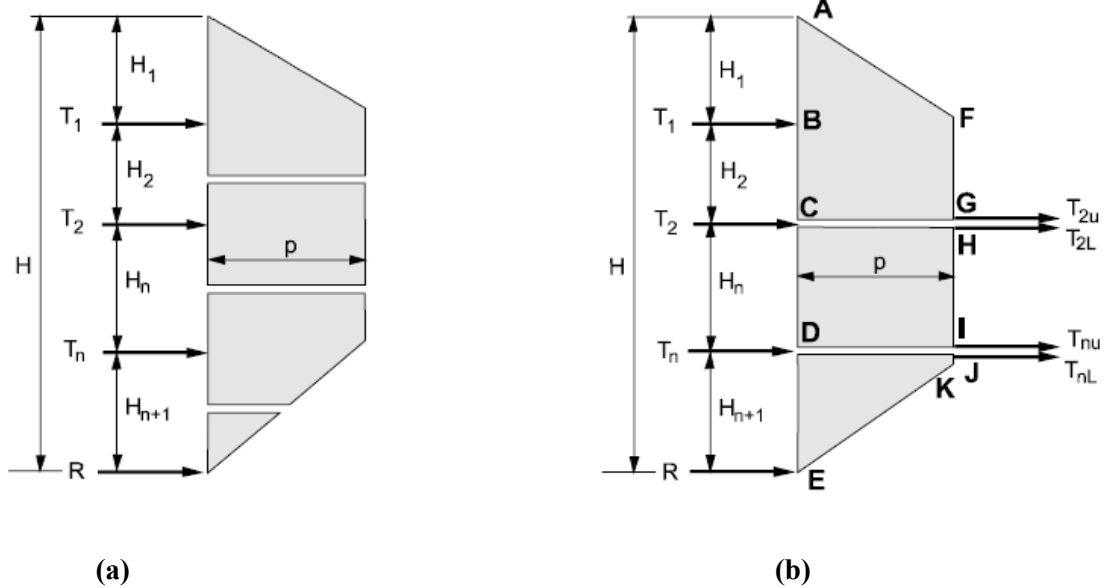
olarak hesaplanır.

θ : ankrajın yatayla yaptığı eğim

Bir ankraja gelen yükün düşey bileşeni:

$$T_v = T \sin \theta \quad (7.10)$$

dır.



Şekil 7.6 :Çok sıralı ankrajlara gelen yüklerin hesabı: (a) Kuvvet alanı metodu, (b) Mafsal metodu

Şekil 7.6.a’da anlatılan kuvvet alanı metodundaki ankraj yükleri aşağıdaki hesaplanırlar:

$$T_1 = (H_1 + H_2/2) \text{ boyunca gelen kuvvet} \quad (7.11)$$

$$T_2 = (H_2/2 + H_n/2) \text{ boyunca gelen kuvvet} \quad (7.12)$$

$$T_n = (H_n/2 + H_{n+1}/2) \text{ boyunca gelen kuvvet} \quad (7.13)$$

$$R = (H_{n+1}/2) \text{ boyunca gelen kuvvet} \quad (7.14)$$

Şekil 7.6.b’de anlatılan mafsal metodundaki ankraj yükleri aşağıdaki hesaplanırlar:

$$T_1, \Sigma M_C = 0 \text{ dan hesaplanır.} \quad (7.15)$$

$$T_{2U} = \text{Toplam yanal toprak kuvveti (ABCGF)} - T_1 \quad (7.16)$$

$$T_{2L}, \Sigma M_D=0 \text{ dan hesaplanır.} \quad (7.17)$$

$$T_{nu} = \text{Toplam yanal toprak kuvveti (CDIH)} - T_{2L} \quad (7.18)$$

$$T_{nL}, \Sigma M_E=0 \text{ dan hesaplanır.} \quad (7.19)$$

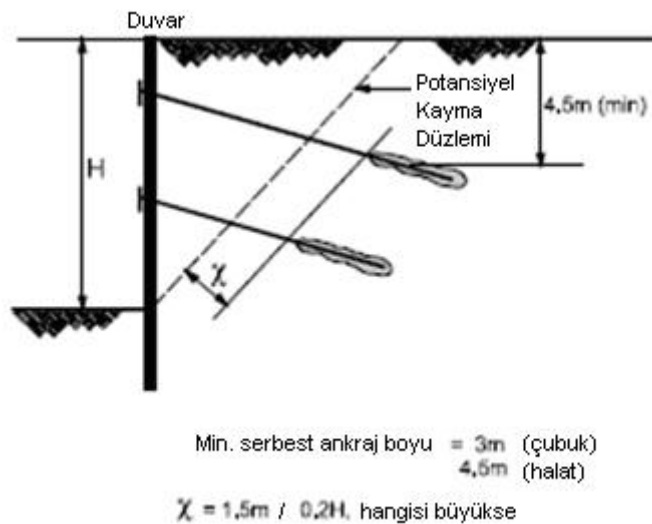
$$R = \text{Toplam yanal toprak kuvveti} - T_1 - T_2 - T_n \quad (7.20)$$

$$T_2 = T_{2U} + T_{2L} \quad (7.21)$$

$$T_n = T_{nu} + T_{nL} \quad (7.22)$$

7.4.3 Serbest ankraj boyunun hesabı

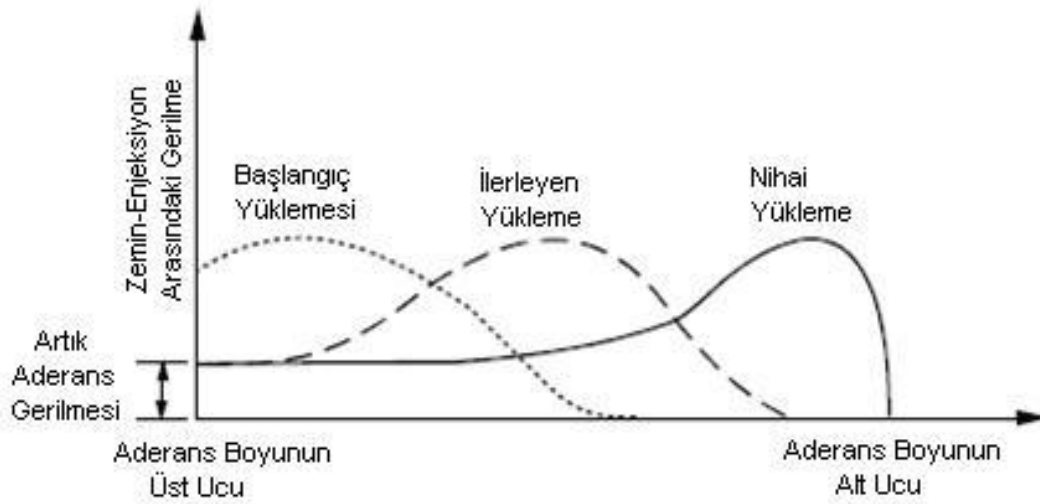
Bir ankrajın tasarlanan yükü taşıyabilmesi için ankraj kök bölgesi kritik kayma düzleminin en az $H/5$ veya 1,2 m (hangisi büyükse) daha uzakta olmalıdır [10]. Konuyla ilgili resim Şekil 7.7’de gösterilmektedir. Ayrıca ankraj kök bölgesinin sağlam bir tabakaya girmesi veya ankraj sisteminin toptan göçmeye karşı stabilitesini sağlamak için ankraj boyları dolayısıyla serbest ankraj boyları uzatılmaktadır. Bunların haricinde minimum serbest ankraj boyu halat tendonlarda 4,5 m, çubuk tendonlarda 3 m den az olamaz [10].



Şekil 7.7 :Serbest ankraj boyu [10]

7.4.4 Sabit ankraj boyunun hesabı

Ankraj yüklenmeye başlandıktan itibaren yük, ilk olarak kök bölgesinin yukarısında karşılanır. Yük arttıkça yukarı kök bölgesinde yer değiştirmeler artarak pik değerine ulaşır ve zemin ile enjeksiyon arasındaki bağlar zayıflar. Bunun üstüne yer değiştirmeler kök bölgesinde orta bölgeye doğru kayar. Kök bölgesindeki gerilme – kök boyu arasındaki ilişkiyi gösteren grafik Şekil 7.8 de görülmektedir [10]:



Şekil 7.8 :Gerilmenin kök bölgesinde dağılımı

Sabit ankraj boyu genelde 4,5 ile 12 m arasında tasarlanırlar. Şekil 7.8 deki diyagram incelenecek olursa kök bölgesinin yukarısında artık gerilmelerin oluşacağı ve yükün artmasıyla gerilmenin kök bölgesinin alt tarafına kayacağı görülmektedir. Bu da sabit ankraj boyunun belli bir uzunluğu (12 m) geçmesiyle ankraj kapasitesinde önemli bir artmanın yaşanmayacağını göstermektedir [10]. Bu sebeple ankraj kapasitesini arttırmak için sabit ankraj boyunu arttırmaktansa ankraj çapını arttırmak, basınçlı enjeksiyon uygulamak, ankrajın belli aralıklarla tekrarlı enjeksiyonlanması gibi uygulamalara gidilmelidir.

Özetle ankraj yük taşıma kapasitesini etkileyenler faktörler aşağıdaki gibi sıralanabilir:

- ankrajın enjeksiyonlanma şekli (basınçlı, cazibeli akış ile)
- sabit ankraj boyu
- ankraj çapı

•sondaj deliğinin temizliği

•sondaj delgisinden ne kadar süre sonra ankrajın enjeksiyonlandığı

Ayrıca ankraj yük taşıma kapasiteleri için ön tasarımda aşağıdaki değerler kullanılabilir [10]:

Çizelge 7.2 :Farklı zeminlerde tahmin edilen ankraj taşıma yükleri

Zemin cinsi	Relatif sıklık/Kıvam (Jeolojik yüke göre düzeltilmiş SPT aralığı)	Tahmin edilen taşıma yükü (KN/m)
Kum ve Çakıl	Gevşek (4-10)	145
	Orta sıkı (11-30)	220
	Sıkı (31-50)	290
Kum	Gevşek (4-10)	100
	Orta sıkı (11-30)	145
	Sıkı (31-50)	190
Kum ve silt	Gevşek (4-10)	70
	Orta sıkı (11-30)	100
	Sıkı (31-50)	130
Düşük plastisiteli silt-kil karışımı veya silt karışımları	Katı (10-20)	30
	Sert (21-40)	60

8. FLAME TOWERS PROJESİ İKSA SİSTEMİ

8.1 Giriş

Bu bölümde, Flame Towers Projesi temel kazısında uygulanan iksa sistemi konu alınmıştır. Aşağıda detaylıca incelenecek olan zemin etüdü sonuçları, bölgenin konumu ve jeolojik yapısı, zemin etüdü sonuçlarına göre zeminin mühendislik özellikleri, inşa edilecek yapılar ve önerilen iksa sistemi hakkında Enar Mühendislik Mimarlık ve Danışmanlık Ltd. Şti. tarafından hazırlanan “Dia Holding FZCO Azerbaijan Baku Flame Towers Projesi Hakkında Geoteknik Rapor” dan faydalanılmıştır.

DİA Holding FZCO tarafından üç adet yüksek kuleden ve kulelerin çevrelediği oturma alanı boyunca yeraltı otoparkı ve alışveriş merkezinden oluşan Flame Towers Projesi (Şekil 8.1), Azerbaijan Bakü’de Milli Meclis ve Genelkurmay binalarının kuzey doğusunda, Parlament ve Şehitler Caddelerinin arasında yer almaktadır. Flame Towers Projesinde Azerbaijan’da Müslümanlık öncesi ateşe tapınma inancından esinlenilerek Azerbaijan’ın sönmeyen ateşi temsil edilmektedir.

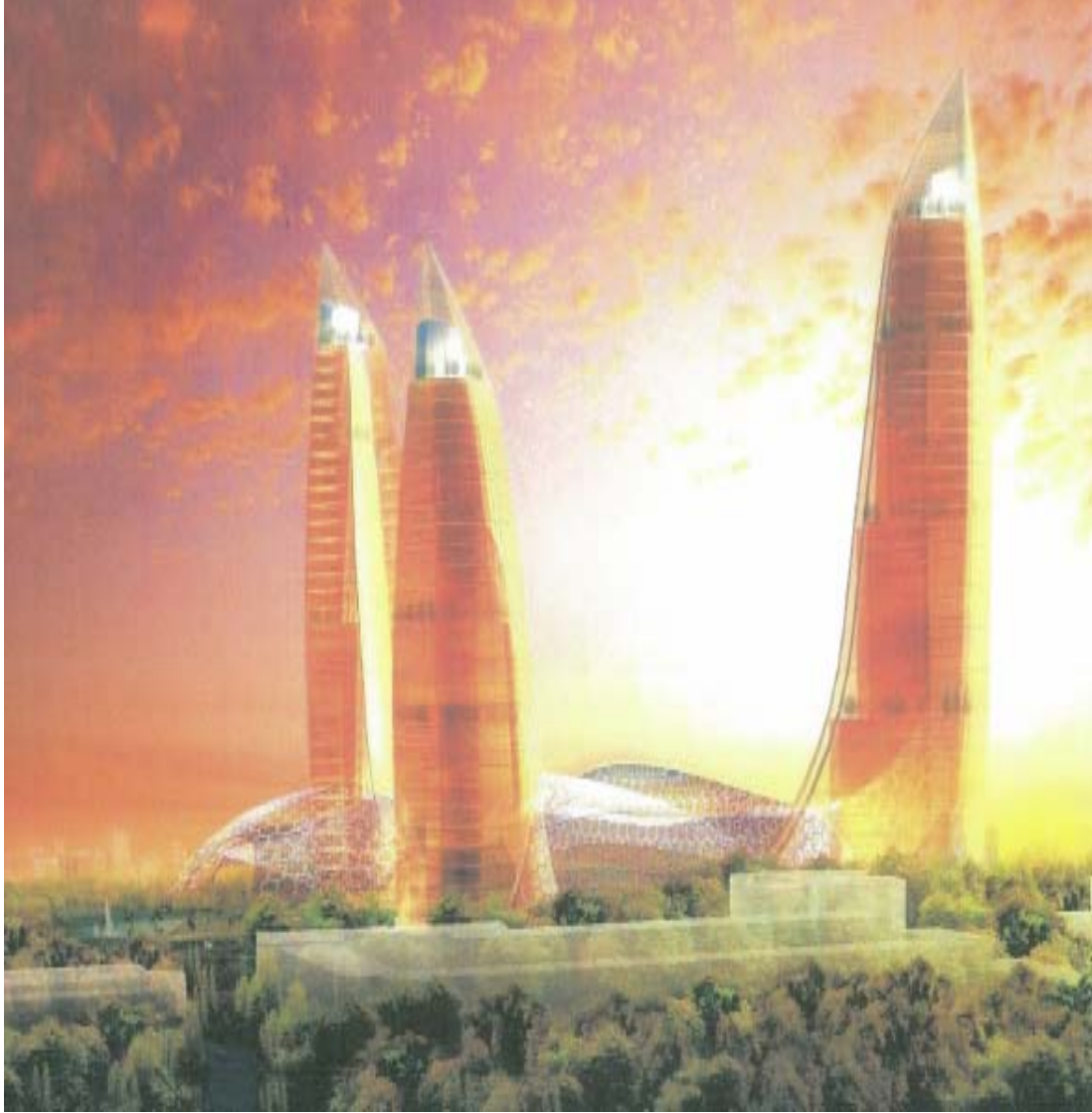
8.2 İnşa Edilecek Yapılar

Şekil 8.1 de görüleceği üzere proje kapsamında otel, ofis ve rezidanstan oluşmak üzere 3 adet yüksek katlı kule ile kuleler arasında bağlantıyı kuracak alışveriş merkezi, eğlence merkezi ve otopark inşa edilecektir. Flame Towers yapı kompleksinin toplam inşaat alanı 257.000 m² olacaktır. Flame Towers’ın inşa edileceği alana ait uydu görünüşü ile otel, ofis ve rezidans bloklarının kesitleri EK A’da Şekil A.1, Şekil A.2, Şekil A.3 ve Şekil A.4’te verilmiştir.

Otel, konferans merkezi ve konutların yer alacağı (A) kulesi 38 katlı olup 180 m yüksekliğinde olacaktır. (A) kulesinin toplam inşaat alanı 44.500 m² dir.

160 m yüksekliğinde 36 kattan meydana gelecek (B) kulesinde ofisler yer alacaktır. (B) kulesinin toplam inşaat alanı 34.000 m² olacaktır.

Rezidans olarak inşa edilecek (C) kulesi 140 m yüksekliğinde olup 27 kattan meydana gelmektedir. (C) kulesinin toplam inşaat alanı 34.000 m² olacaktır.



Şekil 8.1 :Flame Towers üç boyutlu görünüş [13]

Flame Towers yapı kompleksine ait vaziyet planı Şekil 8.2’de verilmiştir.

8.3 Bakü’nün Genel Jeolojisi

Enar Mühendislik tarafından Flame Towers Projesi için hazırlanan geoteknik raporda Bakü’nün genel jeolojisi hakkında şöyle bahsedilmektedir:

“Bakü ve yakın çevresi, geniş bir Tersiyer havzasıdır. Bu havza, Palöosen’den, Kuvarterner’e kesintisiz bir çökme ortamı olmuştur. Bu sebeple, bölgede genç tortul birimler karakteristiktir. Jeolojik kesit, tabanda Paleosen-Miyosen yaşlı denizel kumtaşı-kiltaş ile başlamaktadır. Stratigrafik kesitte, daha üstte kavrı kıltaşı,

silttaşı ve kireçtaşı birimleri mevcuttur. Hazar Denizi kıyısındaki geniş düzlüklerde, yukarıda sıralanan kaya birimleri kum, bol deniz kabuklu silt ve kil gibi delta çökelleriyle örtülmüştür. Düşük enerjili ortamda çökelen bu birimlerin üzerleri Bakü şehri kıyısında karasal aşınma ile oluşan ve taşınan ince kumlarla ve siltlerle örtülüdür.”



Şekil 8.2 :Flame Towers vaziyet planı [13]

8.4 Arazi Çalışmaları

Zemin profilinin çıkarılması amacıyla sahada Dia Holding FZCO 9 adet zemin araştırma sondajı, 2 adet sismik kırılma etüdü yaptırmıştır. Sondaj kuyularının 2 tanesinde permeabilite deneyleri yapılmıştır.

Ayrıca temel kazısı başladıktan sonra Azerbaycan Fevkalade Haller Nazırlığı tarafından 16 adet daha zemin araştırma deneyleri yaptırılmıştır.

8.4.1 Zemin araştırma sondajları

Arazi topografyasına göre farklı yerlerden ve kotlardan Dia Holding FZCO tarafından toplamda 380 m olmak üzere 9 adet zemin araştırma sondajı yapılmıştır. Sondajların vaziyet planına işlenmiş hali Şekil 8.3'te verilmiştir.

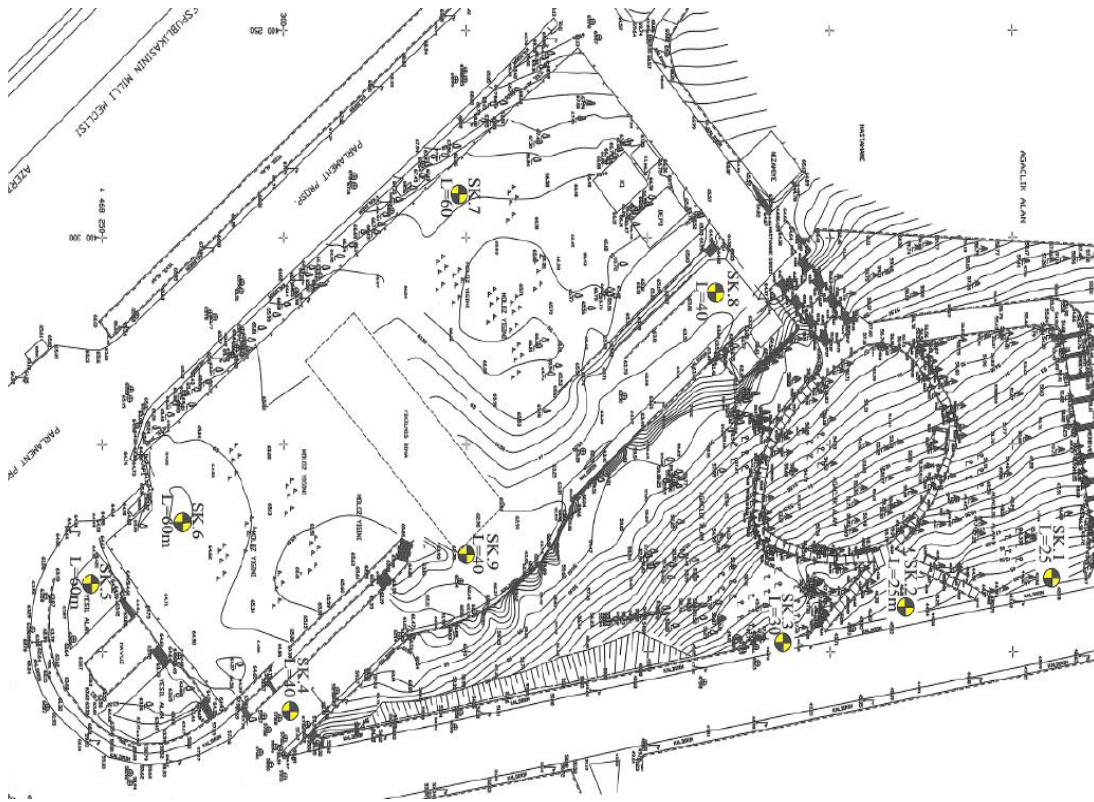
Sondajlarda her 1,5 metrede bir SPT deneyi yapılmış, kaya ortamında da karotiyer ile ilerlenmiştir. Ayrıca her sondaj bitiminde kuyu boşaltılmış ve yer altı suyu seviyesi ölçülmüş, takibinde 24 saat sonra tekrar yapılan yeraltı suyu ölçümüyle yer altı suyu seviyesi belirlenmiştir.

Aşağıda Çizelge 8.1’de sondaj derinlikleri ve yer altı suyu seviyeleri gösterilmiştir:

Çizelge 8.1 :Sondaj bilgileri [13]

Sondaj No	Ağız Kotu (m)	Sondaj Derinliği (m)	Yer altı Suyu Derinliği (m)	Yer altı Suyu Kotu (m)
SK 1*	43,43	25,0	10,15	33,28
SK 2	45,00	25,0	11,00	34,00
SK 3*	46,69	30,0	12,00	34,69
SK 4	57,68	40,0	11,40	46,28
SK 5	64,03	60,0	30,20	33,83
SK 6	64,37	60,0	26,10	38,27
SK 7	66,67	60,0	29,25	37,42
SK 8	63,55	40,0	13,45	50,1
SK 9	62,54	40,0	ölçülemedi	-

*Piyezometre tesis edilen kuyular



Şekil 8.3 :Sondaj planı [13]

Şekil 8.3'te görüleceği üzere SK 5, SK 6, SK 7 sondajları Parlament Caddesine paralel arazi yüksekliğinin en fazla olduğu kesimde I aksı üzerinde; SK 4, SK 8, SK 9 sondajları sahanın ortasında II aksı üzerinde, SK 1, SK 2, SK 3 sondajları ise Şehitler Caddesine paralel, arazinin en alçak kesiminde III aksı üzerinde yapılmıştır.

Ayrıca her bir aks (I, II, III aksları) için hazırlanmış, zeminin mühendislik parametrelerini belirleme açısından önemli yere sahip olan SPT – N değerlerinin derinliğe göre dağılım grafikleri EK A'da Şekil A.5, Şekil A.6 ve Şekil A.7'de gösterilmektedir [13].

Yukarıda belirtilen I, II ve III aksları üzerinde yapılan sondajlara göre çıkarılan zemin profili EK A'da Şekil A.8'de görülmektedir [13].

Bunun yanında, Azerbaycan Fevkalade Haller Nazırlığı tarafından yaptırılan 16 adet daha zemin araştırma deneylerinin plandaki yerleri ile sondajlar sonucu oluşturulan zemin profili ve lejandı EK A'da Şekil A.9, Şekil A.10 ve Şekil A.11'de verilmektedir [14].

Azerbaycan Fevkalade Haller Nazırlığınca yaptırılan sondajlardan oluşturulan I – I kesiti (Şekil A.10) ile proje başında işveren tarafından yaptırılan sondajlardan elde edilen zemin profili (Şekil A.8) karşılaştırıldığında zemin tabakalarının ve tabakaların başlayıp bittiği derinliklerinin birbiriyle örtüştüğü görülmektedir.

8.4.2 Sismik kırılma analizi

Zeminin mekanik, litolojik ve yapısal özelliklerinin belirlenmesi için profil uzunlukları 12 x 3 m olan 4 adet sismik profil ölçüsü alınmıştır. Düşeyde ve yataydaki plakalara vurulan çekiçle meydana gelen dalgaların zaman – uzaklık parametrelerinden yola çıkılarak V_p ve V_s hızları hesaplanmıştır. Sismik kırılma etüdü sonuçlarına göre belirlenen zemin parametreleri ve deprem parametreleri sırasıyla aşağıdaki Çizelge 8.2 ve Çizelge 8.3'de gösterilmişlerdir.

Çizelge 8.2'ye bakıldığında üst kısımda kalınlığı 3,4 – 5,5 m olan $V_p= 370 – 715$ m/s ve $V_s= 230 – 815$ m/s olan gevşek bir tabaka; hemen altında ise $V_p= 1290 – 2420$ m/s ve $V_s= 280 – 765$ m/s olan çok katı kıvamlı bir tabaka olduğu görülmektedir. Zemin araştırma sondajlarıyla karşılaştırıldığında, sismik kırılma etüdünü doğrular bir biçimde yukarı kısımda dolgu birim, altında ise kum ara bantlı, az killi silt tabakası olduğu görülmüştür. Yine arazi deneyleri sırasında SPT darbe sayılarından çok katı –

sert silt kıvamında belirlenen tabakanın sismik kırılma deneyinden de birim hacim ağırlığı 20 kN/m^3 olarak hesaplanarak söz konusu tabakanın özelliğiyle örtüştüğü görülmüştür.

Çizelge 8.2 :Sismik kırılma etüdü sonuçlarına göre hesaplanan zemin parametreleri [13]

	V _p (m/s)	V _s (m/s)	D (m)	E _d (kg/cm ²)	G _d (kg/cm ²)	γ (g/cm ³)	μ
1.serim	370	230	3,4	1758	742	1,36	0,18
	1290	670	>3,4	22546	8572	1,86	0,27
2.serim	715	295	4,5	4274	1540	1,60	0,39
	2420	815	>4,5	42318	14739	2,17	0,42
3.serim	415	280	4,4	1565	1169	1,40	0,26
	2280	780	>4,4	38944	13588	2,14	0,40
4.serim	645	250	5,5	2840	1006	1,56	0,39
	2090	765	>5,5	35621	12520	2,10	0,39
V _p = Tabakanın boyuna dalga hızı				V _s = Tabakanın enine dalga hızı			
d = Tabakanın derinliği				γ = Tabakanın yoğunluğu			
E _d = Tabakanın dinamik elastisite modülü				μ = Tabakanın Poisson oranı			

Çizelge 8.3 :Sismik kırılma etüdü sonucuna göre belirlenen deprem parametreleri [13]

	V _p (m/s)	V _s (m/s)	Zemin Grubu	Yerel Zemin Sınıfı	Zeminin Deprem İvmesi A _{max} (gal)	Zeminin Hâkim Titreşim Periyodu T ₀ (sn)	Spektrum Karakteristik Periyotları	
							T _A (sn)	T _B (sn)
1.serim	370	230	C	Z2	172	0,34	0,15	0,40
	1290	670	C	Z2		0,28	0,15	0,40
2.serim	715	295	C	Z2	213	0,29	0,15	0,40
	2420	815	B	Z2		0,22	0,15	0,40
3.serim	415	280	C	Z2	199	0,30	0,15	0,40
	2280	780	B	Z2		0,24	0,15	0,40
4.serim	645	250	C	Z2	184	0,32	0,15	0,40
	2090	765	B	Z2		0,23	0,15	0,40

8.4.3 Arazi permeabilite deneyi

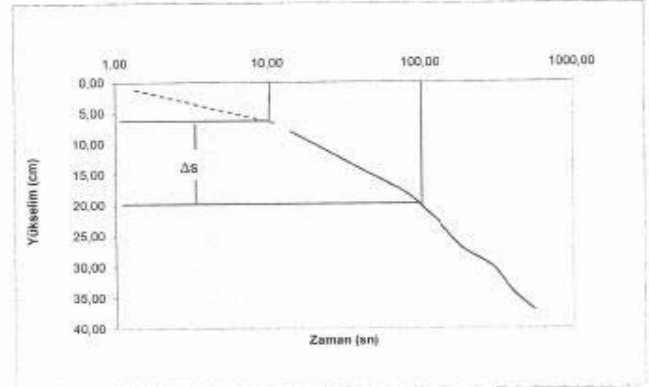
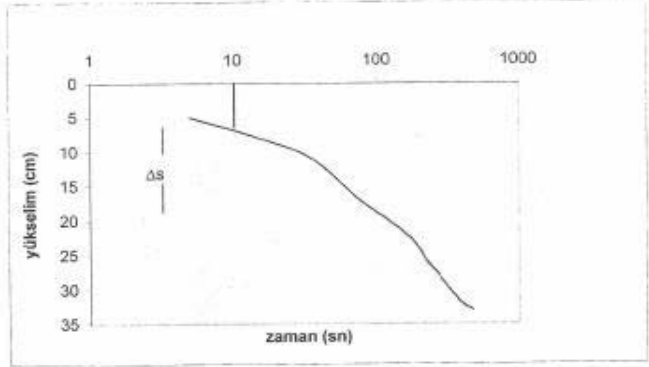
SK 1 ve SK 3 nolu sondaj kuyularında bırakılan PVC borularıyla THEIS su yükselmesi yöntemiyle permeabilite deneyi yapılmıştır. Kuyulardaki zamanla değişen su seviyesi yarı logaritmik grafiğe işlenmiştir. Zaman – su yükselimi grafiği Şekil 8.14’te gösterilmiştir [13].

Proje: DIA TOWERS

Σ zaman (sn)	Σ su seviyesi(cm)
0	0
5	5
15	8
35	11
75	17
120	20
180	23
225	26
275	28
400	32
480	33

Σ zaman(sn)	Σ su seviyesi(cm)
0,00	0,00
14,00	8,00
39,00	14,00
79,00	18,00
109,00	21,00
134,00	23,00
190,00	27,00
300,00	30,00
404,00	34,00
554,00	37,00

Theis Yükselim Yöntemine Göre
Zaman-Düşüm Grafiği ve Okunan Δs



Şekil 8.4 :Zaman – su yükselimi grafiği

THEIS su yükselimi formülüyle ortamın transmissibilitesi aşağıdaki formülle (8.1) hesaplanmaktadır [13]:

$$T=0,183Q/\Delta s \quad (8.1)$$

Burada,

T =Transmissibilite

Q =Pompaj debisi (m^3/s)

Δs =Birim logaritmik zamandaki su seviyesi düşüm değeri (m)

1. ve 2. Testlerdeki su değişimi sırasıyla $\Delta s_1=0,11$ m ve $\Delta s_2=0,14$ m dir. Her iki testte pompaj debisi $Q = 0,15$ l/s = $0,000015$ m^3/s olarak ölçülmüştür. Bu değerlere göre;

$$T_1=1,6 \times 10^{-6} m^2/s$$

$$T_2=2,1 \times 10^{-6} m^2/s$$

olarak hesaplanmıştır.

T_1 ve T_1 değerleri arasındaki fark çok küçük olduğundan ikisinin ortalaması alınmıştır. Buna göre;

$$T=1,8 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$$

olarak kabul edilmiştir.

Akifer kalınlığı $h_{\min}=10$ m olarak kabul edilmiş ve ortamın permeabilitesi [13];

$$k=T/h=1,8 \text{ m}^3/\text{s} \quad (8.2)$$

olarak hesaplanmıştır.

Çizelge 8.4'ten görüleceği üzere $k=1,8 \text{ m}^3/\text{s}$ değeri litarütürde kum ara bantlı silt tabakaları için tavsiye edilen bir aralıktadır.

Çizelge 8.4 :USC sistemine göre sınıflandırılmış zeminlerde permeabilite değerleri, (m/s) [15]

10^0	10^{-2}	10^{-5}	10^{-9}	10^{-11}
Temiz çakıl GW, GP	Temiz çakıl ve kum karışımı GW, GP, SW,SP GM	Kum – silt karışımı SM, SL, SC	Kil	

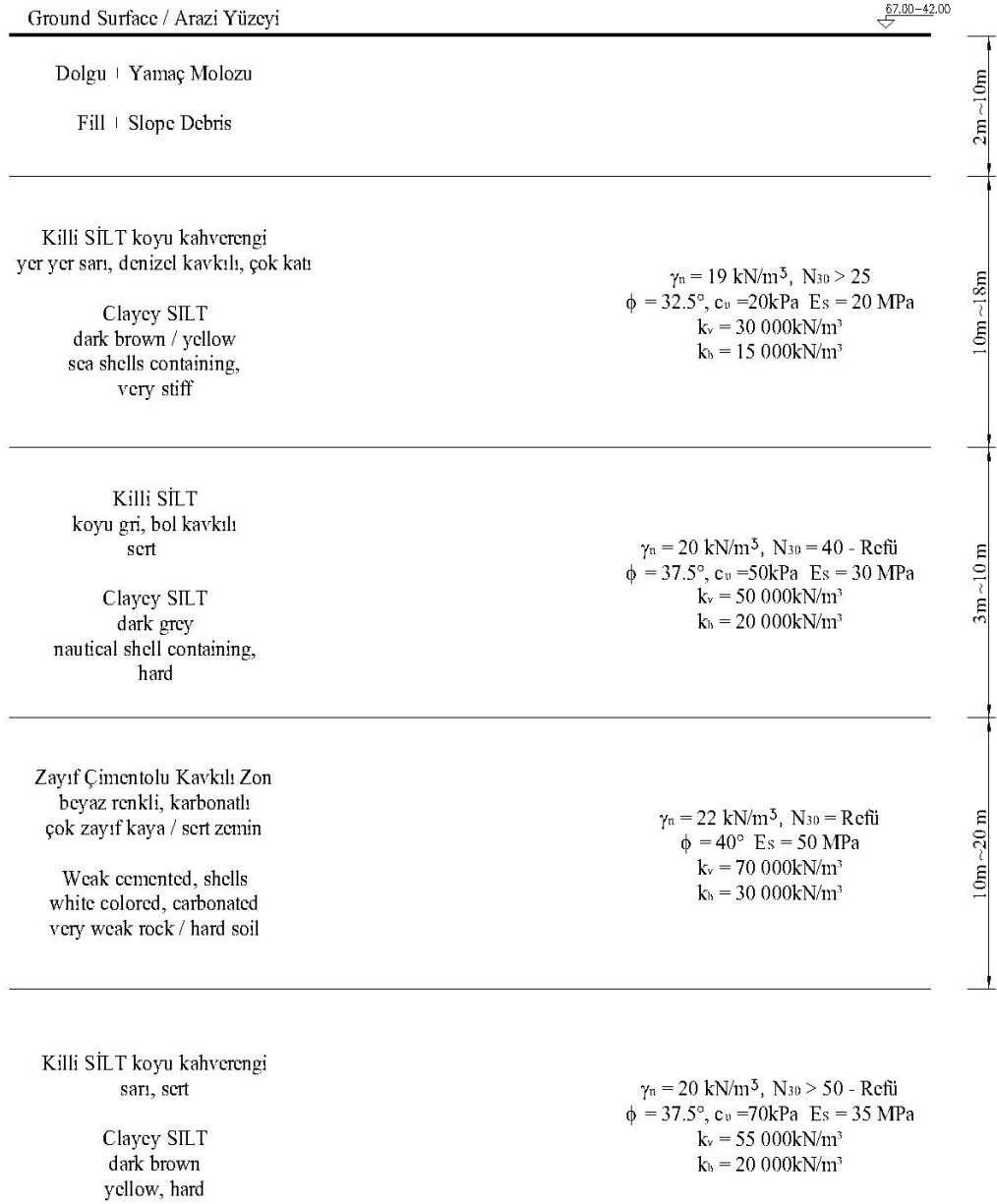
8.5 Zemin Profili

Sondajlardan elde edilen çok sayıda örselenmiş ve örselenmemiş numune alınmıştır. Bu numuneler üzerinde İTÜ İnşaat Fakültesi Zemin Mekaniği Laboratuvarında zemin sınıfını, doğal su muhtevasını ve kayma mukavemetini belirleme maksadıyla elek analizi, hidrometre, kıvam limitleri, doğal su muhtevası ve kesme kutusu deneyleri yapılmıştır.

Arazi ve laboratuvar deneyleri ile sismik kırılma deneyleri sonucunda elde edilen verilerden faydalanarak Şekil 8.5'teki zemin geoteknik modeli çıkarılmıştır [13]:

8.6 Flame Towers Projesi Derin Kazısı İksa Sistemi

Flame Towers Projesi için tasarlanan iksa sistemi, işi yapan yüklenicinin teknik imkanları ve tecrübeleri ile yapılan maliyet analizi sonucu çok destekli öngermeli ankrajlı fore kazıklardan meydana gelmektedir.



Şekil 8.5 :Zeminin geoteknik modeli

8.7 Flame Towers Projesi Derin Kazısı İksa Sistemi

Flame Towers Projesi için tasarlanan iksa sistemi, işi yapan yüklenicinin teknik imkanları ve tecrübeleri ile yapılan maliyet analizi sonucu çok destekli öngermeli ankrajlı fore kazıklardan meydana gelmektedir.

Flame Towers yapı kompleksinin temel altı kotu +41.0 m seçilmiştir. Buradan yola çıkılarak, arazi topografyasının görüldüğü Şekil 8.3'te görüleceği üzere kazı derinliğinin en fazla Parlament Caddesine komşu cephede, kotun +70.0 m olduğu bölgede 29 m; en az Şehitler Caddesine komşu cephede kotun +42.0 m olduğu bölgede 1 m olduğu görülmektedir.

8.7.1 İksa sistemi tasarımında göz önünde bulundurulmuş hususlar

Arazide yapılan zemin araştırma sondajlarından elde edilen bilgilerden faydalanılarak hazırlanmış Çizelge 8.1 incelendiğinde yer altı suyu seviyesinin yaklaşık 36.0 m kotlarında olduğu görülmektedir. Buna göre sahanın en derin bölgesi olan Parlament Caddesi cephesinde maksimum kazı derinliği 29 m olduğundan iksa sisteminin seçiminde ve çözümünde yer altı suyu dikkate alınmamıştır.

Kazı derinliğinin 29 ile 24 m arasında değiştiği Parlament Caddesine komşu cephede kazı sonrasında meydana gelecek ferahlanmanın etkisiyle, özellikle siltli birimlerde, kazı civarında yüksek miktarda deplasmanlarla karşılaşılabilme tehlikesi mevcuttur. Ayrıca, söz konusu cephede Azerbaycan Milli Meclisi binası ile Genelkurmay ve İstihbarat binalarının bulunması, durumun ciddiyetini daha da arttırmaktadır. Bu sebeple, Flame Towers Projesi temel kazısında uygulanan iksa sistemi rijit olarak tasarlanmıştır.

Siltli zeminlerde kazıyı desteklemek amacıyla imal edilecek öngermeli ankrajların taşıma kapasitelerinin sınırlı oluşu iksa sisteminin tasarımında göz önünde bulundurulması gereken diğer unsurlardan biridir. Bu nedenle iksa sistemi, öngermeli ankraj yüklerinin siltli birimlerde izin verilen limitleri gözetilerek çok destekli olarak çözülmüştür.

Flame Towers Projesi temel kazısı iksa sistemi tasarımında önem arz eden bir başka konu ise, önlemi alınmadığı vakit kazı civarında yüksek mertebede deplasmanlara ve stabilite problemlerine yol açacak, düşük kohezyona sahip çok katı – sert kıvamlı silt zeminlerde görülen kazıyla beraber dökülme eğilimleridir. Bu sorun karşı önlem olarak, iksa sisteminde imal edilecek fore kazık araları, malzeme akışını önlemek adına mümkün olduğunca küçük tutulmuştur. Yine malzeme akışına önlem olarak Enar Mühendislik tarafından yerinde karar verilmek üzere, kazık aralarının püskürtme beton ile kaplanması öngörülmüştür.

8.7.2 İksa sistemi kesitleri ve kesit hesapları

Flame Towers Projesi iksa sistemi Plaxis 8.6 sonlu elemanlar programı ile arazi topografyasının eğimli olması nedeniyle 15 kesit ile çözülmüştür. İksa sisteminde her kesit, bulunduğu konuma göre uygun zemin profili dikkate alınarak çözülmüştür. Kesit hesaplarındaki zemin profillerinde Şekil 8.5'te gösterilen zemin parametrelerinden faydalanılmıştır.

Şekil 8.6'da Flame Towers Projesi iksa sisteminin planı görülmektedir. XI - XI kesiti ve kazı yüksekliğinin 5,0 metreden az olduğu kesitler haricinde iksa sistemi, çok destekli öngermeli ankrajlarla çözülmüştür.

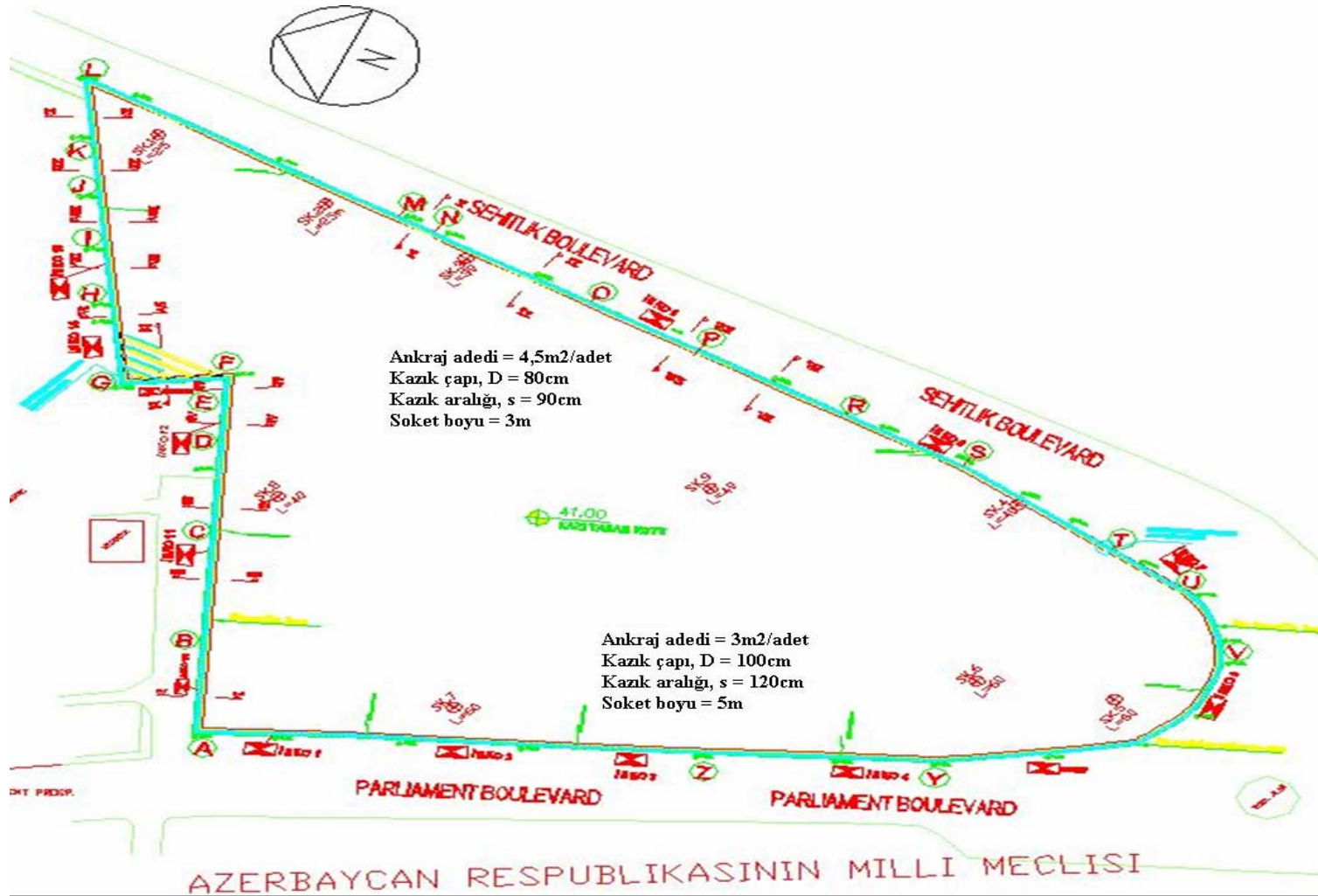
İksa sisteminde kesit hesaplarına başlanılmadan önce az kumlu siltli zeminlerde öngermeli ankrajın ne kadar yük taşıyabileceği tespit edilmiştir. Az kumlu siltli zeminlerde zemin ile enjeksiyon arasındaki en elverişsiz durumda oluşacak adhezyon değeri 0,25 MPa = 250 KPa'dır [16]. Buna göre ankraj kök boyu $L_{\text{kök}}=8,0$ m ve delgi çapı $D=125\text{mm}=0,125\text{m}$ seçildiğinde bir ankrajın F.S = 2.0 güvenlikle taşıyabileceği maksimum yük:

$$T_{\text{maks}} = (250 \times 8,0 \times 3,14 \times 0,125) / 2 = 392,5 \text{ KN} \approx 40 \text{ ton} \quad (8.3)$$

olarak hesaplanmıştır.

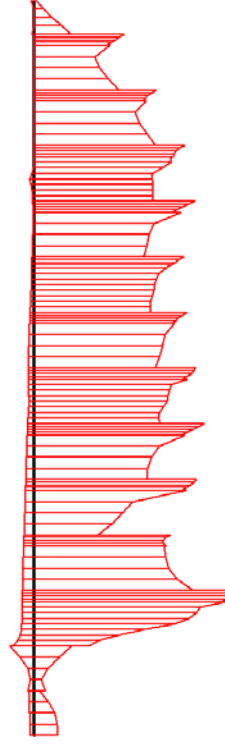
Buradan yola çıkılarak ankraj yükleri 40 tonu aşmayacak şekilde kesitler oluşturulmuş ve 29,0 – 16,0 m kazı derinliğine sahip Parlament Caddesi ve Hastaneye komşu cephelerde her 3,0 m² de bir, 16,0 – 5,0 m kazı derinliğine sahip Şehitler Caddesine komşu cephede her 4,5 m² de bir ankraj ile iksa sistemi tasarlanmıştır. Kazı derinliğinin fazla olduğu yerlerde sistemin daha fazla rijit olması için çapı $D=100$ cm, kazık aralığı $s = 120$ cm ve kazı tabanına 5,0 m soketlenen fore kazıklar seçilmiştir. Diğer bölgelerde ise çapı $D = 80\text{cm}$, kazık aralığı $s = 90$ cm ve kazı tabanına 3,0 m soketlenen fore kazıklar seçilmiştir.

EK A'da bulunan Şekil A.12'de kesit resmi gösterilen, A – B ile A – Z aksları arasında yer alan ve 29 metrelik kazı derinliği ile sahada en yüksek kesit olan I – I kesitinde her bir kazı kademesi için Plaxis programında yapılan analizler sonucu 11 sıra ankraj üzerinde en fazla yükün nihai kazı derinliğine inildiğinde meydana geldiği görülmektedir.

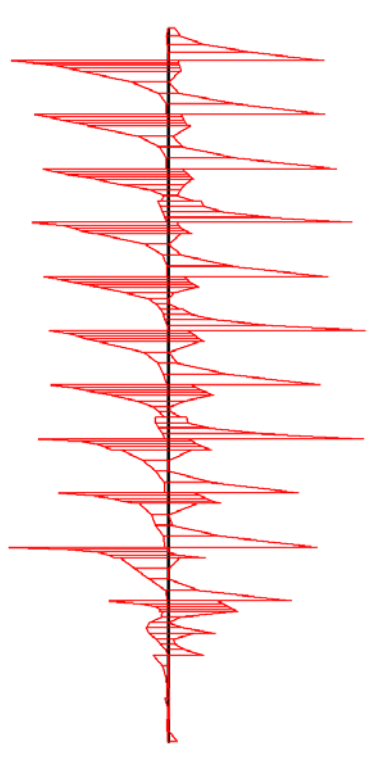


Şekil 8.6 :İksa sistemi planı

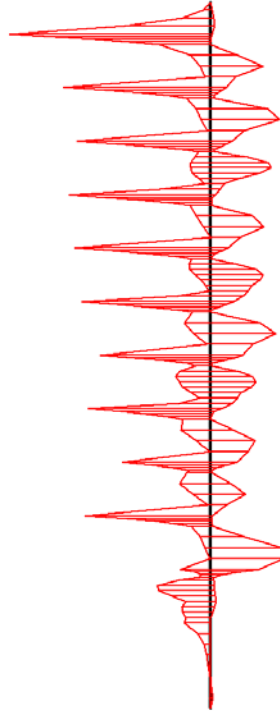
I – I kesitinde nihai kazı derinliğine ulaşıldığında kazık üzerinde meydana gelen kesit tesirleri aşağıda Şekil 8.7, Şekil 8.8 ve Şekil 8.9’da görülmektedir.



Şekil 8.7 : Kazık üzerindeki eksenel yük dağılımı ($N_{maks} = -179,96 \text{ KN/m}$) [16]



Şekil 8.8 : Kazık üzerindeki kesme kuvveti dağılımı ($T_{maks} = -151,51 \text{ KN/m}$) [16]



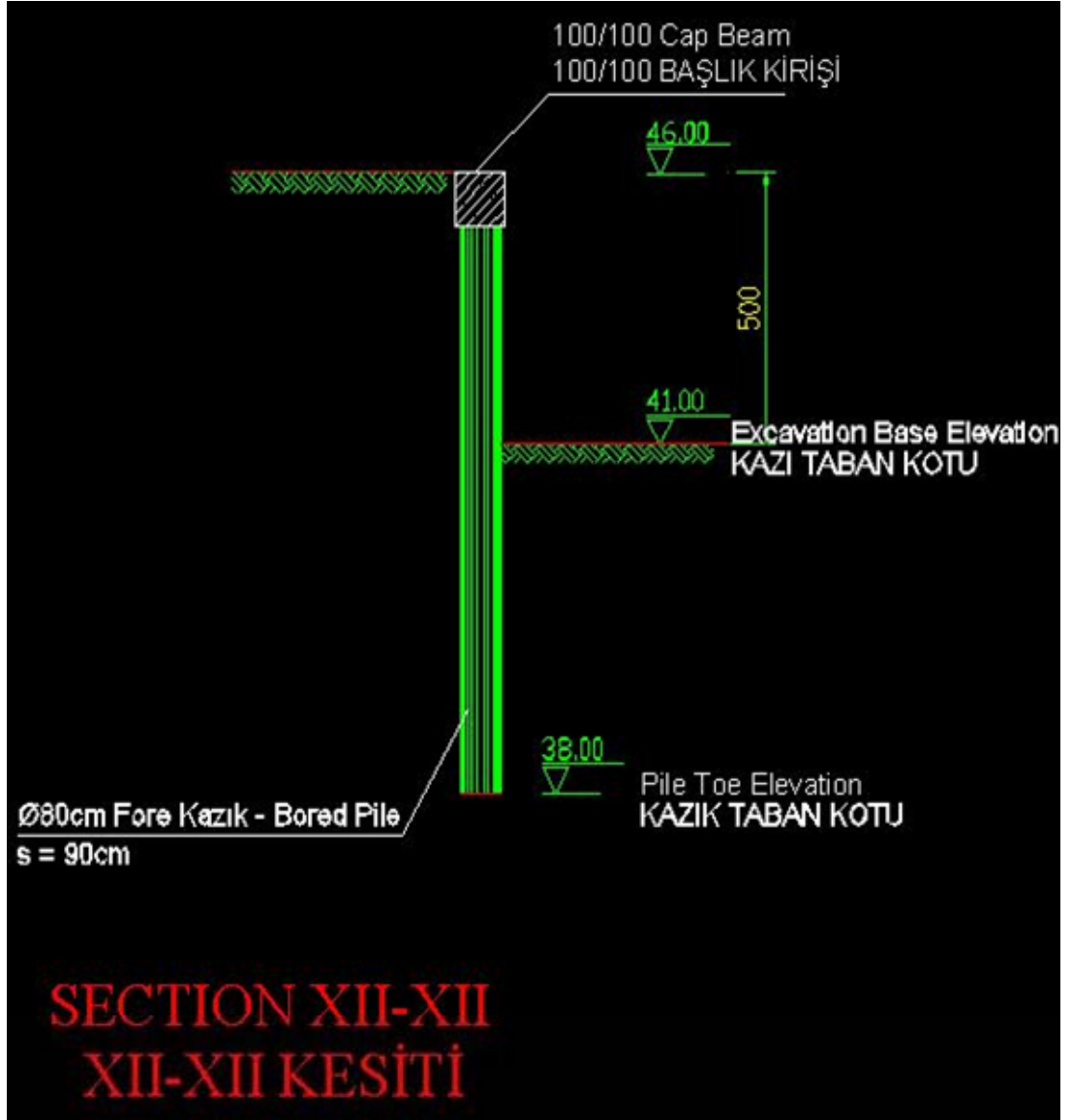
Şekil 8.9 : Kazık üzerindeki moment dağılımı ($M_{maks}=58,93 \text{ KNm/m}$) [16]

Çizelge 8.5’te I – I kesitinde ankraj yükleri ve ankraj serbest boyları görülmektedir.

Çizelge 8.5 : I-I kesiti ankraj yükleri (KN) [16]

Ankraj No	F	$F_{maks,bas.}$	$F_{maks,çek.}$	EA	L_e
	[KN]	[KN]	[KN]	[KN]	[m]
1	326,840	1E15	1E15	200000	21,0
2	272,115	1E15	1E15	200000	20,0
3	298,821	1E15	1E15	200000	19,0
4	323,349	1E15	1E15	200000	17,5
5	329,160	1E15	1E15	200000	16,0
6	337,332	1E15	1E15	200000	15,0
7	338,058	1E15	1E15	200000	13,5
8	364,943	1E15	1E15	200000	12,5
9	357,215	1E15	1E15	200000	11,0
10	420,187	1E15	1E15	200000	9,0
11	271,050	1E15	1E15	200000	8,5

Kazı derinliğinin 5,0m’den fazla olmadığı yerlerde (XII, XIII, XIV ve XV kesitleri) ise konsol fore kazıklarla çözüme gidilmiştir. Konsol olarak tasarlanan kesitler Pile Buck firmasına ait SPW 911 yazılımıyla hesaplanmıştır.

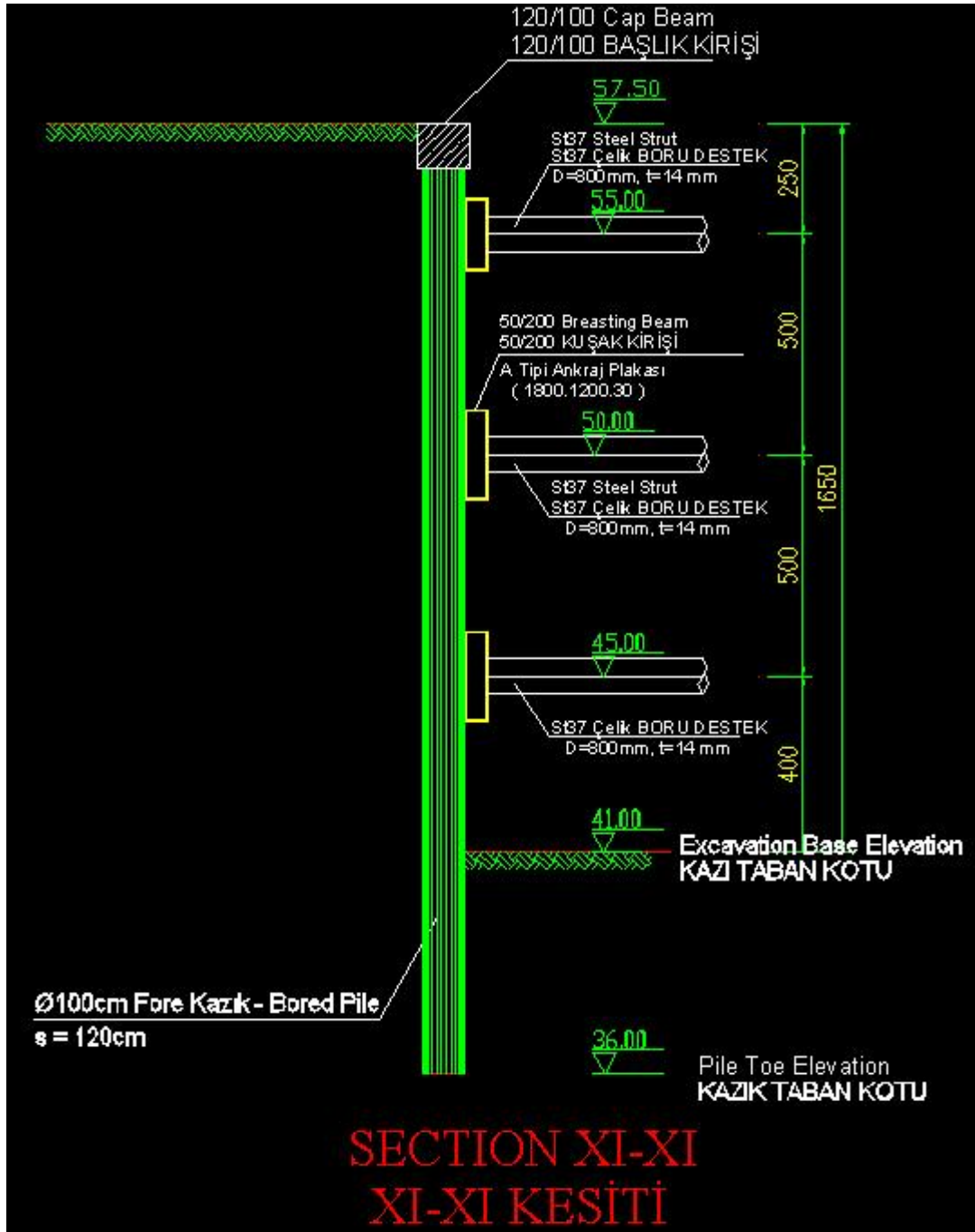


Şekil 8.10 :XII – XII kesiti

Şekil 8.10’da görüldüğü üzere konsol olarak çalıştırılan XII – XII kesitinde, kazı derinliğinin az olması sebebiyle (≤ 5 m) kazıkların 3 m zemine saplanması (soketlenmesi) yeterli görülmüştür.

Şekil 8.6 incelendiğinde, XI - XI kesitinin bulunduğu F – G aksları arası ile IV – IV kesitinin bulunduğu F – D aksları arası, arsa sınırından dolayı birbirleriyle 90° dışbükey açıyla köşe oluşturduğu görülmektedir. Buna göre, ankraj tendonlarının birbirleriyle kesişmeleri ihtimali göz önünde bulundurularak söz konusu kesit öngermeli ankrajlarla çözülmemiştir; s = 4,5 m yatay aralıklı 4 x 4 bir dizilimle, çok destekli D = 800 mm çapında, t=14 mm et kalınlığında ST 37 çelik boru desteklerle çözülmüştür. Ayrıca bahse konu çelik boru desteklerden 23,5 m boy ile en uzun olan çelik borunun kendi ağırlığı altında yapacağı sehim hesaplanmış ve bu değer izin

verilen değerden az olduğu teyit edilmiştir. Şekil 8.11’de boru desteklerle çözülmüş XI – XI kesit resmi gösterilmektedir.



Şekil 8.11 :XI – XI kesiti

Çizelge 8.6, Çizelge 8.7 ve Çizelge 8.8’de her bir kesitte meydana gelen kesit tesirleri, ankraj yükleri ve minimum ankraj boyları ile boru desteklere gelen yük özetlenmiştir. Ankraj boylarının belirlenmesinde serbest bölgenin kayma kamasının dışında kalmasından başka Enar Mühendislik tarafından hazırlanan “Dia Holding

Azerbaycan Baku Flame Towers Projesi Temel Kazısı İksa Sistemi Hakkında Proje Hesap Raporu”nda dikkat çekilen diğer bir husus ise aşağıda belirtilmiştir:

“Ancak ankraj yatay aralıklarının, özellikle kazı derinliğinin yüksek olduğu kesitlerde 1.20m kadar yakın olması sebebiyle aynı sıradaki ankrajlar bir uzun bir kısa olarak imal edilecektir. Böylelikle ankraj kök bölgeleri birbirinden uzaklaştırılmış ve öngerme verilmesi sonrasında ankraj köklerinde oluşacak gerilme soğanlarının girişim yapması önlenmiş olacaktır.”

Çizelge 8.6 :Kesit tesirleri ve ankraj yükleri [16]

Kes. No.	Destek No.	Destek Kotu (m)	Ankraj Yatay Aralığı (m)	Min. Ankraj Boyları (m)	Ankraj Yüğü (kN)	Ankraj Servis Yüğü (kN)	Kazık Çapı ve Aralığı	Eksenel Kuvvet (kN/m)	Kesme Kuvveti (kN/m)	Eğilme Momenti (kNm/m)
I	1	67.50	1.20	29.0	326.8	330	D: 1.0m s: 1.2m	-180.0	151.5	58.93
	2	65.00		28.0	272.1	300				
	3	62.50		27.0	298.8	300				
	4	60.00		25.5	323.4	330				
	5	57.50		24.0	329.2	330				
	6	55.00		23.0	337.3	330				
	7	52.50		21.5	338.1	330				
	8	50.00		20.5	364.9	350				
	9	47.50		19.0	357.2	350				
	10	45.00		17.0	420.2	350				
	11	42.50		16.5	271.1	350				
II	1	65.00	1.20	28.0	317.5	330	D: 1.0m s: 1.2m	-152.6	131.9	64.81
	2	62.50		27.0	267.7	300				
	3	60.00		25.5	304.9	300				
	4	57.50		24.0	302.3	300				
	5	55.00		23.0	319.8	330				
	6	52.50		21.5	328.6	330				
	7	50.00		20.5	357.5	350				
	8	47.50		19.0	351.4	350				
	9	45.00		17.0	365.5	350				
	10	42.50		16.5	322.4	350				
III	1	62.50	1.20	25.5	311.9	330	D: 1.0m s: 1.2m	-167.6	133.0	53.10
	2	60.00		24.5	304.3	300				
	3	57.50		23.0	306.2	300				
	4	55.00		21.5	314.3	330				
	5	52.50		20.5	334.3	330				
	6	50.00		19.0	348.1	350				
	7	47.50		18.0	374.2	365				
	8	45.00		16.5	388.4	365				
	9	42.50		15.0	331.1	365				

Çizelge 8.6 (devam): Kesit tesirleri ve ankraj yükleri [16]

Kes. No.	Destek No.	Destek Kotu (m)	Ankraj Yatay Aralığı (m)	Min. Ankraj Boyları (m)	Ankraj Yüğü (kN)	Ankraj Servis Yüğü (kN)	Kazık Çapı ve Aralığı	Eksenel Kuvvet (kN/m)	Kesme Kuvveti (kN/m)	Eğilme Momenti (kNm/m)
IV	1	60.00	1.20	24.0	303.3	300	D: 1.0m s: 1.2m	-151.6	124.6	52.43
	2	57.50		23.0	303.1	300				
	3	55.00		21.5	297.2	300				
	4	52.50		20.5	303.3	300				
	5	50.00		19.0	318.8	330				
	6	47.50		18.0	335.9	330				
	7	45.00		16.5	350.2	350				
	8	42.50		15.0	341.6	350				
V	1	57.50	1.20	23.0	289.4	300	D: 1.0m s: 1.2m	-148.9	126.9	51.97
	2	55.00		21.5	292.8	300				
	3	52.50		20.5	293.5	300				
	4	50.00		19.0	305.6	300				
	5	47.50		18.0	322.4	330				
	6	45.00		16.5	332.3	330				
	7	42.50		15.0	334.1	330				
VI	1	55.00	1.80	21.5	367.2	380	D: 0.8m s: 0.9m	-126.6	132.2	45.75
	2	52.50		20.5	382.5	380				
	3	50.00		19.0	384.1	380				
	4	47.50		18.0	400.2	400				
	5	45.00		16.5	420.4	400				
	6	42.50		15.0	457.2	450				
VII	1	52.50	1.20	20.0	290.2	300	D: 0.8m s: 0.9m	-83.0	102.2	30.40
	2	50.00		19.0	300.6	300				
	3	47.50		28.0	329.0	330				
	4	45.00		16.5	370.7	370				
	5	42.50		15.0	378.0	370				
VIII	1	50.00	1.20	21.0	306.0	280	D: 0.8m s: 0.9m	-79.8	110.8	30.26
	2	47.50		18.0	329.0	280				
	3	45.00		16.5	370.7	330				
	4	42.50		15.0	378.0	370				
IX	1	47.50	1.80	20.0	265.3	270	D: 0.8m s: 0.9m	-92.9	102.2	29.15
	2	45.00		16.5	340.3	350				
X	1	45.00	1.80	18.5	257.9	260	D: 0.8m s: 0.9m	-83.7	101.3	24.25
	2	42.50		16.5	338.6	340				

Çizelge 8.7 : Kesit tesirleri ve boru desteklere gelen yükler [16]

Kes. No.	Destek No.	Destek Kotu (m)	Boru Yatay Aralığı (m)	Boru Çap ve Et Kalınlığı	Boru Destek Yüğü (kN)	Kazık Çapı ve Aralığı	Eksenel Kuvvet (kN/m)	Kesme Kuvveti (kN/m)	Eğilme Momenti (kNm/m)
XI	1	55.00	4.50	Ø80cm t=14mm	1547.0	D: 1.0m s: 1.2m	-184.5	131.3	62.57

Çizelge 8.8 :Konsol kesitleri [16]

Kesit No.	Konsol Boyu (m)	Kazık Boyu (m)	Kazık Çapı ve Aralığı	Kesme Kuvveti (kN/m)	Eğilme Momenti (kNm/m)
XII	~5.0	11.5	D: 0.8m s: 0.9m	125.6	462.0
XIII	~4.0	10.0		87.0	278.2
XIV	~3.0	8.0		59.0	137.3
XV	~2.0	6.0		30.0	53.3

8.7.3 Betonarme yapı elemanlarının kesitleri

Çizelge 8.6, Tablo 8.7 ve Tablo 8.8’de özetlenen iksa sistemi kesitlerinde meydana gelen maksimum kesit tesirleri $F.S.=1,5$ güvenlik katsayısı ile çarpılarak fore kazıklar, başlık kirişi ve kuşak kirişleri boyutlandırılmıştır.

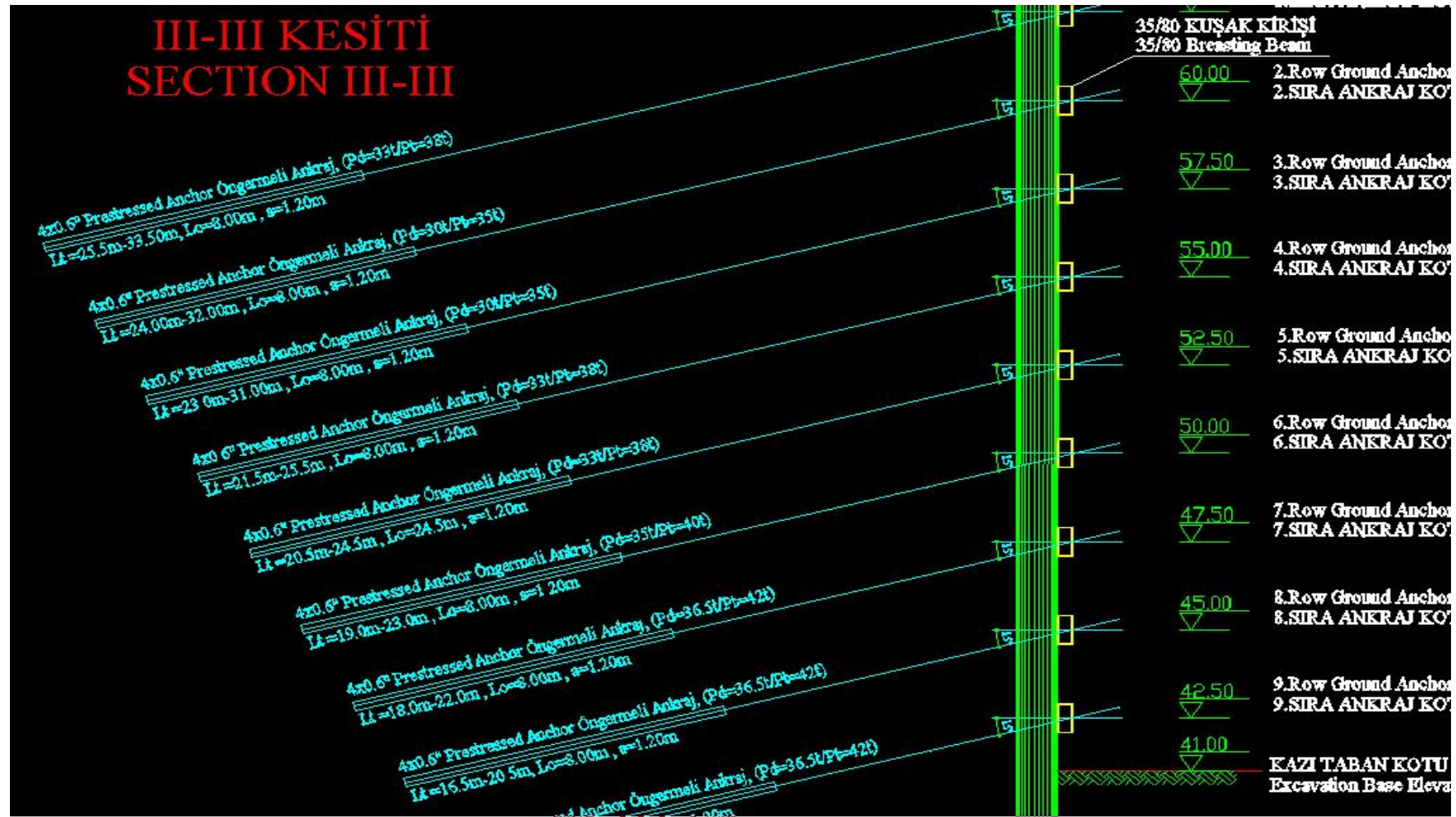
Buna göre fore kazıkların donatısı, destekli kesitlerde minimum donatı oranıyla; konsol kesitlerde de konsol momentlerini karşılayacak şekilde seçilmiştir.

Başlık kirişi fore kazıkların bir çalışmasını sağlamaya yardımcı olacak şekilde çapı $D=100$ cm olan kazıklarda 120×100 cm, çapı $D=80$ cm olan kazıklarda 100×100 cm boyutlandırılmıştır [16].

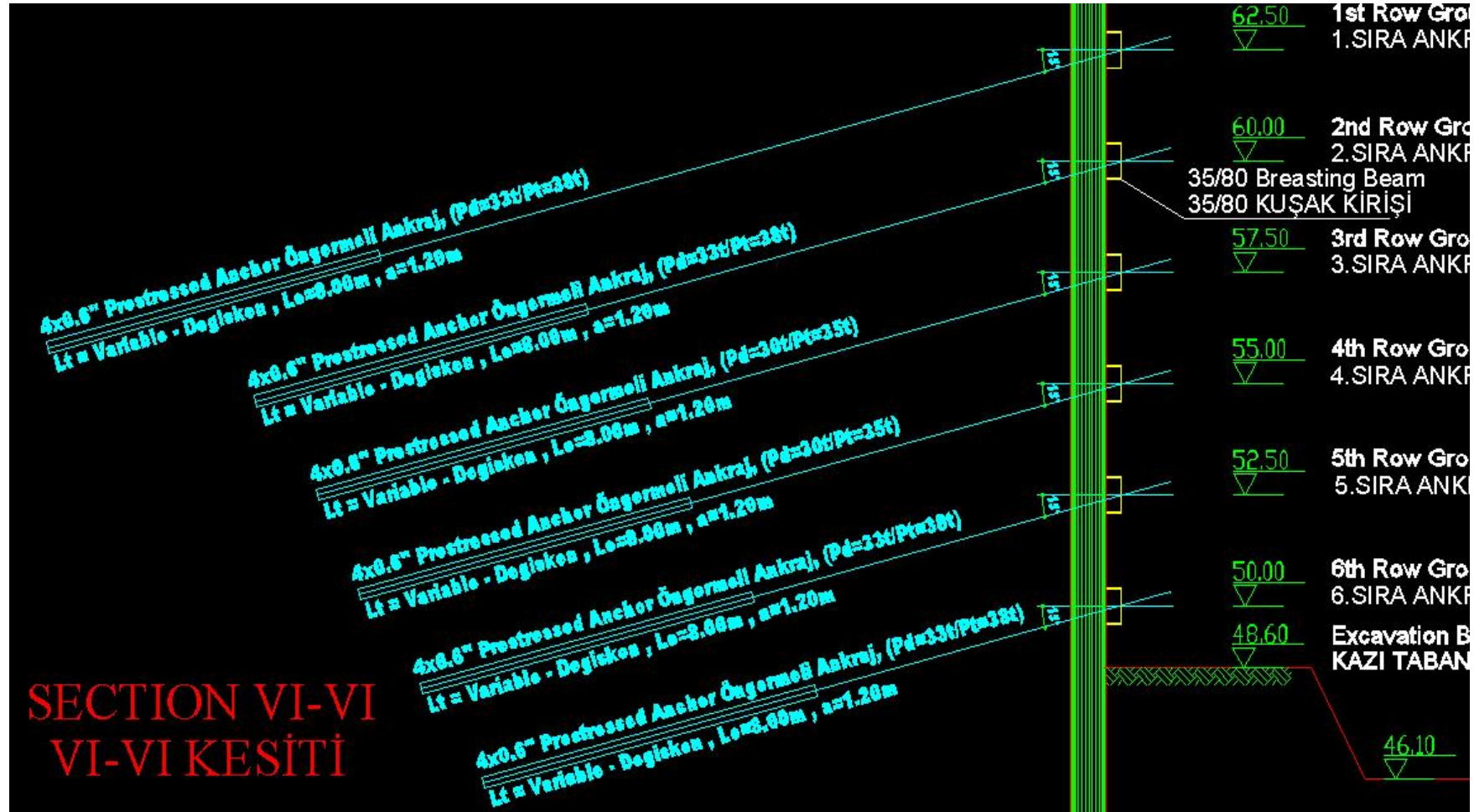
Kuşak kirişleri, öngermeli ankrajlardan gelen desteği tüm iksa sistemi düşey yapı elemanlarına yayması açısından önemli rol oynamaktadırlar. 35×80 cm boyutlarında tasarlanan kuşak kirişlerinin donatısı ankrajların öngerme yükleri altında zımbalama meydana gelmeyecek ve ankraj yüklerinden dolayı etkiyecek açıklık momentleri karşılanabilecek şekilde seçilmiştir [16].

8.8 Projede Yapılan Revizyon

Flame Towers temel kazısı sürerken projede yapılan değişiklik üzerine bir bodrum kat azaltılmış, böylece kazı taban kotu 41.0 kotundan 48.60 kotuna yükseltilmiştir. EK A’da Şekil A.13 ve Şekil A.14’te sırasıyla, proje başında ve projede yapılan revizyondan sonra V – Y aksları arası görülmektedir. Dikkat edildiğinde önceden III – III aksı, revizyondan sonra VI – VI aksına dönüşmüştür. Şekil 8.12 ve Şekil 8.13’te görülen, revizyondan önceki V – Y aksları arasındaki III – III kesiti ile revizyondan sonra V – Y aksları arasındaki VI – VI kesitine bakıldığında projede kazı taban kotunun artmasıyla kazı derinliği azaldığı ve beraberinde ankraj sayısında önemli bir azalma meydana geldiği gözlenmektedir. Ne var ki, Parlamento Caddesine komşu cephede kazı derinliği hala önemli bir değere sahip olduğundan ankraj yatay aralığı bu cephede değiştirilmemiş, 1,20 m olarak korunmuştur.



Şekil 8.12 :Proje başlangıcında V – Y aksları arası III – III kesiti



Şekil 8.13 :Revizyondan sonra V – Y aksları arası VI – VI kesiti

8.9 Kazı Sırasında Karşılaşılan Sorunlar

Parlamento Caddesine komşu cephede 1. sıra ankrajlarının imalatı için yapılan delgilerde ve Hastaneye bakan cephede alt sıralarda farklı derinliklerde ve mesafelerde dere yatağı ile karşılaşmıştır. Dere yatağının olduğu yerlerde zeminin, Şekil 8.14'te görüldüğü gibi, balçık kıvamında olduğu gözlenmiştir.

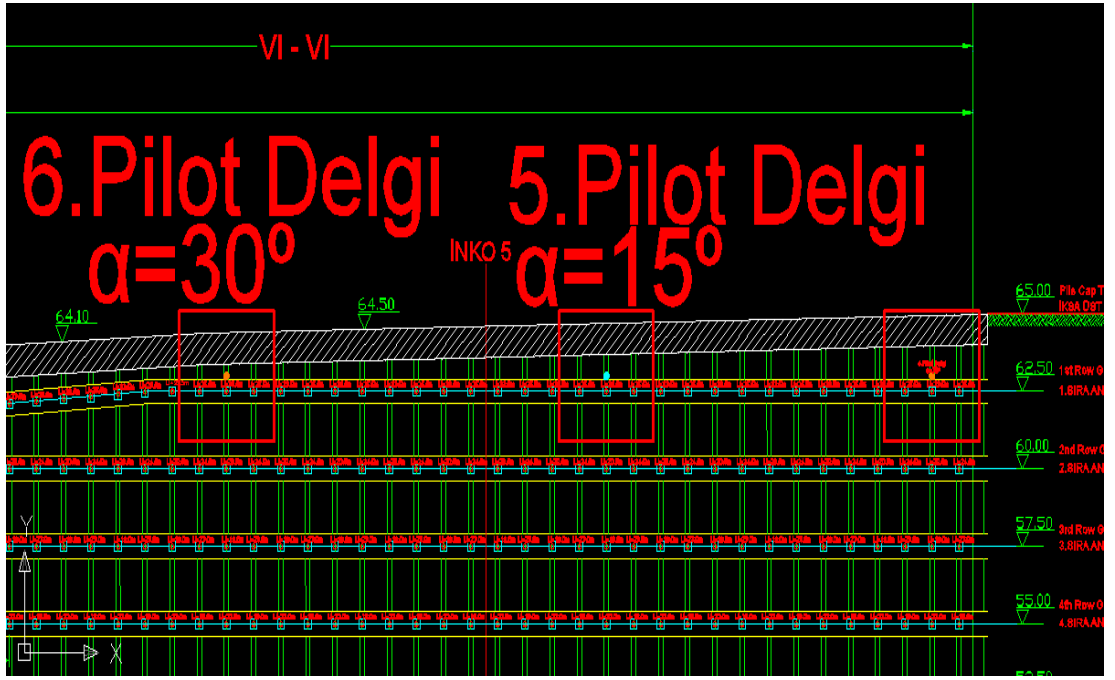


Şekil 8.14 : Balçık kıvamında zemin

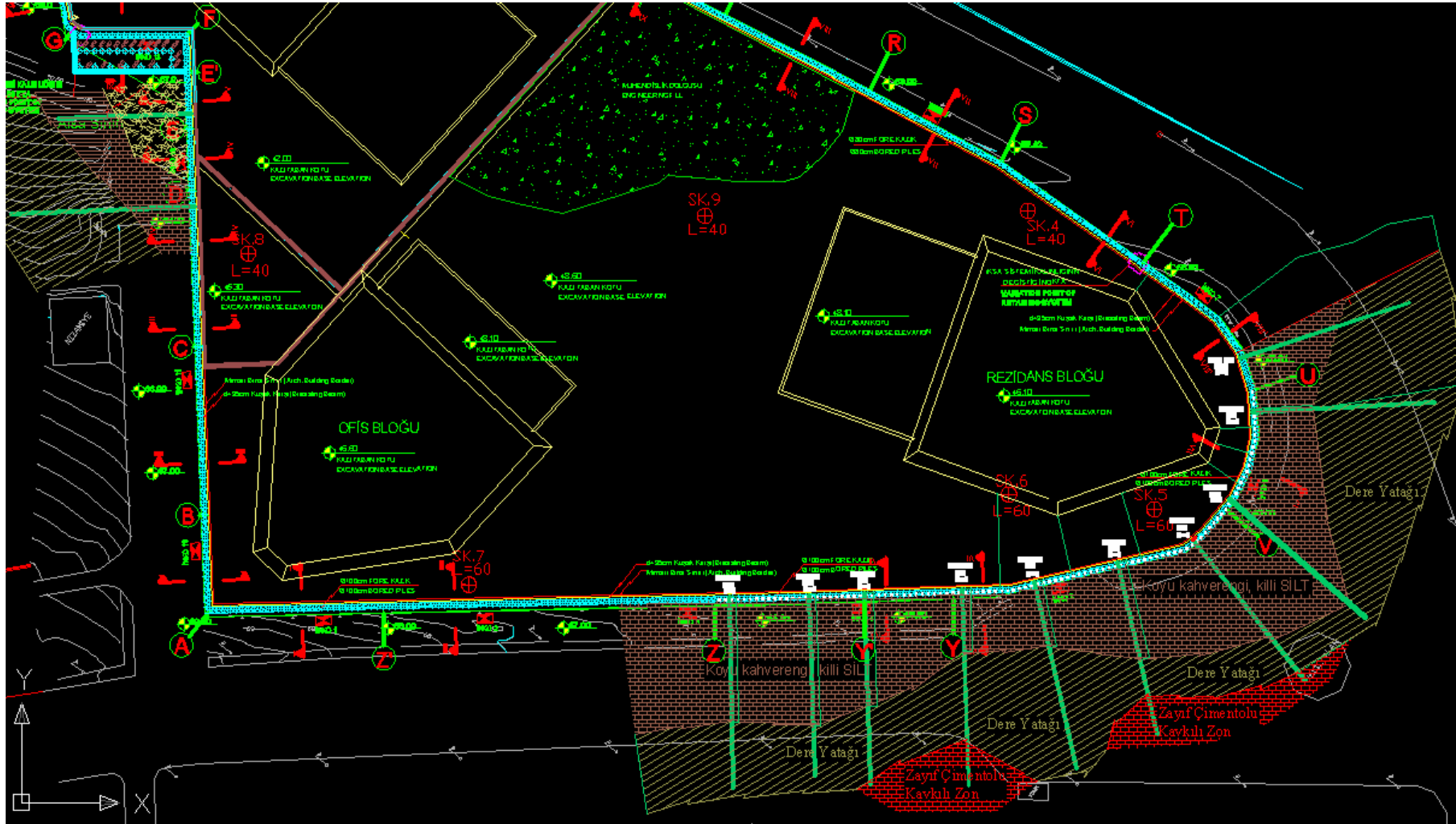
Dere yatağının yerini tam olarak tespit etmek için 38 m uzunluğunda; 15°, 25° ve 30° eğimli açılarda Parlamento Caddesine komşu cephede 10, Hastaneye bakan cephede 2 adet olmak üzere toplamda 12 adet pilot delgi yapılmıştır. Şekil 8.15'te Parlamento Caddesine komşu cephede V – Y aksları arasında yapılan iki adet pilot delgi görünmektedir.

EK A Şekil A.15 ve Şekil A.16'da, Şekil 8.15'te görülen iki adet pilot delginin kesitlerine yer verilmiştir.

Şekil 8.16'da ise Şekil A.15 ve Şekil A.16'da gösterilen 5. ve 6. pilot delgileri gibi 12 adet pilot delgiden elde edilen kesitlerden faydalanılarak dere yatağı, planda işaretlenmiş olarak gösterilmiştir.



Şekil 8.15 : Pilot delgiler

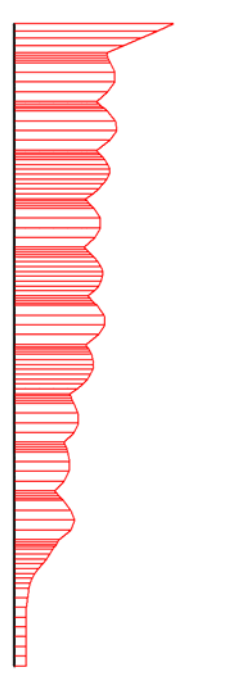


Şekil 8.16 :Dere yatağı – plan

Şekil 8.16’da görüldüğü üzere pilot delgilerden bazıları zayıf çimentolu kavkılı zona girmektedir. Bu durumda zayıf çimentolu kavkılı zona ulaşılabilen yerlerde ankrajların boyları uzatılarak kök bölgelerinin sağlam bölgede oluşmaları sağlanmıştır. Diğer yandan, yine Şekil 8.16’da görülen, zayıf çimentolu kavkılı zona ulaşılabilen yerlerde ankraj imalatında farklı bir yöntem denenmiştir. Bahse konu farklı yöntemde oyuk gövdeli auger içinden delgi sırasında yoğun kıvamda enjeksiyon verilmiş, delgi istenen boya geldiğinde ankraj tendonu kuyuya sürülmüştür. Böylece sondaj kuyusunun duvarlarının çökmesi engellenmiş, kök bölgesinin oluşması sağlanmıştır. Bu yöntemle pilot ankrajlar yapılmış ve 7 gün sonrasında yapılan germe sırasında söz konusu ankrajların proje yükünü taşımayı başardığı gözlenmiştir. Bunun üzerine proje ankrajlarından kök bölgeleri zayıf çimentolu kavkılı bölgeye ulaşan ankrajların boyları uzatılmış; diğerlerinde de yukarıda bahsedilen yöntemle (oyuk gövdeli augerden enjeksiyon verme) ankrajlar imal edilmiştir.

8.10 Deplasmanların Gözlenmesi

Şekil 8.17’de kazı derinliğinin (29 m) ve ankraj yüklerinin en fazla olduğu (Çizelge 8.5) I – I kesitindeki Plaxis 8.6 programıyla yapılan analizler sonucu hesaplanan maksimum deplasman miktarı görülmektedir.

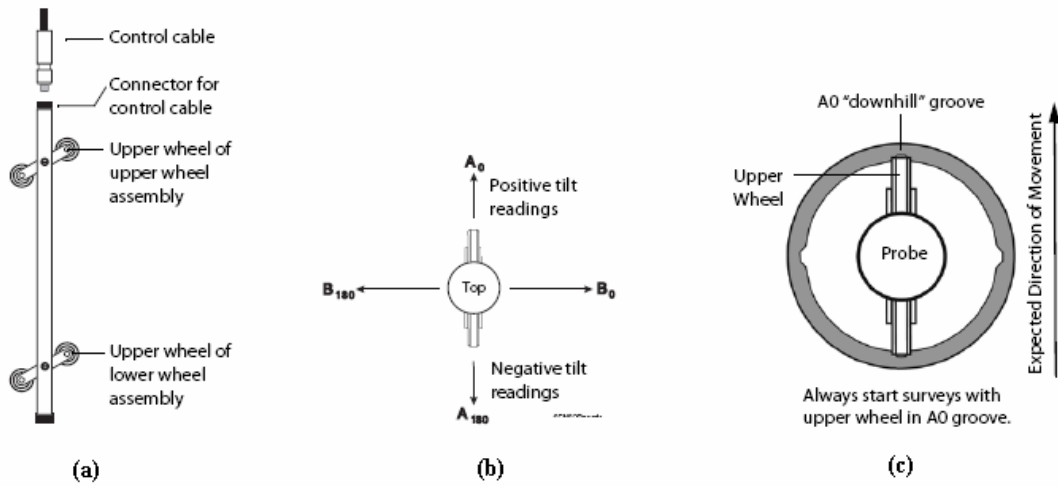


Şekil 8.17 : I – I kesitinde hesaplanan maksimum deplasman ($187,73 \cdot 10^{-3}$ m) [16]

Şekil 8.17’de belirtilen deplasman miktarının I – I kesitindeki kazı derinliğine oranı aşağıda hesaplanmıştır:

$$d / H = 187,73 \times 10^{-3} / 29 = \% 0,65$$

Diğer yandan, yatay deplasmanları ölçebilmek için kazı öncesi belirlenen 15 adet noktaya inklinometre yerleştirilmesi planlanmıştır. İnklinometrelere ait şematik bir resim Şekil 8.18’de gösterilmektedir. İnklinometreler kazı taban kotundan 5,0 m daha derine incek şekilde sondaj delgisi yapılarak delgi içine oluklu boruların indirilmesiyle tesis edilirler. Temel kazısının başlamasıyla beraber haftalık periyotlarla, hareket görüldüğünde daha sık aralıklarla, kazıda meydana gelen yatay deplasmanlar ölçülmelidir.



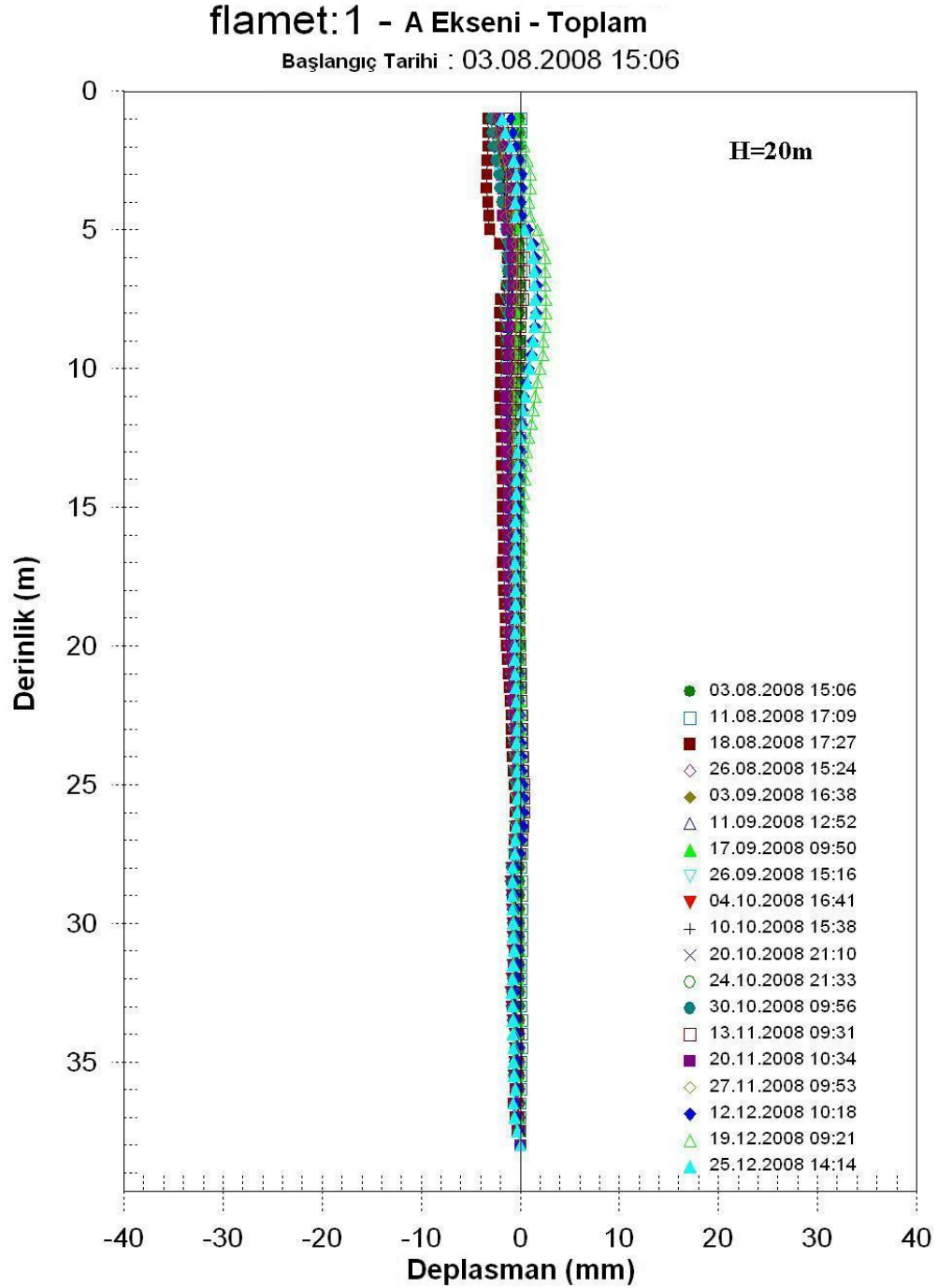
Şekil 8.18 :İnklinometre: (a) İnklinometre cihazı – probe, (b) Ölçüm yönleri, (c) Probe’nin kılıftan indirilme şekli [17]

Şekil 8.18.b’de gösterilen A₀ (+) ile gösterilen yön kazı içine, A₁₈₀ (-) ile gösterilen yön kazı dışına; B₀ ve B₁₈₀ ile gösterilen yönler ise A doğrultusuna dik yönlerde hareketleri gösterirler.

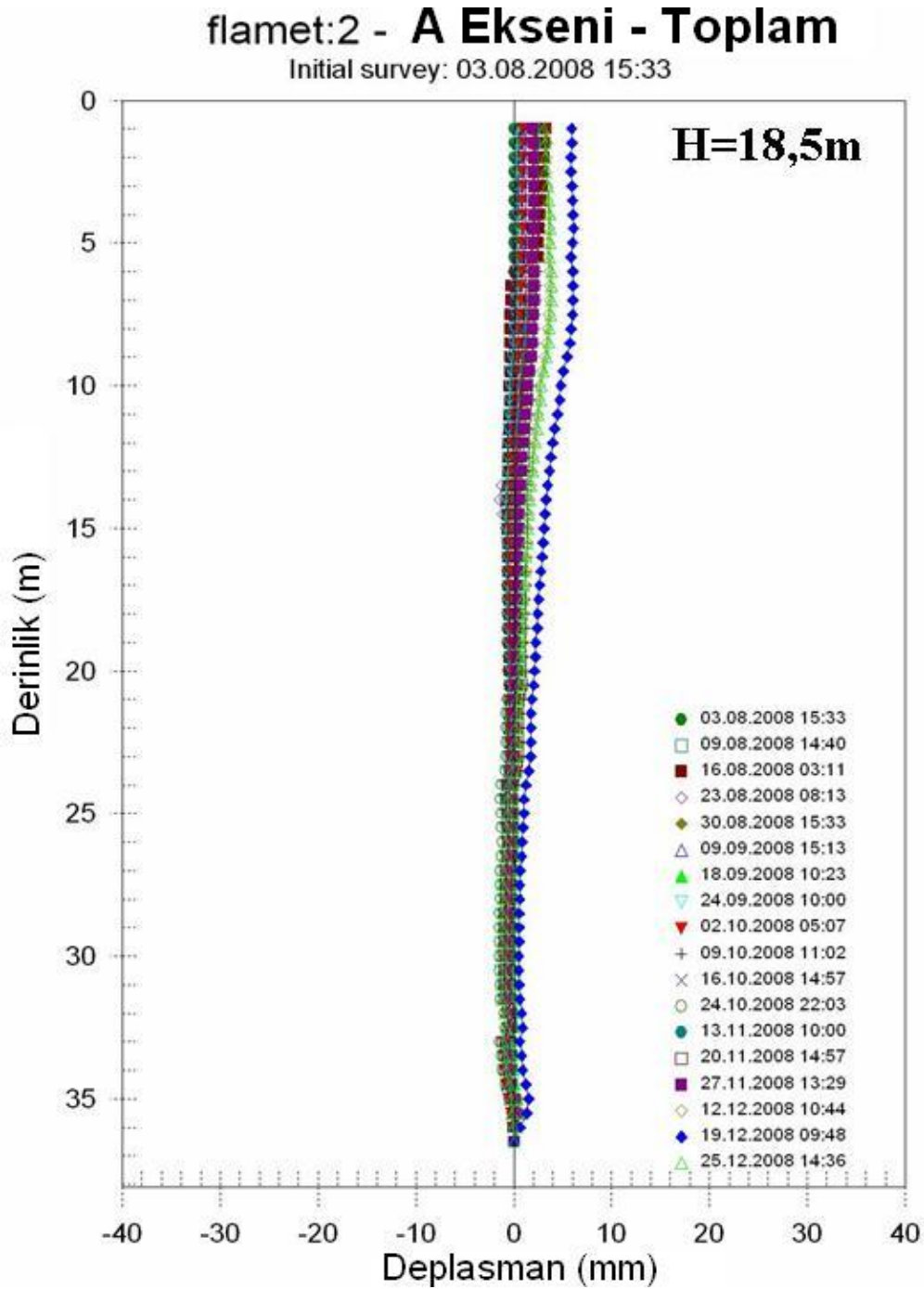
Flame Towers Projesi temel kazısında yatay deplasmanları ölçmek için tesis edilen 15 adet inklinometreden biri, 15 nolu inklinometre, ankraj imalatı sırasında delindiğinden kullanılamaz olmuştur. 15 nolu inklinometrenin bulunduğu bölgedeki kazı nihai kotuna geldiğinden ve bölgede yatay hareket gözlenmediğinden dolayı söz konusu inklinometrenin tekrar tesis edilmesine gerek olmadığına karar verilmiştir.

İnklinometrelerden 2008 Temmuz ve Ağustos aylarından başlamak üzere, meydana gelen yatay deplasmanların mertebesine göre haftada bir veya daha sık aralıklarda

ölçümler yapılmıştır. Ölçümler 2008 Aralık ayına kadar sorunsuz bir şekilde sürdürülmüştür. Bu tarihler arası tesis edilen inklinometrelerden kazı derinliğinin ve dolayısıyla deplasmanların en fazla olduğu ve I – I ve II – II kesitlerinde yapılan inklinometre okumaları Şekil 8.19 ve Şekil 8.20’de görülmektedir.



Şekil 8.19 :1 nolu inklinometre (03.08.2008 – 25.12.2008)



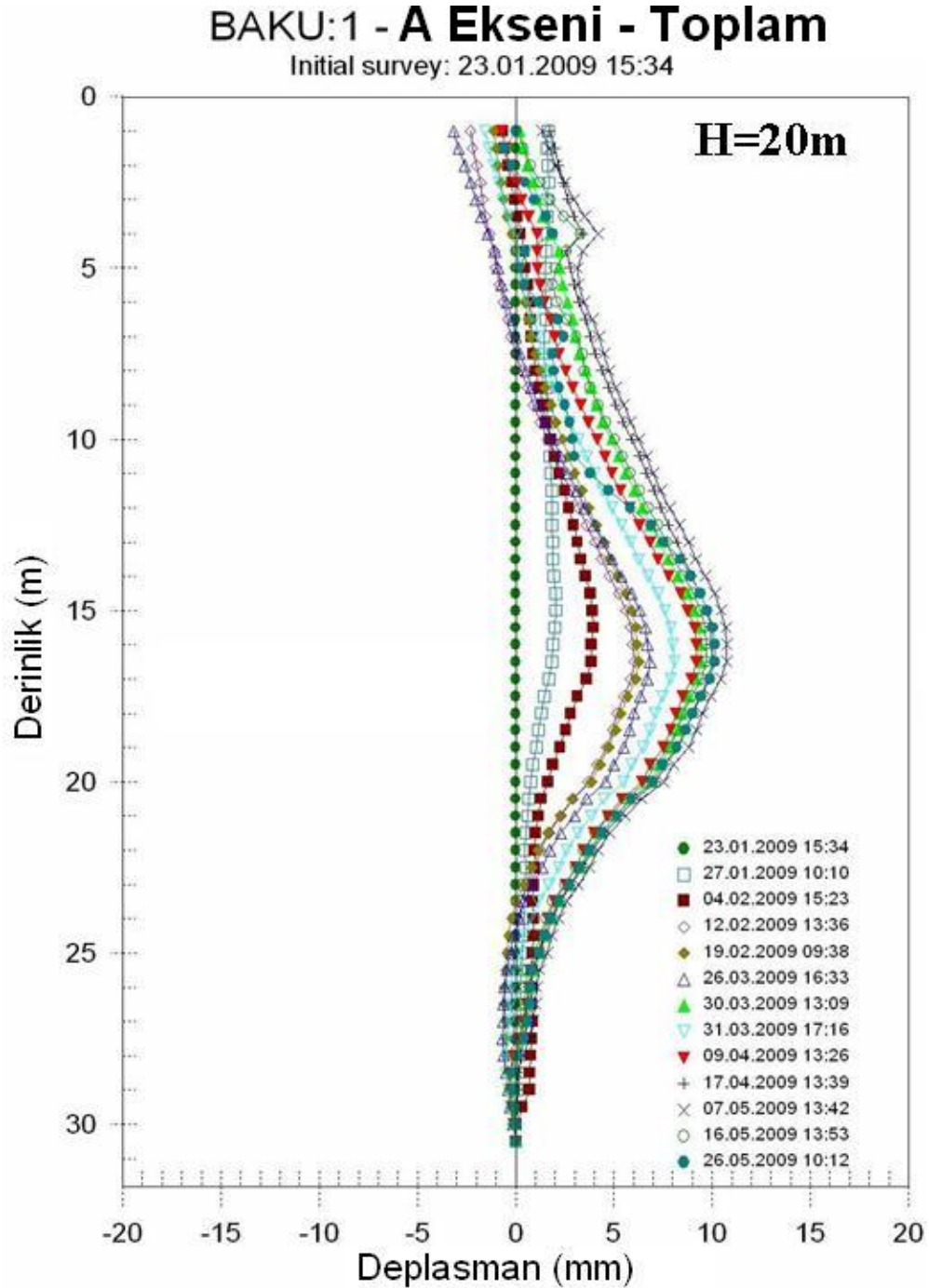
Şekil 8.20 :2 nolu inklinometre(03.08.2008 – 25.12.2008)

H : Kazı derinliği

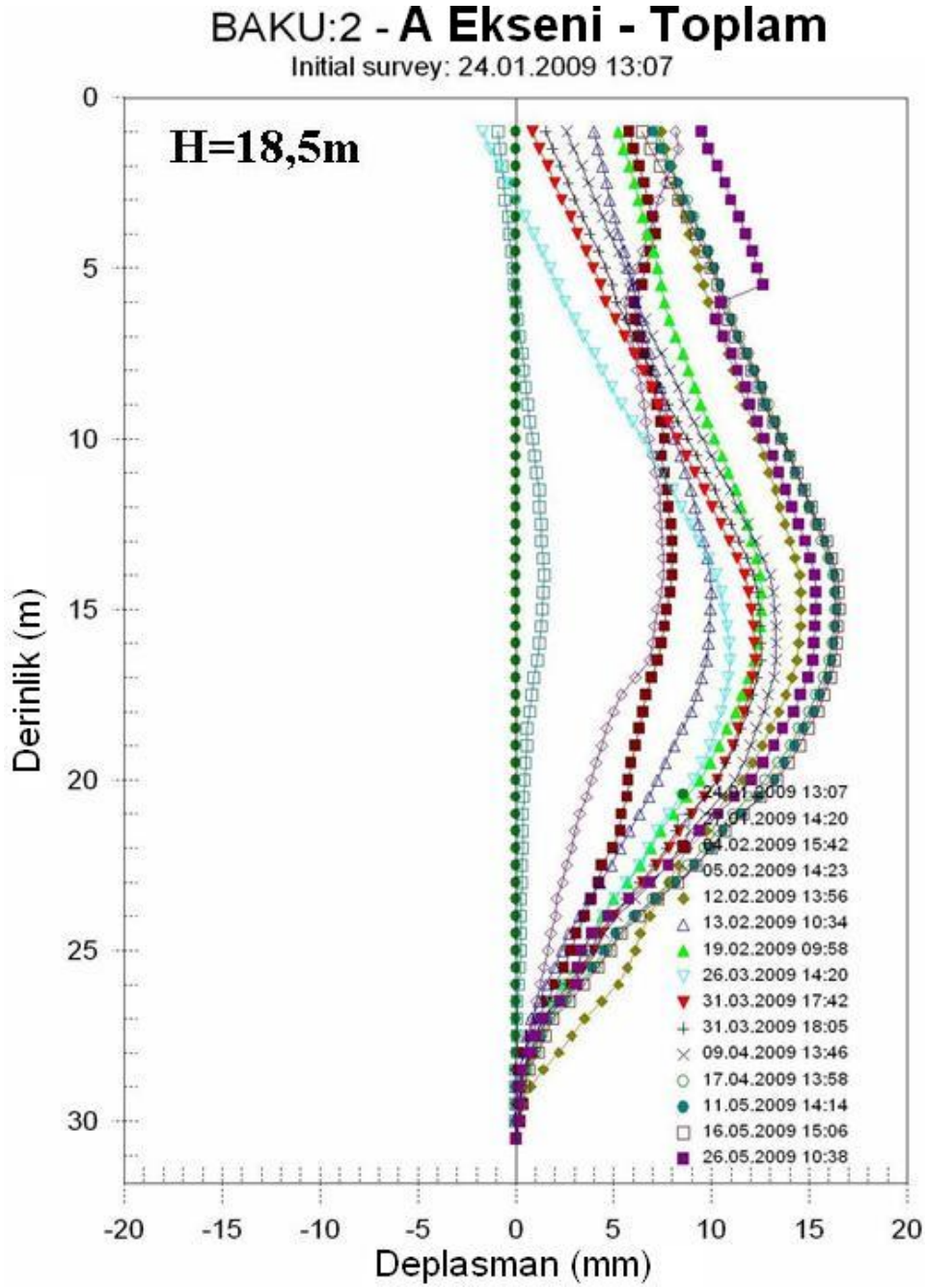
Şekil 8.19 ve Şekil 8.20’de, dikkat edileceği üzere kazı derinlikleri revizyondan sonra 20 m ve 18,5 m olarak değişmiştir. Dolayısıyla kazıdaki deplasman miktarı daha da azalmıştır.

2009 Ocak ayında tekrar inklinometre ölçümü alınırken inklinometre cihazının parçalarından probe’un inklinometre kuyusunda sıkışması sonucunda yeni

inklinometre cihazı temin edilene kadar ölçümlere zorunlu olarak ara verilmiştir. 2009 Ocak ayının sonlarında yeni cihazın temin edilmesiyle inklinometrelerden 23 Ocak ve 24 Ocakta sıfır okumaları alınmıştır. Şekil 8.21 ve Şekil 8.22’de yeni inklinometre cihazıyla 1 ve 2 nolu inklinometrelerden yapılan ölçümlere yer verilmiştir.



Şekil 8.21 :1 nolu inklinometre(23.01.2009 – 26.05.2009)



Şekil 8.22 :2 nolu inklinometre(24.01.2009 – 26.05.2009)

H: Kazı derinliği

Grafiklerdeki düşey eksen derinliği (m), yatay eksen yatay deplasmanı (mm) göstermektedir. Bölüm 8.7 de bahsedildiği gibi inklinometre ölçüm grafiğinde düşey eksenin sağında kalan (+) değerler kazı içine doğru, solunda kalan değerler (-) kazı dışına doğru hareket olduğunu ifade etmektedir.

Son olarak EK A Şekil A.17 ve Şekil A.18’de Nisan ayında Flame Towers Projesi iksa sisteminin bitmiş halde yukarıdan çekilmiş fotoğrafları verilmiştir.

9. SONUÇLAR

Bu tezde bina temellerinin derin kazılarında veya tünel, yer altı depoları gibi altyapı sistemlerinin kazılarının tasarımında dikkat edilecek hususlara değinilmiş ve iksa sisteminin çözümünde en önemli etmenlerden biri olan arazi ve laboratuvar deneylerinden oluşan zemin etütlerinin önemine vurgu yapılmıştır.

Ardından, derin kazı yöntemlerinden serbest şevli kazı, kuyu tipi duvar, aç – kapa, top – down kazı, ada kazısı, anolu kazı, destekli kazı, zemin çivili (pasif ankrajlı) kazı, öngermeli ankrajlı kazı yöntemleri incelenmiş ve bu yöntemlerin avantajları ile dezavantajlarına değinilmiştir. Derin kazı yöntemlerinden sonra iksa sisteminin düşey yapı elemanlarından diyafram duvarlar, palplanş perdeler ve kazıklı istinat duvarı tipleri üzerinde durulmuştur.

Derin kazı yöntemleri ve istinat duvarları bir iksa sisteminde ayrı ayrı uygulanabildikleri gibi birkaç yöntemin kombinasyonu halinde de uygulanmaktadırlar. Derin kazı yöntemleri ile istinat duvarı tipinin seçiminde zeminin jeolojik ve geoteknik özelliklerinin yanı sıra çevredeki yapılar, çevresel faktörler (gürültü, titreşim, vb.), bütçe, inşa için planlanan zaman, teknik donanım ve tecrübe de önemli rol oynamaktadırlar.

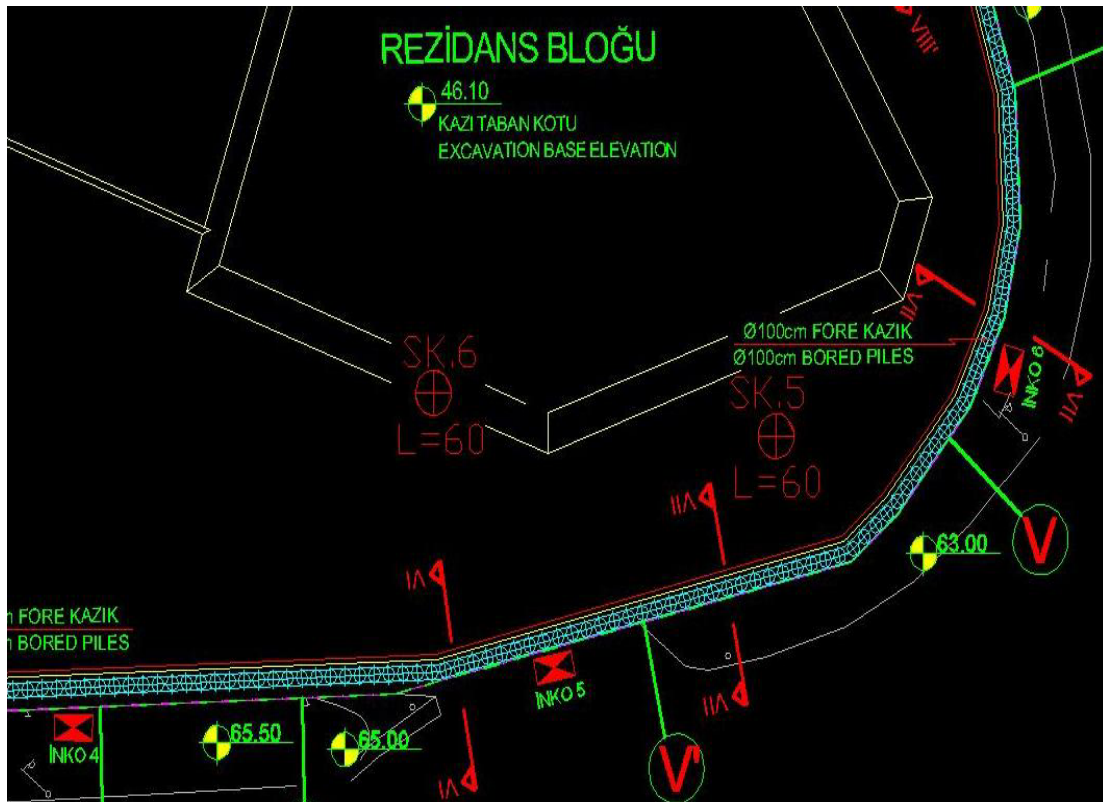
Tez dahilinde ayrıca, bir iksa sisteminde yanal destek olarak vazife gören öngermeli zemin ankrajları konu alınmıştır. Öngermeli ankrajlar hakkında ankrajı oluşturan bileşenlere değinildikten sonra genel olarak toprak basınçlarının hesabından ve detaylı olarak zemin ankrajlarının tasarımından bahsedilmiştir.

Son olarak, bir iksa sistemi örneği olarak Enar Mühendislik Mimarlık ve Danışmanlık Ltd. Şti.’nin sunduğu geoteknik danışmanlık eşliğinde Dia Holding FZCO tarafından Azerbaycan Bakü’de yapılan Flame Towers Projesi derin kazısı iksa sistemi incelenmiştir. Yapılan zemin etüdü sonrasında inşa sahasında temel kazısında daha çok az kumlu killi silt ile karşılaşmıştır. Kazık aralarından malzeme dökülmesi bu tip zemin birimlerinde karşılaşılan risklerden biri olduğundan kazık aralığı kazı derinliğine bağlı olarak kazık çapı $D = 80$ cm için $s = 90$ cm, kazık çapı

$D = 100 \text{ cm}$ için $s = 120 \text{ cm}$ olarak seçilmiştir. Böylece iki kazık arasında kemerlenme etkisi sağlanmış ve malzeme dökülmelerinin önüne geçilmiştir.

Az kumlu silt birimler için bir başka kısıtlayıcı faktör ankraj kök bölgesinde enjeksiyon ile zemin arasındaki adhezyonun 250 KPa gibi düşük bir değer olmasıdır. Bu sebeple kazı derinliğinin 29 m ile 16 m arasında değiştiği kesitlerde ankraj yatay aralığı 120 cm'ye düşürülmüştür. Fakat bu durumda ankraj kök bölgeleri arasındaki mesafe çok az olacağından kök bölgelerindeki gerilme soğanlarının birbirleriyle etkileşime girme riski doğmuştur. Bunun önüne geçmek için aynı sıradaki ankrajların bir uzun bir kısa imal edilmesi öngörülmüştür.

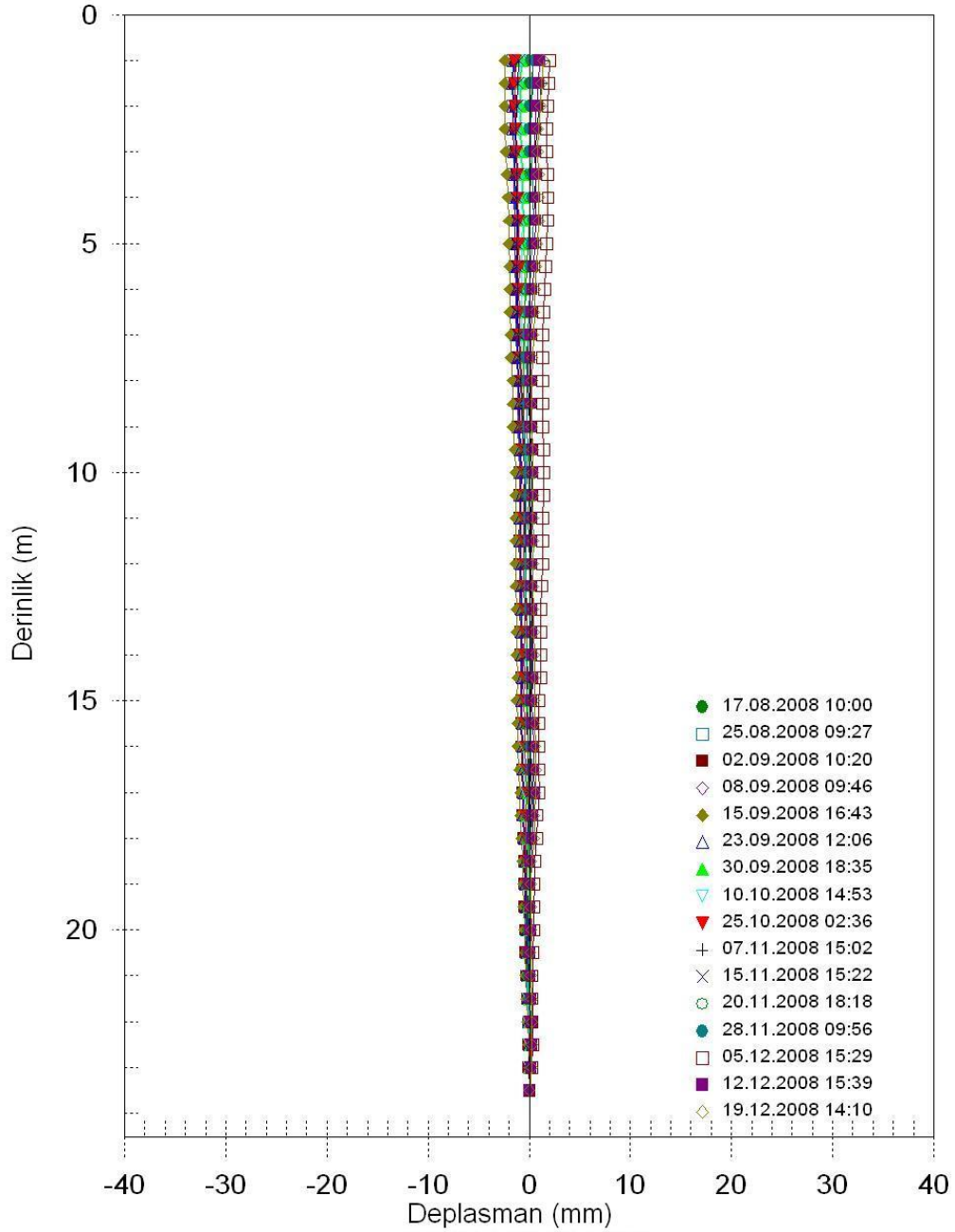
Şekil 9.1'de iksa sistemi planında U – V' aksları arasına bakıldığında, sahanın U – V' aksları arasında kemerli bir yapı çizdiği göze çarpmaktadır. Söz konusu kemerli oluşum, açıkça anlaşılabileceği üzere iksa sisteminin lehinedir. Bu bölgede U – V aksları arasındaki 13,5 m kazı derinliğine sahip 8 nolu inklinometreye ait ölçüm grafiği Şekil 9.2'de verilmiştir.



Şekil 9.1 :U – V' aksları arası – plan

flamet:8 - A Eksenli - Toplam

Başlangıç okuması: 17.08.2008



Şekil 9.2 :8 nolu inklinometre

Şekil 9.2’de, meydana gelen maksimum deplasman değerinin 2 mm olduğu görülmektedir. 8 nolu inklinometre için deplasman / kazı derinliği oranının (d / H):

$$2 / 13.500 = \% 0,01$$

olması, deplasmanın çok küçük mertebede olduğunu ifade etmektedir. Bu da sahadaki kemerli oluşumun, iksa sisteminde deplasmanların kontrol altına alınmasındaki olumlu etkisini göstermektedir.

Flame Towers Projesi temel kazısı için kazı sırasında meydana gelecek deplasmanları gözlemlemek ve denetlemek adına sahada 15 adet inklinometre tesis edilmiştir. Kazı sonunda inklinometre ölçümleri incelendiğinde en fazla deplasmanın kazı içine doğru, Z – Z' aksları arasındaki 18,5 m kazı derinliğine sahip 2 nolu inklinometrede meydana geldiği gözlenmiştir. Şekil 8.36'da 19.12.2008 tarihindeki deplasman 6 mm; Şekil 8.38'de aynı inklinometreden 26.05.2009 tarihinde yapılan ölçümde (24.01.2009'da tekrar sıfır okuması alındıktan sonra) 16 mm olarak ölçülmüştür. 2 nolu inklinometrede ölçülen deplasmanlar toplamda:

$$\Sigma d_2 = 6 + 16 = 22 \text{ mm}$$

dir.

Buna göre, bu bölgede yatay deplasmanın kazı derinliğine oranı:

$$d / H = 22 / 18.500 = \% 0,12 \quad (9.1)$$

dir.

$$d / H = \% 0,12 < \% 0,3$$

olması itibariyle sistemin aktif hale geçmediği görülmektedir.

Ayrıca, zeminden alınan numunelerde taşınma sırasında meydana gelen küçük miktarda örselenmeler, sahada kavkılı zona daha sık rastlanması, vb. nedenlerle sahadaki zeminin sondajlarda karşılaşılan zemine göre daha iyi olması ve projenin doğru uygulanmasından dolayı inklinometrelerden elde edilen %0,12 değerinde d / H oranı, sonlu elemanlar programıyla yapılan analizlerde hesaplanan d / H = % 0,65 değerinden küçük çıkmıştır.

KAYNAKLAR

- [1] **Ou, C.Y.**, 2006. Deep Excavation: Theory and Practice, London.
- [2] **Dumlu, M.**, 1988. Derin Kazılar ve Destekleme Yöntemleri, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ, İstanbul.
- [3] **Puller, M.**, 2003. Deep Excavations: A Practical Manual, London.
- [4] **Url-1** <http://www.mvn.usace.army.mil/hps2/hps_borrow_soil_boring.asp>, alındığı tarih 15.03.2009.
- [5] **Hatipoğlu, B.**, 1992. Desteklenmiş Derin Kazılarda Oluşan Hareketlerin İncelenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İTÜ, İstanbul.
- [6] **Macnab, A.**, 2002. Earth Retention Systems Handbook, New York.
- [7] **Xanthakos, P.P.**, 1994. Slurry Walls as Structural Systems, New York.
- [8] **TS EN 1538**, 2001. Özel Jeoteknik Uygulamalar: Diyafram Duvarlar, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [9] **BS 8081**, 1989. Code of Practice for Ground Anchorages, *British Standards*, London.
- [10] **FHWA-IF-99-015**, 1999. Geotechnical Engineering Circular No.4: Ground Anchors and Anchored Systems, U.S. Department of Transportation, *Federal Highway Administration*, Washington DC.
- [11] **BS 5896**, 1980. Specification for High Tensile Steel Wire and Strand for Prestressing of Concrete, *British Standards*, London.
- [12] **TS EN 1537**, 2001. Özel Jeoteknik Uygulamalar: Zemin Ankrajları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- [13] **Sağlam, A. ve Özalp, H.K.**, 2007. Dia Holding FZCO Azerbaycan Bakü Flame Towers Projesi Hakkında Geoteknik Rapor, İstanbul.
- [14] **Fövqelade Hallar Nazirliyi Tikintide Tehlukesizliye Nezaret Dövlət Agentliyi DBLİ Azerdövlətlayiha**, 2008. Hesabat, Bakı.
- [15] **Bowles, J.E.**, 1997. Foundation Analysis and Design, New York.
- [16] **Özalp, H.K.**, 2007. Dia Holding FZCO Azerbaycan Bakü Flame Towers Projesi Temel Kazısı İksa Sistemi Hakkında Proje Hesap Raporu, İstanbul.
- [17] **Url-2** <<http://www.slopeindicator.com/pdf/manuals/digitilt-probe.pdf>>, alındığı tarih 14.04.2009.

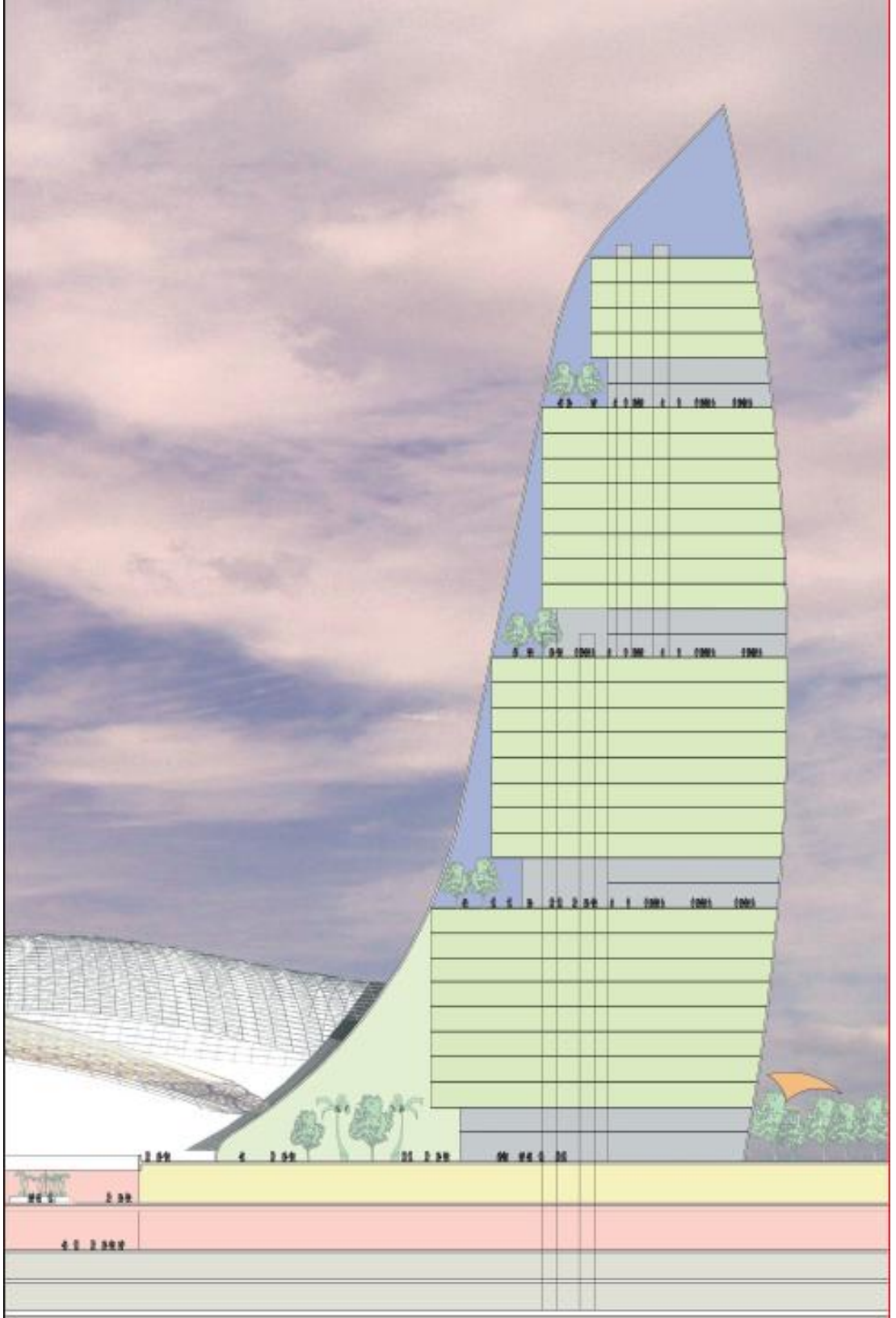
EKLER

EK A : Flame Towers Projesi iksa sistemine ait resimler

EKA



Şekil A.1 : Flame Towers uydu görünüşü [13]



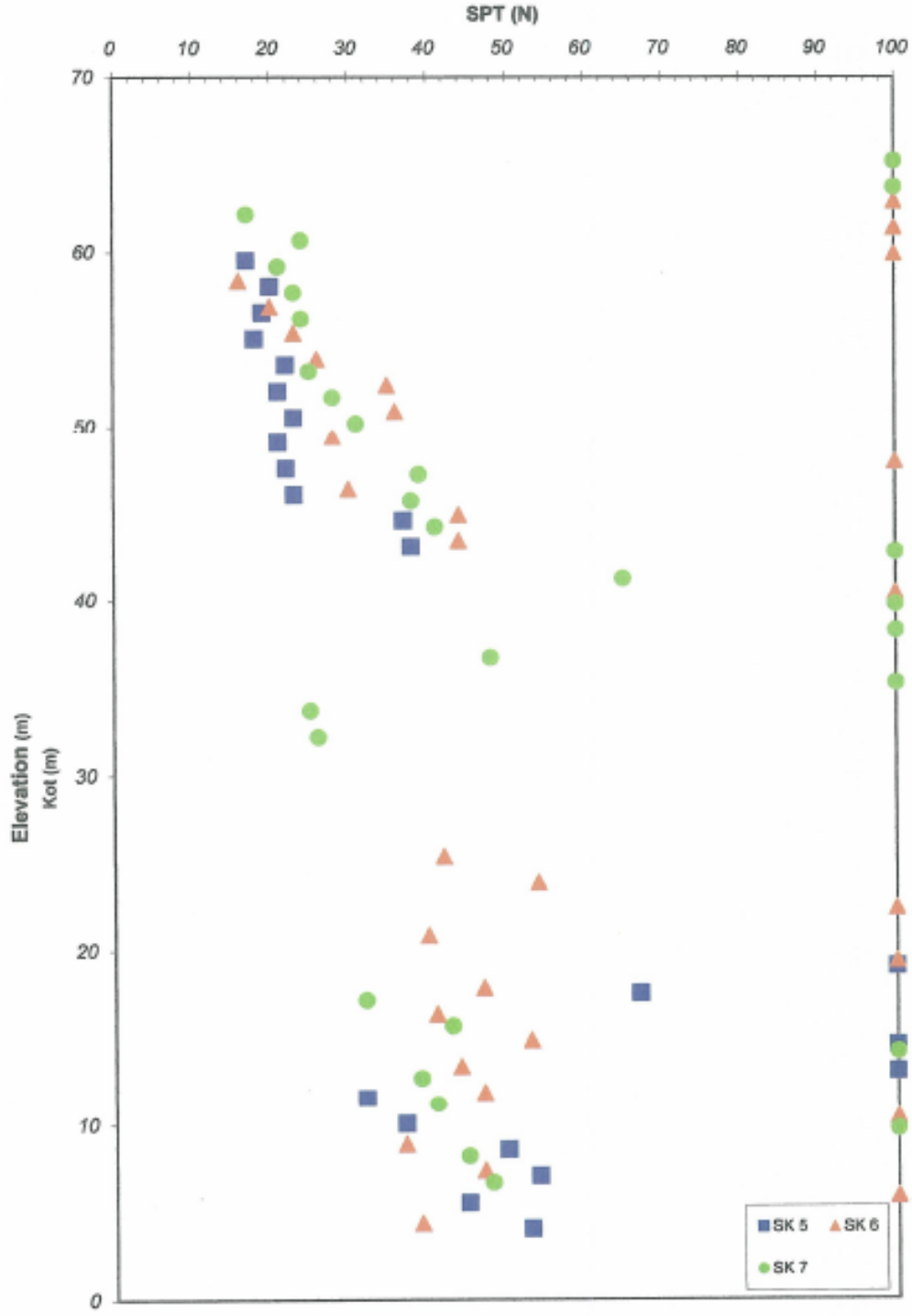
Şekil A.2 : Otel bloğu kesiti [13]



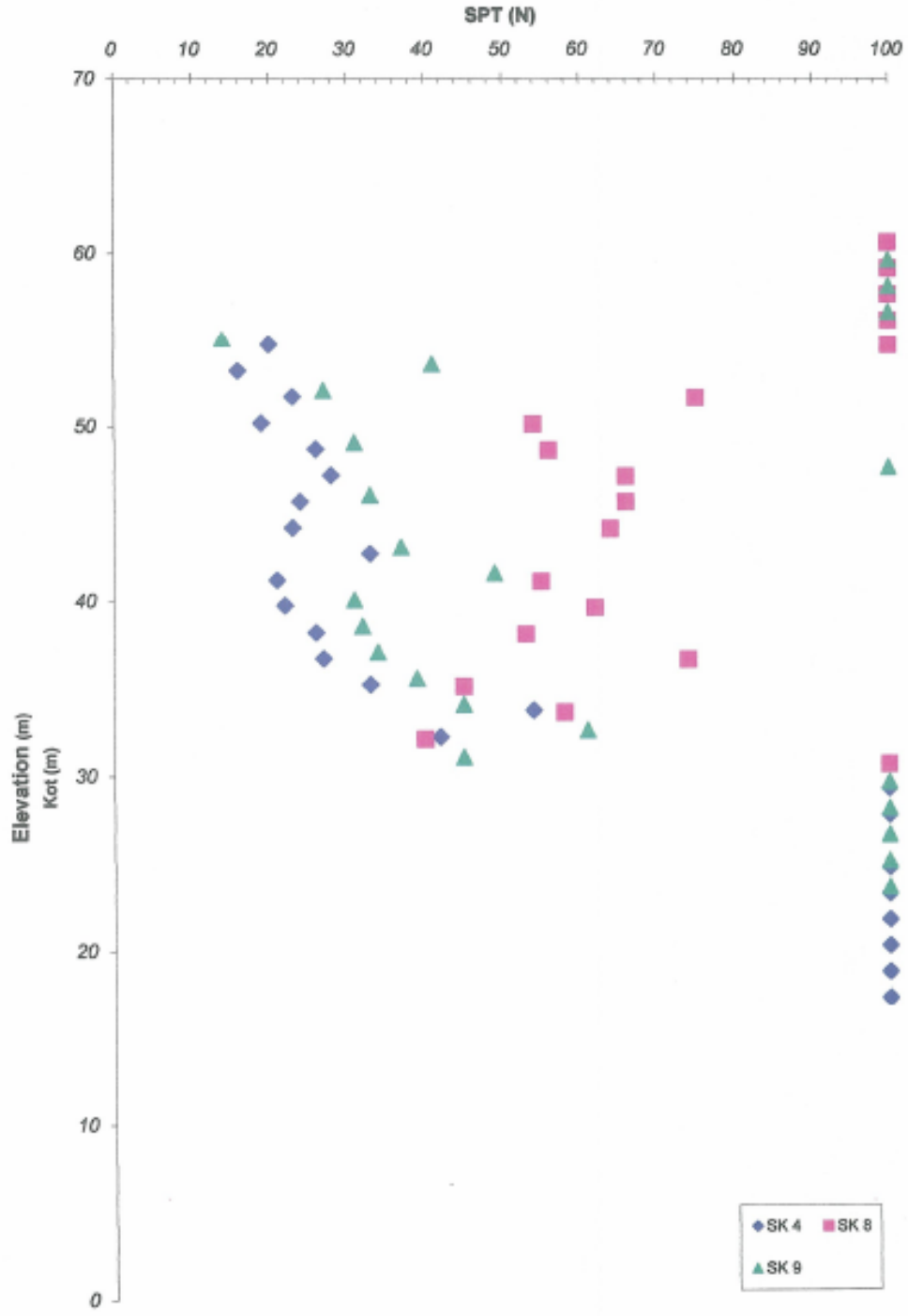
Şekil A.3 : Ofis bloğu kesiti [13]

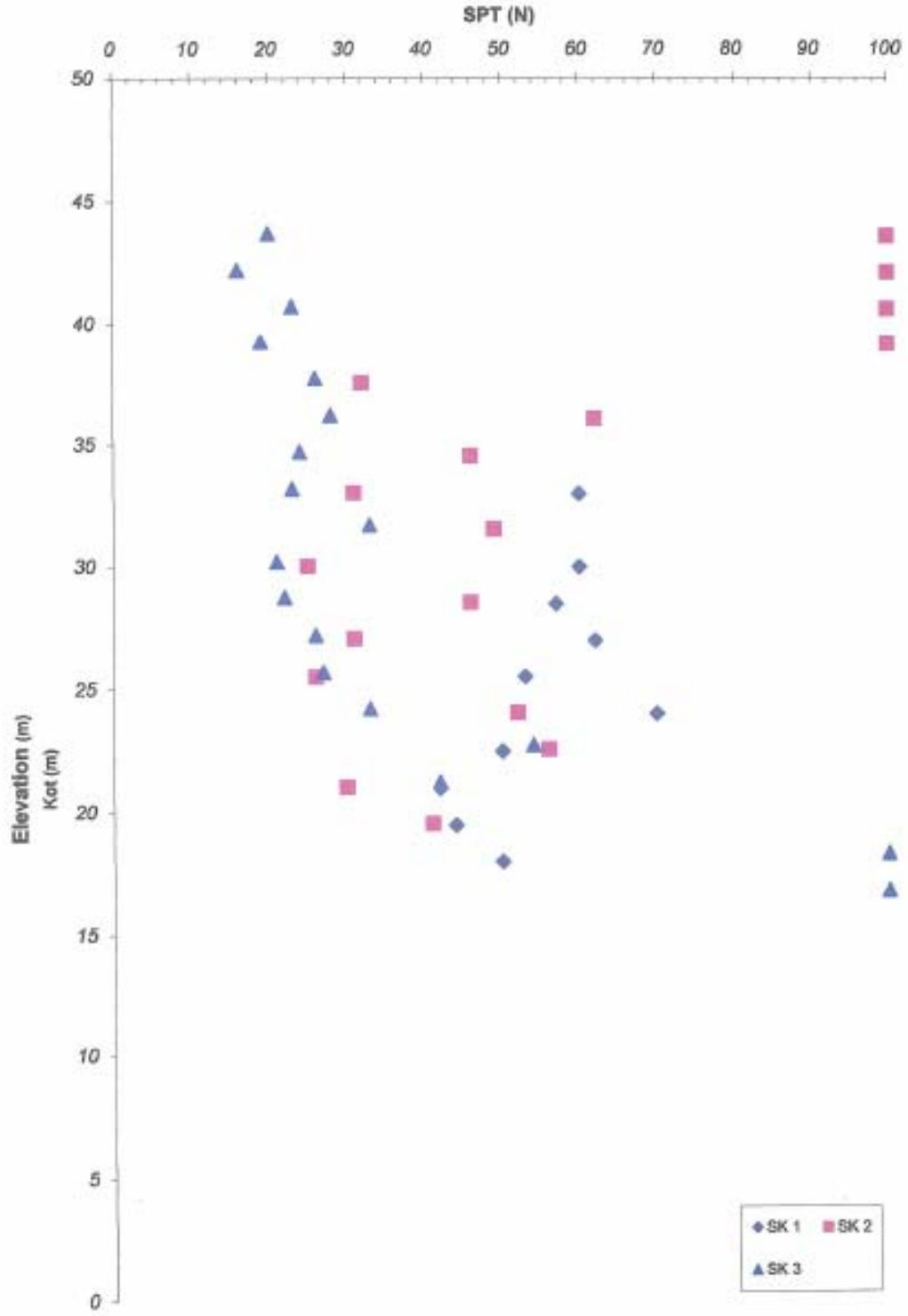


Şekil A.4 : Rezidans bloğu kesiti [13]

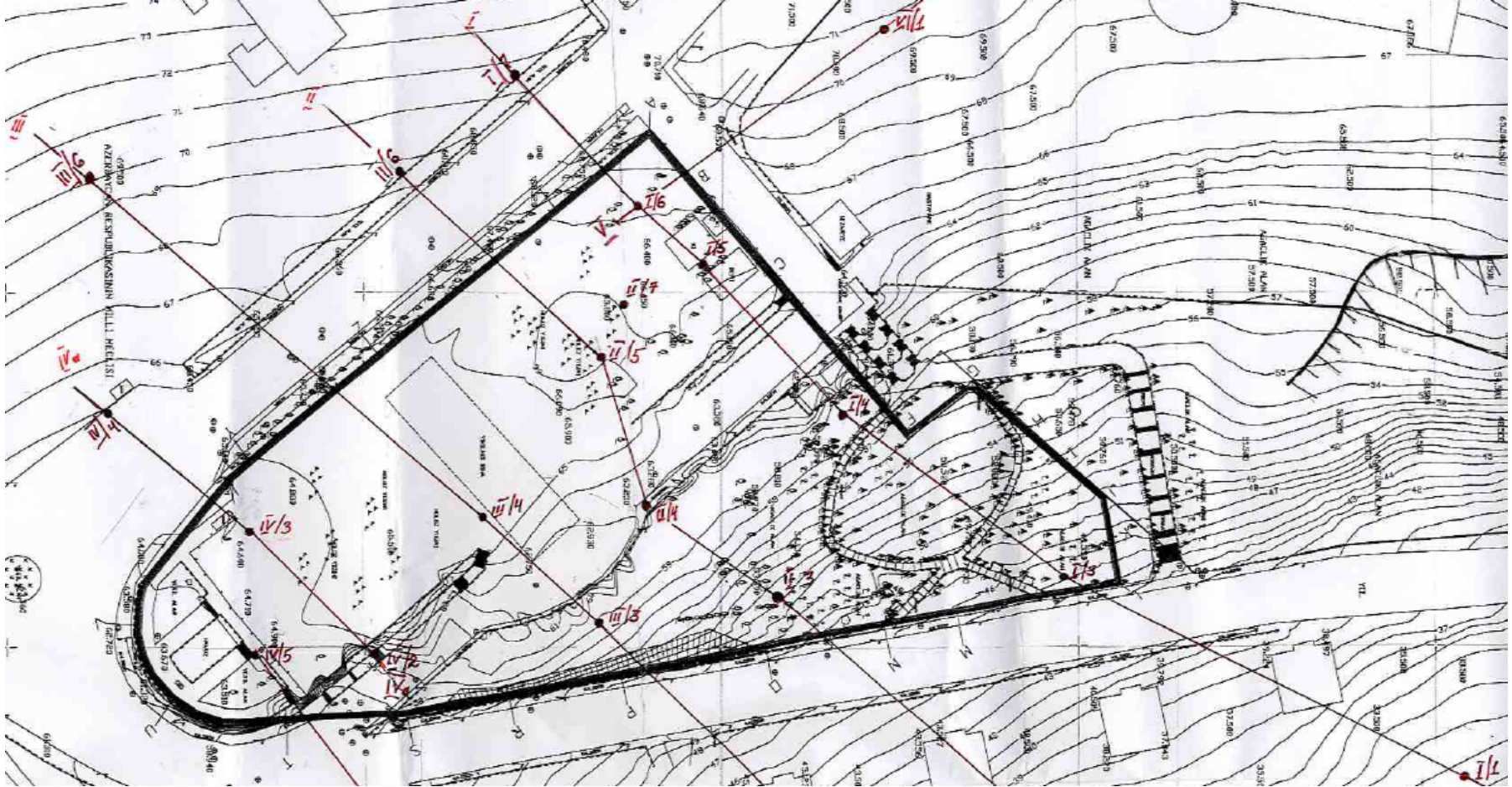


Şekil A.5 : I aksı üzerindeki sondajlardan elde edilen SPT-N değerlerinin derinliğe göre dağılım grafiği

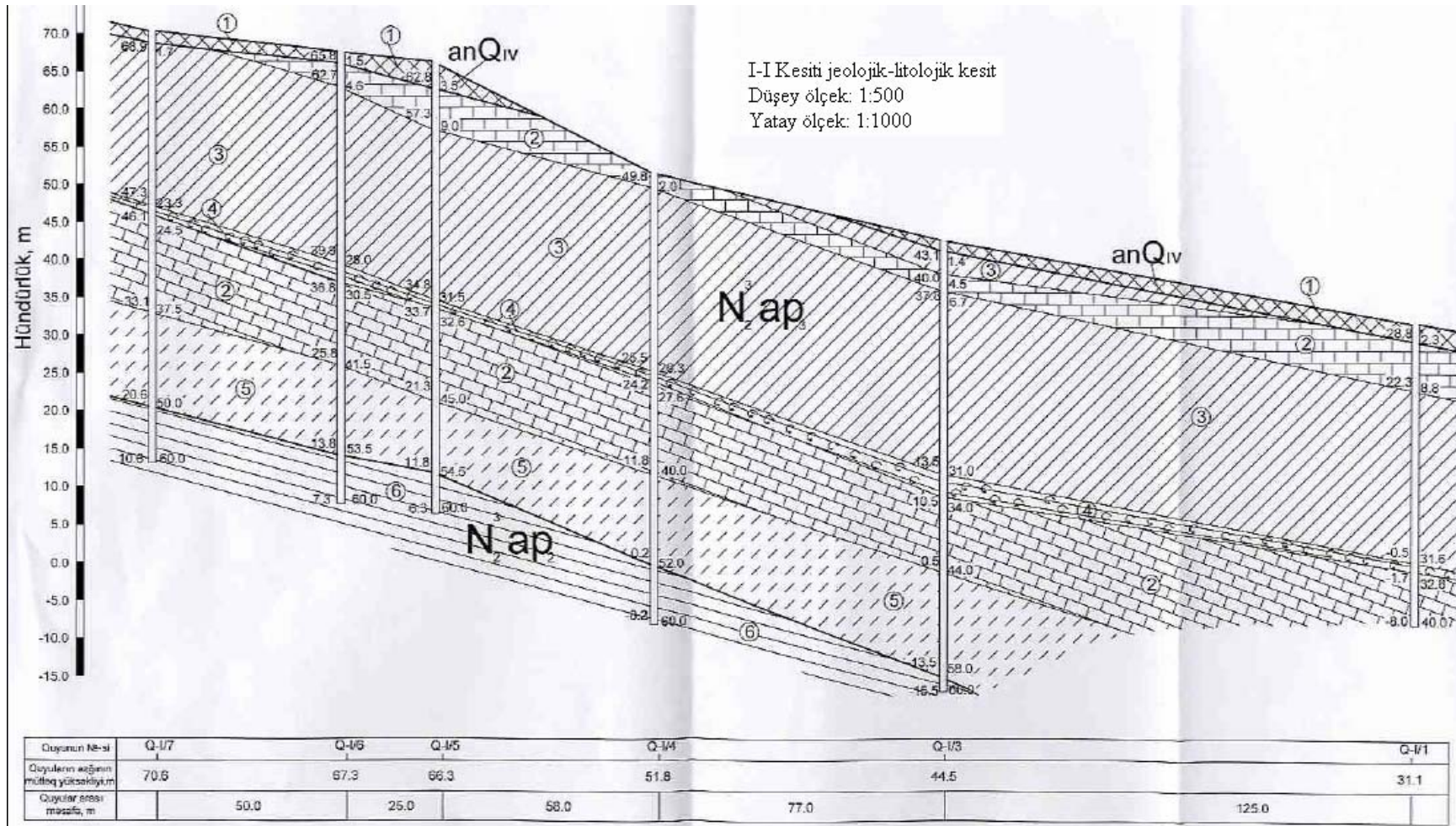




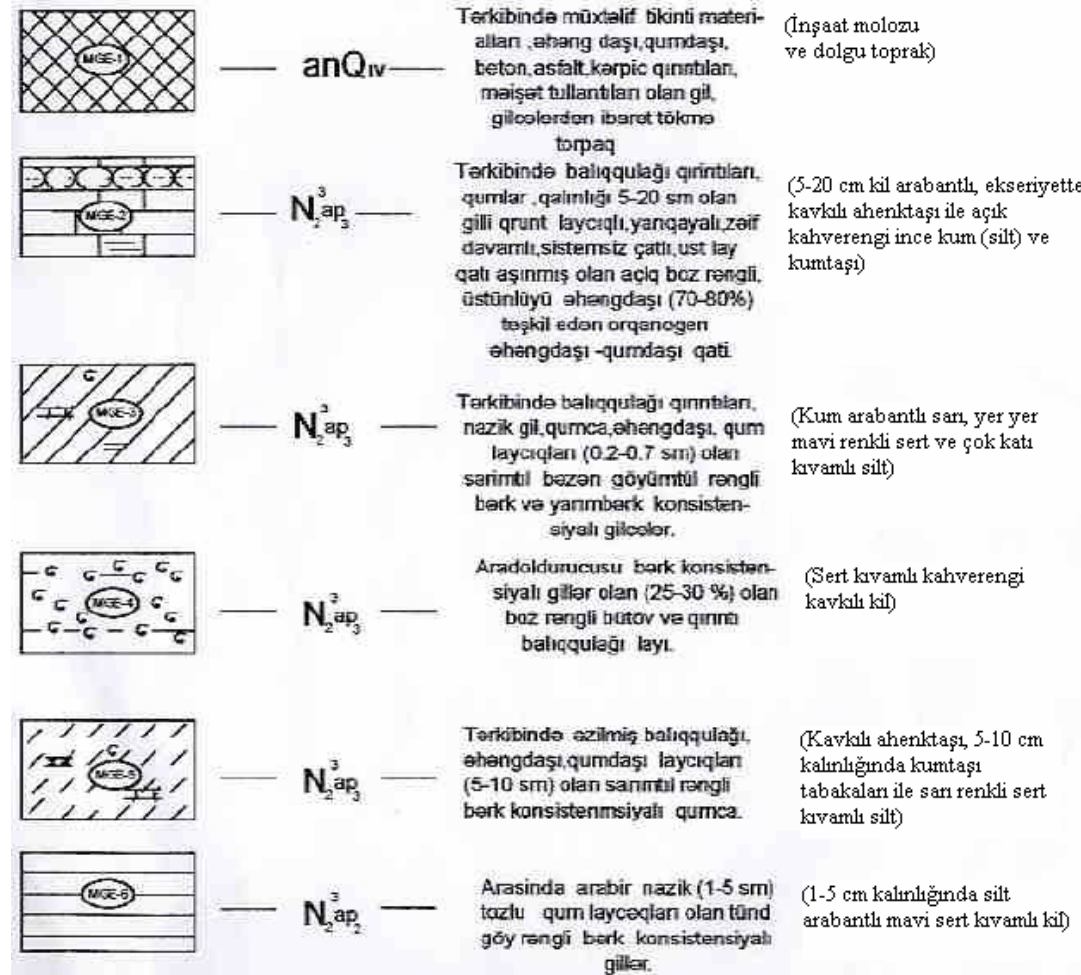
Şekil A.7 : III aksı üzerindeki sondajlardan elde edilen SPT-N değerlerinin derinliğe göre dağılım grafiği



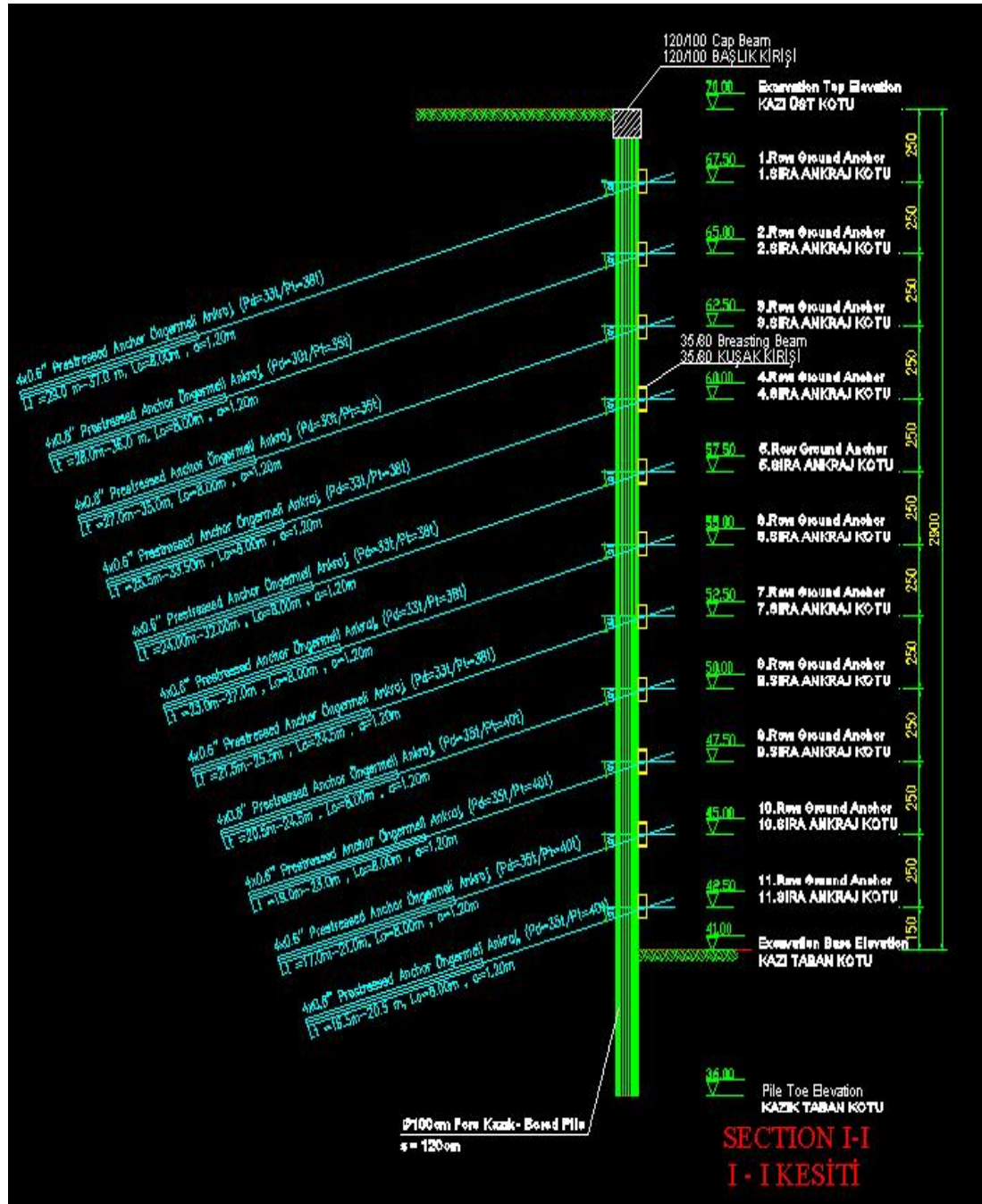
Şekil A.9 : Azerbaycan Fevkalade Haller Nazırlıgınca yaptırılan sondajların yeri [14]



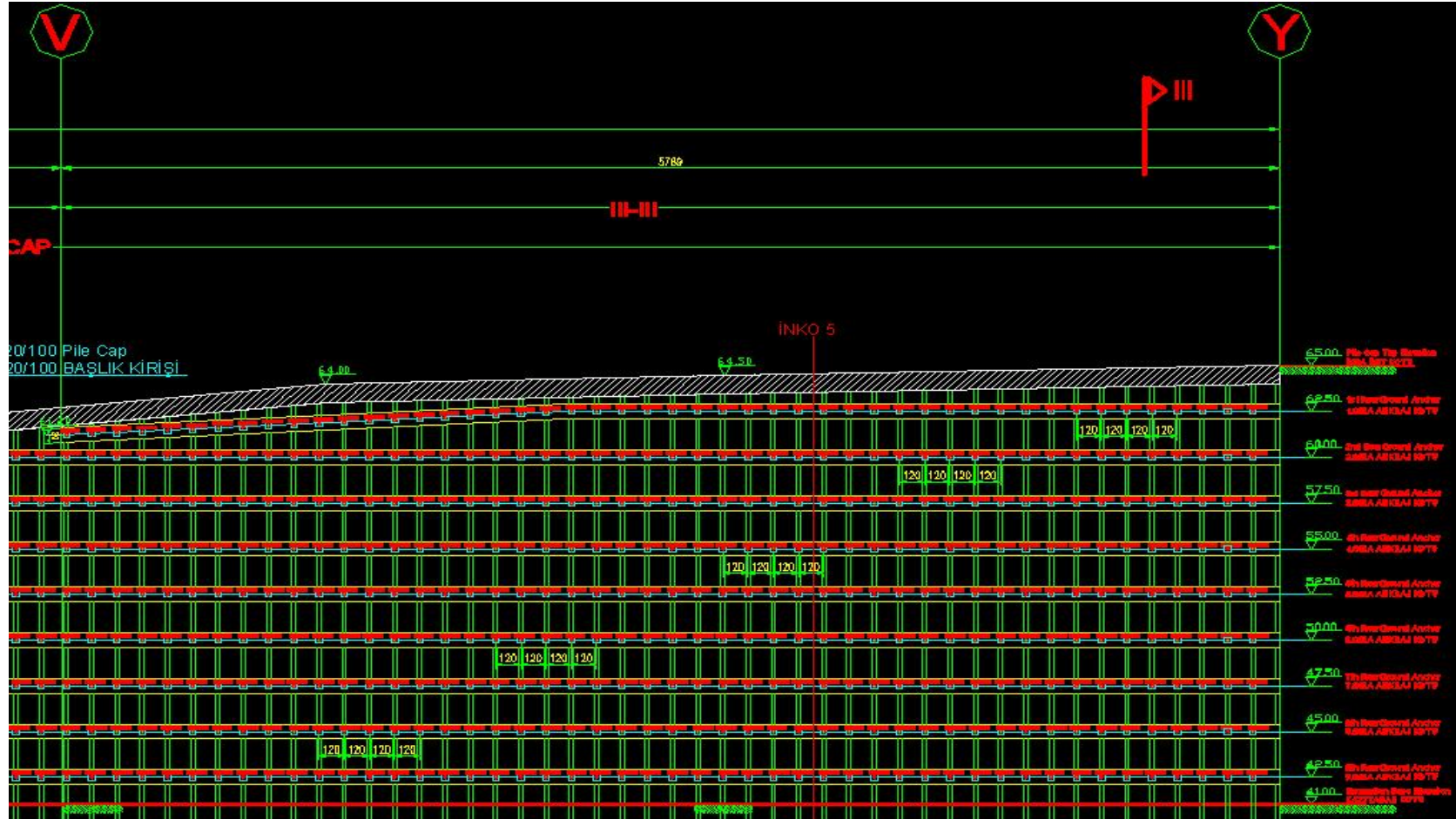
Şəkil A.10 : Azərbaycan Fevkalade Haller Nazırlığına yaptırılan sondajlara görə oluşturuşan I-I kesiti [14]



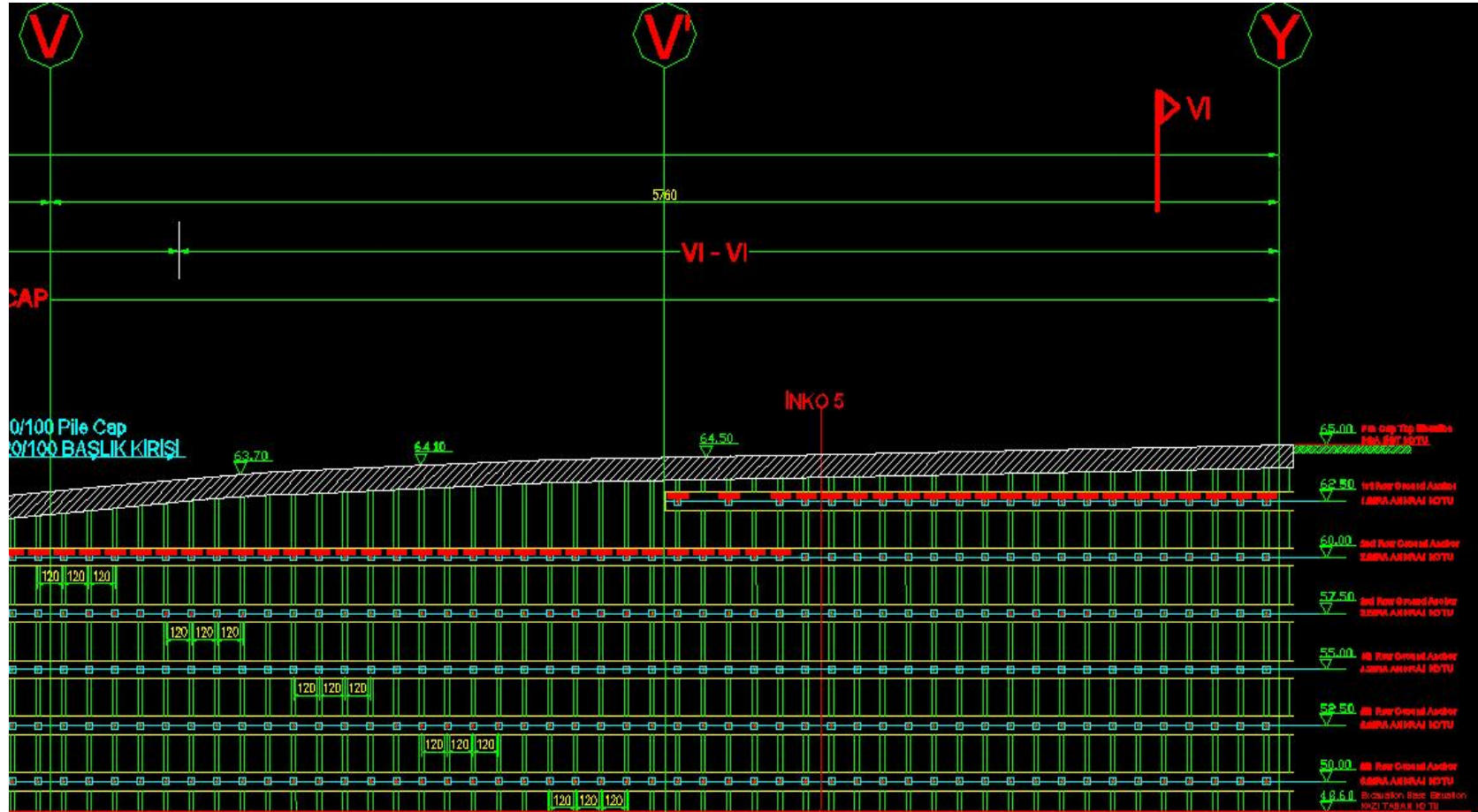
Şəkil A.11 : Azərbaycan Fevkalade Haller Nazırlığına yaptırılan sondajlara görə oluşturułan I-I kesiti lejandı [14]



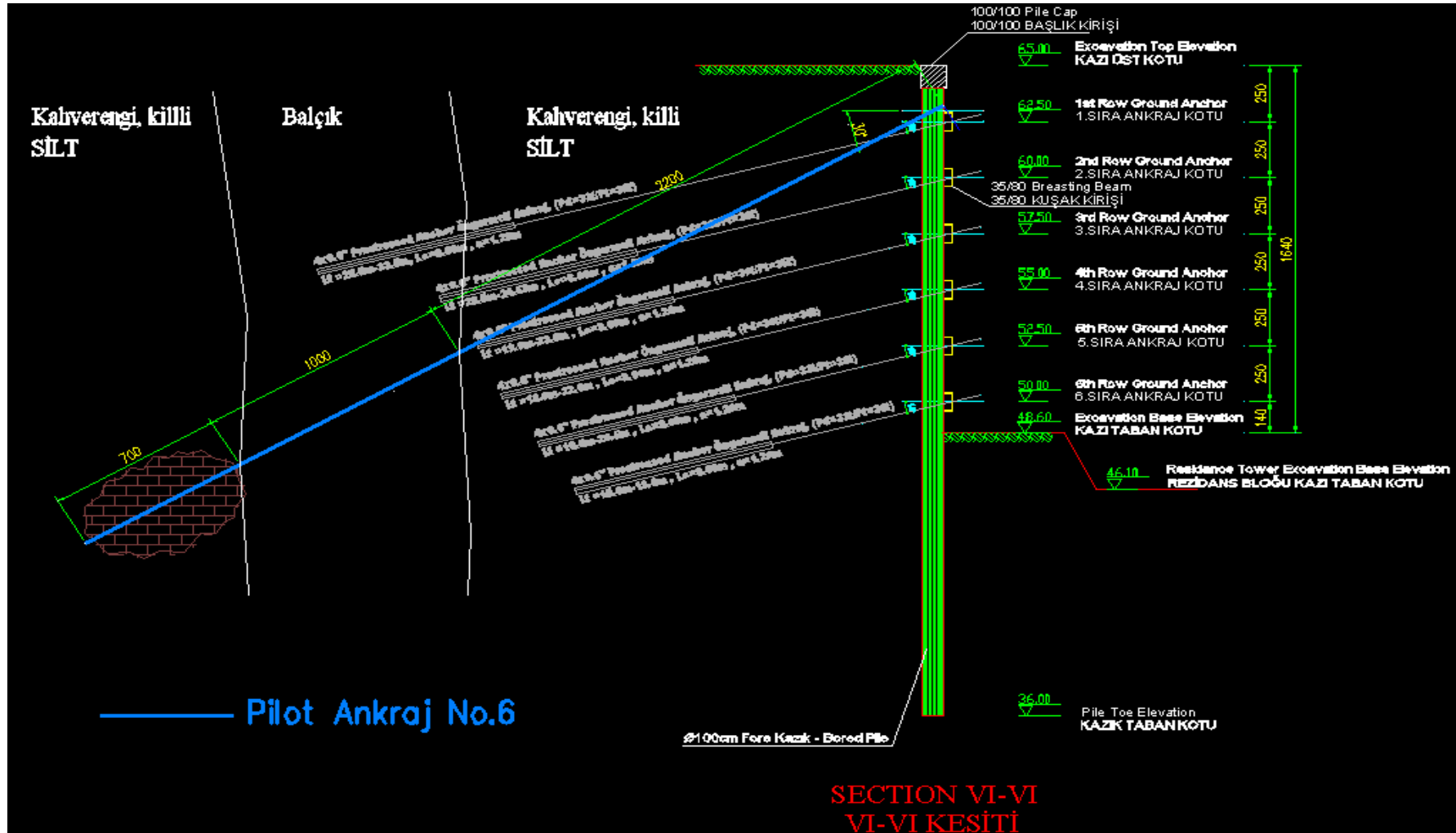
Şekil A.12 : I – I kesiti



Şekil A.13 : Proje başlangıcında V – Y aksları arası



Şekil A.14 : Revizyon sonrası V – Y aksları arası



Şekil A.16 : 6. pilot delgi kesiti



Şekil A.17 : Flame Towers iksa sistemi güneyden görünüş



Şekil A.18 : Flame Towers iksa sistemi doğudan görünüş

ÖZGEÇMİŞ

Mehmet ÜK, 1983'te Konya doğdu, ilköğrenimini Filyos/Zonguldak'ta, orta öğrenimini Bozüyük/Bilecik'te tamamladı. 2001'de Çanakkale Fen Lisesinden mezun olduktan sonra aynı sene İTÜ İnşaat Mühendisliğine girdi. 2006'da İTÜ İnşaat Mühendisliğinden mezun oldu ve İTÜ İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Zemin Mekaniği ve Geoteknik Müh. Programında yüksek lisansına başladı. Yazar, 2006 – 2008 yılları arasında Kuzu İnşaat Ltd. Şti.nde, 2008 – 2009 yılları arasında Enar Müh. Mim. Ve Dan. Ltd. Şti.nde çalışmıştır.