

**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**PERDE ÇERÇEVELİ ÇOK KATLI BETONARME  
BİR YAPININ TÜRK VE AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNE GÖRE  
TASARIMI VE KARŞILAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Adil Can SUBAŞI**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Yapı Mühendisliği Programı**

**HAZİRAN 2012**



**İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**PERDE ÇERÇEVELİ ÇOK KATLI BETONARME BİR YAPININ TÜRK VE  
AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIMI VE  
KARŞILAŞTIRILMASI**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ**

**Adil Can SUBAŞI  
(501091083)**

**İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı**

**Yapı Mühendisliği Programı**

**Tez Danışmanı: Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ**

**HAZİRAN 2012**



İTÜ, Fen Bilimleri Enstitüsü'nün 501091083 numaralı Yüksek Lisans Öğrencisi, **Adil Can SUBAŞI**, ilgili yönetmeliklerin belirlediği gerekli tüm şartları yerine getirdikten sonra hazırladığı “**PERDE ÇERÇEVELİ ÇOK KATLI BETONARME BİR YAPININ TÜRK VE AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIMI VE KARŞILAŞTIRILMASI**” başlıklı tezini aşağıda imzaları olan jüri önünde başarı ile sunmuştur.

**Tez Danışmanı :**      **Doç. Dr. Kutlu DARILMAZ**      .....

İstanbul Teknik Üniversitesi

**Jüri Üyeleri :**      **Doç. Dr. Konuralp GİRĞİN**      .....

İstanbul Teknik Üniversitesi

**Doç. Dr. Güray ARSLAN**      .....

Yıldız Teknik Üniversitesi

**Teslim Tarihi :**      **2 Mayıs 2012**

**Savunma Tarihi :**      **6 Haziran 2012**



## **ÖNSÖZ**

Yüksek Lisans Tezi olarak perde çerçevesi çok katlı betonarme bir yapının Amerikan ve Türk yönetmeliklerine göre tasarımı ve karşılaştırılması yapılmıştır. Çalışmalarımın her aşamasında benden ilgi, alaka ve bilgisini esirgemeyen, bana her konuda yardımcı olmaya çalışan değerli hocam Sayın Doç. Dr. KUTLU DARILMAZ'a teşekkürlerimi sunarım.

Tüm öğrenim hayatım boyunca olduğu gibi, yüksek lisans tezi çalışmam sırasında da benden her türlü maddi manevi desteklerini esirgemeyen hep yanımda olan aileme teşekkürü bir borç bilirim

Haziran 2012

Adil Can SUBAŞI  
(İnşaat Mühendisi)





## İÇİNDEKİLER

### Sayfa

ÖNSÖZ.....	v
İÇİNDEKİLER.....	vii
KISALTMALAR.....	ix
ÇİZELGE LİSTESİ.....	xi
ŞEKİL LİSTESİ.....	xiii
SEMBOL LİSTESİ.....	xv
ÖZET.....	xix
SUMMARY.....	xxi
<b>1. GİRİŞ .....</b>	<b>1</b>
1.1 Tezin Amacı.....	2
<b>2. TÜRK VE AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI</b>	<b>3</b>
2.1 Hesap Yöntemleri.....	3
2.2 Tasarım Dayanımı .....	4
2.3 Yükler .....	6
2.3.1 Yük katsayıları ve kombinasyonlar .....	6
2.3.2 Hareketli yükler .....	9
2.3.3 Hareketli yük azaltma katsayısı.....	11
2.3.4 Çatı yüklerinde hareketli yük azaltması .....	14
2.4 Deprem Tasarımı.....	15
2.4.1 Zemin sınıfları .....	15
2.4.2 Yapısal sistem seçimi .....	17
2.4.3 Tasarım spektral ivme parametreleri .....	18
2.4.4 Tasarım spektrumu .....	20
2.4.5 Bina önem katsayısı.....	23
2.4.6 Sismik tasarım kategorileri .....	25
2.4.7 Sismik yük etkisi ve kombinasyonları.....	27
2.4.8 Analiz yönteminin seçimi .....	28
2.4.9 Eşdeğer deprem yükü hesabı.....	29
2.4.9.1 Deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlık .....	30
2.4.9.2 Taban kesme kuvvetinin hesabı.....	31
2.4.9.3 Yapı doğal periyodunun belirlenmesi .....	32
2.4.9.4 Yüklerin dağılımı.....	35
2.4.10 Modal Analiz.....	36
2.4.10.1 Mod sayısı .....	36
2.4.10.2 Modal analiz parametreleri.....	37
2.4.11 Kat ötelemeleri ve deformasyonlar .....	38
2.4.11.1 Göreli kat öteleme limitleri .....	38
2.5 Konstrüktif Kurallar .....	39
2.5.1 Kolonlar .....	39
2.5.2 Kirişler .....	43

2.5.3 Perdeler .....	47
<b>3. TASARIMA ESAS YAPININ KARAKTERİSTİKLERİ.....</b>	<b>53</b>
3.1 Taşıyıcı Sistem ve Kat Yükseklikleri.....	53
3.2 Malzemeler .....	54
3.3 Deprem bölgesi ve Zemin Koşulları .....	54
3.4 Statik Hesap Esasları ve Kullanılacak Yapısal Analiz Programı .....	55
3.5 Yükler .....	56
3.6 Yük kombinasyonları .....	58
3.7 Ön Boyutlama .....	60
<b>4. TÜRK YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIM.....</b>	<b>69</b>
4.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı.....	69
4.2 Modal Analiz .....	72
4.3 Görelî Kat Öteleme Limitleri.....	74
4.4 Betonarme Hesap .....	76
4.4.1 Kiriş hesabı .....	76
4.4.2 Kolon hesabı .....	82
4.4.3 Güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki .....	84
4.4.4 Tasarım kesme kuvveti kontrolü.....	85
4.4.5 Kolon tasarım kesme kuvvetleri hesabı .....	86
4.4.6 Kirişlerin kesme güvenliğı .....	90
4.4.7 Perde hesabı .....	91
<b>5. AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIM .....</b>	<b>95</b>
5.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı.....	96
5.2 Modal Analiz .....	99
5.3 Görelî Kat Öteleme Limitleri.....	101
5.4 Betonarme Hesap .....	102
5.4.1 Kiriş hesabı .....	103
5.4.2 Kolon hesabı .....	105
5.4.3 Güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki .....	106
5.4.4 Kolon tasarım kesme kuvvetleri hesabı .....	106
5.4.5 Kirişlerin kesme güvenliğı .....	108
<b>6. SONUÇLAR .....</b>	<b>111</b>
<b>KAYNAKLAR.....</b>	<b>115</b>
<b>ÖZGEÇMİŞ.....</b>	<b>117</b>

## **KISALTMALAR**

- ACI** : American Concrete Institute  
**ACI 318-08** : Building Code Requirements for Structural Concrete and  
Commentary  
**ASCE** : American Society of Civil Engineers  
**ASCE7-10** : Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures  
**DBYBHY** : Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik  
**TS 498** : Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap  
Değerleri  
**TS 500-2000** : Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları



## ÇİZELGE LİSTESİ

### Sayfa

Çizelge 2.1 : Yük kombinasyonları .....	6
Çizelge 2.2 : $K_{LL}$ eleman faktörü. ....	12
Çizelge 2.3 : En az üç tam kattan fazla yük taşıyan yapı elemanları için % eksiltme değeri ve azaltma değeri, $\beta$ (her tam katta aynı hareketli yük olması halinde). ....	15
Çizelge 2.4 : Zemin grupları .....	16
Çizelge 2.5 : Yerel zemin sınıfları.....	16
Çizelge 2.6 : ASCE7-10'a göre zemin sınıfları .....	16
Çizelge 2.7 : Zemin katsayıları .....	19
Çizelge 2.8 : Etkin yer ivmesi katsayısı.....	20
Çizelge 2.9 : Bina önem katsayısı .....	24
Çizelge 2.10 : ASCE7-10'a göre risk kategorileri .....	24
Çizelge 2.11 : ASCE7-10'a göre bina önem katsayısı .....	25
Çizelge 2.12 : Sismik dizayn kategorileri.....	26
Çizelge 2.13 : Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar .....	28
Çizelge 2.14 : ASCE7-10'a göre eşdeğer deprem yükünün uygulanabileceği binalar .....	29
Çizelge 2.15 : Hareketli yük katılım katsayısı .....	30
Çizelge 2.16 : Yaklaşık periyot parametreleri .....	33
Çizelge 2.17 : Hesap periyodu üst limit katsayıları .....	34
Çizelge 2.18 : Göreli kat öteleme limitleri .....	38
Çizelge 3.1 : Ön boyutlama .....	61
Çizelge 4.1 : Türk yönetmeliklerine göre periyot ve modal analiz parametreleri....	72
Çizelge 4.2 : Türk yönetmeliklerine göre taban kesme kuvveti.....	74
Çizelge 4.3 : Türk yönetmeliklerine göre kat ötelemeleri .....	75
Çizelge 5.1 : Amerikan yönetmeliklerine göre periyot ve modal analiz parametreleri .....	99
Çizelge 5.2 : Amerikan yönetmeliklerine göre kat ötelemeleri .....	101



## ŞEKİL LİSTESİ

### Sayfa

Şekil 2.1 : Dayanım azaltma katısı şekil değiştirme ilişkisi .....	5
Şekil 2.2 : ASCE7-10'a göre deprem spektrumu. ....	21
Şekil 2.3 : DBYBHY'e göre deprem spektrumu. ....	22
Şekil 3.1 : Tasarıma esas yapının plan görünüşü. ....	53
Şekil 3.2 : Tasarıma esas yapının kesit görünüşü.....	54
Şekil 3.3 : Tasarıma esas yapının SAP2000'de oluşturulmuş modeli.....	56
Şekil 4.1 : Tasarıma esas yapının Türk yönetmeliklerine göre spektrumu.....	69
Şekil 5.1 : Tasarıma esas yapının Amerikan yönetmeliklerine göre spektrumu.....	96
Şekil 5.2 : Amerikan yönetmeliklerine göre taban kesme kuvveti limitleri. ....	99





## SEMBOL LİSTESİ

<b>A(T)</b>	: Spektral ivme katsayısı
<b>A<sub>o</sub></b>	: Etkin yer ivmesi katsayısı
<b>A<sub>o</sub></b>	: Etriye çubuğu kesit alanı
<b>A<sub>s</sub></b>	: Basınç donatısı kesit alanı
<b>A<sub>c</sub></b>	: Gövde kesiti beton alanı
<b>A<sub>g</sub></b>	: Duvarın tüm kesit alanı
<b>A<sub>sh</sub></b>	: duvarda bulunan yatay donatıların toplam kesit alanı
<b>A<sub>sw</sub></b>	: Kesme donatısı toplam kesit alanı
<b>A<sub>T</sub></b>	: etki alanı
<b>b<sub>w</sub></b>	: Kiriş gövde genişliği
<b>c</b>	: en dış donatı ağırlık merkezinden ölçülen beton örtüsü
<b>C<sub>d</sub></b>	: sehim artırma faktörü
<b>C<sub>s</sub></b>	: sismik response katsayısı
<b>C<sub>t</sub></b>	: yapı periyot katsayısı
<b>C<sub>u</sub></b>	: periyot üst limit katsayısı
<b>C<sub>v<sub>x</sub></sub></b>	: düşey dağıtım faktörü
<b>d</b>	: faydalı yükseklik
<b>d'</b>	: basınç donatısı merkezinden ölçülen beton örtüsü
<b>D</b>	: Ölü yük (ASCE)
<b>E</b>	: deprem etkisi
<b>E<sub>h</sub></b>	: yatay deprem etkisi
<b>E<sub>v</sub></b>	: düşey deprem etkisi
<b>e<sub>min</sub></b>	: minimum dış merkezlik
<b>E<sub>c</sub></b>	: Beton elastisite modülü
<b>E<sub>s</sub></b>	: Donatı elastisite modülü
<b>F</b>	: akışkan kuvveti
<b>F<sub>a</sub></b>	: kısa periyot zemin düzeltme katsayısı
<b>F<sub>v</sub></b>	: 1 sn periyodunda zemin düzeltme katsayısı
<b>F<sub>d</sub></b>	: tasarım kuvveti
<b>f<sub>cd</sub></b>	: beton tasarım basınç dayanımı
<b>f<sub>ck</sub></b>	: beton karakteristik basınç dayanımı
<b>f<sub>ctd</sub></b>	: beton tasarım eksenel çekme dayanımı
<b>f<sub>ctk</sub></b>	: beton karakteristik eksenel çekme dayanımı
<b>f<sub>yd</sub></b>	: boyuna donatı tasarım akma dayanımı
<b>f<sub>yk</sub></b>	: boyuna donatı karakteristik akma dayanımı
<b>f<sub>ywd</sub></b>	: enine donatı tasarım akma dayanımı
<b>g</b>	: yer çekimi ivmesi
<b>h</b>	: eleman yüksekliği
<b>H</b>	: yatay kuvvet(örneğin, zemin etkisi)etkisi
<b>H<sub>cr</sub></b>	: kritik perde yüksekliği
<b>H<sub>w</sub></b>	: perde boyu
<b>I</b>	: bina önem katsayısı
<b>I<sub>e</sub></b>	: bina önem katsayısı (ASCE)
<b>I<sub>b</sub></b>	: Kirişin tüm eylemsizlik momenti

$I_c$	: Kolon tüm eylemsizlik momenti
$L$	: hareketli yük (ASCE)
$L_o$	: azaltılmamış minimum hareketli yük
$L_r$	: azaltılmış çatı hareketli yükü
$l_n$	: net boy
$l_u$	: perde uç bölgesi
$l_w$	: perdenin plandaki uzunluğu
$K_{LL}$	: eleman faktörü
$N$	: binanın temel üstünden itibaren toplam kat sayısı
$n$	: kesitteki etriye kol sayısı
$\eta$	: hareketli yük katılım katsayısı
$N_d$	: tasarım aksenal kuvveti
$M_a$	: kolon alt uç momenti
$M_d$	: tasarım momenti
$M_{\bar{u}}$	: kolon üst uç momenti
$M_r$	: kapasite momenti
$M_u$	: tasarım momenti (ASCE)
$M_{xn}, M_{yn}$	: gözönüne alınan deprem doğrultusunda n'inci doğal titreşim modundaki etkin kütle
$P_u$	: tasarım normal kuvveti
$p$	: döşeme yayılı yükü
$p_d$	: düzgün yayılı döşeme tasarım yükü
$p_g$	: düzgün yayılı döşeme ölü yükü
$p_q$	: düzgün yayılı döşeme hareketli yükü
$Q$	: hareketli yük etkisi
$Q_E$	: yatay deprem etkisi
$R$	: yağmur yükü
$R$	: taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$R_a(T)$	: deprem yükü azaltma katsayısı
$R_d$	: tasarım dayanımı
$S$	: kar yükü
$S_a$	: Spektrum katsayısı (ASCE)
$S_s$	: kısa periyotlarda spektral response ivme parametresi
$S_1$	: 1 sn periyotunda spektral response ivme parametresi
$S_{DS}$	: kısa periyotlarda tasarım spektral response ivme parametresi
$S_{D1}$	: 1 sn periyotunda tasarım spektral response ivme parametresi
$S_{MS}$	: kısa periyotlarda haritalardan okunan spektral response ivme parametresi
$S_{M1}$	: 1 sn periyotunda haritalardan okunan spektral response ivme parametresi
$S(T)$	: Spektrum katsayısı
$S_{ae}(T)$	: elastik spektral katsayısı
$S_{aR}(T)$	: r'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivme
$s$	: etriye adımı
$s_o$	: minimum etriye adımı
$s_k$	: sıklaştırma bölgesinde etriye adımı
$T$	: sıcaklık değişimi, büzülme, farklı oturma vb. nedeniyle oluşan yük etkisi
$T$	: bina doğal titreşim periyodu
$T_1$	: binanın 1. doğal titreşim periyodu

$T_a$	: yaklaşık periyot
$T_A, T_B$	: Spektrum karakteristik periyotları
$T_L$	: uzun periyot
$V$	: kesme kuvveti
$V_a$	: kolon alt ucu kesme kuvveti
$V_c$	: kesme dayanımına beton katkısı
$V_{cr}$	: kesitin kesmede çatlama dayanımı
$V_d$	: tasarım kesme kuvveti
$V_i$	: Gözönüne alınan deprem doğrultusunda binanın i'inci katına etki eden kat kesme kuvveti
$V_r$	: kesme dayanımı
$V_s$	: donatı kesme kuvveti (ASCE)
$V_t$	: eşdeğer deprem yükü hesabında taban kesme kuvveti
$V_{tB}$	: mod birleştirme yönteminde taban kesme kuvveti
$V_u$	: tasarım kesme kuvveti (ASCE)
$V_{\bar{u}}$	: kolon üst uç kesme kuvveti
$V_w$	: kesme dayanımına kesme donatısının katkısı
$W$	: rüzgar etkisi
$W$	: efektif sismik ağırlık
$\beta$	: Mod birleştirme yöntemiyle hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayısı
$\Delta_i$	: binanın i'inci katındaki azaltılmış görelî kat ötelemesi
$(\Delta_i)_{ort}$	: binanın i'inci katındaki ortalama azaltılmış görelî kat ötelemesi
$\Delta F_N$	: binanın N'inci katına etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
$\delta_i$	: binanın i'inci katındaki etkin görelî kat ötelemesi
$(\delta_i)_{max}$	: binanın i'inci katındaki maksimum etkin görelî kat ötelemesi
$\Phi$	: boyuna donatı çapı
$\Phi$	: tasarım dayanımı katsayısı (ASCE)
$\gamma_{mc}$	: beton için malzeme katsayısı
$\gamma_{ms}$	: donatı için malzeme katsayısı
$\rho$	: kirişte çekme donatısı oranı
$\rho$	: sönüm katsayısı (ASCE)
$\rho_b$	: kirişte dengeli donatı oranı
$\rho_t$	: kolonlarda toplam boyuna donatı oranı



# PERDE ÇERÇEVELİ ÇOK KATLI BETONARME BİR YAPININ TÜRK VE AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIMI VE KARŞILAŞTIRILMASI

## ÖZET

Yüksek lisans tezi olarak, yapılan bu çalışmada, çok katlı, taşıyıcı sistemi perde ve çerçevelerden oluşan betonarme bir binanın tasarımı Amerikan ve Türk yönetmeliklerine göre ayrı ayrı yapılmış ve her iki ülke yönetmelikleri bu örnek üzerinde karşılaştırılmıştır.

Söz konusu çalışmanın ikinci bölümünde, karşılaştırmaya esas yönetmelik ve standartlardan bahsedilerek yönetmelik ve standartların hesap kabulleri, malzeme katsayıları, yük ve yük kombinasyonları, hareketli yük azaltma yöntemi, deprem tasarım kriterleri, konstrüktif kuralları, güvenlik esasları, çözüm metodları, dayanım ve kullanılabilirlik şartları gibi konular hakkında bilgiler verilmiştir.

Çalışmanın üçüncü bölümünde ise, tasarıma esas yapının taşıyıcı sistemi, deprem bölgesi, zemin koşulları, kat yükseklikleri, statik hesap esasları, kullanılacak beton ve çelik sınıfları, ön boyutlaması, kullanılacak sonlu eleman programı ve yapının bu programda oluşturulmuş modeli hakkında bilgiler verilmiştir.

Çalışmanın dördüncü bölümünde üçüncü bölümde bahsi geçen perde çerçevesi betonarme yapının Türk yönetmeliklerine göre statik hesapları bir yapısal analiz programı olan SAP 2000 programının 14. versiyonu ile modellenmiş, betonarme hesapları da elle yapılmıştır. Ayrıca örnek oluşturması sebebiyle seçilen bir aks üzerindeki elemanların betonarme hesabı yapılarak donatı miktarları hesaplanmış, donatı yerleşimi, bindirme boyu, pas payı vb. konularda daha sonraki karşılaştırma bölümüne veri oluşturacak bir çalışma yapılmıştır.

Tez çalışmasının beşinci bölümünde ise, aynı yapının Amerikan yönetmelik ve standartlarına göre statik hesabı SAP 2000 v.14 analiz programıyla, betonarme hesabı ise SAP2000 programı ile yapılmıştır.

Çalışmanın altıncı bölümünde ise; her iki ülke yönetmeliklerine göre dördüncü ve beşinci bölümde ayrı ayrı yapılan statik ve betonarme hesaplardan ve donatı detaylarından çıkan sonuçlar değerlendirilmiştir. Aynı şartlar ve aynı yapı üzerinde söz konusu olan farklılıklardan ve benzerliklerden örnekler üzerinde ve sonuçları da göz önünde bulundurarak, sayısal verilerle karşılaştırmalar yapılarak sonuçlar irdelenmiştir.

Bu karşılaştırmalar neticesinde, Amerikan yönetmeliklerinin Türk yönetmeliklerinden farklı olarak yapılan kabullerin ve verilen formüllerin sebeplerine daha kapsamlı olarak değindiği görülmektedir. Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımda deprem yüklerinin hesabında kullanılacak ağırlığın hesabında hareketli yük katkısının dikkate alınmamasından ötürü Türk yönetmeliklerine göre tasarıma nazaran daha küçük bir ağırlık dikkate alınmaktadır.

Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımda kiriş kesitlerinin çatlamış kiriş olarak düşünülmesinden ötürü rijitlik azalmış, dolayısıyla periyot büyümüştür. Yönetmelikler periyot değerlerine bir üst sınır koyarak, periyodu sınırlandırmıştır. Amerikan yönetmeliklerine göre 20 katlı bu yapının periyot üst sınırı 1.78 sn'dir. Türk yönetmeliklerine göre ise 2 sn'dir.

Yönetmelikler ayrıca taban kesme kuvvetini de sınırlandırır. Amerikan yönetmeliklerinin getirdiği sınırlar her ne kadar Türk yönetmeliklerindeki sınır değerlere benzese de depremselliğin yüksek olduğu durumlarda Amerikan yönetmeliğinin getirdiği ilave bir şart daha vardır ki bu şart Türk yönetmeliğinin verdiği taban kesme kuvvetinden çok daha büyük bir taban kesme kuvveti ile çalışılmasına sebep olmaktadır. Taban kesme kuvvetinin büyük olması ayrıca görelî kat ötelemelerinin ve iç kuvvetlerin büyümesine sebep olmaktadır.

# **THE DESIGN AND COMPARISON OF MULTISTOREY REINFORCED CONCRETE STRUCTURES POSSESSING DUAL SYSTEMS ACCORDING TO TURKISH AND US BUILDING CODES**

## **SUMMARY**

This study which is prepared for purposes of satisfying the requirements of M.Sc. thesis, presents a comparison of two multistorey reinforced concrete structures possessing dual (shear wall and moment resisting frame) system designed according to US and Turkish building standards.

The second part of the dissertation provides a detailed comparison of two building codes, including design assumptions, material coefficients, loads and their combinations, live load reduction factors, seismic design criteria, detailing requirements, safety factors, methods of solution, strength and serviceability requirements.

It is indicated in the second part of the study that in the Turkish building codes the material coefficients are used for the calculation of design strength, whereas strength reduction factors,  $\phi$  are used in US building code, in which  $\phi$  comprises material coefficients as well.

A list of load combinations is given in the section, where load combinations of both building codes have been compared. From this comparison several conclusion are obtained. For example, live loads are multiplied by the factor 1.4 in Turkish building codes, while the US code recommends a factor of 1.2 for the same purpose. This difference results in 17% increase in load assumptions of the structural modeling.

Live loads were investigated and compared according to both the American and the Turkish standards for the various cases. It is clearly seen that the US codes provide detailed values for live loads by categorizing the load areas into several classes and cases, whereas in the Turkish building code such detailed recommendation is only provided for corridors. For instance, in the US codes even the corridors categorized into two groups such as first floor and other storey corridors. The purpose of these classifications is provided in order to take into account the fact that first floor corridor serves entire building whereas others are used by their residents at that storey, therefore, due to the difference in the usage of the corridors different load values are provided.

Although both national codes includes reduction factors methods for live loads, the formulations and limit values provided in the US code differs from those given in Turkish building code. As an example, according to Turkish building code this method can only be used for structures with at least 3 storeys, whereas US code allows designer to use this method for all structures in different ways and under specific conditions.

In the same section of the study it is explained how to obtain and draw design acceleration spectrum that associated with the acceleration values provided in design spectral acceleration maps of the US building code. Moreover, same subject issue is explained according to Turkish Earthquake Code as well.

Furthermore, the differences and similarities of building importance factors are compared and discussed. A discussion is provided for the importance factors and corresponding seismic design categories, especially for those which do not exist in the Turkish codes

As part of the seismic design concept, some information is provided regarding to selection of analysis system and analysis system itself. Especially, equivalent lateral force method and modal analysis are investigated in this section. Both building codes recommend the method of modal analysis for this specific case study, while the base shear force obtained in the modal analysis should not be less than a certain fraction of the base shear force calculated according to equivalent lateral force method. Therefore, in order to conduct modal analysis of a structure, one should first calculate the base shear force according equivalent lateral force method and then this value should be compared with the one obtained from modal analysis.

Moreover, an important difference on the calculation of effective mass is observed between US and Turkish building codes. The main difference in this case caused by the different assumptions in seismic mass participation coefficient recommended in both codes. Turkish code recommends taking in to account a fraction of live load along with dead load, where according to US code except in some cases the participation of live load is ignored in the calculation of seismic mass.

In the third part of the study the selected case study building is presented. For instance, its structural system, seismic site class, soil parameters, dimensions of the structure, static design procedures, material (concrete and steel) properties, predesign of structures and the use of finite element modeling are explained.

The live load values are taken as  $2 \text{ kN/m}^2$  for the case study building according to both codes. For the calculation of the dead loads the weights of both structural and non structural are taken into account. In order to enable the comparison of structures according to building codes, same structural system is selected. The dead load of the columns of the structural system is taken into account by SAP 2000 by the assignment of concrete unit weight as  $25 \text{ kN/m}^3$ . Beams are designed weightless in the analysis, due to the fact that the distributed dead load assigned at each storey includes wall and slab weights.

In order to make an appropriate comparison between US and Turkish building codes, soil class and seismicity should be selected identical for both cases. Therefore for both cases bedrock parameters are adopted for design. In Turkish building code the bedrock is represented by the soil class A and its shear wave velocity is assumed as greater than  $1000 \text{ m/s}$ . Moreover, the corresponding local site class of this bedrock soil is defined as Z1 in the code.

According the US building code bedrock is classified in class A, and shear wave velocity is assumed as greater than  $1524 \text{ m/s}$ .

As we assumed the structures located on a soil with a shear wave velocity value greater than  $1524 \text{ m/s}$ , it can be assumed that the soil is of class A according to both building codes.



Moreover, in order to conduct reasonable comparison it is assumed that both structures are located in the high seismic zones. In the design according to Turkish code it is assumed that the structure located at seismic zone 1.

However, in US code the seismic hazard zones are presented through maps. The seismic design categories are defined by the certain limit values of the acceleration given in these maps. For example, seismic design category E represents a high seismic category and therefore in the case study seismic design category E is adopted. Furthermore, in order to have similar acceleration values and obtain MCE acceleration values with Turkish code we make use of the code of harbor and coastal structures. Kadiköy which is located at seismic zone 1 is selected and its MCE acceleration values are obtained as  $S_s=1.8g$  ,  $S_1=1.0g$  from this code, so that it helps us to provide similar seismicity for both case studies designed according to different codes.

The forth part of the study provides detailed calculations of dual system RC structure designed according to Turkish Building Standard. Equivalent lateral force method and modal analysis are implemented by using design spectrums from the Turkish code. These calculations include static finite element analysis (SAP 2000 v. 14) and section design and it is shown that the storey drift values obtained from analysis do not exceed the limit values given in Turkish code. Furthermore, a sample axis is designed in detail, including its reinforcement detailing, such as rebar installation, overlapping length, concrete cover etc. Reinforcement calculations according Turkish code are carried out manually.

Furthermore, similar to the previous part, in the fifth section of study the structure analyzed and designed, however, this time according to US building code. Similar calculations such as equivalent forced method and modal analysis are provided as in previous section. The results indicated that the storey drift values obtained from analysis do not exceed the limit values provided in US code. Moreover, a sample axis is designed in detail, including its reinforcement calculations by making us of SAP 2000 in which the design assumptions of the program is set up according to US code.

The sixth section of the study indicate the comparison of results obtained in the fourth and fifth section of this study including the comparison of statics, section design and detailing results of case study structures designed according to two different building codes having same conditions. A conclusion is provided in which their similarities and differences are discussed by providing the data obtained in both case studies.

It can be concluded that unlike the Turkish Code the US code provides more explanation for the given formulas and assumptions. As US codes do not account for the live load effect in the calculation of the effective seismic weight, the Turkish code results in lower effective seismic weight. The design according to the Turkish code leads to  $W = 490461$  kN, while the design according to US codes, this value becomes 64918.2 kN. According to American codes, the beam design sections was assumed as cracked beam, therefore the period of the structure became longer. According to Turkish codes, the fundamental period of vibration of the structure is found 2 sec, while according to American codes this period becomes 2.4 sec. Both codes recommend an upper limit value for the calculated period. According to American codes the upper limit of period for 20 storey structures is 1.78 sec., whereas according to Turkish codes this value becomes 2 sec.

Also, design base shear forces are limited in the codes. Although the limitations for base shear force in US codes are similar to those in Turkish codes, in case of high seismicity the US codes recommend an additional limit for the design base shear value which results in much greater design base shear force than the one calculated according Turkish code. Moreover, the increase in design base shear results in greater inter-storey drift ratios and internal forces. For instance, the obtained maximum inter-storey drift ratio according to Turkish codes is 0.006, while according to American code this value obtained as 0.011.

## 1. GİRİŞ

İnşaat mühendisliği eserleri olan gerek yapılar gerekse köprüler, yollar, barajlar, alt yapı çalışmaları ve daha niceleri toplumun her bireyinin bir vesileyle kullandığı ve tarih öncesi devirlerden günümüze değin ülkelerin üstünlük ve medeniyet nişaneleri olmuşlardır. Geçmişten günümüze kalan yapılarla övünür medeniyetler. İnşaat mühendisliği eserlerinin gerek ülkeler için bir üstünlük göstergesi ve gerekse toplum hayatının devamı için vazgeçilmez olmaları; deprem, sel, tsunami gibi felaketlerde çok kıymetli olan insan hayatının bağlı olduğu yapılar olmaları sebebiyle dayanıklılığı, işlevselliği ülkelerin siyasi otoriteleri için önemli bir konu arz etmektedir. Dolayısıyla her ülke kendi yönetmeliklerini oluşturarak toplum hayatının önemli eserleri olan yapıları, belirli standartlar içerisine sokmaya çalışmış ve gerekli kontrol mekanizmaları oluşturarak denetim altına almaya çalışmıştır. Bu yönetmelik faaliyetlerini yürütürken çeşitli ülkelere etkilenilmiş ve ülke gerçekleri de dikkate alınarak yönetmelikler ortaya konulmuştur. Dolayısıyla bu yönetmelikler mühendislik faaliyetlerinin vazgeçilmezi ve her mühendisin de bilmesi gereken hususlar olmuştur. Ayrıca Türk İnşaat şirketlerinin dünyaya açılması bilhassa Orta Asya, Kuzey Afrika, Balkanlar ve Doğu Avrupa’da çok ciddi faaliyetler içerisinde olmaya başlamasıyla artık Türk normlarının dışında dünyaca kabul görmüş; Eurocode, DIN ve çeşitli Amerikan yönetmeliklerinin de bilinir olması gerçeğini ortaya koymuştur.

Tez kapsamında ülkemiz yönetmelikleri olan TS 500 ‘Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları’, ‘Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Esaslar’, TS 498 ‘Yük Şartnamesi’ ve ayrıca ‘Kıyı Liman Teknik Şartnamesi’ nden yararlanılmıştır.

Amerikan yönetmelikleri kapsamında da Amerikan Beton Enstitüsü’nün (American Concrete Institute) yayınladığı ACI 318 (Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary), Amerika’da ve dünyanın birçok başka ülkesinde de geçerliliği olan uluslararası kod ailesinin bir üyesi olan IBC 2009 (International Building Code) ve Amerikan inşaat mühendisleri odası rolündeki ASCE (American

Society of Civil Engineers)'ın geliştirdiği ve ACI 318'in atıflarda bulunduğu bir standart olan ASCE 7-10'dan faydalanılmıştır.

### **1.1 Tezin Amacı**

Bu tezin amacı ülkemizin yönetmeliklerinin, dünyanın en çok kabul gören standart ve yönetmeliklerinden olan ve bir çok ülke normlarını, hatta bizim normlarımızı da eitli vesilelerle etkilemiş, inşaat sektörümüzün uluslararası faaliyetlerinde zaman zaman değindiği standart ve yönetmelikler olan ACI 318, IBC 2009 ve ASCE 7-10 ile benzerlikleri ve farklılıklarını örnekler ve sayısal sonuçlar ile derinlemesine irdelemek ve Türk yönetmeliklerinin bulunduğu konumu incelemektir.

## 2. TÜRK VE AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNİN KARŞILAŞTIRILMASI

### 2.1 Hesap Yöntemleri

Amerikan standartlarında hesap yöntemi olarak; Taşıma Gücü Hesap Yöntemi (Strength Procedures), Emniyet Gerilmeleri Yöntemi (Allowable Stress Procedures) ve Performansa Dayalı Yöntem (Performance-Based Procedures)'e yer verilmektedir.

TS 500-2000'de ise iki sınır durum bulunmaktadır. Bunlardan birincisi 'Kullanılabilirlik Sınır Durumu', ikincisi ise 'Taşıma Gücü Sınır Durumu' dur. Kullanılabilirlik sınır durumu performansla ilintilidir. Yapının kullanım yükleri altında aşırı çatlama, aşırı şekil ve yerdeğiştirme ve aşırı titreşime neden olmayacak biçimde de boyutlandırılması gerekir. Bu hususların kontrolünde emniyet gerilmeleri yöntemi kullanılmaktadır.

Bu çalışma kapsamında Taşıma Gücü Hesap Yöntemi iki ülke yönetmeliklerinin karşılaştırılmasında esas alınmıştır.

Taşıma gücü Hesap metodunda yapı elemanlarının her birinin denklem (2.1)' de belirtilen biçimde ve malzeme katsayıları bahsinde geçen şekilde, malzeme dayanımı azaltılarak bulunan taşıma gücü değerlerinin ( $R_d$ ), yük katsayıları bahsinde geçen katsayılarla artırılmış tasarım yükü ile hesaplanan iç kuvvet değerlerinden hiçbir zaman küçük olmadığı kanıtlanacaktır.

$$R_d \geq F_d \quad (2.1)$$

ACI 318-08' de de benzer şekilde yük katsayıları ile artırılmış aranılan bir dayanım ve tasarım dayanımı vardır. Tasarım dayanımının denklem (2.2)' de görüldüğü üzere mutlaka istenen dayanımdan fazla olması gerekir.

Tasarım dayanımı (Design Strength)  $\geq$  İstenen Dayanım (Required Strength)

$$\phi \geq U \quad (2.2)$$

## 2.2 Tasarım Dayanımı

TS 500-2000' de Tasarım dayanımı değerlerine ulaşmak için karakteristik malzeme dayanım değerleri, malzeme katsayısı diye adlandırılan, 1.0 den büyük katsayılara bölünerek elde edilir. Bu katsayılar istatistik çalışmalar sonucu elde edilmiştir.

Beton :

$$f_{cd} = f_{ck}/\gamma_{mc} \quad (2.3)$$

$$f_{ctd} = f_{ctk}/\gamma_{mc} \quad (2.4)$$

Çelik:

$$f_{yd} = f_{yk}/\gamma_{ms} \quad (2.5)$$

Beton malzeme katsayısı olan  $\gamma_{mc}$ , betonda nitelik kontrolünün ne kadar yapılabildiği ve beton kalitesinin ne kadar denetlenebildiği durumlara göre farklılıklar içerir. Örneğin yerinde dökme betonlar için 1.5 alınırken daha kontrollü bir uygulama olan ön dökümlü betonlar için 1.4 alınabilir. Ancak, tasarımcı betonda nitelik denetiminin gerektiği gibi yapılmadığını düşünüyorsa bu katsayıyı kendi kararı ile 1.7' de alabilir. Donatı çeliğinin imalatı fabrikasyon olduğundan, nitelik kontrollerinin de şantiye ortamındaki beton kontrollerinden çok daha kolay ve sağlıklı olmasından ötürü tüm çelik sınıfları için  $\gamma_{ms}=1.15$  alınır.

ACI 318-08' de ise  $\phi$  (strength reduction factors) tasarım dayanımı TS 500-2000' in kullandığı malzeme katsayılarını içeren katsayılardır. Fakat TS 500-2000'deki gibi her durum için beton ve çelikte sabit değerleri olan katsayılar değildir. ACI-318-08 bu katsayıların kullanılma sebebini 4 maddeyle sıralar; 1) malzeme dayanımı ve boyutları sebebiyle malzemenin dayanımının olması gerekenden düşük olma ihtimali, 2) tasarım denklemlerinin kesin doğru olmaması, 3) beklenen yük etkileri altında elemanın süneklik ve lüzumlu dayanıklılık derecesi, 4) elemanın yapı için önemini yansıtmak.

Dolayısıyla  $\phi$  duruma göre değeri değişen katsayılardır. Her zaman için  $\phi < 1$ ' dir.

$\phi$  değerleri için oluşturulmuş aşağıdaki şekilde değişimin nasıl olduğu görülmektedir.

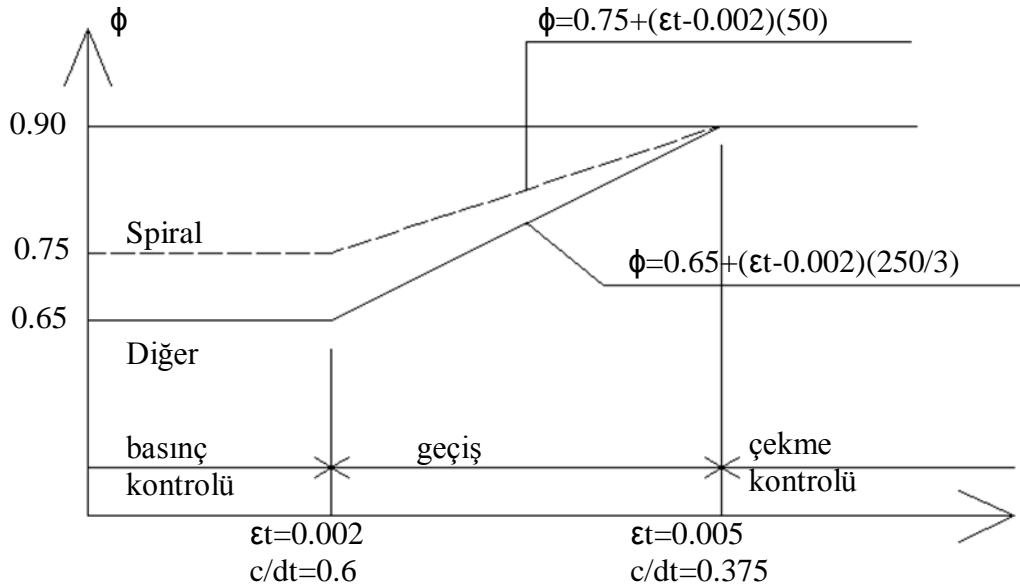
Bu şekilden çıkartabileceğimiz bazı sonuçlar şunlardır;

Çekme kontrollü elemanlarda (çekme şekil değıştirmesi  $\epsilon_t > 0.005$ )  $\phi = 0.90$

Basınç kontrollü elemanlarda (çekme şekil değıştirmesi  $\epsilon_t < 0.002$ ) ise spiral donatılı elemanlarda  $\phi = 0.75$ , diğer betonarme elemanlarda ise  $\phi = 0.65$ .

Yönetmelik bu durumun sebebini şöyle izah ediyor. Basınç kontrollü elemanlar daha az sünek ve beton mukavemetindeki değışime daha hassastır. Ayrıca genellikle basınç kontrollü elemanlar büyük yük alanlarında görülürler. Dolayısıyla bu tür elemanlarda malzeme dayanımını daha fazla azaltıyor.

Spiral donatılı elemanlarda da  $\phi$  değęerinin etriyeli elemanlara göre daha büyük olmasının sebebi spiral donatılı elemanların daha sünek olmasıdır.



**Şekil 2.1** : Dayanım azaltma katsayısı şekil değıştirme ilişkisi (ACI, 2008).

Çekme ve basıncın her ikisinin de olabildiği kesitlerde de yukarıda görüldüğü gibi 0.65 ve 0.90 değęerlerinin arasındaki değęerler kullanılır.

Diğer etken  $c/d_t$ 'dir. Burada;

$c$ : nominal dayanımda tarafsız eksen derinliğini

$d_t$  : en dış basınç lifi ile en dıştaki çekme donatısı arasındaki mesafeyi ifade ediyor.

$c/d_t = 0.6$  basınç kontrol sınırı,  $c/d_t = 0.375$  çekme kontrolü sınırıdır. Bu değęerler 'Grade 60' sınıfı betonarme çeliği içindir. Grade 60 çeliği için minimum akma

dayanımı 420 MPa'dır, yani TS 500-2000'deki S420 betonarme çeliğiyle aynı derecede mukavimdir.

## 2.3 Yükler

İnşaat mühendisliği ürünü olan yapıların projelendirilmesinde ilk ve çok önemli basamak yük analizidir. Yük analizi üç sebepten ötürü çok önemlidir. Bunlardan birincisi, etkimesi muhtemel yüklerin gereğinden fazla alınması büyük kesitlerin ortaya çıkmasına neden olarak mühendisliğin önemli unsurlarından biri olan ekonomiden bizi uzaklaştıracaktır. İkincisi ağır bir yapıya kütleyle orantılı olarak daha fazla deprem kuvveti etkileyeceği için farklı durumların ortaya çıkmasına neden olacaktır. Son olarakta olması gerekenden daha az yük alınması da küçük kesitler ortaya çıkaracak bu da sistemin güvenliğini tehlikeye sokarak mühendisliğin bir diğer sac ayağı olan güvenlik problemine yol açacaktır. Bu mühim konuya Türk ve Amerikan şartnameleri de gereken değeri vererek minimum tasarım yüklerini ve yükleme durumlarını belirli değer ve kombinasyonlarla belirli bir düzen içine sokmaya çalışmıştır.

### 2.3.1 Yük katsayıları ve kombinasyonlar

Bu bağlamda her iki ülke yönetmelikleri için taşıma gücü hesap yöntemi dikkate alınmıştır. Aşağıda verilen tabloda her iki ülke yönetmeliklerindeki benzer durumları ifade eden kombinasyonlar yan yana verilmiştir.

**Çizelge 2.1** : Yük kombinasyonları.

Türk Yönetmelikleri	Amerikan Yönetmelikleri
-	1.4(D + F)
1.4G + 1.6Q	1.2D + 1.6L + 0.5(L <sub>r</sub> veya S veya R)
1.0G + 1.2(Q + T)	1.2(D + T) + 1.6L + 0.5(L <sub>r</sub> veya S veya R)
1.0G + 1.3Q + 1.3W	1.2D + 1.6(L <sub>r</sub> veya S veya R) + (L veya 0.5W)



**Çizelge 2.1 (devam):** Yük kombinasyonları.

-	$1.2D + 1.0W + L + 0.5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
$0.9G + 1.3W$	$0.9D + 1.0W$
$1.0G + 1.0Q + 1.0E$	$1.2D + 1.0E + L + 0.2S$
$0.9G + 1.0E$	$0.9D + 1.0E$
$1.4G + 1.6Q + 1.6H$	$1.2D + 1.6(L+H) + 0.5(L_r \text{ veya } S \text{ veya } R)$
$0.9G + 1.6H$	$0.9D + 1.0E + 1.6H$
-	$0.9D + 1.6W + 1.6H$

Burada;

F= Akışkan yükü

H= Yatay toprak itkisi

$L_r$ = Çatı hareketli yükü

T= Sünme kuvveti

ifade etmektedir.

Ayrıca Amerikan normları kısmındaki kombinasyonlarda yer alan L'nin katsayısı ASCE 7-10 tablo 4.1 deki  $L_o$ 'ın  $100 \text{ psf} = 4.79 \text{ kPa}$  a eşit ve küçük olması durumunda 0.5 olarak alınabilir. Bu durumun istisnası garajlar ve kamusal alanlardır.

TS 500-2000 akışkan yükü bulunması halinde bu basınç değerinin 1.4 ile çarpılıp içinde hareketli yük bulunan kombinasyonlara dahil edilmesini söyler.

Bu bilgilerden sonra bir değerlendirme yapacak olursak;

Ölü yükler sürekli varolan kalıcı yüklerdir. Bu yük kapsamına taşıyıcı eleman öz ağırlığı, taşıyıcı olmayan diğer kalıcı elemanların öz ağırlığı vb. girer. Dolayısıyla

hareketli yüklere nazaran önceden tahmin edilmesi ve belirlenmesi daha kolay ve kesindir. Amerikan normları hareketli yüklerin bulunduğu kombinasyonlarda ölü yükün katsayısını 1.2 alırken, TS 500-2000 deprem kombinasyonları haricinde hiç bir durumda ölü yük katsayısını 1.4 den daha küçük almıyor. Bu durum tabiki yapılarımızı olması gerekenden daha fazla bir yüke göre boyutlandırmamıza sebep oluyor.

Hareketli yüklere değinecek olursak, Amerikan normları hareketli yük katsayısını belirlerken öngörülen hareketli yükün büyüklüğüne de dikkat ediyor. Hareketli yükün eğer belirli bir değerden büyük olması beklenmiyorsa kombinasyonlara azaltılmış bir katsayı ile giriyor

Türk yönetmeliklerinde çatı yükleri zati ağırlığı ölü yük kapsamında hareketli yükü ise hareketli yükler ile beraber değinilir; fakat Amerikan normları daha sonra değineceğimiz hareketli yük azaltma kapsamında çatı yüklerinde ayrı bir uygulama öngördüğü için, kombinasyonlarda da ayrıca değerlendiriliyor ve yük katsayısını da yukarıdaki tabloda görüldüğü gibi diğer hareketli yüklerden farklı alıyor.

Amerikan yönetmelikleri rüzgar ve sıcaklık etkilerine de bizden farklı olarak daha fazla ehemmiyet verdiğini ve bilhassa rüzgar yükleri için abaklar oluşturduğunu söylemek yerinde olur. Aslında rüzgar tesirlerinin deprem yüklerine karakter olarak benzemesine karşın karşılaşılması ihtimalinin depremden daha fazla olması, bilhassa yüksek yapılar için depremden belki de daha belirleyici olması sebebiyle biraz daha önem verilmesi gerektiğini görüyoruz.

Yine Türk yönetmeliklerinde ayrı olarak düşünülmeyen kar yükünün Amerikan yönetmeliklerinde üzerinde durulan önemli konular arasında olduğunu görüyoruz. Ayrıca bu yük kombinasyonlara girerken de kendi katsayısı ile ayrı bir şekilde dahil ediliyor.

Deprem yüklerine de değinecek olursak; Amerikan normları eğer hareketli yük dahil edilecekse ölü yükün katsayısını diğer kombinasyonlar da olduğu gibi 1.2 olarak alıyor. Hareketli yük dahil edilmeyecekse bu takdirde katsayıyı 0.9 değerine çekiyor. Bizde ise deprem durumlarının hepsinde bir hareketli yük öngörülüyor.

### 2.3.2 Hareketli yükler

Hareketli yükler yönetmeliklerin bilhassa üzerinde durduğu konuların başında gelir; çünkü yapı elemanlarının zati ağırlıklarını belirlemek çok daha kolaydır. Kullanılan malzemeyi tanımak, birim hacim ağırlığını bilmek kafidir; fakat hareketli yüklere gelindiği zaman istatistiki çalışmalar ve tahminler işin içine girer ve bunlarda değişiklik arzedecek noktalar. Bu belirsizliklerden ötürü bütün yönetmeliklerde ortak olarak hareketli yük büyütme katsayısı ölü yük büyütme katsayısından daha büyüktür. Ayrıca yönetmelikler karşılaşılabilecek çeşitli hareketli yükler için alt sınırlar koymuşlardır.

Ülkemizde hareketli yükler için minimum değerleri veren şartname TS 498 Yük şartnamesidir. Amerika' da ise benzer işlevi ASCE7-10 üstlenmektedir. Bu şartnamelerde yer alan minimum tasarım yük tabloları projelerimizde bize yön gösteren ve bizi kısıtlayan tablolardır. Bu bölümde bu minimum yük tabloları incelenip, hareketli yük değerleri hususunda kıyaslama yapılarak farklılıklara ve benzerliklere değinilecektir. Kıyaslama yapılırken yapı tür ve bölümleri ayrı ayrı incelenecektir.

#### Hastaneler;

Öncelikle Türk yönetmeliklerine değinecek olursak; TS 498'de hastanelerin mutfakları, muayene odaları, poliklinik odaları için  $3.5 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük öngörür. Hastane odalarında  $2 \text{ kN/m}^2$  ve koridorlar içinse  $5 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük alınır. Amerikan şartnamesinde ise operasyon odalarında, laboratuvarlarda  $2.87 \text{ kN/m}^2$ , hasta odalarında  $1.92 \text{ kN/m}^2$ , koridorlar içinse ilk kat koridorlarında  $4.79 \text{ kN/m}^2$ , diğer tüm koridorlar için  $3.83 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük aldırır. Bu verilerden de görüleceği gibi biz hastaneler için Amerikan şartnamelerinin önerdiklerinden daha fazla hareketli yük göz önüne alıyoruz.

Koridorların ilk kat ve diğer katlar şeklinde ayrılması sadece hastaneler için değil diğer tüm yapılar içinde geçerlidir. Bunun altında yatan sebep ilk kat koridorlarının tüm yapıya hizmet vermesine karşın kat koridorlarının sadece o kata hizmet veriyor olmasıdır.

#### Kütüphaneler;

Türk yönetmeliklerinde kütüphaneler için tek bir hareketli yük değeri söz konusudur ve  $5 \text{ kN/m}^2$  mertebesindedir. Amerikan yönetmeliklerinde ise genel olarak tüm diğer

yapılarda olduğu gibi bu kullanımdaki yapılar içinde bir sınıflandırma söz konusudur. Amerikalılar kütüphanelerin okuma odalarında  $2.87 \text{ kN/m}^2$ , ağırlığı görece diğer bölümlere göre daha fazla olması kesin olan kitap raflarının bulunduğu kısımlarda hayli yüksek bir değer olan  $7.18 \text{ kN/m}^2$  ve yine ilk kat koridorları için  $4.79 \text{ kN/m}^2$  diğer koridorlar içinse  $3.83 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük alır.

Okullar;

TS 498 sınıflar ve yatakhaneler için  $3.5 \text{ kN/m}^2$ , koridorlar içinse  $5 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük alınmasını söylerken, Amerikan şartnamesi sınıflar için  $1.92 \text{ kN/m}^2$  gibi bizdeki değerden görece hayli küçük bir değer öngörür. İlk kat koridorları için yine  $4.79 \text{ kN/m}^2$ , diğer koridorlar içinse  $3.83 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük aldırır.

Merdivenler;

Türk yönetmeliklerinde konut merdivenlerinde  $3.5 \text{ kN/m}^2$ , umuma açık yerlerin merdivenlerinde ise  $5 \text{ kN/m}^2$  mertebesinde bir hareketli yük alınır. Amerikalılar bir yada iki ailenin ikamet ettiği konutlarda  $1.92 \text{ kN/m}^2$  alırken diğer tüm merdivenler için  $4.79 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük alıyor.

Ofisler;

Türk şartnamesinde bu maksatlı kullanılacak yapılarda konutlara benzer şekilde  $2 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük öngörüyor. Arşivlerde  $5 \text{ kN/m}^2$ , koridorlarında ise;  $5 \text{ kN/m}^2$  yük alınmasını istiyor. Amerikalılar ofis maksadı ile kullanılacak yapılarda diğer yapılarda da gördüğümüz gibi mekanları sınıflandırıyor. Bilgisayar ve dosya odalarında, lobi ve birinci kat koridorlarında  $4.79 \text{ kN/m}^2$ , diğer kat koridorlarında  $3.83 \text{ kN/m}^2$  ve ofis kısımlarında ise  $2.4 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük alınmasını istiyor.

Atölyeler;

Türk yönetmeliklerinde sadece hafif ağırlıklı atölyelerden bahseder ve hafif ağırlıklı atölyeler için  $5 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük öngörür. Amerikalılar ise hafif ve ağır ağırlıklı olmak üzere ikiye ayırıyor ve ağır ağırlıklılarda  $11.97 \text{ kN/m}^2$ , hafif ağırlıklılarda ise  $6 \text{ kN/m}^2$  gibi hayli yüksek değerler alıyor.

Konutlar;

Türk yönetmelikleri konut, teras oda ve koridorları için  $2 \text{ kN/m}^2$ , çatı arası odaları için  $1.5 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük alınmasını söyler. Amerikan yönetmeliğinde ise bir iki ailenin ikamet ettiği konutları ayrı bir şekilde değerlendirir. Bu tür yapılarda içinde

oturulmayan yada depo olarak kullanılmayan çatı katlarında  $0.48 \text{ kN/m}^2$ , içinde oturulmayan ama depo olarak kullanılan çatı katlarında  $0.96 \text{ kN/m}^2$ , oturlan ve uyunulan alanlarda  $1.44 \text{ kN/m}^2$ , merdivenler haricindeki tüm diğer kısımlarda da  $1.92 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük alınmasını söyler. Bu müstakil evlerin haricindeki tüm meskenlerde ve bunlara hizmet eden koridorlarda  $1.92 \text{ kN/m}^2$ , toplu olarak kullanılan kısımlarda ve bunların koridorlarında ise  $4.79 \text{ kN/m}^2$  minimum hareketli yük alınmasını ister.

Çatılar;

TS 498 yatay ve  $1/20$ 'e kadar eğimli çatılarda  $1.5 \text{ kN/m}^2$ , eğer zaman zaman kullanılıyorsa da  $2 \text{ kN/m}^2$  hareketli yük aldırır. Eğer çatı çiçeklik ve benzeri gibi konut toleranslı kullanılıyorsa bu değeri  $3.5 \text{ kN/m}^2$ 'e çıkartır. Amerikalılarda ise eğimli, düz veya kubbeli çatılar için  $0,96 \text{ kN/m}^2$ , bahçe olarak kullanılanlarda  $4.79 \text{ kN/m}^2$  değerinin alındığını görmekteyiz.

Ayrıca Amerikan yönetmeliğinde düzgün yayılı yüklerin haricinde minimum tekil yüklerle ilgili bir kısımda bulunmaktadır ki, Türk yönetmeliklerinde bu tekil yüklerle hiç değinilmemiştir.

### 2.3.3 Hareketli yük azaltma katsayısı

Amerikan standartlarından önceki bölümde atıf yaptığımız minimum hareketli yük değerleri, minimum düzgün yayılı hareketli yükler tablosundan alınan değerlerdir. Bu hareketli yük değerleri aşağıda bahsedilecek hususları sağlıyorsa belirli bir oranda azaltılabilir.  $L$  azaltılmış hareketli yükleri,  $L_o$  da azaltılmamış hareketli yükleri ifade etmek üzere;

$K_{LL}A_T \geq 37.16 \text{ m}^2$  olan elemanlarda hareketli yükler aşağıdaki denklemde görüldüğü gibi azaltılabilir.

$$L = L_o \left( 0.25 + \frac{4.57}{\sqrt{K_{LL}A_T}} \right) \quad (2.6)$$

Burada;

$A_T$  : etki alanı

$K_{LL}$  : hareketli yük eleman faktörü

$K_{LL}$  eleman faktörü için aşağıda görülen tablo yönetmelikte verilmiştir.

**Çizelge 2.2** :  $K_{LL}$  eleman faktörü (ASCE7-10,2010).

Yapı Elemanı	$K_{LL}^a$
İç Kolonlar	4
Konsol plağa mesnetli dış kolonlar	4
Konsol plağa mesnetli kenar kolonlar	3
Konsol plağa mesnetli köşe kolonlar	2
Konsol plağa mesnetli olmayan köşe kirişler	2
İç Kirişler	2
Tanımlanmamış tüm elemanlar, sırasıyla: Konsol plağa mesnetli köşe kirişler Konsol plaklar Tek yönlü çalışan plaklar İki yönlü çalışan plaklar Açıklıklarına dik doğrultuda sürekli kesme kuvveti almayan elemanlar	1

Bu tablodaki değerlerden şu sonucu çıkartmak mümkündür. Amerikan şartnamesi bu faktörle faktörlenmiş alan değerine bir limit koyar ve bu alan değerinden daha büyük etki alanına sahip elemanlarda azaltmaya izin verir, yani iç kolonlar için daha küçük bir alana mesnetlik etmesi halinde azaltmaya izin verirken, köşe kolonlarda yada konsollu kolonlarda, iç kirişlerde yada tek ve çift doğrultuda çalışan döşemelerde mesnetlik ettiği alan görece daha büyük olursa hareketli yük azaltmasına izin verir.

Örneğin aynı etki alanına sahip bir konsollu kenar kolon ile bir iç kolonu kıyaslayacak olursak; yukarıdaki formülden de görüleceği üzere konsollu kenar kolonda hareketli yükü daha az azaltır. Bu da elemanın öneminin azaltma durumunu etkilediğini gösteriyor.

Bu azaltmanın bir alt limi vardır. Bu limit tek katlı yapılarda;

$$L \geq 0.5L_o \quad (2.7)$$

İki yada daha fazla katlılarda ise,

$$L \geq 0.4L_o \quad (2.8)$$

olmalıdır.

Bu azaltma prosedürünün uygulanamayacağı bazı durumlar söz konusudur. Örneğin; Tek katlı yapılarda  $Lo \geq 4.79 \text{ kN/m}^2$  olan ağır hareketli yüklerde azaltma yapılamaz. İki yada daha fazla katlı yapılarda  $Lo \geq 4.79 \text{ kN/m}^2$  olması halinde %20 oranında bir azaltma yapılabilir.

Yolcu araç parklarında azaltma yapılamaz.

Ağır hareketli yüklerde olduğu gibi eğer katsayısı birden çoksa %20 oranında bir azaltmaya müsade edilir.

Toplantı amaçlı kullanılan yapılarda azaltma yapılamaz.

Türk yönetmeliklerinde de hareketli yükler için bir azaltma prosedürü mevcuttur. Orada da Amerikan yönetmeliğindeki farklı bazı şartların vukuu bulması halinde bu azaltma prosedürüne izin verir. Örneğin bizim şartnamemiz en az 3 tam kattan fazla yük taşıyan elemanlarda azaltmaya izin verir. Yukarıda bahsettiğimiz gibi Amerikan şartnameleri tek ve daha fazla katlı yapılarda farklı olmak üzere bütün kat adetlerinde bu prosedürü işletmektedir.

Ağır yükleri olan atölyeler, imalathaneler ve depolarda azaltmaya izin vermez. Amerikan şartnamesindeki  $4.79 \text{ kN/m}^2$  sınırına benzer şekilde.

Bu değerler % eksiltme değeri ve buna bağlı azaltma değeri ( $\beta$ ) olmak üzere aşağıdaki tablodaki gibi uygulanabilir.

**Çizelge 2.3** : En az üç tam kattan fazla yük taşıyan yapı elemanları için % eksiltme değeri ve azaltma değeri,  $\beta$  (her tam katta aynı hareketli yük olması halinde), (TS498,1997).

a) Konut vs.													
Kat sayısı	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	
1 % eksiltme değeri	0	0	0	20	40	60	80	80	90	40	40	40	
2 Azaltma değeri ( $\beta$ )	1	1	1	1	0,9	0,8	0,7	0,7	0,6	0,6	0,6	0,6	
b) Atölye, işyeri, imalathane vs.													
3 %eksiltme değeri	0	0	0	10	20	30	40	40	40	20	20	20	
4 Azaltma değeri ( $\beta$ )	1	1	1	1	0,9	0,9	0,9	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	

% eksiltme değeri;

TS 498'in verdiği sınırla konutlar, büro ve işhanlarında: %20'den %80'e kadar

Hafif çalışma yapılan işyeri, atölye, imalathane ve mağazalarda: %10'dan %40'a kadar yapılabilir.

Hareketli yükteki azaltma değeri ( $\beta$ ) ise;

Konutlar, büro ve işhanlarında: %40

Hafif çalışma yapılan işyeri, atölye, imalathane ve mağazalarda: %20'i aşmamalıdır.

### 2.3.4 Çatı yüklerinde hareketli yük azaltması

Minimum düzgün yayılı çatı yüklerinde belirli koşulları sağlaması halinde azaltma yapılabilir. İskelet yapılı sanayi tesisi çatılarının haricindeki düz, eğimli, kavisli, kubbeli çatılarda aşağıdaki denklem yardımıyla azaltma yapılabilir.

$$L_r = L_o R_1 R_2 \quad 0.58 \leq L_r \leq 0.96 \quad (2.9)$$

Burada;

$L_r$  : azaltılmış çatı hareketli yükü

$L_o$  : azaltılmamış çatı hareketli yükü

$R_1$  ve  $R_2$  azaltma faktörüdür ki şöyle hesaplanır;

$$\begin{array}{ll} 1 & A_T \leq 18.58 \text{ m}^2 \\ R_1 = 1.2 - 0.011 & 18.58 \text{ m}^2 < A_T < 55.74 \text{ m}^2 \end{array} \quad (2.10)$$

$$\begin{array}{ll} 0.6 & A_T \geq 55.74 \text{ m}^2 \\ 1 & F \leq 4 \\ R_2 = 1.2 - 0.05F & 4 < F < 12 \\ 0.6 & F \geq 12 \end{array} \quad (2.11)$$

Eğimli çatılar için  $F = 0.12 \times \text{Eğim}$

Kemerli yada kubbeli çatılarda  $F = 32 \times \text{yükseklik/açıklık}$  ile bulunan ampirik bir değerdir.

Sera gibi yada altında işçilerin çalıştığı iskele benzeri çatılarda ancak otoritelerin onayı ile daha küçük bir çatı yükü alınabilir. Aksi takdirde yukarıdaki prosedürden daha düşük bir yük değeri alınamaz.



Özel amaçlı çatılarda, örneğin çatı bahçelerinde, toplanma mekanlarının çatılarında yada diğer özel amaçlı çatılarda bir önceki bölümde bahsettiğimiz hareketli yük azaltma prosedürü uygulanır.

## 2.4 Deprem Tasarımı

### 2.4.1 Zemin sınıfları

İnşaat mühendisliği ürünü olan yapılarımızı zeminden bağımsız olarak düşünmek mümkün değildir. Bir yapının güvenliği taşıyıcı sisteminin yapının oturacağı zemine uygun olarak tasarlanmasıyla ilgilidir. Dolayısıyla deprem tasarımında her iki ülke yönetmeliklerinde de zeminin karakterini hesaba yansıtan parametreler için içine girer.

Yönetmelikler zeminleri kalitelerine göre kategorize ederek farklı parametrelerle hesaba dahil eder.

Öncelikle Türk deprem yönetmeliğini inceleyecek olursak; DBYBHY öncelikle zeminleri gruplara ayırmıştır, sonrada yapı yüksekliğini de işin içine dahil ederek sınıflar oluşturmuştur. Daha sonra da bu sınıflara göre değişen periyotlar vererek deprem ivme spektrumuna gitmektedir.

**Çizelge 2.4** : Zemin grupları, (DBYBHY,2007).

Zemin Grubu	Zemin Grubu Tanımı	Stand. Penetr. (N/30)	Relatif Sıklık (%)	Serbest Basınç Direnci (kPa)	Kayma Dalgası Hızı (m/s)
(A)	1. Masif volkanik kayalar ve ayrılmamış sağlam metamorfik kayalar, sert çimentolu tortul kayalar	-	-	>1000	>1000
	2. Çok sıkı kum, çakıl	>50	85-100	-	>700
	3. Sert kil ve siltli kil	>32	-	>400	>700
(B)	1. Tüf ve aglomera gibi gevşek volkanik kayalar, süreksizlik düzlemleri bulunan ayrılmış çimentolu tortul kayalar	-	-	500-1000	700-1000
	2. Sıkı kum, çakıl	30-50	65-85	-	400-700
	3. Çok katı kil ve siltli kil	16-32	-	200-400	300-700
(C)	1. Yumuşak süreksizlik düzlemleri bulunan çok ayrılmış metamorfik kayalar ve çimentolu tortul kayalar	-	-	<500	400-700
	2. Orta sıkı kum, çakıl	10-50	35-65	-	200-400
	3. Katı kil ve siltli kil	8-16	-	100-200	200-300
(D)	1. Yeraltı su seviyesinin yüksek olduğu yumuşak, kalın alüvyon tabakaları	-	-	-	<200
	2. Gevşek kum	<10	<35	-	<200
	3. Yumuşak kil, siltli kil	<8	-	<100	<200

Türk deprem yönetmeliğindeki zemin grupları A, B, C ve D olmak üzere 4 gruptur. Bu grupları oluştururken zeminin türü, standart penetrasyon değeri, relative sıklık, serbest basınç direnci ve kayma dalgası hızını esas almıştır. Türk deprem yönetmeliğinden alınan aşağıdaki tabloda bu hususlarla ilgili detaylı bilgileri görmekteyiz.

DBYBHY daha sonra da bu tablodan aşağıdaki zemin sınıflarını ifade eden bir diğer tabloya gitmektedir.

**Çizelge 2.5** : Yerel zemin sınıfları, (DBYBHY,2007).

Yerel Zemin Sınıfı	Çizelge 2.4'e Göre Zemin Grubu ve En Üst Zemin Tabakası Kalınlığı ( $h_1$ )
Z1	(A) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan (B) grubu zeminler
Z2	$h_1 > 15$ m olan (B) grubu zeminler $h_1 \leq 15$ m olan (C) grubu zeminler
Z3	$15 \text{ m} < h_1 \leq 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 \leq 10$ m olan (D) grubu zeminler
Z4	$h_1 > 50$ m olan (C) grubu zeminler $h_1 > 10$ m olan (D) grubu zeminler

Çizelge 2.5'de zeminler Z1, Z2, Z3 ve Z4 olmak üzere 4 sınıfa ayrılmıştır.

Amerikan yönetmeliklerinde de zeminleri bizim yönetmeliğimize benzer şekilde sınıflara ayırıyor; fakat bizdekinin aksine 4 değil 6 sınıfa ayırıyor. Bunlar aşağıdaki tablodan da görüleceği gibi A, B, C, D, E ve F sınıflarıdır.

Çizelge 2.6'da zeminler, zemin türü, ortalama kayma dalgası hızı, standart penetrasyon değeri ve ortalama drene olmamış kayma dayanımına göre sınıflandırılmıştır.

**Çizelge 2.6** : ASCE7-10'a göre zemin sınıfları.

	Zemin Sınıfı	$V_s$	N veya $N_{ch}$	$S_u$
A.	Sert Kaya	$> 5,000$ ft/s	NA	NA
B.	Kaya	2,500 ile 5,000 ft/s arası	NA	NA
C.	Yüksek yoğunluklu toprak ve yumuşak kaya	1,200 ile 2,500 ft/s arası	$> 50$	$> 2,000$ psf
D.	Sıkı daneli zemin	600 ile 1,200 ft/s arası	15 ile 50 arası	1,000 ile 2,000 psf arası

**Çizelge 2.6 (devam):** ASCE7-10'a göre zemin sınıfları.

E.	Yumuşak kil zemin	< 600 ft/s	< 15	< 1,000 psf
		10 ft'ten daha fazla zemin içeren ve aşağıdaki özelliklere haiz herhangi bir kesit: - Plastisite İndisi $PI > 20$ - Nem muhteviyatı $w \geq \%40$ - Drenajsız kesme dayanımı $s_u < 500$ psf		
F.	21.1 Bölümü ile ilintili olarak arazi keşif analizi (site response analysis) gerektiren zeminler	Bölüm 20.3.1'e bakınız.		

Deprem tasarımında öncelikle yukarıdaki tablo yardımıyla zemin sınıfı seçilir, ivme haritalarından okunan ivme değerini de bu zemin sınıflarına göre oluşturulmuş düzeltme faktörleriyle düzeltip spektruma gidilir.

#### 2.4.2 Yapısal sistem seçimi

Amerikan şartnamelerinde deprem tasarımı hususunda seçilebilecek taşıyıcı sistem çeşitleri ve bu sistemlerin hangi deprem sınıfında ve hangi yüksekliklere kadar seçilebileceği ifade edilmiştir. Bu hususu içeren ASCE7-10'da bir de tablo oluşturulmuştur. Bu tabloda taşıyıcı sistem türü, deprem yükü azaltma katsayısı ( $R_a$ ), dayanım fazlalığı faktörü ( $\Omega_o$ ), sehim büyültme katsayısı ( $C_d$ ) ve herbir taşıyıcı sistemin hangi deprem kategorisinde, hangi yüksekliğe kadar uygulanabileceği ifade edilir.

İlk olarak ASCE7-10'da ifade edilen taşıyıcı system türlerinin bizim DBYYHY deki taşıyıcı sistemlere nazaran çok çeşitli olduğunu söyleyebiliriz. Ayrıca bu tabloda yukarıdaki saydığımız  $R_a$  dışındaki diğer unsurlar bizim yönetmeliğimizin bina önem katsayısı ve yapı yüksekliği ilişkisi ile kısmen değiştiği ama genelde süneklik derecesi ve kat yüksekliği ilişkisini görüyoruz; fakat deprenselliğe bağlı bir değişim yönetmeliğimizde söz konusu değil. Bilhassa deprem kategorisine göre yapısal sistem ve yapı yüksekliğinin değişmesi durumu bizim yönetmeliğimizde yoktur.

DBYBHY'deki taşıyıcı sistem davranış katsayısı tablosunda taşıyıcı sistem türleri ve sünekliğin normal ve yüksek olmasına göre R değerinin değiştiğini görüyoruz. Bu yüksek süneklik kavramı ASCE7-10'da da 'special' tabiriyle ifade ediliyor.

DBYBHY'in verdiği tablodaki R değerleri, doğrudan doğruya ASCE7-10'daki  $R_a$ 'nın karşılığı değildir.  $R_a$  yani yönetmeliğimizin tabiriyle "deprem yükü azaltma

katsayısı'' periyot ile ilişkili bir şekilde aşağıda verilen denklemlerle hesaplanmaktadır;

$$R_a(T) = 1.5 + (R - 1.5)T/T_A \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.12)$$

$$R_a(T) = R \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.13)$$

Bu formüllerle ifade olunan periyot  $R_a$  ilişkisi, yapı rijitliği ve deprem etkisinin bir ilişkisidir. Periyodun düşmesi rijitliğin artması demektir. Rijitlik arttıkça  $R_a(T)$  değerinin düştüğünü görüyoruz.

Şimdide her iki ülke yönetmeliklerinin tablolarındaki verilen bazı değerleri kıyaslayacak olursak;

Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı sistemlerde süneklik düzeyi normal yapılarda  $R = 4$ , yüksek süneklikli yapılarda ise  $R = 8$  olarak alınır. Amerikan yönetmeliğinde ise yüksek süneklikli yapılar için bizim yönetmeliğimizdeki değerin aynıdır, ama normal sünekler için amerikalılar 4' değil 5'e böler.

Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli(boşluklu) perdelerde taşındığı sistemlerde süneklik düzeyi normallerde 4, yüksek sünekliktekilerde 7 olarak almaktayız.

Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar için normallerde 4, yüksek sünekliktekilerde 6 almaktayız.

Ayrıca ASCE7-10 tablosunda yer alan 'deflection amplification factor'(Cd), hakkında kat ötelemeleri kısmında detaylı bilgi verilmiştir.

### 2.4.3 Tasarım spektral ivme parametreleri

Deprem hesabında zeminin karakterini belirledikten sonra ikinci aşama ivme değerlerinin belirlenmesidir.

Öncelikle Amerikan şartnamelerine bakacak olursak; Amerikalılarda tüm ülkenin ivme değerlerini gösteren  $MCE_R$  ivme haritaları oluşturulmuştur.  $MCE_R$  'Maksimum Considered Eartquake' ivme değerleridir. Bu ivmenin olasılık anlamı 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme değeridir ve geri dönüş periyodu 2500 yıldır. Bu ivme haritalarından iki ayrı ivme değeri okunur. Bunlar;

$S_S$  : haritalardan okunan kısa periyotlarda  $MCE_R$  spectral response ivme

$S_1$  : haritalardan okunan 1 sn periyodunda  $MCE_R$  spectral response ivme

Amerikan yönetmeliğindeki bu ivme haritaları B sınıfı zeminler için düzenlenmiştir. Dolayısıyla kendi zemininize göre yukarıdaki ivme değerlerini düzeltmemiz gerekmektedir. Bu düzeltme işlemi  $S_s$  ve  $S_1$ 'in her ikisi içinde ayrı ayrı sırasıyla  $F_a$  ve  $F_v$  katsayıları kullanılarak yapılır. Bu katsayılar için yönetmelikte iki ayrı tablo bulunmaktadır.

**Çizelge 2.7** : Zemin katsayıları, (ASCE7-10,2010).

Zemin Sınıfı	$S_s \leq 0,25$	$S_s=0,25$	$S_s=0,75$	$S_s=1,0$	$S_s \geq 1,25$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,2	1,2	1,1	1	1
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	ASCE Bölüm 11.4.7'e bak				
Zemin Sınıfı	$S_1 \leq 0,1$	$S_1 = 0,2$	$S_1 = 0,3$	$S_1 = 0,4$	$S_1 \geq 0,5$
A	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8
B	1	1	1	1	1
C	1,2	1,2	1,1	1	1
D	1,6	1,4	1,2	1,1	1
E	2,5	1,7	1,2	0,9	0,9
F	ASCE Bölüm 11.4.7'e bak				

Bu tablolardan da anlaşıldığı gibi B sınıfı zeminler için dizeltme katsayılarının her ikisinde 1'dir. Bunun nedeni önceki satırlarda da söylediğimiz gibi haritaların B sınıfı zemin için düzenlenmiş olmasındandır. Bu tablolarda dikkat çeken bir diğer noktada zeminin kalitesinin arttıkça katsayının düşmesi, zemin kalitesi düştükçe ise katsayıların büyümesidir. Yani iki ayrı zeminde bulunan iki ayrı yapıda aynı deprem farklı ivmelerde etki ediyor.

Düzeltilme aşağıdaki formüller yardımıyla yapılıyor;

$$S_{MS} = F_a \times S_s \quad (2.14)$$

$$S_{MI} = F_v \times S_1 \quad (2.15)$$

Burada;

$S_{MS}$  = Kısa periyotlarda MCER spektral ivme değeri

$S_{MI}$  = 1 sn periyodunda MCER spektral ivme değeri

Bu ivme değerleri kullanılarak tasarım spektrumunun nasıl oluşturulduğu ise aşağıdaki bölümde açıklanacaktır.

Bizim deprem yönetmeliğimize gelecek olursak;

Deprem yönetmeliğimiz ülkemizi 4 ayrı deprem bölgesine ayırmış ve harita üzerinde bu bölgeleri ifade etmiştir. Bu bölgeler depremselliği fazladan aza olmak üzere 1., 2., 3. ve 4. deprem bölgeleridir. Her bir deprem bölgesi içinde ayrı bir etkin yer ivmesi değeri vermiştir.

**Çizelge 2.8** : Etkin yer ivmesi katsayısı, (DBYBHY,2007).

Deprem Bölgesi	$A_0$
1	0.4
2	0.3
3	0.2
4	0.1

Tasarım spektrumunda da bu ivmeleri kullanarak response spektrumu oluşturulmaktadır.

#### 2.4.4 Tasarım spektrumu

İlk olarak Amerikan yönetmeliklerinden bahsedecek olursak; Amerikan yönetmeliğindeki ivme spektrumu genel itibariyle Türk deprem yönetmeliğindeki spektruma benzese bile oluşturulana kadar geçen prosedür DBYBHY'den farklıdır. Bu spektrumda düşey eksen olan ivme kısmı ve periyot kısmı olan yatay eksen değişken iken DBYBHY'de düşey eksen sabit, periyot eksenini olan yatay eksen zemin parametrelerine göre değişmektedir.

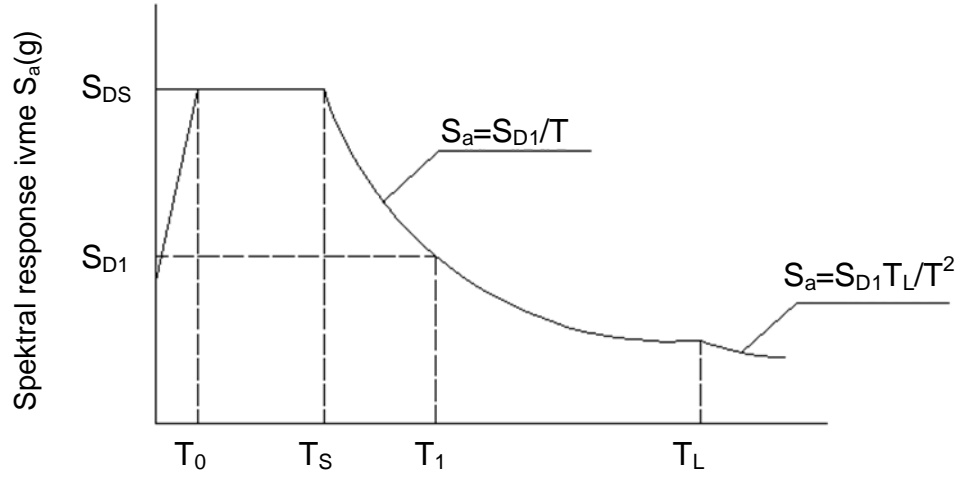
Spektrum oluşturulurken ilk olarak yukarıda bahsettiğimiz  $S_{MS}$  ve  $S_{MI}$  MCER ivme değerleri hesaplanır. Bu değerlerden  $S_{DS}$  ve  $S_{DI}$  tasarım ivmelerine geçilir.

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad (2.16)$$

$$S_{DI} = \frac{2}{3} S_{MI} \quad (2.17)$$

MCE<sub>R</sub> daha öncede bahsettiğimiz gibi ‘Maksimum Considered Eartquake’ ivme değerleridir ve bunları 2/3 oranında azaltarak tasarım depremi ivme değerlerine ulaşılır.

Amerikan spektrumu;



**Şekil 2.2** : ASCE7-10'a göre deprem spektrumu.

Görüldüğü üzere spektrumun düşey eksenine bulunan tasarım ivme değerleri yerleştirilir. Yatay ekseninde de sınırlayıcı olan 4 periyot değeri vardır. Bunlar;

$$T_0 = 0.2 \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.18)$$

$$T_S = \frac{S_{DI}}{S_{DS}} \quad (2.19)$$

T<sub>L</sub> = uzun periyotki bu periyotta haritalaştırılmıştır ve yapının konumuna göre haritalardan okunur.

T = yapının doğal periyodu.

Bu değerlerde elde olunduktan sonra spektrum oluşturulur.

Spektrum 4 bölümlüdür ve bu bölümlerin her birinde S<sub>a</sub> ‘Spektral ivme değeri’ şöyle değişir.

$$S_a = S_{DS}(0.4 + 0.6T/T_0) \quad T < T_0 \quad (2.20)$$

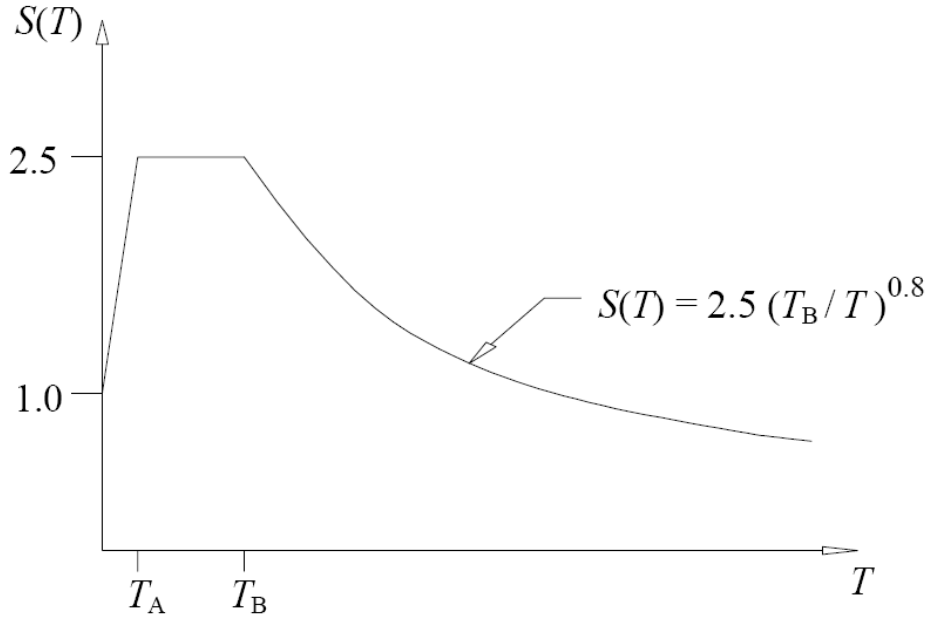
$$S_a = S_{DS} \quad T_0 < T \leq T_S \quad (2.21)$$

$$S_a = S_{DI}/T \quad T_S < T \leq T_L \quad (2.22)$$

$$S_a = S_{DI}T_L/T_2 \quad T > T_L \quad (2.23)$$

şeklinde hesaplanır. Bu şekilde hesaplanan spektrum tasarım spektumudur. Eğer maksimum deprem spektrumu oluşturulmak istenirse yukarıdaki bahsettiğimiz spektrum 1.5 ile çarpılır.

Şimdi de DBYBHY'deki response spektrum kavramına değinecek olursak;



**Şekil 2.3 :** DBYBHY'e göre deprem spektrumu.

Deprem spektrumunu oluşturmak için öncelikle spektrum karakteristik periyotlarına ihtiyacımız vardır. Bunlar zemin sınıfına göre farklılaşan periyot değerleridir. Bu değerler yönetmelikte yer alan tablodan edinilebilir.

Daha sonra burada bulunan değerler şekil 2.3'deki düşey ekseni sabit olan diyagrama yerleştirilir.

Bu diyagramda 3 bölge vardır ve Amerikan şartnamesindeki gibi yapı periyodunun büyüklüğüne göre farklı bir S(T) Spektrum katsayısı bulunur.



$$S(T) = 1 + 1.5T/T_A \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.24)$$

$$S(T) = 2.5 \quad T_A < T \leq T_B \quad (2.25)$$

$$S(T) = 2.5\left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8} \quad T_B \leq T \quad (2.26)$$

şeklinde hesaplanır.

Görüldüğü gibi Türk yönetmeliğindeki spektrum temelde 4 ayrı kombinasyona sahiptir. Deprem ivmesinden bağımsızdır, zemin karakteristiklerine göre 4 ayrı alternatifi mevcuttur. İvme daha sonra deprem kuvvetinin hesabında işe dahil olur. Amerikan yönetmeliklerinde ise ivme işin en başında dahil olur ve spektrumun oluşturulmasında temel faktördür. Zemin yine işin en başından itibaren mevcuttur ve düzeltme katsayıları ile B sınıfına göre haritalanmış ivme değerlerinin kendi zemin sınıfımıza uyarlanmasını sağlar.

Türk yönetmeliğinde birde özel ivme spektrumlar bahsi vardır. Burada yapının yerel deprem koşulları ve zemin sınıfına göre oluşturulabilir der; fakat bu değerlerin yönetmelikteki bahsi geçen deprem hesabından da daha küçük olamayacağını belirterek kısıtlar.

#### 2.4.5 Bina önem katsayısı

Amerikan şartnamelerinde de DBYBHY'deki bina önem katsayısına benzer 'importance factors' vardır. Öncelikle Türk deprem yönetmeliğine değinecek olursak, Çizelge 2.9'da görüldüğü gibi DBYBHY'de yapılar önem bakımından 4 gruba ayrılırlar ve 1'den 1.5'a değişen katsayılar alırlar. Aşağıdaki deprem yönetmeliğinden alınmış tabloda da görüldüğü üzere, hastane türevi yapılar, bir afet sonrasında koordinasyonu sağlayacak yerel yönetim binaları, itfaiye binaları gibi yapılarda 1.5 alınmaktadır. Okul türevi yapılar ve müzelerde 1.4, insanların kısa süreli ve yoğun olarak buldukları yapılar olan sinema, tiyatro vs.'de 1.2 almaktayız. Konutlar ve işyerleri türevindeki yapılarda da 1.0 almaktayız.

Türk yönetmeliğindeki bina önem katsayısı sadece deprem tasarımı için kullanılmaktadır; fakat Çizelge 2.10'da görüldüğü üzere Amerikan yönetmeliğindeki 'importance factors' tablosu kar, buz ve deprem durumlarının hepsi için yapılara önem faktörleri veren bir tablodur. Biz bu tablodaki 'sismik importance' kısmını

inceleyeceğiz. Ayrıca bu tabloda bina kullanım amacı kısmında farklı bir tabloyla ifade edilmiş olan risk kategorileri kullanılmıştır. Öncelikle risk kategorilerine bakacak olursak;

**Çizelge 2.9** : Bina önem katsayısı, (DBYBHY, 2007).

Binanın Kullanılan Amacı veya Türü	Bina Önem Katsayısı (I)
1. Deprem sonrası kullanımı gereken binalar ve tehlikeli madde içeren binalar a) Deprem sonrasında hemen kullanılması gerekli binalar (Hastaneler, dispanserler, sağlık ocakları, itfaiye bina ve tesisleri, PTT ve diğer haberleşme tesisleri, ulaşım istasyonları ve terminaleri, enerji üretim ve dağıtım tesisleri; vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, ilk yardım ve afet planlama istasyonları) b) Toksik, patlayıcı, parlayıcı, vb özellikleri olan maddelerin bulunduğu veya depolandığı binalar	1,5
2. İnsanların uzun süreli ve yoğun olarak bulunduğu ve değerli eşyanın saklandığı binalar a) Okullar, diğer eğitim bina ve tesisleri, yurt ve yatakhaneler, askeri kışlalar, cezaevleri, vb. b) Müzeler	1,4
3. İnsanların kısa süreli ve yoğun olarak bulunduğu binalar Spor tesisleri, sinema, tiyatro ve konser salonları, vb.	1,2
4. Diğer binalar Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (Konutlar, işyerleri, oteller, bina türü endüstri yapıları, vb)	1

**Çizelge 2.10** : ASCE7-10'a göre risk kategorileri.

Bina ve Yapıların Kullanımı ve Kullanım Süreleri	Risk Sınıfı
Tahribatı durumunda insan sağlığı için düşük bir risk arz eden binalar ve diğer yapılar	1
Risk Sınıfı 1,3 ve 4 haricindeki tüm binalar ve diğer yapılar	2
Tahribatı durumunda insan sağlığı açısından büyük bir risk arz eden binalar ve diğer yapılar	3
Tahribatı durumunda sivil yaşantıda günden güne ekonomik darbeye ve/veya yapıda göçmeye sebep olma potansiyeli hayli yüksek olan ve 4. Risk Sınıfına dahil olmayan binalar ve diğer yapılar	
Müsaade edildiğinde halk için bir tehdit unsuru olmaya yetkin bir kuruluş tarafından, kuruluşun yetki sınırı kapsamında üretilen ve miktarı eşik seviyesini aşan zehirli ve patlayıcı maddeler ihtiva eden 4. Risk Sınıfına dahil olmayan binalar ve diğer yapılar (tehlikeli ve zararlı yakıt, kimyasallar, atık veya patlayıcı gibi maddelerin imalat, işleme, idare, depolama ve imhasını yapan tesisleri içeren ama bununla sınırlı olmayan)	4
Elzem/temel tesis olarak belirlenmiş binalar ve diğer yapılar	
Tahribatı durumunda toplumda büyük bir felakete sebep olabilecek binalar ve diğer yapılar	
Müsaade edildiğinde halk için bir tehlike arz etmeye yetkin bir kuruluş tarafından, kuruluşun yetki sınırı kapsamında üretilen ve yeter miktarda yüksek zehirli madde ihtiva eden binalar ve diğer yapılar (tehlikeli ve zararlı yakıt, kimyasallar ve atık gibi maddelerin imalat, işleme, idare, depolama ve imhasını yapan tesisleri içeren ama bununla sınırlı olmayan)	4
4. Risk Sınıfındaki diğer yapıların işlevselliğini sürdürülebilmesi için gerekli olan binalar ve diğer yapılar	

**Çizelge 2.11** : ASCE7-10'a göre bina önem katsayıları.

Risk kategorileri	Kar Önem Faktörü $I_s$	Buz Önem Faktörü-kalınlık $I_t$	Buz Önem Faktörü-rüzgar $I_w$	Deprem Önem Faktörü $I_e$
I	0,8	0,8	1,0	1,0
II	1,0	1,0	1,0	1,0
III	1,1	1,3	1,0	1,25
IV	1,2	1,3	1,0	1,50

Bu iki tablodaki değerleri kendi yönetmeliğimizle kıyaslayacak olursak;

Amerikalılarda da bina önem katsayısı 1'den 1.5'a kadar değişen katsayılardır.

Yüksek toksik malzeme içeren toplum için tehlikeli olabilecek yerler, iletişim ağlarına ait yapılar gibi binalarda bizde olduğu gibi 1.5 alıyorlar. Daha az toksik material içerenlerde de III. Kategoriye sokaraj 1.25 alıyorlar.iki ülke yönetmelikleri için taşıma gücü hesap yöntemi dikkate alınmıştır.

Ekonomik öneme haiz ve çökme anında toplum yaşamında aksamalara uğratacak yapılarda 1.25 alıyorlar. Biz bu kullanım sınıfındaki yapılarda afet planlama, belediyeler vb. 1.5 alıyoruz.

Daha düşük öneme haiz konut gibi yapılarda da 1.0 değerini kullanıyorlar bizde olduğu gibi.

Buraya kadar bahsettiğimiz yapılarda benzerlikler göstermekle beraber yukarıdaki tabloda bahsi geçmeyen okul türevi yapılar II. Kategoriye girmektedir ve Amerikan şartnamelerinde bu tür yapılar için 1.25 katsayısını vermektedir. Bu değer bizde 1.4 'tür.

#### **2.4.6 Sismik tasarım kategorileri**

Amerikan şartnamelerinde bizim yönetmeliğimizde olmayan sismik tasarım kategorileri vardır. Bu kategorilere göre hesaplarda ve bazı şartlarda farklılıklar mevcuttur. Bu kategoriler deprenselliğe göre değişmektedir.

Daha önce bahsettiğimiz gibi Amerikan şartnamelerinde I, II, III ve IV olmak üzere 4 farklı risk kategorisi vardır. Bu risk kategorilerinden I, II ve III. kategorilerde olan ve  $S_s$  ivme değeri 0.75'e büyük eşit olan durumlarda dizayn kategorisi E alınır. IV.

kategoride olan ve yine  $S_s$  ivme değeri 0.75'den büyük olan durumlarda ise F sismik dizayn kategorisi dikkate alınır.

Bunların haricindeki yani deprenselliği daha düşük olan durumlarda  $S_{DS}$  ve  $S_{DI}$  tasarım ivme değerlerine göre aşağıdaki tablolardaki gibi sismik dizayn kategorileri belirlenir.

**Çizelge 2.12** : Sismik tasarım kategorileri, (ASCE7-10,2010).

Risk kategorileri		
$S_{DS}$ Değeri	I veya II veya III	IV
$S_{DS} \leq 0.167$	A	A
$0.167 \leq S_{DS} \leq 0.33$	B	C
$0.33 \leq S_{DS} \leq 0.50$	C	D
$0.5 \leq S_{DS}$	D	D
Risk kategorileri		
$S_{DI}$ Değeri	I veya II veya III	IV
$S_{DI} \leq 0.067$	A	A
$0.067 \leq S_{DI} \leq 0.133$	B	C
$0.133 \leq S_{DI} \leq 0.20$	C	D
$0.2 \leq S_{DI}$	D	D

Bu sismik tasarım kategorilerine göre bazı şartlar getirilmiştir. Örneğin E ve F sismik tasarım kategorilerinde olan yapılar bilinen potansiyel ve aktif fayların üzerine yapılamaz.

Sismik tasarım kategori C'den F'e kadar olan yapılarda geoteknik rapor hazırlanması gereklidir. Bu rapor şunları kapsamalıdır;

Şev stabilitesi

Sıvılaşma

Toplam ve farklı oturma

Yüzey hareketi olup olmadığına dair rapor hazırlanmalıdır.

Hatta tasarım dizayn kategorisi D'den F'e kadar olan yapılarda dinamik sismik yatay zemin gerilmeleri ve sıvılaşma potansiyeli ve zeminde dayanım kaybına dair daha detaylı bir geoteknik rapor istenir.

#### 2.4.7 Sismik yük etkisi ve kombinasyonları

Amerikan şartnamelerinde sismik yük etkisi dikkate alınırken sismik yükün hem yatay hemde düşey bileşeni dikkate alınır.

Yük kombinasyonlarından bahsederken değindiğimiz  $1.2D + 1.0E + L + 0.2S$  kombinasyonu için;

$$E = E_h + E_v \quad (2.27)$$

$0.9D + 1.0E$  kombinasyonu içinse;

$$E = E_h - E_v \quad (2.28)$$

denklemleri kullanılır.

Burada;

$E$  = sismik yük etkisi

$E_h$  = yatay sismik yük etkisi

$E_v$  = düşey sismik yük etkisi

Yatay sismik yük etkisi hesabı;

$$E_h = \rho Q_E \quad (2.29)$$

şeklinde hesaplanır.

Burada;

$Q_E$  = Deprem kuvveti

$\rho$  = Artım faktörü

Düşey sismik yük etkisi;

$$E_v = 0.2S_{DS} D \quad (2.30)$$

Burada;

$S_{DS}$  = Kısa periyotlarda tasarım spektral ivme

$D$  = Ölü yük

$S_{DS}$ 'nin '0' a eşit alındığı, yani deprem kuvvetinin düşey bileşeninin dikkate alınmadığı durumlarda söz konusudur. Örneğin  $S_{DS} \leq 0.125$  olması halinde veya zemin yapı temeli etkileşimine bağlı olarak bu değer '0' a eşit alınabilir.

Bu bahsettiğimiz yatay ve düşey yükleri kombinasyonlarımıza yansıttığımızda deprem kombinasyonları şu şekli alır;

$$(1.2 + 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + L + 0.2S \quad (2.31)$$

$$(0.9 - 0.2S_{DS})D + \rho Q_E + 1.6H \quad (2.32)$$

Deprem yönetmeliğimizde ise deprem kuvvetlerinin sadece yatay bileşeni dikkate alınır.

#### 2.4.8 Analiz yönteminin seçimi

Amerikan şartnamelerinde Türk deprem yönetmeliğindeki gibi deprem hesap yöntemi olarak 3 ayrı yöntemden bahsedilmektedir. Bunlar

Eşdeğer deprem yükü hesabı

Mod birleştirme yöntemi

Zaman tanım alanında hesap yöntemleridir.

DBYBHY'de bu yöntemlerden 'Mod birleştirme' ve 'Zaman tanım alanında hesap yöntemi'nin tüm bina ve bina türü yapıların hesabında kullanılabileceğini söylerken 'Eşdeğer deprem yükü' hesap yöntemine kısıtlamalar getirmiştir.

Aşağıdaki tabloda eşdeğer deprem yükü hesabının uygulanabileceği binaları görmekteyiz.

**Çizelge 2.13:** Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar, (DBYBHY,2007).

Deprem Bölgesi	Bina Türü	Toplam Yükseklik Sınırı
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı binalar	$H_N \leq 25$ m
1,2	Her bir katta burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} \leq 2.0$ koşulunu sağladığı ve ayrıca B2 türü düzensizliğinin olmadığı binalar	$H_N \leq 40$ m
3,4	Tüm binalar	$H_N \leq 40$ m

Amerikan yönetmeliğinde de benzer şekilde hangi yöntemin hangi durumlarda kullanılıp kullanılmayacağına dair bir tablo bulunmaktadır.

**Çizelge 2.14** : ASCE7-10'a göre eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabileceği binalar.

Yapısal Özellikler	Eşdeğer Enine Kuvvet Analizi, Bölüm 12.8 <sup>a</sup>	Modal Response Spektrum Analizi, Bölüm 12.9 <sup>a</sup>	Sismik Response Geçmiş Prosedürleri, Kısım 16 <sup>a</sup>
Tüm yapılar	P	P	P
Temelden itibaren 2 katı geçmeyen 1. veya 2. Risk Sınıfına mensup binalar	P	P	P
Hafif çerçeve konstrüksiyon yapıları	P	P	P
Yapısal düzensizlikleri olmayan ve yüksekliği 160 ft ten küçük olan yapılar	P	P	P
Yapısal yüksekliği 160 ft ten büyük olan ve yapısal düzensizlikleri olmayan yapılar ( $T < 3.5T_s$ )	P	P	P
Yapısal yüksekliği 160 ft ten küçük olup, yatay düzensizliklerden Tablo 12.3-1'deki Tip 2,3,4 veya 5'e ya da düşey düzensizliklerden Tablo 12.3-2'deki Tip 4,5a veya 5b'ye sahip olan yapılar	P	P	P
Tüm diğer yapılar	NP	P	P

Burada 'P' izin verildiğini, 'Np' ise izin verilmediğini ifade ediyor.

Bu tablo bizim tablomuzdan biraz daha farklıdır. Örneğin bu tabloda risk kategorisinin de kısıtlayıcı bir faktör olduğunu görüyoruz. Ayrıca  $T_s = S_{D1} / S_{DS}$  periyodu da bağlayıcı bir unsurdur. Ama bu farklılıklara karşın mod birleştirme ve zaman tanım alanında hesap yönteminin her halükarda kullanılabildiğini görmekteyiz.

#### 2.4.9 Eşdeğer deprem yükü hesabı

Eşdeğer deprem yükü hesabı bazı kısıtlamalara rağmen her iki ülke yönetmeliklerinde anlatılan ve yukarıda bahsedildiği gibi az katlı, deprenselliği az

ve düzenli yapılarda sıklıkla kullanılan bir yöntemdir. Ayrıca DBYBHY mod birleştirme ile hesaplanan bina toplam deprem yükünün  $V_{tB}$ 'nin, eşdeğer deprem yükü ile bulunan bina toplam deprem yükü  $V_t$ 'ye oranının belirli bir değerden küçük olması halinde iç kuvvetlerin büyütülmesini ister. Dolayısıyla mod birleştirme yöntemini kullanarak hesap yapmış dahi olsanız, birde eşdeğer deprem yüküne göre deprem kuvvetini hesaplamamız gerekir. Bu sebepten ötürü bu yöntem her halükarda bir şekilde kullanılacak bir yöntemdir.

#### 2.4.9.1 Deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlık

Efektif sismik ağırlık binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak olan ağırlık değeridir. Bildiğimiz gibi eşdeğer deprem yükü hesabında bu ağırlık değeri sismik response değeri ile çarpılarak taban kesme kuvveti bulunur ve bu kuvvet katlara dağıtılır.

Deprem yönetmeliğimizde bu ağırlık değeri;

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad (2.33)$$

şeklinde hesaplanır. Burada  $w_i$  kat ağırlığıdır ve şu şekilde hesaplanır.

$$w_i = g_i + nq_i \quad (2.34)$$

Bu formülden de görüldüğü üzere kat ağırlığı hesaplanırken ölü yüklerin tamamı hareketli yüklerin ise bir katsayı ile faktörlenmiş hali alınır. Buradaki  $n$  katsayısı hareketli yük katılım katsayısıdır ve aşağıdaki tabloda görüldüğü gibi tablolastırılmıştır.

**Çizelge 2.15** : Hareketli yük katılım katsayısı, (DBYBHY,2007).

Binanın Kullanım amacı	n
Depo,antrepo, vb.	0,8
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konse salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0,6
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0,3

Bu tablodan da gördüğümüz gibi eğer bir konut tasarımı yapıyorsak ölü yüklerimizin tamamını ve hareketli yüklerin ise 0.30 katını alıyoruz ve yapımızın deprem kuvveti hesabında kullanacağımız ağırlığını buluyoruz.



Amerikan şartnamelerinde ise sadece ölü yükü olarak ağırlığı hesaplar. Bazı durumlarda ise hareketli yüklerin belli bir katını hesaba katar. Bu istisnai durumlar şöyledir.

Depo olarak kullanılan yapılarda kat hareketli yükünün en az %25'i alınır. Eğer depo ürünü ağırlığı yapı ağırlığının %5'ini geçmiyorsa bu yükün dikkate alınmasına gerek yoktur.

Kamusal garajlarda ve açık otopark yapılarında bu hareketli yükün alınmasına gerek yoktur.

Yapıdaki bölme duvarların yada kat alanına yayılı 0.48 kN/m<sup>2</sup> yükün hangisi büyükse o alınır.

Daimi ekipman ağırlıklarının tamamını alınır. Bu bizim yönetmeliğimizde de bu şekilde dikkate alınır.

Kar yükü değeri eğer 1.44 kN/m<sup>2</sup>'i geçiyorsa bu yükün %20'si dikkate alınır.

Çatı bahçelerindeki peyzaj malzemelerinin de ağırlığı alınır.

Görüldüğü üzere Amerikalılar yukarıda bahsedilen durumların haricinde hareketli yükleri deprem hesabına esas ağırlık hesabında dikkate almıyor. Dolayısıyla yönetmeliğimizin Amerikan yönetmeliklerine nazaran daha büyük bir ağırlık hesaplattığını ve dolayısıyla daha büyük bir taban kesme kuvveti hesaplattığını söylemek yerinde olur.

#### **2.4.9.2 Taban kesme kuvvetinin hesabı**

Taban kesme kuvveti bizim yönetmeliğimizde toplam eşdeğer deprem yükü olarak tanımlanır. DBYBHY'de bu kuvvet şöyle hesaplanır;

$$V_t = WA(T_1)/R_a(T_1) \quad (2.35)$$

Burada;

W : Yukarıda bahsedildiği şekilde hesaplanan deprem kuvvetlerinin hesabında kullanılacak toplam ağırlıktır.

A(T) spektral ivme katsayısıdır ve şu şekilde hesaplanır;

$$A(T) = A_oIS(T) \quad (2.36)$$

$$Ra(T_1) = 1.5 + (R - 1.5)T/T_A \quad 0 \leq T \leq T_A \quad (2.37)$$

$$Ra(T_1) = R \quad T_A \leq T \quad (2.38)$$

Amerikan şartnamesinde ise;

$$V = C_S W \quad (2.39)$$

şeklinde hesaplanır.

Burada;

Cs : sismik response katsayısıdır ve şu şekilde hesaplanır.

$$C_S = \frac{S_{DS}}{R/I_e} \quad (2.40)$$

Ayrıca Cs değeri periyoda bağlı olarak aşağıdaki denklemlerle ifade olunan sınırları geçmemesi istenir;

$$C_S = S_{DI}/T \left( \frac{R}{I_e} \right) \quad T \leq T_L \quad (2.41)$$

$$C_S = S_{DI}T_L/T_2 \left( \frac{R}{I_e} \right) \quad T > T_L \quad (2.42)$$

Ayrıca Cs aşağıdaki denklemle bulunan değeri geçmemelidir.

$$C_S = 0.044S_{DS}I_e \geq 0.01W \quad (2.43)$$

Buna ilaveten Cs, S<sub>1</sub> ≥ 0.6g olan bölgelerde yapılacak yapılarda aşağıdaki denklemle verilen alt sınırdan daha küçük olmamalıdır.

$$C_S = 0.5 \times s_1 \times I_e/R \quad (2.44)$$

### 2.4.9.3 Yapı doğal periyodunun belirlenmesi

Doğal periyodun belirlenmesi sırasında ilk olarak yaklaşık bir periyot belirlenir. Bu periyot;

$$T_a = C_t (h_n^x) \quad (2.45)$$

denklemlerle belirlenir. Burada  $C_t$  ve  $x$  yapının taşıyıcı sistemine bağlı ve yönetmelikte aşağıdaki tablodaki gibi verilmiş İngiliz birim sistemine bağlı katsayılarıdır.

**Çizelge 2.16** : Yaklaşık periyot parametreleri, (ASCE7-10,2010).

Yapı Tipi	$C_1$	$x$
Çerçevelerin gerekli sismik kuvvetin %100'ünü taşıdığı, daha rijit bir yapı bileşenine mesnetlenmemiş veya eklemelenmemiş olan ve de sismik kuvvetlere maruz çerçeve elemanların şekil değiştirmesini engelleyen moment mukavemetli çerçeve sistemler :		
Çelik moment mukavemetli çerçeveler	0.028 (0.0724) <sup>a</sup>	0.8
Beton moment mukavemetli çerçeveler	0.016 (0.0466) <sup>a</sup>	0.9
Tablo 12.2-1'deki B1 veya D1 sütununa göre eksantrik şekilde germeli çelik çerçeveler	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.7 5
Burkulması önlenmiş germeli çelik çerçeveler	0.03 (0.0731) <sup>a</sup>	0.7 5
Tüm diğer yapısal sistemler	0.02 (0.0488) <sup>a</sup>	0.7 5

Bu katsayılar ve yukarıdaki denklem kullanılarak elde edilen periyot taban kesme kuvveti hesabı bölümünde bahsettiğimiz denklem 2.44'de yerine konularak elde edilen  $C_s$  değeri ile efektif sismik ağırlık çarpılarak bir taban kesme kuvveti elde edilir. Bu taban kesme kuvveti birincil taban kesme kuvvetidir ve bizim analizimizde kullanacağımız asıl taban kesme kuvvetine götürecektir.

Bu taban kesme kuvveti sonraki bölümde bahsedeceğimiz deprem yüklerinin yatay dağılımı prosedürüne uygun bir şekilde katlara dağıtılır ve aşağıdaki denklem yardımıyla yapı doğal periyodu bulunur.

$$T = 2\pi \sqrt{\sum w_i \delta_i^2 / g \sum F_i \delta_i} \quad (2.16)$$

Fakat bulunan bu periyot değeri bir üst sınırla sınırlandırılmıştır. Bu sınır bilhassa periyodun yüksek olduğu çok katlı yapılarda periyodun artışıyla düşen deprem kuvvetini belirli bir sınırdan tutmak için geliştirilmiştir.

Bu sınır şu şekilde hesaplanır;

$$T \leq C_u T_a \quad (2.47)$$

Burada  $C_u$  hesap periyodunun üst limitini veren bir katsıdır. Aşağıdaki tabloda görüldüğü üzere  $C_u$   $S_{DI}$  tasarım ivmesine göre değişen bir katsıdır.

**Çizelge 2.17** : Hesap periyodunun üst limit katsayıları, (ASCE7-10).

$S_{DI}$	$C_u$
$\geq 0.4$	1.4
0.3	1.4
0.2	1.5
0.15	1.6
$\leq 0.1$	1.7

Bu katsayı belirlenip doğal periyot hesaplandıktan sonra taban kesme kuvveti hesabında anlattığımız prosedür tekrarlanarak nihai taban kesme kuvvetimiz bulunur.

Deprem yönetmeliğimizde ise birinci doğal periyot  $T_1$  aşağıdaki denklemle hesaplanır;

$$T_1 = 2\pi \left( \sum_i^N m_i d_{if}^2 / \sum_i^N F_{fi} d_{if}^2 \right)^{0.5} \quad (2.48)$$

Burada;

$F_{fi}$ :  $i$ 'inci kata etkiyen fiktif yükü (birim yük) gösterir, periyot yalnızca iki parametreye bağlıdır, bunlar kütle ve rijitliktir; dolayısıyla yatay yükün periyodu değiştirmesi gibi bir durum söz konusu değildir.

Yukarıdaki denklemden periyodu bulmak için yapıya etkitilecek birim yük silsilesi bizim periyodu belirlememizi sağlamaya muktedirdir.

DBYBHY de bilhassa çok katlı yapılar için periyodu sınırlandırmıştır. Bodrum katlar hariç 13 kattan yüksek yapılarda

$$T < 0.1N \quad (2.49)$$

olmalıdır.

#### 2.4.9.4 Yüklerin dağılımı

İlk olarak Amerikan yönetmeliklerine değinecek olursak; kat kesme kuvveti  $F_x$ ;

$$F_x = C_{vx}V \quad (2.50)$$

Burada;

$V$  = toplam yatay tasarım yükü

$C_{vx}$  = düşey dağıtım faktörü

$$F_x = C_{vx}w_x h_x^k / \sum w_i h_i^k \quad (2.51)$$

formülüyle hesaplanır.

$w_i$  ve  $w_x$  :  $i$  ve  $x$  seviyelerindeki efektif sismik ağırlık

$h_i$  ve  $h_x$  :  $i$  ve  $x$  seviyelerinin temelden olan yüksekliği

$k$  : periyoda bağlı bir kuvvettir ve değişim aralığı;

$$k = 1 \quad T \leq 0.5 \text{ sn}$$

$$k = 2 \quad T \geq 2.5 \text{ sn}$$

$T$ 'nin 0.5 sn ve 2.5 sn arasında değiştiği durumlarda  $k = 2$  alınabilir yada interpolasyonla hesaplanabilir.

DBYBHY'de ise toplam taban kesme kuvveti aşağıdaki denklemde de görüldüğü üzere yapının tepesine etkiyen kamçı kuvveti ( $\Delta F_N$ ) ve kat kesme kuvvetlerine ( $F_i$ ) ayrılır.

$$V_t = \Delta F_N + \sum_i^N F_i \quad (2.52)$$

Kamçı kuvveti ( $\Delta F_N$ ) yönetmeliğimizde verilen;

$$\Delta F_N = 0.0075NV_t \quad (2.53)$$

denklemlerle hesaplanır.

Taban kesme kuvvetinden kamçı kuvveti çıkarılarak kalan kesme kuvveti katlara dağıtılır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N) w_i H_i / \sum_{j=1}^N w_j H_j \quad (2.54)$$

denklemindeki gibi katlara dağıtılır.

Amerikan yönetmeliklerinde olduğu gibi bu  $F_i$  kat kesme kuvvetleri elemanların rijitlik oranına göre kat içinde düşey taşıyıcılara dağıtılır.

#### 2.4.10 Modal Analiz

Modal analiz yöntemi daha önceki bölümlerde de değindiğimiz gibi her iki ülke yönetmelikleri açısından, her deprem bölgesinde ve her türlü yükseklikteki bina ve bina türü yapılarda kullanılabilen bir yöntemdir. Bu yöntem eşdeğer deprem yükünden farklı olarak sadece 1. titreşim periyodunun değil, diğer periyotlarında etkisini dikkate alan bir yöntemdir.

##### 2.4.10.1 Mod sayısı

Her iki yönetmelikte de mod sayısına bir sınırlama getirilmiştir. Bu sınırlama doğrudan mod sayısı şeklinde değildir. Kütle katılım oranına göre belirlenmektedir. Örneğin kullanılan sonlu eleman programında kütle katılım oranlarına bakıldığında, bu yönetmeliklerin belirlediği orandan az ise mod sayısını artırmak gerekmektedir.

DBYBHY ve Amerikan yönetmelikleri kütle katılım oranı alt sınırını %90 olarak sınırlanmışlardır.

$$\sum_{n=1}^Y M_{xn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{xn}^2}{M_n} \geq 0.90 \sum_{i=1}^N m_i \quad (2.55)$$

$$\sum_{n=1}^Y M_{yn} = \sum_{n=1}^Y \frac{L_{yn}^2}{M_n} \geq 0.90 \sum_{i=1}^N m_i \quad (2.56)$$

Kat döşemelerinin rijli diyafram olarak çalıştığı binalar için;

$$L_{xn} = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{xin} \quad (2.57)$$

$$L_{yn} = \sum_{i=1}^N m_i \phi_{yin} \quad (2.58)$$

$$M_n = \sum_{i=1}^N (m_i \phi_{xin}^2 + m_i \phi_{yin}^2 + m_{\theta i} \phi_{\theta in}^2) \quad (2.59)$$

#### 2.4.10.2 Modal analiz parametreleri

Modal analizde daha öncede bahsedildiği gibi çok sayıda mod dikkate alınır. Bu farklı modların katkıları da daha sonra birleştirilir. Herhangi bir n'inci titreşim modunda periyot 'T<sub>n</sub>' ise azaltılmış spectral ivme şu şekilde hesaplanır;

$$S_{aR}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a T_n} \quad (2.60)$$

Rijit döşemeli yapılarda her katta birbirine dik iki yatay serbestlik derecesi ve kütle merkezinden geçen düşey eksen etrafında dönme serbestlik derecesi için hesaplanacak ve %5 eksantirisite ile dikkate alınacaktır.

Her titreşim modu için hesaplanan maksimum tesirler istatiksel olarak birleştirilecek. Bu birleştirme yapılırken T<sub>m</sub> (m'ninci kat doğal titreşim periyodu), T<sub>n</sub> (n'inci kat doğal titreşim periyodu) olmak üzere;

$$T_m/T_n < 0.80 \quad (2.61)$$

olması durumunda karelerin toplamının karekökü, aksi halde; tam karesel birleştirme yöntemi uygulanır.

Modal analizde bir diğer önemli hususta bulunan taban kesme kuvvetine yönetmeliklerin bir alt sınır koymasındadır.

DBYBHY' de A1, B2 ve B3 türü düzensizliklerin bulunması halinde modal analize bulunan taban kesme kuvveti (V<sub>iB</sub>), eşdeğer deprem yükü hesabı ile bulunana taban kesme kuvveti (V<sub>i</sub>)'nin 0.90 katından, bu düzensizliklerin bulunmaması durumunda ise 0.80'inden az olmamalıdır.

Amerikan yönetmeliklerinde ise bu alt limit değeri eşdeğer deprem yükü hesabıyla bulunan taban kesme kuvvetinin %85'dir.

## 2.4.11 Kat ötelemeleri ve deformasyonlar

### 2.4.11.1 Görelî kat öteleme limitleri

Görelî kat ötelemeleri taşıyıcı olmayan elemanların(duvarlar, doğramalar vb.) deprem yükleri altında yapının fazlaca deformasyon yaparak zarar görmesini engelleyecek sınır değerlerdir.

Amerikan yönetmeliklerinde bu konuya bizden daha fazla değinildiğini söylemek yanlış olmaz. Bu limit değerler bir tablo halinde sunulmuştur. Bu değerler aşağıdaki tablodan da anlaşılacağı üzere yapının kullanım sınıfına, yapı sistemine ve deprem sınıfına bağlıdır.

**Çizelge 2.18** : Görelî kat öteleme limitleri, (ASCE7-10,2010).

Yapı	Risk Sınıfı		
	1 veya 2	3	4
Bölüm 11.2'de tanımlandığı gibi tabandan itibaren 4 veya daha az kata sahip olan,iç ve bölme duvarlı,tavanlı ve kat sapmalarını uyumlu hale getirmek için tasarımlanmış olan dış duvar sistemleriyle kaplı yapılar (Kargir kesme duvar tipi yapılardan başka)	0.025h <sub>sx</sub> <sup>c</sup>	0.020h <sub>sx</sub>	0.015h <sub>sx</sub>
Konsol kesme duvar tipi kargir yapılar <sup>d</sup>	0.010h <sub>sx</sub>	0.010h <sub>sx</sub>	0.010h <sub>sx</sub>
Diğer kesme duvar tipi kargir yapılar	0.007h <sub>sx</sub>	0.007h <sub>sx</sub>	0.007h <sub>sx</sub>
Tüm diğer yapılar	0.020h <sub>sx</sub>	0.015h <sub>sx</sub>	0.010h <sub>sx</sub>

Türk deprem yönetmeliğinde ise görelî kat ötelemesi değeri aşağıdaki formülden de görüldüğü üzere her zaman için kat yüksekliğinin 0.02 katından daha küçük olmalıdır.

$$(\delta_i)_{max}/h_i \leq 0.02 \quad (2.62)$$

Burada  $\delta_i$  etkin görelî kat öteleme limitlerinin kat içindeki en büyük değerini kat yüksekliğine bölümüyle elde olunur.

Amerikan yönetmeliğinden alınan tablodan da anlaşıldığı üzere, yapının taşıyıcı sisteminin rijitleşmesi bu limit değeri oldukça azaltıyor yada daha önceki bölümlerde izah ettiğimiz risk kategorisinin büyümesi de bu limit değeri aşağıya doğru çekiyor.



DBYBHY'in getirdiği 0.02 şartı bu tablodaki verilen değerin ortalaması durumundadır.

Deprem yükleri  $R_a$  ile azaltılarak hesap yapıdıktan sonra DBYYHY'e göre bulunan deplasmanları bu azaltma miktarı ile çarpılarak oluşabilecek azaltılmamış deplasmanları buluruz; ASCE7-10'da ise  $R_a$  ile azaltılan deprem yüklerine göre yapılan hesap sonucu bulunan deplasmanlar  $R_a$  ile değil  $C_d$  ile çarpılarak toplam deplasmanlar bulunur.  $C_d$  değerleri  $R_a$  değerlerine eşit yada küçük ( $C_d \leq R_a$ ) olduğunu bildiğimize göre toplam deplasmanları bulurken bazı durumlarda Amerikalılardan daha büyük değerlerle büyötmekteyiz.

$$\delta_x = C_d \delta_{xe} / I_e \quad (2.63)$$

Burada;

$\delta_{xe}$  : azaltılmış deprem yükleri ile bulunan deplasman

$C_d$  : sapma artırma faktörü

$I_e$  : bina önem katsayısı

Örneğin perde çerçeve sistemlerde( hem DBYYHY hemde ASCE7-10)  $R_a = 7$  iken,  $C_d = 5.5$ 'dur. Göreli kat ötelemelerini çarparken biz 7, Amerikalılar ise 5.5 ile çarpmaktadır.

## 2.5 Konstrüktif Kurallar

### 2.5.1 Kolonlar

Kolonlara ilişkin konstrüktif kurallar kapsamında Amerikan standardı olan ACI 318 ile DBYBHY'e değinecek olursak;

İlk adım dayanım kontrolüdür. ACI'da verilen aşağıdaki denklem kolonların maksimum tasarım normal kuvvetini sınırlayan ifadedir. Kolonda oluşan tasarım normal kuvveti  $P_u$  bu değerden küçük olmalıdır.

$$\phi P_{n,max} = 0.85\phi [0.85f'_c(A_g - A_{st}) + f_y A_{st}] \geq P_u \quad (2.64)$$

Eğer bu koşul sağlatılamamışsa kolon kesiti büyütölmelidir.

Tasarım normal kuvvetinin bir de alt sınırı vardır, bu alt sınır ayrıca elemanın eğilme elemanı gibi mi yoksa kolon gibi mi davrandığının belirlendiği sınır değeridir.

$$P_u \geq 0.1A_g f'_c \quad (2.65)$$

Türk deprem yönetmeliği de düşey yük ve deprem yükleri sonucu oluşabilecek normal kuvvet  $N_{dm}$  değerine bir üst sınır koyar. Bu sınır;

$$N_{dm} \leq 0.5f_{ck}A_c \quad (2.66)$$

Ayrıca birde taşıyıcı elemanın eğilme elemanı mı, yoksa kolon gibi mi davrandığının belirlenmesi için de tasarım eksenel basınç kuvveti  $N_d$  aşağıdaki koşulu sağlamalıdır.;

$$N_d \geq 0.1f_{ck}A_c \quad (2.67)$$

Bu kapasite kontrollerinden sonra ikinci adım kolon boyutlarının yönetmeliğin verdiği minimum boyutlara sahip olup olmadığıdır. ACI'a göre;

$$\text{Kolonun en kısa kenarı} > 12 \text{ in} = 30.48 \text{ cm} \quad (2.68)$$

olmalıdır.

Türk yönetmeliği ise kısa kenarın en az 25 cm, minimum kesit alanınında 750 cm<sup>2</sup>'den az olamayacağını söyler, dairesel kolonlar içinde minimum çap 30 cm'dir. Görüldüğü üzere ACI kesit alanı olarak Türk yönetmelğinden biraz daha büyük bir değer alıyor.

Ayrıca kolonun iki kenarının birbirine oranı;

$$\text{Kısa kenar/diğer kenar} \geq 0.4 \quad (2.69)$$

Bu şart aslında düşey taşıyıcının kolon gibi mi yoksa perde gibi mi değerlendirilebileceğini belirler. Türk yönetmeliğinde bu şart çok daha geniş bir skalaya sahiptir. Kolon perde geçişi 1/7 oranıyla ifade olunur.

Donatı ile ilgili hususlara da gelindiğinde;

$$\text{Boyuna donatı oranı} \geq 0.01 \quad (2.70)$$

$\leq 0.06$  olmalıdır.

DBYBHY minimum donatı oranını ACI gibi 0.01, maksimum donatı oranını ise 0.04 olarak koymuştur; fakat bindirmeli ek yapılan kesitlerde bu değer 0.06'dır.

Kolon giriş birleşim noktalarında;

Kolonun moment kapasitesi  $\geq 1.2$  ( girişlerin toplam moment kapasitesi)

olmalıdır.

Bu şart her iki yönetmelikte de bu haliyle mevcuttur.

Enine donatı;

Minimum enine donatı alanı ( $A_{sh}$ );

$$A_{sh} = \frac{0.3sb_c f'_c}{f_{yt}} \left( \left( \frac{A_g}{A_{ch}} \right) - 1 \right) \quad (2.71)$$

$$A_{sh} = 0.09sb_c f'_c / f_{yt} \quad (2.72)$$

yukarıdaki denklemlerden hesaplanan değerlerin elverişsiz olanı dikkate alınmalıdır.

Türk yönetmeliğinde etriyeli kolonlarda;  $N_d > 0.20A_c f_{ck}$  olması halinde;

$$A_{sh} \geq 0.30sb_k \left( \frac{A_c}{A_{ck}} - 1 \right) f_{ck} / f_{yw_k} \quad (2.2)$$

$$A_{sh} \geq 0.075sb_k f_{ck} / f_{yw_k} \quad (2.74)$$

elverişsiz olanı olmalıdır.

$N_d \leq 0.20A_c f_{ck}$  olması halinde ise yukarıdaki denklemlerin 2/3'ü dikkate alınır.

Etriye aralığı 's' ACI'a göre;

$$s \leq \text{elemanın en kısa kenar boyutu} / 4$$

$$s \leq 6 \times \text{boyuna donatı çapı} \quad (2.3)$$

$$s \leq s_o$$

Burada  $s_o$ ;

$$4 \text{ in} \leq s_o = 4 + \frac{14 - h_x}{3} \leq 6 \text{ in} \quad (2.76)$$

$h_x$  : etriye arasında kalan en büyük yatay uzunluk

DBYBHY'e göre;

Enine donatı aralığı  $s_o$  orta bölgede;

$$s_o \leq 200 \text{ mm} \quad (2.77)$$

$$\leq b_{min}/2$$

Sıklaştırma bölgesinde ise;

$$s_c \geq 50 \text{ mm}$$

$$\leq 100 \text{ mm} \quad (2.78)$$

$$\leq b_{min}/3$$

Sıklaştırma bölgesi uzunluğu ' $l_o$ ' ACI'a göre;

$$l_o \geq \text{eleman derinliği}$$

$$\geq \frac{1}{6} \times \text{kolon net boyu} \quad (2.79)$$

$$\geq 18 \text{ in} = 45.72 \text{ cm}$$

Türk yönetmeliğinde ise sıklaştırma bölgesi;

$$l \geq b_{max}$$

$$\geq l_n/6 \quad (2.80)$$

$$\geq 500 \text{ mm}$$

Kesme güvenliğine dair kurallar;

Tasarım kesme kuvveti ' $V_e$ ' Amerikan yönetmeliklerinde de Türk yönetmeliğinde de kapasiteye göre belirlenmektedir.

DBYBHY’de;

Kolonların enine donatı hesabında dikkate alınacak kesme kuvveti  $V_e$ ;

$$V_e = (M_a + M_{\ddot{u}})/l_n \quad (2.81)$$

Burada;

$M_a$  : Kolonun alt ucundaki moment,

$M_{\ddot{u}}$  : Kolonun üst ucundaki moment,

Bu moment değerlerinin hesabında, eğer güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki sağlanabiliyorsa;

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (2.82)$$

denklemiyle kiriş uçlarındaki moment değeri hesaplanır.

$M_{pi}$ ,  $M_{pj}$ ’nin kesin hesap yapılamadığı durumlarda yaklaşık olarak;

$$M_{pi} \cong 1.4M_{ri} \quad (2.83)$$

$$M_{pj} \cong 1.4M_{rj} \quad (2.84)$$

olarak alınabilir.

$\sum M_p$  değeri daha sonra kolonun alt ve uç noktalarına dağıtılır.

DBYBHY ‘güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki sağlanamıyorsa kirişlerdeki  $\sum M_p$  momentini kolonlara dağıtılacak’’ der.

$$V_e \leq V_r \quad (2.85)$$

$$\leq 0.22A_w f_{cd} \quad (2.86)$$

## 2.5.2 Kirişler

Kirişler eğilme elemanlarıdır, dolayısıyla normal kuvvet değerlerinin belirli bir değerden küçük olması gerekir. Bu sınır ACI 318-08 için;

$$P_u \geq 0.1A_g f'_c \quad (2.87)$$

DBYYHY'de de benzer şekilde;

$$N_d \leq 0.1f_{ck}A_c \quad (2.88)$$

denklemlerle kontrol edilir.

Bir elemanın kiriş sayılabilmesi için ACI'a göre temiz açıklığı  $l_n$ ;

$$l_n \geq 4d \quad (2.89)$$

olmalıdır. Kiriş genişliği ise;

$$\begin{aligned} &\geq \min(0.3h, 10 \text{ in} = 25.4 \text{ cm}) \\ &\leq \text{kolon genişliği} + 1.5(\text{kiriş derinliği}) \\ &\leq c_2 + \text{her iki kenarda } \min(c_2 \text{ yada } 0.71c_1) \end{aligned} \quad (2.90)$$

Burada  $c_1$  ve  $c_2$  kolon ebatlarıdır. Bu sınır kirişler için maksimum genişliği verir.

DBYYHY de ise;

$$\text{kiriş yüksekliği}(h) \leq \text{net açıklık}/4 \quad (2.91)$$

Türk yönetmeliği kiriş yüksekliği ile kontrol ederken Amerikan yönetmeliği etkili derinlikle kontrol ediyor.

DBYYHY de kiriş genişliği minimum sınırları ise;

$$b_w \geq 25 \text{ cm} \quad (2.92)$$

$$\leq \text{kiriş yüksekliği}(h) + \text{kirişin birleştiği kolonun kirişe dik genişliği}$$

Ayrıca DBYYHY de kiriş yüksekliği içinde bir alt ve üst sınır vardır;

$$\begin{aligned} &h \geq 3 \times \text{döşeme kalınlığı} \\ &\geq 30 \text{ cm} \end{aligned} \quad (2.93)$$

$$\leq 3.5 \times b_w$$

koşullarını sağlamalıdır.

Kirişte alt yada üst donatı alanı ACI'a göre şu şekilde hesaplanır;

$$\begin{aligned} A_{\text{üst}} \text{ yada } A_{\text{alt}} &\geq (3(f_c')^{0.5}/f_y)b_w d \\ &\geq (200/f_y)b_w d \\ &\leq 0.025b_w d \end{aligned} \quad (2.94)$$

DBYYHY de ise;

çekme donatılarının minimum oranı;

$$\rho \geq 0.8f_{cd}/f_{yd} \quad (2.95)$$

$$\rho \leq 0.02$$

Boyuna donatı çapı ise minimum 12 mm olacaktır.

ACI 318-08'e göre kesme kuvveti hesabı;

$$V_e \geq (M_{pr}^- + M_{pr}^+)/l_n \pm w_u l_n/2 \quad (2.96)$$

Burada şöyle bir durum söz konusudur;

Deprem etkileriyle oluşan kesme kuvveti  $\geq 0.5V_e$  ise;

$$P_u \text{ (kiriş normal kuvveti)} \leq 0.05A_g f_c \quad (2.97)$$

$V_c$  (beton katkısı) = 0 alınır.

Donatıdaki kesme kuvveti  $V_s$  ise;

$$V_s = \frac{V_u}{\phi} - V_c \quad (2.98)$$

kadar olmalıdır.

etriye aralığı  $s$  ise;

$$s = A_v f_{yt} d / V_s \quad (2.99)$$

$s$  değeri için getirilen sınır değerler ise şöyledir,

$$\begin{aligned}
s &\leq d/4 \\
&\leq 8 \text{ (ana donatı çapı)} \\
&\leq 24 \text{ (etkiye çapı)} \\
&\leq 12 \text{ in} = 30.48 \text{ cm}
\end{aligned}
\tag{2.100}$$

$V_s$ 'nin değeri ise şu şekilde hesaplanır;

$$V_s = 8(f'_{cd})^{0.5}bd \tag{2.101}$$

Sıklaştırma bölgesi boyu ise;

Mesnet yüzünden  $2h$ , potansiyel akmanın oluşabileceği noktadan her iki yönde  $2h$  kabulleriyle belirlenir.

Ayrıca ilk etriye doğrudan mesnet yüzünden başlatılamaz. Mesnet yüzünden yaklaşık  $2 \text{ in} = 5.08 \text{ cm}$  uzaktan başlamalıdır.

Türk yönetmeliğinde de bu konudaki şartlar benzerdir.

DBYYHY'de de kirişlerin kesme güvenliği hesapları ACI'ya benzer şekilde kapasiteye göre yapılır.

$V_e$  : kirişlerde enine donatı hesabına esas alınacak kesme kuvvetidir ve şu şekilde hesap edilir;

$$V_e = V_{dy} \pm (M_{pi} + M_{pj})/l_n \tag{2.102}$$

$$M_{pi} \cong 1.4M_{ri} \text{ ve } M_{pj} \cong 1.4M_{rj} \tag{2.103}$$

$$V_e \leq V_r$$

$$V_e \leq 0.22b_w d f_{cd}$$

betonun kesme dayanımı katkısı için DBYYHY de de ACI daki benzer şart vardır. Bu şarta göre eğer sadece deprem yüklerinden oluşan kesme kuvvetinin depremlilikteki toplam kesme kuvvetinin yarısından daha büyük olması durumunda  $V_c = 0$  alınacaktır. Aksi takdirde Ts 500'de belirtildiği üzere;



$$V_c = 0.8 \times V_{cr} \quad (2.104)$$

$$V_{cr} = 0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d \times (1 + \gamma N_d / A_c) \quad (2.105)$$

eksenel basınç durumunda  $\gamma = 0.07$ , eksenel çekme durumunda  $\gamma = -0.3$  alınır. güvenilir bir yöntem kullanılarak ve gövde beton kesit alanı temel alınarak hesaplanan eksenel çekme gerilmesi, 0.5 MPa dan küçükse,  $\gamma = 0.5$  alınabilir.

$$V_r = V_c + V_w \quad (2.106)$$

$$V_w = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) f_{ywd} d \quad (2.104)$$

$$V_e = 1.25 f_{yk} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (2.108)$$

Kuşatılmış birleşim;

$$V_e \leq 0.60 b_j h f_{cd} \quad (2.109)$$

Kuşatılmamış birleşim;

$$V_e \leq 0.45 b_j h f_{cd} \quad (2.110)$$

Sarılma bölgesinde  $s_k$ ;

$$\begin{aligned} s_k &\leq h_k / 4 \\ &\leq 8 \times \text{minimum donatı çapı} \\ &\leq 150 \text{ mm} \end{aligned} \quad (2.111)$$

### 2.5.3 Perdeler

Perdeler bilindiği gibi kesme tesirleri bakımından önemli olan taşıyıcı elemanlardır. Perde tasarımında dolayısıyla ilk dikkate alacağımız tesir de kesme kuvveti olacaktır.

ACI 318-08' göre tasarım kesme kuvvetimiz  $V_u$  aşağıdaki denklemlerle verilen değeri geçemez.

$$V_n = A_{cv} ((\alpha_c \lambda \sqrt{f'_c}) + \rho_t f_y) \quad (2.111)$$

Burada;

$\alpha_c$  perdenin  $h_w/l_w$  oranına göre belirlenen bir katsayıdır.

$A_{cv}$  ise beton alanıdır.

$\lambda$  ise normal betonlar için 1'e eşit olan bir katsayıdır.

$$V_u \leq \phi A_{cv} \sqrt{f'_c} \quad (2.112)$$

Perdelerde minimum yatay ve düşey gövde donatısı oranı da aşağıdaki denklemi sağlamalıdır.

$$\rho_t \text{ ve } \rho_l \geq 0.0025$$

s donatı aralığı da  $\leq 18 \text{ in} = 45.72 \text{ cm}$  geçmemelidir.

Buna ilaveten  $\alpha_c = h_w/l_w$  oranına göre  $\rho_t$  ve  $\rho_l$  oranları arasında çeşitli kısıtlamalar getirilmiştir. Örneğin  $\alpha_c \leq 2$  ise  $\rho_l$ ,  $\rho_t$  değerinden az olmamalıdır. Yani perde kısaltıkça boyuna donatı oranının enine donatı oranından fazla olmasını istiyor.

Bu bilgiler sonucu belirlenen donatı dizilimlerine göre donatı oranları belirlenir. Daha sonra da bu donatı oranları denklemde kullanılarak kesme kapasitesi belirlenir ve perde de oluşan kesme kuvvetinin bu değerden küçük olup olmadığı kontrol edilir. Eğer kesme tesiri kapasiteyi aşmışsa donatı oranı yada kesit büyütülür.

Perdelerin diğer önemli tesirler olan normal kuvvet ve eğilmeye göre tasarımına gelecek olursak;

Perdelerdeki başlık bölgeleri özel olarak donatılan kısımlardır. Bu kısımların tasarımında ACI 318-08'de yerdeğiştirme yaklaşımı vardır. Bu yaklaşıma göre;

$$c \geq c_{cr} = l_w / (600 \left( \frac{\delta_u}{h_w} \right)) \quad (2.113)$$

Burada c tarafsız eksen derinliğidir.

$\delta_u$  tüm perdedeki yer değiştirme,

$l_w$  : perdenin plandaki boyu

$h_w$  : perde yüksekliğidir.

Kritik perde yüksekliği ise Türk yönetmeliğinden biraz farklı olarak hesaplanır.

$l_w$  yada  $M_u/4V_u$  'dan büyük olanından fazla olmalıdır.

Kritik kesit boyunca başlık genişliği ise şöyle hesaplanır;

$$\max(c - 0.1l_w, c/2)$$

Başlık bölgelerinde tabiki etriyelerimizde olacak; çünkü buraları kolon gibi dizayn ediyoruz. Minimum etriye alanı;

$$A_{sh} = 0.09sb_c f'_c / f_{yt} \quad (2.114)$$

Maksimum enine donatı aralığı ise;

$$s \leq \text{minimum eleman boyutu (burası için minimum başlık boyutu)/4}$$

$$\leq \text{enküçük boyuna donatı çapının 6 katı}$$

$$\leq s_o$$

$$4 \text{ in} \leq s_o = 4 + (14 - h_x)/3 \leq 6 \text{ in}$$

Gövde içinse;

$$s \leq \text{enküçük boyuna donatı çapının 6 katı}$$

$$\leq \min(l_{web}, h)/4$$

$$\leq s_o$$

$$4 \text{ in} \leq s_o = 4 + (14 - h_x)/3 \leq 6 \text{ in}$$

burada max  $h_x = 11$  in alınabilir.

DBYYHY den de bilhassa süneklik düzeyi yüksek perde tasarımı bölümünden bahsedecek olursak;

Evvvela perdelerin kesit özelliklerinden bahsetmek gerekirse, Türk yönetmeliğinde kolon perde geçiş sınırı ACI nın aksine 0.4 değil 1/7 dir.

Perdenin gövde kalınlığı ise kat yüksekliğinin 1/20 sinden yada 20 cm den az olmaz der deprem yönetmeliği.

$H_w/l_w \geq 2$  olan perdelerde yani görece yüksek perdelerde perde uç bölgesi oluşturulması zorunludur.

Kritik perde yüksekliği  $H_{cr}$ ;

$$H_{cr} \geq l_w$$

$$\geq H_w/6$$

denklemlerinden en elverişsiz sonuç veren dikkate alınmalıdır.

Perde uç bölgesinin düzenlenmesine dair bazı kurallarda mevcuttur. Perde uç bölgesi uzunluğu  $l_u$ ;

$$\text{Hcr boyunca } l_u \geq 2b_w$$

$$\geq 0.2 l_w$$

$$\text{Hcr dışında } l_u \geq b_w$$

$$\geq 0.1 l_w \text{ koşullarını sağlamalıdır.}$$

$$V_d \leq 0.65 f_{ctd} A_g + f_{yd} A_{sh} \quad (2.115)$$

$$\leq 0.22 f_{cd} A_g$$

Burada  $A_g$  perde brüt alanını  $A_{sh}$  ise perde yatay donatılarının toplam alanını göstermektedir.

Yatay gövde donatı oranı minimum 0.0025 olmalıdır. DBYBHY’de de bu değer aynıdır. Ancak perde uç bölgelerindeki donatı oranını düşünürken Türk yönetmeliğinde buraları uç bölgesi genişliğindeki bir kolon gibi düşünerek donatı oranı belirlenir.

Donatı aralığı ise 18 in’den yani 45.72 cm den az olmalıdır. Bu tabi ki büyük bir aralık, DBYBHY’de bu üst değer 25 cm olarak alınır.

Eğer  $h_w/l_w$  oranı 2 den küçükse ki bu ancak çok uzun perdelerde mesela kenar perdelerinde böyle olabilir bu durumda düşey donatı oranı yatay donatı oranından az olamaz.

Türk yönetmeliğinde perdenin düşey ve yatay gövde donatıları için 0.0025 minimum donatı ve 250 mm geçmeyen aralıklarla donatılır.

Eğer bu oran 2 den büyükse yani daha ince uzun perdelerde ve normal ağırlıklı betonlarda

Başlık elemanı enine donatılarına gelecek olursak;

Minimum kapalı etriye oranı  $A_{sh}$ ;

$$A_{sh} = 0.09sb_c f'_c / f_{yt} \quad (2.116)$$

Türk yönetmeliğinde ise bu değer ;

$$A_{sh} = 0.05sb_k \left( \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} \right) \quad (2.117)$$

olarak Amerikan yönetmeliğine göre daha az oranda bir donatı öngörür.

Maksimum etriye veya çiroz aralığı ise;

Boyuna donatı çapının 6 katından

Minimum eleman boyutunun dörtte birinden ve ACI ya göre hesaplanan so değerlerinden büyük olamaz.

$$s_o = 4 + (14 - h_x)/3 \quad (2.118)$$

Burada  $h_x$  kapalı etriye ve çirozlar arasındaki maksimum yatay boşluktur.

Türk yönetmeliğinde perde uç bölgesi enine donatı aralığı s;

$$50 \text{ mm} \leq s \leq 100 \text{ mm}$$

$s \leq b_w / 2$  olarak sınırlandırılır.

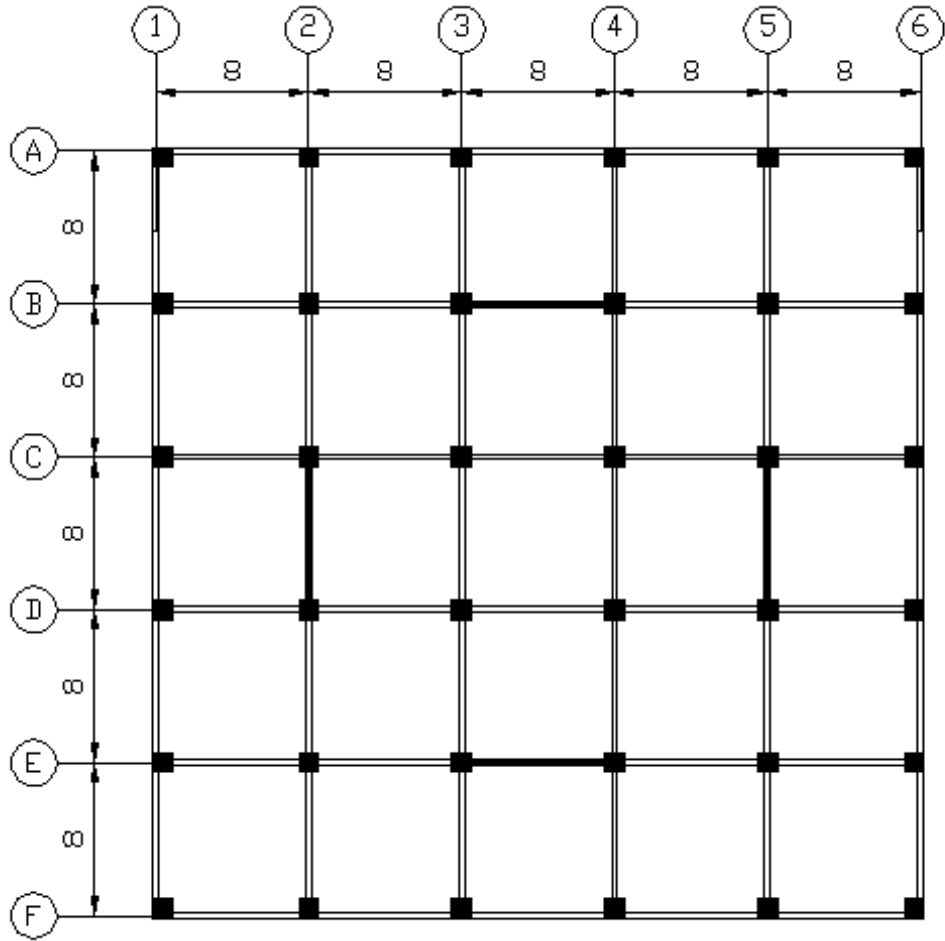


### 3. TASARIMA ESAS YAPININ KARAKTERİSTİKLERİ

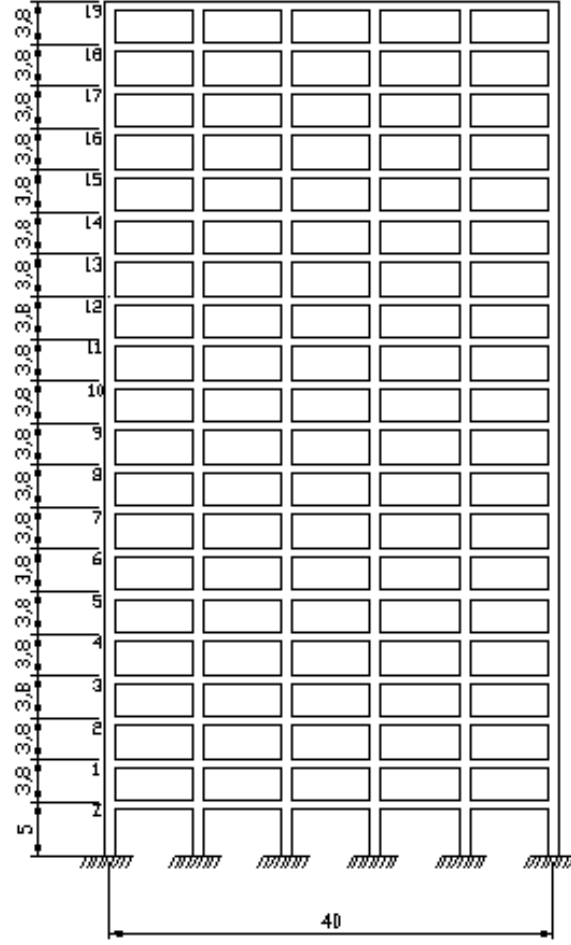
#### 3.1 Taşıyıcı Sistem ve Kat Yükseklikleri

Bu tez çalışması kapsamında hesabı yapılacak olan yapı; bir zemin kat ve on dokuz normal kattan oluşan geometrisi bakımından simetrik yirmi katlı perde çerçevesi betonarme bir yapıdır.

Zemin kat yüksekliği 5 m, normal kat yükseklikleri 3.8 m olmak üzere toplam yapı yüksekliği 77.2 m'dir. Kiriş açıklıkları her iki doğrultuda ve her çerçevede eşit olmak üzere 8'er m'dir. Yapı her iki doğrultuda da 5 açıklıklıdır. Toplam kat alanı ise 1600 m<sup>2</sup>'dir.



Şekil 3.1: Tasarıma esas yapının plan görünüşü.



**Şekil 3.2:** Tasarıma esas yapının kesit görünüşü.

### 3.2 Malzemeler

Tasarımda kullanılacak malzemeler;

Beton Sınıfı : C35

Çelik Sınıfı : S420

### 3.3 Deprem bölgesi ve Zemin Koşulları

Yapı üzerinde Türk ve Amerikan yönetmelikleri kıyaslanacak olmasından ötürü zemin sınıfı ve depremselliğin kıyaslamayı mümkün kılacak şekilde eşdeğer olması gerekmektedir. Dolayısıyla zemin için her iki model içinde kendi yönetmeliklerinde bulunan sağlam kaya parametreleri kullanılmıştır. Bizim deprem yönetmeliğimizde sağlam kaya A sınıfı olarak tanımlanmakta ve bu kaya için kayma dalgası hızı 1000 m/s 'den büyük denilmektedir. Bu kaya için yerel zemin sınıfı da Z1 denilmektedir.



Amerikan standartlarında da sağlam kaya yine A sınıfı zemin olarak adlandırılmakta ve kayma dalgası hızı 1524 m/s'den büyük denilmektedir.

Yapımızın bulunduğu kayanın 1524 m/s'den fazla kayma dalgası hızı olduğunu düşünecek olursak her iki yönetmelik için A sınıfına dahil olduğunu görürüz.

Depremsellik durumlarını da olabildiğince eşit şartlara getirmek için yüksek depremsellikte bir bölgede olduğunu düşünelim. Bizim yönetmeliklerimizde 1. derece deprem bölgesinde olduğu düşünülerek parametreler modele bu şekilde girilmiştir.

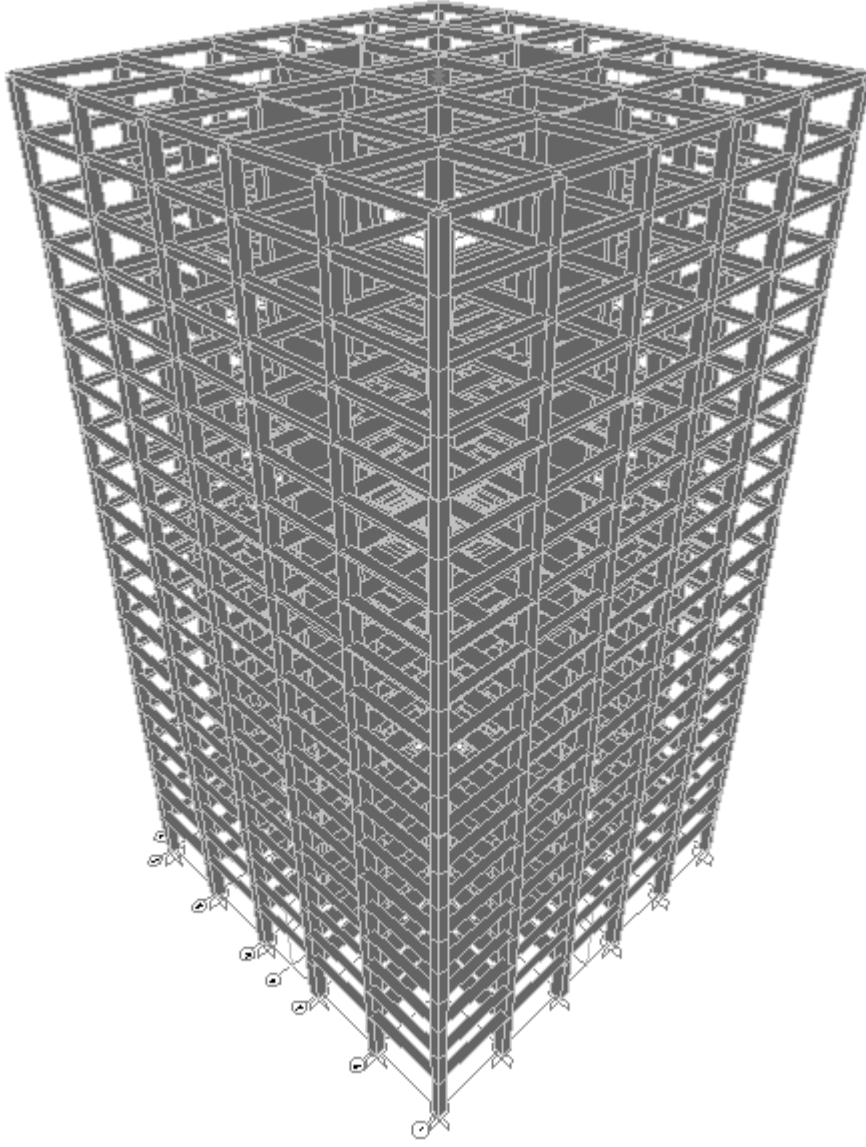
Amerikan yönetmeliklerinde ise deprem ivmeleri haritalar şeklinde sunulmuştur. Bu ivmelerin değerinin belirli limitlere göre kıyaslanması ile de deprem tasarım kategorileri oluşturulmuştur. Bu deprem kategorilerinden E sınıfı yüksek ivme değerleri için deprem tasarımını ifade etmektedir. Dolayısıyla E deprem tasarım kategorisi seçilmiştir. Ayrıca Amerikan yönetmeliklerinde ivme değeri okunup spectrum bu ivme değerlerine göre oluşturulduğu için bizim 1. Derece deprem bölgemizin ivme değerlerine uygun ivmelerin seçilmesi gerekmektedir. Seçilecek MCE ivmesinin belirlenmesinde tüm Türkiye'nin çeşitli deprem durumları için ivme değerlerini içeren Kıyı Liman Şartnamesinden de yararlanıldı. Deprem yönetmeliğimizde 1. Derece deprem bölgesinde yer alan Kadıköy'ün bu şartnamedeki MCE ivme değerleri okundu ve  $S_s=1.8g$  ,  $S_1=1.0g$  seçilmesinin benzer deprem durumu oluşturmak bakımından kıyaslamayı kolaylaştıracağı anlaşılmıştır.

### **3.4 Statik Hesap Esasları ve Kullanılacak Yapısal Analiz Programı**

Yapının static hesapları SAP2000 ( Structural Analysis Program) sonlu elemanlar programının 14.0.0 versiyonu kullanılarak yapılmıştır. Yapının her iki yönetmelikler için olan modellerinde de Frame elemanlar kullanılmıştır. Perde elemanların tasarımında ise rijit kiriş kolon benzeşimi kullanılarak elemanın rijitliği ve perde davranışı sergilemesi sağlatılmıştır.

Statik yükler ve yük kombinasyonları tanımlanmıştır. Deprem hesabı için ise modal analiz yapılmış deprem spektrumları her iki yönetmelik için ayrı ayrı öngördükleri şekliyle tanımlanmış ve analiz yapılmıştır.

İç tesirler programdan okunup betonarme hesapları ise elle yapılmıştır.



**Şekil 3.3:** Tasarıma esas yapının SAP2000’de oluşturulmuş modeli.

### 3.5 Yüklər

Hesaba esas yapı için hareketli yük değeri her iki yönetmelik için  $2 \text{ kN/m}^2$  olarak alınmıştır.

Ölü yükler için ise taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanların zati ağırlıkları hesaplanmıştır. Karşılaştırmayı mümkün kılmak için her iki ülke yönetmeliklerine göre yapılan modeller için aynı taşıyıcı sistem kullanılmıştır. Bu taşıyıcı sistemin kolon zati ağırlıkları ise SAP2000 analiz programında beton birim hacim ağırlığı  $25 \text{ kN/m}^3$  alınarak dikkate alınmıştır. Kirişler içinse ağırlıksız bir beton malzemesi tanımlanmış ve zati ağırlıkları modelde yer almayan duvarlar ve döşeme yükleri ile

birlikte programa düzgün yayılı yük olarak etkilmiştir. Bu yüklerin hesabı işe şöyle yapılmıştır;

Döşemeler için;

Döşeme kalınlığı  $h = 20$  cm olarak alınmıştır.

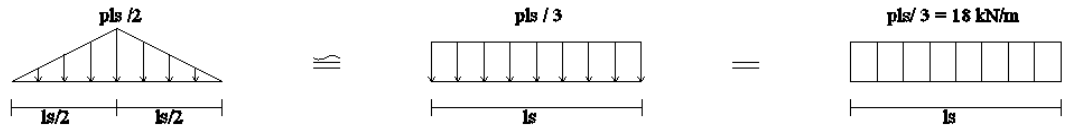
Kaplama + sıva ağırlığı  $= 1.75$  kN/m<sup>2</sup> olarak alınmıştır.

Dolayısıyla döşeme zati;

$$p = (0.20 \times 25) + 1.75 = 6.75 \text{ kN/m} \quad (3.1)$$

olarak hesaplanır.

Döşeme kare şeklinde olduğu için  $L_s = L / 2$ 'dir. Tüm kirişler için üçgen yük dağılımı söz konusudur. Bu üçgen dağılımı düzgün yayılı yük durumuna dönüştürecek olursak;



Kiriş zati ağırlığı;

$$p_k = (0.30 \times 0.60) \times 25 = 4.5 \text{ kN/m} \quad (3.2)$$

Duvarlar için;

Zati  $2.5$  kN/m<sup>2</sup> yük değeri alınmıştır. Kiriş üzerindeki duvar yükü;

$$p_d = (3.8 - 0.8) \times 2.5 = 7.5 \text{ kN/m} \quad (3.3)$$

Dolayısıyla normal katlarda;

Kenar kirişlere döşemeden ve duvarlardan gelen ölü yük değeri;

$$p_k = 18 + 4.5 + 7.5 = 30 \text{ kN/m} \quad (3.4)$$

İç kirişlerde her iki yönden döşemelere mesnetlik etmesinden ötürü;

$$p_k = (18 \times 2) + 4.5 + 7.5 = 48 \text{ kN/m} \quad (3.5)$$

Çatı katında ise duvar ağırlıkları bulunmamasından ötürü;

Kenar kirişlerde;

$$p_k = 18 + 4.5 = 22.50 \text{ kN/m} \quad (3.6)$$

İç kirişlerde;

$$p = (18 \times 2) + 4.5 = 40.50 \text{ kN/m} \quad (3.7)$$

### 3.6 Yük kombinasyonları

Türk yönetmeliklerine göre tasarıma esas yapıda kullanılacak yük kombinasyonları;

- 1.4G + 1.6Q
- G + Q + SPECX + 0.3SPECY
- G + Q + SPECX - 0.3SPECY
- G + Q - SPECX - 0.3SPECY
- G + Q - SPECX + 0.3SPECY
- G + Q + 0.3SPECX + SPECY
- G + Q + 0.3SPECX - SPECY
- G + Q - 0.3SPECX - SPECY
- G + Q - 0.3SPECX + SPECY
- 0.9G + SPECX + 0.3SPECY
- 0.9G + SPECX - 0.3SPECY
- 0.9G - SPECX - 0.3SPECY
- 0.9G - SPECX + 0.3SPECY
- 0.9G + 0.3SPECX + SPECY
- 0.9G + 0.3SPECX - SPECY
- 0.9G - 0.3SPECX - SPECY
- 0.9G - 0.3SPECX + SPECY

Burada;

SPECX : x doğrultusundaki deprem kuvveti

SPECY : y doğrultusundaki deprem kuvveti

Amerikan yönetmeliklerine göre tasarıma esas yapıda kullanılacak kombinasyonlar;

- 1.4D
- 1.2D + 1.6L
- 1.2D + 0.5L + 1.0E

Bu kombinasyondaki 'E';

$$E = E_h + E_v \quad (3.8)$$

$$E = \rho Q_E + 0.2S_{DS}D \quad (3.9)$$

$\rho = 1$  olarak alınacaktır.

$Q_E$  : yatay deprem kuvveti

$S_{DS} : 0.96$

Bu değerler denklem (3.9)' da yerine konulduğunda;

$$1.2D + 0.5L + Q_E + (0.2 \times 0.96)D$$

- 1.2D + 0.5L + SPECX + 0.192D
- 1.2D + 0.5L - SPECX + 0.192D
- 1.2D + 0.5L + SPECY + 0.192D
- 1.2D + 0.5L - SPECY + 0.192D

$$0.9D + 1.0E$$

Bu kombinasyondaki 'E';

$$E = E_h - E_v \quad (3.10)$$

$$E = \rho Q_E - 0.2S_{DS}D \quad (3.11)$$

$$0.9D + Q_E - (0.2 \times 0.96)D$$

- $0.9D + \text{SPECX} - 0.192D$
- $0.9D - \text{SPECX} - 0.192D$
- $0.9D + \text{SPECY} - 0.192D$
- $0.9D - \text{SPECY} - 0.192D$

### **3.7 Ön Boyutlama**

Hesaba esas yapının taşıyıcı sisteminin belirlenmesi amacıyla bir ön boyutlama yapılmıştır.

Perdeler I kesitlidir. İlk 9 kat gövde kalınlığı 0.40 m, sonraki 7 kat 0.35 m ve son katta 0.30 m alındı. Başlık genişliği de 1m x 1m olarak seçildi.

Türk yönetmeliğine göre yapılan bu ön boyutlamadan elde edilen kesitler Amerikan yönetmeliğine göre tasarımda da kullanılacak.

Çizelge 3.1 : Ön Boyutlama.

KAT	KOLON ADI	DÖŞEMEDEN			KİRİŞTEN	DUVARDAN	Kolon Ağ. g(kN)	BİR ÜST KATTAN		Σ		Nd 1.4Ng+1.6Nq	Ac (mm <sup>2</sup> )	α	α Ac (mm <sup>2</sup> )	seçilen cm*cm
		G		Q	G	G		G	Q	Ng	Nq					
20	S201	108	16	32	36	0	46,6	0,0	0,0	190,6	32,0	318,0	21198,0	1,2	25437,6	70X70
	S202	216	32	64	54	0	77,0	0,0	0,0	347,0	64,0	588,1	39208,7	1,1	43129,5	90X90
	S203	216	32	64	54	0	77,0	0,0	0,0	347,0	64,0	588,1	39208,7	1,1	43129,5	90X90
	S204	216	32	64	54	0	77,0	0,0	0,0	347,0	64,0	588,1	39208,7	1,1	43129,5	90X90
	S205	432	64	128	72	0	136,8	0,0	0,0	640,8	128,0	1101,9	73461,3	1,1	80807,5	120X120
	S206	216	32	64	54	0	77,0	0,0	0,0	347,0	64,0	588,1	39208,7	1,1	43129,5	90X90
	S207	432	64	128	72	0	137,2	0,0	0,0	641,2	128,0	1102,4	73494,9	1,1	80844,4	120X120
	P201	864	128	256	108	0	389,5	0,0	0,0	1361,5	256,0	2315,7	154380,0	1,1	169818,0	
P202	864	128	256	108	0	389,5	0,0	0,0	1361,5	256,0	2315,7	154380,0	1,1	169818,0		
19	S191	108	16	32	36	60	46,6	190,6	32,0	441,1	64,0	719,9	47996,0	1,2	57595,2	70X70
	S192	216	32	64	54	90	77,0	347,0	64,0	783,9	128,0	1302,3	86817,3	1,1	95499,1	90X90
	S193	216	32	64	54	90	77,0	347,0	64,0	783,9	128,0	1302,3	86817,3	1,1	95499,1	90X90
	S194	216	32	64	54	90	77,0	347,0	64,0	783,9	128,0	1302,3	86817,3	1,1	95499,1	90X90
	S195	432	64	128	72	120	136,8	640,8	128,0	1401,6	256,0	2371,8	158122,7	1,1	173934,9	100X100
	S196	216	32	64	54	90	77,0	347,0	64,0	783,9	128,0	1302,3	86817,3	1,1	95499,1	90X90
	S197	432	64	128	72	120	137,2	641,2	128,0	1402,3	256,0	2372,8	158189,9	1,1	174008,9	100X100
	P191	864	128	256	108	180	389,5	1361,5	256,0	2903,0	512,0	4883,4	325560,0	1,1	358116,0	
P192	864	128	256	108	180	389,5	1361,5	256,0	2903,0	512,0	4883,4	325560,0	1,1	358116,0		
18	S181	108	16	32	36	60	46,6	441,1	64,0	691,7	96,0	1121,9	74794,0	1,2	89752,8	70X70
	S182	216	32	64	54	90	77,0	783,9	128,0	1220,9	192,0	2016,4	134426,0	1,1	147868,6	90X90
	S183	216	32	64	54	90	77,0	783,9	128,0	1220,9	192,0	2016,4	134426,0	1,1	147868,6	90X90
	S184	216	32	64	54	90	77,0	783,9	128,0	1220,9	192,0	2016,4	134426,0	1,1	147868,6	90X90
	S185	432	64	128	72	120	136,8	1401,6	256,0	2162,4	384,0	3641,8	242784,0	1,1	267062,4	120X120
	S186	216	32	64	54	90	77,0	783,9	128,0	1220,9	192,0	2016,4	134426,0	1,1	147868,6	90X90
	S187	432	64	128	72	120	137,2	1402,3	256,0	2163,5	384,0	3643,3	242884,8	1,1	267173,3	120X120
	P181	864	128	256	108	180	389,5	2903,0	512,0	4444,5	768,0	7451,1	496740,0	1,1	546414,0	
P182	864	128	256	108	180	389,5	2903,0	512,0	4444,5	768,0	7451,1	496740,0	1,1	546414,0		

**Çizelge 3.1 (devam) : Ön Boyutlama.**

17	S171	108	16	32	36	60	46,6	691,7	96,0	942,2	128,0	1523,9	101592,0	1,2	121910,4	70X70
	S172	216	32	64	54	90	77,0	1220,9	192,0	1657,8	256,0	2730,5	182034,7	1,1	200238,1	90X90
	S173	216	32	64	54	90	77,0	1220,9	192,0	1657,8	256,0	2730,5	182034,7	1,1	200238,1	90X90
	S174	216	32	64	54	90	77,0	1220,9	192,0	1657,8	256,0	2730,5	182034,7	1,1	200238,1	90X90
	S175	432	64	128	72	120	136,8	2162,4	384,0	2923,2	512,0	4911,7	327445,3	1,1	360189,9	120X120
	S176	216	32	64	54	90	77,0	1220,9	192,0	1657,8	256,0	2730,5	182034,7	1,1	200238,1	90X90
	S177	432	64	128	72	120	137,2	2163,5	384,0	2924,6	512,0	4913,7	327579,7	1,1	360337,7	120X120
	P171	864	128	256	108	180	389,5	4444,5	768,0	5986,0	1024,0	10018,8	667920,0	1,1	734712,0	
P172	864	128	256	108	180	389,5	4444,5	768,0	5986,0	1024,0	10018,8	667920,0	1,1	734712,0		
16	S161	108	16	32	36	60	60,96	942,2	128,0	1207,2	160,0	1946,0	129734,9	1,2	155681,9	80X80
	S162	216	32	64	54	90	95	1657,8	256,0	2112,8	320,0	3469,9	231328,0	1,1	254460,8	100X100
	S163	216	32	64	54	90	95	1657,8	256,0	2112,8	320,0	3469,9	231328,0	1,1	254460,8	100X100
	S164	216	32	64	54	90	95	1657,8	256,0	2112,8	320,0	3469,9	231328,0	1,1	254460,8	100X100
	S165	432	64	128	72	120	160,55	2923,2	512,0	3707,8	640,0	6214,9	414323,3	1,1	455755,7	130X130
	S166	216	32	64	54	90	95	1657,8	256,0	2112,8	320,0	3469,9	231328,0	1,1	254460,8	100X100
	S167	432	64	128	72	120	160,55	2924,6	512,0	3709,2	640,0	6216,9	414457,7	1,1	455903,5	130X130
	P161	864	128	256	108	180	422,75	5986,0	1024,0	7560,8	1280,0	12633,1	842203,3	1,1	926423,7	
P162	864	128	256	108	180	422,75	5986,0	1024,0	7560,8	1280,0	12633,1	842203,3	1,1	926423,7		
15	S151	108	16	32	36	60	60,96	1207,2	160,0	1472,1	192,0	2368,2	157877,9	1,2	189453,4	80X80
	S152	216	32	64	54	90	95	2112,8	320,0	2567,8	384,0	4209,3	280621,3	1,1	308683,5	100X100
	S153	216	32	64	54	90	95	2112,8	320,0	2567,8	384,0	4209,3	280621,3	1,1	308683,5	100X100
	S154	216	32	64	54	90	95	2112,8	320,0	2567,8	384,0	4209,3	280621,3	1,1	308683,5	100X100
	S155	432	64	128	72	120	160,55	3707,8	640,0	4492,3	768,0	7518,0	501201,3	1,1	551321,5	130X130
	S156	216	32	64	54	90	95	2112,8	320,0	2567,8	384,0	4209,3	280621,3	1,1	308683,5	100X100
	S157	432	64	128	72	120	160,55	3709,2	640,0	4493,7	768,0	7520,0	501335,7	1,1	551469,3	130X130
	P151	864	128	256	108	180	422,75	7560,8	1280,0	9135,5	1536,0	15247,3	1016486,7	1,1	1118135,3	
P152	864	128	256	108	180	422,75	7560,8	1280,0	9135,5	1536,0	15247,3	1016486,7	1,1	1118135,3		



Çizelge 3.1 (devam) : Ön Boyutlama.

14	S141	108	16	32	36	60	60,96	1472,1	192,0	1737,1	224,0	2790,3	186020,8	1,2	223225,0	80X80
	S142	216	32	64	54	90	95	2567,8	384,0	3022,8	448,0	4948,7	329914,7	1,1	362906,1	100X100
	S143	216	32	64	54	90	95	2567,8	384,0	3022,8	448,0	4948,7	329914,7	1,1	362906,1	100X100
	S144	216	32	64	54	90	95	2567,8	384,0	3022,8	448,0	4948,7	329914,7	1,1	362906,1	100X100
	S145	432	64	128	72	120	160,55	4492,3	768,0	5276,9	896,0	8821,2	588079,3	1,1	646887,3	130X130
	S146	216	32	64	54	90	95	2567,8	384,0	3022,8	448,0	4948,7	329914,7	1,1	362906,1	100X100
	S147	432	64	128	72	120	160,55	4493,7	768,0	5278,3	896,0	8823,2	588213,7	1,1	647035,1	130X130
	P141	864	128	256	108	180	422,75	9135,5	1536,0	10710,3	1792,0	17861,6	1190770,0	1,1	1309847,0	
P142	864	128	256	108	180	422,75	9135,5	1536,0	10710,3	1792,0	17861,6	1190770,0	1,1	1309847,0		
13	S131	108	16	32	36	60	60,96	1737,1	224,0	2002,0	256,0	3212,5	214163,7	1,2	256996,5	80X80
	S132	216	32	64	54	90	95	3022,8	448,0	3477,8	512,0	5688,1	379208,0	1,1	417128,8	100X100
	S133	216	32	64	54	90	95	3022,8	448,0	3477,8	512,0	5688,1	379208,0	1,1	417128,8	100X100
	S134	216	32	64	54	90	95	3022,8	448,0	3477,8	512,0	5688,1	379208,0	1,1	417128,8	100X100
	S135	432	64	128	72	120	160,55	5276,9	896,0	6061,4	1024,0	10124,4	674957,3	1,1	742453,1	130X130
	S136	216	32	64	54	90	95	3022,8	448,0	3477,8	512,0	5688,1	379208,0	1,1	417128,8	100X100
	S137	432	64	128	72	120	160,55	5278,3	896,0	6062,8	1024,0	10126,4	675091,7	1,1	742600,9	130X130
	P131	864	128	256	108	180	422,75	10710,3	1792,0	12285,0	2048,0	20475,8	1365053,3	1,1	1501558,7	
P132	864	128	256	108	180	422,75	10710,3	1792,0	12285,0	2048,0	20475,8	1365053,3	1,1	1501558,7		
12	S121	108	16	32	36	60	60,96	2002,0	256,0	2267,0	288,0	3634,6	242306,7	1,2	290768,0	80X80
	S122	216	32	64	54	90	95	3477,8	512,0	3932,8	576,0	6427,5	428501,3	1,1	471351,5	100X100
	S123	216	32	64	54	90	95	3477,8	512,0	3932,8	576,0	6427,5	428501,3	1,1	471351,5	100X100
	S124	216	32	64	54	90	95	3477,8	512,0	3932,8	576,0	6427,5	428501,3	1,1	471351,5	100X100
	S125	432	64	128	72	120	160,55	6061,4	1024,0	6846,0	1152,0	11427,5	761835,3	1,1	838018,9	130X130
	S126	216	32	64	54	90	95	3477,8	512,0	3932,8	576,0	6427,5	428501,3	1,1	471351,5	100X100
	S127	432	64	128	72	120	160,55	6062,8	1024,0	6847,4	1152,0	11429,5	761969,7	1,1	838166,7	130X130
	P121	864	128	256	108	180	422,75	12285,0	2048,0	13859,8	2304,0	23090,1	1539336,7	1,1	1693270,3	
P122	864	128	256	108	180	422,75	12285,0	2048,0	13859,8	2304,0	23090,1	1539336,7	1,1	1693270,3		

Çizelge 3.1 (devam) : Ön Boyutlama.

11	S111	108	16	32	36	60	60,96	2267,0	288,0	2532,0	320,0	4056,7	270449,6	1,2	324539,5	80X80
	S112	216	32	64	54	90	95	3932,8	576,0	4387,8	640,0	7166,9	477794,7	1,1	525574,1	100X100
	S113	216	32	64	54	90	95	3932,8	576,0	4387,8	640,0	7166,9	477794,7	1,1	525574,1	100X100
	S114	216	32	64	54	90	95	3932,8	576,0	4387,8	640,0	7166,9	477794,7	1,1	525574,1	100X100
	S115	432	64	128	72	120	160,55	6846,0	1152,0	7630,5	1280,0	12730,7	848713,3	1,1	933584,7	130X130
	S116	216	32	64	54	90	95	3932,8	576,0	4387,8	640,0	7166,9	477794,7	1,1	525574,1	100X100
	S117	432	64	128	72	120	160,55	6847,4	1152,0	7631,9	1280,0	12732,7	848847,7	1,1	933732,5	130X130
	P111	864	128	256	108	180	422,75	13859,8	2304,0	15434,5	2560,0	25704,3	1713620,0	1,1	1884982,0	
P112	864	128	256	108	180	422,75	13859,8	2304,0	15434,5	2560,0	25704,3	1713620,0	1,1	1884982,0		
10	S101	108	16	32	36	60	60,96	2532,0	320,0	2796,9	352,0	4478,9	298592,5	1,2	358311,0	80X80
	S102	216	32	64	54	90	95	4387,8	640,0	4842,8	704,0	7906,3	527088,0	1,1	579796,8	100X100
	S103	216	32	64	54	90	95	4387,8	640,0	4842,8	704,0	7906,3	527088,0	1,1	579796,8	100X100
	S104	216	32	64	54	90	95	4387,8	640,0	4842,8	704,0	7906,3	527088,0	1,1	579796,8	100X100
	S105	432	64	128	72	120	160,55	7630,5	1280,0	8415,1	1408,0	14033,9	935591,3	1,1	1029150,5	130X130
	S106	216	32	64	54	90	95	4387,8	640,0	4842,8	704,0	7906,3	527088,0	1,1	579796,8	100X100
	S107	432	64	128	72	120	160,55	7631,9	1280,0	8416,5	1408,0	14035,9	935725,7	1,1	1029298,3	130X130
	P101	864	128	256	108	180	422,75	15434,5	2560,0	17009,3	2816,0	28318,6	1887903,3	1,1	2076693,7	
P102	864	128	256	108	180	422,75	15434,5	2560,0	17009,3	2816,0	28318,6	1887903,3	1,1	2076693,7		
9	S91	108	16	32	36	60	76,95	2796,9	352,0	3077,9	384,0	4923,4	328227,9	1,2	393873,4	90X90
	S92	216	32	64	54	90	114,95	4842,8	704,0	5317,8	768,0	8673,7	578243,3	1,1	636067,7	110X110
	S93	216	32	64	54	90	114,95	4842,8	704,0	5317,8	768,0	8673,7	578243,3	1,1	636067,7	110X110
	S94	216	32	64	54	90	114,95	4842,8	704,0	5317,8	768,0	8673,7	578243,3	1,1	636067,7	110X110
	S95	432	64	128	72	120	186,2	8415,1	1408,0	9225,3	1536,0	15373,0	1024863,3	1,1	1127349,7	140x140
	S96	216	32	64	54	90	114,95	4842,8	704,0	5317,8	768,0	8673,7	578243,3	1,1	636067,7	110X110
	S97	432	64	128	72	120	186,2	8416,5	1408,0	9226,7	1536,0	15375,0	1024997,7	1,1	1127497,5	140*140
	P91	864	128	256	108	180	456	17009,3	2816,0	18617,3	3072,0	30979,4	2065290,0	1,1	2271819,0	
P92	864	128	256	108	180	456	17009,3	2816,0	18617,3	3072,0	30979,4	2065290,0	1,1	2271819,0		

**Çizelge 3.1 (devam) : Ön Boyutlama.**

8	S81	108	16	32	36	60	76,95	3077,9	384,0	3358,8	416,0	5367,9	357863,2	1,2	429435,8	90X90
	S82	216	32	64	54	90	114,95	5317,8	768,0	5792,7	832,0	9441,0	629398,7	1,1	692338,5	110X110
	S83	216	32	64	54	90	114,95	5317,8	768,0	5792,7	832,0	9441,0	629398,7	1,1	692338,5	110X110
	S84	216	32	64	54	90	114,95	5317,8	768,0	5792,7	832,0	9441,0	629398,7	1,1	692338,5	110X110
	S85	432	64	128	72	120	186,2	9225,3	1536,0	10035,5	1664,0	16712,0	1114135,3	1,1	1225548,9	140x140
	S86	216	32	64	54	90	114,95	5317,8	768,0	5792,7	832,0	9441,0	629398,7	1,1	692338,5	110X110
	S87	432	64	128	72	120	186,2	9226,7	1536,0	10036,9	1664,0	16714,0	1114269,7	1,1	1225696,7	140*140
	P81	864	128	256	108	180	456	18617,3	3072,0	20225,3	3328,0	33640,2	2242676,7	1,1	2466944,3	
P82	864	128	256	108	180	456	18617,3	3072,0	20225,3	3328,0	33640,2	2242676,7	1,1	2466944,3		
7	S71	108	16	32	36	60	76,95	3358,8	416,0	3639,8	448,0	5812,5	387498,5	1,2	464998,2	90X90
	S72	216	32	64	54	90	114,95	5792,7	832,0	6267,7	896,0	10208,3	680554,0	1,1	748609,4	110X110
	S73	216	32	64	54	90	114,95	5792,7	832,0	6267,7	896,0	10208,3	680554,0	1,1	748609,4	110X110
	S74	216	32	64	54	90	114,95	5792,7	832,0	6267,7	896,0	10208,3	680554,0	1,1	748609,4	110X110
	S75	432	64	128	72	120	186,2	10035,5	1664,0	10845,7	1792,0	18051,1	1203407,3	1,1	1323748,1	140x140
	S76	216	32	64	54	90	114,95	5792,7	832,0	6267,7	896,0	10208,3	680554,0	1,1	748609,4	110X110
	S77	432	64	128	72	120	186,2	10036,9	1664,0	10847,1	1792,0	18053,1	1203541,7	1,1	1323895,9	140*140
	P71	864	128	256	108	180	456	20225,3	3328,0	21833,3	3584,0	36301,0	2420063,3	1,1	2662069,7	
P72	864	128	256	108	180	456	20225,3	3328,0	21833,3	3584,0	36301,0	2420063,3	1,1	2662069,7		
6	S61	108	16	32	36	60	76,95	3639,8	448,0	3920,7	480,0	6257,0	417133,9	1,2	500560,6	90X90
	S62	216	32	64	54	90	114,95	6267,7	896,0	6742,6	960,0	10975,6	731709,3	1,1	804880,3	110X110
	S63	216	32	64	54	90	114,95	6267,7	896,0	6742,6	960,0	10975,6	731709,3	1,1	804880,3	110X110
	S64	216	32	64	54	90	114,95	6267,7	896,0	6742,6	960,0	10975,6	731709,3	1,1	804880,3	110X110
	S65	432	64	128	72	120	186,2	10845,7	1792,0	11655,9	1920,0	19390,2	1292679,3	1,1	1421947,3	140x140
	S66	216	32	64	54	90	114,95	6267,7	896,0	6742,6	960,0	10975,6	731709,3	1,1	804880,3	110X110
	S67	432	64	128	72	120	186,2	10847,1	1792,0	11657,3	1920,0	19392,2	1292813,7	1,1	1422095,1	140*140
	P61	864	128	256	108	180	456	21833,3	3584,0	23441,3	3840,0	38961,8	2597450,0	1,1	2857195,0	
P62	864	128	256	108	180	456	21833,3	3584,0	23441,3	3840,0	38961,8	2597450,0	1,1	2857195,0		

**Çizelge 3.1 (devam) : Ön Boyutlama.**

5	S51	108	16	32	36	60	76,95	3920,7	480,0	4201,7	512,0	6701,5	446769,2	1,2	536123,0	90X90
	S52	216	32	64	54	90	114,95	6742,6	960,0	7217,6	1024,0	11743,0	782864,7	1,1	861151,1	110X110
	S53	216	32	64	54	90	114,95	6742,6	960,0	7217,6	1024,0	11743,0	782864,7	1,1	861151,1	110X110
	S54	216	32	64	54	90	114,95	6742,6	960,0	7217,6	1024,0	11743,0	782864,7	1,1	861151,1	110X110
	S55	432	64	128	72	120	186,2	11655,9	1920,0	12466,1	2048,0	20729,3	1381951,3	1,1	1520146,5	140x140
	S56	216	32	64	54	90	114,95	6742,6	960,0	7217,6	1024,0	11743,0	782864,7	1,1	861151,1	110X110
	S57	432	64	128	72	120	186,2	11657,3	1920,0	12467,5	2048,0	20731,3	1382085,7	1,1	1520294,3	140*140
	P51	864	128	256	108	180	456	23441,3	3840,0	25049,3	4096,0	41622,6	2774836,7	1,1	3052320,3	
P52	864	128	256	108	180	456	23441,3	3840,0	25049,3	4096,0	41622,6	2774836,7	1,1	3052320,3		
4	S41	108	16	32	36	60	76,95	4201,7	512,0	4482,6	544,0	7146,1	476404,5	1,2	571685,4	90X90
	S42	216	32	64	54	90	114,95	7217,6	1024,0	7692,5	1088,0	12510,3	834020,0	1,1	917422,0	110X110
	S43	216	32	64	54	90	114,95	7217,6	1024,0	7692,5	1088,0	12510,3	834020,0	1,1	917422,0	110X110
	S44	216	32	64	54	90	114,95	7217,6	1024,0	7692,5	1088,0	12510,3	834020,0	1,1	917422,0	110X110
	S45	432	64	128	72	120	186,2	12466,1	2048,0	13276,3	2176,0	22068,4	1471223,3	1,1	1618345,7	140x140
	S46	216	32	64	54	90	114,95	7217,6	1024,0	7692,5	1088,0	12510,3	834020,0	1,1	917422,0	110X110
	S47	432	64	128	72	120	186,2	12467,5	2048,0	13277,7	2176,0	22070,4	1471357,7	1,1	1618493,5	140*140
	P41	864	128	256	108	180	456	25049,3	4096,0	26657,3	4352,0	44283,4	2952223,3	1,1	3247445,7	
P42	864	128	256	108	180	456	25049,3	4096,0	26657,3	4352,0	44283,4	2952223,3	1,1	3247445,7		
3	S31	108	16	32	36	60	76,95	4482,6	544,0	4763,6	576,0	7590,6	506039,9	1,2	607247,8	90X90
	S32	216	32	64	54	90	114,95	7692,5	1088,0	8167,5	1152,0	13277,6	885175,3	1,1	973692,9	110X110
	S33	216	32	64	54	90	114,95	7692,5	1088,0	8167,5	1152,0	13277,6	885175,3	1,1	973692,9	110X110
	S34	216	32	64	54	90	114,95	7692,5	1088,0	8167,5	1152,0	13277,6	885175,3	1,1	973692,9	110X110
	S35	432	64	128	72	120	186,2	13276,3	2176,0	14086,5	2304,0	23407,4	1560495,3	1,1	1716544,9	140x140
	S36	216	32	64	54	90	114,95	7692,5	1088,0	8167,5	1152,0	13277,6	885175,3	1,1	973692,9	110X110
	S37	432	64	128	72	120	186,2	13277,7	2176,0	14087,9	2304,0	23409,4	1560629,7	1,1	1716692,7	140*140
	P31	864	128	256	108	180	456	26657,3	4352,0	28265,3	4608,0	46944,2	3129610,0	1,1	3442571,0	
P32	864	128	256	108	180	456	26657,3	4352,0	28265,3	4608,0	46944,2	3129610,0	1,1	3442571,0		

**Çizelge 3.1 (devam) : Ön Boyutlama.**

2	S21	108	16	32	36	60	76,95	4763,6	576,0	5044,5	608,0	8035,1	535675,2	1,2	642810,2	90X90
	S22	216	32	64	54	90	114,95	8167,5	1152,0	8642,4	1216,0	14045,0	936330,7	1,1	1029963,7	110X110
	S23	216	32	64	54	90	114,95	8167,5	1152,0	8642,4	1216,0	14045,0	936330,7	1,1	1029963,7	110X110
	S24	216	32	64	54	90	114,95	8167,5	1152,0	8642,4	1216,0	14045,0	936330,7	1,1	1029963,7	110X110
	S25	432	64	128	72	120	186,2	14086,5	2304,0	14896,7	2432,0	24746,5	1649767,3	1,1	1814744,1	140x140
	S26	216	32	64	54	90	114,95	8167,5	1152,0	8642,4	1216,0	14045,0	936330,7	1,1	1029963,7	110X110
	S27	432	64	128	72	120	186,2	14087,9	2304,0	14898,1	2432,0	24748,5	1649901,7	1,1	1814891,9	140*140
	P21	864	128	256	108	180	456	28265,3	4608,0	29873,3	4864,0	49605,0	3306996,7	1,1	3637696,3	
P22	864	128	256	108	180	456	28265,3	4608,0	29873,3	4864,0	49605,0	3306996,7	1,1	3637696,3		
1	S11	108	16	32	36	60	101,25	5044,5	608,0	5349,8	640,0	8513,7	567578,5	1,2	681094,2	90X90
	S12	216	32	64	54	90	151,25	8642,4	1216,0	9153,7	1280,0	14863,1	990874,0	1,1	1089961,4	110X110
	S13	216	32	64	54	90	151,25	8642,4	1216,0	9153,7	1280,0	14863,1	990874,0	1,1	1089961,4	110X110
	S14	216	32	64	54	90	151,25	8642,4	1216,0	9153,7	1280,0	14863,1	990874,0	1,1	1089961,4	110X110
	S15	432	64	128	72	120	245	14896,7	2432,0	15765,7	2560,0	26167,9	1744527,3	1,1	1918980,1	140x140
	S16	216	32	64	54	90	151,25	8642,4	1216,0	9153,7	1280,0	14863,1	990874,0	1,1	1089961,4	110X110
	S17	432	64	128	72	120	245	14898,1	2432,0	15767,1	2560,0	26169,9	1744661,7	1,1	1919127,9	140*140
	P11	864	128	256	108	180	600	29873,3	4864,0	31625,3	5120,0	52467,4	3497823,3	1,1	3847605,7	
P12	864	128	256	108	180	600	29873,3	4864,0	31625,3	5120,0	52467,4	3497823,3	1,1	3847605,7		

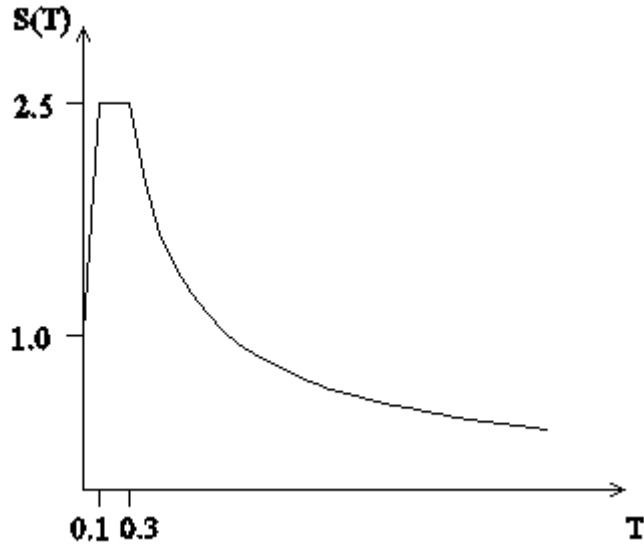


#### 4. TÜRK YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIM

Tez çalışmasının üçüncü bölümünde de ifade edildiği gibi yapı 1. deprem bölgesinde ve A sınıfı zemin üzerinde bulunmaktadır. 1. derece deprem bölgesinde bulunmasından ötürü deprem yönetmeliğimiz neticesinde  $A_0$  deprem ivmesini 0.40g olarak almaktayız. Zemin koşulları olarakta yine deprem yönetmeliğimize göre Z1 sınıfı zemin parametreleri olarak alınması gerekmektedir. Dolayısıyla;

$$T_A = 0.10 \text{ s}$$

$T_B = 0.30 \text{ s}$  olmaktadır. Bu periyot değerleri neticesinde deprem spektrumu şu şekli alır.



Şekil 4.1: Tasarıma esas yapının Türk yönetmeliklerine göre spektrumu

##### 4.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı

Yönetmeliğimize göre 1. deprem bölgesi ve düzensizliklerin olmadığı 40 m'ye kadar olan yapılarda ancak eşdeğer deprem yüğü hesabı yapılır. Dolayısıyla yapımızın toplam yüksekliğinin 77.2 m olmasından ötürü bu yöntem tek başına kullanılamaz; fakat yine yönetmeliğimiz tasarımın modal analize göre yapılması halinde de taban kesme kuvvetini eşdeğer deprem yüğü hesabına göre bulunan taban kesme

kuvvetinin belirli bir katından az olmamasını ve eğer öyleyse düzeltilmesini şart koşuyor. Bu sebeple eşdeğer deprem yükü hesabı yapılarak karşılaştırma ve düzeltmeye esas taban kesme kuvveti bulunacaktır.

DBYBHY’de yapı ağırlığı aşağıdaki denklemlerde görüldüğü üzere hesaplanır.

$$w = \sum_{i=1}^n w_i \quad (4.1)$$

$$w_i = g_i + nq_i \quad (4.2)$$

Burada hareketli yük katılım payı DBYBHY’ de belirtildiği üzere ‘n = 0.3’ alınmıştır. Dolayısıyla SAP2000 analiz programında oluşturulmuş binanın modelinde;

$$W = G + 0.3Q \quad (4.3)$$

yük değeri için bina ağırlığı okunmuştur.

$$W = 490461.4 \text{ ton}$$

DBYBHY’de taban kesme kuvveti ise aşağıdaki denklemde görüldüğü üzere;

$$V_t = WA(T_1)/R_a(T_1) \quad (4.4)$$

Burada;

$$A(T) = A_oIS(T) \quad (4.5)$$

Yapının kullanım amacının konut olmasından ötürü;

Bina önem katsayısı I = 1.0,

Binanın 1. derece deprem bölgesinde yer almasından ötürü  $A_o = 0.4$  alınmıştır.

Spektrum katsayısı S(T) yapı periyodunun bir fonksiyonudur. Yapının 1. doğal periyodu ise SAP2000 sonlu analiz programından;

T = 2.0 sn olarak okunmuştur.

DBYBHY’de yapı periyoduna ikinci bölümde de bahsedildiği üzere bir üst sınır koyar. Bu üst sınır bodrum katlar hariç N (kat adeti) > 13 olan binalar için;



$$T \leq 0.1N \quad (4.6)$$

Dolayısıyla 20 katlı olan tasarıma esas bina için  $T_{\max} = 2.0$  sn'den büyük alınmaz, SAP2000 programından okunan periyot değeri de  $T = 2$  sn olduğu için bu periyot değeri doğrudan kullanılacaktır.

Spektrum katsayısı  $S(T)$ ,  $T = 2$  sn periyot değeri için;

$$S(T) = 2.5 \left( \frac{T_B}{T} \right)^{0.8} \quad T_B \leq T \quad (4.7)$$

denklemini ve  $T_B = 0.3$  sn yardımı ile denklem (4.7)'de yerine konulacak olursa;

$$S(T) = 2.5 \left( \frac{0.3}{2.0} \right)^{0.8} = 0.548 \quad 0.3 \leq 2$$

olarak hesaplanır.

Denklem yükü azaltma katsayısı  $R_a(T)$ , DBYBHY'de;

$$R_a(T_1) = R \quad T_A \leq T \quad (4.8)$$

Dolayısıyla;

$$R_a(T_1) = R \quad 0.3 \leq 2.0$$

Taşıyıcı sistem davranış katsayısı 'R', deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluklu perdelerle taşındığı sistemler için 7 olarak alınır.

Bu değerler neticesinde;

$$A(T) = 0.4 \times 1.0 \times 0.548 = 0.22$$

$$V_t = 490461.4 \times \frac{0.22}{7} = 15414.5 \text{ ton}$$

olarak bulunur.

Yönetmelikler  $V_t$  taban kesme kuvvetine bir alt sınır koyar. DBYBHY'de bu alt sınır;

$$V_t \geq 0.1 A_o I W \quad (4.9)$$

olmalıdır. Tasarıma esas yapı için;

$$V_t \geq 0.1 \times 0.4 \times 1.0 \times 490461.4 = 19618.5 \text{ ton}$$

Dolayısıyla tasarıma esas yapı için eşdeğer deprem yükü hesabı neticesinde taban kesme kuvveti;

$$V_t = 19618.5 \text{ ton}$$

olarak bulunur.

#### 4.2 Modal Analiz

Tasarıma esas yapının birinci derece deprem bölgesinde bulunması ve kat yüksekliğinin 25 m'den fazla olmasından mütevellit deprem hesap yöntemi olarak 'mod birleştirme yöntemi' kullanılacaktır.

Bu yöntem yeterli sayıda doğal titreşim periyodunun her biri için hesaplanan iç tesir ve yerdeğiştirmelerin istatikselsel olarak birleştirilmesi ile iç tesir ve yerdeğiştirmeleri elde eder.

Yeterli sayıda doğal titreşim modu sayısının belirlenmesi ise kütle katılım oranının x ve y deprem doğrultularının herbiri için % 90'dan daha az olmaması koşuluna göre belirlenir.

Hesaba esas 20 katlı yapıda 60 mod kullanılmıştır. Bu 60 mod neticesinde kütle katılım oranı aşağıdaki tabloda görüldüğü üzere her iki doğrultuda %98 mertebesinde olmuştur.

**Çizelge 4.1** : Türk yönetmeliklerine göre periyot ve modal analiz parametreleri.

StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
Mode	1	2,00726	0,00034	0,73125
Mode	2	1,999424	0,7319	0,73159
Mode	3	1,874478	0,73191	0,73159
Mode	4	0,583732	0,73194	0,86632
Mode	5	0,582897	0,86636	0,86636
Mode	6	0,563857	0,86636	0,86636
Mode	7	0,287246	0,92191	0,86638
Mode	8	0,286988	0,92193	0,92209
Mode	9	0,285959	0,92193	0,92209
Mode	10	0,192775	0,92193	0,92209
Mode	11	0,186176	0,92644	0,92249
Mode	12	0,186157	0,92688	0,92665
Mode	13	0,177997	0,92688	0,92665
Mode	14	0,177748	0,92688	0,92665

**Çizelge 4.1 (devam) :** Türk yönetmeliklerine göre periyot ve modal analiz parametreleri.

Mode	15	0,176805	0,92688	0,92665
Mode	16	0,175284	0,95206	0,92665
Mode	17	0,174981	0,95207	0,95226
Mode	18	0,169036	0,95207	0,95226
Mode	19	0,162961	0,95207	0,95228
Mode	20	0,162464	0,95211	0,95228
Mode	21	0,156623	0,95211	0,95231
Mode	22	0,153817	0,95212	0,95231
Mode	23	0,153781	0,95212	0,95231
Mode	24	0,148732	0,95212	0,95231
Mode	25	0,147335	0,95212	0,95231
Mode	26	0,145632	0,95212	0,95235
Mode	27	0,14528	0,95215	0,95235
Mode	28	0,143999	0,95215	0,95235
Mode	29	0,142292	0,95215	0,95236
Mode	30	0,142133	0,95217	0,95236
Mode	31	0,138917	0,95217	0,95236
Mode	32	0,136834	0,95217	0,95236
Mode	33	0,13241	0,95217	0,95236
Mode	34	0,1301	0,95217	0,95236
Mode	35	0,130058	0,95217	0,95238
Mode	36	0,129931	0,9522	0,95238
Mode	37	0,127801	0,9522	0,95238
Mode	38	0,126966	0,9522	0,9524
Mode	39	0,126886	0,95221	0,9524
Mode	40	0,126127	0,95221	0,9524
Mode	41	0,124654	0,95221	0,9524
Mode	42	0,123409	0,96905	0,9524
Mode	43	0,12306	0,96905	0,96922
Mode	44	0,118069	0,96905	0,96922
Mode	45	0,117975	0,96905	0,96926
Mode	46	0,117971	0,9691	0,96927
Mode	47	0,117845	0,9691	0,96927
Mode	48	0,094854	0,9691	0,96927
Mode	49	0,093545	0,97937	0,96927
Mode	50	0,093243	0,97937	0,97951
Mode	51	0,076389	0,97937	0,97951
Mode	52	0,07519	0,98585	0,97951
Mode	53	0,074932	0,98585	0,98595
Mode	54	0,070472	0,98585	0,98595
Mode	55	0,069787	0,98585	0,98595
Mode	56	0,069718	0,98585	0,98596
Mode	57	0,069717	0,98586	0,98596
Mode	58	0,069637	0,98586	0,98596
Mode	59	0,068943	0,98586	0,98596
Mode	60	0,068561	0,98586	0,98596

Modal analiz sonucu bulunan taban kesme kuvveti değeri ise;

**Çizelge 4.2 :** Türk yönetmeliklerine göre taban kesme kuvveti.

	<b>GlobalFX</b>	<b>GlobalFY</b>
	KN	KN
SPECX	13400,766	13,417
SPECY	13,417	13373,922

$V_{tB} = 13400$  t olarak hesaplanmıştır.

DBYBH’de  $V_{tB}$ ’nin eşdeğer deprem yükü hesabı ile bulunan taban kesme kuvveti  $V_r$  ye oranının aşağıda tanımlanan  $\beta$  değerinden küçük olması halinde ( $V_{tB} < \beta V_t$ ) iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler bu oran nispetinde büyütölür.

A1, B2 veya B3 düzensizliklerinden herhangi birinin bulunması halinde  $\beta = 0.90$ , bulunmaması halinde ise  $\beta = 0.80$  alınır.

Tasarıma esas yapıda bu tür düzensizlikler bulunmamasından mütevellit mod birleştirme ve eşdeğer deprem yüküne göre bulunan taban kesme kuvvetleri oranının 0.80 olması gerekmektedir.

Tasarıma esas yapının eşdeğer deprem yükü hesabına göre taban kesme kuvveti önceki bölümde hesaplandığı üzere  $V_t = 19618.5$  t olarak bulunmuştur.

$$\frac{V_t}{V_{tB}} = \frac{19618.5}{13417} = 1.462 \quad (4.10)$$

olmasından ötürü yerdeğiştirme ve iç kuvvetler  $0.8 \times 1.462 = 1.17$  kat büyütülecektir. Bir başka deyişle mod birleştirme kesme kuvveti 13417 kN’den ( $19618.5 \times 0.8$ ) 15695 t değerine getirilecektir.

### 4.3 Görelİ Kat Öteleme Limitleri

Ardışık iki kat arasındaki yerdeğiştirme farkıyla hesap edilen azaltılmış görelİ kat ötelemesi  $\Delta_i$ ,

$$\Delta_i = d_i - d_{i-1} \quad (4.11)$$

Hesaba esas yapı için görelİ kat öteleme limitleri aşağıdaki tabloda verilmektedir. Yapı her iki doğrultuda tam simetrik olduğu için tek bir doğrultuda kat ötelemesi kontrolü yeterli olacaktır.

**Çizelge 4.3 :** Türk yönetmeliklerine göre kat ötelemeleri.

Kat	Kat Ötelemeleri (m)	Görelî Kat Ötelemeleri (m)	Arttırılmış ötelemeler (m)
20	0,0513	0,0018	0,0126
19	0,0495	0,0019	0,0133
18	0,0476	0,002	0,014
17	0,0456	0,0023	0,0161
16	0,0433	0,0023	0,0161
15	0,041	0,0025	0,0175
14	0,0385	0,0027	0,0189
13	0,0358	0,0028	0,0196
12	0,033	0,003	0,021
11	0,03	0,003	0,021
10	0,027	0,0032	0,0224
9	0,0238	0,0032	0,0224
8	0,0206	0,0031	0,0217
7	0,0175	0,0032	0,0224
6	0,0143	0,0031	0,0217
5	0,0112	0,0029	0,0203
4	0,0083	0,0027	0,0189
3	0,0056	0,0023	0,0161
2	0,0033	0,0019	0,0133
1	0,0014	0,0014	0,0098

D.B.Y.B.H.Y. → Zemin kat için:  $\delta_{i\max}/h_i = 0.0098/5.0 = 0.002 \leq 0.02 \quad \checkmark$

D.B.Y.B.H.Y. → Normal kat için:  $\delta_{i\max}/h_i = 0.0224/3.8 = 0.006 \leq 0.02 \quad \checkmark$

R hesabın önceki kısmında bahsedildiği gibi deprem yükü azaltma katsayısıdır ve tasarıma esas yapı için '7' alınmıştır. Azaltılmış deprem yüklerine göre yapılan deprem hesabı neticesinde bulunan yerdeğiştirmeler ( $d_i$ ), azaltılmış görelî kat öteleme değeri  $\Delta_i$ , azaltma katsayısı 'R' ile faktörlenerek arttırılmış görelî kat ötelemeleri bulunur.

$$\delta_i = R\Delta_i \quad (4.12)$$

DBYBHY'de bu görelî kat öteleme limitlerine getirilen sınır ve tasarıma esas yapı için bu kontrol 3.8m'lik normal katlar ve 5m'lik zemin kat için ayrı ayrı yapılmıştır;

Normal katlar için;

$$\frac{(\delta_i)_{max}}{h_i} = \frac{0.0224}{3.8} = 0.006 \leq 0.02 \quad (4.13)$$

Zemin kat için;

$$\frac{(\delta_i)_{max}}{h_i} = \frac{0.0224}{3.8} = 0.006 \leq 0.02 \quad (4.14)$$

DBYBHY’de ayrıca komşu katlar arasında rijitlik düzensizliğini ifade eden yumuşak kat kontrolünü de zemin kat ve normal katların yükseklik değerleri farklı olduğu için kontrol edecek olursak;

$$n_{ki} = \frac{(\Delta_i/h_i)_{ort}}{(\Delta_{i+1}/h_{i+1})_{ort}} = \frac{\frac{0.0019}{3.8}}{\frac{0.0014}{5}} = 1.785 < 2.0 \quad (4.15)$$

Yukarıdaki denklemden de görüldüğü üzere tasarıma esas yapıda komşu katlar arası rijitlik düzensizliği yoktur.

#### 4.4 Betonarme Hesap

Tez kapsamında tasarıma esas yapının zemin katında yer alan, B aksındaki taşıyıcı elemanlar olan kiriş, kolon ve perdelerde betonarme hesap yapılacaktır.

##### 4.4.1 Kiriş hesabı

K1 kirişi;

Kiriş tasarım momentleri SAP2000 analiz programında oluşturulan modelden mesnet yüzünde okunarak alınmıştır.

Açıklıkta hesap;

$$b = 1.58 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = 196.5 \text{ kNm}$$

$$K = b \times d^2 / M_d \quad (4.16)$$

$$K = 1.58 \times \frac{0.76^2}{196.5} = 464.5 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.805$$

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 2.805 \times \frac{196.5}{0.76} = 7.25 \text{ cm}^2 \quad (4.17)$$

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{f_{ctd}}{f_{yd}} \times b_w \times d \quad (4.18)$$

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

Mesnette hesap;

Sol mesnet üst donatı;

$$b = 0.3 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = -440.6 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = 0.3 \times \frac{0.76^2}{440.6} = 39 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.995$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 2.995 \times \frac{440.6}{0.76} = 17.4 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $6\phi 20$  ( $18.54 \text{ cm}^2$ )

Sol mesnet alt donatı;

$$b = 1.58 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = 92.6 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = 1.58 \times \frac{0.76^2}{92.6} = 986 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.78$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 2.78 \times \frac{92.6}{0.76} = 3.4 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

Taşıma gücü momenti;

$$M_r \cong A_s \times f_{yd} \times (d - d') \quad (4.19)$$

Sol uç;

Alt donatı :  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

$$M_r^+ = A_s \times 365 \times (760 - 40) = 942 \times 365 \times 720 = 247.6 \text{ kN}$$

Üst donatı :  $6\phi 20$  ( $18.54 \text{ cm}^2$ )

$$M_r^- = A_s \times 365 \times (760 - 40) = 1854 \times 365 \times 720 = 487 \text{ kN}$$

Sağ mesnet üst donatı;

$$b = 0.30 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = -427.6 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = 0.3 \times \frac{0.76^2}{427.6} = 40.5 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.99$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 2.99 \times \frac{427.6}{0.76} = 16.82 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$



Seçilen donatı;  $6\phi 20$  ( $18.54 \text{ cm}^2$ )

Sağ mesnet alt donatı;

$$b = 1.58 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = 90.5 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = 1.58 \times \frac{0.76^2}{90.5} = 1008 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.775$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 2.775 \times \frac{90.5}{0.76} = 3.30 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

Denklem (4.19)'dan taşıma gücü değerleri;

Alt donatı :  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

$$M_r^+ = A_s \times 365 \times (760 - 40) = 942 \times 365 \times 720 = 247.6 \text{ kN}$$

Üst donatı :  $6\phi 20$  ( $18.54 \text{ cm}^2$ )

$$M_r^- = A_s \times 365 \times (760 - 40) = 1854 \times 365 \times 720 = 487 \text{ kN}$$

olarak bulunur.

K2 kirişi;

Kiriş tasarım momentleri SAP2000 analiz programında oluşturulan modelden mesnet yüzünde okunarak alınmıştır.

Açıklıkta hesap;

$$b = 1.26 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = 210.7 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = 1.26 \times \frac{0.76^2}{210.7} = 345.5 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.795$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 2.795 \times \frac{210.7}{0.76} = 7.75 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

Mesnette hesap;

Sol mesnet üst donatı;

$$b = 0.3 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = -457.8 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = b \times d^2 / M_d$$

$$K = 0.3 \times \frac{0.76^2}{457.8} = 38 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 3.05$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 3.05 \times \frac{457.8}{0.76} = 18.37 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $6\phi 20$  ( $18.54 \text{ cm}^2$ )

Sol mesnet alt donatı;

$$b = 1.26 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = 157.9 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = 1.26 \times \frac{0.76^2}{157.9} = 461 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.785$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 2.785 \times \frac{157.9}{0.76} = 5.8 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

Taşıma gücü momenti denklem (4.19)'dan;

Sol uç;

Alt donatı :  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

$$M_r^+ = A_s \times 365 \times (760 - 40) = 942 \times 365 \times 720 = 247.6 \text{ kN}$$

Üst donatı :  $6\phi 20$  ( $18.54 \text{ cm}^2$ )

$$M_r^- = A_s \times 365 \times (760 - 40) = 1854 \times 365 \times 720 = 487 \text{ kN}$$

Sağ mesnet üst donatı;

$$b = 0.30 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = -506.8 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = 0.3 \times \frac{0.76^2}{506.8} = 34 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 3.04$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 3.04 \times \frac{506.8}{0.76} = 20.3 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $6\phi 22$  ( $22.81 \text{ cm}^2$ )

Sağ mesnet alt donatı;

$$b = 1.26 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}, \quad b_w = 0.3 \text{ m}$$

$$M_d = 92.2 \text{ kNm}$$

Denklem (4.16)'dan;

$$K = 1.26 \times \frac{0.76^2}{92.2} = 789 \times 10^{-5} \rightarrow k_s = 2.78$$

Denklem (4.17)'de  $k_s$  yerine konulursa;

$$A_s = k_s \times \frac{M_d}{d} = 2.78 \times \frac{92.2}{0.76} = 3.4 \text{ cm}^2$$

Denklem (4.18) minimum donatı denkleminde;

$$A_{smin} = 0.8 \times \frac{1.25}{365} \times 300 \times 760 = 6.25 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

Alt donatı :  $3\phi 20$  ( $9.42 \text{ cm}^2$ )

Taşıma gücü momenti denklem (4.19)'dan;

$$M_r^+ = A_s \times 365 \times (760 - 40) = 942 \times 365 \times 720 = 247.6 \text{ kN}$$

Üst donatı :  $6\phi 20$  ( $18.54 \text{ cm}^2$ )

$$M_r^- = A_s \times 365 \times (760 - 40) = 2281 \times 365 \times 720 = 600 \text{ kN}$$

#### 4.4.2 Kolon hesabı

Kolon hesabı için SAP2000 analiz programında bulunan normal kuvvet moment etkileşiminden elverişsiz sonuç veren normal kuvvet ve moment değeri alınmıştır.

Buna göre;

S1 kolonu;

$$N_d = 10100.5 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 655.6 \text{ kNm}$$

$$n = N/(b \times h \times f_{cd}) = 10100500/(1100 \times 1100 \times 20) = 0.42 \text{ cm}^2 \quad (4.20)$$

$$e_{min} = 15 \text{ mm} + 0.3 \times b = 15 + 0.03 \times 1100 = 48 \text{ mm} \quad (4.21)$$

$$N \times e = 10100.5 \times 0.048 = 484.8 \text{ kNm} \quad (4.22)$$

$$m_x = M_x / (b \times h^2 \times f_{cd}) \quad (4.23)$$

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{cd}} = 655.6 \times \frac{10^6}{1100 \times 1100^2 \times 20} = 0.025$$

w okunamıyor.

$$A_{smin} = 0.01 \times b \times h \quad (4.24)$$

$$A_{smin} = 0.01 \times b \times h = 0.01 \times 1100 \times 1100 = 121 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı: 24 $\phi$ /26 (127.44 cm<sup>2</sup>)

Taşıma gücü mevcut donatı kullanılarak tersten gidilirse;

$$w = \frac{A_{s1}}{b \times h \times f_{cd}} \quad (4.25)$$

$$w = \frac{A_{s1}}{b \times h \times f_{cd}} = 3186 \times \frac{365}{1100 \times 1100 \times 20} = 0.05$$

$$n = 0.42 \quad \rightarrow \quad m = 0.14$$

$$M_r = m \times b \times h^2 \times f_{cd} \quad (4.26)$$

$$M_r = m \times b \times h^2 \times f_{cd} = 0.14 \times 1100 \times 1100^2 \times 20 = 3726.8 \text{ kNm}$$

S2 kolonu;

$$N_d = 14503 \text{ kN}$$

$$M_{dx} = 1534 \text{ kNm}$$

Denklem (4.20)'den;

$$n = N / (b \times h \times f_{cd}) = 14503000 / (1400 \times 1400 \times 20) = 0.37$$

Denklem (4.21)'den minimum eksantirisite;

$$e = 15 \text{ mm} + 0.3 \times b = 15 + 0.3 \times 1400 = 57 \text{ mm}$$

$$N \times e = 14503 \times 0.057 = 826 \text{ kNm}$$

Denklem (4.23)'den;

$$m_x = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{cd}} = 1534 \times \frac{10^6}{1400 \times 1400^2 \times 20} = 0.03$$

w = okunamıyor.

$$A_{smin} = 0.01 \times b \times h = 0.01 \times 1400 \times 1400 = 196cm^2$$

Seçilen donatı; 32 $\phi$ 28 (197.12 cm<sup>2</sup>)

Taşıma gücü mevcut donatı kullanılarak tersten gidilirse;

$$w = \frac{A_{s1}}{b \times h \times f_{cd}} = \frac{4928 \times 365}{1400 \times 1400 \times 20} = 0.05$$

$$n = 0.37 \quad \rightarrow \quad m = 0.125$$

$$M_r = m \times b \times h^2 \times f_{cd} = 0.125 \times 1400 \times 1400^2 \times 20 = 6860 \text{ kNm}$$

#### 4.4.3 Güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki

Hem DBYBHY hemde Amerikan yönetmeliklerinde olduğu gibi kolonların kirişlerden daha güçlü olması istenir. Bu şart bir göçme anında plastic mafsalların kirişlerde oluşup, toptan göçmeyi önlemesi amacıyla getirilmiştir.

$$(M_{ra} + M_{rü}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (4.27)$$

Kenar düğüm noktasında;

$$M_{ra} = 3726.8 \text{ kNm}$$

$$M_{rü} = 3726.8 \text{ kNm}$$

$$M_{ri} = 247.6 \text{ kNm}$$

$$(M_{ra} + M_{rü}) \geq 1.2(M_{ri}) \quad (4.28)$$

$$(3726.8 + 3726.8) = 30 \times (247.6)$$

Orta düğüm noktasında;

$$M_{ra} = 6860 \text{ kNm}$$

$$M_{rü} = 6860 \text{ kNm}$$

$$M_{ri} = 487 \text{ kNm}$$

$$M_{rj} = 247.6 \text{ kNm}$$

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj})$$

$$(6860 + 6860) = 18.7(487 + 247.6)$$

#### 4.4.4 Tasarım kesme kuvveti kontrolü

Kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti;

$$V_e = 1.25 \times f_{yk} \times (A_{s1} + A_{s2}) - V_{kol} \quad (4.29)$$

bağıntısı ile belirlenir.

Tasarıma esas yapıda kiriş genişliği  $b_w = 0.30 \text{ m}$ , birleştiği kolon genişliği de  $b = 1.10 \text{ m}$  olmasından dolayı;

$$b_w = 0.30 \text{ m} < \left(\frac{3}{4}\right) \times 1.1 = 0.825 \text{ m} \quad (4.30)$$

birleşimler kuşatılmamıştır. Bu durumda;

$$V_e \leq 0.45 \times b_j \times h_c \times f_{cd} \quad (4.31)$$

S1 kolonu için kolon kiriş birleşim bölgesi;

$$1.25 \times 420 \times 1854 = 973.4 \text{ kN}$$

$$V_{kol} = \min(V_a; V_{\ddot{u}}) = 114.4 \text{ kN} \quad (4.32)$$

$$V_e = 973.4 - 114.4 = 859 \text{ kN}$$

$$V_{emax} = 0.45 \times 20 \times 1100 \times 1100 = 10890 \text{ kN} > V_e \quad \checkmark$$

S2 kolonu için kolon kiriş birleşim bölgesi;

$$1.25 \times 420 \times 2796 = 1468 \text{ kN}$$

$$V_{kol} = \min(V_a; V_{\ddot{u}}) = 210.5 \text{ kN}$$

$$V_e = 1468 - 210.5 = 1257.5 \text{ kN}$$

$$V_{emax} = 0.45 \times 20 \times 1400 \times 1400 = 17640 \text{ kN} > V_e \quad \checkmark$$

#### 4.4.5 Kolon tasarım kesme kuvvetleri hesabı

S1 kolonunda kesme kuvvetleri;

$$V_e = \frac{M_a + M_{\ddot{u}}}{l_n} \quad (4.33)$$

$$M_{\ddot{u}} = \sum M_p \times \left( \frac{k_{c1}}{k_{c1} + k_{c2}} \right) \quad (4.34)$$

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} \quad (4.35)$$

$$M_{pi} = 1.4 \times M_{ri} = 1.4 \times 487 = 682 \text{ kNm} \quad (4.36)$$

$$M_{\ddot{u}} = 682 \times 0.5 = 341 \text{ kNm}$$

$$M_a = 1.4 \times M_{ri} = 1.4 \times 3726.8 = 5217.5 \text{ kNm} \quad (4.37)$$

Denklem (4.33)'den;

$$V_e = \frac{M_a + M_{\ddot{u}}}{l_n} = \frac{5217.5 + 341}{4.2} = 1323 \text{ kN}$$

$$V_{emax} = 0.22 \times b \times h \times f_{cd} \quad (4.38)$$

$$V_{emax} = 0.22 \times b \times h \times f_{cd} = 0.22 \times 1100 \times 1100 \times 20 \times 10^{-3} = 5324 \text{ kN}$$

$$V_d = 147.9 \text{ kN}$$

Kolon sarılma bölgelerinde enine donatı hesabında;

$V_e \geq 0.5V_d$  ve  $N_d < 0.05A_c f_{ck}$  ise  $V_c = 0$  alınır.

$$V_e = 1323 > 0.5 \times 147.9 = 74 \text{ kN} \quad V_e > 0.5V_d$$

$$N_d = 10100.5 \text{ kN} > 0.05 \times b \times h \times f_{ck} = 1815 \text{ kN}$$

olduğuna göre;

$$V_c \neq 0$$

$$V_r = V_c + V_w \quad (4.39)$$



$$V_c = 0.8 \times (0.65 f_{ctd} b_w d) \left(1 + \frac{\gamma N_d}{A_c}\right) \quad (4.40)$$

$$V_c = 0.8 \times (0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d) = 911.6 \text{ kN}$$

Normal kuvvetin basınç olmasından ve normal kuvvet etkisinin, kesme kuvvetine katkısının görece küçük bir değer olmasından ötürü güvenli tarafta kalınarak normal kuvvet katkısı ihmal edilmiştir. Etriyenin kolon sarılma bölgesinde taşıyabileceği kesme kuvveti ( $V_w$ ) ise şöyle hesaplanır;

$$S_c \leq \min\left(\frac{b_{min}}{3}, 100\text{mm}\right) \Rightarrow \min\left(\frac{1100}{3}, 100\text{mm}\right) \quad (4.41)$$

$$S_c = 100 \text{ mm ve } \phi 10$$

seçildi.

Minimum etriye kontrolü;

$A_{ck}$  : sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı;

$$\begin{aligned} A_{ck} &= (1100 - 2 \times 40 + 28 + 2 \times 10) \times (1100 - 2 \times 40 + 28 + 2 \times 10) \\ &= 1140624 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$b_k$  : en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık ( $b-2d$ );

$$b_k = 1100 - 2 \times 40 = 1020 \text{ mm}$$

$$N_d \geq 0.2 \times A_c \times f_{ck} = 0.2 \times 1140624 \times 30 = 6844 \text{ kN}$$

ise aşağıdaki denklemlerde hesaplanan enine donatı alanlarından büyük olanı alınır.

$$A_{sh} \geq 0.30 \times s_c \times b_k \times \left(\left(\frac{A_c}{A_{ck}}\right) - 1\right) \times \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 133 \text{ mm}^2 \quad (4.42)$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times s_c \times b_k \times \left(\frac{f_{ck}}{f_{yk}}\right) = 546.5 \text{ mm}^2 \quad (4.43)$$

$$(A_{sh})_{max} = 546.5 \text{ mm}^2$$

Etriye kollarının ve/veya çirozlar arasındaki yatay uzaklık, a, etriye çapının 20 katından fazla olmayacak şekilde belirlenecektir. Bu koşulu sağlamak için 4 tane çiroz konulacaktır.

$$V_w = \left(\frac{A_{sh}}{s}\right) \times f_{ywd} \times d \quad (4.44)$$

$$V_w = \left(\frac{A_{sh}}{s}\right) \times f_{ywd} \times d = \left(4 \times \frac{79}{100}\right) \times 365 \times 1060 \times 10^{-3} = 1223 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_w = 2135 \text{ kN} > V_e = 1323 \text{ kN}$$

uygun.

Sarılma bölgesinde;

ϕ10/100 etriye ve 4 tane ϕ10/100 çiroz uygun.

Orta bölgede;

ϕ10/150 mm etriye seçilmiştir.

$$S_0 \leq \min\left(\frac{b_{min}}{2}, 200mm\right) \Rightarrow \min\left(\frac{1100}{2}, 200mm\right) \quad (4.45)$$

S2 kolonunda kesme kuvveti hesabı;

$$V_e = \frac{M_a + M_{\ddot{u}}}{l_n}$$

$$M_{\ddot{u}} = \sum M_p \times \left(\frac{k_{c1}}{k_{c1} + k_{c2}}\right)$$

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj}$$

$$M_{pi} = 1.4 \times M_{ri} = 1.4 \times 247.6 = 347 \text{ kNm}$$

$$M_{pj} = 1.4 \times M_{rj} = 1.4 \times 487 = 682 \text{ kNm}$$

$$\sum M_p = M_{pi} + M_{pj} = 347 + 682 = 1029 \text{ kNm}$$

$$M_{\ddot{u}} = 1029 \times 0.5 = 515 \text{ kNm}$$

$$M_a = 1.4 \times M_{ri} = 1.4 \times 6860 = 9604 \text{ kNm}$$

$$V_e = \frac{M_a + M_{\ddot{u}}}{l_n} = \frac{9604 + 515}{4.2} = 5060 \text{ kN}$$

$$V_{emax} = 0.22 \times b \times h \times f_{cd} = 8624 \text{ kN}$$

$$V_d = 280.2 \text{ kN}$$

Kolon sarılma bölgelerinde enine donatı hesabında;

$$V_e \geq 0.5V_d \text{ ve } N_d < 0.05A_c f_{ck} \text{ ise } V_c = 0$$

$$V_e = 5060 > 0.5 \times 280.2 \quad V_e > 0.5V_d$$

$$N_d = 14503 > 0.05 \times b \times h \times f_{ck} = 2940 \text{ kN}$$

olduğuna göre;

$$V_c \neq 0$$

$$V_r = V_c + V_w$$

$$V_c = 0.8 \times (0.65 \times f_{ctd} \times b_w \times d) = 1238 \text{ kN}$$

Etriyenin kolon sarılma bölgesinde taşıyabileceği kesme kuvveti ( $V_w$ )

$$S_c \leq \min\left(\frac{b_{min}}{3}, 100mm\right) \Rightarrow \min\left(\frac{1400}{3}, 100mm\right)$$

$$S_c = 100 \text{ mm ve } \phi 10$$

seçildi.

Minimum etriye kontrolü;

$A_{ck}$  : sargı donatısının dışından dışına alınan ölçü içinde kalan çekirdek beton alanı;

$$\begin{aligned} A_{ck} &= (1400 - 2 \times 40 + 28 + 2 \times 10) \times (1400 - 2 \times 40 + 28 + 2 \times 10) \\ &= 1871424 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$b_k$  : en dıştaki enine donatı eksenleri arasındaki uzaklık ( $b-2d$ );

$$b_k = 1400 - 2 \times 40 = 1320 \text{ mm}$$

$$N_d = 14503 \text{ kN} \geq 0.2 \times A_c \times f_{ck} = 11760 \text{ kN}$$

aşağıdaki denklemlerde hesaplanan enine donatı alanlarından büyük olanı;

$$A_{sh} \geq 0.30 \times s_c \times b_k \times \left( \left( \frac{A_c}{A_{ck}} \right) - 1 \right) \times \frac{f_{ck}}{f_{ywk}} = 134 \text{ mm}^2$$

$$A_{sh} \geq 0.075 \times s_c \times b_k \times \left( \frac{f_{ck}}{f_{yk}} \right) = 707 \text{ mm}^2$$

Etriye kollarının ve/veya çirozlar arasındaki yatay uzaklık, a, etriye çapının 20 katından fazla olmayacak şekilde belirlenecektir. Bu koşulu sağlamak için 6 tane çiroz konulacaktır.

$$V_w = \left(\frac{A_{sh}}{s}\right) \times f_{ywd} \times d = \left(8 \times \frac{79}{80}\right) \times 365 \times 1360 = 3921.6 \text{ kN}$$

$$V_r = V_c + V_w = 5160 \text{ kN} > V_e = 5060 \text{ kN}$$

uygun.

Sarılma bölgesinde;

φ10/80 etriye ve 6 tane φ10/80 çiroz uygun.

Orta bölgede;

φ10/150 mm etriye seçilmiştir.

$$S_0 \leq \min\left(\frac{b_{min}}{2}, 200mm\right) \Rightarrow \min\left(\frac{A}{2}, 200mm\right)$$

#### 4.4.6 Kirişlerin kesme güvenliği

Deprem yönetmeliğinde kirişlerde oluşacak en büyük kesme kuvvetinin kiriş uçlarındaki kesitlerin moment kapasitesi kullanılarak hesaplanması öngörülmektedir.

K1 kirişi için kesme güvenliği;

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} = V_{dy} \pm 1.4 \times \frac{M_{ri} + M_{rj}}{l_n} \quad (4.46)$$

$$V_{e1} = V_{e2} = \frac{58.67 \times 6.75}{2} + \frac{1.4 \times (247.6 + 487)}{6.75} = 350.4 \text{ kN}$$

$$V_e = 350.4 \text{ kN} < 0.22 \times b \times d \times f_{cd} = 1003.2 \text{ kN}$$

$$V_d = 227 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} = 350.4 - 198 > 0.5 \times V_d = 113.5 \text{ kN}$$

ise;

$$V_c = 0$$

alınır.

$$s_k \leq h_k/4 = 200 \text{ mm}$$

$$\leq 8\phi = 8 \times 20 = 160 \text{ mm}$$

Sarılma bölgesinde seçilen etriye : φ10/150

$$V_r = V_w = \left( n \times \frac{A_0}{S} \right) \times f_{ywd} \times d \quad (4.47)$$

$$V_r = V_w = \left( n \times \frac{A_0}{S} \right) \times f_{ywd} \times d = 438.3 \text{ kN} > V_e = 350.4 \text{ kN}$$

Orta bölgede  $\phi 10/200$  etriye kullanılacaktır.

K2 kirişi için kesme güvenliği denklem (4.46)'dan;

$$V_e = V_{dy} \pm \frac{M_{pi} + M_{pj}}{l_n} = V_{dy} \pm 1.4 \times \frac{M_{ri} + M_{rj}}{l_n}$$

$$V_{e1} = V_{e2} = \frac{58.67 \times 6.75}{2} + \frac{1.4 \times (247.6 + 487)}{6.75} = 350.4 \text{ kN}$$

$$V_e = 350.4 \text{ kN} < 0.22 \times b \times d \times f_{cd} = 1003.2 \text{ kN}$$

$$V_d = 246 \text{ kN}$$

$$V_e - V_{dy} = 350.4 - 198 = 152.4 \text{ kN} > 0.5 \times V_d = 123 \text{ kN}$$

ise;

$$V_c = 0$$

alınır.

$$s_k \leq h_k/4 = 200 \text{ mm}$$

$$\leq 8\phi = 8 \times 20 = 160 \text{ mm}$$

Sarıma bölgesinde seçilen etriye :  $\phi 10/100$

$$V_r = V_w = \left( n \times \frac{A_0}{S} \right) \times f_{ywd} \times d = 438.3 \text{ kN} > V_e = 350.4 \text{ kN}$$

Orta bölgede  $\phi 10/200$  etriye kullanılacaktır.

#### 4.4.7 Perde hesabı

Zemin kat perdesi iç tesirleri;

$$M_d = 94852 \text{ kNm}$$

$$N_d = 40478 \text{ kN}$$

Kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgesi;

$$l_u \geq 2b_w = 2 \times 400 = 800 \text{ mm}$$

$$\geq 0.2l_w = 0.2 \times 9000 = 1800 \text{ mm}$$

$$l_u = 1800 \text{ mm}$$

DBYBHY'de perde uç bölgesi alanı;

$$Alan \geq b_w \times l_u \quad (4.48)$$

Tasarıma esas yapının perdeleri I perde formundadır ve başlık bölgeleri 100x100 ebatlarındadır. Bu alan;

$$1 \times 1 = 1 \text{ m}^2 \geq 0.4 \times 1.8 = 0.72 \text{ m}^2$$

Perde başlığı kritik perde yüksekliği boyunca perde uç bölgesi usullerine göre donatılacaktır.

Yatay gövde donatısı hesabı;

Seçilen donatı  $\phi 14/250$  (616 mm<sup>2</sup>/m),

$$\rho = 2 \times 616 / (400 \times 1000) = 0.0031 \geq 0.0025$$

$$A_{sg} = n \times A_0 = 2 \times 1.54 = 308 > 250 \text{ mm}^2 \quad (4.49)$$

Düşey gövde donatısı hesabı;

Seçilen donatı  $\phi 14/250$  (616 mm<sup>2</sup>/m),

$$A_{sh} \geq 0.0025 \times s \times b_w = 0.0025 \times 250 \times 400 = 250 \text{ mm}^2 \quad (4.50)$$

$$A_{sh} = n \times A_0 = 2 \times 1.54 = 308 > 250 \text{ mm}^2 \quad (4.51)$$

Perde uç bölgeleri düşey donatı hesabı;

Düşey donatı hesabında I perde aynı atalet momentini verecek dikdörtgen bir perdeye dönüştürülerek hesap yapılacaktır.

$$I = 1.0 \times \frac{9^3}{12} - 0.6 \times 7^3 / 12 = b \times 9^3 / 12$$

$$b = 0.70 \text{ m}$$

$$N_d = 40478 \text{ kN}$$

$$M_d = 94852 \text{ kNm}$$

$$n_d = N/(b_w \times h \times 20000) = \frac{40478}{0.7 \times 8 \times 20000} = 0.36 \quad (4.52)$$

$$m_d = \frac{M_x}{b \times h^2 \times f_{cd}} = \frac{94852}{0.7 \times 8^2 \times 20000} = 0.094 \quad (4.53)$$

w okunamıyor.

Minimum donatı konulacak.

Kritik perde yüksekliği boyunca;

$$A_{suç} \geq 0.002 \times 700 \times 9000 = 12600 \text{ mm}^2$$

Seçilen : 24 $\phi$ 26 (138.06 cm<sup>2</sup>)

Perde uç bölgesi enine donatı hesabı;

$$50 \text{ mm} \leq s \leq 100 \text{ mm}$$

$$s \leq \frac{b_w}{2} = \frac{1000}{2} = 500 \text{ mm}$$

Seçilen enine donatı başlık bölgesinde  $\phi$ 10/100 kapalı etriye ve 3 adet  $\phi$ 10/100 çiroz;

$$A_{sh} \geq \left(\frac{2}{3}\right) \times 0.075 \times s \times b_k \times \left(\frac{f_{ck}}{f_{yk}}\right) = \quad (4.54)$$

$$\begin{aligned} A_{sh} &\geq \left(\frac{2}{3}\right) \times 0.075 \times s \times b_k \times \left(\frac{f_{ck}}{f_{yk}}\right) = \left(\frac{2}{3}\right) \times 0.075 \times 100 \times 920 \times \left(\frac{30}{420}\right) \\ &= 329 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$A_{sh} = n \times A_0 = 5 \times 79 = 395 \text{ mm}^2 > 329 \text{ mm}^2 \quad (4.55)$$

Perde kesme güvenliği kontrolü;

$$V_d = 5390 \text{ kN}$$

$$n_d = N/(b_w \times h \times 20000) = \frac{40478}{0.7 \times 8 \times 20000} = 0.36$$

$$w_d = \left(\frac{13806}{8000 \times 700}\right) \times \left(\frac{365}{20}\right) \cong 0.05 \rightarrow m_d = 0.1$$

$$M_r = 0.1 \times 0.7 \times 8^2 \times 20000 = 89600 \text{ kNm}$$

$$M_p = 1.25 \times 89600 = 112000 \text{ kNm}$$

$$V_e = \beta_v \times \left( \frac{M_p}{M_d} \right) \times V_d = 1.5 \times \left( \frac{112000}{94852} \right) \times 5390 = 9546.7 \text{ kN} \quad (4.56)$$

$$V_d \leq V_r = A_{ch}(0.65 \times f_{cta} + \rho_{sh} \times f_{ywd}) \quad (4.57)$$

$$5390 \leq V_r = 0.7 \times 9 \times (0.65 \times 1.25 + 0.0031 \times 365) \times 10^3 = 12247.4 \text{ kN}$$

$$5390 \leq 0.22 \times A_{ch} \times f_{cd} = 27877.5 \text{ kN}$$



## 5. AMERİKAN YÖNETMELİKLERİNE GÖRE TASARIM

Bu bölümde üçüncü bölümde bahsi geçen yapının Amerikan yönetmelik ve şartnamelerine göre statik ve betonarme hesabı anlatılacaktır. Yapının tasarımı bir sonlu eleman program olan SAP2000 kullanılarak yapılmıştır. Deprem tasarımı için modal analiz yöntemi kullanılmıştır; fakat taban kesme kuvvetinin kontrolü ve düzeltilmesi için eşdeğer deprem yükü yöntemine göre de hesap yapılmıştır.

Yapının 1. derece deprem bölgesinde olmasından ötürü kıyı liman teknik şartnamesinde Kadıköy'ün MCE ivme değerleri okunup bu değerlere göre spectrum oluşturulmuştur. Kadıköy için MCE ivme değerleri;

$$S_s = 1.80g$$

$$S_1 = 1.0g$$

Yapının zemin parametreleri daha önceki bölümlerde ifade ettiğimiz gibi karşılaştırma kolaylığı sağlaması bakımından yönetmelikte verilen çok sağlam kaya (A sınıfı) parametreleri kullanılmıştır. Bu kabul neticesinde düzeltme faktörleri  $F_a$  ve  $F_v$  tablolardan aşağıdaki gibi okunmuştur.

$$F_a = 0,8$$

$$F_v = 0,8$$

Bunun neticesinde düzeltilmiş ivme değerleri;

$$S_{MS} = F_a \times S_s = 0.8 \times 1.8g = 1.44g \quad (5.1)$$

$$S_{MI} = F_v \times S_1 = 0.8 \times 1.0g = 0.8g \quad (5.2)$$

.Tasarım spectral ivme parametreleri ise;

$$S_{DS} = 2/3 \times S_{MS} = 2/3 \times 1.44g = 0.96g \quad (5.3)$$

$$S_{DI} = 2/3 \times S_{MI} = 2/3 \times 0.8g = 0.533g \quad (5.4)$$

Bu ivme parametreleri ile spektrumun düşey eksenini belirlenmiş oluyor. Yatay ekseninde de periyotlar yer almaktadır. Yatay ekseninde yer alan periyotlar  $T_0$ ,  $T_s$ ,  $T_1$  ve  $T_L$  'dir. Bunlar;

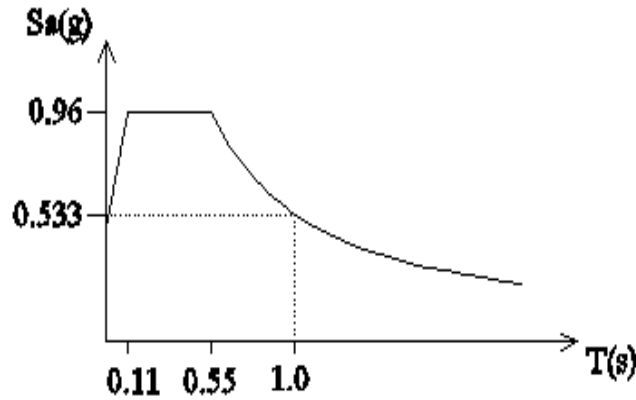
$$T_0 = 0.2 \times S_{DI}/S_{DS} = 0.2 \times 0.533/0.96 = 0.111s \quad (5.5)$$

$$T_s = S_{DI}/S_{DS} = 0.533/0.96 = 0.555s \quad (5.6)$$

$$T_1 = 1 s \quad (5.7)$$

$T_L$  = uzun periyot, bu periyot değeri de haritalarla verilmiştir. Bu periyot değeri 8 s ile 12 s arasında değişmektedir. Dolayısıyla tasarıma esas yapının periyodu bu sınırı aşmayacağından mütevellit belirleyici bir parametre değildir. Bu analiz kapsamında 8 s alınmıştır.

Bu parametreler neticesinde spectrum;



**Şekil 5.1:** Tasarıma esas yapının Amerikan yönetmeliklerine göre spektrumu.

### 5.1 Eşdeğer Deprem Yüğü Hesabı

Taban kesme kuvvetinin kontrolü maksadı ile eşdeğer deprem yükü hesabı yapılmaktadır; çünkü Amerikan şartnameleri de Türk yönetmelikleri gibi modal analizde bulunacak taban kesme kuvvetinin eşdeğer deprem yükü hesabında bulunan taban kesme kuvvetinin belirli bir katı olmasını şart koşuyor. Aksi takdirde 20 katlı betonarme bir yapının hesabında eşdeğer deprem yükü hesabı tek başına kullanılamıyor.

Amerikan yönetmeliklerinde taban kesme kuvveti önceki bölümlerde de izah edildiği gibi;

$$V = C_s \times W \quad (5.8)$$

W : efektif sismik ağırlık, daha önceki bölümlerde de bahsedildiği üzere Amerikan şartnamelerinde deprem hesabına esas sismik ağırlık yalnızca ölü yükleri ihtiva eder. Dolayısıyla SAP2000 analiz programından yalnızca ölü yükler için W değeri okunmuştur.

$$W = 464918.2 \text{ kN}$$

$C_s$  : sismik response katsayısıdır. Şu şekilde hesaplanır;

$$C_s = S_{DS}/(R I_e) \quad (5.9)$$

$C_s$  periyot değerlerine göre aşağıdaki gibi hesaplanır;

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} \quad T \leq T_L \quad (5.10)$$

$$C_s = \frac{S_{DI}}{T \left( \frac{R}{I_e} \right)} T_L \quad T \geq T_L \quad (5.11)$$

Ayrıca  $C_s$  değerinin bir alt limiti de vardır.  $C_s$ ;

$$C_s = 0.044 S_{DS} I_e \geq 0.01 \quad (5.12)$$

Bu şarta ek olarak eğer yapının bulunduğu zeminin  $S_1 \geq 0.6g$  ise  $C_s$ ;

$$C_s \geq 0.5 S_1 / (R I_e) \quad (5.13)$$

olmalıdır.

Tasarıma esas yapının periyodu;

$$T_1 = 2.4 \text{ s' dir.}$$

Bu periyot değeri SAP2000 analiz programından alınan periyot değeridir; fakat bu değer aşağıdaki gibi hesaplanacak olan yaklaşık periyot değerinden büyük

olmamalıdır. Yaklaşık periyot değeri ampirik formüllerle hesaplanan yaklaşık bir değer olmasına rağmen yönetmelik gereği yapı periyodu bu değeri aşmamalıdır.

$$T_a = C_t h_n^x \quad (5.14)$$

Ampirik bir formül olan yukarıdaki ifade de yer alan  $C_t$  ve  $x$  değerleri bir tablo halinde verilmiştir. Hesaba esas yapı için  $C_t = 0.02$  ve  $x = 0.75$ 'dir.

$$h_n = 77.2 \text{ m} = 253.3 \text{ ft}$$

$$T_a = 0.02 \times 253.3^{0.75} = 1.27 \text{ s}$$

Ayrıca ASCE7-10' da verilen periyot üst limit tablosundan da  $S_{D1} \geq 0.4g$  değeri için üst limit katsayısının 1.4 olduğu görülür. Buna göre;

$$T = 1.4 \times 1.27 = 1.778 \text{ s}$$

değeri bulunur. Tasarıma esas yapının 1. periyodu  $T = 2.4 \text{ s}$  olarak bulunmuştu; fakat tasarımda  $2.4 \text{ s}$  değeri değil  $1.778 \text{ s}$  değeri kullanılacaktır.

$T < T_L$  olduğu için denklem (5.10)' dan;

$$C_s = \frac{S_{D1}}{T(R/I_e)} = \frac{0.533}{1.778 \left(\frac{7}{1}\right)} = 0.043$$

$$C_s \geq 0.044 S_{D5} I_e = 0.044 \times 0.96 \times 1 = 0.042 \geq 0.01$$

Ayrıca  $S_1 = 1.0g \geq 0.6g$  olduğu için;

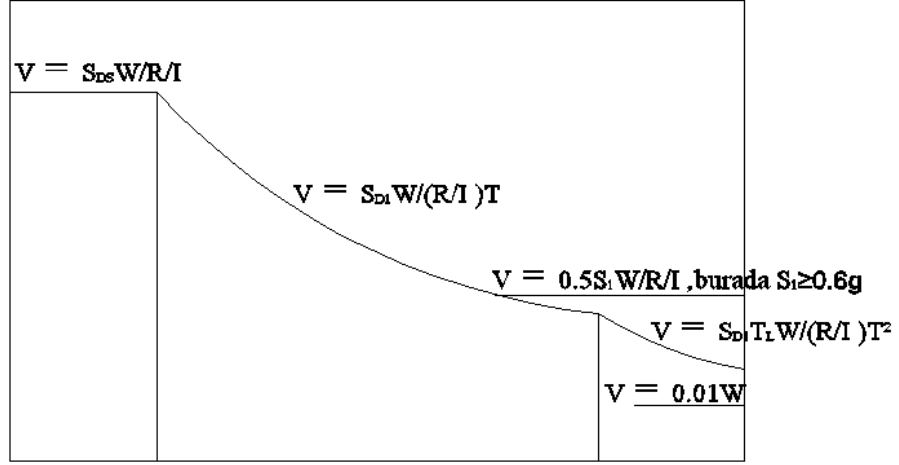
$$C_s \geq \frac{0.5S_1}{\frac{R}{I_e}} = 0.5 \times \frac{1.0}{\frac{7}{1}} = 0.0714$$

Bu alt sınır değerleri bir grafik halinde şöyle sunulmuştur;

Aşağıdaki diagramdan da görüldüğü üzere tasarıma esas yapı için periyot değerinin yüksek olmasından da ötürü, belirleyici olan  $C_s$  değeri denklem (5.13)'den bulunan  $0.0714$  değeridir. Dolayısıyla taban kesme kuvveti değeri denklem (5.8)'den;

$$V = C_s W = 0.0714 \times 464918.2 = 33195.16 \text{ kN}$$

olarak bulunmuştur.



**Şekil 5.2:** Amerikan yönetmeliklerine göre taban kesme kuvveti limileri, (Ghosh,S.K., Qiank,S.,2008).

## 5.2 Modal Analiz

Tasarıma esas yapının E sismik dizayn kategorisinde bulunması ve yapı yüksekliğinin 49 m'den fazla olmasından mütevellit deprem hesap yöntemi olarak 'mod birleştirme yöntemi' kullanılacaktır.

Bu yöntem yeterli sayıda doğal titreşim periyodunun her biri için hesaplanan iç tesir ve yerdeğiştirmelerin istatistiksel olarak birleştirilmesi ile iç tesir ve yerdeğiştirmeleri elde eder.

Yeterli sayıda doğal titreşim modu sayısının belirlenmesi ise kütle katılım oranının x ve y deprem doğrultularının herbiri için % 90'dan daha az olmaması koşuluna göre belirlenir.

Hesaba esas 20 katlı yapıda 60 mod kullanılmıştır. Bu 60 mod neticesinde kütle katılım oranı aşağıdaki tabloda görüldüğü üzere her iki doğrultuda %98 mertebesinde olmuştur.

**Çizelge 5.1 :** Amerikan yönetmeliklerine göre periyot ve modal analiz parametreleri.

StepType	StepNum	Period	SumUX	SumUY
Text	Unitless	Sec	Unitless	Unitless
Mode	1	2,399719	0,17255	0,53783
Mode	2	2,399616	0,71037	0,71038
Mode	3	2,272409	0,71038	0,71039
Mode	4	0,654657	0,77939	0,78794
Mode	5	0,654648	0,85697	0,85697

**Çizelge 5.1 (devam):** Amerikan yönetmeliklerine göre periyot ve modal analiz parametreleri.

Mode	6	0,642999	0,85698	0,85698
Mode	7	0,306526	0,85701	0,857
Mode	8	0,304195	0,85725	0,91756
Mode	9	0,304193	0,9178	0,9178
Mode	10	0,189416	0,9178	0,9178
Mode	11	0,186406	0,92045	0,92157
Mode	12	0,186326	0,92432	0,9243
Mode	13	0,184774	0,92432	0,9243
Mode	14	0,182804	0,92432	0,9243
Mode	15	0,182174	0,92433	0,92432
Mode	16	0,18082	0,93667	0,93733
Mode	17	0,1808	0,9496	0,9496
Mode	18	0,175077	0,9496	0,9496
Mode	19	0,171359	0,94974	0,9496
Mode	20	0,171338	0,94974	0,94974
Mode	21	0,167485	0,94974	0,94975
Mode	22	0,16748	0,94975	0,94975
Mode	23	0,166578	0,94975	0,94975
Mode	24	0,162621	0,94975	0,94975
Mode	25	0,160641	0,94977	0,94976
Mode	26	0,160567	0,94977	0,94977
Mode	27	0,159861	0,94977	0,94977
Mode	28	0,159636	0,94977	0,94977
Mode	29	0,156952	0,94978	0,94979
Mode	30	0,156897	0,94979	0,94979
Mode	31	0,153787	0,94979	0,94979
Mode	32	0,153784	0,94979	0,94979
Mode	33	0,14957	0,94979	0,94979
Mode	34	0,147184	0,94979	0,94979
Mode	35	0,147159	0,9498	0,94979
Mode	36	0,14556	0,9498	0,94979
Mode	37	0,142537	0,9498	0,94979
Mode	38	0,14132	0,9498	0,94979
Mode	39	0,141311	0,9498	0,94979
Mode	40	0,141112	0,9498	0,94979
Mode	41	0,136966	0,9498	0,9498
Mode	42	0,136796	0,9498	0,9498
Mode	43	0,136758	0,94981	0,94981
Mode	44	0,136436	0,94981	0,94981
Mode	45	0,12783	0,94981	0,94981
Mode	46	0,125231	0,95004	0,96742
Mode	47	0,125231	0,96765	0,96765

**Çizelge 5.1 (devam):** Amerikan yönetmeliklerine göre periyot ve modal analiz parametreleri.

Mode	48	0,096342	0,96765	0,96765
Mode	49	0,094193	0,96781	0,97823
Mode	50	0,094193	0,97839	0,97839
Mode	51	0,077148	0,97839	0,97839
Mode	52	0,075314	0,97842	0,98512
Mode	53	0,075314	0,98515	0,98515
Mode	54	0,069325	0,98515	0,98515
Mode	55	0,068915	0,98515	0,98515
Mode	56	0,068806	0,98515	0,98515
Mode	57	0,068796	0,98515	0,98515
Mode	58	0,068785	0,98515	0,98515
Mode	59	0,06834	0,98515	0,98515
Mode	60	0,06834	0,98515	0,98515

Modal analiz sonucu bulunan taban kesme kuvveti değeri ise;

$V_{tB} = 14163.7$  t olarak hesaplanmıştır.

ASCE7-10'da  $V_{tB}$ 'nin eşdeğer deprem yükü hesabı ile bulunan taban kesme kuvveti  $V_r$  ye oranının %85' den küçük olması halinde modal taban kesme kuvveti eşdeğer deprem yükü taban kesme kuvvetinin %85'ine getirilmelidir.

$$V_{tB} = 14163.7 < 0.85 \times V_t = 0.85 \times 33195.16 = 28216 \text{ kN}$$

olmasından mütevellit yerdeğiştirme ve iç kuvvetler  $28216/14163.7 = 2.0$  kat büyütülecektir. Bir başka deyişle mod birleştirme kesme kuvveti  $14163.7$  t'dan  $28216$  kN değerine getirilecektir.

### 5.3 Görelî Kat Öteleme Limitleri

Her kat için kat ötelemeleri, görelî kat ötelemeleri ve artırılmış görelî kat ötelemeleri aşağıdaki tabloda görülmektedir.

**Çizelge 5.2 :** Amerikan yönetmeliklerine göre kat ötelemeleri.

Kat	Kat Ötelemeleri (m)	Görelî Kat Ötelemeleri (m)	Arttırılmış ötelemeler (m)
20	0,1325	0,0056	0,0308
19	0,1269	0,006	0,033
18	0,1209	0,0062	0,0341
17	0,1147	0,0065	0,03575

**Çizge 5.2 (devam) :** Amerikan yönetmeliklerine göre kat ötelemeleri.

16	0,1082	0,0067	0,03685
15	0,1015	0,007	0,0385
14	0,0945	0,0072	0,0396
13	0,0873	0,0074	0,0407
12	0,0799	0,0076	0,0418
11	0,0723	0,0077	0,04235
10	0,0646	0,0079	0,04345
9	0,0567	0,0079	0,04345
8	0,0488	0,0078	0,0429
7	0,041	0,0077	0,04235
6	0,0333	0,0074	0,0407
5	0,0259	0,007	0,0385
4	0,0189	0,0064	0,0352
3	0,0125	0,0054	0,0297
2	0,0071	0,0042	0,0231
1	0,0029	0,0029	0,01595

ASCE7-10'da arttırılmış kat ötelemeleri şu şekilde hesaplanır,

$$\delta_x = C_d \delta_{xe} / I_e \quad (5.15)$$

Bu denkleme göre normal katlar için maksimum görelî yerdeğiştirme;

$$\delta_x = 5.5 \times \frac{0.0079}{1} = 0.04345$$

$$\Delta_a = \frac{\delta_x}{h} = \frac{0.04345}{3.8} = 0,011$$

Zemin kat için;

$$\delta_x = 5.5 \times \frac{0.0029}{1} = 0.01595$$

$$\Delta_a = \frac{\delta_x}{h} = \frac{0,01595}{5} = 0.003$$

#### 5.4 Betonarme Hesap

Tasarıma esas yapının Amerikan yönetmeliklerine göre betonarme hesabı SAP2000 analiz programında ACI 318 yönetmeliği seçilerek yapılmıştır.



#### 5.4.1 Kiriş hesabı

Minimum donatı hesabında beton ve çelik basınç dayanımları için 'psi' birimine göre hesap yapmak gerekmektedir;

$$1 \text{ psi} = 6.895 \text{ kN/m}^2$$

$$A_s \geq \left( \frac{3\sqrt{f'_c}}{f_y} \right) \times b_w \times d = \left( 3 \times \frac{\sqrt{4351}}{60914} \right) \times 0.3 \times 0.76 = 7.41 \text{ cm}^2 \quad (5.16)$$

$$A_s \geq \left( \frac{200}{f_y} \right) \times b_w \times d = \left( \frac{200}{60914} \right) \times 0.3 \times 0.76 = 7.49 \text{ cm}^2 \quad (5.17)$$

$$A_s \leq 0.025 \times b_w \times d = 0.0025 \times 0.3 \times 0.76 = 57 \text{ cm}^2 \quad (5.18)$$

$$A_{smin} = 7.49 \text{ cm}^2$$

K1 kirişinde hesap;

Kesit tesirleri;

$$M^+ = 266 \text{ kNm}$$

$$M^- = 532 \text{ kNm}$$

Açıklıkta hesap;

$$b = 1.56 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}$$

Aşağıdaki şekilden de görüldüğü üzere açıklıkta alt donatı;

$$A_s = 7.49 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$3 \phi/20 (9.41 \text{ cm}^2)$$

Sol mesnette;

$$b = 0.30 \text{ m}, \quad h = 0.80 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}$$

Alt donatı;

$$A_s = 9.32 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$3 \phi/20 (9.41 \text{ cm}^2)$$

Üst donatı;

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$6 \phi/22 (22.81 \text{ cm}^2)$$

Sağ mesnette;

$$b = 0.30 \text{ m}, \quad h = 0.80 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}$$

Alt donatı;

$$A_s = 8.95 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$3 \phi/20 (9.41 \text{ cm}^2)$$

Üst donatı;

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$6 \phi/22 (22.81 \text{ cm}^2)$$

K2 kirişinde hesap;

Kesit tesirleri;

$$M^+ = 300 \text{ kNm}$$

$$M^- = 599 \text{ kNm}$$

Açıklıkta hesap;

$$b = 1.56 \text{ m}, \quad h = 0.8 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}$$

Aşağıdaki şekilden de görüldüğü üzere açıklıkta alt donatı;

$$A_s = 8.65 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$3 \phi/20 (9.41 \text{ cm}^2)$$

Sol mesnette;

$$b = 0.30 \text{ m}, \quad h = 0.80 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}$$

Alt donatı;

$$A_s = 9.7 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$3 \phi/20 (9.41 \text{ cm}^2)$$

Üst donatı;

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

Sağ mesnette;

$$b = 0.30 \text{ m}, \quad h = 0.80 \text{ m}, \quad d' = 0.04 \text{ m}, \quad d = 0.76 \text{ m}$$

Alt donatı;

$$A_s = 10 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$3 \phi/20 (9.41 \text{ cm}^2)$$

Üst donatı;

$$A_s = 20 \text{ cm}^2$$

Seçilen donatı;

$$6 \phi/22 (22.81 \text{ cm}^2)$$

#### **5.4.2 Kolon hesabı**

S1 kolonu hesabı;

$$P_u = 18242 \text{ kN}$$

$$M_u = 1243.5 \text{ kN}$$

$$A_{smin} = 0.01 \times 110 \times 110 = 121 \text{ cm}^2$$

$$A_{sgerekli} = 160 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{160}{110 \times 110} = 0.013$$

Seçilen donatı: 24  $\phi/30$  (170  $\text{cm}^2$ )

S2 kolonu hesabı;

$$P_u = 14623 \text{ kN}$$

$$M_u = 1011.81 \text{ kN}$$

$$A_{smin} = 0.01 \times 140 \times 140 = 196 \text{ cm}^2$$

$$A_{sgerekli} \leq A_{smin}$$

Dolayısıyla minimum donatı seçilmiştir.

Seçilen donatı: 28  $\phi$ /30 (198 cm<sup>2</sup>)

### 5.4.3 Güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki

Güçlü kolon zayıf kiriş tahkiki de SAP2000 analiz programında yapılmıştır. Buna göre;

Kenar düğüm noktasında;

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri}) \quad (5.19)$$

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) = 24.5(M_{ri})$$

Orta düğüm noktasında;

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 1.2(M_{ri} + M_{rj}) \quad (5.20)$$

$$(M_{ra} + M_{r\ddot{u}}) \geq 15(M_{ri} + M_{rj})$$

### 5.4.4 Kolon tasarım kesme kuvvetleri hesabı

S1 kolonunda kesme tahkiki;

$$V_u = 226.5 \text{ kN}$$

$$P_u = 12654 \text{ kN}$$

$$V_c = 2 + \left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1298 \text{ kN} \quad (5.21)$$

Yukarıdaki denklemden hesaplanan  $V_c$  değerinin  $\phi = 0.75$  katının  $V_u$  değerinden büyük olması halinde;

$$\phi V_c = 0.75 \times 1298 = 973.5 \text{ kN} > V_u = 226.5 \text{ kN} \quad (5.22)$$

teorik olarak kesme donatısına ihtiyaç yoktur; fakat minimum donatı konulacaktır.

Minimum donatı;

$$A_{sh} = 0.3 \times s \times b_c \times \left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1) \quad (5.23)$$

$$A_{sh} = 0.09 \times s \times b_c \times \left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right) \quad (5.24)$$

Sarılma bölgesinde;

ϕ10/100 etriye ve 4 tane ϕ10/100 çiroz uygun.

Orta bölgede;

ϕ10/150 mm etriye seçilmiştir.

S2 kolonunda kesme kuvveti;

$$V_u = 251.5 \text{ kN}$$

$$P_u = 17176 \text{ kN}$$

$$V_c = 2 + \left(1 + \frac{N_u}{2000A_g}\right) \times \sqrt{f'_c} \times b_w \times d = 1666 \text{ kN} \quad (5.25)$$

Yukarıdaki denklemden hesaplanan  $V_c$  değerinin  $\phi = 0.75$  katının  $V_u$  değerinden büyük olması halinde;

$$\phi V_c = 0.75 \times 1666 = 1250 \text{ kN} > V_u = 251.5 \text{ kN} \quad (5.26)$$

teorik olarak kesme donatısına ihtiyaç yoktur; fakat minimum donatı konulacaktır.

Minimum donatı;

$$A_{sh} = 0.3 \times s \times b_c \times \left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right) \times \left(\frac{A_g}{A_{ch}}\right) - 1) \quad (5.27)$$

$$A_{sh} = 0.09 \times s \times b_c \times \left(\frac{f'_c}{f_{yt}}\right) \quad (5.28)$$

Sarılma bölgesinde;

ϕ10/100 etriye ve 4 tane ϕ10/100 çiroz uygun.

Orta bölgede;

$\phi 10/150$  mm etriye seçilmiştir.

#### 5.4.5 Kirişlerin kesme güvenliği

K1 kirişinde kesme güvenliği;

Tasarıma esas yapının Amerikan yönetmeliklerine göre betonarme hesabı SAP2000 analiz programında ACI 318 yönetmeliği seçilerek yapılmıştır.

$$V_u = 327.6 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 124.43 \text{ kN} \quad (5.29)$$

Betonun kesme kapasitesi ( $V_c = 0$ ) olarak alınır. Bölüm 2 kiriş konstrüktif kurallarında bahsedildiği üzere kesme donatısı hesabı yapılacaktır. SAP2000 analiz programından alınan donatı alanları ise şu şekildedir;

Sıklaştırma bölgesinde;

Seçilen donatı  $\phi 10/100$ ;

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} = 504.4 \text{ kN} > 327.6 \text{ kN} \quad (5.30)$$

Orta bölgede ise;

Seçilen donatı  $\phi 10/150$ .

K2 kirişinde kesme güvenliği;

Tasarıma esas yapının Amerikan yönetmeliklerine göre betonarme hesabı SAP2000 analiz programında ACI 318 yönetmeliği seçilerek yapılmıştır.

$$V_u = 349.4 \text{ kN}$$

$$\phi \times V_c = 124.43 \text{ kN} \quad (5.31)$$

Betonun kesme kapasitesi ( $V_c = 0$ ) olarak alınır. Bölüm 2 kiriş konstrüktif kurallarında bahsedildiği üzere kesme donatısı hesabı yapılacaktır. SAP2000 analiz programından alınan donatı alanları ise şu şekildedir;

Sıklaştırma bölgesinde;

Seçilen donatı  $\phi 10/100$ ;

$$V_s = \frac{A_v \times f_{yt} \times d}{s} = 504.4 \text{ kN} > 349.4 \text{ kN} \quad (5.32)$$

Orta bölgede ise;

Seçilen donatı  $\phi 10/150$ .





## 6. SONUÇLAR

Yapılan tez çalışmasında Türk ve Amerikan yönetmelikleri içerikleri, getirdiği kurallar, hesap kabulleri, tasarım esasları ve izledikleri yönler bakımından incelenmiştir. Bu inceleme sonrasında aşağıdaki sonuçlar ortaya çıkmıştır. Bunlar;

Amerikan yönetmeliklerinde yapılan kabullerin ve verilen formüllerin sebebine dair açıklamaları ilgili bilginin verildiği yerin hemen yan tarafında bulmak mümkünken, Türk yönetmeliğinde sebeplere değinmeden sonucu vermektedir.

Türk yönetmeliği tez çalışmasının ikinci bölümünde detaylı bir şekilde değinildiği gibi yükler ve yük kombinasyonları konusunda daha büyük yüklerle çalışılmasına sebep olmaktadır.

Deprem yüklerinin hesabında kullanılacak toplam ağırlığın hesabında; DBYBHY’de ölü yükler ve hareketli yükün bir kısmının da alınmasına karşın, Amerikan yönetmeliklerinin sadece ölü yükün katkısını almasından ötürü, Türk yönetmeliklerine göre daha büyük bir deprem yükü bulunmaktadır. Örneğin tez kapsamında tasarımı yapılan yapıda Türk yönetmeliklerine göre deprem yüklerinin hesabında kullanılacak toplam ağırlık 490461 kN iken aynı yapının Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımında kullanılacak toplam ağırlık 464918.2 kN’dur.

Periyodun bağlı olduğu iki parametre vardır. Bunlardan birincisi kütle ve diğeri ise rijitliktir. Kütle değerinin daha büyük olması neticesinde Amerikan yönetmeliğine göre tasarımda periyot daha küçük çıkmalıdır; fakat aynı taşıyıcı sistem dahi kullanılmasına karşın Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımda kiriş rijitliklerinin çatlamış kiriş olarak düşünülerek azaltılması sebebiyle, rijitlik düşmekte ve daha büyük bir periyot değeri bulunmaktadır. Türk yönetmeliklerine göre yapının 1. doğal titreşim periyodu 2 sn iken Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımda bulunan periyot değeri 2.4 sn’dir.

Yüksek yapılarda periyodun büyük çıkmasından ötürü spektrumun verdiği  $S(T)$  değeri küçülmekte, bu da deprem yüklerini azaltmaktadır. Bu hususta yönetmelikler periyodu kısıtlamıştır. Türk yönetmeliğinin periyot sınırı Amerikan yönetmeliğinin

koyduğu periyot sınırından daha büyüktür. Örneğin 20 katlı bir yapıda Türk yönetmeliklerine göre tasarımda, periyot 2.0 sn ile sınırlandırılırken; beşinci bölümde hesaplandığı üzere Amerikan yönetmeliklerinin böyle bir yapı için öngördüğü periyot yaklaşık olarak 1.78 sn'dir. Dolayısıyla Türk yönetmeliklerinde daha büyük bir periyot değeri ile çalışılmaktadır. Daha büyük periyot daha küçük deprem kuvveti vereceği için daha güvensiz tarafta kalınmaktadır.

Ayrıca Amerikan yönetmeliği deprenselliğin yüksek olduğu ( $S_1 \geq 0.6g$ ) durumda taban kesme kuvvetine ilave bir sınır daha koyuyor.

$$C_S = 0.5 \times s_1 \times I_e / R \quad (6.1)$$

Bu sınır Türk yönetmeliğinde yer almıyor. Türk yönetmeliğinde getirilen taban kesme kuvveti alt sınırı olan;

$$V_t \geq 0.1 \times A_o \times I \times W \quad (6.2)$$

değeri Amerikan yönetmeliklerindeki;

$$C_S W = 0.044 S_{DS} I_e W \geq 0.01 W \quad (6.3)$$

denkleminin karşılığıdır; fakat denklem (6.1) tez kapsamında incelenen yapı için oldukça yüksek bir değer vermektedir. Söz konusu yapı gibi deprenselliğin yüksek ve periyodu da bir okadar yüksek olan yapıda bu durumun ortaya çıkması halinde ASCE7-10 Türk yönetmeliğine göre hesaplanan taban kesme kuvvetinden çok daha büyük bir taban kesme kuvveti dikkate alıyor.

Taban kesme kuvvetinin büyük olması neticesinde ise yapıda meydana gelen görelî kat ötelemeleri artmaktadır. Örneğin Türk yönetmeliklerine göre tasarımda bulunan maksimum görelî kat ötelemesi 0.006 bulunurken, Amerikan yönetmeliklerine göre tasarımda bu değer 0.011 değerine yükseliyor.

Yapının deformasyonlarındaki bu artış iç kuvvetlere de yansıyor. Örneğin 4. ve 5. bölümlerde betonarme hesabı her iki yönetmeliğe göre de yapılan S1 kolonu Türk yönetmeliklerine göre minimum donatı gerektirirken, Amerikan yönetmeliklerine göre hesapta bu kolonda %1'den daha fazla bir donatıya gereksinim duyulmuştur.

İki ÷lke yönetmeliklerine dair konstr÷ktif kurallara da yine tezin 2. bl÷m÷nde değinilmiştir. Betonarme hesap esaslarının birbirine oldukça yakın olmasına karşın kiriş minimum donatı hesabında Amerikan yönetmelikleri T÷rk yönetmeliğinin dikkate aldığından daha b÷y÷k bir donatı alanı kullanmaktadır.

Amerikan yönetmeliklerinde depremin d÷şey etkisi de dikkate alınmaktadır. DBYBHY’de ise deprem y÷klerinin sadece yatay dağılımları söz konusudur. ASCE7-10’un verdiği kombinasyonlarda gr÷lmektedir ki deprem tesirlerinin bulunduğu ve l÷ y÷k katsayısının 1.2 olduğu kombinasyonlarda d÷şey y÷k÷ yapı ağırlığı doğrultusunda, l÷ y÷k÷n 0.9 katsayısı ile dahil olduğu kombinasyonlarda ise yapı ağırlığını hafifletici doğrultuda d÷şey deprem y÷kleri de dikkate alınmaktadır.

Dayanım hususunda da tez çalışmasının 2. bl÷m÷nde değinildiği gibi T÷rk yönetmelikleri beton ve elik için değeri sabit bir katsayı kullanarak dayanım azaltması yaparken, Amerikan yönetmelikleri dayanım azaltmasını yapının çalışma prensibi, s÷nekliği ve yapı için önemi gibi hususları da göz n÷ne alarak zaman zaman değeri farklılık gösteren  $\phi$  katsayılarını kullanarak yapmaktadır.



## KAYNAKLAR

- ACI 318-08**, (2008). Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary , ACI Committee, USA.
- ASCE7-10**, (2010). Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures, American Society of Civil Engineers, USA.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, (1998). Betonarme Yapılar, Sema Matbaacılık, İstanbul.
- Celep, Z. ve Kumbasar, N.**, (2000). Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.
- SAP2000**, (2009). Concrete Frame Design Manual, Berkeley, California, USA.
- DBYBHY**, (2007). Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik,
- Ghosh, S.K. ve Shen, Q.** (2008). Seismic and Wind Design of Concrete Buildings, *International Code council, USA.*
- Ghosh, S.K. ve Kim, J. ve Shad, F.H.** (2009). Seismic Design Using Structural Dynamics, *International Code council, USA.*
- Ersoy, C. ve Özcebe, G.**, (2001). Betonarme Temel ilkeler TS 500- 2000 ve Türk Deprem Yönetmeliğine (1998) Göre Hesap, Evrim Yayınevi, İstanbul.
- TS 498**, (1997). Yapı Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yüklerin Hesap Değerleri, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.
- TS 500**, (2000). Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kurulları, *Türk Standartları enstitüsü*, Ankara.



## ÖZGEÇMİŞ



**Ad Soyad:** Adil Can SUBAŞI  
**Doğum Yeri ve Tarihi:** Çorum, 1986  
**E-Posta:** adilcansubasi@gmail.com  
**Lisans:** İstanbul Teknik Üniversitesi (2006-2009)  
**Mesleki Deneyim ve Ödüller:**  
Su Yapı Mühendislik ve Müşavirlik Aş.