

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**YERALTI YAPILARININ DEPREME DAYANIKLI
TASARIMI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. E. Can CÜCEOĞLU
(501031013)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 8 Mayıs 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 15 Haziran 2006**

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Zeki HASGÜR

Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Kaya ÖZGEN (İ.T.Ü.)

Haziran 2006

ÖNSÖZ

Günümüzde yeraltı yapıları modern toplum altyapısının temel taşlarından biri haline gelmiştir. Yeraltı yapılarının, farklı uygulamaları, demiryolları, karayolları, içme suyu ve atık su sistemleri, endüstriyel tesisler ve malzeme depolama sahalarında karşımıza çıkmaktadır. Teknolojik gelişmelere paralel olarak yeraltı yapılanması da gelişim ve değişim göstermektedir. Genişleyen uygulama alanı ve hızlanan yapılanma yeraltı yapısı tasarımında bir çok soruyu beraberinde getirmektedir. Bu sorulardan biriside yeraltı yapılarının deprem altındaki davranışlarıdır. Yeraltı yapılarının deprem davranışlarının incelenmesi aşamasında belirtilmesi gereken en önemli konu yeraltı yapılarının sismik karakterlerinin yerüstü yapılarından çok farklı oluşudur. Bu durum bir yeraltı yapısının deprem esnasında, yerüstü yapıları gibi bağımsız titreşim yapmak yerine zemin hareketlerine uymak zorunda oluşuyla açıklanabilir. Bu nedenle, yeraltı yapılarının deprem altındaki davranışı, yeraltı yapısı tasarımının belki de en önemli odak noktasını teşkil etmektedir. En aktif deprem coğrafyalarının biri üzerinde bulunan ülkemizde, maalesef yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarım ve yapım kuralları hakkında bir standart veya yönetmelik mevcut değildir. Bu noktada mühendislerimizin yeraltı yapısı tasarımı aşamasında başvurulabilecekleri kurumsal bir kaynağın ülkemize kazandırılması en büyük temennimdir.

Bu çalışmada yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımı ile ilgili ulusal ve uluslararası literatür süzgeçten geçirilmiş ve konuyla ilgili genel bir sunum yapılmıştır. Ayrıca çalışmada yeraltı yapısı tasarımının temel sorusu olan zemin-yapı etkileşim probleminin çözümü için farklı yaklaşımlara yer verilmiş, etkileşimin önemi örneklerle incelenmiştir.

Dileğim, çalışmanın kapsam ve düzeni ile konuyla ilgilenen mühendisler için yararlı olmasıdır. Bu çalışmanın oluşumu sırasında yardımlarını esirgemeyen başta Hocam Sayın Prof. Dr. Zeki Hasgür'e, Yapı Merkezi İnş. ve San. Aş. çalışanlarına ve sevgili aileme teşekkürü bir borç bilirim.

Mayıs, 2006

Erdem Can CÜCEOĞLU

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR	v
TABLO LİSTESİ	vi
ŞEKİL LİSTESİ	vii
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xii
SUMMARY	xiii
1. GİRİŞ	1
1.1. Giriş ve çalışmanın amacı	1
2. YERALTI YAPILARI	4
2.1. Genel	4
2.2 Yeraltı yapısı ve deprem	7
3. YERALTI YAPISININ BULUNDUĞU ÇEVRENİN SİSMİK TANIMI	14
3.1 Sismik tasarım için gerekli deprem parametreleri	14
4. DEPREM HAREKETİ VE SONUÇLARI	16
4.1 Zemin hasarları	17
4.1.1 Sıvılaşma	18
4.1.2 Toprak kayması	18
4.1.3 Fay hareketleri	19
4.1.3.1 Fay hareketlerinin belirlenmesi	19
4.2 Yer sarsıntısı ve zemin şekil değişimleri	20
4.2.1 Serbest alan zemin şekil değişimi	20
5. YERALTI YAPILARININ DEPREM ESNASINDAKİ DAVRANIŞI	22
5.1 Yeraltı yapılarında deprem şekil değiştirmeleri	23
5.2 Yeraltı yapısı eksen boyunca deprem hareketi	24
5.2.1 Eksenel yer değiştirme	25
5.2.2 Boyuna eğilme	27
5.3 Yapı eksen boyunca deprem kuvvetleri	28
5.3.1 Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durum	29
5.3.2 Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı durum	30
5.3.3 Rijitlik katsayılarının belirlenmesi	32
5.4 Yeraltı yapısı eksenine dik deprem hareketi	33
5.5 Yapı eksenine dik deprem kuvvetleri	34
5.5.1 Dairesel tünellerde ovalleşme	34
5.5.1.1 Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durum	35
5.5.1.2 Zemin-yapı etkileşimin göz önüne alındığı durum	35
5.5.2 Dikdörtgen kesitli tünellerde eğilme	39
5.5.2.1 Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durum	40

5.5.2.2 Zemin-yapı etkileşimin göz önüne alındığı durum	41
5.5.2.3 Basitleştirilmiş çerçeve analizi	42
5.5.2.4 Yapının kayma modülünün belirlenmesi	44
5.5.2.5 Dinamik zemin-yapı etkileşim analizi	45
6. ÇEŞİTLİ YERALTI YAPILARI VE DEPREM TASARIMLARI	53
6.1 Dikdörtgen kesitli yeraltı yapılarının tasarımı	54
6.1.1 Statik yükleme durumları	55
6.1.2 Dinamik yükleme durumları	57
6.2 Dairesel kesitli yeraltı yapılarının tasarımı	60
6.3 Genel tasarım ve mühendislik ilkeleri	63
6.3.1 Şekil değiştirebilme ve süneklik	63
6.3.2 Tünel portalları	63
6.3.3 Derin yapılar	64
6.3.4 Aç-kapa yapıları	64
6.3.5 Aktif fay geçişleri	66
6.3.6 Tünel hattında veya zeminde ani rijitlik değişimi	68
6.3.7 Batırma tüp tüneller	69
7. SAYISAL UYGULAMA	71
7.1 Taksim istasyon tüneli boyuna deprem hareketleri	73
7.2 Tek hat tüneli eksenine dik deprem hareketi	79
7.3 Kabataş istasyonu deprem hesabı	85
8. SONUÇLAR VE TARTIŞMA	90
KAYNAKLAR	93
EKLER	97
ÖZGEÇMİŞ	110

KISALTMALAR

ITA	: International Tunneling Association
AFPS	: French Association for Seismic Engineering
AFTES	: French Tunneling Association
TSE	: Türk Standardları Enstitüsü
MRTC	: San Francisco Metro Rail Transit Consultants
TKF	: Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi
ODE	: İşletme Tasarım Depremi
MDE	: Maksimum Tasarım Depremi
KAF	: Kuzey Anadolu Fayı

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 Fay Hareketleri Sonucunda Hasar Gören Bazı Tüneller	9
Tablo 4.1 Zemin Şekil Değişiklikleri	20
Tablo 5.1a Rijitlik Katsayısının Hesabında Kullanılacak Parametreler.....	33
Tablo 5.1b Rijitlik Katsayısının Farklı Formüllere Göre Aldığı Değerler.....	33
Tablo 5.3a Kesme Kutusu Beton Yapı Eleman Boyutları.....	48
Tablo 5.3b Kesme Kutusu Beton Yapı Eleman Malzeme Özellikleri.....	48
Tablo 6.1a Zemin İvmesinin Zemin Hızına Oranı	57
Tablo 6.1b Zemin İvmesinin Zemin Yer Değiştirmesine Oranı	57
Tablo 6.3 Kayma dalgası ivme, hız ve yerdeğiştirmesi	61
Tablo 6.4 Yeraltı Yapılarının Depreme Dayanıklı Tasarımında İzlenecek Yöntem.....	62
Tablo 7.1 Taksim İstasyon tüneli deprem parametreleri.....	74
Tablo 7.2 Taksim istasyon tüneli teknik parametreleri.....	75
Tablo 7.3 Tek Hat Tüneli Deprem Parametreleri.....	79
Tablo 7.4 Tek Hat Tüneli Teknik Parametreleri.....	80
Tablo 7.5 Tünel Toprak Yükü Hesap Parametreleri.....	82
Tablo 7.6 Kabataş istasyon bölgesi deprem parametreleri.....	86
Tablo 7.7 Kabataş istasyonu teknik parametreleri.....	86

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : Taksim-Kabataş Füniküler Sistem Kabataş İstasyonu Boy Kesiti	6
Şekil 2.2 : Kern County Demiryolu Tüneli.....	8
Şekil 2.3 : Ker County Demiryolu Raylarındaki Bükülme.....	9
Şekil 2.4 : Daikai Metro İstasyonu Kobe Depremi Sonrası.....	10
Şekil 2.5 : Bantaki Tünel Hasarları.....	11
Şekil 2.6 : Bolu Tünelleri.....	12
Şekil 4.1 : Deprem Dalgaları.....	16
Şekil 4.2 : Üç Temel Fay Tipi.....	20
Şekil 5.1 : Tünel Ekseni Boyunca Çekme ve Basınç Gerilmeleri.....	24
Şekil 5.2 : Tünel Eksenin Kesen Deprem Dalgası.....	25
Şekil 5.3 : Tünel Ekseninde Boyuna Eğilme.....	28
Şekil 5.4 : Yapı Ekseni Boyunca Deprem Kuvvetleri.....	29
Şekil 5.5 : Elastik Mesnetli Sürekli Kiriş.....	30
Şekil 5.6 : Tünel Eksenine Dik deprem Hareketi.....	34
Şekil 5.7 : Dairesel Tünellerde Ovalleşme.....	35
Şekil 5.8 : Yeraltı Yapısı Eksenine Dik Deprem Kuvvetleri.....	37
Şekil 5.9 : Esneklik Oranı-Davranış Katsayısı.....	38
Şekil 5.10 : Serbest Alan Zemin Şekil Değiştirmeleri Altında Dikdörtgen Kesitli Tünel.....	39
Şekil 5.11 : Kutu Kesitli Yeraltı Yapısı Eğilme Şekil Değiştirmesi.....	40
Şekil 5.12 : Dikdörtgen Kesitte Zemin-Yapı Etkileşimi.....	41
Şekil 5.13 : Eğilme Şekil Değişimi ($G_s > G_g$).....	43
Şekil 5.14 : Eğilme Şekil Değişimi ($G_g > G_s$).....	43
Şekil 5.15 : Kayma Gerilmesi Eşitliği.....	44
Şekil 5.16 : Yanal Kuvvet Altında Kutu Kesitte Yer Değiştirme.....	45
Şekil 5.17 : Yeraltı Yapısının Sonlu Elemanlar Modeli.....	46
Şekil 5.18 : Dinamik Zemin-Yapı Etkileşimi Analiz Modeli.....	46
Şekil 5.19 : Yapı Etki Alanı.....	47
Şekil 5.20 : Laminer Kesme Kutusu Testi.....	49
Şekil 5.21 : Yapı Yer Değiştirme Değerleri.....	49
Şekil 5.22 : Plastik Mafsallı Oluşum Sırası.....	50
Şekil 5.23 : Dinamik Toprak Basıncı ve Maksimum Görelî Yerdeğiştirme....	51
Şekil 5.24 : Alt sistem Çıkarma Modeli.....	51
Şekil 6.1 : Yük Şekil Değiştirme İlişkisi.....	54
Şekil 6.2 : Kabataş Yüzme Kilidi Tip Kesiti.....	56
Şekil 6.3 : Hesaplanan yerdeğiştirmeye eşdeğer yerdeğiştirme meydana getirecek fiktif yükleme durumu.....	59
Şekil 6.4 : Yeraltı Yapısı Mafsallaşma Mekanizmaları.....	60
Şekil 6.5 : Aç-Kapa Yapısı İnşaat Aşamaları.....	65

Şekil 6.6	: Daikai İstasyonu (Kobe).....	66
Şekil 6.7	: Genişletilmiş Tünel Kesiti.....	67
Şekil 6.8	: Genişletilmiş Fay Geçişi.....	67
Şekil 6.9a	: Tünel-Havalandırma Kesiti.....	68
Şekil 6.9b	: Esnek Birleşim Detayı.....	68
Şekil 6.10	: İstanbul Denizaltı Geçişi Güzergâhı.....	69
Şekil 7.1	: Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi Plan ve Boy Kesiti.....	72
Şekil 7.2	: Taksim İstasyon Tünel Kesiti.....	73
Şekil 7.3a	: Faya Uzaklığına Göre İvme Değişimi.....	73
Şekil 7.3b	: Moment Büyüklüğüne Göre İvme Değişimi.....	74
Şekil 7.4	: Tek Hat Tünel Kesiti.....	79
Şekil 7.5	: Tünel Toprak Yüklerinin Hesabında Kullanılacak Boyutlar.....	82
Şekil 7.6	: Tünele Etkiyen Toprak Yükleri.....	83
Şekil 7.7a	: Tünel İnvert Kesiti M-N Karşılıklı Etki Diyagramı.....	84
Şekil 7.7b	: Tünel Kemer Kesiti M-N Karşılıklı Etki Diyagramı.....	84
Şekil 7.8	: Kabataş İstasyon Kesiti.....	85
Şekil 7.9	: Kabataş İstasyon Perde Kesiti M-N Karşılıklı Etki Diyagramı....	88
Şekil 7.10	: Kabataş Yatay ToprakYükleri.....	89
Şekil 7.11	: Tek hat tüneli tasarım modeli.....	96
Şekil 7.12	: Deprem esnasında üst düğüm noktasında beklenen dışbükey ovalleşme yerdeğiştirmesi (m).....	96
Şekil 7.13	: Deprem esnasında alt düğüm noktasında beklenen dışbükey ovalleşme yer değiştirmesi (m).....	97
Şekil 7.14	: Sabit yükler (G) (kN/m/m).....	97
Şekil 7.15	: Hareketli yükler (Q) (kN/m/m-kN).....	98
Şekil 7.16a	: Deprem yerdeğiştirmelerine (dışbükey ovalleşme) eşdeğer yerdeğiştirme yaratacak yükler (E) (kN/m/m).....	98
Şekil 7.16b	: Deprem yerdeğiştirmelerine (içbükey ovalleşme) eşdeğer yerdeğiştirme yaratacak yükler (E) (kN/m/m).....	99
Şekil 7.17	: Eğilme Momenti Depremsiz durum (1.4 G + 1.6 Q) (kNm/m).....	99
Şekil 7.18a	: Eğilme Momenti Depremlı durum (1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E) (kNm/m).....	100
Şekil 7.18b	: Eğilme Momenti Depremlı durum (1.0 G + 1.0 Q – 1.0 E) (kNm/m).....	100
Şekil 7.19	: Eğilme Momenti Depremlı durum + Depremsiz durum Kombinasyonu (kNm/m).....	101
Şekil 7.20	: Kesme Kuvveti Depremlı durum + Depremsiz durum Kombinasyonu (kN/m).....	101
Şekil 7.21	: Kabataş İstasyonu Statik Model.....	102
Şekil 7.22	: P_s yayılı yükü (kN/m/m).....	102
Şekil 7.23	: P_s yayılı yükü altında şekil değiştirme (m).....	103
Şekil 7.24	: Kabataş İstasyonu Tasarım modeli.....	103
Şekil 7.25	: Deprem yerdeğiştirmelerine eşdeğer yerdeğiştirme yaratacak yükler (+E) (kN/m/m).....	104
Şekil 7.26	: Deprem yerdeğiştirmelerine eşdeğer yerdeğiştirme yaratacak yükler(-E) (kN/m/m).....	104
Şekil 7.27	: Sabit Yükler(kN/m/m).....	105
Şekil 7.28	: Hareketli yükler(kN/m/m).....	105
Şekil 7.29	: Eğilme momenti Depremsiz durum (1.4 G+ 1.6 Q) (kNm/m).....	106
Şekil 7.30	: Eğilme momenti Depremlı durum (1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E)	

	(kNm/m).....	106
Şekil 7.31	: Eğilme momenti Depremlı durum (1.0 G + 1.0 Q - 1.0 E)	
	(kNm/m).....	107
Şekil 7.32	: Elveverışsiz moment diyagramı (kNm/m).....	107
Şekil 7.33	: Elveverışsiz kesme kuvveti diyagramı(kNm/m).....	108

SEMBOL LİSTESİ

L	: Dalga boyu
D_o	: Yer değiştirme genliği
D_e	: Fay düzlemindeki ortalama yer değiştirme genliği
D_m	: Maksimum yer değiştirme genliği
C	: Deprem dalgası hızı
θ	: Deprem dalgasının açısı
u_x	: Yatay yer değiştirme
u_y	: Düşey yer değiştirme
ϵ	: Birim şekil değiştirme
ϵ_{max}^a	: Maksimum eksenel birim şekil değiştirme
ϵ_{max}^b	: Maksimum Eğilme birim şekil değiştirmesi
K_l	: Boyuna rijitlik katsayısı
K_t	: Enine rijitlik katsayısı
N_{max}	: Maksimum eksenel kuvvet
M_{max}	: Maksimum Eğilme momenti
V_{max}	: Maksimum kesme kuvveti
V_v, V_h	: Düşey ve yatay kesme kuvvetleri
ν_s, ν_g	: Yapı ve zemin Poisson oranları
G_s, G_g	: Yapı ve zemin kayma modülleri
ρ_s, ρ_g	: Yapı ve zemin birim hacim ağırlıkları
h	: Yapı yüksekliği
C	: Sıkışabilme oranı
F	: Esneklik oranı
r	: Tünel yarıçapı
d	: Tünel çapı
t	: Tünel et kalınlığı
h	: Yapı yüksekliği
b	: Yapı genişliği
d_1, d_2	: Yapı diyagonal boyutları
γ_{max}	: Maksimum serbest alan kayma birim şekil değiştirmesi
γ_s, γ_g	: Yapı ve zemin birim kayma şekil değiştirmeleri
K_a	: Tam kayma tünel davranış katsayısı
K_β	: Kaymasız tünel davranış katsayısı
T	: Periyot
Δ_s	: Yapı üst döşeme yer değiştirmesi
Δ_A	: Yapı üst döşeme seviyesinde serbest alan zemin şekil değiştirmesi
Δ_B	: Yapı alt döşeme seviyesinde serbest alan zemin şekil değiştirmesi
Δ_d	: Tünel çap değişimi
G_g	: Zemin kayma modülü
G_s	: Yapı kayma modülü
τ	: Kayma gerilmesi
P_s	: Yapı üst döşemesi etkiyen yanal birim kuvvet
P_l	: Yapı üst döşemesi etkiyen birim yanal birim kuvvet
V_o	: Parçacık hızı
A_o	: Parçacık ivmesi
V_s	: Kayma dalgası parçacık hızı
A_s	: Kayma dalgası parçacık ivmesi

C_s, C_p, C_R	: S, P ve R Dalgası hızı
a_s, a_p, a_r	: S, P ve R Dalgası parçacık ivmesi
V_s, V_p, V_R	: S, P ve R Dalgası parçacık hızı
M_w	: Moment büyüklüğü
M_L	: Yerel büyüklük
M_S	: Yüzey dalga büyüklüğü
M_B	: Cisim dalga büyüklüğü
S	: Alan
I	: Eylemsizlik momenti
E_s, E_g	: Yapının ve zeminin elastisite modülü
Δ_s, Δ_g	: Yapının ve zeminin eğilme yer değiştirmesi
R	: Yapı-zemin eğilme oranı
F_d	: Tasarım kuvveti
G	: Sabit yük
Q	: Hareketli yük
H_d	: Yatay kuvvet
Y	: Su basıncı
E	: Deprem kuvveti
GSI	: Jeolojik dayanım indisi
D	: Faya dik uzaklık
L_t	: Tünel uzunluğu
H	: Tabaka kalınlığı
f	: frekans
p_o	: Aktif toprak basıncı
q_o	: Sürşarj yükünden oluşan aktif toprak basıncı
p	: Su basıncı
q	: Sürşarj yükü
k_o	: Statik aktif toprak basınç katsayısı
γ_w	: Su birim hacim ağırlığı

YERALTI YAPILARININ DEPREME DAYANIKLI TASARIMI

ÖZET

İnşaat teknolojilerindeki gelişmeler yeraltı yapısı uygulama alanlarını her geçen gün genişletmektedir. Farklı uygulama alanlarının doğuşu bir yeraltı yapısı tasarımcısının, tasarım aşamasında yanıtlaması gereken birçok soruyu da beraberinde getirmektedir. Bu sorulardan en önemlisi de yeraltı yapılarının deprem altındaki davranışdır. Yeraltı yapılanmasının hız kazandığı günümüzde yeraltı yapılarının deprem davranışı hala tartışılmakta olan bir konudur.

Yerüstü yapılarının deprem tasarımları için kullanılan genel mühendislik çözümlerinin yeraltı yapılarına uygulanması doğru bir yaklaşım değildir. Bunun en önemli nedeni yeraltı yapılarının deprem esnasında yerüstü yapıları gibi bağımsız salınım yapmak yerine zemin hareketlerine uymasdır. Sonuç olarak sismik tasarım aşamasında yeraltı yapıları içinde bulundukları zeminden bağımsız düşünülemez. Bu çalışmada yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımı ve sismik analizleri hakkında bir sunum yapılmıştır. Ayrıca yeraltı yapılarının sismik tasarımının en önemli konusu olan zemin yapı etkileşimi probleminin çözümü için yöntemler sunulmuştur.

Çalışma toplam sekiz bölümden oluşmaktadır. Birinci bölümde çalışmanın tanıtımı yapılmıştır ayrıca çalışmada izlenecek yoldan bahsedilmiştir. İkinci bölümde yeraltı yapıları, uygulama alanları ve avantajları hakkında genel bilgi verilmiştir, yeraltı yapısı ve deprem arasındaki ilişki konusuna giriş yapılmıştır. Üçüncü bölümde ise deprem oluşumu ve parametreleri hakkında genel bilgi verilmiştir. Deprem hareketinin zeminde meydana getirdiği hasarlar ve bu hasarların yeraltı yapıları üzerindeki etkilerine dördüncü bölümde değinilmiştir. Ayrıca dördüncü bölümde serbest alan zemin şekil değiştirmeleri konusuna giriş yapılmıştır. Yine bu bölümde farklı zemin özellikleri için deprem dalgalarının bu zeminlerde ki yayılma hızlarına bağlı, birim şekil değiştirmelerin hesabı için bağıntılar sunulmuştur. Çalışmanın ana konusu olan yeraltı yapılarının deprem davranışı beşinci bölümde incelenmiştir. Burada deprem hareketleri yeraltı yapısı eksen boyunca ve eksene dik olmak üzere iki kısımda ele alınmıştır. Altıncı bölümde ise bir yeraltı yapısının tasarım aşamaları hakkında bilgiler verilmiştir, farklı türden yeraltı yapılarında deprem etkileri hakkında genel bilgi verilmiştir. Yedinci bölümde daha önceki bölümlerde yer alan yöntemler kullanılarak 3 adet sayısal örnek verilmiştir. Örneklerde SAP 2000 yapısal analiz programı kullanılarak sonlu elemanlar yöntemi ile statik analizler yapılmıştır. Her örnekte zemin-yapı etkileşimin göz önüne alındığı ve alınmadığı iki farklı hesap yapılmıştır ve sonuçlar karşılaştırılmıştır. Zemin-yapı etkileşimi problemlerinin çözümü için beşinci bölümde verilen formülasyonların kullanıldığı çözümlerde, yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında zemin-yapı etkileşiminin öneminin iyi anlaşılması amaçlanmıştır.

EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN OF UNDERGROUND STRUCTURES

SUMMARY

The application fields for underground structures are increasing by developments in construction technologies. Different application fields for underground structures means a lots of questions that must be answered by designers. Most important question of these is the earthquake response of underground structures. By the increasing use of underground construction, earthquake response of underground structures is remaining as a phenomenon which is still being discussed.

Using general engineering solutions for seismic design of above ground structures to underground structure is not such a good idea. On the contrary, underground structures are move together with ground during earthquakes. Whereas, above ground structures make free vibrations. Because of that, underground structures should not be considered independent from ground in seismic designs. In this study, a presentation about earthquake resistant design and seismic analysis of underground structures is done. Also, solutions are presented for the soil-structure interaction problem which is the most important question of seismic design of underground structures.

The study is composed of eight chapters. The first chapter is an introduction to the subject where general aims are given. In second chapter general information about underground structures, application fields and advantages of these structures are given. Also subject of relation between underground structures and earthquake is introduced in second chapter. Ground failures which occur during earthquakes and affects of these ground failures to underground structures are discussed in forth chapter. Subject of free field ground deformations is introduced in chapter forth. Also chapter forth includes equation due to seismic wave propagation velocities in different types of ground. Earthquake response of underground structures which is the main subject of study is discussed in chapter fifth. Sixth chapter contains information about procedures of design of underground structures. Also there is general information about earthquake affects on different types of underground structures in chapter sixth. In Seventh chapter, 3 numerical examples are given by using methods presented in previous chapters. In examples, static analyses are made on Fem models by SAP 2000 structural analyzing program. Each example contains one calculation that soil-structure interaction is ignored and one calculation that interaction is included. Formulations given in chapter fifth are used to solve the problems of soil-structure interaction in examples. By the comparison of results of two calculations the importance of soil-structure interaction is aimed for earthquake resistant design of underground structures.

1. GİRİŞ

1.1. Giriş ve Çalışmanın Amacı

Yeraltı yapısı tasarımı ve inşasında, göz önünde bulundurulması gereken ön önemli unsurlardan birisi de yapının deprem esnasındaki davranışdır. Yeraltındaki zayıf deprem hareketleri ve inşaat teknolojilerindeki ilerlemeler yeraltı yapılarını sismik açıdan güvenli kılmaktadır. Geçmişteki bazı depremlerde yeraltı yapıları nadiren hasar görmüştür. Yeraltı yapıları ve yerüstü yapılarında yaşanmış deprem tecrübeleri kıyaslanırsa, yeraltındaki bir yapının depreme karşı doğal bir koruması olduğu söylenebilir. Örneğin; Japonya' nın gelişmiş endüstri bölgeleri olan Kobe ve Osaka' daki, yaklaşık 180.000 yerüstü yapısı 1995 de 20 saniye süren Hyogo-kan Nambu depremi ve daha sonrasındaki güçlü yer sarsıntıları nedeniyle ağır hasar görmüş veya yıkılmıştır. Buna karşılık, sadece bir kaç yeraltı yapısı hasar görmüştür (Uenishi ve diğ. 2001). Amerika Birleşik Devletleri'nde ki yeraltı yapıları Loma Prieta ve Northridge depremlerinde çok az hasara maruz kalmıştır. Fakat bu sarsıntılar bu bölgede beklenen deprem sarsıntılarından çok daha düşük seviyededir (Hashash ve diğ. 2001). Bazı yeraltı yapıları ise, 1995, Kobe, Japonya depreminde, 1999, Chi-chi, Tayvan depreminde ve 1999 Kocaeli, Türkiye depreminde ciddi hasarlar görmüştür. 1995, Kobe, Japonya depreminde Daikai metro istasyonunda benzeri görülmemiş bir hasarla karşılaşmıştır. Bu fay hareketi veya portal çevresindeki dayanım eksikliği gibi sebeplerden farklı olarak modern bir yeraltı yapısında depremin neden olduğu ilk ciddi hasardır (Uenishi ve Sakurai, 2000). Teknolojik ilerlemelere rağmen, deprem, yerüstü yapıları için olduğu kadar yeraltı yapıları için de problem teşkil etmektedir. Dolayısıyla sismik aktiviteye haiz alanlara yapılacak yeraltı yapıları sismik yüklere dayanıklı olmalıdır.

Yeraltı yapılarının geçmiş depremlerdeki performansları, söz konusu yapıların sismik hareketlere karşı dayanıklı olduğu tezinin yanlış olduğunu ispat etmemesine rağmen devlet kurumları ve bilimsel çevreler daha rasyonel bir yaklaşım için yeraltı yapılarındaki deprem riski üzerinde tartışmaktadırlar. Yeraltı yapılarının sismik tasarım prosedürleri üzerine bir fikir birliği oluşturma düşüncesi sonucunda 1980

yılında Uluslararası Tünel Birliği (ITA) tarafından bir çalışma grubu oluşturulmuş bu tarihten itibaren grup düzenli olarak toplanarak durum raporu ve tasarım önerilerinin hazırlanması üzerinde çalışmaktadır (St. John ve Zahrah, 1987). Son 20 yıl içerisinde yeraltı yapılarının deprem esnasındaki davranışını anlama yolunda büyük ilerleme kaydedilmiştir. Deprem dalgalarının zeminde yarattığı şekil değiştirmeler ve zeminin bu şekil değiştirmeleri yapıya aktarma davranışı üzerine birçok dinamik ve statik analiz yöntemi geliştirilmiştir.

Sismik tasarım aşamasındaki bir yeraltı yapısı üzerindeki deprem hareketinin etkileri iki farklı açıdan değerlendirilmelidir. Deprem hareketinin zeminde meydana getirdiği sarsıntı ve şekil değiştirmelerin yeraltı yapısı üzerindeki yıkıcı etkileri depremin birincil hasar nedeni olarak kabul edilebilir. Depremin yeraltı yapılarında hasarlara veya yıkıma neden olacak bir diğer etkisi yapının bulunduğu zeminin deprem altındaki davranışdır. Dolayısıyla deprem esnasında zeminde meydana gelecek hasarlar yeraltı yapılarında yıkıma neden olacak ikincil bir nedendir. Deprem hareketinin zeminde yaratabileceği hasarların ve bu zemin hasarlarının yeraltı yapısı üzerindeki dolaylı etkileri ile deprem hareketinin doğrudan yapı üzerindeki etkileri birbirinden farklı olgulardır. Yeraltı yapısının depreme dayanıklı tasarımındaki ilk adım yapının bulunduğu bölgenin deprem üretme potansiyelinin ve zeminin beklenen depremdeki davranışının belirlenmesidir. Yeraltı yapılarındaki ikincil deprem hasarları olarak tanımlanan, sismik kaynaklı zemin hasarları; sıvılaşma, toprak kayması ve fay hareketleri olarak özetlenebilir. Deprem sırasında yeraltı yapısının bulunduğu zeminde bu hasarlardan birinin oluşması dolayısıyla yeraltı yapısını etkileyecektir. Söz konusu hasarların oluşum nedenlerinin ve parametrelerinin incelenmesi bu çalışmanın konusu değildir. Sadece zemin hasarlarının oluşmasının yeraltı yapısı üzerindeki sonuçları ve alınması gereken önlemler tartışılacaktır.

Deprem dalgalarının zeminde meydana getirdiği şekil değiştirmeler ve bu şekil değiştirmelerin zemin-yapı etkileşimi ile yapıya aktarımı bu çalışmanın ana konusunu oluşturur. Deprem hareketi altındaki yeraltı yapısı davranışı iki farklı açıdan ele alınmıştır. Deprem dalgalarının yapı eksenine boyunca ve yapı boyuna dik yayılımları sonucunda yapıda meydana gelecek şekil değiştirmeler ve kuvvetlerin hesabı ayrı ayrı incelenmiştir. Farklı türden yapılar için farklı hesap yöntemleri ayrıca basitleştirilmiş analiz ve modeller önerilmiştir.

Yeraltı yapılarının deprem davranışını anlamak için çözülmesi gereken en önemli problem zemin-yapı etkileşimi problemidir. Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında ki zemin-yapı etkileşim probleminin çözümü; yapının zemin şekil değiştirmelerine ne kadar uyacağını veya ne kadar karşı koyacağını bir cevabıdır.

Çalışmada zemin-yapı etkileşiminin çözümü için sayısal modelleme ve dinamik analizlere alternatif statik hesap yöntemleri önerilmektedir. Söz konusu hesap yöntemleriyle Taksim-Kabataş Füniküler Sistem Yeraltı yapılarında sayısal uygulamalar yapılmış, uygulama sonuçları değerlendirilerek bir takım önerilerde bulunulmuştur.

2. YERALTI YAPILARI

2.1 Genel

Modern toplum altyapısının ayrılmaz bir parçası olan yeraltı yapıları; metro, demiryolu ve karayolu ulaşım sistemlerini, atık su ve içme suyu altyapı sistemlerini, malzeme ve atık madde depolanmasını, nükleer elektrik santrallerini de içine alan geniş bir uygulama sahasına sahiptir. Şehirleşmenin ve şehir nüfus artışının beraberinde getirdiği birçok problem artık yeraltı yapılarıyla çözülmektedir. Yeraltı yapı teknolojileri ve uygulama alanları da bu duruma paralel olarak her geçen gün gelişmektedir. Günümüz toplumunun büyük bir kısmı şehirlerde yaşamakta ve şehir nüfusu her geçen gün artmaktadır. 2003 yılında, dünya genelinde şehir nüfusunun 3 milyar olduğu tahmin edilmekte ve bu rakamın 2030 yılında 5 milyara ulaşacağı beklenmektedir (Godard, 2004). Dünyanın her yerinde büyük şehirler sunduğu iş olanakları ve yaşam standartlarıyla kırsal nüfusu kendilerine çekmektedir. Büyüyen şehir ve şehir merkezini işgal eden iş ve alışveriş merkezleri, yerleşim alanlarını şehrin dışına itmektedir. Bu durum ev ve iş arasında hızlı bir ulaşım ihtiyacını doğurmaktadır. Bu ihtiyaç yeraltı yapılarının en geniş uygulama alanlarından biri olan kentsel raylı ulaşım sistemleri ile karşılanmaktadır. Metro sistemlerinde olduğu gibi yeraltı yapılarına, yerüstünde yeterli alan olmayışı durumunda ihtiyaç duyulur. Bu nedenle yoğun nüfusa sahip şehirlerdeki kısıtlı alan, ulaşım sistemlerinin yeraltına yapımını zorunlu kılmaktadır. Bazı durumlarda ise söz konusu yapının fiziksel görünümü yerüstünde yapımına engel teşkil eder. Malzemelerin depolanması için gerekli tesisler veya otopark yapıları bunlara örnektir.

Yeraltı yapılanmasının farklı avantajları vardır. Yeraltı yapıları her tür iklim koşulu için doğal bir izolasyona sahiptir. Kaya veya topraktaki sıcaklık değerleri ortalama ve dengeli bir ısı ortamı oluşturur. Sıcaklık değişimine yavaş tepki veren zemin kütlesi yeraltı yapılarında enerji tasarrufu sağlar. Yeraltı yapıları olumsuz hava koşullarına karşı korunaklıdır. Zeminin şok ve titreşim enerjilerini absorbe edebilme özelliği patlamalar, radyoaktif sızıntılar ve endüstriyel kazalara karşı yeraltı yapılarını güvenli kılar. Yeraltı yapıları insan sağlığı için tehlikeli radyoaktif atıkların depolanması için de kullanılır. Nükleer reaktör bulunduran endüstriyel tesislerin

insan aktivitelerinden uzaklaştırılması amacı doğrultusunda yeraltında inşa edilmesi gerekebilir. Yerleşim bölgelerine yakın bölgelerdeki endüstriyel yapılar görüntü kirliliği yaratmaması için yeraltına alınabilir. Karayollarının yeraltına alınması şehirlerdeki trafiğin azalması dolayısıyla gürültü ve hava kirliliğinin önlenmesine katkı sağlar. Dağlık ve engebeli topografyaya sahip bölgelerde karayolu, demiryolu veya su hatları için tüneller daha uygun ulaşım imkânı sağlar. Bazı altyapı hizmetlerinin nehir ve boğazları geçmesi için tüneller en elverişli yapılardır.

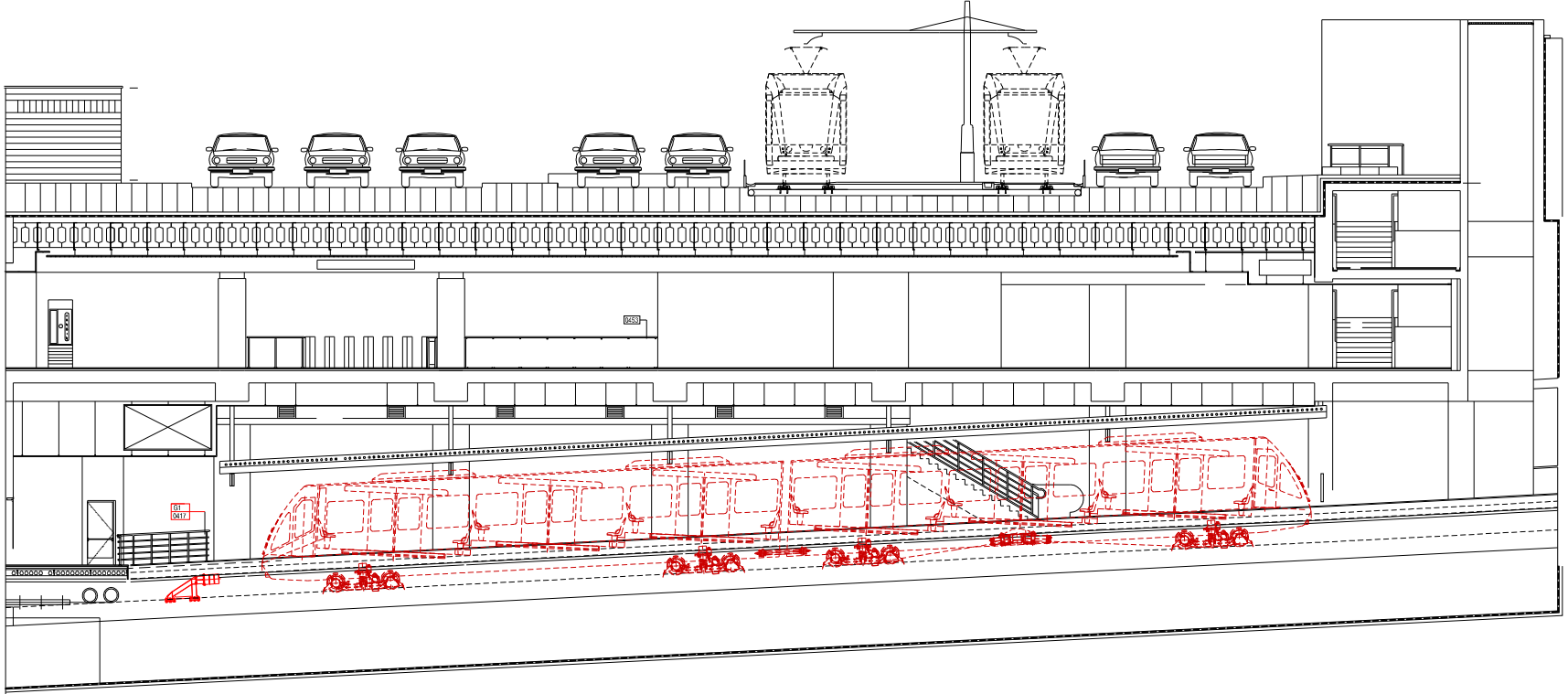
Burada sözü edilen avantajları doğrultusunda yeraltı yapısının projelendirilmesine ve inşasına başlanmadan önce göz önünde bulundurulması gereken bir diğer konu bir yeraltı yapısının yıkılmasının veya geri dönüştürülmesinin çok zor olduğudur. Bu noktadan hareketle bir yeraltı yapısının yapımına karar verilirken kapsamlı incelemelerin ve geleceğe dönük ihtiyaçların belirlenmesine yönelik çalışmaların yapılması şarttır. Yeraltı yapıları yapılacağı bölgede yeraltı su seviyesini ve akımını değiştirebilir. Bir yeraltı yapısının inşasında sonra yeraltı suyundan yararlanma koşullarının önceden araştırılması ve gerekli değişikliklerin yapılması gereklidir.

Yeraltı kazıları ve inşaatları bulundukları jeolojik çevrede dönüşümü olmayan değişimlere sebep olurlar. Bu değişimlerin diğer yeraltı veya yerüstü yapılarına verebileceği hasarlar göz ardı edilmemelidir. Bazı yeraltı yapıları arkeolojik alanlardan geçebilir. Bu gibi durumlarda tarihsel mirasın korunması her zaman için ön planda olmalıdır. Bu tip durumlarda arkeolojik kazıların yapılması ve bu kazıların yeraltı yapısının proje takvimine etkilerinin dikkate alınması gerekir.

Yeraltı yapıları için özel inşaat yöntemleri ve uygulamaları gerekir. Tünel açma makinelerinin gelişimi yeraltı yapılarının uygulama sahasının genişlemesini beraberinde getirmiştir. Zemin iksalama sistemlerinde ki gelişime paralel olarak aç-kapa yeraltı yapılarının uygulama alanları genişlemektedir. Fore kazık, zemin çivisi ve jetgrout gibi zemin iksalama ve iyileştirme yöntemleri aç-kapa tasarımlarında güvenli çözümler sunmaktadır (Şekil 2.1).

Tüm yeraltı projeleri için zemin özelliklerinin önceden araştırılması ve raporlanması şarttır. Yetersiz zemin araştırmaları projenin süresini ve maliyetini etkileyebilecek olumsuzluklara sebep olabilir. Bu yüzden yeraltı yapısının projelendirileceği bölgenin jeolojik, hidrolojik ve sismolojik haritalarının incelenmesi gereklidir. Yeraltı yapısının inşa edilmesi planlanan bölge için ilgili haritaların eksikliği durumunda gerekli bilgilerin sağlanması için arazi araştırmalarının dikkatle yapılması gerekir.

Şekil 2.1 : Taksim-Kabataş Füniküler Sistem Kabataş İstasyonu Boy Kesiti



Bir yeraltı yapısının tasarımına başlanmadan önce bu bölgede mevcut yeraltı yapılarının yerleri ve özelliklerinin bilinmesi ve bu bilgiler doğrultusunda planlanan yapının en uygun yere konumlandırılması gerekir. Bu çerçevede mevcut yapıların yeni yapı ile etkileşimi göz önünde bulundurularak, uygun yapım metotları geliştirilmelidir.

Yeraltı yapısı teknolojilerindeki gelişmelere rağmen, yeraltı yapılarının maliyeti, bu tür projelerin önündeki en büyük engeldir. Bir yapının yeraltında veya yerüstünde oluşuna güvenlik, uzun ömürlülük, fonksiyonellik ve maliyet gibi birçok etkenin bulunduğu bir denklemin çözümü ile karar verilebilir. Teknolojik ilerlemelere paralel olarak her geçen gün yeraltı yapılarının maliyeti ve yapım süreleri düşmektedir.

2.2. Yeraltı Yapısı ve Deprem

Yeraltı yapılarının en yaygın uygulama alanı tünellerdir. Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımı üzerindeki bilimsel çalışmalar tüneller üzerine yoğunlaşmıştır. Yeraltında ki zayıf sismik hareketlerin tünellerde depreme karşı doğal bir koruma sağladığı bilinmektedir. Tünellerin geçmiş depremlerdeki performansları da gösteriyor ki hasarlar depremin birincil veya ikincil etkilerinden kaynaklanabilir. Depremin bir yeraltı yapısı üzerindeki birincil etkisi doğrudan deprem hareketinin kendisidir. Deprem dalgalarının yarattığı güçlü yer sarsıntıları ve şekil değiştirmeler tünellerde de yıkıcı etkiler yaratabilir. Fay Kırılmaları, bölgesel tektonik hareketler, toprak kaymaları, sıvılaşma, zemin katmanlarının kompaksiyonu ve konsolidasyonu deprem nedeniyle zeminde oluşabilecek bazı hasarlardır ve tünellerdeki muhtemel deprem hasarlarının ikincil nedenidir. Bir tünelin tamamen kapanmasına neden olacak ağır bir hasar çoğunlukla birincil ve ikincil deprem etkilerinin birlikte meydana gelmesiyle oluşmaktadır (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Tünellerde meydana gelen deprem hasarlarının genellikle tünel inşaatı esnasında zeminde karşılaşılan kırık zonların bulunduğu noktalarda meydana geldiği gözlenmiştir (French Association for Seismic Engineering, 2001). Bu tür deneyimler zemin hasarları ve bu hasarların yeraltı yapılarına etkilerinin göz ardı edilemeyeceğinin ispatıdır. 1999 düzce depreminde inşaat halindeki ikiz bolu tünelleri hasar görmüştür. Bu yeraltı yapılarının yerüstü yapılarına göre depreme karşı daha dayanıklı olduğu fikrine ters düşen durumlardan biridir. Bu olaydan önce, 1989 Loma Prieta (Mw : 7.1), 1995 Kobe (Mw : 6.9) depremlerinde yeraltı yapıları sismik kuvvetlere karşı iyi performans göstermişlerdir. 1989 , Prieta depreminde, San Francisco, Körfez Hızlı Ulaşım Sisteminde hasar oluşmazken körfez köprüsü ciddi şekilde hasar görmüş ve bir ay süreyle kapalı kalmıştır (Kontogianni ve Stiros,

2003). 1995 Kobe depremin de ise yeraltı hızlı ulaşım sisteminin 10 istasyonundan sadece 3 tanesinde, büyük yatay kuvvetlerin etkisi ve düşey yapı elemanlarının göçmesiyle hasar meydana gelmiştir. Yapısal açıdan bakıldığında bu istasyon yapıları tünellerden çok farklıdır. Aşağıda, geçmişte yaşanan bazı deprem tecrübelerinde yeraltı yapılarının gösterdiği performanslarla ilgili örnekler yer almaktadır.

1. Wrights Demiryolu Tünelleri – 1906 San Francisco depremi; Wrights Demiryolu tünelleri, 1876-1880 yılları arasında yapılmış ve 1940 yılına kadar kullanılmıştır. 1920 m uzunluğundaki tünel San Andreas Fayını tünel girişinden 120 m uzaklıkta kesmektedir. Tüneller 1906 'daki San Francisco Depreminde 100 metrelik fay zonundaki çökme nedeniyle bir yıl süreyle kapalı kalmıştır. 1907 yılındaki onarım çalışmalarında tünelin 1.5 m ötelendiği gözlenmiştir ve bu tahmin 1906 San Andreas fayının yer değiştirme değeri olarak kabul edilmiştir. 1906' daki yüzey kırılmasının yarattığı yerel zemin göçmeleri tüneldeki hasarın sebebi olarak gösterilmiştir (Kontogianni ve Stiros, 2003).
2. The Kern County Tüneli – 1952 Kern County depremi; White Wolf Fayını kesen Kern County Tüneli, bu fayın sebep olduğu 1952 Kern County depreminde ciddi hasar görmüştür. Deprem sonrasında fay boyunca yatay şekil değiştirmeler tespit edilmiştir. Tünel içinde ve girişinde raylarda bükülme meydana gelmiştir (Kontogianni ve Stiros, 2003). White Wolf Fay zonun çok yakın olan tünel girişindeki rayların deprem sonrasındaki hali Şekil 2.2 de görülmektedir. 1952 Kern County Depremindeki yatay kuvvetler tünel içindeki raylarında hareket etmesine sebep olmuştur (Şekil 2.3).



Şekil 2.2 : Kern County Demiryolu Tüneli (Kontogianni ve Stiros, 2003)



Şekil 2.3 : Kern County Demiryolu Raylarındaki Bükülme 1952, Kern County Depremi (Kontogianni ve Stiros, 2003)

3. San Francisco, Körfez Hızlı Ulaşım Sistemi – 1989 Loma Prieta Depremi; San Francisco, Körfez Hızlı Ulaşım Sistemi sismik kuvvetlerin göz önüne alındığı ilk yeraltı yapısıdır. 1989 Loma Prieta depreminde, körfez tüp geçişinin esnek birleşimleri bir kaç santimetre yer değiştirmiştir. 1989 Loma Prieta depreminde ulaşılan maksimum zemin ivmesi 0.3 g dir. 1989 Loma Prieta depremi sonrasında Körfez hızlı ulaşım sistemi maksimum zemin ivmesi 0.8 g değerinde beklenen büyük depreme karşı güçlendirilmiştir (Hashash, 2001).

Tablo 2.1 : Fay Hareketleri Sonucunda Hasar Gören Bazı Tüneller (Kontogianni ve Stiros, 2003)

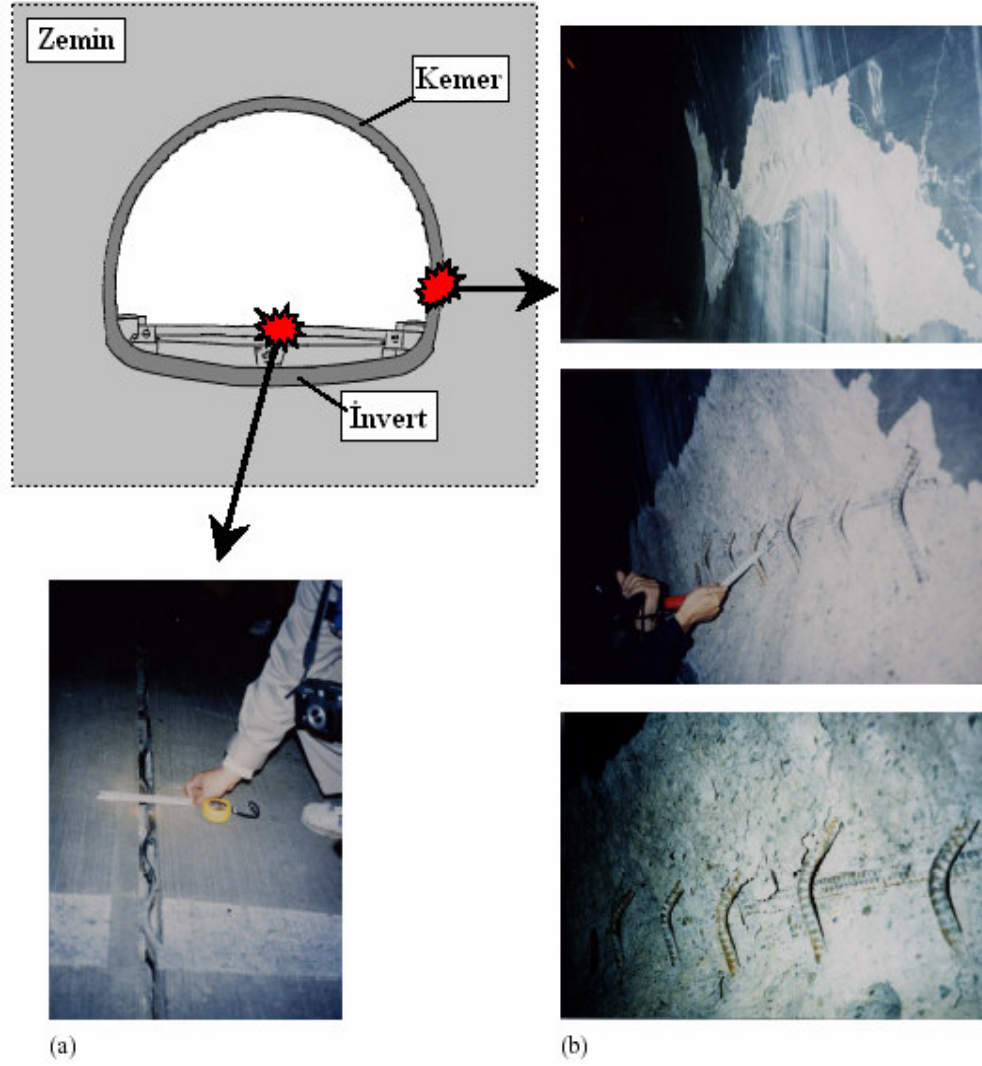
Tünel	Deprem	M _w	Fay	Fay Tipi	Yer değiştirme Genliği
Wrights Tünelleri	1906, San Francisco	7.7	San Andreas	Yanal Atımlı	1.7-1.8
Kern County Tüneli	1952, Kern County	7.5	White Wolf	Ters + Yanal atımlı	1.3
Bolu Tünelleri	1999, Düzce	7.2	Kuzey Anadolu	Yanal Atımlı	Çökme

4. Alameda Tüp Geçidi - 1989 Loma Prieta Depremi. Alameda adası ile Oakland'ı birbirine bağlayan Alameda tüp geçitleri 1930 ve 1950'lerde yapılmış bir çift batırma tüp tüneldir. Tüplerde Loma Prieta depremiyle bazı yapısal çatlaklar meydana gelmiş ve bu çatlaklar tünellerde artan bir su sızıntısına sebep olmuştur (Hashash, 2001). Tablo 2.1 de geçmişteki bazı depremlerin tarihleri, şiddetleri ve hasara neden oldukları yeraltı yapıları verilmektedir.
5. Los Angeles Metrosu – 1994 Northridge Depremi. 1994 Northridge depreminde Los Angeles metro inşaatı farklı aşamalarda devam etmekte, bazı kısımların yapımı tamamlanmış ve işletmeye açılmıştı. 0.3 g seviyesindeki maksimum zemin ivmesi delme tünellerde beton çatlaklarına sebep olmuştur (Hashash, 2001).



Şekil 2.4 : Daikai Metro İstasyonu Kobe depremi sonrası (Uenishi ve Sakurai, 2000)

6. Kobe Yeraltı Yapıları – 1995 Hyogoken-Nambu depremi. 1995 Hyogoken-Nambu depremi Rokko, Bantaki ve Naruo-Mikage tünellerinde ağır hasarlara, Daikai metro istasyonunun ise göçmesine sebep olmuştur. Göçme Şekil 2.4 de görüldüğü gibi merkezi kolonların kırılması ve üst döşemenin göçmesi ile gerçekleşmiştir. Daikai İstasyonunun üst dolgu zemininde 2.5 m oturma meydana gelmiştir. 1962 yılında yapılan istasyonun tasarımında hiçbir özel sismik öngöründe bulunulmamıştır (Hashash ve diğ. 2001). Deprem esnasında meydana gelen dinamik toprak basınçları etkisinde tünel yan duvarlarındaki donatılarda burkulma meydana gelmiştir (Şekil 2.5).



Şekil 2.5 : Bantaki Tünel Hasarları (1995 Hyogoken-Nambu Kobe Depremi)
(Uenishi ve diğ, 2000)

7. Tayvan Tünelleri – 1999 Chi-Chi Depremi . Tayvan'ın merkezindeki birçok tünel güçlü yer sarsıntılarına maruz kalmışsa da sınırlı sayıda çatlaklar gözlenmiştir. Asıl hasar tünel girişlerinde yaşanmıştır. Toprak kaymalarından dolayı tünel girişleri kapanmıştır (Hashash, 2001).
8. Bolu tünelleri – 1999 Düzce depremi. 16 m genişlikli 3.2 km uzunluğundaki ikiz Bolu Tünelleri İstanbul-Ankara yeni ulaşım sisteminin bir parçasıdır (Şekil 2.6). Tüneller Kuzey Anadolu fay zonunu 200-300 m'lik bir kısımdaki düşük mukavemetli killi bir zeminde geçmektedir. Tünelin kazısı esnasında ezik zonlar ve 720 mm'lik yer değiştirmeler gözlenmiştir (Brox&Hagedorn 1999). 1999' daki depremde tünel girişinden 300 m içerdeki, 25 cm püskürtme beton ve 6-9 m'lik

kaya bulonları ile geçici olarak desteklenmiş kil zonunda göçme meydana gelmiştir (Erdik, 2000). Tünel 1999 da aktif hale gelen yüzey kırığının doğusunda yer almaktadır. Dolayısıyla hasar fayın sismik aktivesi veya depremin zeminde yarattığı yerel hasarlar sonucunda meydana gelmiştir (Kontogianni ve Stiros, 2003).



Şekil 2.6 : Bolu tünelleri

Bolu tünellerindeki hasarlar bilinen kurallar veya kabul edilen hipotezlerin aksi bir durum arz etmektedir. Bu durum deprem bölgelerindeki tünellerin sismik hareketlerin yanında tektonik şekil değiştirmelere karşı duyarlı olduğunu göstermektedir. Yeraltı yapıları, özellikle tektonik hareketlerin bulunmadığı bölgelerdeki tüneller, depremin yıkıcı etkilerine karşı iyi bir dayanım göstermektedir. Fakat aktif tektonik bölgelerden ve fay zonlarından geçen tüneller bazı açılardan deprem hasarlarına ve göçüklerine karşı korumasızdır. Bu yüzden fay ve tektonik açıdan riskli bölgeleri geçecek tüneller için özel tasarım ve yapım çalışmalarının uygulanması şarttır.

Genel olarak yeraltı yapıları ile depremler arasındaki ilişki aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- I. Yeraltı yapılarının depreme karşı doğal bir koruması vardır ve depremlerden yerüstü yapıları kadar etkilenmezler.
- II. Yeraltı yapılarındaki hasarlar depremin zeminde meydana getirdiği sıvılaşma, toprak kayması veya fay hareketi gibi hasarlardan kaynaklanabilir.

- III. Yeraltı yapılarındaki hasarlarda deprem hareketinin doğrudan etkili olmasındaki belirleyici parametreler depremin ivmesi, hızı, büyüklüğü ve yapının deprem kaynağına yakınlığıdır.
- IV. Yeraltı yapılarında derinlik arttıkça hasar miktarı düşer. Derin yeraltı yapıları veya yeraltı yapılarının daha derindeki kısımları depreme karşı daha korunaklıdır.
- V. Depremlerde, kaya türü sağlam zeminlerdeki yeraltı yapıları, yumuşak zeminlerdeki yapılara kıyasla daha az hasara maruz kalır.
- VI. Depremin yarattığı güçlü yer sarsıntısının süresi yeraltı yapılarında ciddi hasarlara neden olan en önemli faktördür.
- VII. Deprem hareketleri esnasında, zemin ve yapı arasındaki etkileşim yapıdaki şekil değiştirme ve iç kuvvetlerin oluşumunda belirleyici bir unsurdur.
- VIII. Yeraltı yapısı ve deprem dalgalarının boyutları arasındaki oranlar yapıdaki şekil değiştirmeleri ve dolayısıyla deprem hasarlarını etkiler.
- IX. Deprem dalgalarının yeraltı yapıları üzerindeki etkileri dalgaların yayılma doğrultularına ve yeraltı yapısının konumuna göre değişir.
- X. Zemin profilindeki veya yapı kesitindeki fiziksel değişim noktaları deprem hasarları açısından hassas bölgelerdir.
- XI. Büyük depremlerin yeraltı suyunun hidrolik yapısında meydana getireceği değişiklikler yeraltı yapılarını da etkiler.

Bir yeraltı yapısının depreme dayanıklı tasarımında dikkat edilmesi gereken konu depremin yapı üzerindeki etkisinin, zemin şekil değiştirmelerinden dolayı oluşan pozisyon değişiklikleri olduğu ve yapının güçlendirilmesiyle değiştirilemeyeceğidir (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Bu nedenle, yapısal tasarım çözümleri, zeminin yapıya aktardığı şekil değiştirmeleri, yeterli sünekliği sağlayarak absorbe etmek ve bununla beraber statik yük taşıma kapasitesini de kaybetmemek doğrultusunda yapılmalıdır. Tanımlanmış bir depremin maksimum şekil değiştirmeler altında yapıya uygun yükleme kombinasyonlarıyla uygulanması ve yapının bu yüklemeler altında elastik sınırların ötesinde şekil değiştirme ısı tasarımının temel amacıdır.

3. YERALTI YAPISININ BULUNDUĞU ÇEVRENİN SİSMİK TANIMI

Yeraltı yapısı tasarımı yapan bir mühendisin yapının bulunduğu çevrenin sismik tanımına ihtiyacı vardır. Çevrenin sismik tanımı bölgenin deprem üretme özelliklerinin ve yer hareketlerinin incelenmesi demektir. Sismologlar depremleri oluşum nedenlerine göre 4 tipe ayırır (St. John ve Zahrah, 1987). Bunlar sırasıyla tektonik, volkanik, göçme veya patlama depremleridir. Çeşitli jeolojik kuvvetler sonucu oluşan kırılmalar, tektonik depremleri meydana getirir. Tektonik depremler esnasında faylarda farklı yer değiştirmeler meydana gelir. Volkanik depremler ise adında da anlaşılacağı üzere volkanik patlamalar neticesinde ortaya çıkar. Göçme depremleri ise toprak kayması, yeraltı boşluklarının veya madenlerin çökmesi sonucunda meydana gelir. Patlama depremlerinin doğal ve doğal olmayan iki farklı kaynağı vardır. Zeminde patlama boyutunda enerji boşalmasına kaya patlaması (Rockbursts) denir (St. John ve Zahrah, 1987). Kaya patlamaları patlama depremlerinin en önemli doğal nedenidir. Doğal olmayan sebeplerle oluşan patlama depremleri kimyasal veya nükleer tesislerdeki patlamalar neticesinde meydana gelebilir.

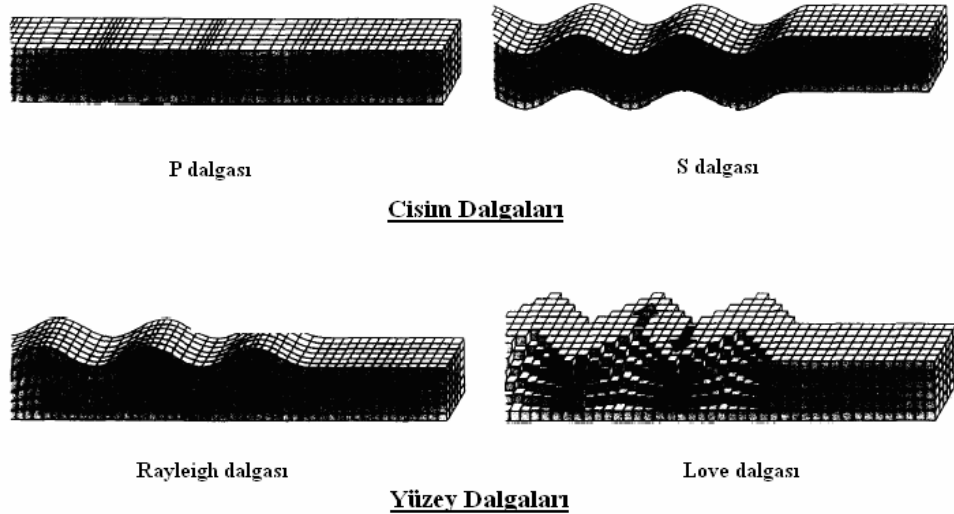
3.1 Sismik Tasarım için Gerekli Deprem Parametreleri

Sismik kriterlerin oluşturulması için muhtemel depremin büyüklüğü, yer hareketinin şiddeti ve sarsıntının süresi gibi verilere ihtiyaç vardır. Bir depremin büyüklüğü için farklı ölçekler kullanılmaktadır. Bunlardan M_L ; yerel büyüklüğü, M_S ; yüzey dalga büyüklüğünü, M_B ; cisim dalga büyüklüğünü, M_w ; moment büyüklüğünü, ifade eder. Fiziksel olarak depremin büyüklüğü açığa çıkan enerji, fayın kırılma boyu, etki alanı ve maksimum yer değiştirme ile ilgilidir. Depremin şiddetini ifade etmek için ise yine farklı parametreler vardır bunlardan en çok kullanılanı maksimum zemin ivmesi'dir. Maksimum zemin ivmesi hasar potansiyelini göstermek için iyi bir ölçü değildir. Çünkü çoğunlukla kalıcı şekil değiştirmelerin ve hasarların sebebi yüksek enerji içerikli tekrarlı sarsıntılardır (St. John ve Zahrah, 1987). Bu yüzden yapının sismik tasarımı için depremin maksimum zemin ivme değerinden daha küçük fakat muhtemel hasar potansiyelini göstermede daha etkili bir terim olan Etkin zemin

ivmesi kullanılmaktadır. Yer hareketinin frekans içeriği davranış spektrumu ile tanımlanır. Yeraltı yapıları yerüstü yapılarından farklı olarak deprem esnasında bağımsız titreşim yapmak yerine zemin kütlesiyle birlikte hareket ederler. Dolayısıyla davranış spektrumu yeraltı yapılarının sismik tasarımı için önemli bir parametre değildir. Yeraltı yapılarında deprem hasarlarının büyüklüğünü belirleyen en önemli parametrelerden birisi ise yer hareketinin süresidir. Yer sarsıntısının süresini ve yeraltı yapılarının tahmin edilen bir süre boyunca tekrarlı yükler altındaki performansını belirleyen ampirik formüller vardır. Bunlardan biri olan Watabe formülü deprem sürelerini genliğe bağı tanımlayan ampirik bir formüldür. Yeraltı yapısının depreme dayanıklı tasarımında, bulunduğu çevrenin sismik özelliklerinin bilinmesi gerekir. Çevrenin sismik tanımında gerekli bilgiler için öncelikle ilgili bölgelerin sismolojik ve jeolojik özelliklerinin yer aldığı haritalara ihtiyaç vardır. Yapının bulunduğu bölge için ilgili haritaların eksikliği durumunda, tasarım için gerekli parametrelerin elde edilmesi amacıyla gerekli arazi çalışmalarının yapılması şarttır.

4. DEPREM HAREKETİ VE SONUÇLARI

Zemin, deprem enerjisini mekanik dalgalar vasıtasıyla iletir. Bu doğrultuda sismologlar çeşitli deprem dalgası tanımları yaparlar. Deprem sonucunda iki tip sismik dalga ortaya çıkar, 1. Cisim dalgaları, zeminin içerisinde yayılır, 2. yüzey dalgaları, zemin yüzeyinde veya yüzeye çok yakın tabakalarda yayılır (Şekil 4.1). Cisim dalgaları, basınç dalgası olarak bilinen P dalgaları ve kayma dalgası olarak bilinen S dalgalarıdır. S dalgaları yayılma doğrultusuna dik, P dalgaları ise yayılma doğrultusuna paralel parçacık hareketi oluşturur. Dalga yayılma hızları zeminin jeolojik ve geometrik yapısına göre değişir. Yüzey dalgalarının en tipik şekli Rayleigh dalgası ve Love dalgasıdır. Rayleigh dalgası düşey düzlemde eliptik parça hareketleri meydana getirir. Düşey ve yatay parçacık hareketleri dalga yayılma düzlemi içerisinde gerçekleşir. Love dalgaları ise yayılma düzlemlerine dik yatay parçacık hareketleri meydana getirir.



Şekil 4.1 : Deprem Dalgaları

Love dalgası, S dalgalarının alt katmanlardaki hızının az olduğu tabakalı zeminlerde ortaya çıkar. Rayleigh dalgaları, S dalgalarının hızına yakın bir yayılma hızına

sahiptir. Love dalgaları ise S Dalgalarının yüzeydeki ve alt katmanlardaki yayılma hızlarının arasında bir hızla yayılır. S ve P dalgaları karşılaştıkları zemin tabakalarının farklı malzeme özelliklerinden dolayı kırılmaya ve yansımaya maruz kalır. Kırılma ve yansıma meydana gelen ara yüzeyde lokal yer değiştirme genliğinin artması veya azalması söz konusudur. Dalga yayılma yolunda, yüzey topografyasındaki değişimler ve alt yüzey tabakasındaki süreksizlikler kırılma ve yansıma olayını daha da karmaşık hale getirir. Yüzey topografyası yüzey dalgalarının karakterini etkileyen bir diğer unsurdur (St. John ve Zahrah, 1987).

Yeraltı yapılarına depremin etkileri deprem hareketi ve zemin hasarları olarak ikiye ayrılabilir. Deprem hareketi yer kabuğu tarafından üretilen sismik dalgalar sonucunda oluşan zemin şekil değiştirmeleri demektir ve bu raporun birincil konusunu oluşturur. Deprem hareketinin yeraltı yapısında neden olacağı hasarları etkileyen başlıca faktörler; 1. Yapının şekli, boyutları ve bulunduğu derinlik 2. Yapıyı çevreleyen toprak veya kayanın karakteri 3. Yapının malzeme özellikleri 4. Yer sarsıntısının şiddeti ve süresidir.

Yeraltı yapısının bulunduğu çevrenin sismik karakterine bağlı olarak zemin hasarlarına neden olan jeolojik unsurlar vardır. Bunlar; yeraltı yapısının geçtiği zeminde deprem ile aktif hale geçebilecek kusurlu bölgelerdir. Jeolojik yapıda fiziksel veya mekanik özellikteki ani değişim noktaları, sıvılaşma potansiyeline sahip veya şev stabilitesi problemi olan zeminler, aktif fay geçişleri kusurlu zemin bölgeleri olarak adlandırılır. Bu bölgelerde meydana gelmesi muhtemel sıvılaşma, toprak kayması ve fay hareketleri gibi zemin hasarları ve bu hasarların yeraltı yapılarına etkilerine kısaca değinilecektir.

4.1 Zemin Hasarları

Elastik zemin şekil değiştirmelere ek olarak üniform olmayan zemin hareketleri de yeraltı yapıları için problem teşkil eder. Deprem dalgası hızı arttıkça zeminde meydana gelen gerilmelerde artar. Zeminde, malzeme ağırlıklarından ve diğer faktörlerden dolayı her zaman başlangıç gerilmeleri mevcuttur. Deprem esnasında bu başlangıç gerilmelerine sismik gerilmelerde eklenir. Şiddetli depremlerin yarattığı gerilmeler zemin hasarlarına yol açabilir. Toprak kayması ve sıvılaşma gibi zemin hasarlarının kaynağı deprem hareketinin hızı değil ivmesidir. Zemin hasarları, sismik hareketler sonucu meydana gelen sıvılaşma, toprak kayması ve fay hareketleridir. Zemin hasarları genellikle tünel girişlerinde ve sığ tünellerde daha etkilidir (Hashash, 2001). Zemin hasarlarının meydana gelme olasılıkları ve yapıya etkileri belirlenmeli ve bu doğrultuda yapı tasarımında gerekli önlemler alınmalıdır. Daha öncede

belirtildiği gibi sıvılaşma, toprak kayması ve fay hareketi gibi zemin hasarlarının oluşum mekanizmaları bu çalışmanın konusu değildir. Bu kısımda daha çok söz konusu olayların yeraltı yapısıyla etkileşimi incelenecektir.

4.1.1 Sıvılaşma

Deprem hareketleri zemin gerilmelerinde ve boşluk suyu basıncında değişimlere sebep olur. Kumlu zeminlerde boşluk suyu basıncının artmasıyla zeminin taşıyıcılığı düşer. Deprem etkisinde boşluk suyu basıncındaki 1-2 metrelik artış zemin mukavemetinin düşmesi, su ve kum kaynamaları için yeterlidir. Sıvılaşma, boşluk suyu basıncının artması ve ayrışmış kohezyonsuz zemindeki efektif gerilimin düşmesi olarak açıklanabilir. Boşluk suyu basıncının artması kum kaynamalarına, kesme mukavemetinde düşüşe, yanal ayrılmaya ve toprak kaymalarına sebep olur. Sıvılaşmaya müsait zeminlerde, yeraltı su seviyesinin altında bulunan yapılar da; yanal toprak basıncında artma, sıvılaşmış zeminde yüzme veya batma problemleri yaşanabilir. Sıvılaşma ve neticesindeki zemin reaksiyonlarının yeraltı yapılarına etkilerini azaltmak veya ortadan kaldırmak için bazı yöntemler geliştirilmiştir.

1. Yeraltı su seviyesinin kalıcı olarak düşürülmesi,
2. Sıvılaşmaya müsait zeminin n yükleme, kompaksiyon vb. yöntemlerden biriyle yoğunlaştırılması, (densification)
3. Çimento enjeksiyonu ile zemin mukavemet özelliklerinin iyileştirilmesi,
4. Drenaj kuyusu yerleştirmek suretiyle boşluk suyu basıncının kontrol edilmesi

Sıvılaşma riskini ortadan kaldırmaya veya azaltmaya yönelik bazı metotlardır.

Bazı durumlarda sıvılaşabilecek zeminin tamamen alınarak yerine uygun fiziksel özelliklere sahip malzemenin sıkıştırılarak yerleştirilmesi sıvılaşmayı engelleme yöntemlerinden bir diğeri olarak başvurulabilir.

4.1.2 Toprak Kayması

Yer sarsıntıları neticesinde meydana gelen toprak kaymaları yeraltı yapıları için tehlike teşkil eder. Bir tünel boyunca meydana gelecek toprak kaymaları, kayma yer değiştirmelerine ve kesitlerde göçmelere sebep olur. Önceden meydana gelmiş ve tünelle kesişen bir toprak kayması kütlesinin mevcut olması toprak kayması ihtimalini artırır. Toprak kayma tehlikesi sığ tünellerde ve tünel portallarında

büyüktür. Bu tür hasarların oluşma potansiyelinin belirlenebilmesi için dikkatli arazi çalışmalarının yapılması gerekir.

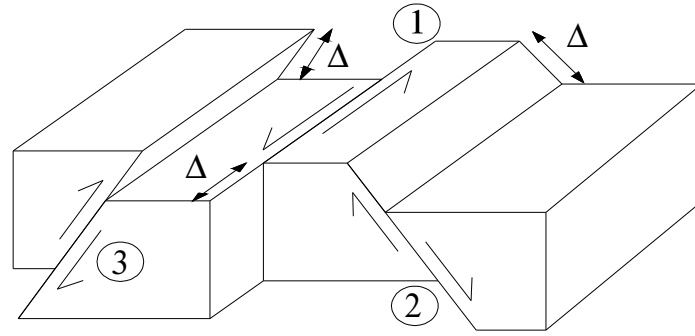
4.1.3 Fay Hareketleri

Bir yeraltı yapısının aktif bir fayı geçecek şekilde inşa edilmesi gerekebilir. Fay hareketlerinden kaynaklanan hasarlar yeraltı yapısının bir fay zonunu geçtiği yerlerde meydana gelir. Yapının fayı veya faya bağlı yer değiştirmeleri engellemesi gerçekte mümkün değildir. Bu yüzden yapı göçmeden, fay hareketlerine uyabilme kabiliyetinde olmalıdır. Bu durumda yeraltı yapısı beklenen fay hareketini sadece çok az hasarla karşılayacak biçimde tasarlanmalıdır. Fay hareketinin türüne ve büyüklüğüne göre yeraltı yapılarında küçük çatlaklar veya tamamen göçme durumu oluşabilir. Dolayısıyla fay hareketlerinin oluşabileceği zemin bölgelerinden geçen kesitlerde özel tasarım metotları uygulanması şarttır. Hareket etme olasılığı bulunan faylardan geçen sistemlerin tasarımı zor bir problemdir. Risk maliyet analizi çerçevesinde öncelikle yeraltı yapısının inşa edileceği çevredeki bütün faylar belirlenmeli ve özel tasarım kesitlerinin uzunluğu sınırlandırılmalıdır.

4.1.3.1 Fay Hareketlerinin Belirlenmesi

Tektonik veya diğer kuvvetlerin etkisiyle biriken enerji faylarda göreceli hareketleri başlatır. Fay hareketi, kaya kütlelerinin özelliklerine ve geometrisine göre düzensiz bir şekil çizer. Fay hareketleri ve kırılmaları ile ilgili detaylar bu çalışmanın kapsamı dışında olsa da yer sarsıntısının karakterinin bilinmesi ve sarsıntının yeraltı yapılarına etkilerinin belirlenebilmesi için fay hareketinin özelliklerinin anlaşılması gerekir. Gerilme boşalması, toplam göreceli yer değiştirme ve kırılma boyu, fay hareketinin karakteristik özelliklerini oluşturur. Büyük depremler büyük gerilme boşalmaları ve buna karşılık gelen büyük göreceli yer değiştirmeler neticesinde meydana gelir. Ana kayanın alt tabakalarından zemin yüzeyine geçebilen kayma yer değiştirmeleri yüzeydeki fay hareketlerini meydana getirir (Metro Rail Transit Consultants, 1984).

Şekil 4.2 de görülen 3 tip fay sırası ile; 1.Yanal atımlı fay; bir blok diğerine göre yatay olarak hareket eder. 2. Normal fay; blok diğer bloğa göre aşağıya doğru hareket eder. 3. Ters fay, bir blok diğer bloğun üstüne doğru hareket eder. Aslında çoğu fay hareketi bu üç tipin bir kombinasyonu şeklinde oluşur. Çok uzun faylarda fay boyunca farklı tipte hareketler gözlemlenebilir.



Şekil 4.2 : Üç Temel Fay Tipi (French Association for Seismic Engineering, 2001)

4.2 Yer Sarsıntısı ve Zemin Şekil Değişimleri

Zemin hasarlarının olmadığı bir ortamda, yeraltı yapısı tasarımı sismik dalgaların sebep olduğu zemin şekil değişimlerine odaklanır. Yer sarsıntı ve hareketlerinin sebep olduğu hasarlar bu çalışmanın ana konusudur. Zemin şekil değişimlerinin incelenmesi de yer hareketinin ve zemin karakterinin birlikte değerlendirilmesi gerekir. Yer hareketi 3 adet yer değiştirme ve 3 adet dönme hareketinin bileşeni olarak ifade edilir. Yer hareketi bileşenlerini ivme, hız ve yer değiştirme parametreleri olan genlik, frekans ve güçlü yer sarsıntısı süresi karakterize eder. Bir yapının tasarımında kullanılacak deprem parametreleri maksimum tasarım ve işletme tasarım depremlerine göre belirlenir. Maksimum tasarım depremi (MDE) bir bölgede meydana gelecek yer hareketinin maksimum seviyesini gösterir. MDE göre tasarlanmış bir yapıdaki amaç yapı ömrü içerisinde gerçekleşme olasılığı %3-5 olan bir depremde yapı içerisindeki kamu güvenliğinin sağlanmasıdır (Hashash ve diğ. 2001). İşletme tasarım depremi (ODE) ise bir yapının ömrü boyunca en az bir kez karşılaşacağı deprem hareketi seviyesine karşılık gelmektedir. ODE'ye göre tasarlanmış bir yapı deprem esnasında veya sonrasında işletmeye açık kalabilecek seviyede az hasara maruz kalmalıdır. Yeraltı yapısı ODE davranışı elastik sınırlar içerisinde olmalıdır (Hashash ve diğ. 2001).

4.2.1 Serbest Alan Zemin Şekil Değişimi

Deprem dalgalarının, bir yapı veya kazının bulunmadığı zeminde meydana getirdiği şekil değişimlerine serbest alan zemin şekil değişimleri adı verilir. Farklı deprem dalgası türlerinin zeminde yarattığı şekil değişimleri de farklıdır. Cisim ve yüzey dalgalarının zeminde meydana getirdiği birim şekil şekil değiştirmeler tablo 4.1 de verilmektedir.

Tablo 4.1 : Zemin Birim Şekil Değiştirmeleri (Hashash ve diğ., 2001)

Dalga tipi	Boyuna Birim Şekil değiştirme	Normal Birim Şekil değiştirme	Kayma Birim Şekil değiştirme	Eğrilik
P dalgası	$\varepsilon_i = \frac{V_p}{C_p} \cos^2 \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_p}{C_p} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_p}{C_p} \sin \phi \cos \phi$	$\frac{1}{\rho} = \frac{a_p}{C_p^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\phi = 0^\circ$ için $\varepsilon_{im} = \frac{V_p}{C_p}$	$\phi = 90^\circ$ için $\varepsilon_{nm} = \frac{V_p}{C_p}$	$\phi = 45^\circ$ için $\gamma_m = \frac{V_p}{2C_p}$	$\phi = 35^\circ 26'$ için $\frac{1}{\rho_{\max}} = 0.385 \frac{a_p}{C_p^2}$
	$\varepsilon_i = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_s}{C_s} \sin \phi \cos \phi$	$\gamma = \frac{V_s}{C_s} \cos^2 \phi$	$K = \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \phi$
S dalgası	$\phi = 45^\circ$ için $\varepsilon_{im} = \frac{V_s}{2C_s}$	$\phi = 45^\circ$ için $\varepsilon_{nm} = \frac{V_s}{2C_s}$	$\phi = 0^\circ$ için $\gamma_m = \frac{V_s}{C_s}$	$\phi = 0^\circ$ için $K_m = \frac{a_s}{C_s^2}$
	$\varepsilon_i = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos^2 \phi$	$\varepsilon_n = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin^2 \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \sin \phi \cos \phi$	$K = \frac{a_{RP}}{C_R^2} \sin \phi \cos^2 \phi$
	$\phi = 0^\circ$ için $\varepsilon_{im} = \frac{V_{RP}}{C_R}$	$\phi = 90^\circ$ için $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RP}}{C_R}$	$\phi = 45^\circ$ için $\gamma_m = \frac{V_{RP}}{2C_R}$	$\phi = 35^\circ 26'$ için $K_m = 0.385 \frac{a_{RP}}{C_R^2}$
Rayleigh dalgası		$\varepsilon_n = \frac{V_{RS}}{C_R} \sin \phi$	$\gamma = \frac{V_{RP}}{C_R} \cos \phi$	$K = \frac{a_{RS}}{C_R^2} \cos^2 \phi$
		$\phi = 90^\circ$ için $\varepsilon_{nm} = \frac{V_{RS}}{C_R}$	$\phi = 0^\circ$ için $\gamma_m = \frac{V_{RS}}{C_R}$	$\phi = 0^\circ$ için $K_m = \frac{a_{RS}}{C_R^2}$

$$\nu_m = \frac{1}{2} \left(\frac{C_p}{C_s} \right)^2 - 2 \quad \text{veya} \quad C_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu_m)}{1-\nu_m}} C_s \quad ; \quad E_m = \rho C_p^2 \frac{(1+\nu_m)(1-2\nu_m)}{(1-\nu_m)} \quad ; \quad G_m = \rho C_p^2$$

5. YERALTI YAPILARININ DEPREM ESNASINDAKİ DAVRANIŞI

Doğal olarak bir yeraltı yapısının depremdeki davranışı birçok etkene bağlıdır. Bunlardan en önemlileri yapının türü, boyutları, derinliği, toprak veya kaya zeminin özelliği, yapının taşıyıcı sistemi, depremin büyüklüğü ve yer sarsıntısının süresidir. Yeraltı yapısının sismik davranışının anlaşılması için öncelikle beklenen yer sarsıntısı tipinin anlaşılması daha sonra da zeminin böyle bir sarsıntıdaki davranışını incelenmesi gereklidir. Deprem hareketinin ivmesi, hızı ve meydana getirdiği şekil-değişikliği zemin türüne bağlı olarak değişir. Tipik deprem dalgaları farklı zeminlerde farklı şekil değiştirmeler ve gerilmeler oluşturur (Tablo 4.1). Yeraltı yapılarına etkiyen sismik yükler, yapıyı çevreleyen zeminin yapıya aktardığı şekil-değiştirmeler ve gerilmeler olduğuna göre zemin ve yapının deprem esnasındaki etkileşiminin belirlenmesi yeraltı yapısı deprem tasarımının odak noktasıdır. Zemin yapı etkileşimini yok sayan tasarımlar, yapı rijitliğinin zemin rijitliğinden büyük olduğu durumlarda, olduğundan daha büyük sismik yüklemeler yapar (Hashash, 2001). Yeraltı yapısı ile zemin arasındaki etkileşim probleminin çözümü için değişik yaklaşımlar yapılmaktadır. Zemin ve yapı arasında etkileşimi karakterize eden yaylar üzerine oturan sürekli kiriş analizi yaygın olarak kullanılan yöntemdir. Zemin ve yapıyı deprem esnasında bir bütün olarak çözen sonlu elemanlar modelleri de yapılmaktadır.

Yapı rijitliğinin zemin rijitliğinden az olduğu kaya zeminlerde ve birçok toprak zeminde, yapı serbest alan zemin şekil değiştirmelerine çok az veya hiç karşı koymaz.. Zemin hareketlerine uyan bir yapıda meydana gelen şekil değiştirme ve gerilmelerin bulunması için homojen, izotropik ve elastik ortamda dalga yayılma teorisinin incelenmesi gerekir (Newmark, 1967).

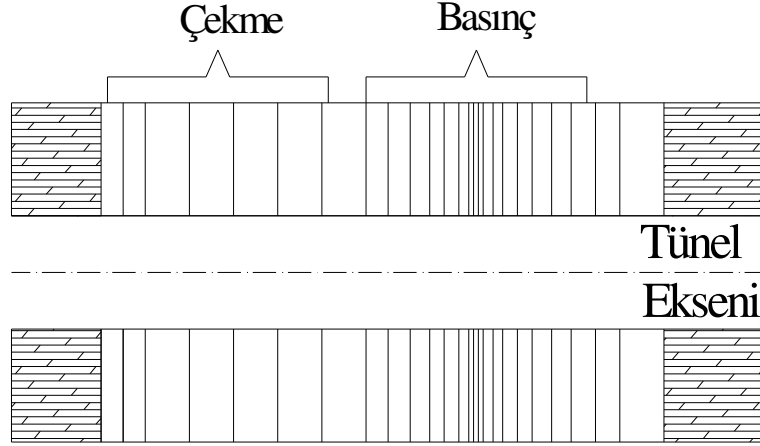
Yapının zemin hareket ve şekildeğişimlerine karşı koyması durumunda zemin-yapı etkileşim yaklaşımının önemi artar. Sadece yumuşak zeminlerde değil, tüm zeminler için yapı ve zeminin göreceli rijitliklerinin belirlenmesi gereklidir. Çünkü zemin ve yapı rijitliklerinin oranı, depremin zeminde meydana getirdiği şekil değişimlerinin yapıdaki etkilerinin anlaşılmasındaki en önemli parametredir.

5.1 Yeraltı Yapılarında Deprem Şekil Değişiklikleri

Yeraltı yapısı sismik tasarımı için öncelikle serbest alan zemin şekil-değişikliklerinin bilinmesi ve bu şekil değişikliklerinin zemin-yapı etkileşimi çerçevesinde yapıdaki etkilerinin belirlenmesi gereklidir. Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımındaki ilk kavram, deprem esnasında zeminin bütünlüğünün bozulmadığı ve zeminin yapıya kıyasla daha rijit olduğu kabulünden yola çıkarak, yapının zemin şekil değişikliklerine aynen uyacak biçimde tasarlanmasıdır. Serbest alan şekil değiştirme metodu olarak da bilinen bu yöntemde yeraltı yapılarındaki şekil değişikliklerinin, serbest alan zemin şekil değişimlerine eşit olduğu kabul edilir. Yumuşak zeminler için zemin ve yapı arasındaki etkileşim göz önüne alınsa da sert zeminlerde etkileşim ihmal edilebilir. Etkileşimin ihmal edilmesi demek yapının serbest zemin şekil değişimlerine aynen uyması anlamına gelir. Etkileşimi yok saymak yapıda genellikle daha büyük şekil ve yer değişiklikleri ortaya çıkarır ki bu da tasarımı daha güvenli kılar (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Yapının, zemine kıyasla daha rijit olması durumunda yapı zeminden gelen şekil değiştirme etkilerine karşı koyacaktır. Aslında hattın zeminden gelen şekil-değişiklikleri aynen taşıyacak biçimde tasarlanması yeterlidir. Fakat bu yaklaşım rijit yapılar için aşırı derecede güvenli olacak ve yapının tasarımı ve inşası güçleşecektir. Bu tip durumlarda da zemin-yapı etkileşimi önem kazanmaktadır ve tasarımda dikkate alınmalıdır. Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında zemin yapı etkileşiminin göz önüne alındığı yöntemlerden biri Statik zemin-yapı etkileşim metodudur. 1987 de St. John ve Zahrah tarafından tanımlanan prosedürde tünel ve çevresindeki zemin, elastik temele oturan elastik bir kiriş olarak modellenmektedir. Zemin ve yapı arasındaki rijitlik faktörünü göz önüne almak için ise kapalı form çözümleri kullanılmaktadır. Bu çözümler tünel ve zemin göreceli rijitliklerini ifade eden esneklik oranı kavramını kullanır. Statik zemin-yapı etkileşim metodunu sadece elastik şekil değişiklikleri meydana getiren zayıf zemin hareketleri için kullanmak doğru olur. Çünkü güçlü yer sarsıntılarında zemin çoğunlukla lineer olmayan bir davranış sergiler (Hashash, 2001). Zemin ve yapının birlikte modellendiği sonlu elemanlar analizi kullanan dinamik zemin-yapı etkileşim metodları son zamanlarda yaygın olarak kullanılmaktadır. 1993 de Wang, Flush programını ilk kez dikdörtgen kesitli tünellerin analizinde kullanmıştır (Hashash, 2001).

Yeraltı yapıları sismik hareketler altında üç tip şekil değiştirme davranışı gösterir. Bunlar; 1. Eksenel çekme ve basınç 2. Boyuna eğilme 3. Ovalleşme/eğilme (Hashash ve diğ. 2001). Bir yeraltı yapısındaki eksenel şekil değişiklikleri sismik dalgaların yarattığı, yapı eksenine paralel hareketler sonucunda oluşan basınç ve çekme gerilmeleri neticesinde oluşur (Şekil 5.1). Boyuna eğilme ise sismik dalgaların

yarattığı, yapı eksenine boyunca dik parçacık hareketleri sonucunda meydana gelir. Ovalleşme ve Eğilme ise kayma dalgalarının tünel eksenine dik veya dike yakın yayılması durumunda gelişir ve yapı enkesit şeklinde eğilmeyle sonuçlanır (St. John ve Zahrah, 1987).



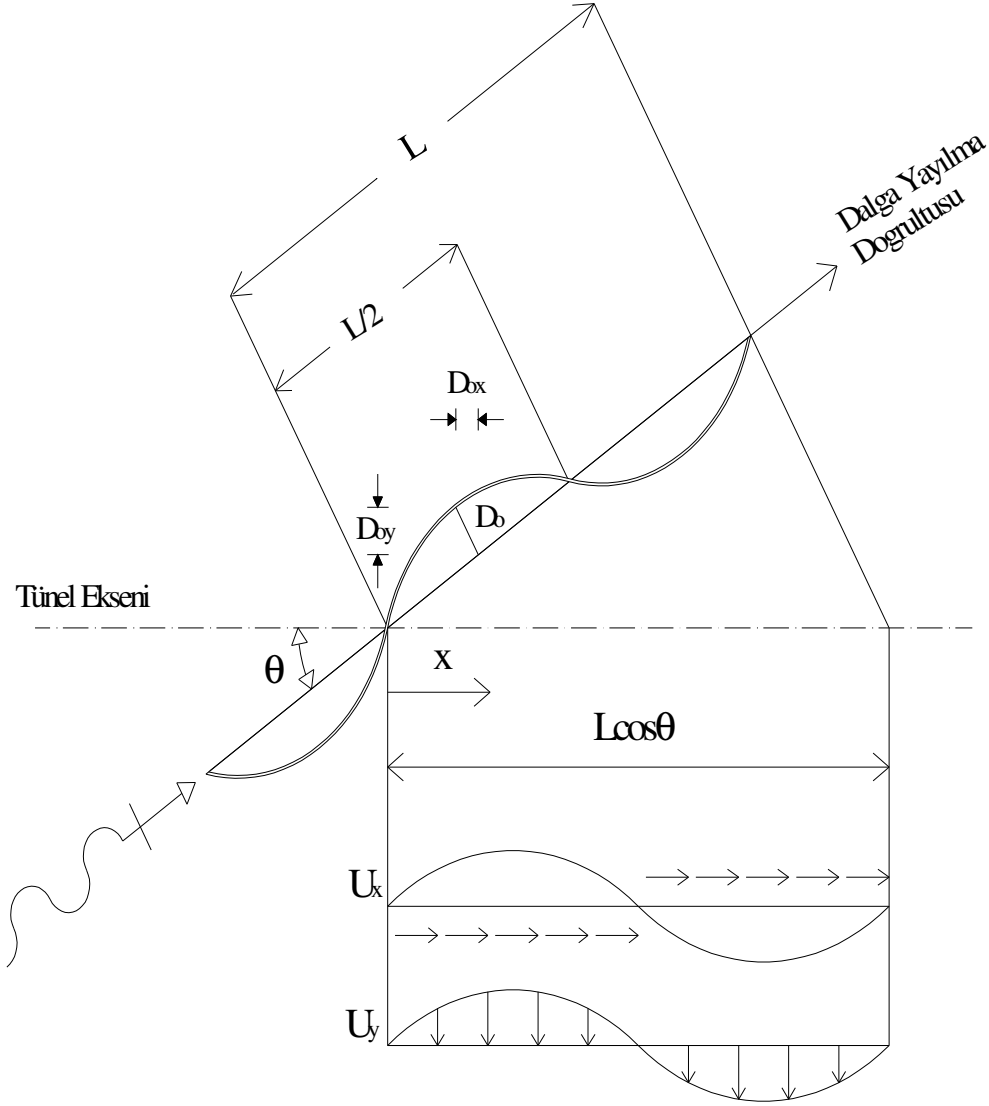
Şekil 5.1 : Tünel Eksenine Boyunca Çekme ve Basınç Gerilmeleri

5.2 Yeraltı Yapısı Eksenine Boyunca Deprem Hareketi

Yeraltı yapısı boyutlarının deprem dalgasının dalga boyundan büyük olması durumunda, yeraltı yapısı eksenine boyunca şekil değiştirmeler ve gerilmeler meydana gelir. Bir deprem dalgasının yapı eksenine boyunca meydana getireceği şekil değiştirmelerin yapıda hasarlarla sonuçlanmaması için deprem hareketinin yapı eksenine üzerindeki etkilerinin incelenmesi gerekir. Bu noktada yeraltı yapılarının sismik tasarımları tüneller üzerine yoğunlaşmış durumdadır. Tünellerin depreme dayanıklı tasarımının en önemli kısmı tünel eksenine boyunca yayılan düzlem dalgaların incelenmesidir. Deprem dalgalarının tünel eksenine üzerindeki etkilerinin anlaşılması için hattın elastik zemine oturan kiriş gibi idealize edildiği basitleştirilmiş statik zemin-yapı etkileşim modeller kullanılabilir (St. John ve Zahrah, 1987). Tünel üzerindeki deprem etkileri tünel eksenindeki serbest alan zemin şekil değiştirmeleridir. Bu şekil değiştirmeler tünel boyunca çekme, basınç ve eğilme kuvvetleri yaratır. Sismik dalgaların tünel eksenine paralel bileşenleri eksen boyunca basınç ve çekme gerilmeleri meydana getirir. Boyuna Eğilme şekil değişimi ise sismik dalgaının tünel eksenine dik parçacık hareketi üretmesi sonucunda meydana gelmektedir. Deprem hareketi altındaki bir tünelin davranışı söz konusu şekil değiştirmelere maruz bir elastik kirişin davranışı gibi düşünülebilir.

5.2.1 Eksenel Yer Değiştirme

Deprem hareketinin tünelde meydana getirdiği eksenel yer değiştirmenin belirlenmesi için yapıyı belli bir açı ile kesen deprem dalgasının geometrik olarak incelenmesi gerekir. Şekil 5.2 de dalga boyu L ve yer değiştirme genliği D_0 olan sinusoidal kayma dalgasının tünel eksenine θ açısı yapacak şekilde yayılışı görülmektedir.



Şekil 5.2 : Tünel Eksenini Kesen Deprem Dalgası

Bir tünel eksenini, L dalga boyundaki ve D_0 yer-değiştirme genliğindeki bir kayma dalgasının θ açısı ile kesmesi durumunda, tünel ekseninde meydana gelecek yer

değiştirmenin yatay ve dişey bileşenleri sırası ile u_x ve u_y olmak üzere (5.1a) ve (5.1b) den hesaplanabilir (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$u_x(x) = D_o \sin \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (5.1a)$$

$$u_y(x) = D_o \cos \theta \sin \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (5.1b)$$

Elastik zemine oturan sürekli kirişte u_x yer değiştirmesinin gerçekleşmesi durumunda kirişte meydana gelecek birim şekil değiştirme $\varepsilon(x)$ 'dir. Deprem hareketi altındaki bir tünelin dinamik davranışının elastik sürekli kiriş modeliyle açıklanabileceği düşüncesinden hareketle; kayma dalgasının tünel kesitinde meydana getireceği birim uzama $\varepsilon(x)$, (5.2) deki gibi hesaplanır (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$\varepsilon(x) = \frac{du_x}{dx} = \frac{2\pi}{L} D_o \sin \theta \cos \theta \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (5.2)$$

V_o tünel eksenini üzerindeki parçacık hızı olmak üzere, yer değiştirme genliğinin (D_o) ve frekansın (f) bir fonksiyonu olarak yazılabilir. (5.3)

$$V_o = 2\pi f D_o \quad (5.3)$$

$$L = T.C \quad (5.4)$$

Dalga Boyu (L), dalga hızının (C) ve periyot (T) arasında (5.4) deki gibi bir bağıntı olduğuna göre (5.2) (5.5) deki şeklini alır.

$$= \frac{V_o}{C} \sin \theta \cos \theta \cos \left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta \right) \quad (5.5)$$

(5.1a) ve (5.1b) deki yer değiştirmelerin hesaplanabilmesi için yer değiştirme genliğinin (D_o) bilinmesi gerekir. Zeminin doğal titreşim periyotunun tahmini için bir zemin hareket spektrumuna ihtiyaç vardır. Yerüstü yapılarının tasarımı için

kullanılan spektrumlar yüzey yer hareketi ölçümlerine dayanır. Yeraltı yapılarının bulunduğu derinliklerdeki hareket verileri ile ilgili bilgi genellikle mevcut değildir. Yeraltı yapılarının tasarımı için kullanılacak spektrumlar için derinliğe bağlı değişimleri yansıtacak alternatif yaklaşımlara ihtiyaç vardır. Yer değiştirme genliğinin (D_o) belirlenmesinde ki son aşama zeminin doğal titreşim periyodunun bulunması ve zemin hareket spektrumu içinde kullanılmasıdır. Zeminin dinamik davranışı, elastik bir kirişin davranışına benzetilerek zeminin doğal titreşim periyodu hesaplanabilir. (5.6)

$$T = \frac{4H}{C_s} \quad (5.6)$$

H; zeminin tabaka kalınlığı, C_s ; kayma dalgasının hızı olmak üzere, zeminin doğal titreşim periyodu, kayma dalgasının, zemin tabakasını dört kez kat etmesi için geçen süreye eşittir.

Sonuç olarak kiriş teorisine göre farklı deprem dalgaları için eksenel birim uzamalar sırası ile P, S ve Rayleigh dalgası için 5.7 da verilmiştir (Hashash ve diğ. 2001).

$$\varepsilon = \left[\frac{V_p}{C_p} \cos^2 \theta + r \frac{a_p}{C_p^2} \sin \theta \cos^2 \theta \right] \quad (5.7a)$$

$$\varepsilon = \left[\frac{V_s}{C_s} \sin \theta \cos \theta + r \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \theta \right] \quad (5.7b)$$

$$\varepsilon = \left[\frac{V_R}{C_R} \cos^2 \theta + r \frac{a_R}{C_R^2} \sin \theta \cos^2 \theta \right] \quad (5.7c)$$

5.2.2 Boyuna Eğilme

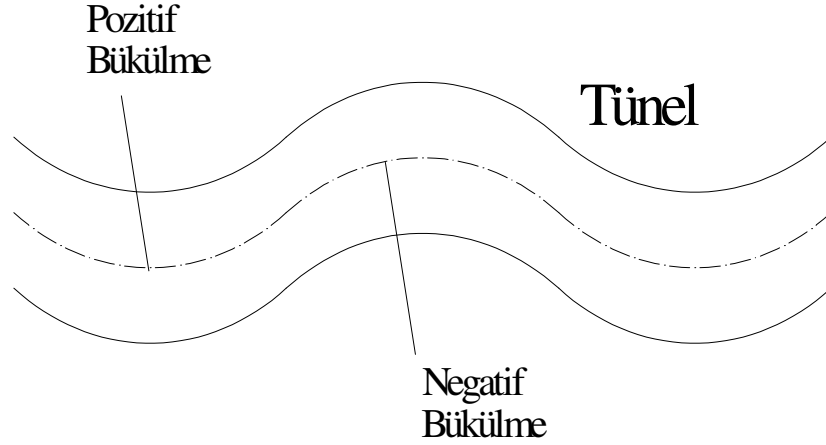
Sismik dalgaların tünel eksenine dik parçacık hareketi üretmesi sonucunda tünel ekseninde meydana gelen şekil-değiştirme durumuna boyuna eğilme adı verilir. (Şekil 5.3) Tünel eksenine dik deprem hareketlerinin tünel ekseninde yarattığı yer değiştirme u_y ise, tünel eksenindeki birim eğilme şekil değiştirmesi $1/r(x)$ 'dir (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$\frac{1}{r}(x) = -\frac{d^2 u_y}{dx^2} = \frac{4\pi^2}{L^2} D_o \cos^3 \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right) \quad (5.8)$$

$$a_o = 4\pi^2 f^2 D_o \quad (5.9)$$

Parçacık ivmesi (a_o); tünel eksenindeki yer-değiştirme genliği (D_o) ve frekansın (f) bir fonksiyonu olarak yazılabilir. (5.8) Denklem (5.8), (5.4) ve (5.9) e göre düzenlenirse (5.10) deki halini alır.

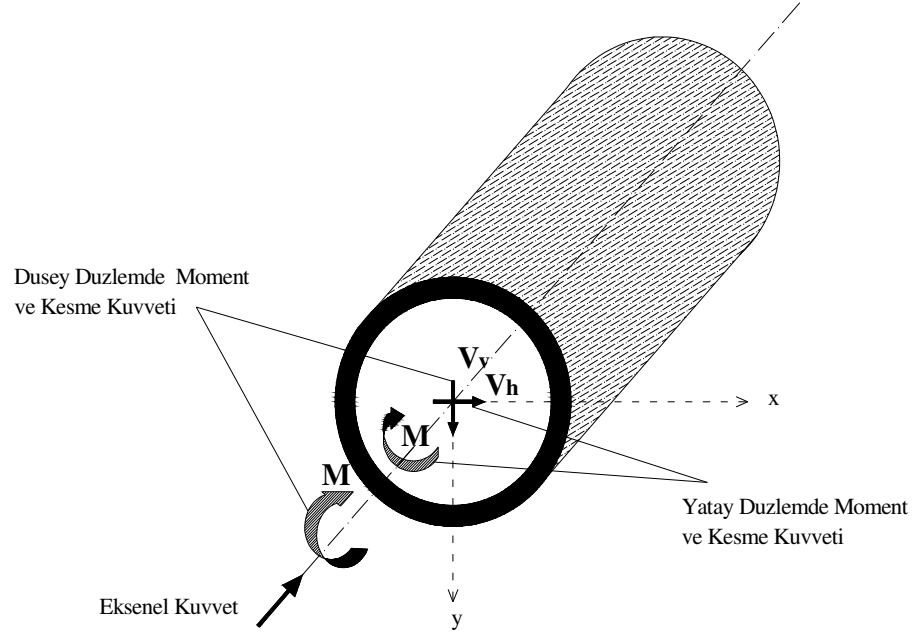
$$\frac{1}{r(x)} = \frac{a_o}{C^2} \cos^3 \theta \sin\left(\frac{2\pi x}{L} \cos \theta\right) \quad (5.10)$$



Şekil 5.3 : Tünel Ekseninde Boyuna Eğilme

5.3 Yapı Ekseni Boyunca Deprem Kuvvetleri

Deprem dalgalarının zeminde meydana getirdiği şekil değiştirmeler sonucunda tünel kesitinde bir takım kuvvetler ortaya çıkar. Bunlar şekil 5.4 de görüldüğü gibi normal kuvvet, eğilme momenti ve kesme kuvvetidir. Deprem dalgasının tünel eksenini kesme açısının (θ) farklı değerleri için tünel kesitindeki kuvvetler değişir. Deprem dalgasının tünel eksenine 45° açı yapması durumunda normal kuvvet maksimum olur. Maksimum eğilme momenti ve kesme kuvveti ise deprem dalgasının tünel eksenine paralel yayılması durumunda ortaya çıkar.



Şekil 5.4 : Yapı Ekseni Boyunca Deprem Kuvvetleri

5.3.1 Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alınmadığı Durum

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durumda yapının zeminle aynı şekil-değişimleri yaptığı kabul edilir ve serbest alan şekil-değişimleri yapının tasarımında aynen kullanılır. Serbest alan şekil değişimlerinin yapı üzerinde meydana getirdiği iç kuvvetler elastik sürekli kiriş analizi denklemleri ile bulunabilir.

Alanı; S , eylemsizlik momenti; I , elastisite modülü; E , olan tünel kesitinde deprem dalgasının yarattığı eksenel kuvvet (5.11) deki gibi hesaplanır (French Association for Seismic Engineering, 2001)

$$N = \frac{2\pi}{L} ESD_o \sin \theta \cos \theta \quad (5.11)$$

Deprem dalgasının tünel eksenine 45° açı ile gelmesi durumunda normal kuvvet (N) maksimum olur. (5.12)

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_o \quad (5.12)$$

Boyuna eğilmenin (M) değeri (5.13) deki gibi hesaplanır. Deprem dalgasının tünel eksenine ile yaptığı açının (θ) 0 olması durumunda maksimum değerine ulaşır. (5.14)

$$M = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \cos^3 \theta \quad (5.13)$$

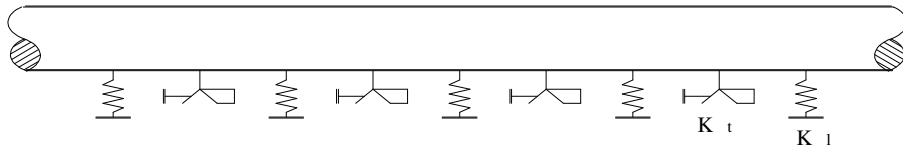
$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \quad (5.14)$$

Deprem dalgasının tünel ekseninde meydana getirdiği kesme kuvveti (V) 5.15 den bulunur. Kesme kuvvetinin (V) maksimum değeri deprem dalgasının tünel eksenine paralel olması durumunda ($\theta=0^\circ$) gerçekleşir (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$V = \frac{2\pi \cos \theta}{L} M \quad (5.15)$$

5.3.2 Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alındığı Durum

Zemin-yapı etkileşimi problemine ilk defa San Francisco, Körfez Hızlı Ulaşım Sisteminde (Parsons Brinckerhoff 1960) ve sonrasında Japon İnşaat Mühendisleri Topluluğu (1975, 1977) tarafından değinilmiştir (St. John ve Zahrah, 1987). Yeraltı yapılarına etkiyen deprem yüklerinin hesabında zemin-yapı etkileşimini dikkate almak için söz konusu etkileşimin tanımlanması gerekir. Statik zemin-yapı etkileşim metodunda söz konusu etkileşim, zeminin boyuna rijitlik katsayısı (K_l) ve eksene dik yani enine rijitlik katsayısı (K_t) ile karakterize edilebilir. K_l ve K_t birim tünel uzunluğundaki zeminin sırası ile boyuna ve enine birim yer değiştirme yapması için gerekli kuvvetlerdir.



Şekil 5.5 : Elastik Mesnetli Sürekli Kiriş

Tünele etkiyen yüklerin belirlenmesi için serbest-alan zemin şekil-değiştirmeleri rijitlik katsayıları K_l ve K_t olan elastik mesnetlere oturan şekil 5.5 deki gibi sürekli bir kirişe uygulanır. Elastik mesnetli sürekli kirişte meydana gelen birim şekil-

değiştirmeleri maksimum yapan θ değerleri, eksenel birim şekil değiştirmede 45, eğilme birim şekil değiştirmesi 0'dır.

Eksenel şekil değiştirmerinin maksimum değeri 5.16 den hesaplanır. Maksimum eksenel birim şekil-değiştirme deprem dalgasının tünel eksenini 45 derece ile kesmesi neticesinde meydana gelir. Deprem dalgasının tünel eksenine paralel olması durumunda ise maksimum eğilme birim şekil değiştirmesi oluşur (Hashash ve diğ, 2001) :

$$\varepsilon_{\max}^a = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)D}{2 + \frac{E_t S_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} \quad (5.16)$$

$$\varepsilon_{\max}^b = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D}{1 + \frac{E_t I_c}{K_t} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r \quad (5.17)$$

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı durumda deprem dalgalarının tünel ekseninde meydana getirdiği kuvvetlerin maksimum değerleri; eksenel kuvvet ($N_{\max}$) için 5.17 daki, Eğilme momenti ($M_{\max}$) için 5.19 deki, kesme kuvveti ($V_{\max}$) için ise 5.20 deki gibi hesaplanır (French Association for Seismic Engineering, 2001):

$$N_{\max} = \frac{\pi}{L} ESD_o \frac{K_t}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_t} \quad (5.18)$$

$$M_{\max} = \frac{4\pi^2}{L^2} EID_o \frac{K_t}{EI \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4 + K_t} \quad (5.19)$$

$$V_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max} \quad (5.20)$$

5.3.3 Rijitlik Katsayılarının Belirlenmesi

Yeraltı yapısında meydana gelecek sismik yükleri belirlemede zemin-yapı etkileşiminin dikkate alınması durumunda, söz konusu dinamik etkileşimi yansıtacak yay katsayılarına ihtiyaç duyulur. Yeraltı yapılarının sismik tasarımının başlıca problemlerinden biride bu yay katsayılarının belirlenmesidir. Zemin-yapı etkileşimini tanımlamada kullanılan katsayıların belirlenmesi için çeşitli denklemler kullanılmaktadır. Farklı yazarlar tarafından önerilen yay katsayılarının bazıları;

Scott(1973):

$$K = \frac{8G_g(1-\nu_g)}{10H(1-2\nu_g)} \quad (5.21)$$

Yapının zemine kıyasla daha rijit olduğu durumlar için 5.21 daha doğru sonuçlar verir.

St. John ve Zahrah(1987):

$$K = \frac{16\pi G_g(1-\nu_g)}{(3-4\nu_g)} \frac{d}{L} \quad (5.22)$$

Denklem 5.22 de rijitlik katsayısı dalga boyunun bir fonksiyonu olarak verilmiştir. Deprem dalgasının boyu arttıkça rijitlik katsayısı azalmaktadır.

Veletsos(1994):

$$K = 1,086 \frac{\pi^2}{4.H} \frac{G_g}{\sqrt{(1-\nu_g)(2-\nu_g)}} \quad (5.23)$$

Veletsos tarafından 1994' de önerilen (5.23) çok rijit yapılar için kullanılmaya uygundur.

Japon yöntemi:

Japon yönteminde sayısal bir denklem yerine söz konusu rijitliklerin bir ön sonlu elemanlar analizi ile belirlenmesi önerilir. Yatay ve düşey vırtsel birim yer değiştirmeler altında yapıyı çevreleyen zeminin reaksiyonları incelenir. Zeminin birim yatay ve düşey yer değiştirmeye tepkisi zeminin bu doğrultulardaki rijitlik

değerini verir. Bu yöntemin üstünlüğü yatay ve düşey rijitlik değerlerinin her ikisinin de belirlenebilmesidir.

Sentez:

Kullanılan yöntemlerin çeşitliliği ve geometrik farklılıklar nedeniyle sonuçlardaki değişkenliklerden dolayı basit bir diğer denklem olan (5.24) da rijitlik katsayılarının hesabında kullanılabilir.

$$K = 0,5 \frac{G_g}{H} \quad (5.24)$$

Tablo 5.2b de zemin rijitlik katsayısının Tablo 5.2a daki değerler için farklı formüllere göre parametrik değişimleri verilmektedir.

Tablo 5.2a : Rijitlik katsayısının hesabında kullanılacak parametreler

Zemin kayma modülü	G_g	kPa	80.000
Poisson oranı	ν_g	-	0.4
Tünel çapı	d	m	6
Üst tabaka kalınlığı	H	m	15
Dalga boyu	L	m	700

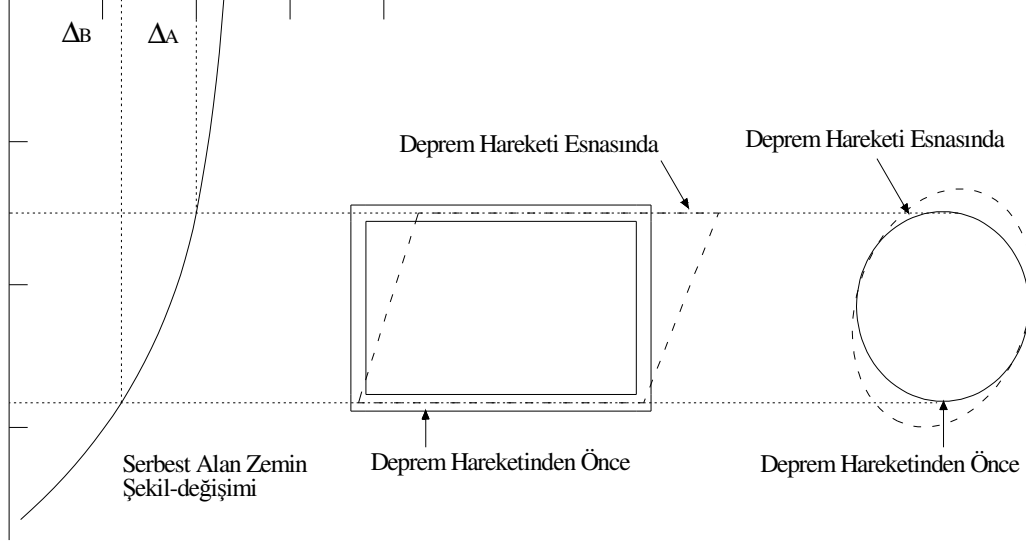
Tablo 5.2b : Rijitlik katsayısının farklı formüllere göre aldığı değerler

<u>Scott</u> (1973)	$\frac{8G_g(1-\nu_g)}{10H(1-2\nu_g)}$	12.800 kN/m ³
<u>St. John ve Zahrah</u> (1987)	$\frac{16\pi G_g(1-\nu_g)d}{(3-4\nu_g)L}$	14.771 kN/m ²
<u>Veletsos</u> (1994)	$1,086 \frac{\pi^2}{4.H} \frac{G_g}{\sqrt{(1-\nu_g)(2-\nu_g)}}$	14.585 kN/m ³

5.4 Yeraltı Yapısı Eksenine Dik Deprem Hareketi

Yeraltı yapısı sismik tasarımının bir diğer konusunda eksene dik deprem hareketleri altında yapı davranışının incelenmesidir. Yapı eksenine dik düzlemde yayılan kayma dalgalarının yapı üzerindeki etkilerinin anlaşılması için öncelikle kayma dalgalarının zeminde meydana getirdiği şekil-değişikliklerinin hesaplanması gerekir. Kayma

dalgaları dalga yayılma eksenine dik yer değiştirmeler meydana getirir. Kayma dalgalarının meydana getirdiği, yeraltı yapısı eksenine dik hareketler, yapı enkesitinde eğilme şekildeğişimlerine sebep olur. Dikdörtgen veya dairesel kesitli tünellerin her ikisinde de ortaya çıkan bu şekildeğişimi iki boyutlu düzlem gerilme durumu olarak incelenecektir (Şekil 5.6).



Şekil 5.6 : Tünel Eksenine Dik deprem Hareketi

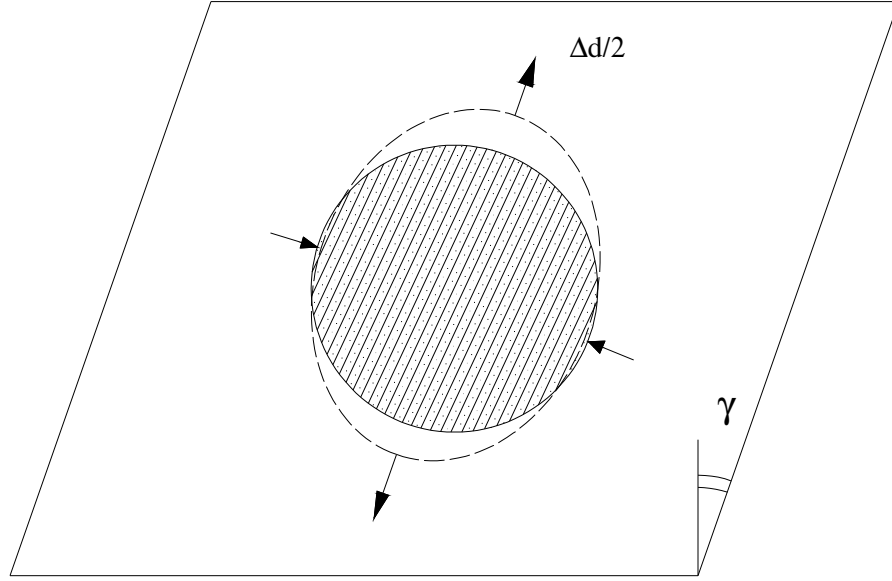
5.5 Yapı Eksenine Dik Deprem Kuvvetleri

Yeraltı yapısı eksenine dik deprem hareketlerinin dairesel enkesitlerde meydana getirdiği şekil değiştirmeye ovalleşme, dikdörtgen kesitlerde meydana getirdiği şekil değişimine ise eğilme adı verilir. Tünel kesitindeki ovalleşme ve eğilme şekil değişimlerinin hesaplanması için serbest alan zemin şekil-değişiminin bilinmesi gerekir. Bu kısımda zemin kayma şekil değiştirmeleri ve bunların bir yeraltı yapısına nasıl aktarıldığı incelenecektir. Ayrıca bu şekil değiştirmeler altında yapıda meydana gelecek şekil değiştirmelerin, kuvvetlerin ve momentlerin hesaplanması için metotlar sunulacaktır.

5.5.1 Dairesel Tünellerde Ovalleşme

Tünel eksenine dik yayılan deprem dalgaları dairesel kesitli tünellerde ovalleşme şekil-değişimi meydana getirir (Şekil 5.7). Tünel geometrisi ve deprem dalgasının teknik özellikleri ovalleşme mekanizmasında belirleyici unsurlardır. Ovalleşme

şekil-değişimini etkileyen en önemli parametreler deprem dalgasının boyu ve tünel kesitinin çapıdır. Dalga boyu ve tünel çapı arasındaki oranın küçük olduğu durumlarda tünel kesitinde daha küçük gerilmelerin ortaya çıktığı bilinmektedir (St. John ve Zahrah, 1987). Kısa dalga boylarının yapı üzerinde yarattığı sismik yükler daha büyüktür. Yapı, deprem kaynağına yakın olduğu durumlarda daha kısa dalga boyuna sahip kayma dalgalarının etkisine maruz kalır.



Şekil 5.7 : Dairesel Tünellerde Ovalleşme

5.5.1.1 Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alınmadığı Durum

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı tasarımlarda yapının serbest alan zemin eğilme şekildeğişimlerine aynen uyduğu kabul edilir. Dairesel bir tüneldeki ovalleşme şekil-değişimi daire çapındaki birim boy değişimi olarak tanımlanabilir (Şekil 5.7). Zemin yapı etkileşiminin yok sayıldığı bir ortamda daireysel bir tüneldeki ovalleşme şekil-değişimi serbest alan kayma birim şekil değiştirmesinin 5.25 deki gibi bir fonksiyonu olarak verilir (Hashash ve diğ. 2001).

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\max} (1 - \nu_g) \quad (5.25)$$

5.5.1.2 Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alındığı Durum

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı tasarımlarda yeraltı yapısının geçtiği formasyonların jeolojik, sismolojik ve hidrolojik özelliklerinin çok iyi bilinmesi

gereklidir. Zemin ve yapı arasındaki etkileşimin belirlenmesi için iki adet parametreye ihtiyaç vardır. Yapının boyuna ve enine rijitlik katsayıları olarak tanımlanan K_l ve K_t değerlerinin hesaplanması için toprak veya kaya, her türlü zeminin, kayma modülü (G) ve Poisson oranı (ν) bilinmesi gerekir. Bir yeraltı yapısının statik veya dinamik davranışı zemin-yapı sisteminin göreceli rijitliğine bağlıdır. Yapının, deprem dalgalarının zeminde yarattığı şekil-değiştirmelere karşı koyma veya uyma davranışı zemin-yapı etkileşiminin bir sonucudur. Yapının zemin şekil-değişimlerine tepkisi uzama ve esneklik oranlarının bir fonksiyonudur. Uzama rijitliği denilen değer enkesitte şekil-değiştirme olmaksızın yapının birim boy değişimi yapması için gerekli üniform kuvvetin bir ölçüsüdür. Zeminin ve yapının uzama rijitliklerinin oranı, sıkışabilme oranını (C) olarak tanımlanır (Metro Rail Transit Consultants, 1984).

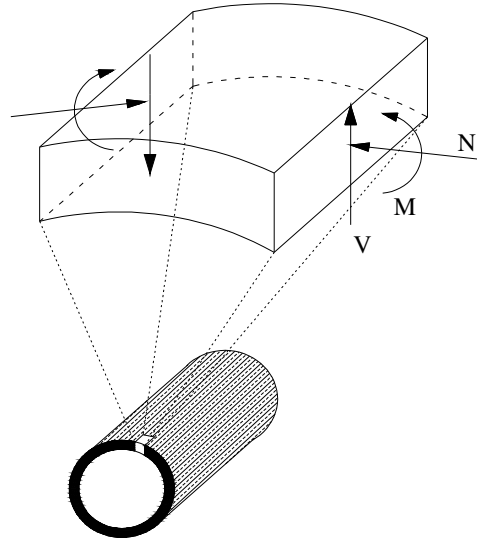
$$C = \frac{E_g (1 - \nu_s^2) r}{E_s I (1 + \nu_g) (1 - 2\nu_g)} \quad (5.26)$$

Yapının zemin şekildeğişimlerine tepkisinin ikinci ölçüsü esneklik rijitliğidir. Esneklik rijitliği yapıda birim eğilme şekil değişikliğinin veya ovalleşmenin oluşması için gerekli üniform olmayan kuvvetin bir ölçüsüdür. Esneklik oranı (F) ise tünel ve zeminin esneklik rijitliğinin oranıdır. (5.27) Esneklik oranı boyutsuz bir büyüklüktür 5.27 bağıntısındaki eylemsizlik momenti (I) birim genişlik için hesaplanan m^4/m boyutunda bir değerdir (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Burada zemin ve yapı için tanımlanan rijitlikler kayma etkisinde birim şekil değiştirme dayanımlarıdır.

$$F = \frac{E_g (1 - \nu_s^2) r^3}{6E_s I (1 + \nu_g)} \quad (5.27)$$

Esneklik oranı ile yapının statik ve dinamik yükleri taşıması arasındaki ilişki birçok bilim adamı tarafından incelenmiştir. Farklı yükleme durumları için yapılan zemin-yapı etkileşim hesapları gösteriyor ki esneklik oranı (F) 20 'den büyük olan yapılar mükemmel esnek bir davranış gösterirler (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Bu durum da yapı zemin şekil-değişikliklerine aynen uyar. Dolayısı ile yapının karşılaşacağı şekil-değişimleri serbest alan zemin şekil-değişimlerinin hesaplanması ile bulunmuş olur. Rijitlik oranlarının farklı değerleri için izlenecek hesap yöntemleri de farklıdır. Yapı zemine kıyasla daha az rijit ise yapı zeminin hareketine tamamen uyacağından yapının zeminle aynı birim şekil-değiştirmeleri yaptığı kabul edilir. Eğer yapı zemin ile aynı rijitliğe sahip ise yapının zemin şekildeğişimlerine karşı koymayacağından yola çıkarak yapının zemin ile aynı birim şekil-değiştirmeleri

yaptığı kabul edilebilir. Yapı zeminden daha rijit olması durumunda, serbest alan içerisinde yapı zemine kıyasla daha az hareket edecektir. Yapının, zemine kıyasla daha az hareket etmesi dolayısıyla zemine göre daha az birim şekil-değiştirmeye maruz kalması demektir. Bu yüzden zemindeki şekil-değiştirmeler yapı için bir üst sınır olacaktır. Dolayısıyla zemin birim şekil-değiştirmelerini yapıya uygulamak güvenli bir çözümdür (Metro Rail Transit Consultants, 1984). Yapının farklı rijitlik durumları için zemindeki birim şekil-değiştirmeler yapının birim şekil-değiştirmelerine eşit veya büyüktür ve bu yüzden zemin şekil-değiştirmelerinin yapıya aynen uygulanması güvenli bir kabuldür. Fakat bu yaklaşım daha öncede belirtildiği gibi rijit yapılar için aşırı derecede güvenli olacak dolayısıyla yapının tasarımı ve inşası güçleşecektir. Bu nedenle zemin-yapı etkileşimi çerçevesinde yapının deprem esnasında karşılaşacağı şekil-değişimi değerleri esneklik oranları (F) ve rijitlik katsayıları göz önüne alınarak düşürülmelidir. Dairesel tünele deprem esnasın etkiyen bu yükler Şekil 5.8 de görülmektedir.



Şekil 5.8 : Yeraltı yapısı eksenine dik deprem kuvvetleri

Homojen, elastik ve izotropik sonsuz zemin ortamında ve zemin-yapı ara yüzeyinde sürtünmesiz kayma durumunda olan elastik yapılı dairesel bir tünellerde, Burns&Richards (1964), Hoeg (1968) ve Parck, Hendron&Mohraz (1972) deprem yüklerini belirlemek için aşağıdaki denklemleri önermektedirler. Tünel ve zemin ara yüzeyinde tam kayma durumunda birim şekil değiştirme; $\gamma_{\max}$; maksimum serbest alan kayma birim şekil-değiştirmesini ifade etmek üzere aşağıdaki gibi hesaplanır.

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_{\alpha} F \gamma_{\max} \quad (5.28)$$

Deprem dalgalarının tünel eksenine dik hareketleri sonucunda kesme kuvvetinin maksimum değeri 5.29 dan, eğilme momentini maksimum değeri ise (5.30) dan bulunabilir.

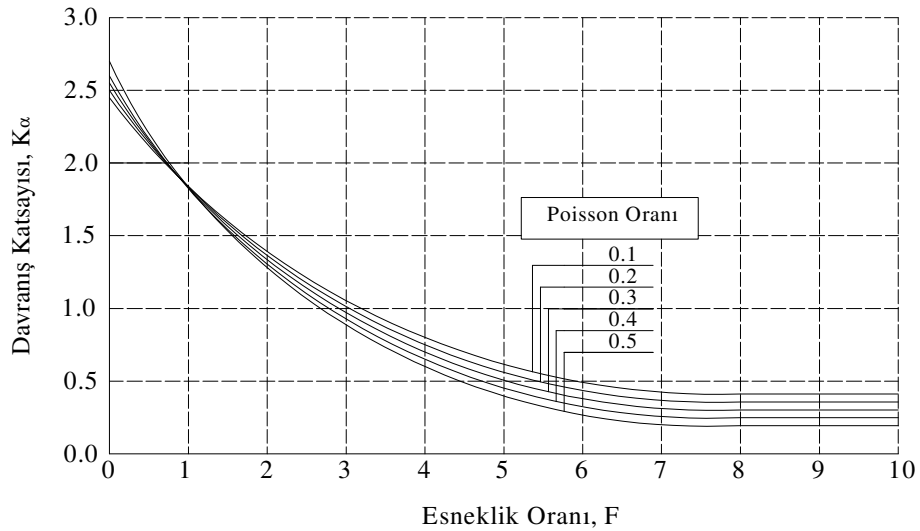
$$V_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_{\alpha} \frac{E}{(1+\nu)} r \gamma_{\max} \quad (5.29)$$

$$M_{\max} = \pm \frac{1}{6} K_{\alpha} \frac{E}{(1+\nu)} r^2 \gamma_{\max} \quad (5.30)$$

Esneklik oranı (F) ve tam kayma tünel davranış katsayısı (K_{α}) arasındaki bağıntı (5.31) deki gibidir.

$$K_{\alpha} = \frac{12(1-\nu_g)}{12F + 5 - 6\nu_g} \quad (5.31)$$

Deprem esnasında zemin-yapı ara yüzeyinde tam kayma durumu sadece yumuşak zeminlerdeki yapılarda veya çok güçlü depremlerde meydana gelir (French Association for Seismic Engineering, 2001). Zemin-yapı ara yüzeyindeki tam kayma kabulü yapının kayma rijitliği değerlerinde azalmaya sebep olur. Çoğu tünelde ara yüzey kayma ve yapışma durumlarının arasında kalır. Bu yüzden her iki durumun incelenmesi ve kritik olan duruma göre tasarım yapılması gerekir. Tam kayma tünel davranış katsayısı (K_{α}) ile esneklik oranı (F) arasındaki ilişki Şekil 5.9 da görülmektedir.



Şekil 5.9 : Esneklik Oranı-Davranış Katsayısı-Tam Kaymalı Ara yüzey (Hashash ve diğ. 2001)

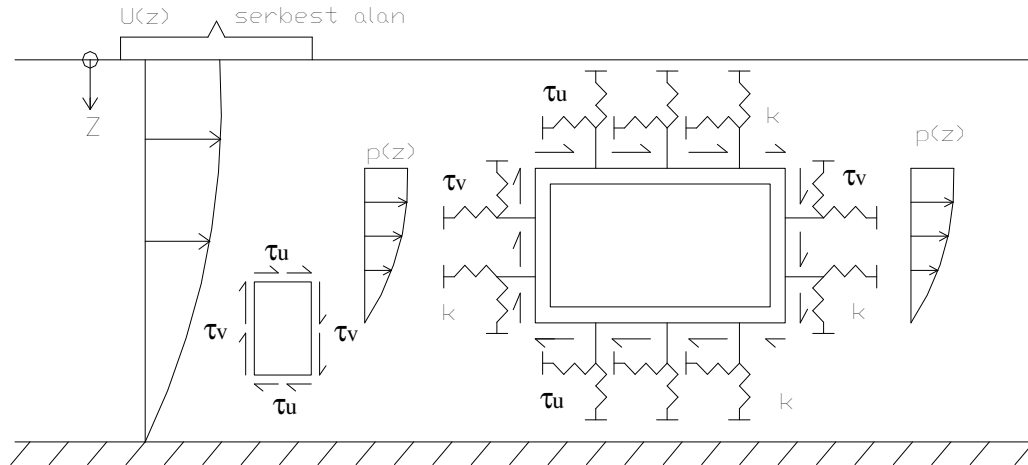
Zemin ile yapı ara yüzeyinde kayma ve ayrılma olmadığı kabulünde $V_{\max}$ için Schwartz&Einstein (1980) 5.32 önermişlerdir. 5.34 deki kaymasız tünel davranış katsayısı (K_β) 5.33 den hesaplanır (French Association for Seismic Engineering, 2001).

$$V_{\max} = \pm K_\beta \frac{E_g}{2(1+\nu_g)} r \gamma_{\max} \quad (5.32)$$

$$K_\beta = 1 + \frac{F(1-2\nu_g)(1-C) - \frac{1}{2}(1-2\nu_g)^2 + 2}{F[(3-2\nu_g) + (1-2\nu_g)C] + C\left(\frac{5}{2} - 8\nu_g + 6\nu_g^2\right) + 6 - 8\nu_g} \quad (5.33)$$

5.5.2 Dikdörtgen Kesitli Tünellerde Eğilme

Bu bölümde dikdörtgen kesitli tünellerde tünel eksenine dik sismik hareketlerin analizi yapılacaktır. Zeminde bir tünelin bulunmadığı durumda deprem dalgalarının zeminde yarattığı şekil-değiştirmeler olan serbest alan zemin şekil-değiştirmelerinin dikdörtgen tünel enkesitine dik meydana getirdiği şekil-değişimine eğilme adı verilir. (5.10) Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı ve ihmal edildiği iki farklı durum ayrı ayrı incelenecek hangi şartlarda hangi yaklaşımın daha doğru çözüm üreteceği tartışılacaktır.



Şekil 5.10 : Serbest alan zemin şekil-değiştirmeleri altında dikdörtgen kesitli tünel enkesiti

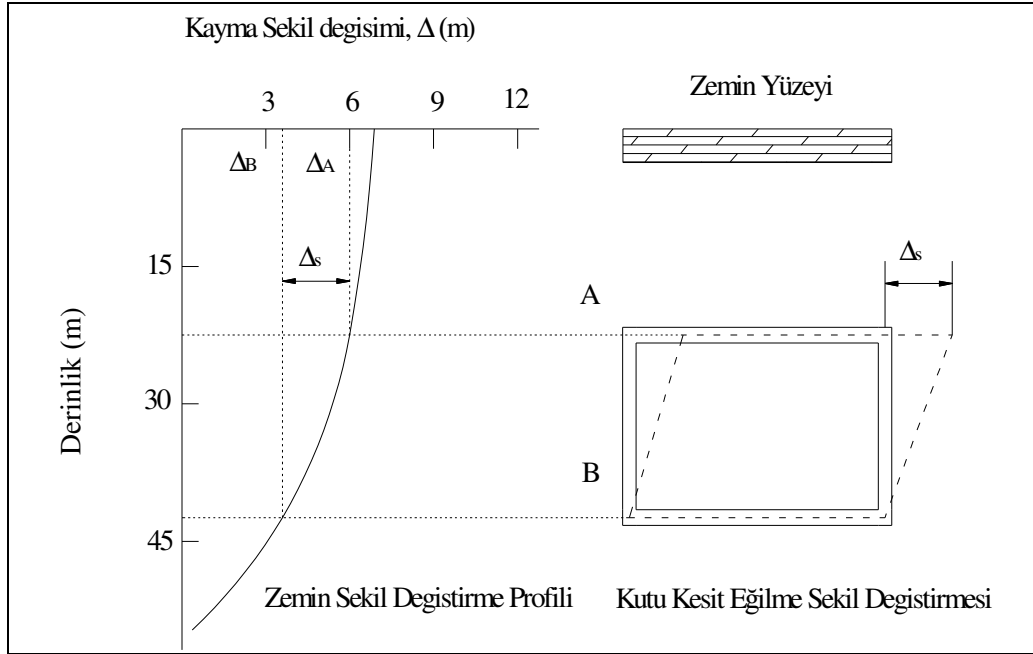
5.5.2.1 Zemin-Yapı Etkileşiminin Göz Önüne Alınmadığı Durum

Deprem esnasında kayma etkisine maruz dikdörtgen kesitli bir yeraltı yapısı dikine eğilme şekil-değişimi yapacaktır. Zemin yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı bir ortamda serbest alan zemin kayma şekil-değişimleri yapıya aynen etki edecektir. Serbest alan şekil-değişimleri yöntemi zemin üzerindeki sismik etkilerin küçük olması durumunda basit ve etkili bir metottur (Hashash ve diğ. 2001). Zemine göre daha rijit yapılar serbest alan şekil-değişimlerine karşı koyarlar. Yumuşak zeminlerdeki rijit yapıların tasarımında serbest alan şekil-değişimleri yönteminin kullanılması durumunda yapıda olduğundan daha büyük şekil-değişimler hesaplanır. Bu tip yapıların tasarımında zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınması gerekir (Hashash ve diğ. 2001).

Serbest alan kayma birim şekil-değişimlerini hesabında tablo 4.1 deki denklemler kullanılabilir. Yapıya etkiyen şekil-değiştirme, serbest alan şekil-değiştirmelerin yapının üst ve alt noktaları arasında ki değerlerinin farkına eşittir. (5.34)

$$\Delta_s = \Delta_A - \Delta_B \quad (5.34)$$

Şekil (5.11) de A noktasının B noktasına göre yaptığı göreceli yer değiştirme dikdörtgen kesitli yeraltı yapısının taşınması gereken yer-değiştirmeyi (Δ_s) belirler.



Şekil 5.11 : Kutu kesitli yeraltı yapısı eğilme şekil-değiştirmesi

5.5.2.2 Zemin-Yapı Etkileşimin Göz Önüne Alındığı Durum

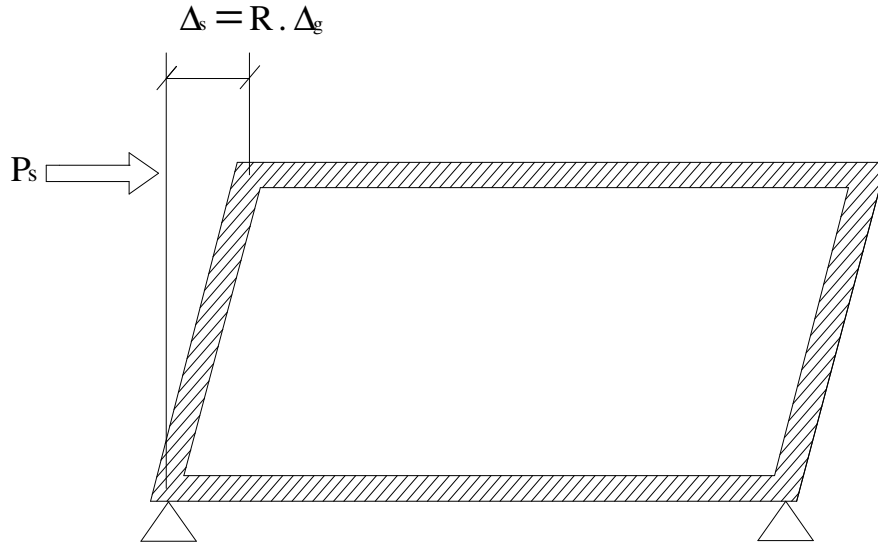
Bir yeraltı yapısının depremin zeminde oluşturduğu şekil-değiştirmelere karşı koyduğu veya taşıdığı düşünülürse zemin-yapı etkileşiminin tasarımda ki önemi artacaktır. Etkileşimin belirlenebilmesi için zemin ve yapının rijitlik oranlarının hesaplanması gerekir. Bir zemin kolonun içine yerleşmiş dikdörtgen bir kesitin basit kayma birim şekil değiştirmesi (γ_s) 5.35 bağıntısı ile verilebilir.

$$\gamma_s = \frac{\Delta}{h} = \frac{\tau}{G_g} \quad (5.35)$$

5.35 düzenlendiğinde zeminin kayma rijitliği kayma gerilmesinin açısal şekil değiştirmeye oranı olarak yazılabilir. Dikdörtgen kesitli yeraltı yapısının birim kayma şekil-değiştirmesi yapması için gerekli kuvvet yapının kayma modülü G_s olarak tanımlanır. Şekil 5.12 de görülen zemin ve yapı birim kayma şekil-değiştirmeleri oranı (R), yapı yer değiştirmesi ve zemin yer değiştirmesi arasındaki orana eşittir. (5.37)

$$R = \frac{\gamma_s}{\gamma_g} \quad (5.36)$$

$$\Delta_s = R \cdot \Delta_g \quad (5.37)$$



Şekil 5.12 : Dikdörtgen kesitte zemin-yapı etkileşimi

5.5.2.3 Basitleştirilmiş Çerçeve Analizi

Bu kısımda yeraltı yapıları için zeminin kayma şekil-değiştirmelerinin yapıya aktarma özelliğine dayalı basitleştirilmiş bir tasarım metodundan bahsedilecektir. Basitleştirilmiş statik analiz ile, bütün bir zemin ve yapı dinamik analizi sonucunda elde edilen gerilmelere benzer gerilme değerleri elde edilebilir (Gil ve diğ. 2001). Yapının enkesitine etkiyen sismik zemin şekil-değiştirmeleri çoğunlukla kayma şekil değiştirmeleridir. Basitleştirilmiş metotta yapının sismik performansı yapıda meydana gelen kayma şekil değiştirmeleri ile ölçülecektir. Zeminden yapıya kayma şekil değiştirme aktarımı tamamıyla zemin ve yapı kayma rijitlikleri oranına bağlıdır. Oranın belirlenmesi için zemin ve yapı kayma modülleri hesaplanmalıdır. Zemin kayma modülü (G_g) kayma dalgası hızı (C_s), zeminin birim hacim ağırlığı (ρ_g) ve yerçekimi ivmesi (g) nin bir fonksiyonu olarak yazılabilir. (5.38)

$$G_g = \rho_g C_s^2 / g \quad (5.38)$$

Yapının kayma modülü (G_s) 5.39 dan hesaplanabilir. Burada P_s ; üst döşemeye etkiyen birim yanal kuvvet, Δ_s ; üst döşemede meydana gelen yer-değiştirme, h ; yapının yüksekliği, b ; yapının genişliğidir.

$$G_s = (P_s / b)(\Delta_s / h) \quad (5.39)$$

Yapının yeraltındaki yüksekliği boyunca zeminde meydana gelen yer-değiştirme şekil 5.13 de görölmektedir. Yapının üst döşeme seviyesindeki zemin yer-değiştirmesi Δ_g 5.40 den bulunabilir. γ_g ; zeminin birim kayma şekil değiştirmesini ifade eder.

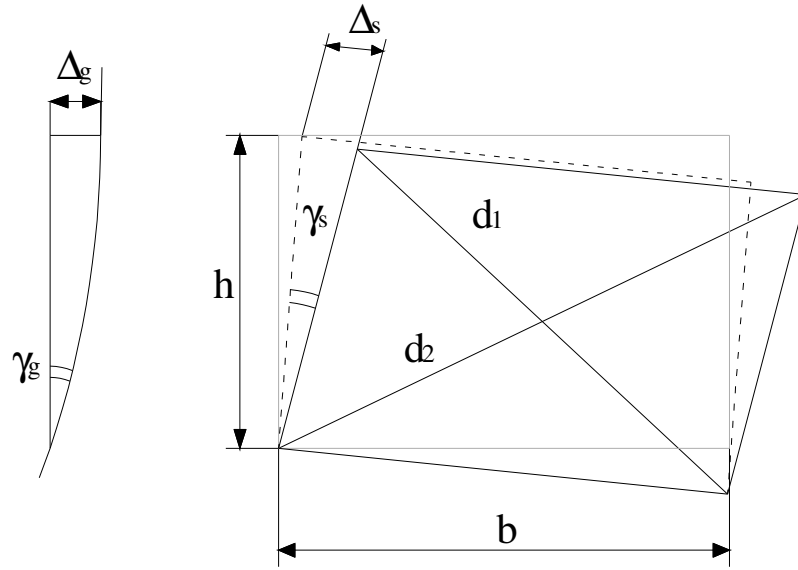
$$\Delta_g = \gamma_g h \quad (5.40)$$

Zemin şekil-değiştirmeleri sonucu yapıda meydana gelen şekil-değişimi üst döşeme seviyesinde Δ_s 5.41 den hesaplanabilir.

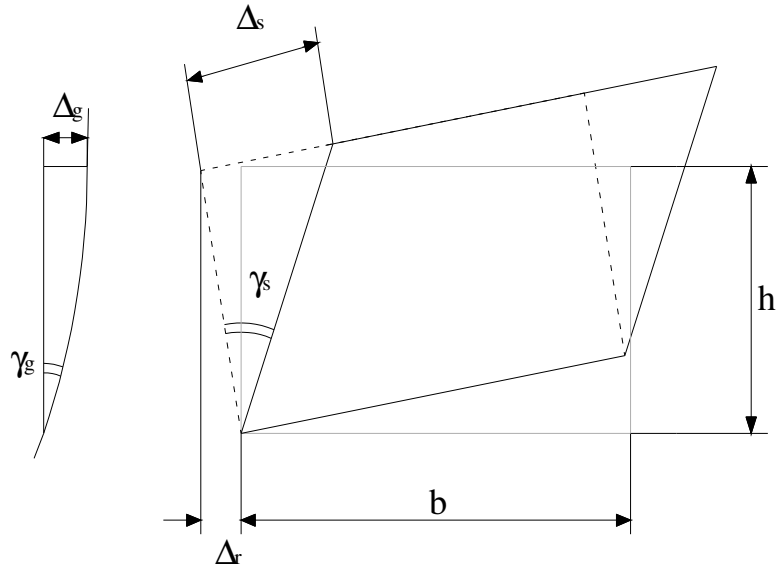
$$\Delta_s = \gamma_s h = (d_2^2 - d_1^2) / 4b \quad (5.41)$$

d_2 , d_1 ; yapı en kesitinin kısa ve uzun köşegenleridir. Zemin rijitliğinin yapı rijitliğinden büyük olması durumunda ($G_s > G_g$) tüm yapıda gyrostatik dönme meydana gelir. (Şekil 5.13) Zemin rijitliğinin yapı rijitliğinden küçük olması durumunda ($G_s < G_g$) yapıda büyük şekil-değiştirmeler oluşacaktır. Büyük şekil

değişiklikler sonucunda yapı temelinde saat yönünün tersine bir dönme oluşabileceği göz önüne alınmalıdır. (Şekil 5.14) (Nihioka ve Unjoh).



Şekil 5.13 : Eğilme şekil-değişimi ($G_s > G_g$) (Nihioka ve Unjoh)



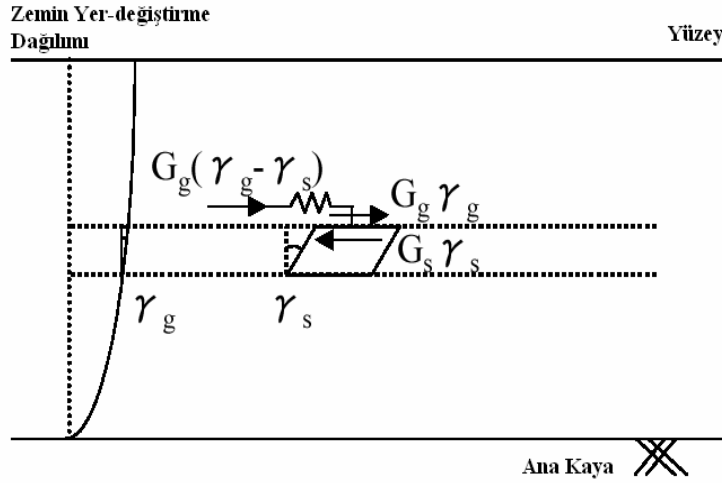
Şekil 5.14 : Eğilme şekil-değişimi ($G_s < G_g$) (Nihioka ve Unjoh)

Yapıda sadece kayma şekil-değiştirilmesinin söz konusu olduğu bir durumda (5.42) deki tek-eksenli kayma gerilmesi eşitliği ortaya çıkacaktır. (Şekil 5.15)

$$G_s \cdot \gamma_s = G_g (\gamma_g - \gamma_s) + G_g \cdot \gamma_g \quad (5.42)$$

Zemin ve yapı arasında ki kayma birim şekil değıştirme değęerlerinin oranı (γ_s / γ_g) 5.43 deki gibi ifade edilebilir.

$$\gamma_s = \gamma_g [2 \cdot (G_g / G_s)] / [1 + (G_g / G_s)] \quad (5.43)$$



Şekil 5.15 : Kayma gerilmesi eşitliği (Nihiooka ve Unjoh)

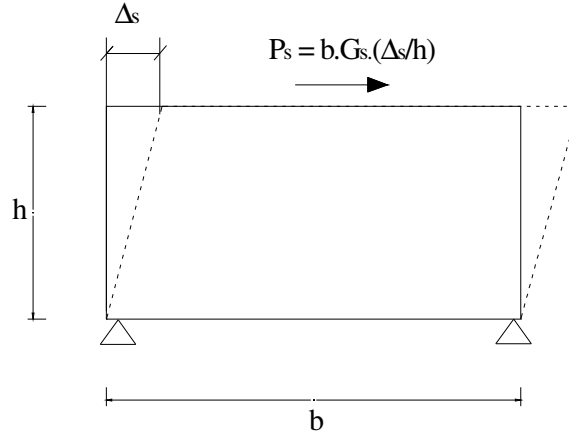
Zeminin yeraltı yapısı seviyesindeki kayma birim şekil değıştirmesi (γ_g) ve zemin kayma modülü (G_g) serbest alan zemin şekil değıştirme analizleri ile belirlenir. γ_g ve G_g 5.45 de yerine koyulduğunda yapının kayma birim şekil-değıştirmesi (γ_s) ve kayma modülü (G_s) arasında bir orantı elde edilir. Yapının kayma modülünün (G_s) belirlenmesi ile kayma birim şekil-değıştirmesi (γ_s) ve yapının yer değıştirmesi Δ_s bulunmuş olur. (5.44)

$$\Delta_s = \gamma_s h \quad (5.44)$$

5.5.2.4 Yapının Kayma Modülünün Belirlenmesi

Yapı kayma modülünün (G_s) belirlemesi için basit mesnetli çerçeve modeli üzerinde statik analiz yapılabilir. P_I , çerçevenin üst döşeme seviyesindeki birim yer-değıştirme için gerekli birim yanal kuvvet olmak üzere statik iterasyon analizi ile elde edilir. (Şekil 5.16) Denklem 5.45 de yapı üst döşemesinin yer-değıştirmesini (Δ_s) 1 değeri için yanal kuvvet (P_s), Yapı üst döşemesi etkileyen birim yanal kuvvete (P_I) eşit olacağına göre, farklı b ve h değęerleri için G_s 5.45 den hesaplanabilir.

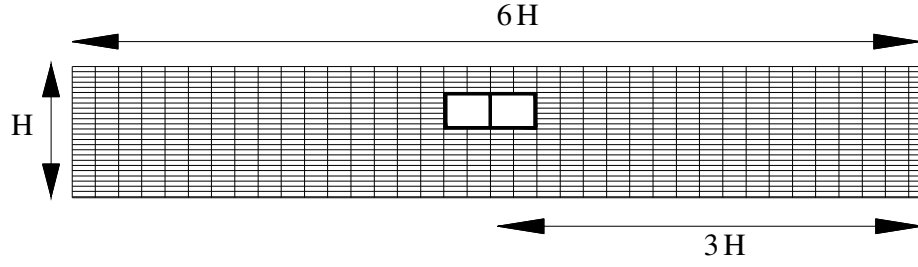
$$P_s = b.G_s.(\Delta_s / h) \quad (5.45)$$



Şekil 5.16 : Yanal kuvvet altında kutu kesitte yer-değiştirme

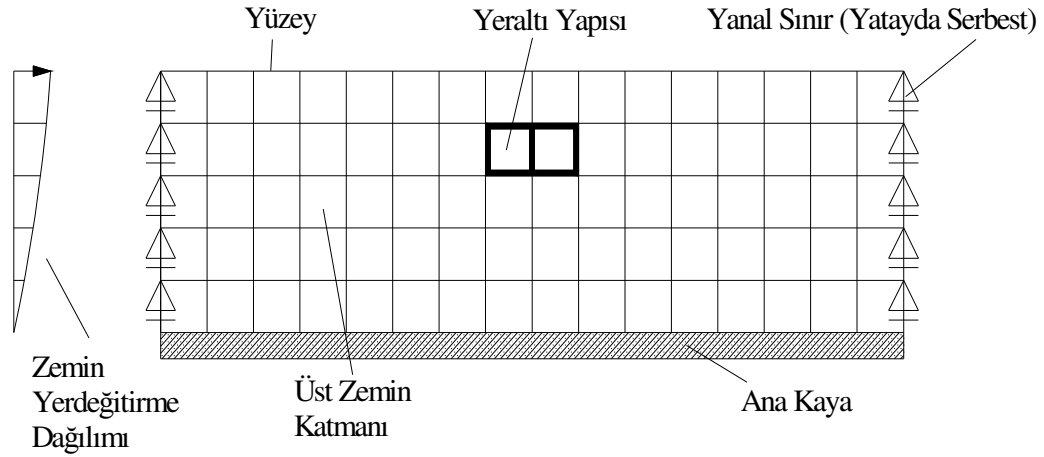
5.5.2.5 Dinamik Zemin-Yapı Etkileşim Analizi

Basit bir zemin-yapı etkileşim modelini çözmek için çeşitli kabul ve yaklaşımlara ihtiyaç vardır. Bu yaklaşımlar sonuçların sadece sınırlı sayıda probleme uygulanmasına olanak verir. Daha genel çözümler için sayısal modellerin yapılması gerekmektedir. Son zamanlarda zaman ve frekans tanım alanında çalışan ve zemin yapı etkileşimini göz önüne alan farklı sayısal modeller geliştirilmiştir. Sayısal çözümler yapısal modellemeleri ve bilgisayar analizlerinin kullanımını gerektirir. Sayısal yöntemler; a- sonlu farklar metodu b- sonlu elemanlar metodu c- Sınır eleman yöntemlerinden birine göre yapılabilir. Bu metotların kullanılabilirliği ve uygulanması söz konusu problemin türüne göre değişir. Sonlu farklar metodu, Sonlu elemanlar metodunun gelişimine kadar analizlerde kullanılan en yaygın metottu. Sonlu farklar metodunun uygulanması homojen ve lineer olmayan durumlarda zordur. Sonlu elemanlar metodunun en önemli avantajı ise farklı sınır koşullarının ve malzeme homojenliklerinin kolayca uygulanabilirliğidir. Sonlu elemanlar, statik analizlerde en çok kullanılan metot olmakla birlikte analizin doğruluğu eleman tipine ve yoğunluğuna bağlıdır. Genellikle lineer statik problemlerin çözümünde kullanılan Sınır eleman yöntemi son zamanlarda lineer dinamik analizlerde ve yerüstü yapılarının sismik analizlerinde de kullanılmaktadır (St. John ve Zahrah, 1987). Yukarıdaki analitik prosedürler ile çalışan birçok bilgisayar programı mevcuttur. Fakat bunlardan bir kaç program zemin-yapı etkileşimi problemlerinin araştırılmasına uygundur.



Şekil 5.17 : Yeraltı yapısının sonlu elemanlar modeli

Genel olarak tüm sayısal metotlardaki eksiklik yarı sonsuz zemin ortamının sonlu olarak modellenmesi gerekliliğidir (St. John ve Zahrah, 1987). Şekil 5.17 deki sonlu elemanlar modelinde de sonsuz zemin ortamı üst tabaka kalınlığının üç katı kadar sağa ve sola uzatılmıştır. Sonlu elemanlar gibi sayısal analiz yapabilen bilgisayar programlarının gelişimi ile yeraltı yapılarının dinamik zemin-yapı etkileşim analizi metotlarının kullanımı da artmıştır. Genel olarak bir zemin-yapı etkileşiminin basitleştirilmiş modeli Şekil 5.18 deki gibidir.



Şekil 5.18 : Dinamik zemin-yapı etkileşimi analiz modeli (Nihioka ve Unjoh)

Yapı ve çevresindeki zemini sonlu elemanlar geri kalan zemin tabakasının Sınır eleman yöntemi ile modellendiği karma yaklaşımlarda vardır. Constantopoulos sismik dalgaların meydana getirdiği toprak basınçlarının tünel tabanına, tavanına ve

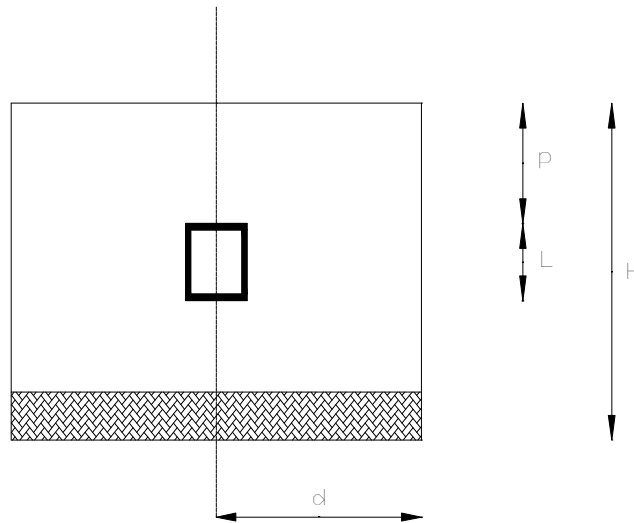
yan duvarlarına etkilerinin incelendiği basitleştirilmiş bir metot geliştirmiştir. Bu metodun özelliği dinamik etkilerin sebep olduğu yüklerle statik hesap yapılmasıdır. Bu statik yaklaşım daha sonra Navarro ve Samartin tarafından daha da geliştirilmiş ve Navarro tarafından yeraltı yapılarını da içine alacak şekilde genişletilmiştir.

Yapı, zemin şekil-değiştirmelerine aynen uyabilecek kadar esnek ise zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmasına gerek yoktur. Dolayısıyla tünel üzerindeki dinamik toprak basınçları serbest alan toprak basınçlarıyla eşit alınabilir.

Bu kısımda yeraltı yapısı üzerindeki sismik gerilmelerin tahmini için basitleştirilmiş bir statik analiz metodu önerilmektedir. Sismik gerilmelerin hesabı için kayma ve basınç dalgalarının etkisindeki basitleştirilmiş modelde statik analiz yapılır. (Şekil 5.17) Söz konusu analizde kullanılan yer ve şekil değiştirme etkileri zemin profilinde serbest alan kabulü altında dinamik analizden elde edilen değerlerdir.

İki boyutlu düzlem gerilme modeli mod şekillerinin ve frekanslarının bulunması için kullanılabilir. Statik modelin yatay boyutu, serbest alan ve yapının bulunduğu durum için, doğal titreşim modlarının yarattığı yer değiştirmelerin kıyaslanması ile belirlenir. Yapı ekseninden d uzaklığı yapının zemini etkileme alanı olarak tanımlanabilir. Bu etki alanının belirlenmesindeki kriter, yapının zemindeki varlığının P noktasındaki harekete etkisinin 5.46 deki gibi %5 den büyük olmamasıdır. (Şekil 5.19)

$$\frac{\Delta_g - \Delta_s}{\Delta_s} \leq 0.05 \quad (5.46)$$



Şekil 5.19 : Yapı etki alanı (Ohtomo ve diğ. 2001)

Basitleştirilmiş statik yöntemin en büyük avantajı sadece statik analiz gerektirmesidir. Modelin boyutları temel titreşim modlarında düğüm noktalarının yer-değiştirmeleriyle belirlenir. Metot olarak serbest alan yer-değiştirmeler statik modelde kinematik sınır koşullarını oluşturur. Serbest alan yer değiştirmelerinin bulunması ile birçok farklı yapının analizi yapılabilir.

Kutu tipi yeraltı yapıların dinamik davranışının anlaşılması için kesme kutusu testi yapılabilir (Ohtomo ve diğ. 2001). Testte deprem etkileri altında zemin ve yapı gibi iki farklı malzemenin kayma ve ayrılma durumlarını tanımlayan sınır koşulları incelenebilir. Şekil 5.20 daki laminar kesme kutusunda kutu tipi betonarme yapı kum zemine gömülüdür. Beton elemanların boyutları ve malzeme özellikleri tablo 5.3 de verilmiştir. Yapı kayma modülü (Gs) ve zemin kayma modülünün (Gg) oranı 0.2 olarak belirlenerek yapıdaki plastik şekil-değiştirmeler kolaylaştırılmıştır. Testte kullanılan ivme verileri 17 Ocak 1995 Kobe depreminde, Kobe Üniversitesi kampüsündeki ivme kayıtlarının K-G bileşenleridir. (Ohtomo ve diğ. 2001)

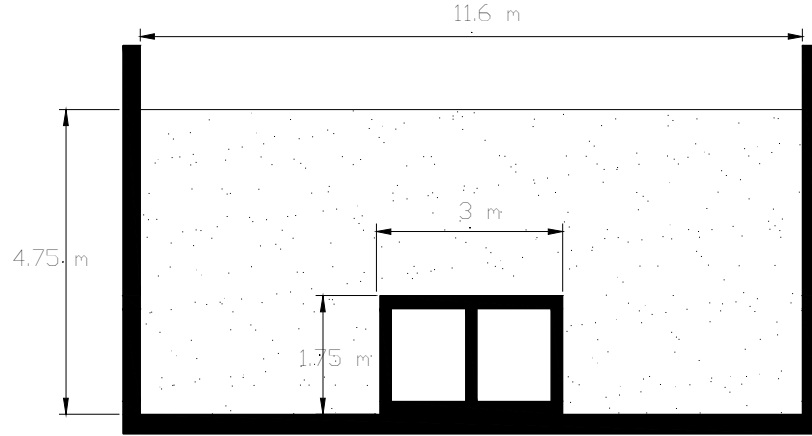
Tablo 5.3a : Kesme kutusu beton yapı eleman boyutları

Yapı Boyutları			Değer
Uzunluk		[m]	1.00
Genişlik		[m]	3.00
Yükseklik		[m]	1.75
Kalınlık		[m]	0.3
Donatı Oranı		[%]	0.56

Tablo 5.3b : Kesme kutusu beton yapı eleman malzeme özellikleri

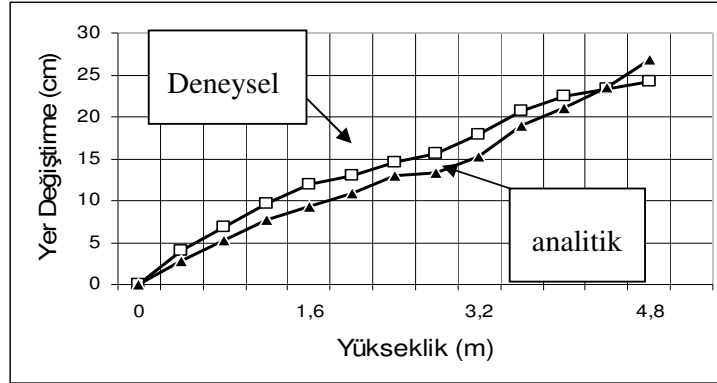
	Özellik			Değer
Beton	Young Modülü		[MPa]	2.64×10^4
	Basınç Dayanımı		[MPa]	32.36
	Çekme Dayanımı		[MPa]	2.34
Donatı	Young Modülü		[MPa]	1.76×10^4
	Akma Sınırı		[MPa]	257.60

Bir diğer taraftan da Laminer kesme kutusu iki boyutlu sonlu elemanlar ile bilgisayar ortamında modellenmiştir. Modelin üst tarafı serbest bırakılmış alt tarafı ise sabit mesnetlenmiştir. Yan yüzlere eylemsizlik kuvvetlerini yansıtacak yatay yay elemanları yerleştirilmiştir.



Şekil 5.20 : Laminer kesme kutusu deneyi (Ohtomo ve diğ. 2001)

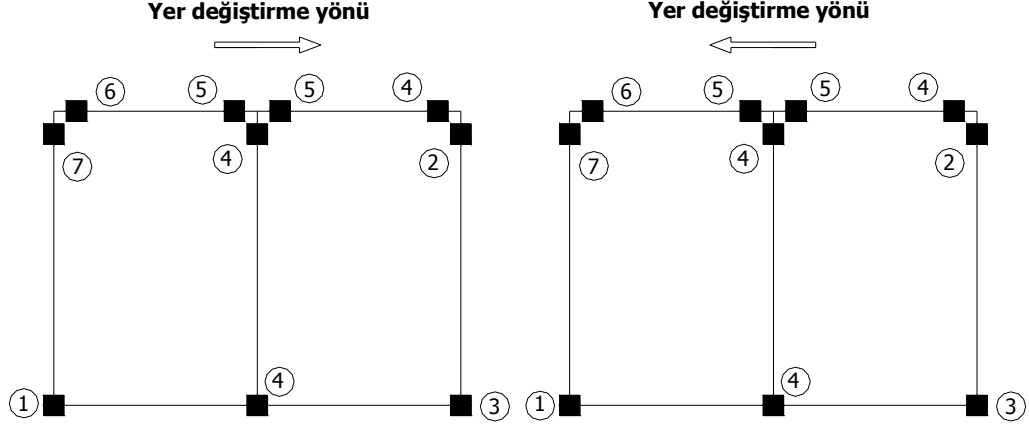
Kesme kutusu testi ve sayısal analizdeki yatay yer değiştirmeler kıyaslandığında, test değerlerinin analitik değerlerden bir miktar daha büyük olduğu görülmüştür. (Şekil 5.21) Bunun sebepleri; 1. Laminer kutunun yan yüzeylerinde deneysel olarak ölçülen yatay yer değiştirmeler tam olarak zeminin yer değiştirme değerlerini yansıtmaz. 2. Üst bölgedeki düşük toprak basıncı büyük ivmeli hareketlerde zeminde dengeli bir dinamik hareket oluşumu için uygun değildir (Ohtomo ve diğ. 2001). Analitik ve deneysel değerler genel olarak karşılaştırıldığında dinamik modeldeki kabullerin yeterli olduğu söylenebilir.



Şekil 5.21 : Yapı yer değiştirme değerleri (Ohtomo ve diğ. 2001)

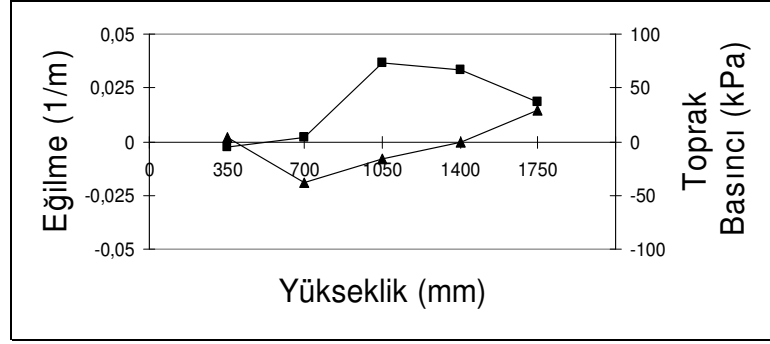
Kutu tipi yeraltı yapısına etkileyen üç önemli kuvvet vardır. 1. üst döşemeye etkileyen kayma kuvveti 2. Tüm yapıya etkileyen eylemsizlik kuvvetleri 3. Yan duvarlara etkileyen toprak yükleridir. 2 ve 3 nolu kuvvetlerin etkileri 1 nolu kuvvetin etkisiyle kıyaslandığında daha azdır. Şekil 5.22 de betonarme kesitlerde plastik mafsall oluşumları görülmektedir. Analitik ve deneysel plastik mafsall oluşum sıraları

benzerdir. Plastik mafsalların oluşma pozisyonlardaki zaman farkları ihmal edilebilecek kadar azdır.



Şekil 5.22 : Plastik mafsal oluşum sırası (Ohtomo ve diğ. 2001)

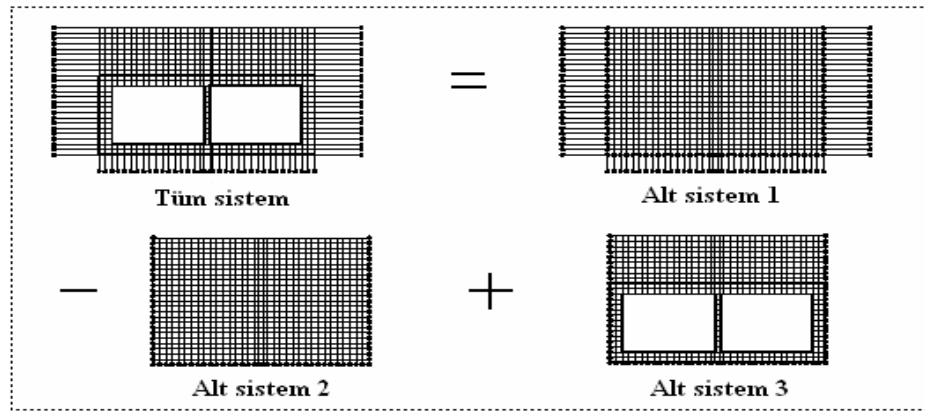
Sonuç olarak analitik değerlerin zemine gömülü yapıya etkiyen dinamik deprem kuvvetlerini temsil edebildiği görülmüştür. Yapının zemine kıyasla daha az rijit olması durumunda yapı ve zemin ara yüzeyindeki kayma ve ayrılma durumunun yapının genel şekil-değişimine çok fazla etkisinin olmadığı görülmüştür (Ohtomo ve diğ. 2001). Fakat analitik ve deneysel sonuçlar şiddetli depremler için kayma ve ayrılma etkilerinin göz ardı edilmemesi gerektiğini göstermiştir. Yeraltı yapılarının şekil değiştirme açısı veya göreceli şekil değiştirme oranı plastik şekil değiştirmelerin belirlenmesi için şuan Japonya’da kullanılmakta olan süneklik katsayısından daha uygun bir ölçüdür. Güçlü yer sarsıntılarında yeraltı yapısı taban ve tavan döşemeleri arasındaki büyük göreceli yer değiştirmeler meydana getirir. Elastik şekil değiştirmeler altında yapı yan duvarları ve tavan döşemesine etkiyen dinamik kayma gerilmesi ve toprak basınçları yapı rijitliğinin zemin rijitliğinden daha az olması durumu için teorik olarak incelenmiştir. Bir diğer araştırma konusu ise plastik şekil-değiştirmeler altında zemin-yapı etkileşimini ve etkileşim kuvvetlerinin göreceli şekil değiştirmelere katkısıdır. Şekil 5.23 de yapı yan duvarlarına gelen dinamik toprak basınç dağılımları ve donatı birim şekil-değiştirmelerine bağlı eğilmeler görülmektedir. Dinamik toprak basıncı değerleri duvar yüksekliğince negatif ve pozitif değerlere karşılık gelen basınç ve çekme değerleri alır. Sağ ve sol duvarlarda ki gerilme dağılımları asimetriktir. Sonuç olarak zemin ve yapı arasındaki rijitlik farklılıkları olması durumunda sismik dalgaların yarattığı ve yapı tarafından taşınan döngüsel kayma gerilmeleri ortaya çıkar.



Şekil 5.23 : Dinamik toprak basıncı ve maksimum göreceli yer değiştirme

Zemin ve yapı ara yüzeyinde kayma ve ayrılma durumu çoğunlukla güçlü yer sarsıntıları sonucu oluşur. Göreceli şekil değiştirmeler plastik şekil değiştirme seviyelerinde belirleyici rol oynar. Göreceli şekil değiştirmelerin oluşumunda yapı yan duvarlarına etkiyen dinamik toprak basıncı yapı tavan döşemesine etkiyen kayma gerilmesine kıyasla daha az etkilidir. Bu yaklaşım yapı rijitliğinin zemin rijitliğinden daha az olması durumu için geçerlidir. Zemin yapı ara yüzeyinde gerçekleşebilecek hareketlerden biri tavan döşemesi ve zemin arasındaki kaymadır. Bu tip hareketler üst toprak yükünün az olduğu sıg yeraltı yapılarında beklenebilir.

Dikdörtgen kesitli yeraltı yapılarında sismik şekil değiştirmelerin hesabında kullanılan bir diğer metot Alt sistem çıkartma metodudur. (Substructure substruction method) Alt sistem çıkartma metodu ilk önceleri büyük ölçekli kompleks yapıların modellenmesi için geliştirilmiştir ve daha sonra zemin-yapı etkileşim problemlerinin çözümünde de kullanılmaya başlanmıştır (Guaxing ve Haiyang, 2004).



Şekil 5.24 : Alt sistem çıkarma modeli (Guaxing ve Haiyang, 2004)

Alt sistem çıkartma metodunun fiziksel temeli dinamik alt sistemden statik alt sistemin çıkarılması ve sismik kayma şekildeğişiminin bulunması üzerine kuruludur

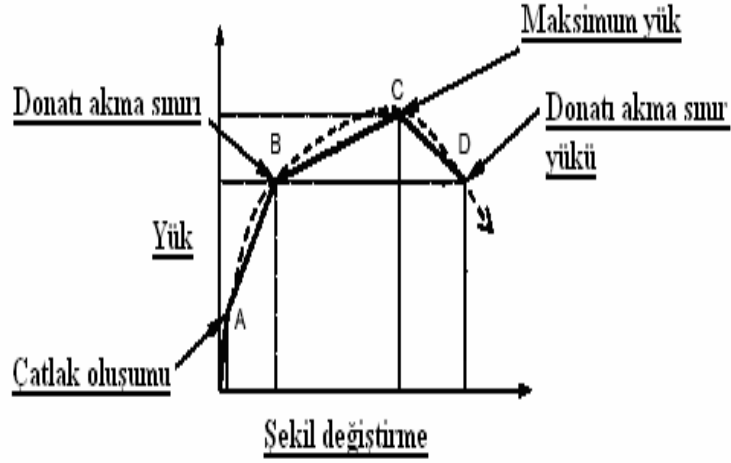
(Guaxing ve Haiyang, 2004). Bu yöntemde zemin yapı etkileşim problemi basit alt problemlere bölünerek ayrı ayrı çözülür ve sonuçlar süperpoze edilerek genel çözüm elde edilir. (Şekil 5.24)

Yeraltı yapısına deprem esnasında etkiyen gerilmelerin hesabında dinamik analiz veya statik analiz yöntemlerinin yanı sıra iki boyutlu foto elastik metotlarda uygulanabilir. Matematiksel analizlerin dikdörtgen kesitli boşluklarda uygulanması, dairesel boşluklarda olduğu kadar kolay değildir. Bu tip problemlerin çözümünde deneysel foto elastik metotlar uygulanabilir. Dinamik foto elastik metotlarda sabit yüklerin etkisinin aktarılabilmesi için küçük elastisite modülüne sahip jel formunda malzemelerin kullanılması gerekir. Jel formundaki malzemelerdeki titreşimler yavaş ve titreşim genlikleri büyüktür bu da zemin ve yapı modellemesi için elverişlidir. Dinamik foto-elastik deneyde kesme kutusu daki yapı modeline titreşim hareketi uygulanır ve polarize ışık altında fotoğraflanır.

6. ÇEŞİTLİ YERALTI YAPILARI VE DEPREM TASARIMLARI

Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımı için birçok karmaşık tasarım metodu mevcutsa da, genel olarak bir yeraltı yapısının sismik tasarım aşamaları gayet basittir. Bu bölümde tasarım aşamaları, tasarım da dikkat edilmesi gereken unsurlar ve tasarımın yeterliliğinin doğrulanması konusunda bazı öneriler bulunmaktadır. Ön tasarım aşamalarının ardından tasarımın güvenilirliği açısından, yeraltı yapısının performansı daha kapsamlı analizlerle doğrulanmalıdır (St. John ve Zahrah, 1987).

1995 kobe depremi Japonya'daki yeraltı yapılarında göçmelere kadar varan büyük hasarlara sebep olan ilk depremdir. Japonya 'da yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımı 1995 Kobe depremine kadar sismik katsayılara göre yapılmaktaydı. 1930 da geliştirilen sismik katsayı metodu her büyük deprem sonrasında biraz daha geliştirilmişse de yeraltı yapılarının sismik tasarımdaki temel prensip değişmemiştir. 1964 Niigata depreminde demiryolu tünelleri bazı hasarlar görmüşse de, 1995 Hyogoken-Nanbu depremine kadar yeraltı yapılarında ciddi bir hasar ve göçmeyle karşılaşılmamıştır. Sismik katsayı metoduna göre yapılan bir yeraltı yapısı sadece geçmişte yaşanmış depremlerin yarattığı seviyedeki yükleri taşıyabilir. 1995 kobe depreminin sonrasında sismik tasarım metotlarındaki değişim şu şekilde özetlenebilir. a- Performansa dayalı sismik tasarım için ilk olarak yapının depremde göstermesi istenen performans ve hasar seviyeleri belirlenmelidir. b- Daha sonra deprem hareket parametrelerine göre zemin yüzeyinin davranışı analiz edilmelidir. c- Bir sonraki aşamada elde edilen zemin davranışına göre zemin-yapı etkileşimi altında yapının davranışı incelenmelidir. d- Son olarak yapının performansı eldeki yapı davranış parametrelerine göre kontrol edilmelidir (Nishimura, 2004). Yapının performansının tayini için yapı elemanlarının hasar seviyeleri, malzeme özellikleri belirlenmesi gereklidir. Yapı performans dereceleri yapı elemanı hasar miktarları ve onarım metotları göz önüne alınarak seçilir. Şekil 6.1 de herhangi bir yapı elemanın yük şekil değiştirme ilişkisini göstermektedir.



Şekil 6.1 : Yük şekil-değiştirme ilişkisi (Aoyagi ve Kanazu, 2003)

Japon sismik güvenlik yönetmeliği Mayıs 2002 tarihinde, önemli betonarme yeraltı yapıları için performansa dayalı tasarım ilkelerine göre yenilenmiştir (Aoyagi ve Kanazu, 2003). JSCE Betonarme Tasarım standartlarında performansa dayalı güvenlik değerlendirmesine geçilmesiyle birlikte, kutu tipi yeraltı yapılarını da içine alan önemli betonarme mühendislik yapılarının sismik değerlendirmesi de revize edilmiştir. JSCE yeraltı yapılarının önemine ve performansına bağlı olarak farklı deprem büyüklüklerine göre güvenlik kontrolü yapılması ve beklenen en büyük deprem için belirli seviyedeki hasarların oluşumuna izin verilmesi konusunda fikir birliğine varmıştır (Aoyagi ve Kanazu, 2003). Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımındaki temel amaç önceden tanımlanmış ve kabul edilebilir hasar seviyelerine kadar sismik harekete dayanacak bir yapının geliştirilmesidir. Her ne kadar, statik tasarım koşulları, hafif yer sarsıntılarında yeraltı yapıları için yeterli dayanım sağlansa da, yeraltı yapılarında deprem etkilerinin göz önüne alınacağı bir dinamik tasarıma her zaman ihtiyaç vardır.

6.1 Dikdörtgen Kesitli Yeraltı Yapılarının Tasarımı

Metro istasyonları genellikle aç-kapa yöntemiyle yapılan dikdörtgen kesitli yeraltı yapılarıdır. Yapı geometrisi, boyutları ve deprem hareketleri dikkate alındığında kutu tipi yeraltı yapılarının eksenine dik deprem hareketleri bu yapıların tasarımındaki en etkili sismik kuvvettir. Çoğunlukla tüneller dairesel veya daireye yakın geometrik kesitlerde yapılır. Tünellerdeki dairesel kesitler zemin yüklerini taşıma özellikleri açısından dikdörtgen kesitlerden daha başarılıdır. Aç-kapa metoduyla yapılan sığ metro tünelleri dikdörtgen kesitlidir ve deprem hareketinin kesite dik etkilerinde eğilme şekil değiştirmesi yapar.

6.1.1 Statik Yükleme Durumları

Statik yükleme durumları yeraltı yapısı taşıyıcı sisteminin türüne göre ilgili yönetmelik ve standartlara göre yapılmalıdır. Bir yeraltı yapısının tasarımında yapıya etkiye olasılığı bulunan tüm yük bileşimleri dikkate alınmalıdır. TSE'nin betonarme yapıların tasarım ve yapım kurallarında belirlediği yük katsayıları ve bileşenleri betonarme yeraltı yapılarının tasarımında kullanılabilir. TSE'nin yanal toprak etkisi altındaki yapıların tasarımında önerdiği yük katsayıları ve bileşenleri 6.1 deki gibidir.

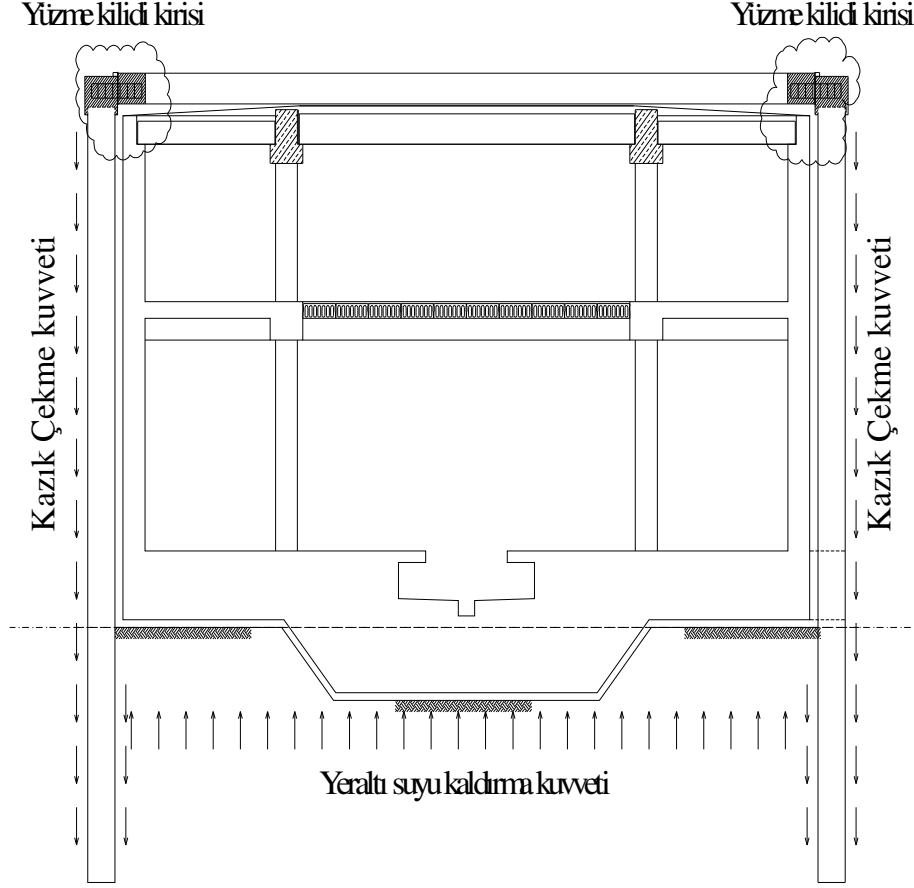
$$F_d = 1.4G + 1.6Q + 1.6H_d \quad (6.1a)$$

$$F_d = 0.9G + 1.6H_d \quad (6.1b)$$

Tasarım kuvveti (F_d), sabit yük (G), hareketli yük (Q) ve yatay zemin etkisinin (H), 6.1 deki katsayılarla çarpılmış bir bileşkesidir. Genel olarak sabit yük bileşenini oluşturan yükler yapı elemanlarının zati ağırlıklarıdır. Yeraltı yapılarında, yerüstü yapılarından farklı olarak yapının üzerindeki toprak örtüsünün ve yeraltı suyunun ağırlığı da sabit yük bileşenine eklenmelidir. Sığ yeraltı yapılarında toprak yüküne ilave olarak yüzeydeki bazı yüklerinde dikkate alınması gerekir. Karayolu ve demir yolu gibi üstyapıların altından geçen yeraltı yapılarının tasarımında üstünde bulunan yapılardan gelecek yüklerin göz önüne alınması şarttır. Hareketli yük bileşenini meydana getiren yükler yeraltı yapısının fonksiyonuna göre değişiklik gösterir. Karayolu veya demiryolu tünellerinde araç yüklerinin yanı sıra darbe, demaraj merkezaç kuvveti ve fren kuvvetleri hareketli yük bileşenlerine eklenmelidir. Yanal toprak etkisi varsa üst yük yüklerinin meydana getirdiği yatay kuvvetleri de içermelidir. Söz konusu yapının etrafında bulunan üst yapıların yaratacağı hareketli yükler hesaplanmalı ve hareketli yük bileşenine eklenmelidir. Yeraltı yapısı üzerinde sürşarj yükü oluşturacak muhtemel yapı temel yükleri ve trafik yükleri tasarım aşamasında dikkatlice belirlenmelidir. Yeraltı suyunun yeraltı yapısı üzerindeki yanal basıncının hesaplanabilmesi için değişen yeraltı su seviyelerinin incelenmesi gerekir. Yeraltı suyunun yatay basıncı 1.4 katsayısı ile çarpılarak yük bileşenlerine eklenir. (TS-500) Böylelikle, 6.1a yatay su basıncının da (Y) eklenmesi ile 6.2 deki şeklini alır.

$$F_d = 1.4G + 1.6Q + 1.6H + 1.4Y \quad (6.2)$$

Bir yeraltı yapısının statik tasarımında, yapının yeraltı su seviyesinin tamamen veya kısmen altında bulunması durumunda incelenmesi gereken bir konu daha vardır. Bu yeraltı suyunun yapıya uyguladığı yukarı yönlü düşey kuvvettir.



Şekil 6.2 : Kabataş yüzme kilidi tip kesiti

Yapının üzerinde bulunan toprak örtüsünün ağırlığı ve yapı minimum ağırlığının toplamının yeraltı suyunun kaldırma kuvvetinde az olması halinde yapıda yüzme hareketi oluşma ihtimali vardır. Yüzme hareketlerinin yapıda meydana getirebileceği hasarların önüne geçmek için yeraltı yapılarında yüzme tahkiki yapılması şarttır. Yapı yan duvarları ile zemin arasındaki sürtünme kuvveti suyun kaldırma kuvvetine karşı koyucu yöndedir. Fakat yapılan hesaplarda daha güvenli tarafta kalmak amacıyla bu koruyucu etki ihmal edilebilir. Yapının yüzmeye karşı güvenli olabilmesi için yapı ve üst toprak örtüsünün ağırlığının, suyun kaldırma kuvvetinden belli bir güvenlik katsayısı miktarı kadar daha büyük olması gerekir. Yüzme ihtimali bulunan yeraltı yapılarında alınabilecek bir takım önlemler vardır.

Yeraltı yapısının toplam ağırlığını arttırmak güvenli bir çözüm olacaktır. Yapı ağırlığının artması için yapı elemanlarının boyutlarının artırılması gerekecektir. Yapı

elemanlarının boyutlarının değiştirilmesi yapının fonksiyonunu ve inşaat maliyetlerini etkileyebilecek bir çözümdür. Yapı ağırlığının değiştirilemeyeceği durumlarda yapının yüzmesini engelleyecek çekme kazıkları veya ankrajlar yapılabilir. Şekil 6.2 de Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi Kabataş İstasyonunda yeraltı suyunun kaldırma etkisine karşı yapıyı koruyan yüzme kilitlerinin tipik kesiti görülmektedir.

6.1.2 Dinamik Yükleme Durumları

Dinamik yükleme katsayıları ve bileşenleri yapı tasarım standartları ve yönetmeliklerine göre belirlenmelidir. TSE betonarme yapıların tasarım ve yapım kurallarında yapı tasarım kuvvetinin (F_d) hesabında depremin söz konusu olduğu durumlarda 6.1 le birlikte; deprem kuvvet bileşeninde yer aldığı 6.3a yı önermektedir.

$$F_d = 1.0G + 1.0Q + 1.0E \quad (6.3a)$$

$$F_d = 0.9G + 1.0E \quad (6.3b)$$

Dikdörtgen kesitli istasyon veya diğer sığ yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında izlenecek yol aşağıdaki gibi olmalıdır.

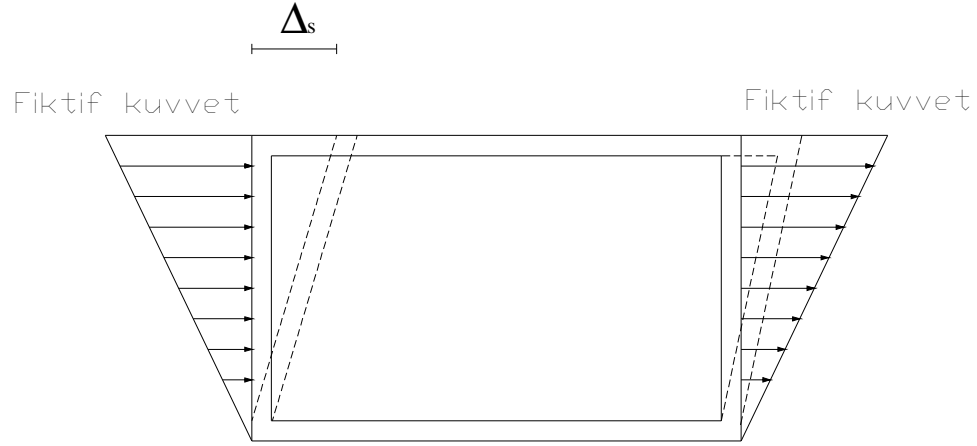
- I. Yapı elemanlarının ön boyutlandırması statik tasarım kurallarına uygun dayanım gereksinimlerine göre 6.2a daki yükleme kombinasyonları ile yapılır. Yapı elemanlarının statik yükler altındaki ön boyutlandırılması yapı tasarım yönetmelikleri ve standartları uyarınca yapının etrafının jeolojik malzeme ile çevrili olduğu göz önünde bulundurularak yapılır.
- II. Deprem zeminde meydana getirdiği serbest alan kayma şekil-değiştirmeleri hesaplanır. Tasarıma özel verilerin bulunmaması durumunda da tablo 6.1a ve 6.1b deki oranlar kullanılabilir. (Hashash ve diğ. 2001) Yeraltı yapısının bulunduğu jeolojik ortamın türüne göre zemin kayma şekil değiştirmesi 5.12 deki gibi yapıya tatbik edilir. Zemin kayma şekil değiştirmeleri altında yapıda meydana gelen yükler deprem yükleri (E) adı altında statik yük bileşenlerine 6.3a daki katsayılar oranında eklenir. Deprem esnasında yapıda meydana gelecek eğilme şekil-değişimine eşit şekil değişimi yaratacak fiktif yatay kuvvetler Şekil 6.3 deki gibi yapıya tatbik edilerek iç kuvvetler hesaplanabilir.

Tablo 6.1a : Zemin ivmesinin zemin hızına oranı (Hashash ve diğ. 2001)

Moment Büyüklüğü (M_w)	Maksimum Zemin Hızının (cm/s)		
	Maksimum Zemin İvmesine Oranı (g)		
	Kaynağa Uzaklık (km)		
	0-20	20-50	50-100
Kaya			
6,5	66	76	86
7,5	97	109	97
8,5	127	140	152
Yumuşak Zemin			
6,5	94	102	109
7,5	140	127	155
8,5	180	188	193
Sert Zemin			
6,5	140	132	142
7,5	208	165	201
8,5	269	244	251

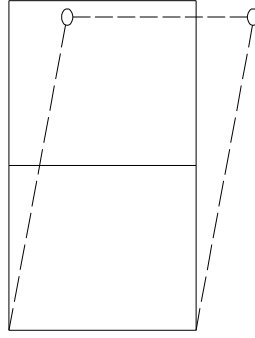
Tablo 6.1b : Zemin ivmesinin zemin yer değiştirmesine oranı

Moment Büyüklüğü (M_w)	Maksimum Zemin Yer-değiştirmesinin (cm)		
	Maksimum Zemin İvmesine Oranı (g)		
	Kaynağa Uzaklık (km)		
	0-20	20-50	50-100
Kaya			
6,5	18	23	30
7,5	43	56	69
8,5	81	99	119
Yumuşak Zemin			
6,5	35	41	48
7,5	89	99	112
8,5	165	178	191
Sert Zemin			
6,5	71	74	76
7,5	178	178	178
8,5	330	320	305

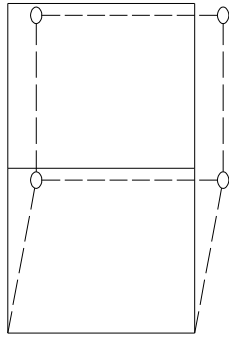


Şekil 6.3 : Hesaplanan yerdeğiştirmeye eşdeğer yerdeğiştirme meydana getirecek fiktif yükleme durumu

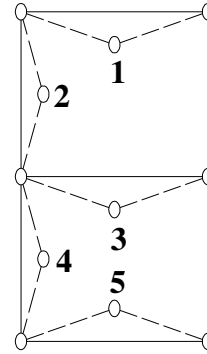
- III. Yeraltı yapısı üzerindeki dinamik toprak basıncı hesaplanır. Toprak basıncındaki depreme bağlı dinamik artışlar 6.4a da deprem yükü (E) olarak hesaba katılır.
- IV. Tasarım kuvveti (F_d) 2. ve 3. adımda hesaplanan deprem yüklerinin (E) farklı değerleri için ayrı ayrı hesaplanır. Elverişsiz olan yeraltı yapısının tasarımında kullanılacak (F_d) tasarım kuvvetidir.
- V. Tasarım kuvveti (F_d) altında, yapı elemanlarında, ilgili yapı tasarım ve yapım standartlarında istenen dayanım gereksinimleri sağlanması durumunda yeraltı yapısının tasarımı tamamlanmış olur.
- VI. Maksimum tasarım depremi için şekil 6.4 de görülen muhtemel yapısal şekil-değiştirme mekanizmaları değerlendirilir. Herhangi bir eleman için 2 mafsallı durum, yapıda göçme mekanizması oluşturmadığı için kabul edilebilir. (Şekil 6.4.b) Yeraltı yapılarında, şekil 6.4.b de görülen 4 plastik mafsallı durumda da göçme mekanizmasının oluşması beklenemez. Yerüstü yapılarında göçmeye neden olacak bu durum yeraltı yapısının zemin tarafında desteklenmesi nedeniyle yeraltı yapısında göçmeye sebep olmaz. Şekil 6.4.c deki 1,2,3,4 ve 5 nolu mekanizmalar göçüğe sebep olacağından kabul edilemez. Ayrıca zeminde sıvılaşma ihtimalinin söz konusu olması durumunda şekil 6.4.b deki mekanizmada göçme yaşanabilir. Sıvılaşma potansiyeli bulunan zeminlerdeki yeraltı yapıları için şekil 6.4.b deki mekanizmanın oluşumunda izin verilmemelidir.



a Kabul Edilebilir Durum- İki Mafsal



a Kabul Edilebilir Durum- Dört Mafsal



a Kabul Edilemez Durum- Her Elemanda Üç Mafsal

Şekil 6.4 : Yeraltı Yapısı Mafsallaşma Mekanizmaları (Metro Rail Transit Consultants, 1984)

VII. Hesaplanan yükler altında, plastik mafsal oluşum mekanizmalarını da göz önüne alarak, yapı elamanları, ilgili yapı tasarım ve yapım standartların da istenen dayanımları gösterecek seviyeye gelmesi ile tasarım tamamlanmış olur.

6.2 Dairesel Kesitli Yeraltı Yapılarının Tasarımı

Dairesel kesitli tünellerin tasarımında statik ve dinamik yükleme durumları birlikte incelenecektir. Daha öncede belirtildiği gibi yeraltı yapısının bulunduğu zeminden daha esnek davranış sergilemesi durumunda, yapı zemin ile aynı eğilme şekil-değişimi yapacaktır. Yapının zeminden daha rijit olması durumunda ise zemin şekildeğişimlerini yapıya empoze etmek, tasarımı güvenli tarafta bırakacaktır. Dairesel kesitli bir tünelin depreme dayanıklı tasarımında izlenmesi gereken aşamalar aşağıdaki gibidir.

Tasarımcı jeoteknik veriler doğrultusunda her tünel segmenti için uygulanabilir bir kayma -dalgası hızı (Cs) belirlemelidir. Yeraltı yapısının bulunduğu zemin için detaylı bir jeolojik bilgi mevcut değil ise kayma dalgaları için tablo 6.3 deki veriler kullanılabilir.

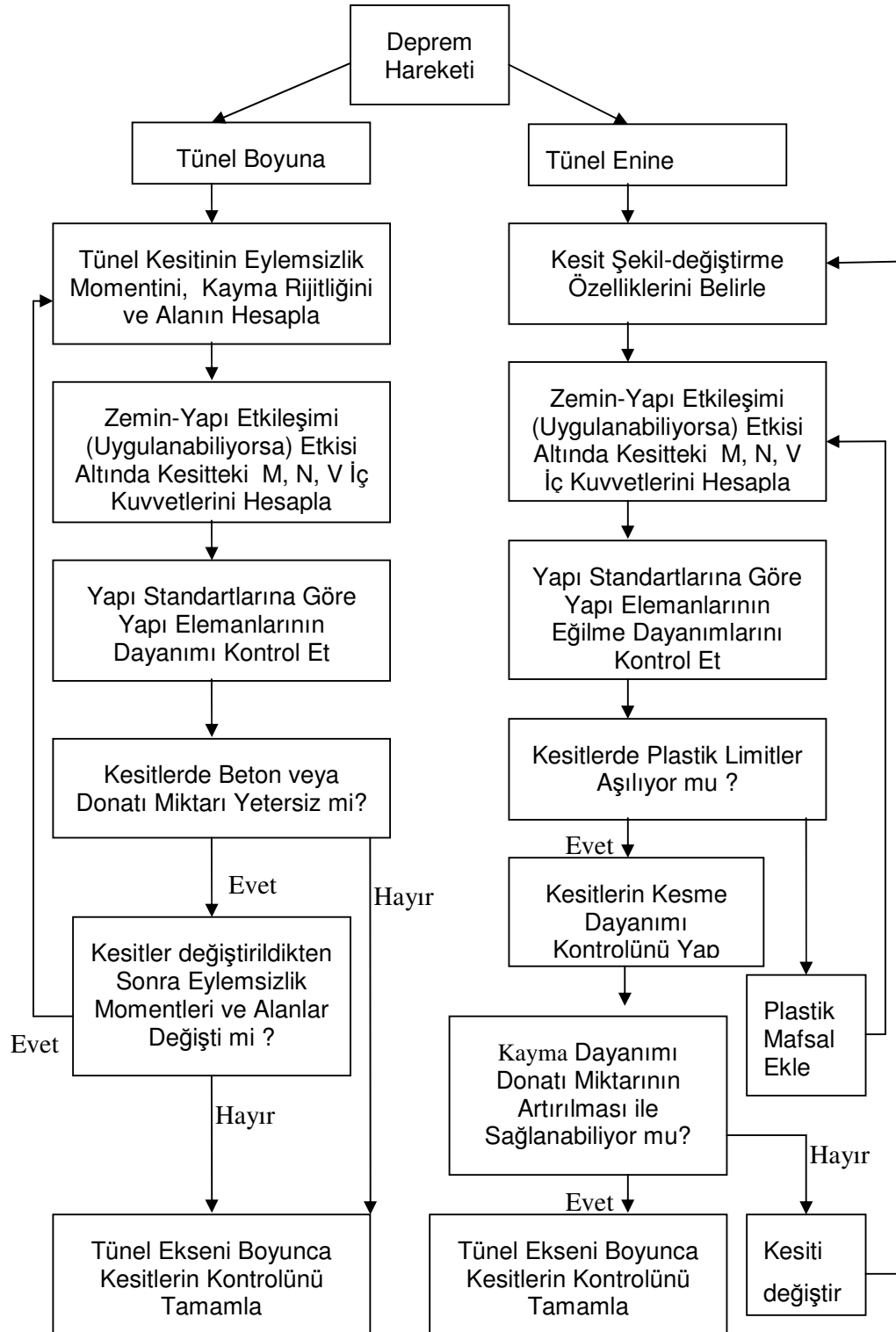
Tablo 6.3 : Kayma Dalgası İvme, Hız ve Yer değiştirme (Metro Rail Transit Consultants, 1984)

Tasarım Depremi	Zemin Türü	İvme (a_{max}) (g)		Hız (V_{max}) (m/s)		Yer-değiştirme (cm)	
		Yatay	Düşey	Yatay	Düşey	Yatay	Düşey
ODE	Kaya harici	0.3	0.2	0.42	0.30	48.76	30.48
	Kaya	0.3	0.2	0.24	0.18	15.24	9.14
MDE	Kaya harici	0.6	0.4	0.96	0.63	100.58	67.05
	Kaya	0.6	0.4	0.57	0.4	30.48	21.33

Deprem dalgasının ivme, hız ve yer değiştirme verileri doğrultusunda tünel kesitine etkiyen yükler hesaplanır. Deprem dalgaları nedeniyle yapıda meydana gelen yükler deprem yükleri (E) adı altında statik yük bileşenlerine 6.3a daki katsayılar oranında eklenir. kayma dalgalarının yarattığı serbest alan zemin şekil değiştirmelerinin yapı eksenine dik düzlemde meydana getirdiği eğilme şekildeğişimleri de hesaplanmalıdır. Deprem dalgalarının zeminde meydana getirdiği birim şekil-değiştirmeler tablo 4.1 deki gibi hesaplanabilir. Deprem dalgasının tünel ekseninde ve eksene dik hareketlerinin meydana getirdiği yükler, deprem yükü (E) olarak 6.3.a da tasarım kuvvetinin (F_d) hesabına katılacaktır. Tasarım kuvveti (F_d) altında yapı elamanlarının dayanımı yapı tasarım ve yapım standartlarında istenen değerleri sağladığında tasarım tamamlanmış olur.

Genel olarak bir yeraltı yapısının depreme dayanıklı tasarımında izlenecek yöntem tablo 6.4 de verilmiştir. Bu yöntemde deprem yükleri yapı boyuna ve yapı boyuna dik olarak ayrı ayrı hesaplanmakta ve yapısal elemanların ilgili tasarım ve yapım standartlarındaki dayanım gereksinimleri aranmaktadır.

Tablo 6.4 : Yeraltı Yapılarının Depreme Dayanıklı Tasarımında İzlenecek Yöntem



6.3 Genel Tasarım ve Mühendislik İlkeleri

6.3.1 Şekil Değiştirebilme ve Süneklik

Yapının rijitliği arttıkça yapının deprem esnasında maruz kaldığı gerilmelerde artacaktır. Bu yüzden tasarımcı bir yeraltı yapısını maksimum esneklikte tasarlamalıdır. Esneklik arttıkça ortaya çıkabilecek stabilite kayıpları göz ardı edilmemelidir. Süneklik maksimum plastik şekil değiştirmenin limit elastik şekil değiştirmeye oranı olarak ifade edilebilir. Yeraltı yapısının depremin meydana getirdiği yer değiştirmelere karşı elastik ötesi davranış göstermesi sünekliğin bir sonucudur. Sünekliğin artmasıyla yapı daha çok potansiyel enerji depolar ve büyük şekil değiştirmeleri karşılar. Yeraltı yapısında kullanılan malzeme yapının sünekliğini belirleyen ilk unsurdur. Yapı sünekliğini artıran bir diğer unsur ise deprem esnasında plastik mafsallardır. Söz konusu sünekliğin mertebesi plastik mafsallardır oluşumunun sınırlandırılmasına göre değişir. (French Association for Seismic Engineering, 2001)

Betonarme yeraltı yapılarının dayanıklılığının ve dolayısıyla sismik kapasitesini etkileyecek en büyük tehlike çelik donatılardaki korozyon problemidir. Tuzlu zeminlere gömülü veya deniz suyuyla etkileşim halindeki yeraltı yapılarında bu durum göz ardı edilmemelidir. İşletme yükleri altındaki betonarme çatlak genişlikleri ve bu noktalardan klor iyonlarının girişi incelenmelidir. Soğuk iklimlerdeki zemin don etkilerinin yapıda neden olabileceği hasarların, dayanıma etkileri araştırılmalıdır. Karbonlaşmanın (carbonation) yaratabileceği dayanım kayıpları hesaplanmalı ve gerekli görüldüğü durumlarda kontrol altına alınmalıdır (Aoyagi ve Kanazu, 2003).

Betonarme yapılar yaşlanma etkileri altında zamanla sismik performans düşüşlerine maruz kalır. Yaşlanma etkileri ve sismik performans arasındaki ilişkiyi belirlemek oldukça zordur. Sismik performansın belli bir zamana kadar korunması için yaşlanmanın sınırlandırılması gerekir. Yeraltı yapılarında korozyon ve buna bağlı çatlaklar yaşlanmanın en büyük nedenidir (Aoyagi ve Kanazu, 2003).

6.3.2 Tünel Portalları

Tünel portalları deprem hasarları açısından hassas bölgelerdir. Bu hasarlar tünelden bağımsız olarak yüzeysel hasarlardan kaynaklanabilir. Hasara yol açabilecek

muhtemel durumlar şev stabilitesi, sıvılaşma ve farklı zemin oturmalarıdır. Tünel portalları aynı zamanda istinat duvarı vazifesi görüyor ve toprak yükü taşıyor ise bununla ilgili tasarım önlemlerinin de alınması gerekir. Farklı zemin oturmaları ve hareketlerinin ciddi hasarlara sebep olmaması için portal esnekliğinin mümkün mertebe yüksek olması gerekir. Bu esnek yapı çelik çerçeve ve iksalarla sağlanabilir.

6.3.3 Derin Yapılar

Derin yeraltı yapıları veya yeraltı yapılarının daha derinlerdeki kısımları depremden daha az etkilenir. Çünkü derinlik arttıkça yeraltı yapısına etkiyen deprem yükleri azalır. Dolayısıyla derin yeraltı yapılarının depremin yarattığı yer değiştirmelere karşı çok fazla sünek davranış göstermesi gerekmez (French Association for Seismic Engineering, 2001).

Düşey doğrultuda ilerleyen yeraltı yapıları farklı derinliklerde farklı zemin rijitlikleriyle karşılaşır. Özellikle tünel şaftlarının zemindeki ani rijitlik değişim noktalarındaki kısımlarında deprem hareketlerinin neden olacağı hasarların önlenmesi için esnek birleşimler yapılmalıdır.

6.3.4 Aç-Kapa Yapıları

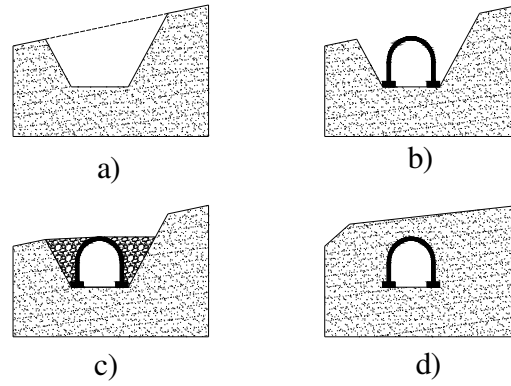
Aç-kapa yönteminde öncelikle açık kazı yapılır, daha sonra inşa edilen yapının üzeri doldurulur. Bu metot genellikle kutu kesitli sığ tünellerde kullanılır. 15 m' den daha derin yapılarda aç-kapa metodunun kullanılması tercih edilmemelidir (Hashash ve diğ. 2001).

Sığ ulaşım tünelleri genellikle kutu tipi aç-kapa yapılarıdır. Bu tüneller dairesel kesitli tünellerden daha farklı sismik özelliklere sahiptir. Deneyimler gösteriyor ki aç-kapa tüneller dairesel delme tünellere kıyasla depreme karşı daha dayanıksızdır. Kutu kesitlerin yük aktarma özelliği dairesel kesitlerin ki kadar iyi değildir. Bu nedenle, aç-kapa çerçevelerin duvar ve döşemeleri daha kalın, dolayısıyla daha rijit olmalıdır (Hashash ve diğ. 2001). Büyük yapı rijitlikleri sonucu ortaya çıkan zemin yapı etkileşimleri aç-kapa yapıların sismik tasarımlarında göz ardı edilmemelidir. Aç-kapa yapılarının bulunduğu derinlikler diğer yeraltı yapılarından daha azdır. Yüzeye daha yakın aç-kapa yapıları daha büyük sismik şekil değiştirmelere maruz kalacaktır. Sismik şekil-değiştirmelerin yüzeyde daha büyük değerlere ulaşmasının iki temel sebebi vardır. Zemin üst katmanlarının taşıdığı yükün ve dolayısıyla gerilmenin az olması nedeniyle bu zemin katmanlarının rijitliği daha azdır. Deprem hareketleri farklı özelliklere sahip sıkıştırılmış malzemeden oluşan üst zemin tabakaları da daha etkilidir. Aç-kapa yapıları yapım yöntemlerindeki farklılıklar

nedeniyle diğer yeraltı yapılarından farklı bir tasarım konusu olarak ele alınmalıdır. Aç-kapa yapılarında zemin ile yapı arasında kalan boşluk az sıkıştırılmış malzeme ile doldurulur. Aç kapa yapısı tasarımındaki en önemli farklılık yatay kesme kuvveti altında, zemin kayma modülünün ve yay katsayılarının ara yüzeyde bulunan tam sıkışmamış malzemenin özelliklerini iyi yansıtabilmesidir (St. John ve Zahrah, 1987). Bu durumda dolgu ve tabii zemin için iki farklı yay katsayısına göre hesap yapmak daha güvenli olacaktır.

Kemerli yapılar kutu tipi aç-kapa yapılarına kıyasla bazı ekonomik avantajlara sahiptir. Kemerin iki yanındaki toprak dolgu, kemerin üstündeki toprak yükünün yarattığı yatay hareketlere karşı koyar.

Birçok çevresel nedenle karayolları ve demiryolları aç-kapa metoduyla yapılan tünellere yönelmektedir. Kemer tipi aç-kapa yapısının inşa aşamaları şekil 6.5 de görülmektedir.



Şekil 6.5 : Aç-Kapa Yapısı İnşaat Aşamaları

Bir aç-kapa yapısı 4 elemandan oluşur. Bunlar orijinal zemin, tünel kemeri, yan dolgu ve üst dolgudur. Bu elemanlar şekil değişimi yapabilir ve birbirleri ile etkileşim halindedir. Sığ aç-kapa yapıları üzerindeki dolgu yük taşımaktan ziyade tünel üzerinde yük yaratan bir unsurdur. Aç-kapa yapısının üstündeki zemin dolgusunu yapı üzerindeki bir yük unsuru olarak ele almak daha güvenli olacaktır. Sistemin modellenmesinde zemin ve dolgunun düzlem gerilme davranışı gösterdiği ve düzleme dik yer değiştirme yapmadığı kabul edilir. Yan dolgu ve üst dolgunun her aşaması için sistemdeki iç kuvvetler değişir. İç kuvvetlerin kritik değerlerinin bulunması için dolgu aşamalarındaki yükleme durumlarının incelenmesi gerekir.

1995 Hyogo-ken Nambu Kobe depreminde Daikai yeraltı istasyonundaki hasar mekanizması araştırılmış ve şu sonuca varılmıştır. Aç-kapa metodu ile yapılmış yeraltı yapılarında, yapının üzerindeki yükü taşıyan orta kolonlar belli bir frekansta

rezonansa uğrayabilir. (Şekil 6.6) Kolonun boyutları ve malzeme özelliklerinin yanı sıra kolona etkiyen statik yüklerde rezonans frekansını etkileyen bir faktördür. Dalga tesirli hasarlar statik yüke maruz kesitlerde yoğunlaşabilir (Uenishi ve Sakurai, 2000). Daikai yeraltı istasyonundaki hasarın muhtemel sebepleri arasında yatay hareketlerin sebep olduğu kesme ve eğilme, düşey hareketlerin sebep olduğu burkulma mekanizmaları gösterilmiştir. Göçmenin kayma şekil değiştirmeleri neticesinde meydana geldiğini söylemek zordur. Çünkü yerüstü yapılarında meydana gelen büyük kayma şekil değiştirmeleri, tamamen zeminle çevrelenmiş yeraltı yapılarında beklenemez. Bu yüzden Daikai İstasyonundaki hasar Düşey hareketlerle meydana gelmiştir. Hasar mekanizmasının kaynağı olarak düşey hareketler ve örtü kalınlığı gösterilse de bu yatay hareketlerin istasyon üzerinde hiçbir etkisinin olmadığı anlamına gelmemektedir (Uenishi ve Sakurai, 2000).

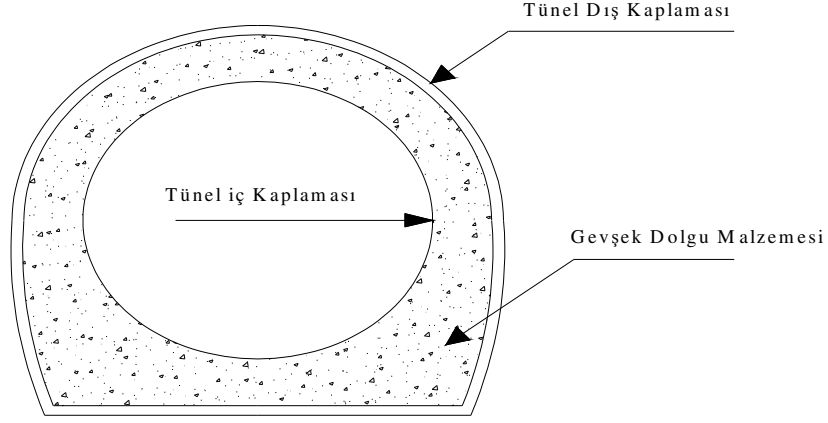


Şekil 6.6 : Daikai İstasyonu, Kobe (Uenishi ve Sakurai, 2000)

6.3.5 Aktif Fay Geçişleri

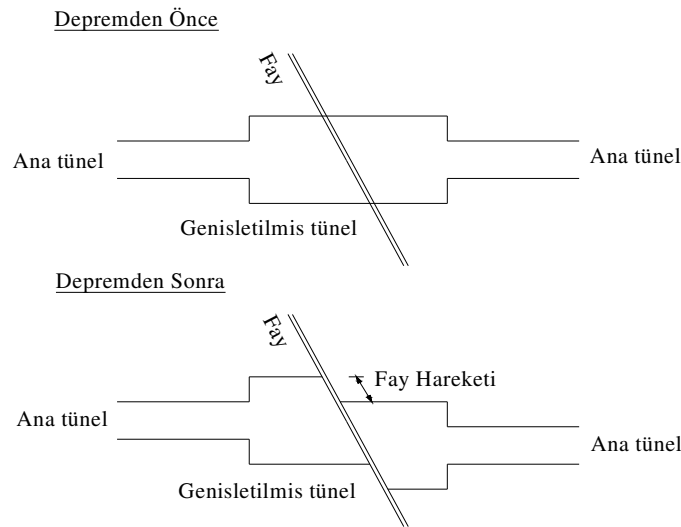
Bir yeraltı yapısını aktif bir faydaki potansiyel yer değiştirmeyi taşıyacak şekilde tasarlamaya kalkışmak doğru bir çözüm değildir (St. John ve Zahrah, 1987). Yeraltı yapısı fay hareketinin meydana getirdiği şekil değişimlerine karşı koymak yerine söz konusu şekil değişimlerine belli ölçüde izin vermelidir. Fay hareketinin yapıda işlev bozukluğuna yol açmaması ve etkilerinin deprem sonrası onarımlarla kolayca giderilmesi gerekir. Bu özelliklere sahip tasarım, esnek kesitler ve esnek birleşimler

ile sağlanabilir. San Francisco, Körfez Hızlı Ulaşım Sisteminin Hayward fayını geçtiği Berkeley tepelerinde, fay çevresinde kesit bir miktar büyütülmüş ve kapalı aralıklarla sıralanmış çelik iksalı bir kesit oluşturulmuştur (St. John ve Zahrah, 1987).



Şekil 6.7 : Genişletilmiş Tünel Kesiti

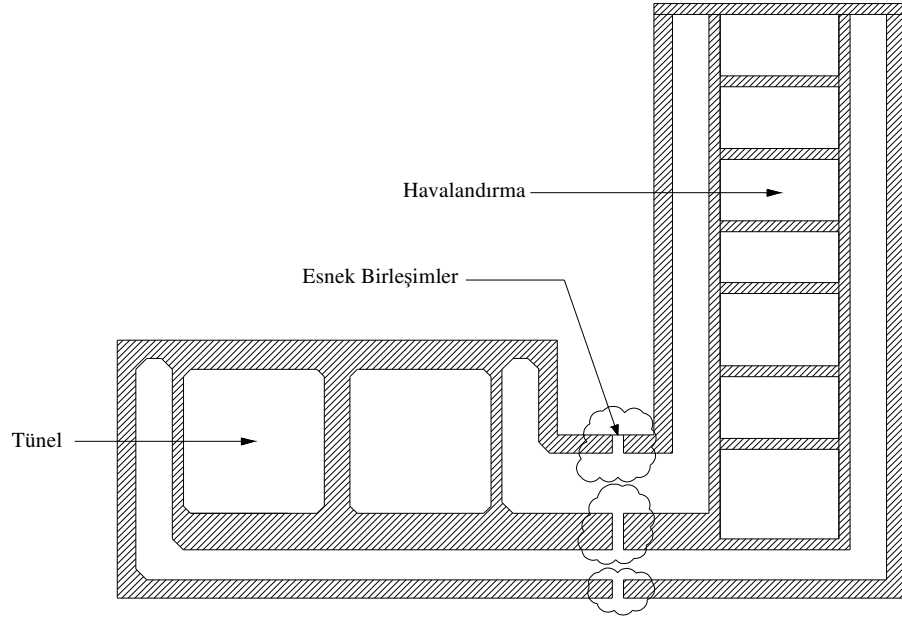
Bazı durumlarda Tünel hattının aktif bir faydan geçişi kaçınılmazdır. Böyle bir tünelin fay hareketlerinden alacağı hasarı azaltmanın bir yolu, tünelin fayı kestiği noktadaki kazı alanının genişletilmesidir. Şekil 6.7 deki örnekteki gibi genişletilmiş kazı kesitine gevşek dolgu malzemesi ile doldurulabilir. Dolgu malzemesi olarak sıkıştırılmamış kum veya kırma taş türü malzeme kullanılabilir. San Francisco, Körfez Hızlı Ulaşım Sisteminin Hayward fayını geçtiği noktadaki tünel boy kesiti Şekil 6.8 de geometrik olarak görülmektedir.



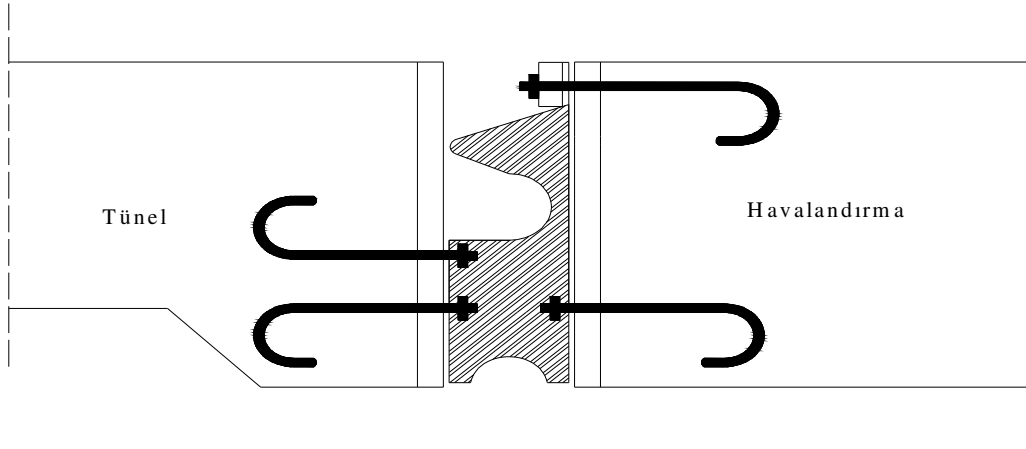
Şekil 6.8 : Genişletilmiş Fay Geçişi (French Association for Seismic Engineering, 2001)

6.3.6 Tünel Hattında veya Zeminde Ani Rijitlik Değişimi

Tünel kesitindeki geometrik ve yapısal değişiklikler, veya zemindeki malzeme özelliklerinin değişimine bağlı süreksizlikler ani rijitlik değişim noktalarının oluşturur. Deprem esnasında zeminde ve dolayısıyla yapıda meydana gelen gerilmeler bu noktalarda artma eğilimi gösterir. Gerilme artışlarını kontrol etmede en etkili yöntem esnek birleşimlerdir. Japonya'da Kawasaki Limanının' daki karayolu tüneli ile havalandırma şaftı arasındaki şekil 6.9 da görülen esnek birleşimler buna bir örnektir (French Association for Seismic Engineering, 2001).



Şekil 6.9a : Tünel-Havalandırma Kesiti (French Association for Seismic Engineering, 2001)

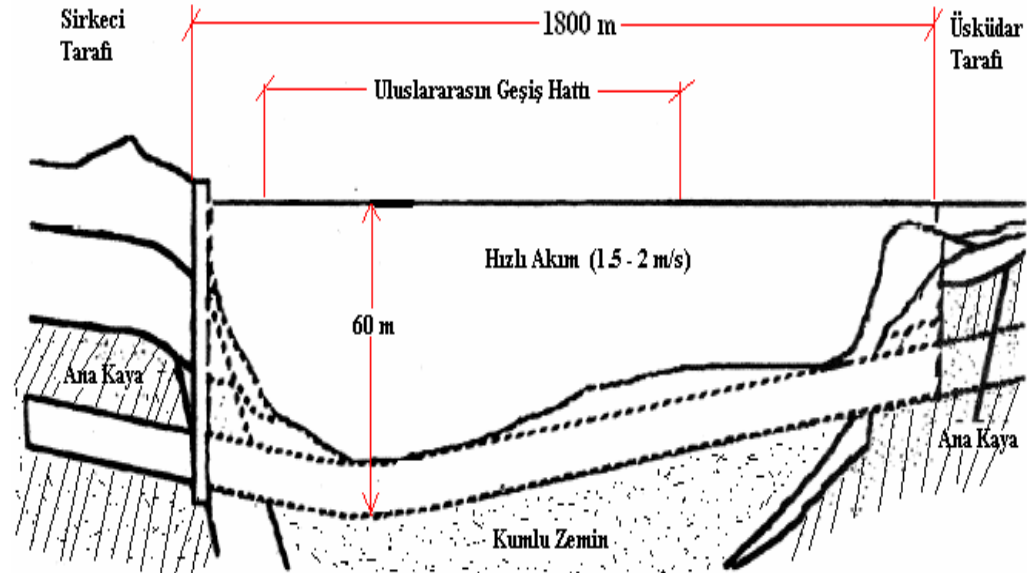


Şekil 6.9b : Esnek Birleşim Detayı (French Association for Seismic Engineering, 2001)

Rijitlikleri farklı zeminlere oturan yapıların birleşim noktalarında farklı yer değiştirmeler sonucunda süreksizlikler ve hasarlar oluşabilir. Yumuşak zemindeki iki farklı yapıdan biri kazıkların üzerine diğeri ise zemine oturuyorsa deprem esnasında kazıklı yapı hareket etmez veya çok az hareket ederken diğeri yapıda oturma veya yüzme meydana gelebilir. Sonuç olarak iki yapı arasındaki birleşimler hasar görür. Sonuç olarak yeraltı yapısının geçtiği güzergâhtaki zeminin malzeme veya geometrik özelliklerindeki ani değişimlerin belirlenmesi ve gerekli noktalara özel tasarım ve yapım yöntemleri uygulanması şarttır. Bazı durumlarda ise süreksizliğin veya rijitlik değişiminin sebebi yapının kendisidir. Yapıdaki ani geometri ve malzeme değişimi veya iki farklı yeraltı yapısı sisteminin birleşim noktaları deprem etkilerine karşı zayıf dayanım özelliği gösterirler. Tasarımcılar bu tür noktalar içinde özel tasarım kesitleri, esnek birleşimler veya malzemeler kullanmalıdır.

6.3.7 Batırma Tüp Tüneller

Batırma tüp tüneller karada inşa edilen tüplerin deniz tabanında açılan ve tabanı düzenlenmiş bir hendeğe batırılarak indirildikten sonra dizilerek yerleştirilmesi ve daha sonra üzerinin örtülmesi şeklinde inşa edilir. İstanbul'da inşa edilmekte olan boğaz tüp geçişi tamamlandığında dünyanın en derin batırma tüp tüneli olacaktır. (Aydan, 2001) Çevre sorunlarının yanı sıra dinamik ve statik yükler altında tünel tasarımında birçok problemle karşılaşmıştır.



Şekil 6.10 : İstanbul Denizaltı Geçişi Güzergâhı (Aydan, 2001)

Özellikle tünelin Avrupa yakası da Sirkeci yakınlarında sismik açıdan ciddi duyarlılık sorunları mevcuttur. Ayrıca büyüklüğü 6' yı geçen depremlerde tünel

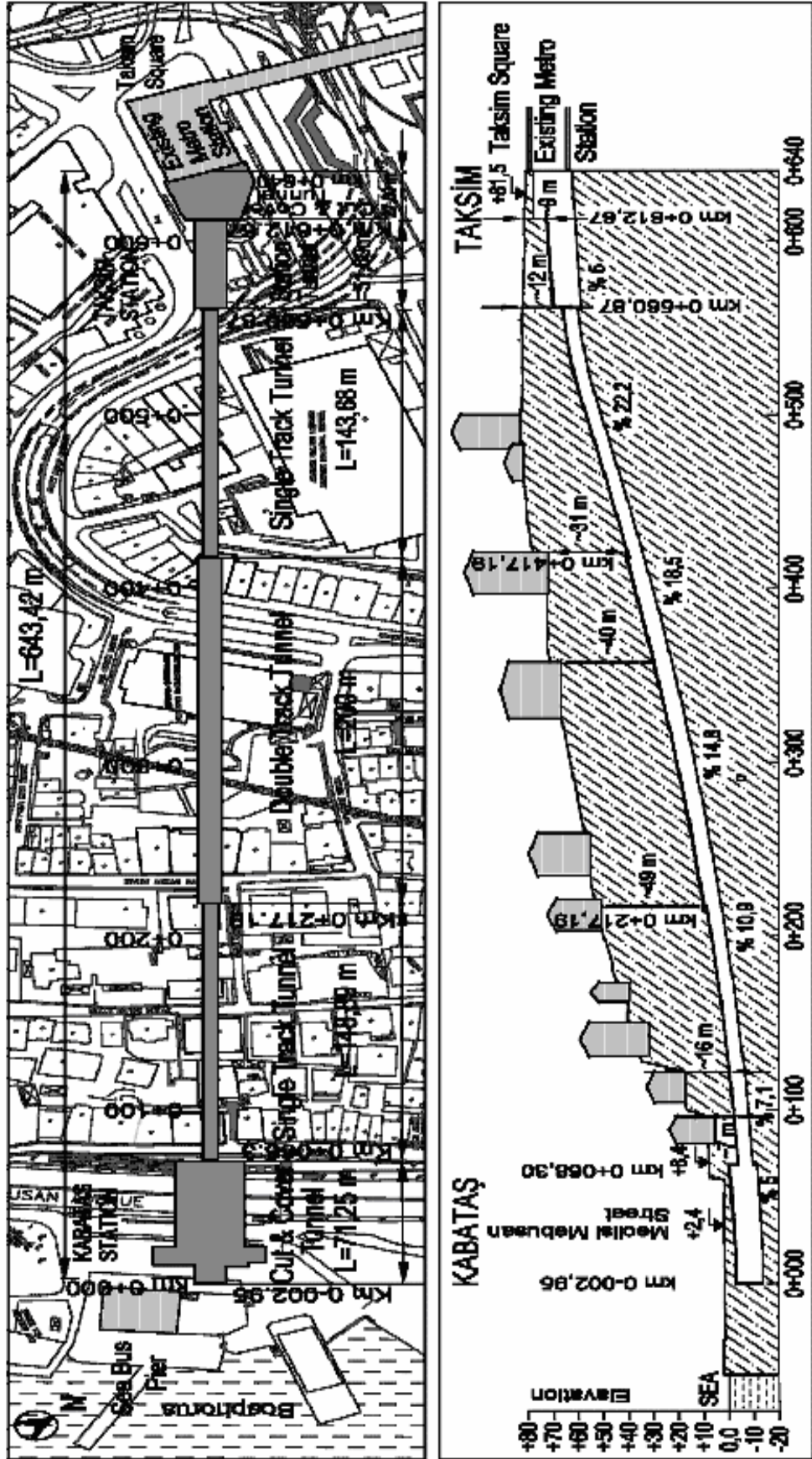
güzergâhındaki zeminde sıvılaşma olasılığı oldukça yüksektir (Aydan, 2001). Marmara denizinden geçen KAF'ın kuzey kolu üzerinde İstanbul açıklarında büyüklüğü 7'yi geçebilecek depremlerin olma olasılığı oldukça yüksektir. Bu nedenle Boğaz geçişi için yapılacak denizaltı tünelinin tasarımında deprem büyüklüğünün 7'nin üzerinde düşünülmesi şarttır. Toplam uzunluğu 11000 m olan hattın denizaltındaki 1800 metrelik kısmı yumuşak sıvılaşabilir zeminden geri kalan kısmında kumtaşı silttaşı kiltası aralanması içinde kalmaktadır. (şekil 6.10) Son yıllarda tünel yönteminde ve tünel kazısı teknolojilerindeki gelişmeler kalkan türü tüneli statik ve dinamik açıdan güvenli daha güvenli ve ekonomik hale getirmektedir. Tokyo körfezindeki Aqua-line körfez geçişi ilk olarak batırma tüp tünel olarak tasarlanmış daha sonra 11 km'lik kısmı kalkan tünel yöntemi ile inşa edilip hizmete açılmıştır. (Aydan, 2001)

7. SAYISAL UYGULAMA

Bu kısımda Taksim-Kabataş Füniküler sistemi bünyesindeki yeraltı yapılarının deprem hareketleri altında davranışı incelenecektir. TKF sistemi dünyanın en gelişmiş funiküler sistemlerinden biri olup Kabataş deniz yollarını Taksim Metro yollarına bağlamaktadır. Hattın uzunluğu 640.45 m olup, 51.00 metresi istasyon tüneli toplam 545.57 m derin tünel ve 94.88 m aç-kapa yapısından oluşmaktadır. Sistemdeki iki istasyon, Kabataş ve Taksim arasındaki kot farkı 74.95 m'dir. İstasyonlar arasında ki kot farkı ve kısa mesafe hatta diğer metro araçlarının tırmanamayacağı bir eğim ortaya çıkarmaktadır. Bu durum halatlı sistem anlamına gelen funikülerin yapımını zorunlu kılmaktadır. Taksim-Kabataş funiküler sistemi tamamlandığında saatte 7500 yolcu taşıyacaktır. (Şekil 7.1) TKF fizibilite çalışmaları İstanbul Büyükşehir Belediyesi Ulaşım Aş. tarafından yapılmış. Tasarım ve projelendirme çalışmasının tünel kısmı bir Avusturya firması olan IGT, istasyon tasarım ve projelendirmeleri ise Yapı Merkezi Tasarım Grubu tarafından yapılmıştır.

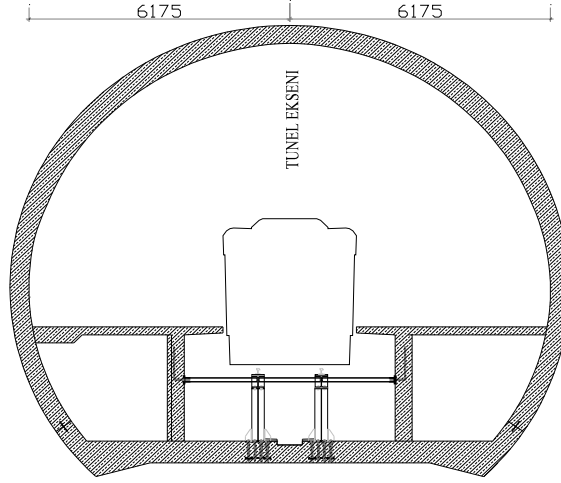
Taksim-Kabataş funiküler sistemi dâhilindeki yeraltı yapıları iki kısımda ele alınacaktır. Öncelikle deprem hareketleri altında dairesel kesitli tünelin daha sonrada dikdörtgen kesitli aç-kapa yapısının davranışı analiz edilecektir. Taksim-Kabataş funiküler sistemi üç farklı tip kesit tünelden oluşmaktadır. Bunlar sırası ile İstasyon, çift hat ve tek hat tünelleridir. Çift hat 81 m^2 kesit alanlı 200 metrelik bir tüneldir. Tek hat ise çift hat tünelinin taksim ve Kabataş tarafında 45 m^2 kesit alanlı 145 m ve 148 metrelik iki tünelden oluşmaktadır. İstasyon tüneli ise 51 m uzunluğa ve 140 m^2 kesit alanına sahip üçüncü tünel tipidir.

Şekil 7.1 : Taksim-Kabataş Füniküler Sistemin Plan ve Boy Kesiti



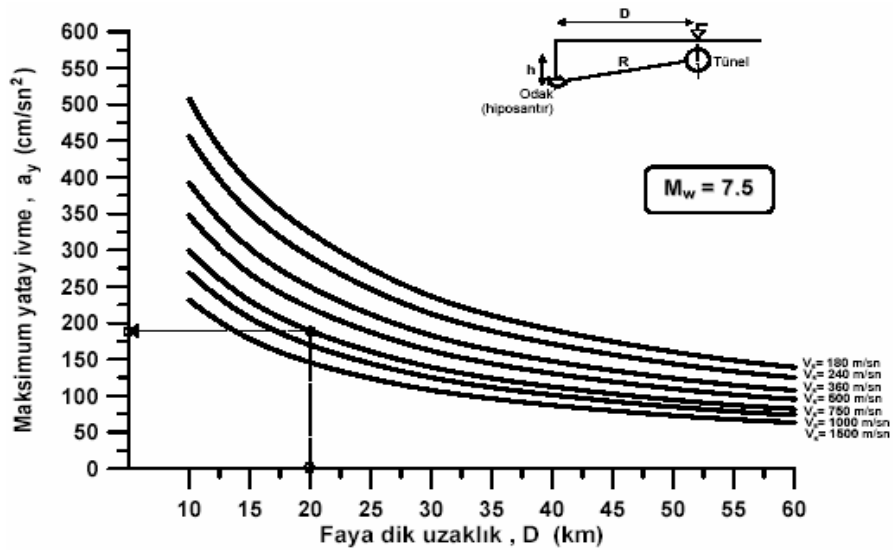
7.1 Taksim İstasyon Tüneli Boyuna Deprem Hareketleri

Bu kısımda öncelikle Taksim istasyon tünelinin deprem hareketleri altında eksenel davranışı incelenecektir. Taksim istasyon tüneli İstanbul metro sistemindeki en büyük kesit alanına sahip tüneldir. (Şekil 7.2) Taksim istasyon tüneli jeolojik olarak kumtaşı ve kireçtaşı ardalanması olarak ifade edilen kaya zeminde yer almaktadır.

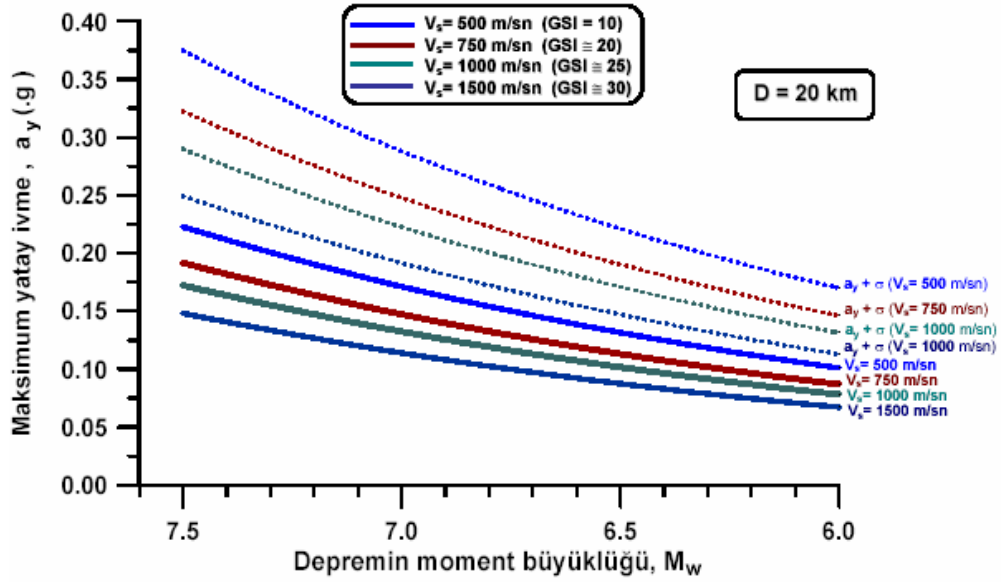


Şekil 7.2 : Taksim İstasyon Tünel Kesiti

Taksim-Kabataş Füniküler sistemi Marmara denizinde deprem üretebilecek olası fay sistemine 20 km uzaklıktadır (Arıoğlu ve Girgin, 2003). Söz konusu depremin moment büyüklüğü (M_w) 7.5 olması kabulü ile Taksim istasyon tünelindeki birim şekil değiştirmeler hesap edilecektir.



Şekil 7.3a : Faya Uzaklığına Göre İvme Değişimi (Arıoğlu ve Girgin, 2003)



Şekil 7.3b : Moment Büyüklüğüne Göre İvme Değişimi (Arioğlu ve Girgin, 2003)

Tünel güzergâhı boyunca sık sık gözlenen fay geçişleri ile dikte edilen ezik zonlarda jeolojik dayanım indisi (GSI) 15 için kayma hızı (C_s) değeri 750 m/sn olarak alınabilir. (Arioğlu ve Girgin, 2003) Değişik jeolojik dayanım indisi (GSI) değerlerine karşı gelen çeşitli kayma dalgası hızları (C_s) ve faya dik uzaklık (D) için maksimum parçacık ivmesi (a_s) değişimi Şekil 7.3 de görülebilir. Moment büyüklüğünün ($M_w=7.5$) oluşturacağı deprem parametreleri Tablo 7.1 de verilmiştir. Analiz için gerekli tünel geometrik boyutları ve malzeme özellikleri ise tablo 7.2 de verilmiştir.

Tablo 7.1 : Taksim İstasyon tüneli deprem parametreleri

S dalgası hızı	C_s	m/s	750
P dalgası hızı	C_p	m/s	1245
Zeminin birim hacim ağırlığı	γ_g	kN/m ³	17.32
Poisson oranı	ν	-	0.3
Üst Tabaka Kalınlığı	H	m	15
Maksimum Parçacık ivmesi (kayma dalgası)	a_s	g	0.322
Fay sistemine uzaklık	D	km	20

Tablo 7.2 : Taksim istasyon tüneli teknik parametreleri

Beton kaplama kalınlığı	t	m	0.3
Tünel yarıçapı	r	m	6.45
Tünel uzunluğu	L_t	m	51
Tünel yarı kesitinin eylemsizlik momenti	I	m^4	126.51
Kesit alanı	S	m^2	12.15
Beton Young's Modülü	E	MPa	24840
Beton Basınç Dayanımı	f_c	MPa	30
Maksimum Birim şekil-değiştirme (Beton)	ϵ_{maks}	-	0.003

Kayma dalgasının tünel eksenine yaptığı açının (θ) 45° olması durumunda maksimum birim şekil-değiştirme meydana gelir. 5.9b bağıntısında (θ) açısının 45 değeri için eksenel birim şekil değiştirme 2.19×10^{-4} olarak hesaplanmıştır.

$$V_s = (97)(0.322) = 31.23 \text{ cm/s} = 0.31 \text{ m/s}$$

$$\epsilon = \left[\frac{V_s}{C_s} \sin \theta \cos \theta + r \frac{a_s}{C_s^2} \cos^3 \theta \right] \quad \text{denk.(5.7a)}$$

$$= \frac{0.31}{750} \sin 45 \cdot \cos 45 + 6.45 \frac{3.15}{750^2} \cos^3 45 = 2.19 \cdot 10^{-4}$$

Hesaplanan eksenel birim şekil değiştirme beton maksimum birim şekil değiştirme değerinden küçüktür. ($\epsilon < \epsilon_{maks}$) P dalgası etkisinde tünel ekseninde meydana gelecek maksimum şekil değiştirme, θ açısının 0 değerinde ortaya çıkmaktadır. Çünkü p dalgalarının tünel eksenine paralel ilerlemesi durumunda tünelde maksimum şekil değiştirmeler meydana gelir.

$$\varepsilon = \left[\frac{V_p}{C_p} \cos^2 \theta + r \frac{a_p}{C_p^2} \sin \theta \cos^2 \theta \right] \quad \text{denk.(5.7b)}$$

$$= \frac{0.31}{1245} = 2,48.10^{-4}$$

P dalgalarının tünel ekseninde meydana getirdiği birim şekil değiştirmede maksimum şekil değiştirme sınırını aşmamaktadır. . ($\varepsilon < \varepsilon_{\text{maks}}$)

Yukarıdaki birim şekil değiştirme hesabında zemin-yapı etkileşimi göz önüne alınmamıştır. Zemin yapı etkileşiminin göz önüne alındığı durumda yapıda birim şekil değiştirmenin hesabı için boyuna rijitlik katsayısı K_l nin bilinmesi gereklidir. St. John ve Zahrah tarafından önerilen formülde boyuna rijitlik katsayısı K_l deprem dalgası boyunun bir fonksiyonudur. Dalga boyu (L) nin bulunması için zemin doğal titreşim periyodunun bilinmesi gereklidir.

$$T = \frac{4H}{C_s} \quad \text{denk.(5.6)}$$

$$= \frac{(4).(15)}{750} = 0.08s$$

$$L = T.C \quad \text{denk.(5.4)}$$

$$= (0.08).(750) = 60m$$

$$G_g = \rho_g C^2 \quad \text{Tablo 4.1}$$

$$= \frac{1732}{1000} (750)^2 = 974.772kPa$$

$$K_l = \frac{16\pi G_g (1 - \nu_g)}{(3 - 4\nu_g)} \frac{d}{L} \quad \text{denk.(5.22)}$$

$$= \frac{16(\pi)(974.772)(1 - 0.3)}{(3 - 4(0.3))} \frac{12.9}{60} = 4.096.725kPa$$

Zemin yer-değiştirme genliği (D_o) hesaplanması için 5.3 ve 5.5 bağıntılarından yararlanılabilir.

$$\frac{2\pi D_o}{L} = \frac{V_s}{C_s} \sin \theta \cdot \cos \theta$$

$$D_o = \frac{(60)(0.31)}{2\pi(750)} \sin 45 \cdot \cos 45 = 1,97 \cdot 10^{-3} m$$

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı durumda tünelde meydana gelecek eksenel şekil değiştirme ε ;

$$\varepsilon = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)}{2 + \left(\frac{ES}{K_l}\right)\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2} D_o = \frac{\left(\frac{2\pi}{60}\right)}{2 + \left(\frac{(24.840.000)(12.15)}{4.096.725}\right)\left(\frac{2\pi}{60}\right)^2} (1.97 \cdot 10^{-3}) = 0,72 \cdot 10^{-4}$$

Zemin-yapı etkileşimi altında hesaplanan eksenel birim şekil değiştirme de maksimum birim şekil değiştirme değerinden küçüktür. ($\varepsilon < \varepsilon_{maks}$) Söz konusu birim şekil değiştirme neticesinde kesitte meydana gelen eksenel yük (N_{max}) 5.20 den hesaplanabilir.

$$N_{max} = \frac{\pi}{L} E S D_o \frac{K_l}{\frac{ES}{2} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 + K_l} \quad \text{denk.(5.18)}$$

$$N_{max} = E \cdot S \cdot \varepsilon = (24.840.000) \cdot (12.15) (0.72 \cdot 10^{-4}) = 21.730 kN$$

Maksimum eğilme momenti (M_{max}) 5.21 den hesaplanacaktır. Birim kayma şekil değiştirmesinin hesabında kayma yer değiştirme genliğinin hesaplanması için 5.11 ve 5.12 den yola çıkılabilir.

$$\frac{4\pi^2 D}{L^2} = \frac{a_s}{C_s} \cos^3 \theta$$

$$D = \frac{(60)^2 (3.15)}{4\pi^2 (750)^2} = 5,10.10^{-4} m$$

$$\varepsilon = \frac{\left(\frac{2\pi}{L}\right)^2 D}{1 + \frac{EI}{K_l} \left(\frac{2\pi}{L}\right)^4} r = \frac{\left(\frac{2\pi}{60}\right)^2 (5.10 \times 10^{-4})}{1 + \frac{(24.840.000)(126.51)}{4.096.725} \left(\frac{2\pi}{60}\right)^4} (6.45) = 3,30.10^{-5}$$

$$M_{\max} = \frac{EI}{r} \varepsilon = \frac{(24.840.000)(126.51)(3.30 \times 10^{-5})}{6.45} = 16.090 kNm$$

Eğilme ve eksenel birim şekil değiştirmelerin kombinasyonu maksimum birim değiştirme sınırını aşmamaktadır.

$$\varepsilon = \varepsilon^1 + \varepsilon^2 = 0.94 \times 10^{-4} + 3.30 \times 10^{-5} = 1,27.10^{-4} < 0.003$$

Maksimum kesme kuvveti ($V_{\max}$) 5.22 den hesaplanabilir.

$$V_{\max} = \frac{2\pi}{L} M_{\max} = \left(\frac{2\pi}{60}\right)(16.090) = 1685 kN$$

Taksim istasyon kesitinde deprem etkisinde meydana gelen eksenel şekil değiştirmeler hesaplanmış. Hesaplanan değerlerin sınır değerleri aşmadığı görülmüştür. Hesaplanan kuvvetler altında kesit dayanımlarının kontrolü aşağıdaki gibi yapılabilir.

Eğilme ve Normal Kuvvet kontrolü (BS 30)

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} y = \frac{21.730}{12.15} \pm \frac{16.090}{126.51} 6.45 = 1788.74 \pm 820.33$$

$$\sigma_1 = 2608 kN / m^2 < 2.10^4 kN / m^2$$

$$\sigma_2 = 968 kN / m^2 < 2.10^4 kN / m^2$$

Kesme Kuvveti kontrolü (BS 30)

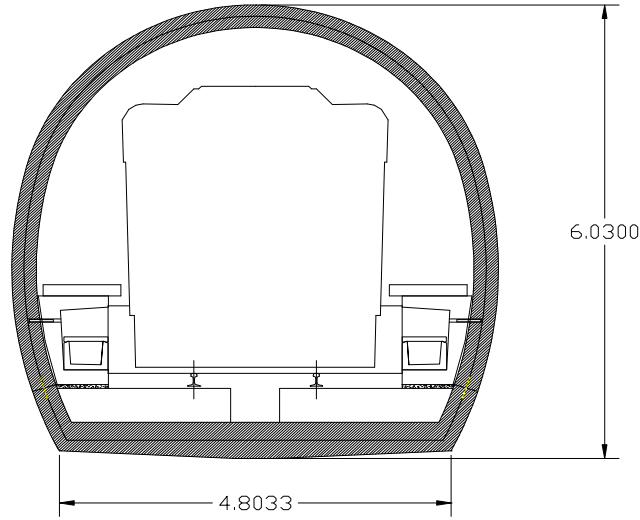
$$V_{cr} = 0.65 f_{ctd} b_w d \left(1 + \gamma \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= (0.65).(1.25).12.15 \times 10^6 \left(1 + (0.07) \frac{21.730}{12.15 \times 10^6} \right) = 9871 kN$$

$$V_c = 0.80.V_{cr} = 7897 kN > 1684 kN$$

7.2 Tek Hat Tüneli Eksenine Dik Deprem Hareketi

Bu kısımda Taksim-Kabataş Füniküler Sistemi Tek hat tünel kesitine dik deprem hareketlerinin tünel kesitinde meydana getirdiği ovalleşme şekil değişimi incelenecektir. (Şekil 7.4) Tek hat tüneli kumtaşı kıltaşı ve kireçtaşı ardalanması olarak ifade edilen bir zemini geçmektedir. Söz konusu hesapta kullanılacak deprem parametreleri Tablo 7.3 de tünel parametreleri ise Tablo 7.4 de verilmektedir.



Şekil 7.4 : Tek Hat Tünel Kesiti

Tablo 7.3 : Tek Hat Tüneli Deprem Parametreleri

S dalgası hızı	C_s	m/s	750
P dalgası hızı	C_p	m/s	1245
Zeminin birim hacim ağırlığı	γ_g	kN/m ³	17.32
Poisson oranı	ν	-	0.3
Üst Tabaka Kalınlığı	H	m	15
Maksimum Parçacık Hızı	V_s	cm/s	31.23
Maksimum Parçacık ivmesi (kayma dalgası)	a_s	g	0.322
Fay sistemine uzaklık	D	km	20

Tablo 7.4 : Tek Hat Tüneli Teknik Parametreleri

Beton kaplama kalınlığı	t	m	0.3
Tünel yarıçapı	r	m	2.8
Tünel uzunluğu	L _t	m	145
Tünel yarı kesitinin eylemsizlik momenti	I	m ⁴	20.74
Kesit alanı	S	m ²	5.27
Beton Young's Modülü	E	MPa	24840
Beton Basınç Dayanımı	f _c	MPa	30
Maksimum Birim şekil-değiştirme	ε _{maks}	-	0.003

Zemin elastisite modülü zemin kayma modülü ve Poisson oranı arasındaki bağıntıdan aşağıdaki gibi hesaplanabilir.

$$E = 2G_g (1 + \nu_g) = 2.(974.772).(1 + 0.3) = 2.534.407 \text{ kPa}$$

Esneklik oranı (F) 5.29 dan bulunabilir. Esneklik oranının hesabında kullanılacak eylemsizlik momenti tünel birim genişliğinin eylemsizlik momentidir..

$$F = \frac{E(1 - \nu_s^2)r^3}{6E_s I(1 + \nu)} \quad \text{denk.(5.27)}$$

$$= \frac{(2.534.407)(1 - 0.2^2)(2.8^3)}{6(24.840.000)(0.0023)(1 + 0.3)} = 119.84$$

Tek hat tüneli için hesaplanan esneklik davranışı değeri tünelin mükemmel esnek davranışa sahip olduğunu göstermektedir. Dolayısıyla tünel serbest alan zemin şekil değiştirmelerine aynen uyacaktır. Tam kayma durumu tünel davranış katsayısı (K_α) 5.33 hesaplanır.

$$K_\alpha = \frac{12(1 - \nu_g)}{12F + 5 - 6\nu_g} \quad \text{denk.(5.31)}$$

$$= \frac{12(1-0.3)}{2(119.84) + 5 - 6(0.3)} = 3,45 \cdot 10^{-2}$$

S dalgalarının zeminde meydana getirdiği birim kayma şekil değiştirmesi tablo 4.1 den bulunabilir. Maksimum kayma birim şekil değiştirmesi θ açısının 0 değerinde oluşacağından maksimum kayma birim şekil değiştirmesi 4.13×10^{-3} bulunmuştur.

$$\gamma_{\max} = \frac{V_s}{C_s} = \frac{0.31}{750} = 4,13 \cdot 10^{-4}$$

Zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı durumda tünelde meydana gelecek birim çap değişimi 5.27 den zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alınması durumunda tünelde meydana gelecek birim çap değişimi ise 5.30 dan hesaplanacaktır.

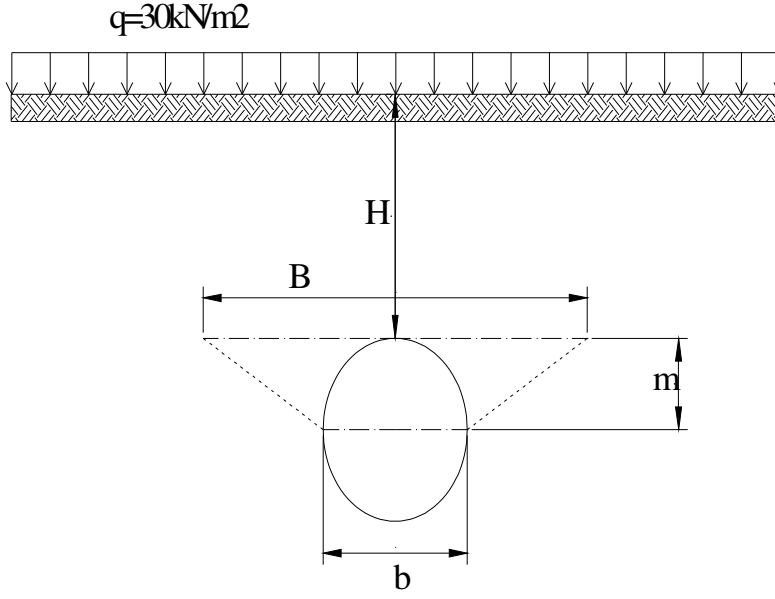
$$\frac{\Delta d}{d} = \pm 2\gamma_{\max} (1 - \nu_g) \quad \text{denk. (5.25)}$$

$$\Delta d = \pm 2(4.13 \times 10^{-4})(1 - 0.3)(5.6) = \pm 3,23 \cdot 10^{-3} m$$

$$\frac{\Delta d}{d} = \pm \frac{1}{3} K_\alpha F \gamma_{\max} \quad \text{denk. (5.28)}$$

$$\Delta d = \pm \frac{1}{3} (3.45 \times 10^{-2})(119.85)(4.13 \times 10^{-4})(5.6) = \pm 3,18 \cdot 10^{-3} m$$

Görüldüğü gibi zemin-yapı etkileşiminin göz önüne alındığı ve alınmadığı durumlar için hesaplanan birim çap değişimleri birbirine çok yakındır. Dolayısıyla tünel mükemmel esnek davranış sergileyerek serbest alan zemin şekil değiştirmelerine aynen uymaktadır denilebilir. Tünel için hesaplanan birim çap değişimini meydana getirecek fiktif yükler deprem yükleri adı altında tasarım hesaplarında dâhil edilecektir. Tünel betonarme tasarımında deprem yüklerine ek olarak kullanılacak sabit ve hareketli yük şekil 7.6 da görülmektedir. Tünel üzerindeki düşey ve yatay toprak yüklerinin hesabı için Terzaghi düşey ve yatay toprak yükü formülü kullanılmıştır. Toprak yüklerine ek olarak yüzeydeki trafik yükü ve bina ağırlıklarını temsilen 30 kN/m^2 lik hesaba dâhil edilmiştir (Herbert ve Ayaydın, 2002) (Şekil 7.5). Toprak yükü hesaplarında kullanılacak parametreler tablo 7.5 de verilmiştir.



Şekil 7.5 : Tünel Toprak Yüklerinin Hesabında Kullanılacak Boyutları (Herbert ve Ayaydın, 2002)

Tablo 7.5 : Tünel Toprak Yükü Hesap Parametreleri

Örtü kalınlığı	H	m	12
Yük genişliği	B	m	9.93
Tünel yarı yüksekliği	m	m	3.15
Zemin birim hacim ağırlığı	γ	kN/m ³	17
Sürtünme Açısı	Φ	Derece	30
Kohezyon	c	kN/m ²	50

$$B = 2 \left(\frac{b}{2} + m \tan \left(45 - \frac{\phi}{2} \right) \right) \quad (7.1)$$

$$= 2 \left(\frac{(6.30)}{2} + (3.15) \cdot \tan \left(45 - \frac{30}{2} \right) \right) = 9.93 \text{ m}$$

$$P_v = \frac{B \left(\gamma - 2 \frac{c}{B} \right)}{2k \tan \phi} \left(1 - e^{-k \tan \phi \left(2 \frac{H}{B} \right)} \right) \quad (7.2)$$

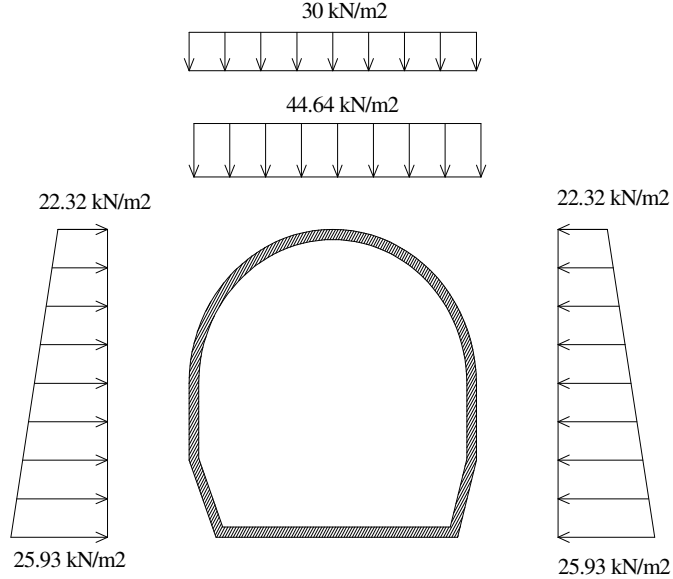
$$P_v = \frac{(9.93) \cdot \left(17 - 2 \frac{50}{(9.93)} \right)}{2 \cdot 1 \cdot \tan 30} \left(1 - e^{-1 \cdot \tan 30 \cdot \left(2 \frac{12}{(9.93)} \right)} \right) = 44.64 \text{ kN/m}^2$$

$$P_h = P_v \cdot K_o \quad (7.3)$$

$$K_o = 1 - \sin \phi \quad K_o = 1 - \sin 30 = 0.50 \quad (7.4)$$

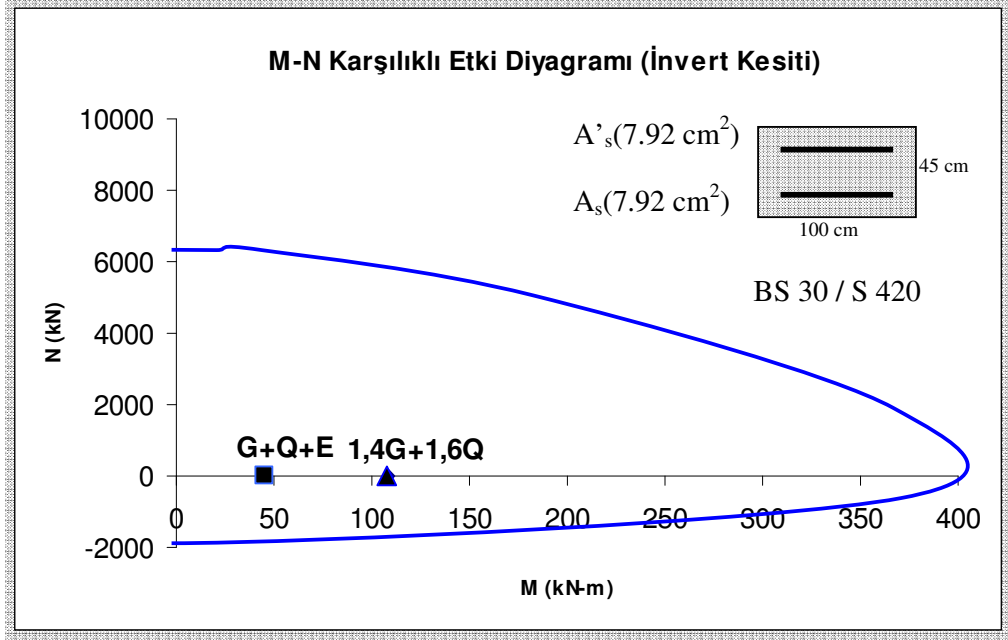
$$P_{hüst} = (44.64) \cdot (0.50) = 22.32 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tünel üst kotu seviyesinde})$$

$$P_{halt} = (51.87) \cdot (0.50) = 25.93 \text{ kN/m}^2 \quad (\text{Tünel alt kotu seviyesinde})$$

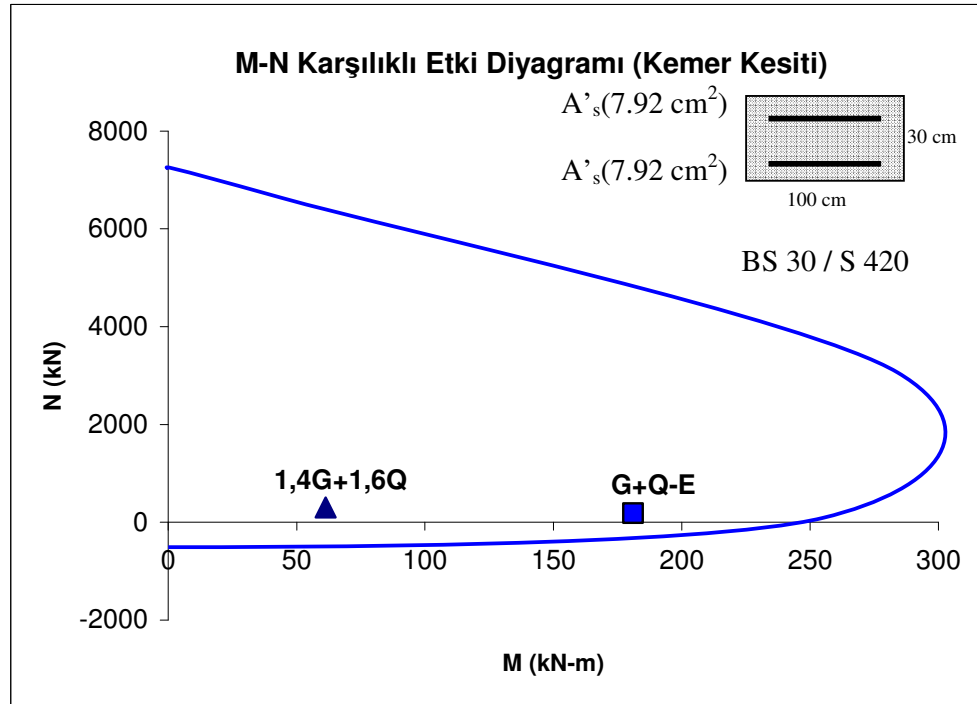


Şekil 7.6 : Tünele Etkiyen Toprak Yükleri

Söz konusu düşey ve yatay yük kombinasyonları altında tünel modeli üzerindeki statik analizlerden elde edilen sonuçlar Ek1 de verilmektedir. Hesaplanan kesit tesirlerinin yerleri invert ve kemer kesitlerinin moment ve normal kuvvet karşılıklı etki diyagramında görülmektedir. (şekil 7.7)



Şekil 7.7a : Tünel İnvert Kesiti M-N Karşılıklı Etki Diyagramı



Şekil 7.7b : Tünel Kemer Kesiti M-N Karşılıklı Etki Diyagramı

Moment ve normal kuvvet dayanımların kontrollerine ek olarak kesit kesme dayanımı kontrolü en büyük kesme kuvveti değerine göre yapılmıştır.

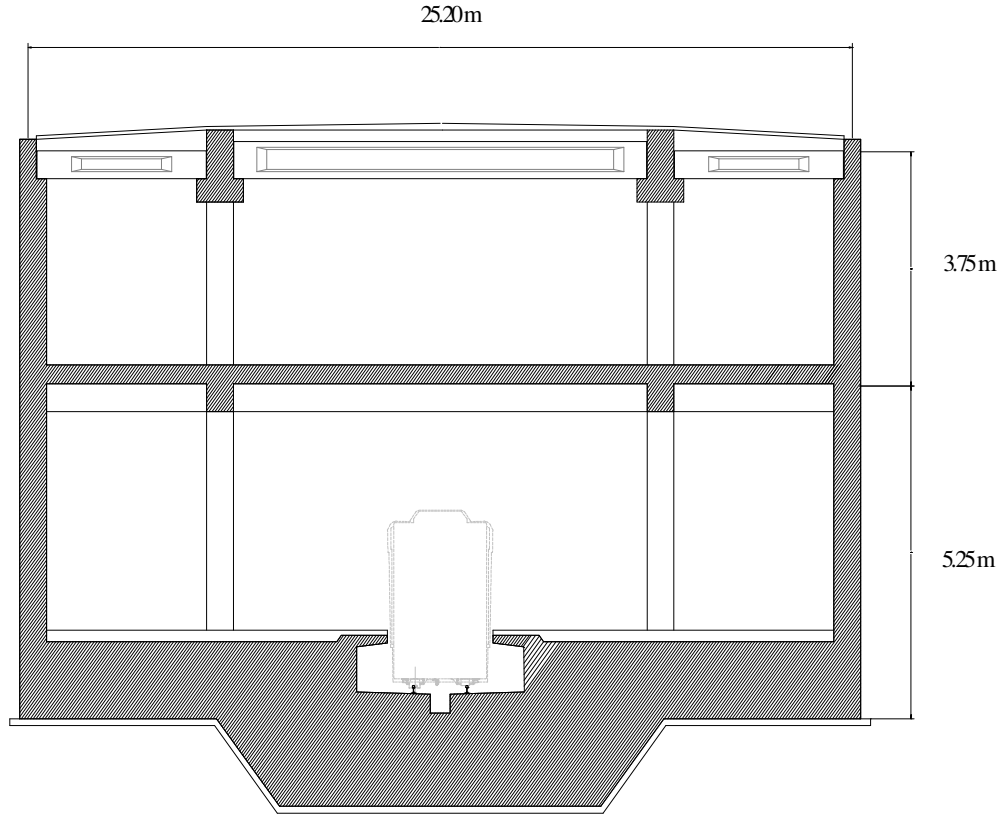
$$V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \gamma \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= (0.65) \cdot (1.25) \cdot 1000 \cdot 300 \cdot \left(1 + (0.07) \frac{287}{300000} \right) = 243 \text{ kN}$$

$$V_c = 0.80 \cdot V_{cr} = 195 \text{ kN} > 93.95 \text{ kN}$$

7.3 Kabataş İstasyonu Deprem Hesabı

Bu kısımda ise Kabataş İstasyonu deprem yükleri hesaplanacaktır. Öncelikle Serbest alan şekil değiştirmelerinden yola çıkılarak zemin-yapı etkileşimi altında yapısal şekil değiştirmeler bulunacaktır. Kabataş istasyonu alüvyon ve dolgu zemin içersinde yeraltı su seviyesi altında bir yapıdır. Kabataş istasyonu 51.60 m uzunluğunda bir aç-kapa yapısıdır. İstasyon kesiti şekil Şekil 7.8 de görülmektedir. Hesaplarda kullanılacak kesit özellikleri ve deprem parametreleri tablo 7.6 ve tablo 7.7 de verilmiştir.



Şekil 7.8 : Kabataş İstasyon Kesiti

Tablo 7.6 : Kabataş istasyon bölgesi deprem parametreleri

S dalgası hızı	C_s	m/s	180
Zemin birim hacim ağırlığı	γ_g	kN/m ³	16.5
Poisson oranı	ν	-	0.5
Üst Tabaka Kalınlığı	H	m	15
Maksimum Parçacık ivmesi (kayma dalgası)	a_s	g	0.548
Maksimum parçacık hızı (kayma dalgası)	V_s	m/s	0.57
Fay sistemine uzaklık	D	km	20
Moment büyüklüğü	M_w	-	7.5

Tablo 7.7 : Kabataş istasyonu teknik parametreleri

Perde kalınlığı	t	m	0.8
Kolon boyutları	a x b	m	0.8 x 1.1
Radye temel kalınlığı	d	m	1.65-2.00
Beton Young's Modülü	E	MPa	24840
Beton Basınç Dayanımı	f_c	MPa	30
Maksimum Birim şekil- değiştirme	ϵ_{maks}	-	0.003
Yapı yüksekliği	h	m	9.00
Yapı genişliği	b	m	25.20
Yapı derinliği	d_e	m	1.5

Zemin-yapı etkileşiminin göz ardı edildiği durumda serbest alan zemim şekil-değiştirmeleri yapıya aynen tatbik edilecektir. Serbest alan zemin şekil-değiştirmelerinin hesabı için tasarıma özel verilerin bulunmaması durumunda tablo 6.1 ve 6.2 den yararlanılabilir. Tablo 7.3 deki deprem parametreleri doğrultusunda Kabataş istasyon bölgesinde zeminde meydana gelecek serbest alan şekil-değiştirmeleri hesaplanacaktır.

$$\gamma_g = \frac{V_s}{C_s} = \frac{0.57}{180} = 0.0031$$

tablo 4.1

$$\Delta_g = \gamma_g h = (0.0031).(9.00) = 0.0279m$$

$$G_g = \rho_g C^2$$

$$= \frac{1650}{1000} (180)^2 = 53.460 kPa$$

Yapı kayma modülünün belirlenmesi için birim genişlikteki yapı enkesiti üzerinde statik analiz yapılacaktır. Yapı üst döşeme seviyesinde Δ_s şekil değiştirmesi meydana getiren birim yanal kuvvet P_s ise yapı kayma modülü 5.57 deki eşitlikten

hesaplanabilir. Söz konusu yanal kuvvet ve meydana getirdiği yatay şekil değiştirmeyi bulmak için Ek 2 görülen Kabataş istasyon enkesit modeli üzerinde statik analiz yapılmıştır. Yapı üst döşeme seviyesinde 1 metrelik bir yer değiştirme meydana getirecek birim kuvvet 266798.29 kN/m dir.

$$G_s = (P_s \cdot h) / (\Delta_s \cdot b) = [(266798.29) \cdot (9.00)] / [(1) \cdot (25.20)] = 95.285 \text{ kPa}$$

Görüldüğü gibi yapı kayma modülü (G_s), zemin kayma modülü den (G_g) daha büyüktür. Dolayısıyla yapı serbest alan zemin şekil-değiştirmelerine uymak yerine bu şekil-değiştirmelere bir miktar karşı koyma eğilimi gösterecektir. Sonuç olarak deprem dalgaları altında yapıda meydana gelecek yanal yer değiştirme Δ_s serbest alan zemin şekil-değiştirmesinden daha küçük olacaktır. Yapının zeminden daha rijit olması durumunda yapıda şekil 5.13 deki gibi bir şekil-değiştirme pozisyonu oluşacaktır. Dolayısıyla yapı birim kayma şekil-değiştirmesi (γ_s) 5.45 den %0.222 olarak hesaplanabilir.

$$\gamma_s = \gamma_g (2G_g / G_s) / (G_g / G_s + 1) = \text{denk.(5.43)}$$

$$= (0.0031) \cdot [2 \cdot (53.460) / (95.281)] / [(53.460) / (95.281) + 1] = 0.00222$$

$$R = \frac{\gamma_s}{\gamma_g} = \frac{(0.0022)}{(0.0031)} = 0.70 \quad \text{denk.(5.36)}$$

$$\Delta_s = R \cdot \Delta_g = (0.70) \cdot (0.027) = 0.0189 \text{ m} \quad \text{denk.(5.37)}$$

Zemin-yapı etkileşimin göz önüne alınması durumunda yapıda meydana gelen yer değiştirmeler %70 oranında azalmıştır. Zemin yapı etkileşiminin göz önüne alındığı

ve alınmadığı iki durum için yapıda meydana gelen şekil değiştirmeler ve iç kuvvetler Ek2 de görülmektedir. Tasarımda kullanılan yatay ve düşey diğer yükler şekil 7.10 da görülmektedir.

Tavan döşemesine etkiyen yükler

$$G = 27 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 15 \text{ kN/m}^2 \text{ (hareketli sürşarj yükü)}$$

Yatay yükler

$$p_o = \gamma \cdot h \cdot k_o \text{ (Durgun haldeki zemin basınçları)} \quad p = \gamma_w \cdot h \text{ (Hidrostatik basınç)}$$

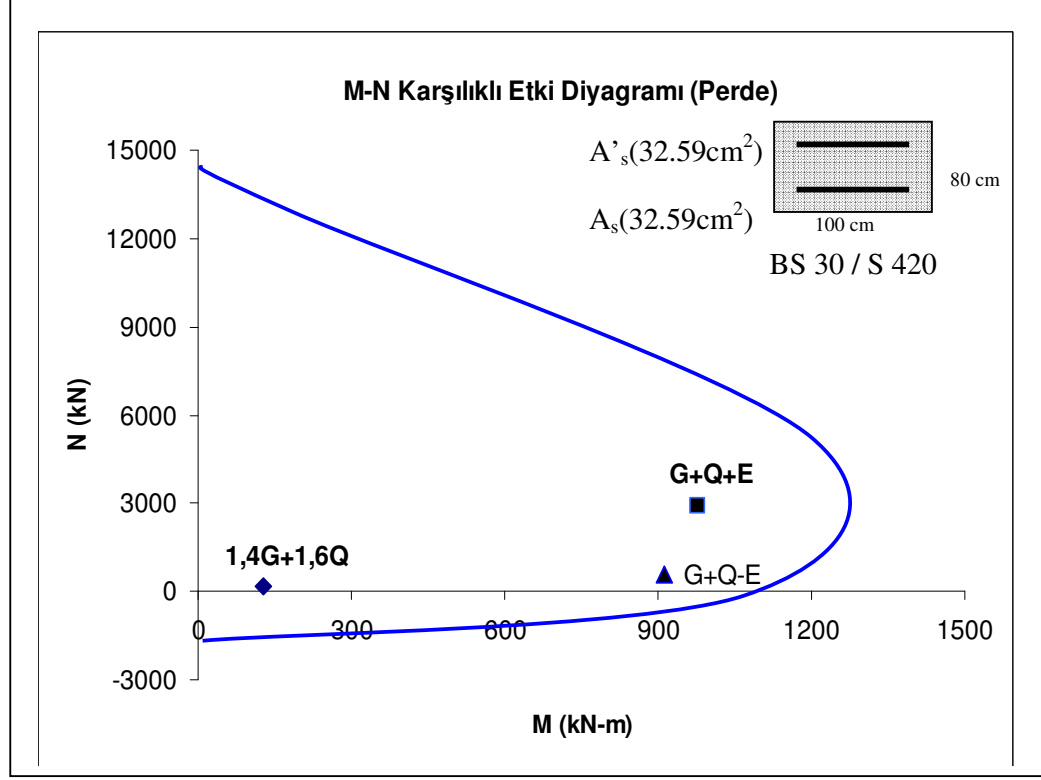
$$q_o = q \cdot k_o \text{ (Durgun haldeki sürşarj basınçları)}$$

Peron döşemesine etkiyen yükler

$$G = 7.47 \text{ kN/m}^2$$

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

Söz konusu düşey ve yatay yük kombinasyonları altında Kabataş istasyon modeli üzerindeki statik analizlerden elde edilen sonuçlar Ek2 de verilmektedir. Hesaplanan kesit tesirlerinin yerleri perde kesiti moment ve normal kuvvet karşılıklı etki diyagramında görülmektedir. (şekil 7.9)



Şekil 7.9 : Kabataş İstasyon Perde Kesiti M-N Karşılıklı Etki Diyagramı

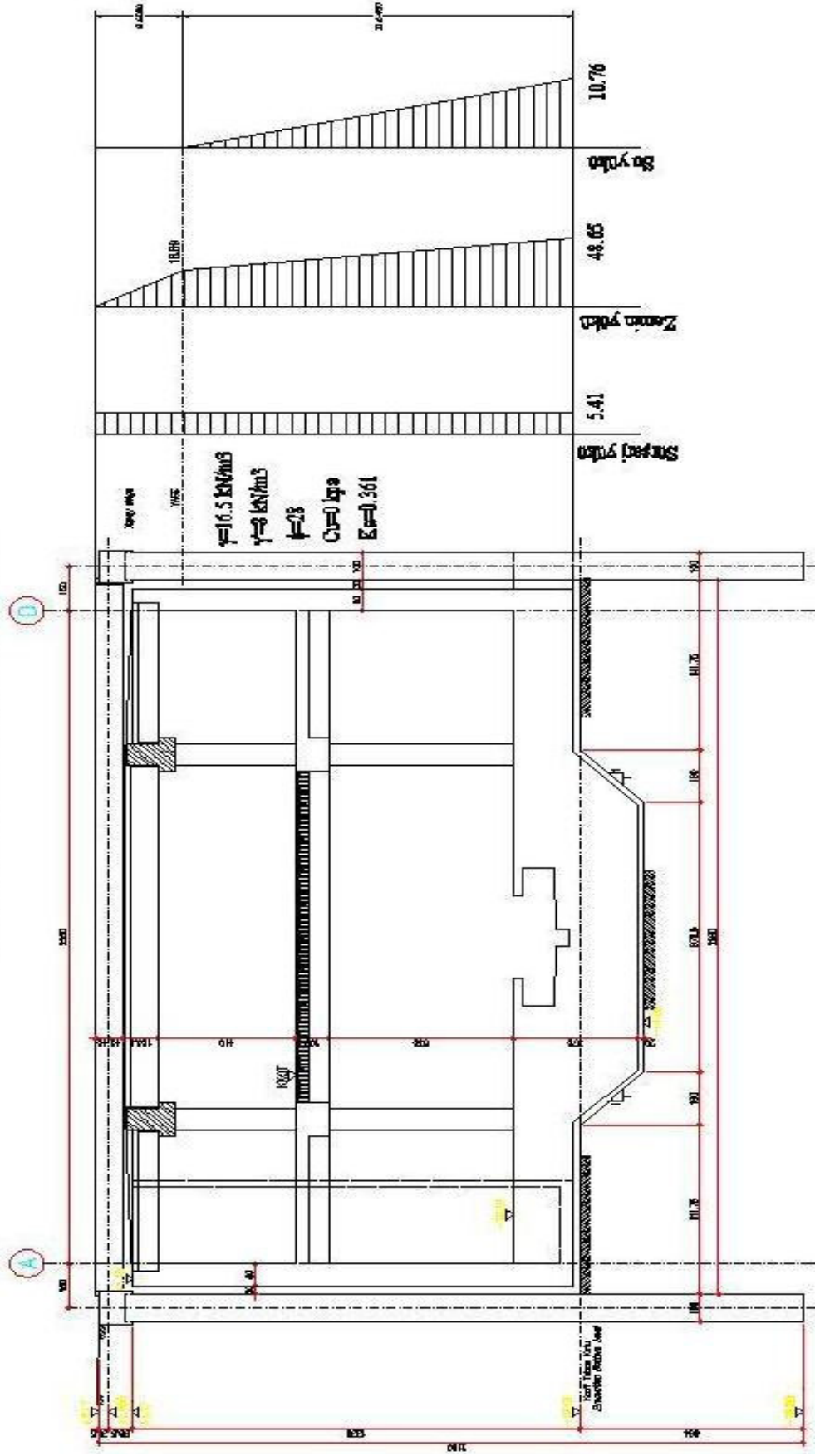
Moment ve normal kuvvet dayanımların kontrollerine ek olarak kesit kesme dayanımı kontrolü en büyük kesme kuvveti değerine göre yapılmıştır.

$$V_{cr} = 0.65 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \cdot \left(1 + \gamma \frac{N_d}{A_c} \right)$$

$$= (0.65) \cdot (1.25) \cdot 1000 \cdot 800 \cdot \left(1 + (0.07) \frac{549}{800000} \right) = 650.00 kN$$

$$V_c = 0.80 \cdot V_{cr} = 520.00 kN > 402.53 kN$$

Şekil 7.10 : Katbaşı Yatay Toprak Yüklemleri



8. SONUÇ VE TARTIŞMALAR

Deprem hareketi altında yeraltı yapısı davranışını belirleyen iki unsur zemin şekil değiştirmeleri ve zemin hasarları olarak ikiye ayrılmıştır. Yeraltı yapısında hasara neden olabilecek en önemli zemin hasarları sıvılaşma, toprak kayması ve fay hareketi olarak sıralanmış, söz konusu zemin hasarlarının yeraltı yapısına verebileceği hasarlar depremin ikincil etkileri, deprem hareketinin kendisi ise birincil etki olarak ifade edilmiştir. Deprem dalgalarının bir yapının veya boşluğun bulunmadığı bir zemin ortamında meydana getirdiği şekil değiştirmeler serbest alan zemin şekil değiştirmeleri olarak adlandırılmıştır. Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında dikkat edilmesi gereken en önemli unsur yapının tamamen jeolojik malzeme ile çevrili olduğudur. Bu nedenle yeraltı yapılarındaki deprem şekil değiştirmeleri zemin şekil değiştirmeleri ile bağıntılıdır. Bir başka deyişle yeraltı yapılarındaki deprem yükleri serbest alan şekil değiştirmeleri neticesinde oluşan tepki kuvvetleridir.

Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımındaki ilk aşama yapının bulunduğu bölgenin deprem üretme potansiyelinin belirlenmesidir. İkinci aşamada beklenen deprem parametreleri altında yapının bulunduğu zeminin serbest alan şekil değiştirmeleri bulunacaktır. Bu noktadan sonra yeraltı yapısının tasarımı iki kısımda ele alınacaktır. Bunlardan ilki deprem dalgalarının yeraltı yapısı eksenini boyunca ilerlemesi neticesinde meydana gelecek şekil değiştirmeler ve kuvvetlerin hesaplanmasıdır. Yapı boyunca dik tasarımda hesaplanması gereken iki ana şekil değiştirme durumu eksenel şekil değiştirme ve boyuna eğilmedir. Söz konusu yapısal şekil değiştirmeler zemin hareketlerinin yapıda meydana getirdiği hareketlerdir. Dolayısıyla yapısal şekil değiştirmeler zemin şekil değiştirmelerinin bir fonksiyonudur. Serbest alan zemin şekil değiştirmeleri deprem ve zemin parametrelerine göre yapı boyunca hesaplandıktan sonra sorulması gereken soru; yapının bu şekil değiştirmelere ne kadar uyacağı veya karşı koyacağıdır. Başka bir deyişle yapısal şekil değiştirmelerin bulunması zemin-yapı etkileşim probleminin çözümüdür. Bu noktada tasarımcının yönelebileceği iki yaklaşımdan, biri zemin yapı etkileşiminin göz ardı edilmesi ve yapının zemin şekil değiştirmelerine aynen uyduğu kabulü ile hesap yapmaktır. Bu yaklaşımda serbest alan zemin şekil değiştirmeleri yapıya aynen tatbik edilerek tasarım yapılır. Zemin-yapı etkileşimi göz önüne

alınarak hesap yapılmak istenirse başvurulacak yöntemlerden biri, yeraltı yapısını elastik zemine oturan sürekli kiriş gibi modellenmesidir. Bu yöntemde elastik zemini karakterize eden yay katsayıları zemin-yapı etkileşimini de idealize edecektir. Söz konusu yay katsayı değerleri için tünel çapı, deprem dalgası boyu ve zemin üst tabaka kalınlığı gibi parametrelerin bulunduğu bir takım bağıntılara başvurulabilir.

Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında ikinci aşama yapı boyuna dik deprem hareketlerinin incelenmesidir. Bu aşamada da öncelikle deprem ve zemin parametreleri altında serbest alan zemin şekil değiştirmeleri hesaplanacaktır. Yapı boyuna dik deprem hareketleri sonucunda yapıda meydana gelen ana şekil değiştirme pozisyonu eğilmedir. Dairesel kesitli yapılardaki eğilme şekil değişimi ovalleşme olarak ta adlandırılabilir. Ovalleşme şekil değişimi birim çap değişimi olarak tanımlanabilir. Yapı boyuna dik deprem tasarımında zemin yapı etkileşimi probleminin çözümü için farklı yöntemler önerilmektedir. Eğilme şekil değişiminde zemin-yapı etkileşimini belirlemek için en basit yaklaşım zemin ve yapı rijitlikleri oranıdır. Zemin ve yapının kayma modülleri oranı yapının serbest alan zemin şekil değiştirmelerine ne kadar uyacağı veya karşı koyacağı hakkında bilgi verir. Tasarım aşamasında etkileşimin göz önüne alınmadığı durumda zemin şekil değiştirmeleri yapıya aynen tatbik edilecektir. Etkileşimin göz önüne alınması durumunda ise serbest alan şekil değiştirmeleri yapı ve zemin rijitlikleri oranında yapıya uygulanacaktır.

Yeraltı yapılarının deprem davranışı zemin davranışı ile bir bütünlük teşkil eder. Deprem esnasında yapıda meydana gelen pozisyon değişimleri zeminin yapıya empoze ettiği şekil değişimlerden başka bir şey değildir. Dolayısıyla zemin şekil değiştirmeleri yapı şekil değiştirmeleri için her zaman bir üst sınırdır. Yapı, rijitliği oranında bu şekil değişimlerine uyar veya karşı koyar. Yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımının odak noktası ise zemin-yapı etkileşiminin anlaşılmasıdır. Zemin yapı etkileşiminin göz ardı edildiği konservatif tasarımlar da yapılabilir. Bu tür yaklaşımlar özellikle yumuşak zeminlerdeki rijit yapılarda büyük yükler ve dolayısıyla aşırı güvenli çözümler ortaya çıkarır. Dolayısıyla yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında zemin-yapı etkileşiminin önemi artmaktadır.

Bu çalışmada zemin-yapı etkileşim probleminin çözümü için karmaşık sayısal analizler yerine basitleştirilmiş metotlar sunulmuştur. Yapı boyuna tasarımda yapı elastik zemine oturan kiriş gibi modellenmiş, zemin-yapı etkileşimi ise yay katsayıları ile ifade edilmiştir. TKF Taksim istasyon tüneli boyuna deprem tasarımı için etkileşimin göz önüne alınmadığı durumda 2.19×10^{-4} , etkileşimin göz önüne alındığı durumda ise 0.72×10^{-4} eksenel birim şekil değiştirmeleri hesaplanmıştır.

Görüldüğü gibi etkileşimin göz önüne alındığı durumda yapısal şekil değiştirmeler bir mertebe daha küçülmüştür. TKF Tek hat tüneli boyuna dik tasarımında etkileşimin göz önüne alınmadığı durumda 3.23×10^{-3} , etkileşimin göz önüne alındığı durumda ise 3.18×10^{-3} birim çap değişimleri hesaplanmıştır. Hesaplanan iki değer birbirine çok yakın oluşu tek hat tünelinin mükemmel esnek davranış sergileyerek serbest alan zemin şekil değiştirmelerine aynen uyduğunu göstermektedir. TKF Kabataş İstasyonu boyuna dik deprem tasarımı için hesaplanan yapı üst döşeme yer değiştirmesi zemin-yapı etkileşimin göz ardı edildiği durum için 0.0279 m, etkileşiminin göz önüne alındığı durum için ise 0.0189 m'dir. Görüldüğü gibi etkileşimin hesaba dâhil edilmesi durumunda yapısal yer değiştirmeler %70 kadar azalmaktadır. TKF Kabataş istasyonu boyuna dik deprem hesabı yumuşak zeminlerdeki rijit yapıların tasarımındaki zemin-yapı etkileşiminin önemini gösteren bir örnektir.

Sonuç olarak yeraltı yapılarının tasarımında zemin yapı etkileşiminin göz önüne alınmadığı çözümler yapılabilir. Fakat TKF Kabataş istasyonu örneğinde de görüldüğü gibi etkileşimin yok sayılması aşırı büyük deprem yükleri ortaya çıkarabilir. Bu nedenle yeraltı yapılarının depreme dayanıklı tasarımında zemin yapı etkileşimi göz önüne alınmalıdır. Zemin yapı etkileşimi probleminin çözümü için bu çalışmada kullanılan basitleştirilmiş metotlar tasarımcılara mühendislik açısından yeter yakınsaklığı sağlayacaktır.

KAYNAKLAR

- Adme, Z.G.**, Analysis of NATM Tunnel Responses due to Earthquake Loading in Various Soils. (18)
- Aoyagi, Y., Kanazu, T.**, Concept of Performance Based Seismic Design Guideline Underground Reinforced Concrete Structures in Nuclear Power Plants in Japan, *Transactions of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology*, Prague, Czech Republic, August 17-22, 2003
- Arioğlu, E., Girgin, C.**, 2003. Taksim-Kabataş Füniküler Sistem Projesinde Ana İksa Elemanının Depremsellik Açısından İncelenmesi, Yapı Merkezi/AR-GE Bölümü. California, January 26, 2001. (27)
- Caulfield, R.J., Kieffer, S.D., Tsztoo, D.F., Cain, B.**, Seismic Design Measures for the Retrofit of the Claremont Tunnel. (28)
- Celep, Z., Kumbasar, N.**, 2001, Betonarme Yapılar, İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- French Association for Seismic Engineering (AFPS), French Tunneling Association (AFTES)**, 2001. Eartquake Design and Protection of Underground Structures.
- Gerçek, H., Geniş, M.**, 2003. A numerical Study of Seismic Damage to Deep Underground Openings, *Technology roadmap for rock mechanics*. (23)
- Gil, L.M., Hernandez, E., De la Fuente, P.**, 2001. Simplified Transverse Seismic Analysis of Buried Structures, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **21**, pp. 735-740
- Godard, J.P.**, Urban Underground Space and Benefits of Going Underground, *World Tunnel Congress 22-24 May 2004 General Assembly*, Singapore
- Green, R.A., Olgun, C.G., Ebeling R.M., Cameron, W.I.**, Seismically Induced Lateral Earth Pressures on a Cantilever Retaining Wall, *Proceedings of The Sixth US Conference and Workshop on Lifeline Earthquake*

Engineering (TCLEE2003), ASCE, August 10-13, 2003, Long Beach, CA (30)

Guaxing, C., Haiyang, Z., 2004. Analysis on the Eartquake Response of Subway Station Based on the Substructuring Subtraction Method.

Hashash, Y.M.A., Hook, J.J., Schmidt, B., Yao, J.I.C., 2001. Seismic Design and Analysis of Underground Strutures, *Tunnelling and Underground Space Technology*, **16**, pp. 247-293

Hashash, Y.M.A., Seismic Design of Underground Structures and Site Response, Illinois

Herbert, W., Ayaydın, N., 2002. Kabatas-Taksim Funicular System Single Track Tunnel Static Analysis and Design Report, *IGT*, FS-TR-S008, Salzburg.

Herbert, W., Ayaydın, N., 2002. Kabatas-Taksim Funicular System Station Tunnel Inner Lining Static Analysis and Design Report, *IGT*, FS-TR-S033, Salzburg.

Herbert, W., Ayaydın, N., 2002. Kabatas-Taksim Funicular System Station Tunnel Static Analysis and Design Report, *IGT*, FS-TR-S016, Salzburg.

Hesham El Naggar, M., 2003. Seismic Responce of Structures with Underground Storeys, *ICLR Research Paper Series – No. 26 (24)*

İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu, Betonarme Tablo ve Abaklar, 2002

Kanazu, T., 2000. Development Study on the Verification Method of Seismic Performance of Underground Reinforced Concrete Structures in Nuclear Power Plants.

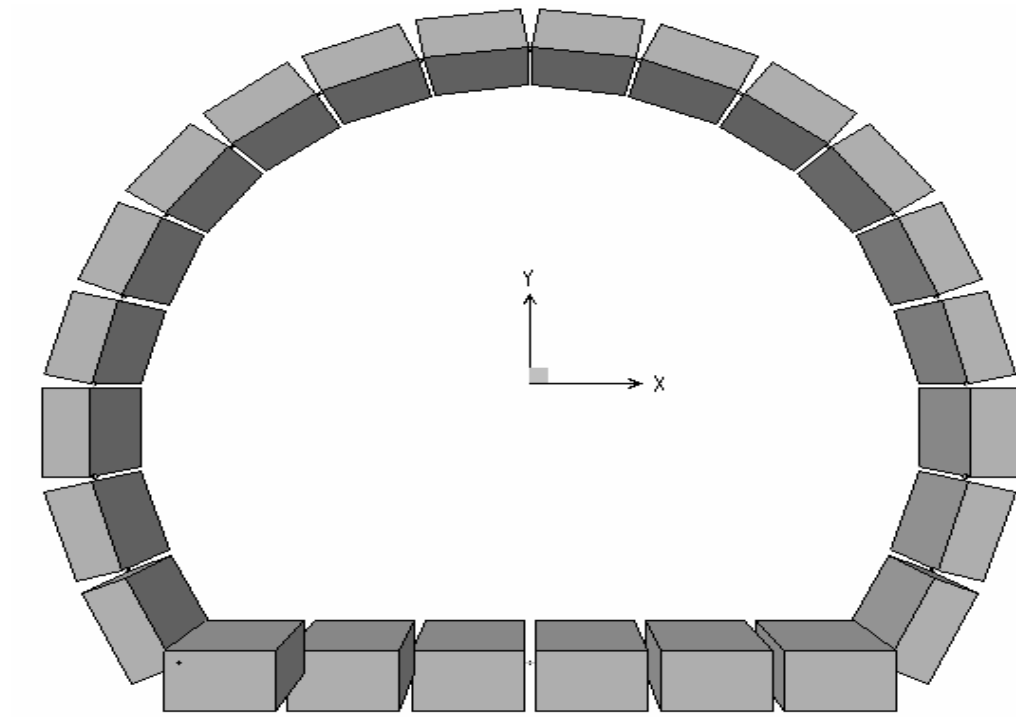
Kanazu, T., Miyagawa, Y., Establishment of Performance-Based Seismic Design Method of RC Underground Structures in Nuclear Power Stations.

Kontogianni, V.A., Stiros, S.C., 2003. Earthquake and Sesimic Faulting: Effects on Tunnels, *Turkish Journal of Earth Sciences*, **12**, pp. 153-156

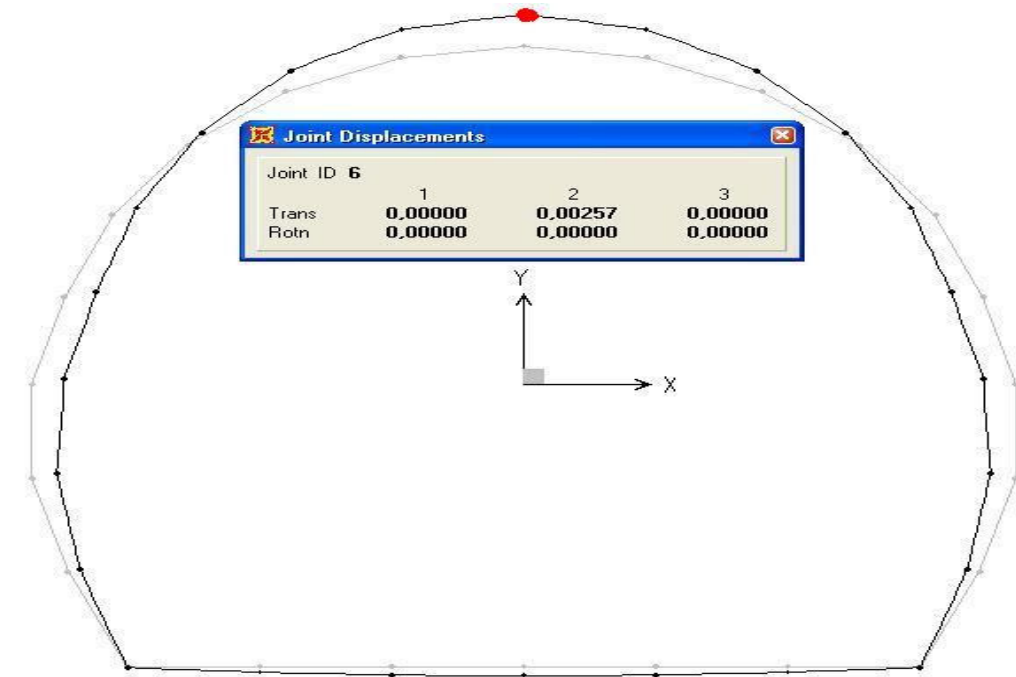
- Kovari, K., Tisa, A.,** Computational Model and Charts for Cut-and-Cover Tunnels, *International Association for Bridge and Structural Engineering*, Stockholm
- Marchant, T., Weir, G.,** Earthquake Damage in Underground Roadways. (25)
- Matsui, J., Ohtomo, K., Kawai, T., Okaichi, A.,** Research on Streamlining Seismic Safety of Underground Reinforced Concrete Duct-Type Station, *Transactions, SMIRT 16*, Washington DC, August 2001
- Metro Rail Transit Consultants (DMJM/PBQD/KE/HWA),** 1984. Informational Annexes to Supplemental Criteria for Seismic Design of Underground Structures, Los Angeles
- Metro Rail Transit Consultants (DMJM/PBQD/KE/HWA),** 1984. Supplemental Criteria for Seismic Design of Underground Structures, Los Angeles
- Miyagawa, Y.,** A Simple Evaluation Method of Deformation Capacity of RC Box Culvert.
- Nihioka, T., Unjoh, S.,** A Simplified Seismic Design Method for Underground Structures Based on the Shear Strain Transmitting Characteristics.
- Nishimura, A.,** 2004. Damage Analysis and Seismic Design of Railway Structures for Hyogoken-nanbu(Kobe) Earthquake, *Journal of Japan Association for Earthquake Engineering*, **4**, No.3
- Oğuzhan, K., Kurtuldu, S.,** 2004. Kabatas-Taksim Füniküler Sistemi Kabataş İstasyonu 1~7 Aksları Döşeme, Kiriş, Kolon, M4, M5, M6, M7 Merdivenleri ve Prekast Kirişleri Statik ve Betonarme Hesap Raporu, FS-TR-S044
- Ohtomo, K., Suehiro, T., Kawai, T., Kanaya, K.,** Research on Streamlining Seismic Safety Evaluation of Underground Reinforced Concrete Duct-Type Structures in Nuclear Power Stations –part-2. Experimental Aspects of Laminar Shear Sand Box Excitation Tests with Embedded RC Models, *Transactions, SMIRT 16*, Washington DC, August 2001
- Ostadan, F., White, W.H.,** Lateral Seismic Soil Pressure an Updated Approach, *US-Japan SSI Workshop*, September 22-23, 1998 (32)

- Ott, R.T., Jacobs, L.C.,** Design and Contruction of the Weehawken Tunnel and Bergenline Avenue Station, ; *Rapid Excavation and Tunneling Conference*, 2003 (22)
- Penzien, J.,** Seismic Performance og Transportation Structures. (26)
- Pestana, J.M.,** Soil-Structure-Interaction Simulation Models, *Peer 2001 Annual Meeting*,
- Quick, H., Micheal, J., Schöttner, V., Katzenbach, R., Arslan, U.,** Tunneling and Deep Excavation in Soft Ground. (31)
- Sandfort, T.C.,** Soil-Structure Interaction of Buried Structures, *University of Maine* (20)
- St. John, C.M., Zahrah T.F.,** 1987. Aseismic Design of Underground Structures, *Tunnelling and Underground Space Technology*, **2**, pp. 165-197
- Standard Specifications for Highway Bridges**, 1977. , *AASHTO*, Washington, DC (21)
- TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara
- Uenishi, K.,** Mechanical Properties of an Underground Structure with Small Overburden Subjected to a Vertical Disturbance, *Report of the Research Center for Urban Safety and Security*, **6**, pp. 35-49 (33)
- Uenishi, K., Sakurai, S.,** 2000, Characteristic of the Vertical Seismic Waves Associated with the 1995 Hyogo-ken Nanbu (Kobe), Japan Earthquake Estimated from the Failure of the Daikai Underground Station, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **29**, pp. 813-821
- Uenishi, K., Sakurai, S., Mizoguchi, S.,** 2001. Wave-Induced Damage to Underground Structures, *Report of the Research Center for Urban Safety and Security*, **5**, pp. 49-60
- Unjoh, S., Kusakabe, T., Nakatani, S., Ohshita, T., Wakizaka, Y., Tamura, K., Fukui, J.,** Site-Specific Design Earthquake Ground Motion and Seismic Design Technology in Next Generation (19)

Ek1



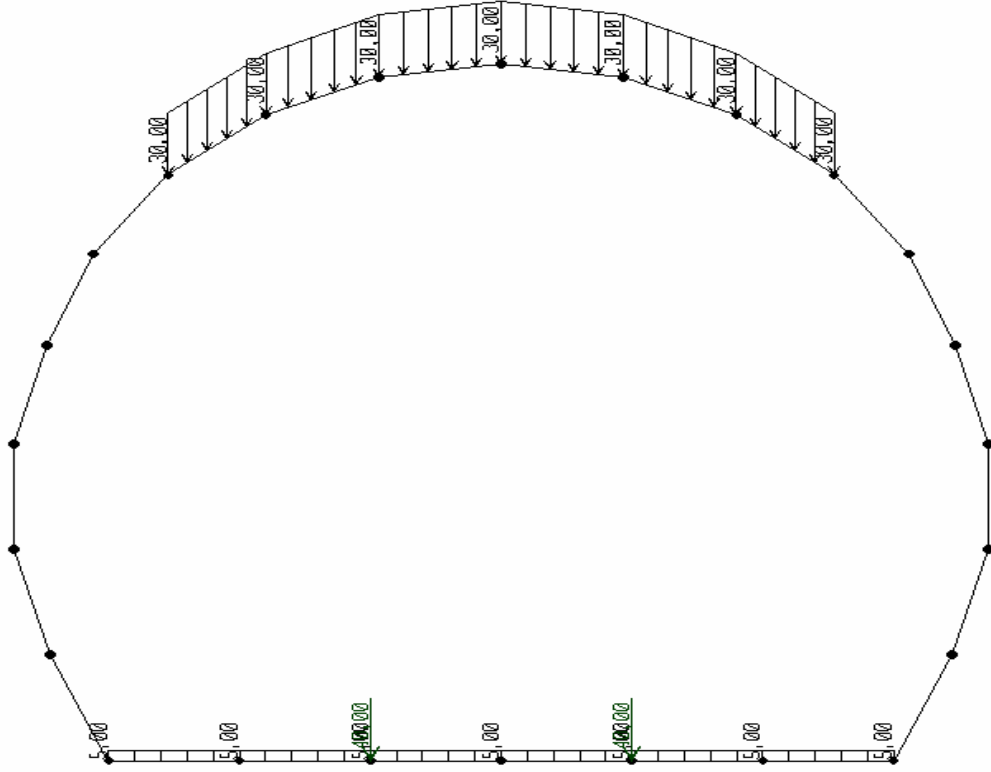
Şekil 7.11 Tek hat tüneli tasarım modeli



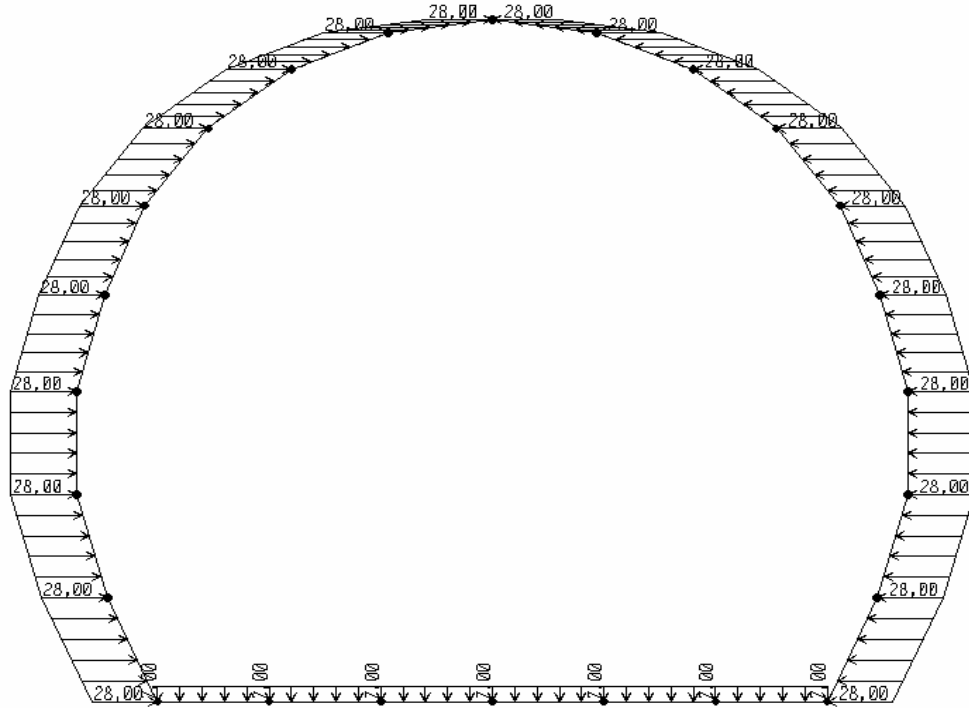
Şekil 7.12 Deprem esnasında üst düğüm noktasında beklenen dışbükey ovalleşme yerdeğiştirmesi (m)



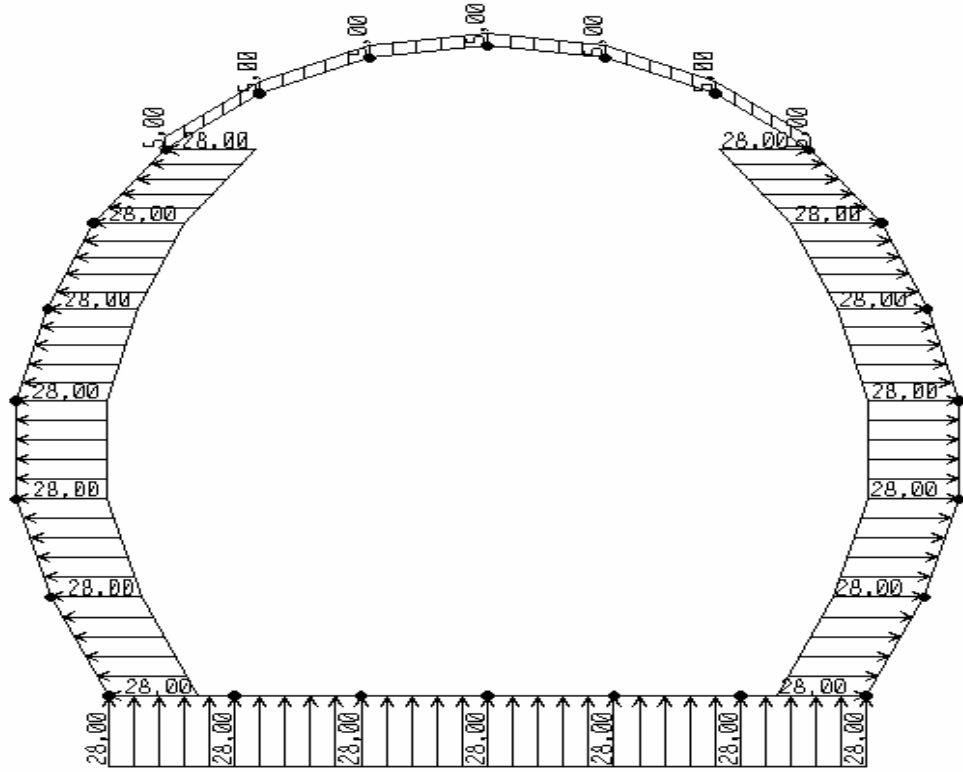
98



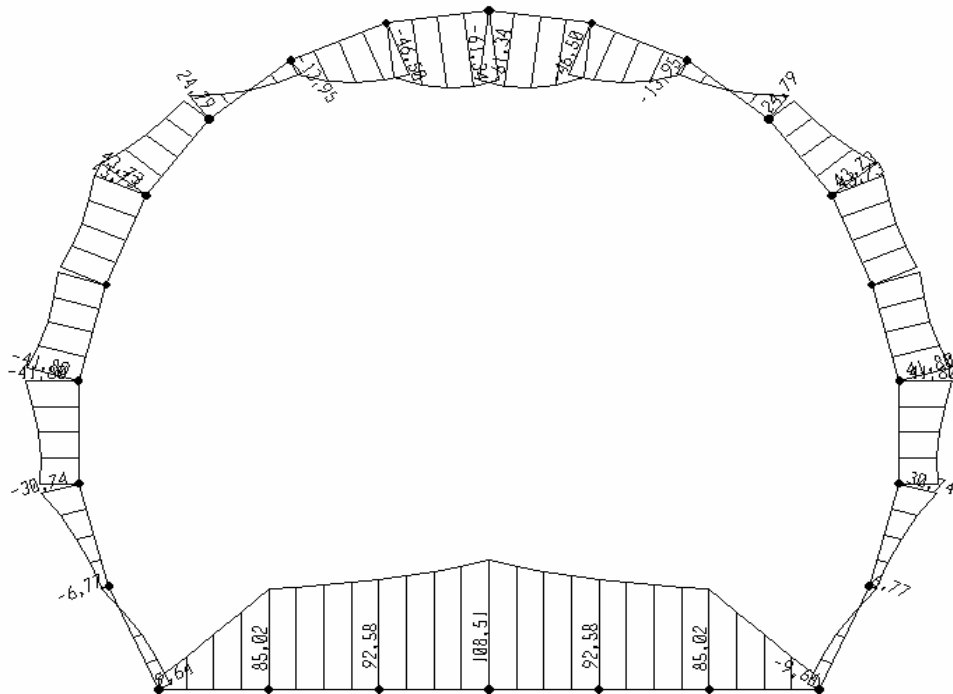
Şekil 7.15 Hareketli yükler (Q) (kN/m/m-kN)



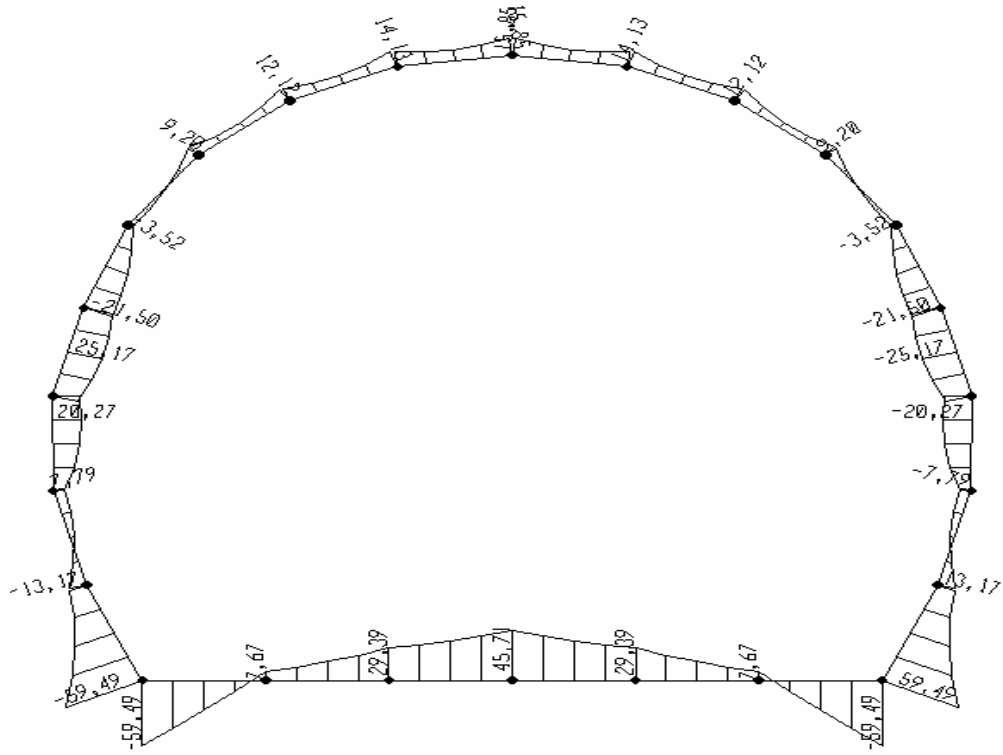
Şekil 7.16 Deprem yerdeğiştirmelerine (ovalleşme) eşdeğer yerdeğiştirme oluşturacak yükler (E) (kN/m/m)



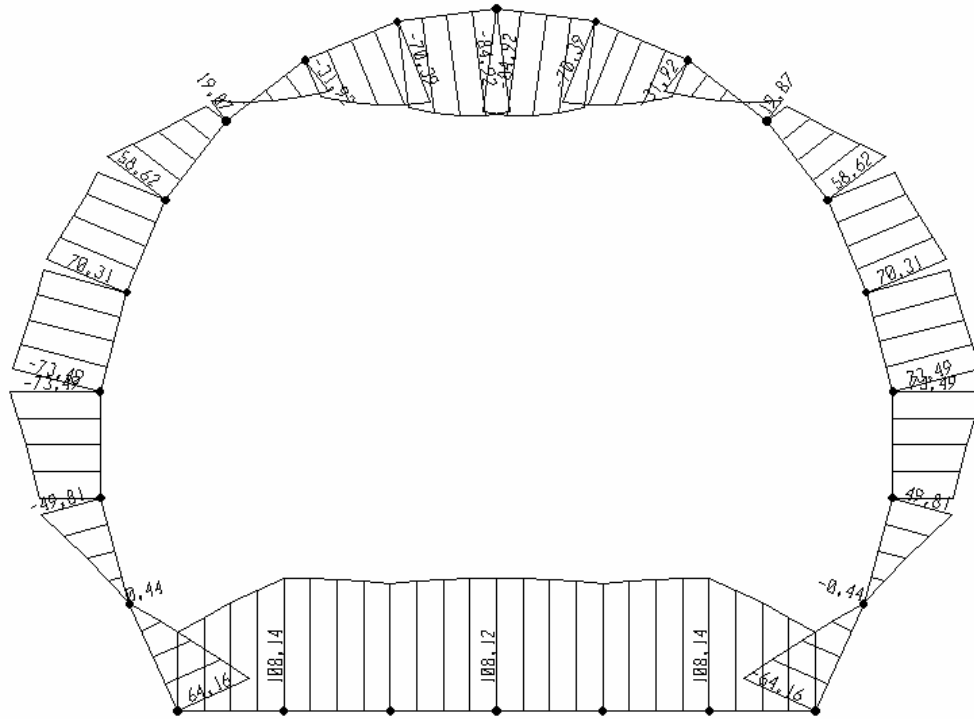
Şekil 7.16b Deprem yerdeğiştirmelerine (İçbükey ovalleşme) eşdeğer yerdeğiştirme oluşturacak yükler (E) (kN/m/m)



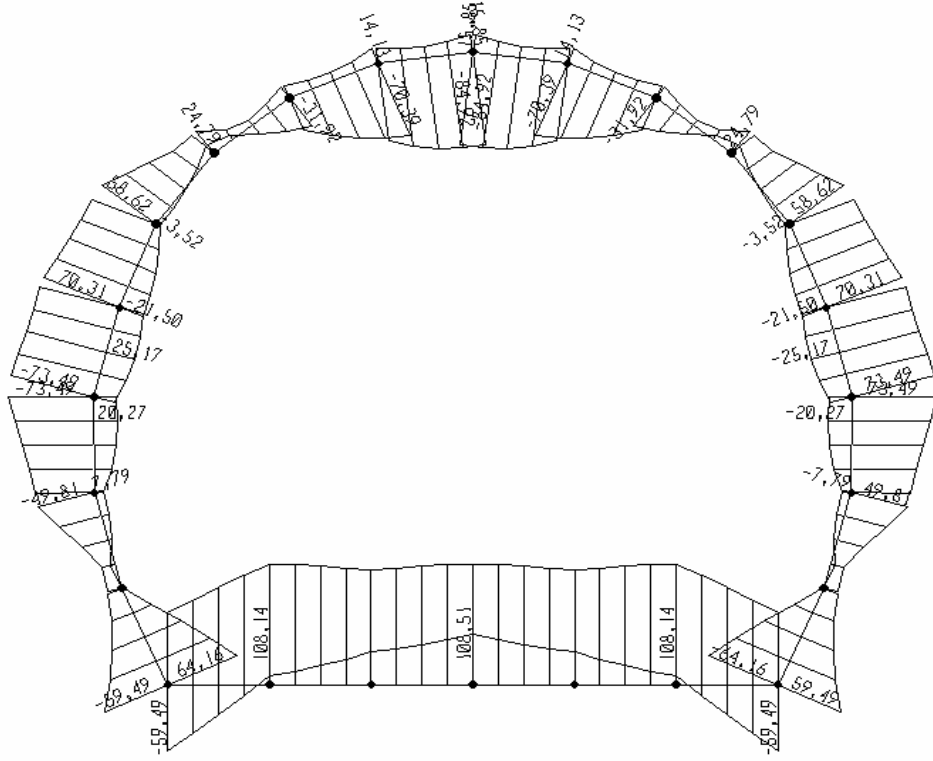
Şekil 7.17 Eğilme Momenti Depremsiz durum (1.4 G + 1.6 Q) (kNm/m)



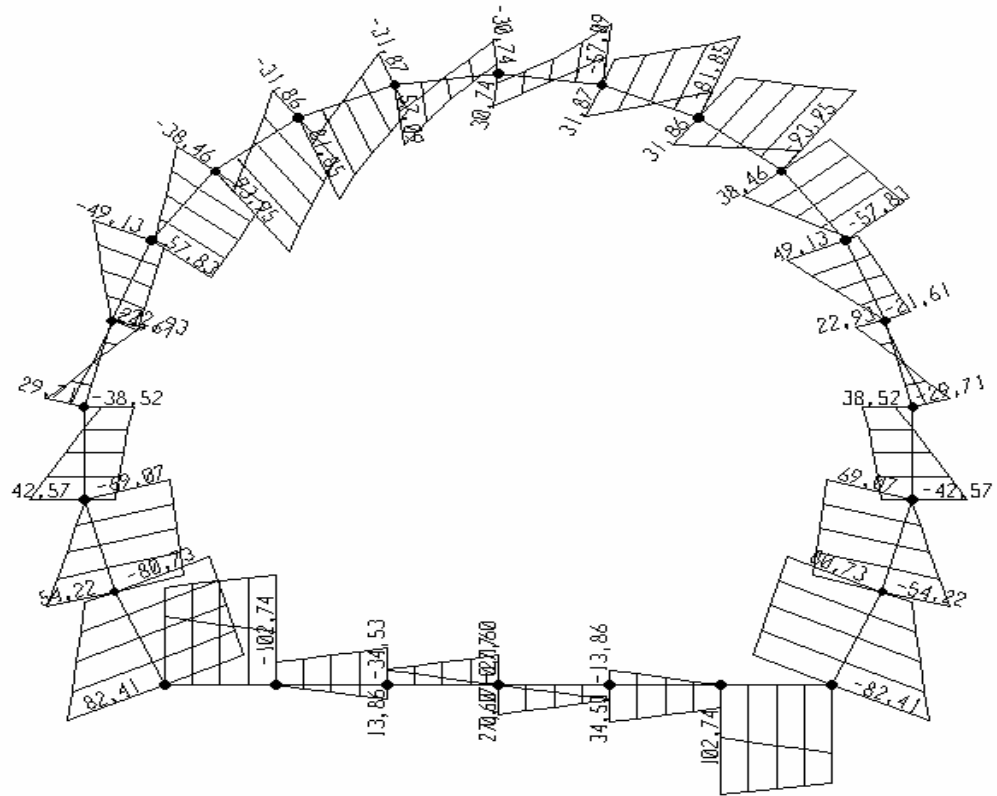
Şekil 7.18a Eğilme momenti Depremlı durum (1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E) (kNm/m)



Şekil 7.18b Eğilme momenti Depremlı durum (1.0 G + 1.0 Q - 1.0 E) (kNm/m)

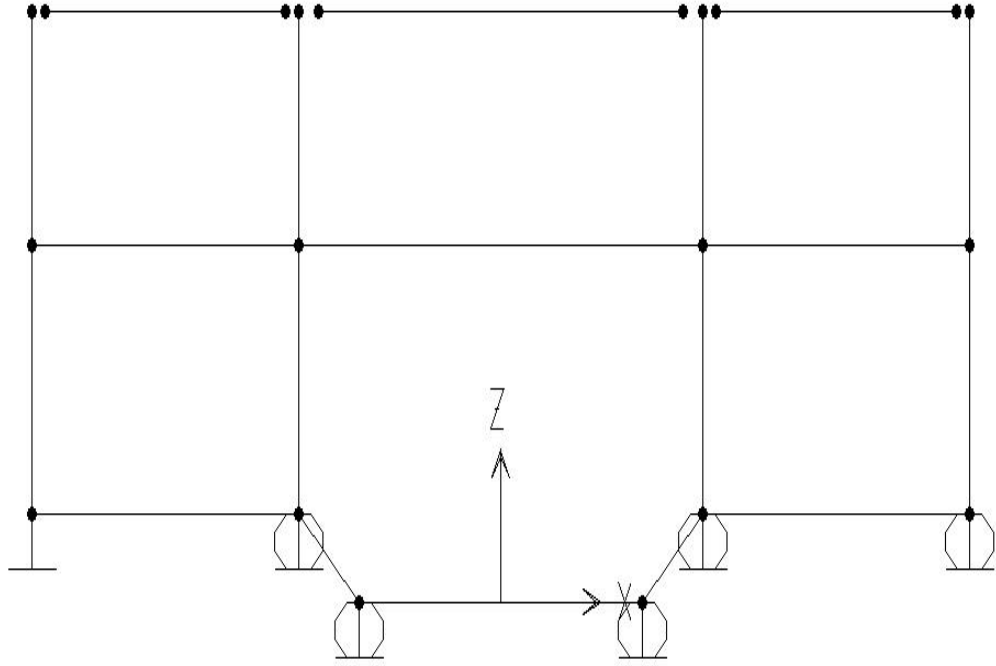


Şekil 7.19 Eğilme momenti-elverişsiz durum Kombinasyonu (kNm/m)

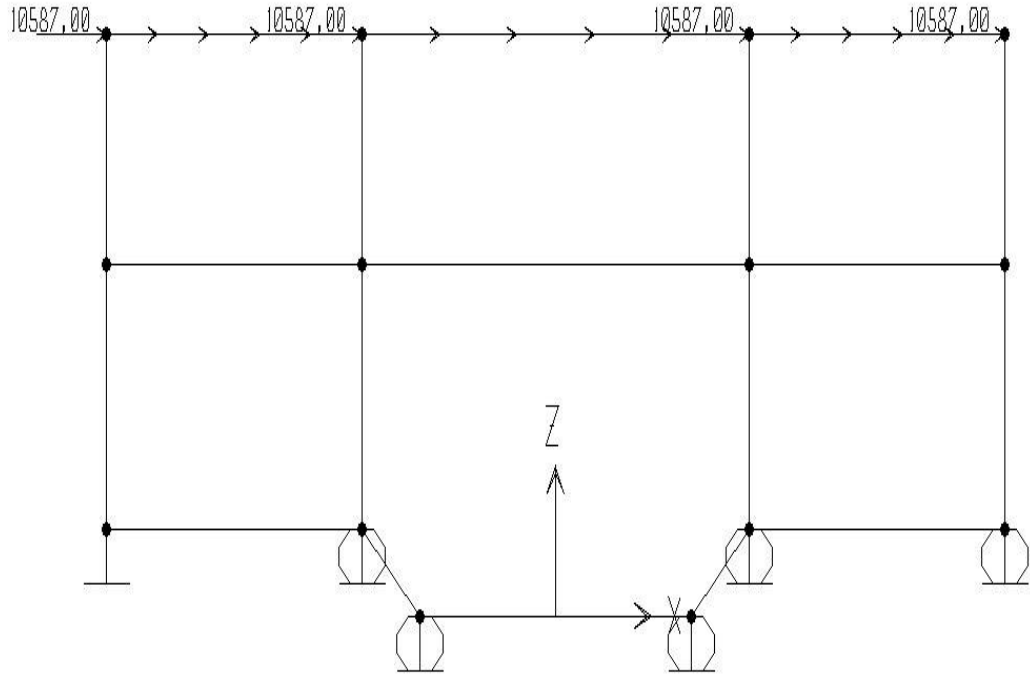


Şekil 7.20 Kesme kuvveti-elverişsiz durum Kombinasyonu (kN/m)

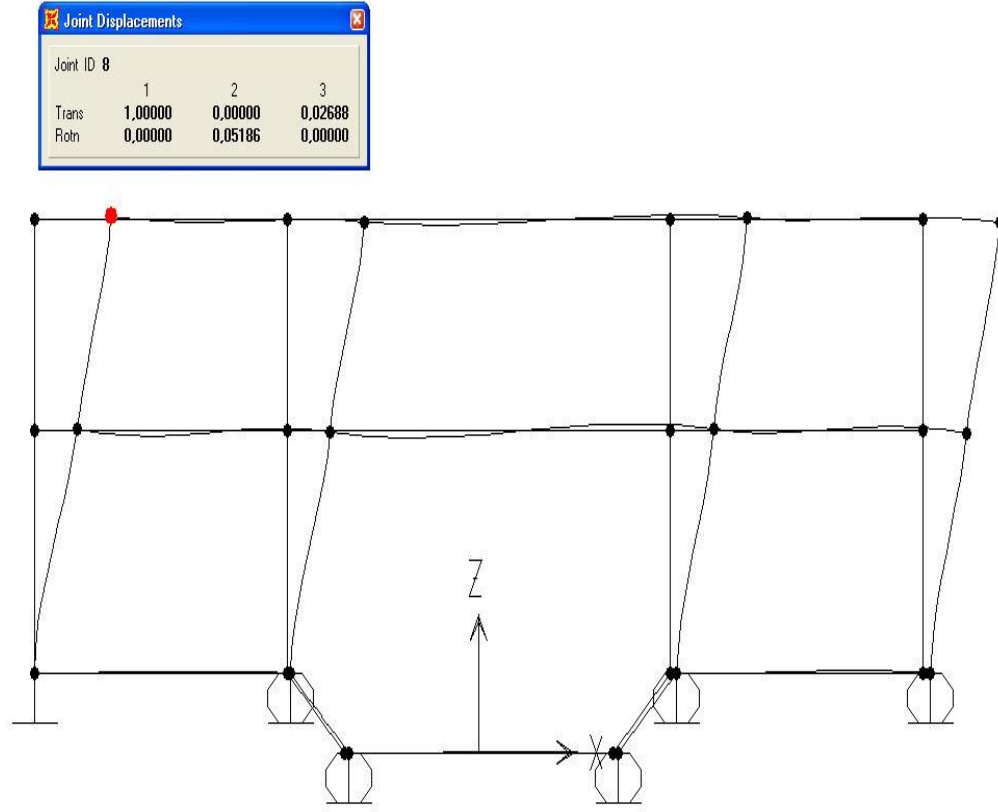
EK 2



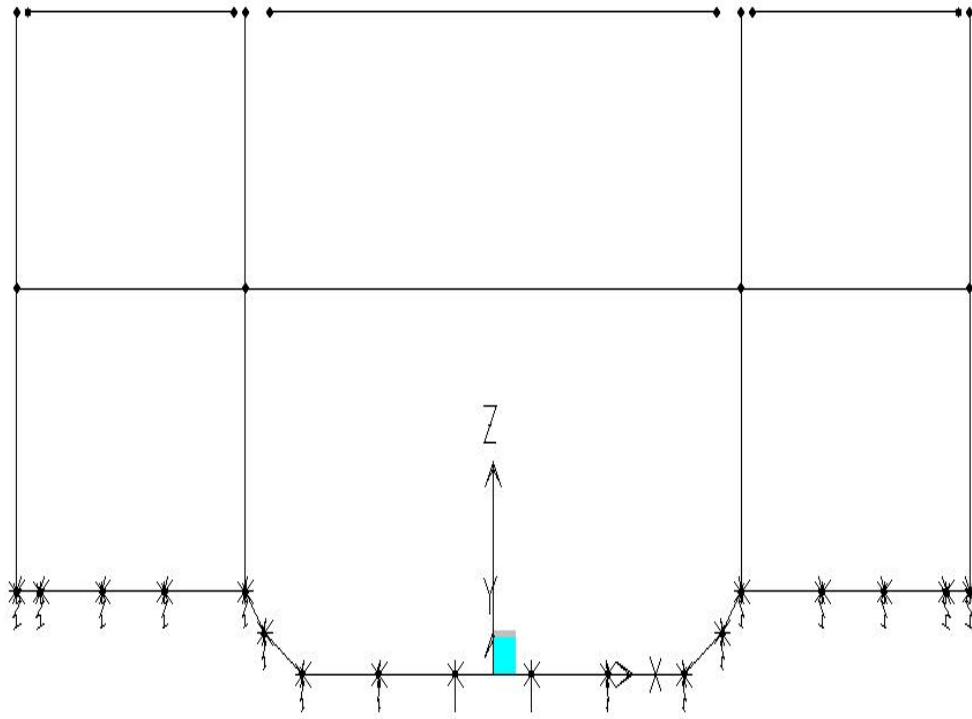
Şekil 7.21 Kabataş İstasyonu Statik Model



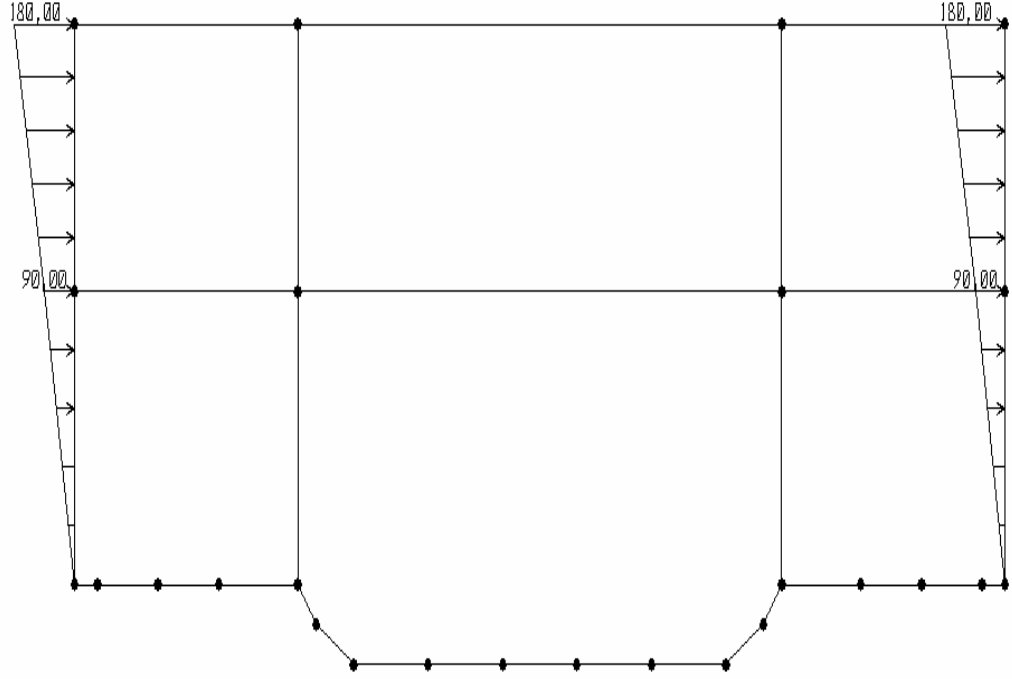
Şekil 7.22 P_s yayılı yükü (kN/m/m)



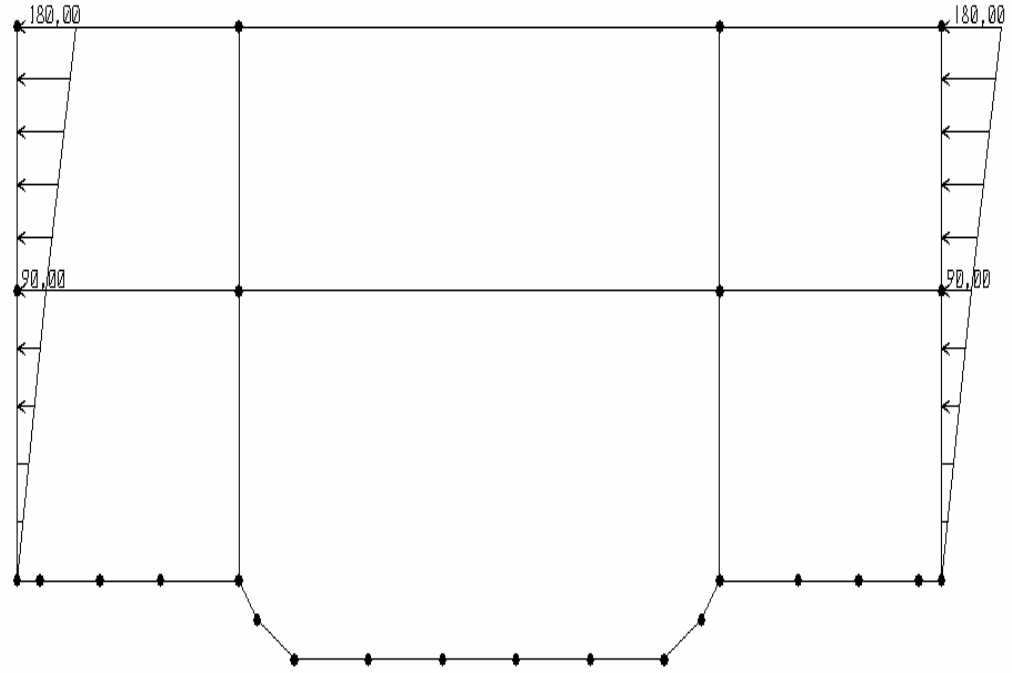
Şekil 7.23 Ps yayılı yükü altında yer değiştirme (m)



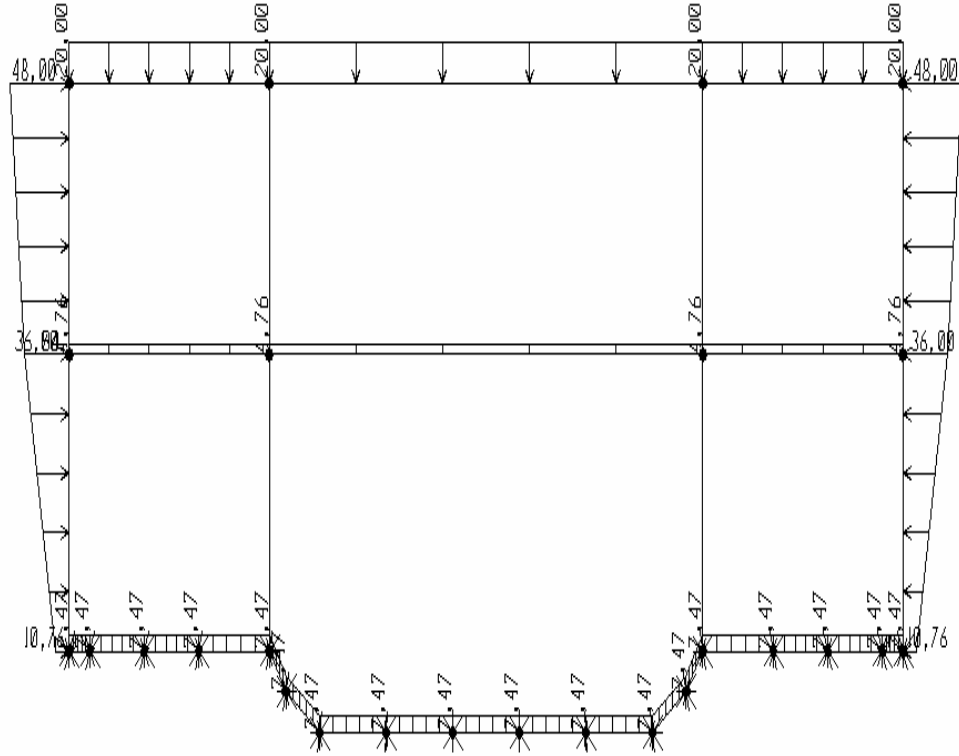
Şekil 7.24 Kabataş İstasyonu Tasarım modeli



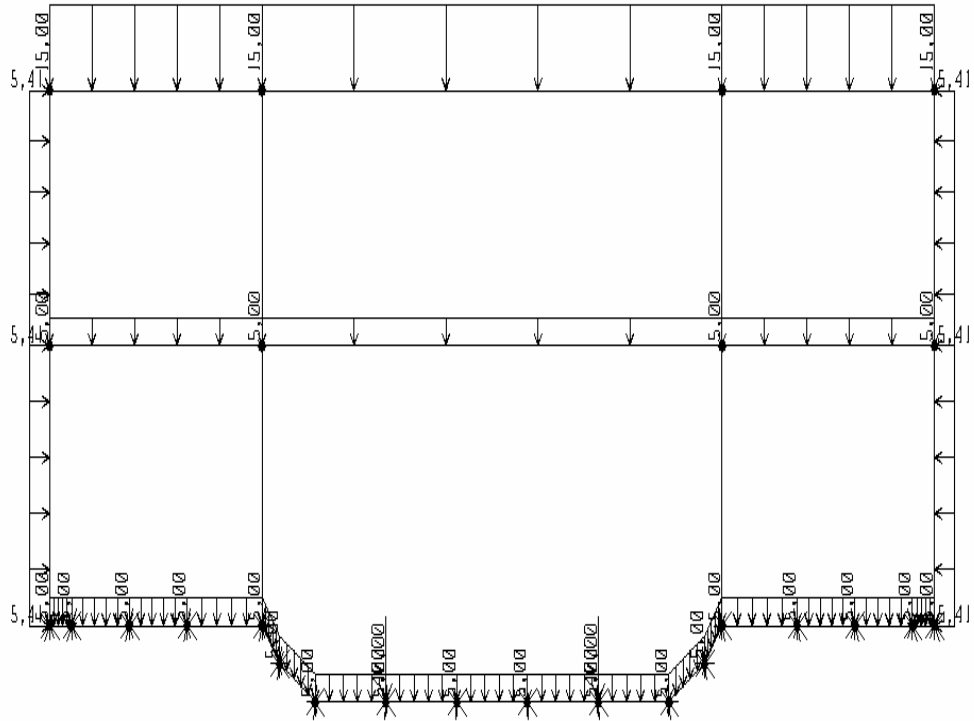
Şekil 7.25 Deprem yerdeğiştirmelerine eşdeğer yerdeğiştirme oluşturacak yükler (+E) (kN/m/m)



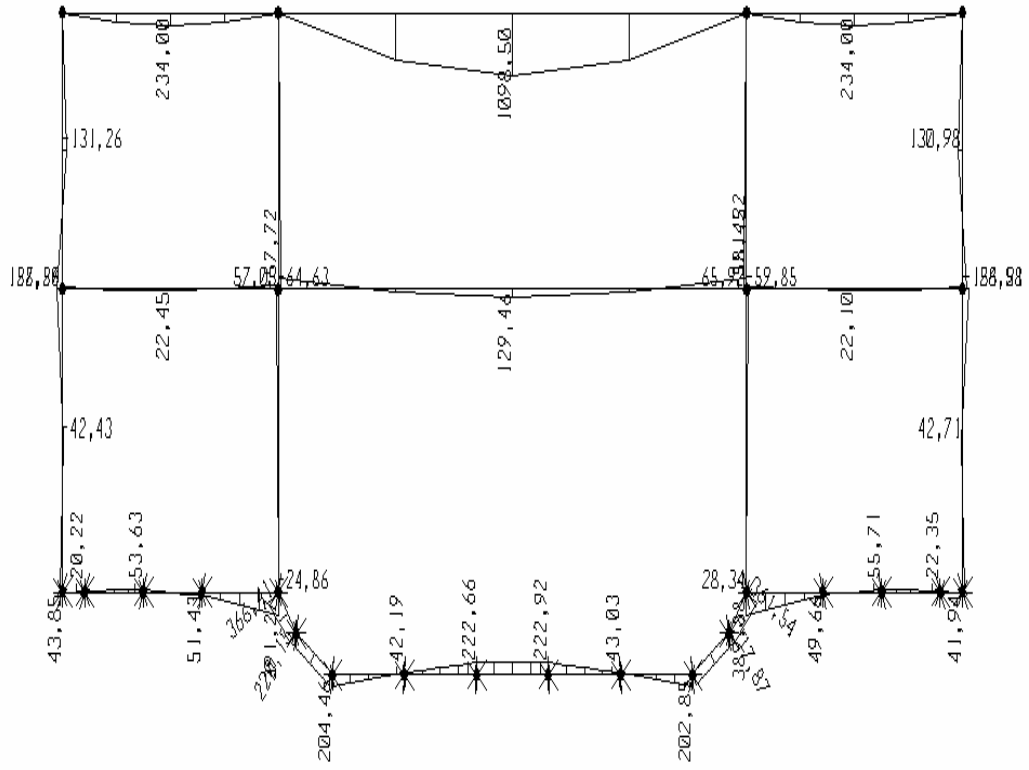
Şekil 7.26 Deprem yerdeğiştirmelerine eşdeğer yerdeğiştirme oluşturacak yükler (-E) (kN/m/m)



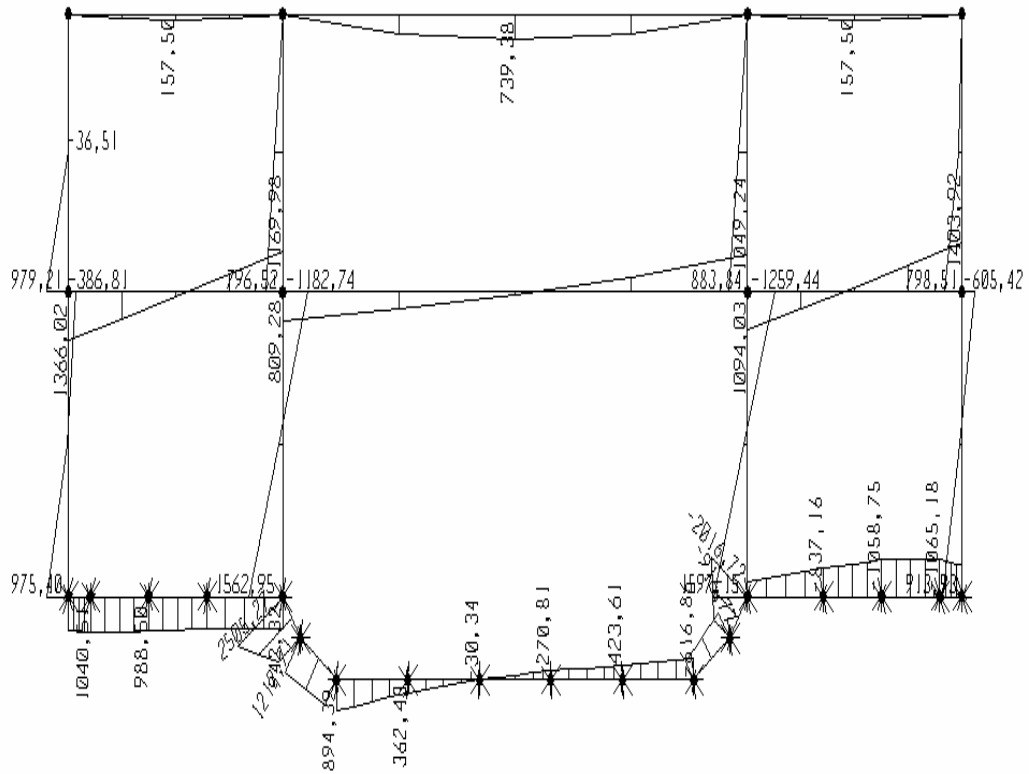
Şekil 7.27 Sabit Yükler (kN/m/m)



Şekil 7.28 Hareketli yükler (kN/m/m)



Şekil 7.29 Eğilme momenti Depremsiz durum (1.4 G+ 1.6 Q) (kNm/m)



Şekil 7.30 Eğilme momenti Depremlı durum (1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E) (kNm/m)

Erdem Can CÜCEOĞLU

1981 yılında Fethiye’de doğmuştur. Orta öğrenimini Fethiye Lisesinde tamamlamış. 1999 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi, İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümünde lisans eğitimine başlamıştır. 2003 yılında lisans eğitimini tamamlayarak İstanbul Teknik Üniversitesi, Fen Bilimleri Enstitüsü, Yapı Mühendisliği, Yapı Analizi ve Tasarımı Uzmanlık Alanında yüksek lisans çalışmasına başlamıştır. Halen, Yapı Merkezi İnş. ve San. Aş. yükleniciliğindeki Taksim-Kabataş Füniküler Sistem Metro İnşaatı Projesinde görev yapmaktadır