İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR YAPININ DEPREM GÜVENLİĞİ VE GÜÇLENDİRİLMESİ İLE BİRİNCİ TİTREŞİM PERİYODUNA BÖLME DUVARI VE PERDE MESNED KOŞULLARININ ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Nurettin Hasan YEL

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

MAYIS 2002

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

MEVCUT BİR YAPININ DEPREM GÜVENLİĞİ VE GÜÇLENDİRİLMESİ İLE BİRİNCİ TİTREŞİM PERİYODUNA BÖLME DUVARI VE PERDE MESNED KOŞULLARININ ETKİSİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Nurettin Hasan YEL
(501981008)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 13 Mayıs 2002
Tezin Savunulduğu Tarih : 30 Mayıs 2002

Tez Danışmanı : Prof.Dr. H. Faruk KARADOĞAN
Diğer Jüri Üyeleri Prof.Dr. Sumru PALA
Prof.Dr. Özal YÜZÜGÜLLÜ (B.Ü.)

MAYIS 2002

ÖNSÖZ

Yüksek lisans tezi olarak hazırlanan bu çalışmada, İstanbul'da bulunan mevcut bir betonarme binanın deprem güvenliğinin tespit edilmesi ve bu tespit yapılırken bölme duvarlarının yapının birinci titreşim periyotlarına etkisi incelenmiş, daha sonra ilave edilen güçlendirme perdelerinin mesnetlenme koşullarının yapının titreşim karakteristikleri üzerindeki etkisinin ne olduğu irdelenmiştir**.**

Bu çalışmayı yaparken engin tecrübelerinden yararlandığım gerek lisans gerekse yüksek lisans eğitimim boyunca bana yakın ilgisini eksik etmeyen değerli hocam Prof. Dr. Faruk KARADOĞAN' a, Yapı ve Deprem Laboratuarı görevlilerine, tüm yaşamım ve eğitimim hayatım boyunca her konuda desteklerini gördüğüm aileme ve tez çalışmam boyunca benden hiçbir konuda desteğini esirgemeyen sevgili eşime teşekkürü bir borç bilirim.

Mayıs 2002

Nurettin Hasan YEL

İnşaat Mühendisi

TABLO LİSTESİ

		Sayfa No
Tablo 5.1.1	MD01, MD02A, MD02B Modellerine ait periyotlar ve taban kesme kuvvetleri	20
Tablo 5.1.2-a	MD01-S5/S21/S24 Kolonlarına ait Y doğrultusu normalize edilmiş 1.mod şekli	20
Tablo 5.1.2-b	MD02A-S5/S21/S24 Kolonlarına ait Y doğrultusu normalize edilmiş 1.mod şekli	21
Tablo 5.1.2-c	MD02B-S5/S21/S24 Kolonlarına ait Y doğrultusu normalize edilmiş 1.mod şekli	21
Tablo 5.1.3	S24 Kolonuna Ait Y Yönü Depreminden Oluşan Kesme Kuvvetleri	23
Tablo 5.1.4	S24 Kolonuna ait göreli kolon ötelemeleri	24
Tablo 5.1.5	S5 Kolonuna ait göreli kolon ötelemeleri	24
Tablo 5.1.6	S21 Kolonuna ait göreli kolon ötelemeleri	24
Tablo 5.3.1	Tuğla ve tuğla duvara ait değerler	32
Tablo 5.3.2-a	Katlarda yeralan mevcut bölme duvarları	34
Tablo 5.3.2-b	Her iki doğrultudaki mevcut bölme duvar uzunlukları ve enkesit alanları	34
Tablo 5.3.3-a	X doğrultusu için 1.doğal periyotlar ve taban kesme kuvvetleri	35
Tablo 5.3.3-b	Y doğrultusu için 1.doğal periyotlar ve taban kesme kuvvetleri	35
Tablo 5.3.4	Duvar elastisite modüllerinin yapı periyotlarına etkisi	40
Tablo 5.3.5	Serbest titreşim periyotlarının karşılaştırılması	40
Tablo 5.3.6	Deprem yükü katsayılarının karşılaştırılması	41
Tablo 5.4.1.1	X yönü depreminden oluşan göreli kat ötelemeleri (% 5 eksantirisite)	43
Tablo 5.4.1.2	Y yönü depreminden oluşan göreli kat ötelemeleri (% 5 eksantirisite)	43
Tablo 5.4.2.1	MD02A modeli için X doğrultusundaki ikinci mertebe etkilerinin kontrolü	45
Tablo 5.4.2.2	MD02A modeli için Y doğrultusundaki ikinci mertebe etkilerinin kontrolü	45
Tablo 5.4.2.3	MD02B modeli için X doğrultusundaki ikinci mertebe etkilerinin kontrolü	46
Tablo 5.4.2.4	MD02B modeli için Y doğrultusundaki ikinci mertebe etkilerinin kontrolü	46
Tablo 5.4.3.1	X Yönü burulma düzensizliği katsayıları	47
Tablo 5.4.3.2	Y Yönü burulma düzensizliği katsayıları	50
Tablo 5.5.1	Eşdeğer deprem yükü katsayıları	54

Tablo 5.5.2	X doğrultusu, toplam taban kesme kuvvetleri ve toplam devirme momentleri	54
Tablo 5.5.3	Y doğrultusu, toplam taban kesme kuvvetleri ve toplam devirme momentleri	54
Tablo 5.5.4	β katsayılarının karşılaştırılması	55
Tablo 5.5.1.1	İç kuvvet değerlerinin karşılaştırılması	56
Tablo 5.6.5.1	MD02A modeline ait eksenel kuvvet taşıma kapasitesi oranları	62
Tablo 5.6.5.2	Karşılaştırmalı eksenel kuvvet taşıma kapasitesi oranları	63
Tablo 6.2.1	Perdelerin karşılamaları gereken kuvvetler	72
Tablo 6.2.2-a	Güçlendirilen binada X yönü perdelerinin yerleri	72
Tablo 6.2.2-b	Güçlendirilen binada Y yönü perdelerinin yerleri	73
Tablo 6.3.1	Perdelerin çubuk eleman olarak tariflendiği modellere ait periyot değerleri ve deprem yükü katsayıları	77
Tablo 6.3.2	Perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellere ait periyot değerleri ve deprem yükü katsayıları	78
Tablo 6.3.3	Modal Analiz sonucunda bulunan , X ve Y doğrultusuna ait taban kesme kuvvetleri ve devirme momentleri (Perdelerin çubuk eleman olarak tariflendiği modellere ait)	79
Tablo 6.3.4	Modal Analiz sonucunda bulunan , X ve Y doğrultusuna ait taban kesme kuvvetleri ve devirme momentleri (Perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellere ait)	80
Tablo 6.3.5	X yönü deprem etkisinden doğan kesme kuvvetlerinin ve devrilme momentlerinin kolonlara ve perdelere dağılımı	81
Tablo 6.3.6	Y yönü deprem etkisinden doğan kesme kuvvetlerinin ve devrilme momentlerinin kolonlara ve perdelere dağılımı	81
Tablo 6.3.7	Mevcut binada devrilme momentinin kolonlara dağılım yüzdeleri	82
Tablo 6.3.8	X yönü depreminden dolayı iç kuvvetlerdeki değişimler	83
Tablo 6.3.9	Y yönü depreminden dolayı iç kuvvetlerdeki değişimler	84
Tablo E.1	MD01 modeline ait kütle katılım oranları ve serbest titreşim periyotları	138
Tablo E.2	MD02A modeline ait kütle katılım oranları ve serbest titreşim periyotları	138
Tablo E.3	MD02B modeline ait kütle katılım oranları ve serbest titreşim periyotları	139
Tablo E.4	İlk 20 mod için serbest titreşim periyotlarının karşılaştırılması	139
Tablo E.5	MD01 modeline ait X yönü kat kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri	140
Tablo E.6	MD01 modeline ait Y yönü kat kesme kuvvetleri ve	140

	devrilme momentleri	
Tablo E.7	MD02A modeline ait X yönü kat kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri	140
Tablo E.8	MD02A modeline ait Y yönü kat kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri	141
Tablo E.9	MD02B modeline ait X yönü kat kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri	141
Tablo E.10	MD02B modeline ait Y yönü kat kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri	141
Tablo F.1	Mevcut sisteme ait kolon boyutları	143
Tablo F.2	Zemin kat kolonlarındaki mevcut donatılar ve donatı kesit alanları	144
Tablo F.3	MD02A (Ankastre mesnetlenme, Esnek diyafram) modeli zemin kat kolonları iç kuvvetleri	145
Tablo F.4	MD02B (Ankastre mesnetlenme, Esnek diyafram) modeli zemin kat kolonları iç kuvvetleri	146
Tablo F.5	MD02A modeli moment taşıma kapasitesi oranları (X yönü deprem etkisi, 1997 deprem yönetmeliği)	147
Tablo F.6	MD02A modeli moment taşıma kapasitesi oranları (Y yönü deprem etkisi, 1997 deprem yönetmeliği)	148
Tablo F.7	MD02A modeli moment taşıma kapasitesi oranları (X yönü deprem etkisi, 1975deprem yönetmeliği)	149
Tablo F.8	MD02A modeli moment taşıma kapasitesi oranları (Y yönü deprem etkisi, 1975deprem yönetmeliği)	150
Tablo F.9	MD02B modeli moment taşıma kapasitesi oranları (X yönü deprem etkisi, 1997 deprem yönetmeliği)	151
Tablo F.10	MD02B modeli moment taşıma kapasitesi oranları (Y yönü deprem etkisi, 1997 deprem yönetmeliği)	152
Tablo F.11	MD02B modeli moment taşıma kapasitesi oranları (X yönü deprem etkisi, 1975deprem yönetmeliği)	153
Tablo F.12	MD02B modeli moment taşıma kapasitesi oranları (Y yönü deprem etkisi, 1975deprem yönetmeliği)	154

ŞEKİL LİSTESİ

		Sayfa No
Şekil 2.1	Döşemelerin çapraz elemanlarla temsil edilmesi (Rijit diyafram kabulü)	6
Şekil 2.2	Döşemelerin çapraz elemanlarla temsil edilmesi (Esnek diyafram kabulü)	6
Şekil 2.3	Zeminin ve temelin matematik modelde temsil edilmesi	7
Şekil 4.1	III. Sınıf Zemine Ait Tasarım İvme Spektrumu, [2]	14
Şekil 4.2	Z3 Sınıfı Zemine Ait Tasarım İvme Spektrumu, [1]	15
Şekil 5.1	1.Doğal periyoda ait mod şekillerinin karşılaştırılması, (Y yönü)	22
Şekil 5.2	S24/S21/S5 Kolonlarına ait göreli kolon ötelemeleri oranları	25
Şekil 5.3	Mevcut bölme duvarlarının kat planındaki yerleşimi	33
Şekil 5.4	Çerçeve ve bölme duvarın temsili modeli	37
Şekil 5.5	Bölme duvarların matematik modelde temsil edilmesi	38
Şekil 5.6	MD02A [Ank.Temel, Esnek diyafram]'ya ait göreli kat yerdeğiştirmeleri	48
Şekil 5.7	MD02B [Elas. Ank.Temel, Esnek diyafram]'ya ait göreli kat yerdeğiştirmeleri	49
Şekil 5.8	Planda, MD02A [Ankastre Temel, Esnek diyafram] ve MD02B [Elastik Ankastre Temel,Esnek diyafram]' ye ait göreli kat yerdeğiştirmeleri	51
Şekil 5.9	Planda, MD01 [Ankastre Temel, Rijit diyafram]' e göreli ait kat yerdeğiştirmeleri	52
Şekil 5.10	S16 Kolonuna ait karşılıklı etki diyagramları	66
Şekil 5.11	S16 Kolonuna ait N-M_y karşılıklı etki diyagramı	67
Şekil 5.12	S16 Kolonuna ait sabit eksenel yük altındaki M_x-M_y karşılıklı etki diyagramı	67
Şekil 6.1	Ön boyutlamada hesaplanan yatay kuvvet ve etkime yeri	71
Şekil 6.2	İlave edilen perdelerin yerleşimi	74
Şekil 6.3	Perdelerin çubuk eleman olarak tanımlanması ve mesnetlenme koşulları	74
Şekil 6.4	Perdelerin kabuk eleman olarak tanımlanması ve mesnetlenme koşulları	76
Şekil 6.5	Perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellere ait Y yönü depreminden oluşan göreli yerdeğiştirmeler	86
Şekil 6.6	Perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellere ait X yönü depreminden oluşan göreli yerdeğiştirmeler	87
Şekil A.1	Temel kalıp planı	96
Şekil A.2	Bodrum kat kalıp planı	97
Şekil A.3	Zemin kat kalıp planı	98
Şekil A.4	Asma kat kalıp planı	99
Şekil A.5	Birinci kat kalıp planı	100

Şekil A.6	İkinci kat kalıp planı	101
Şekil A.7	Üçüncü kat kalıp planı	102
Şekil A.8	Dördüncü kat kalıp planı	103
Şekil A.9	Çatı katı kalıp planı	104
Şekil A.10	Sistem Kesitleri	105
Şekil A.11	Kolon yerleşim planı	106
Şekil B.1	Bodrum kat (+2.85 kotu) matematik modeli	108
Şekil B.2	Zemin kat (+5.93 kotu) matematik modeli	109
Şekil B.3	Asma kat (+8.83 kotu) matematik modeli	110
Şekil B.4	Normal kat (+11.73, +14.63, +17.53, +20.43 kotları) matematik modeli	111
Şekil B.5	Çatı katı (+23.33 kotu) matematik modeli	112
Şekil B.6	D Aksı matematik modeli (çıplak çerçeve)	113
Şekil B.7	D Aksı matematik modeli (Bölme duvarlarının gözönüne alındığı durum)	113
Şekil B.8	A ve B Aksları matematik modeli (çıplak çerçeve)	114
Şekil B.9	A ve B Aksları matematik modeli (Bölme duvarlarının gözönüne alındığı durum)	114
Şekil B.10	E ve F Aksları matematik modeli (çıplak çerçeve)	115
Şekil B.11	E ve F Aksları matematik modeli (Bölme duvarlarının gözönüne alındığı durum)	115
Şekil B.12	G Aksı matematik modeli (çıplak çerçeve)	116
Şekil B.13	G Aksı matematik modeli (Bölme duvarlarının gözönüne alındığı durum)	116
Şekil C.1	Bodrum kat kalıp planı (güçlendirilmiş durum)	118
Şekil C.2	Zemin kat kalıp planı (güçlendirilmiş durum)	119
Şekil C.3	Asma kat kalıp planı (güçlendirilmiş durum)	120
Şekil C.4	Birinci kat kalıp planı (güçlendirilmiş durum)	121
Şekil C.5	İkinci kat kalıp planı (güçlendirilmiş durum)	122
Şekil C.6	Üçüncü kat kalıp planı (güçlendirilmiş durum)	123
Şekil C.7	Dördüncü kat kalıp planı (güçlendirilmiş durum)	124
Şekil C.8	Çatı katı kalıp planı (güçlendirilmiş durum)	125
Şekil D.1	Bodrum kat (+2.85 kotu) matematik modeli (güçlendirilmiş durum)	127
Şekil D.2	Zemin kat (+5.93 kotu) matematik modeli (güçlendirilmiş durum)	128
Şekil D.3	Asma kat (+8.83 kotu) matematik modeli (güçlendirilmiş durum)	129
Şekil D.4	Birinci kat (+11.73 kotu) matematik modeli (güçlendirilmiş durum)	130
Şekil D.5	Normal kat (+11.73, +14.63, +17.53, +20.43 kotları) matematik modeli (güçlendirilmiş durum)	131
Şekil D.6	Çatı katı (+23.33 kotu) matematik modeli (güçlendirilmiş durum)	132
Şekil D.7	A ve B Aksları matematik modeli (perdeler kabuk eleman ile tarifli)	133
Şekil D.8	A ve B Aksları matematik modeli (perdeler çubuk eleman ile tarifli)	133
Şekil D.9	E ve F Aksları matematik modeli (perdeler kabuk eleman ile tarifli)	134

Şekil D.10	E ve F Aksları matematik modeli (perdeler çubuk eleman ile tarifli)	134
Şekil D.11	G Aksı matematik modeli (perdeler kabuk eleman ile tarifli)	135
Şekil D.12	G Aksı matematik modeli (perdeler çubuk eleman ile tarifli)	135
Şekil D.13	9 Aksı matematik modeli (perdeler kabuk eleman ile tarifli)	136
Şekil D.14	9 Aksı matematik modeli (perdeler çubuk eleman ile tarifli)	136

SEMBOL LİSTESİ

A	Duvarın yatay enkesit alanı
A (T)	Spektral ivme katsayısı
A_b	Boşluk alanları toplamı
A_B	Brüt kat alanı toplamı
A_c	Gövde kesiti beton alanı
A_{dx}, A_{dy}	Her katta bulunan ilgili doğrultulardaki toplam duvar enkesit alanları
ΣA_g	Herhangi bir katta gözönüne alınan deprem doğrultusuna paralel doğrultuda perde olarak çalışan taşıyıcı sistem elemanlarının enkesit alanları toplamı
A_o	Etkin yer ivmesi katsayısı
Ap	Kat alanı
A_s	Çekme donatısı kesit alanı
A_{sx}	Kolonun enkesitinde, x yönünde yeralan donatı kesit alanı
A_{sy}	Kolonun enkesitinde, y yönünde yeralan donatı kesit alanı
A_w	Bölme duvarları yatay kesit alanlarının ortalaması
b	İlgili kesitin b genişliği
b_w	Perdenin gövde kalınlığı
C	Deprem katsayısı
C_o	Deprem bölgesi katsayısı
C_t	Eşdeğer deprem Yükü Yönteminde birinci doğal titreşim periyodunun yaklaşık olarak belirlenmesinde kullanılan katsayı
d, t	Duvar kalınlığı
e	Duvar işçiliğinin kalitesi
E_c	Beton elastisite modülü
EF	Eksenel rijitlik
EI	Eğilme rijitliği
$E_{harç}$, E_j	Harcın elastisite modülü
$(EI)_{kr}$	Kirişin eğilme rijitliği
$(EI)_{perde}$	Perdenin eğilme rijitliği
E_s	Donatı çeliğinin elastisite modülü
$E_{tuğla}$, E_b	Tuğlanın elastisite modülü
$E_{td,}$ E_m	Duvarın elastisite modülü
e_x	X yönü ek dışmerkezliği
e_y	Y yönü ek dışmerkezliği
F, V_t	Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde gözönüne alınan deprem doğrultusunda binaya etkiyen toplam eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti)
f_{ck}	28 Günlük karakteristik beton silindir basınç dayanımı
f_{cm}	Tuğla duvarın basınç dayanımı
$f_{harç}$	Harcın basınç dayanımı
$f_{tuğla}$	Tuğlanın deliklerine dik doğrultudaki basınç dayanıma
f_{yk}	Boyuna donatı çeliğinin karakteristik akma dayanımı

g	Yerçekimi ivmesi (9.81 m / sn²)
G, G_{td}	Bölme duvarların kayma modülü
h	Duvar yüksekliği
H	Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliği
H_i, h_i	Binanın i' inci katının yüksekliği
I	Bina önem katsayısı
K	Yapı tipi katsayısı
K_v	Zemin düşey yatak katsayısı
l_w	Perdenin plandaki uzunluğu
$\Sigma\, l_w$	Perdenin plandaki toplam uzunluğu
L_x	X doğrultusundaki bölme duvarların toplam uzunluğu
L_y	Y doğrultusundaki bölme duvarların toplam uzunluğu
L_d	Bölme duvarın çapraz boyu
N_d	Yük katsayıları ile çarpılmış düşey yükler ve deprem yüklerinin ortak etkisi altında hesaplanan eksenel kuvvet
N_{dmax}	Yük katsayıları kullanılarak, sadece düşey yüklere göre veya düşey yükler ve deprem yüklerine göre hesaplanan eksenel basınç kuvvetlerinin en büyüğü
N_{max}	Kolonun brüt enkesit alanı ile taşıyabileceği eksenel basınç kuvveti
N_o	Kolon kesitinin donatı ile birlikte taşıyabileceği en büyük eksenel basınç kuvveti
$M_{x,y}$	X ve Y doğrultularında kesite etki eden eğilme momenti
$M_{x,r}$	X doğrultusunda kesitin mevcut donatı ile taşıyabileceği eğilme momenti
$M_{y,r}$	X doğrultusunda kesitin mevcut donatı ile taşıyabileceği eğilme momenti
R_a (T)	Deprem yükü azaltma katsayısı
S	Yapı dinamik katsayısı
S (T)	Spektrum katsayısı
T	Bina doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	Spektrum karakteristik periyotları
T_{1b}	Bölme duvarları dikkate alınmadığında hesaplanan birinci titreşim periyodu
T_{li}	Bölme duvarları dikkate alındığında hesaplanan birinci titreşim periyodu
T'_1	Bölme duvarlı ve bölme duvarsız durumda bulunan yapı periyotlarının ortalaması
T_o	Zemin hakim periyodu
V_i	i' inci katın toplam kesme kuvveti
V_{tB}	Mod Birleştirme Yönteminde, gözönüne alınan deprem doğrultusunda modlara ait katkıların birleştirilmesi ile bulunan bina toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
W	Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
w_j	Binanın j' inci katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
X^+	X yönünde katlara uygulanan + %5 ek dışmerkezlik hali
X^-	X yönünde katlara uygulanan - %5 ek dışmerkezlik hali
Y^+	Y yönünde katlara uygulanan + %5 ek dışmerkezlik hali
Y^-	Y yönünde katlara uygulanan - %5 ek dışmerkezlik hali

α	Eşdeğer sanal çubuğun genişliğini tarif etmek üzere kullanılan boyutsuz bir katsayı
δ	Tek bir tuğlanın yüksekliğinin üzerinde harç bulunan tuğlanın yüksekliğine oranı
δ_{yi}	Binanın i'inci katında y doğrultusundaki depremden oluşan yerdeğiştirme
δ_{yib}	Binanın i'inci katında y doğrultusundaki depremden oluşan normalize edilmiş yerdeğiştirme
$(\Delta_i)_{ort}$	Binanın i' inci katındaki ortalama göreli kat ötelemesi
Δ_x	Binanın i' inci katındaki x yönü depreminden oluşan göreli kat ötelemesi
Δ_y	Binanın i' inci katındaki y yönü depreminden oluşan göreli kat ötelemesi
β	Bölme duvarlarındaki boşlukların etkisini yansıtan katsayı
β	Mod Birleştirme Yöntemi ile hesaplanan büyüklüklerin alt sınırlarının belirlenmesi için kullanılan katsayı
η_{bi}	i' inci katta tanımlanan Burulma Düzensizliği Katsayısı
γ	Malzeme emniyet katsayısı
θ_i	i' inci katta tanımlanan İkinci Mertebe Gösterge Değeri

MEVCUT BİR YAPININ DEPREM GÜVENLİĞİ VE GÜÇLENDİRİLMESİ İLE BİRİNCİ TİTREŞİM PERİYODUNA BÖLME DUVARI VE PERDE MESNED KOŞULLARININ ETKİSİ

ÖZET

17 Ağustos 1999 İzmit Depremi ile 12 Kasım 1999 Düzce Depreminden sonra mevcut yapıların depreme karşı güvenliklerinin hangi düzeyde olduğunun bilinmesi, özellikle depremselliği yüksek olan bölgelerde daha çok önem kazanmıştır. İstanbul'daki mevcut bir betonarme yapının deprem güvenliğinin saptanması için ayrıntılı incelenmesine girişilmiş, mevcut kesit kapasiteleri ile çeşitli yükleme durumlarında ortaya çıkma olasılığı bulunan iç kuvvetler karşılaştırılarak güçlendirme gereği olup olmadığı sayısal olarak saptanmış, elde edilen bulgularla nasıl güçlendirilmesi gerektiği ve güçlendirmeyi etkileyecek bazı faktörlerin sonuçlara etkisi karşılaştırmalı olarak ele alınmıştır.

Bu amaçla seçilen binanın yapısal özellikleri şunlardır: Bina sekiz katlıdır ve 1971 yılında inşa edilmiştir, binada yatay deprem yükleri çerçeveler tarafından taşınmaktadır ve perde bulunmamaktadır, tek doğrultuda nervürlü döşeme sistemine sahip olan binanın, özellikle asma kat döşemesinde (+5.93m kotu) büyük bir boşluk mevcuttur, binanın planda simetrisi bulunmamaktadır ve çıkıntıları mevcuttur, düşey taşıyıcı sistem elemanlarının bazılarının plandaki asal eksenleri gözönüne alınan birbirine dik deprem doğrultularına paralel değildir, binanın bölme duvarlarının gevrek fabrika tuğlasından yapıldığı kabul edilmiştir, ön ve arka cephelerde bölme duvarları yoktur, ara akslarda yeralan bölme duvarlarında ise önemli ölçüde boşluklar mevcuttur ve kolondan kolona dolu olarak uzanan bölme duvarların sayısı azdır, yan cephelerde yeralan bölme duvarları ise boşluksuzdur, binanın zemini 1997 deprem yönetmeliğinde tanımlanmış olan Z3 tipi zemindir ve zemin düşey yatak katsayısının geoteknik rapordan 10000 kN/m³ alınabileceği anlaşılmaktadır. Bu zemin özellikleri yapılan hesaplamaların çeşitli aşamalarında mesnet koşulları belirlenirken gözönünde tutulmuştur.

Yapının üç boyutlu matematik modeli çeşitli icralar yapmak üzere şu özellikler dikkate alınarak hazırlanmıştır. Döşemelerin düzlem içi rijitlikleri, eksenel rijitliği yüksek eğilme rijitliği ise düşük çapraz elemanlarla tariflenmiş ve gerektiğinde kaldırılmıştır. Bölme duvarları eşdeğer sanal çapraz çubuk elemanlarla tanımlanmış ve boşluklu bölme duvarların etkisi ise tanımlanmış olan sanal çapraz çubukların eksenel rijitlikleri gerektiğinde azaltılarak kaldırılmıştır. Mevcut temel sistemi winkler zemini olarak kabul edilmiş ve yaylarla tariflenerek dikkate alınmışlar, gerektiğinde ise kaldırılmışlardır. Mevcut sisteme güçlendirme amacıyla yerleştirilen perdeler eksenlerinde kendi rijitlikleriyle temsil edilmiş, komşu kirişlerin perde içinde kalan bölümleri eğilme rijitliği teorik olarak sonsuz kabul edilen kiriş

parçalarıyla tariflenmiş ve başka bir seçenek olmak üzere karşılaştırmalarda perdelerin kabuk sonlu elemanlarla temsil edilmesi yoluna gidilmiştir. Yapının temelini tarif eden sınır koşulları gerektiğinde değiştirilebilecek şekilde modelde gözönünde bulundurulmuştur.

Yukarıda tariflenen modelden yararlanılarak mevcut sistemde düşey yükler ve yatay deprem yükleri altında çeşitli hesaplar ve karşılaştırmalar yapılmış ve gerekli görülen güçlendirme perdeleri için yapılan ön hesaptan sonra perdeler matematik modele dahil edilmiştir. Mevcut yapıda 1997 deprem yönetmeliğinin incelenmesini gerekli gördüğü planda düzensizlik durumları gözden geçirilmiş ve 1997 deprem yönetmeliğinin öngördüğü göreli yerdeğiştirme sınırları bakımından karşılaştırmalar yapılmıştır. Güçlendirme perdelerinin ilave edildiği durumda da yapının yeterli yanal ötelenme rijitliğine sahip olup olmadığını incelemek için göreli kat yerdeğiştirmeleri bakımından gerekli kontroller yapılmıştır. Bahsedilen karşılaştırmalar yapılırken düşey taşıyıcı sistemin mesnetlenme koşullarının yapının davranışına etkisi üzerinde durulmuş, mevcut sistemdeki bölme duvarlarının özellikle periyot ve dolayısıyla deprem yüklerinin yapıya aktarılmasındaki rolünün ne olduğu araştırılmış ve bölme duvarlı durum ile bölme duvarsız durum arasında meydana gelen değişimler incelenmiştir. Mevcut sistemde döşemede yeralan büyük boşluktan dolayı kat döşemesinin rijit diyafram olarak kabul edilmesi ile esnek diyafram olarak kabul edilmesi arasında bu bina için yapısal davranışta ne gibi değişikliklerin olduğu araştırılmıştır.

Döşemede bulunan büyük boşluğun yapının davranışına etkisini incelemek için rijit diyafram kabulü ile düzlem içi yerdeğiştirmeleri dikkate alan esnek diyafram kabulü yapılmıştır. Boşluk etkisinin incelenmesi sonucu, özellikle esnek diyafram kabulü yapıldığında, boşluğun olduğu yerlerdeki kolonların yerdeğiştirmelerinin arttığı, diğer kolonlarda ise yerdeğiştirmelerin daha küçük olduğu gözlenmiştir. Boşluktan dolayı döşemedeki düzlem içi şekil değiştirmelerinin sonucunda iç kuvvet değerlerinde rijit diyafram kabulünün yapıldığı duruma göre değişimler meydana gelmiş fakat bu bina için meydana gelen değişimlerin mertebe bakımından önemli olmadığı görülmüştür.

Zemin düşey yatak katsayısının düşük olmasından dolayı projedeki şekliyle aynen uygulandığı kabul edilen mevcut temel sistemi, yaylarla modellenmiş ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Karşılaştırmalar sonucunda, temelin ankastre kabul edildiği modellere göre yapının mod şeklinin değiştiği, periyodunun X yönü için % 15, Y yönü için % 32 arttığı ve buna bağlı olarak da etkiyen deprem kuvvetinin azaldığı, yerdeğiştirmelerin ise oldukça arttığı görülmüştür.

Yapının depremden dolayı oluşan yatay kuvvetlere karşı başlangıçtaki yatay rijitliğini arttırarak periyodun küçülmesine ve etkiyen deprem yükünün artmasına sebep olan bölme duvarlarının rijitlik ve kütle etkisi gözönüne alınmış ve yapılan karşılaştırmalar sonucunda yapının birinci titreşim moduna ait periyodunun kısaldığı ve eşdeğer deprem yükünün çıplak yapıya göre ortalama %7.4 arttığı gözlenmiştir. Standart bir üretimi olmayan bölme duvarlarının yatay rijitliğe katkıları da önemli ölçüde farklılıklar gösterebilmektedir. Bölme duvarlarının dayanımlarını hesaplamak için deneysel sonuçlardan elde edilen bilgiler ışığında ortaya konulan bağıntılar çok farklı değerler vermektedir. Bu değerlerle hesaplanan elastisite modülü değerleri de farklı olmaktadır. Bundan dolayı farklı duvar elastisite modüllerinin yapının periyodu üzerindeki etkisi incelenmiş ve mertebe bakımından çok önemli farklar

sergilemediği görülmüştür. Boşluklu bölme duvarlarının yapının titreşim karakteristikleri üzerinde beklenildiği gibi etkisinin çok fazla olmadığı, ötelenme rijitliğine katkısının ise bu bina için ihmal edilebilecek düzeyde olduğu görülmüştür. Yaklaşık bağıntılarla yapılan periyot hesaplarıyla tarif edilen deprem yüklerinin ise matematik modelde bölme duvarlarının gözönüne alındığı durumla en fazla %20 farkettiği görülmüştür.

1975 ve 1997 deprem yönetmeliklerine göre elde edilen yatay yüklerden ve düşey yüklerden dolayı oluşan iç kuvvetlerle, ilgili kesitler için yapılan kapasite hesaplarının karşılaştırılmasından zemin kat kolonlarının çoğunlukla eksenel kuvvet ve moment taşıma kapasiteleri bakımından yetersiz kaldığı görülmüştür. Kesit kapasite hesapları yapılırken üç farklı yönteme başvurulmuştur. Yaklaşık bağıntılardan Çakıroğlu-Özer formüllerinde; kesit kapasitesi hesapları yapılırken bazı durumlarda bu bağıntıların geçerli olduğu bölgenin dışına çıkıldığı görülmektedir. Japonya'da deprem güvenliğini saptama çalışmalarında kullanılan yaklaşık bağıntılar tek eksenli eğilme hali için geçerlidir. Kullanılan diğer yöntem ise kesitte yeralan donatıların koordinatlarıyla girildiği Biaxial adlı bir bilgisayar programıdır. Yapılan karşılaştırmalar sonucunda yukarıda ifade edilen koşullar gözönünde bulundurularak hesaplanan kapasite değerlerinin birbirine yakın çıktığı ve birbirini doğruladığı görülmüştür. Ayrıca binada burulma düzensizliğinin var olmasından ve göreli kat yerdeğiştirmelerinin, özellikle binanın orta katlarında, 1997 deprem yönetmeliğine göre istenen sınır koşulları sağlamadığı ve güçlendirilmesi gerektiği kanaatine varılmıştır.

Mevcut sistemin depreme davranışının iyileştirilmesi amacıyla perdeler ilave edilmiş ve gerekli kolonlarda mantolama yapılmıştır. Birbirinden çok farklı yapı davranışlarını yakalamak üzere tam olarak gerçekleşmesi mümkün olmayan mafsallı ve ankastre mesnetlenme koşulları ile daha gerçekçi olduğu düşünülen elastik ankastre mesnet durumları gözönüne alınarak karşılaştırmalar yapılmıştır. Perdelerin temelinde daha çok dönmeye ve çökmeye izin verildiğinde yapının periyodu uzamış ve buna bağlı olarak etkiyen deprem kuvvetleri azalmıştır. Perdelere gelen taban momentleri ve kesme kuvvetleri azalmış fakat taşıyıcı sistemin eksenel kuvvet çifti ile karşılayacağı moment değeri artmıştır. Bu durumda, düşey taşıyıcı sistemin depremden dolayı taşıyacağı eksenel kuvvet değerleri arttığı için gerekli kontroller yapılmalıdır. Perdelerin mesnet koşullarının değiştirilmesiyle, özellikle zeminin durumunu gerçeğe yakın bir şekilde yansıtan elastik ankastre mesnetlenme durumunda gerekli perde temel alanı küçültülerek ekonomik olan çözümlere gidilebilir. Yerdeğiştirmelerin incelenmesi sonucu bütün mesnetlenme koşulları için 1997 deprem yönetmeliğinin istediği sınır koşulların da sağlandığı görülmektedir.

ASSESMENT AND STRENGTHENING OF AN EXISTING STRUCTURE AND FUNDEMENTAL PERIOD AFFECTED BY PARTIONING WALLS AND DIFFERENT BOUNDARY CONDITIONS OF ADDED SHEAR WALLS

SUMMARY

August 17 Izmit Earthquake and November 12, 1999 Düzce Earthquakes caused serious damage in Marmara region where Istanbul, Izmit, Adapazarı, Yalova, Düzce are located. Repair and strengthening works on existing buildings in seismic zones have begun extensively, afterwards.

In the regions of high seismicity such as Marmara region, pre-earthquake assessment of seismic strength of reinforced concrete buildings is a must for being sure that they will sustain successfully, especially without developing collapse mechanisms, during an earthquake expected in near future.

The building examined herein in detail was constructed in 1971, so it wasn't designed using either the Turkish aseismic code of 1975 or the Turkish aseismic code of 1997. The building is a reinforced concrete structure with eight storeys which consist of one basement, a ground storey, a mezzanine and five storeys. Storey heights are 2.85m, 3,08m and 2.90m*6, respectively. Structural system comprises of columns, beams, one way waffle slabs consisting of 10 cm x 37 cm ribs at 50 cm interval spanning in transverse direction and continuous foundations and individual footings connected with tie beams. Concrete strength is obtained by Schmidt hammer test, extracting cylindrical specimens at several locations and testing in the Structural Materials Laboratory of ITU Civil Engineering Faculty. It can be accepted that the concrete strength is around 10.20 Mpa. The geotechnical characteristics of site are determined based on geological, field and soil surveys carried out by Geotechnic Department of ITU Civil Engineering Faculty. According to the results achieved at the end of this investigation: Local soil class has choosen as Z3, the maximum ground acceleration has been taken as 0.30 g and the subsoil coefficient in vertical direction has been obtained as 10000 kN/m³.

In the mathematical model of this building, the inplane rigidity of floors are represented by diagonal strut elements which have nearly infinite axial rigidity and small out of plane bending rigidity. Doing that it become easy to simulate the existence of big voids in the slabs. Vertical loads are distributed on beams and masses are lumped at columns joints.

In this study an assessment has been carried out first for this existing building in Istanbul where a severe earthquake is expected in near future. The Turkish aseismic codes of 1975 and 1997 have been referred for this purpose. The big opening at the level of +5.93, partioning walls, irregularities of building in plan, soil flexibility, different types of modeling of shear wall and support conditions of added shear walls

were all selected as the main parameters of this investigation. Some of their results achieved are summarized below.

Effect of big slab openings in plan

In order to investigate the effect of large size openings at the level of +5.93 which reduces the natural ability of the diaphragm to transfer the inertia forces and may cause failure, two mathematical models were prepared by using SAP2000® which has been employed in these analyses. In the first model called MD01, all slabs were taken in to account as a rigid diaphragm, so effect of all openings was omitted .In the second model called MD02A, all openings were taken into account in dynamic analysis and all slabs were considered as a elastic diaphragm. Fundamental periods in two directions, base shear forces and overturning moments obtained at the end of analyses are shown in Table1. It is easy to observe from Table 1 that the differences are at the order of negligence.

Table 1. Fundamental periods, base shear forces and overturning moments

Model	T_x (sn)	T_y (sn)	V_{TX} (kN)	M_{TVX} (kNm)	V_{TX} (kN)	M_{TVX} (kNm)
MD01	0,9480	1,4639	3437,259	53804,129	2459,712	37796,82
MD02A	0,9592	1,4646	3353,489	52551,23	2453,028	37709,56

On the other hand the column S24 which is located near by the big openings has experienced bigger displacements as it is expected at the mezzanine level, [See Fig # 1] depending on the inplane flexibility of diaphragms.

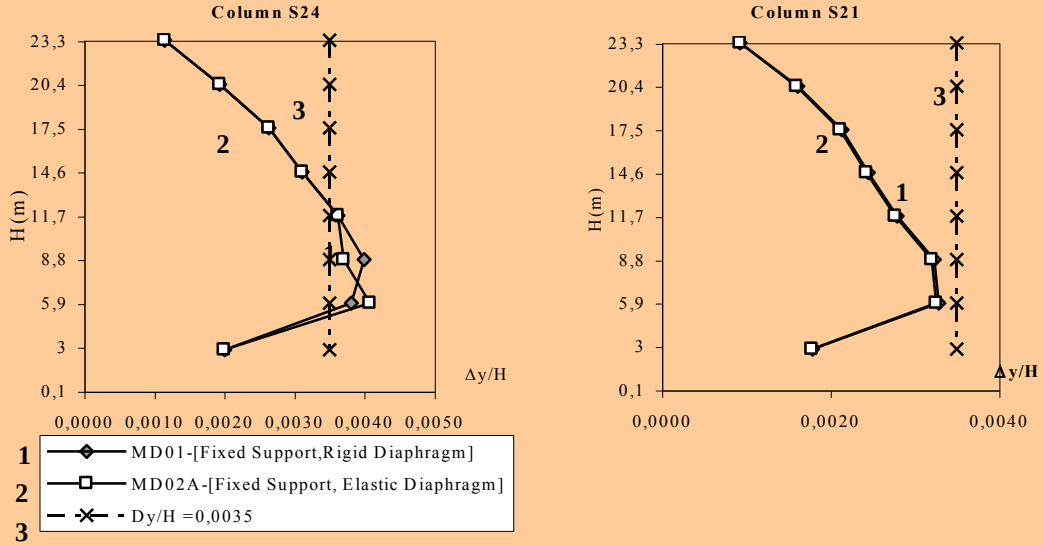


Figure 1. Column drifts of S24/S21

Effect of support conditions

The seismic motion that reaches to the foundation of a structure on the surface of the ground is influenced by the local soil conditions and also support conditions

influence the behavior of the whole structure during an earthquake. Two mathematical models were prepared according to SAP2000® program. In the first model called MD02A; all columns have been accepted as fixed supports, in the second model called MD02B; all columns have been accepted as elastically fixed supports. After having completed necessary analyses, the fundamental periods in two directions, base shear forces and overturning moments were compared in Table2.

Table 2. Fundamental periods, base shear forces and overturning moments

Model	T_x (sn)	T_y (sn)	V_{TX} (kN)	M_{TVX} (kNm)	V_{TX} (kN)	M_{TVX} (kNm)
MD02A	0,9592	1,4646	3353,489	52551,23	2453,028	37709,56
MD02B **	1,1013	1,932	2820,710	43562,58	2053,097	30957,57
Differences %	**+ 14,80**	**+ 31,90**	**- 15,88**	**- 17,10**	**- 16,30**	**- 17,90**

If Table 2. is examined, considerable amount of changes on the quantities tabulated are observed

Effect of partioning wall

Partioning walls increase the lateral rigidity of the building at the beginning of an earthquake and change the behavior of the structures, so masonry infill walls are represented in mathematical model by diagonal strut elements which have the similar lateral stiffness and strength of existing walls. The following formulae have been used to define the equivalent axial rigidity of the walls. After having completed the analyses, the results given in Table #3 are achieved.

$$\left(\frac{EA}{d}\right)_{eq} = 0.1 \cdot E_m \cdot t \quad \textbf{(1.1)} \quad \text{or} \quad EF_{eq} = E \cdot t \cdot L_d \cdot \alpha \cdot \beta \quad \textbf{(1.2)}$$

Table 3. Fundamental periods of all mathematical models

Model	**Bare Structure**			**Not included the walls have openings**			**included all partioning walls**		
period (sn)	**MD01**	**MD02A**	**MD02B****	**MD03A**	**MD03B**	**MD03C****	**MD03A**	**MD03B**	**MD03C****
T_{1x}	0,9480	0,9592	1,1013	0,8752	0,8754	1,0321	0,8654	0,8655	1,0241
T_{1y}	1,4639	1,4646	1,9320	1,3917	1,3922	1,8673	1,3901	1,3906	1,8596
T'_{1x}	Periods calculated with formulas [5.6] and [5.5] in Euro Code 8			0,755	0,762	0,846	0,729	0,736	0,816
T'_{1y}				1,261	1,261	1,566	1,157	1,158	1,426

When the Table 3 is examined, natural periods of buildings with partioning walls is smaller than the corresponding periods calculated for bare structure, because the lateral rigidity of partioning walls have more contribution to the Vibrational characteristics than their mass. On the other hand the openings in the partioning walls have minimal effect on the periods in this building, so they can be omitted in modeling and calculations.

Check on irregularities and column capacities

The building has considerable amount of torsional irregularity. The coefficients connected to the torsional vulnerability calculated depending on model MD01 and MD02A are bigger than 1.20 which is the comparable eccentricity coefficient given by The Turkish aseismic code of 1997. It has irregularity due to reentrant corners and diaphragm discontinuity. Relative storey displacements are higher than the allowable values given in the aseismic code of 1997 for the intermediate storeys of the building, so this means that lateral stiffness of this building is insufficient against lateral forces.

In order to check the existing column capacities in the ground storey, three methods have been used. The first one is referred a group of approximate formulae by Çakıroğlu A., Özer, E. , the second one is another group of approximate formulae used widely in the assessment works of Japan and the third method referred is, a program called Biaxial. At the end of this comparative work, it is found out that the building needs strengthening according to the aseismic codes of 1975 and 1997, because mostly columns have insufficient bearing axial load capacity and bearing bending moment capacity, therefore new shear walls were added and were enlarged the concrete cross sectional area of columns.

Modeling of shear wall and support conditions of added shear walls in strengthened buildings

Support conditions of the lateral load bearing vertical elements are important in the strengthened buildings. Some problems may appear to build the large new foundation to fix the shear walls. The proposed solutions may not be economic or insufficient room for them may be encountered. And it should not be forgotten that added shear walls decrease the fundamental periods of structure, which means that higher earthquake redesign forces will be worked with. So support conditions of new added shear walls should be reviewed.

Added shear walls in the mathematical models were defined in two ways. One dimensional beam elements with both flexural and shear rigidities are employed for the first model and in the second one shell elements used. Four different combinations of support conditions for columns and added shear walls were defined, see the second and third columns of Table 4,5. The results tabulated in Table 4,5 are achieved at the end of analyses.

Table 4. The results for models in which shear walls were defined as frame element.

Shear wall defined as the first way			X			Y		
Model	Support Condition		Period (sn)	Base Shear (kN)	Overturning moment (kNm)	Period (sn)	Base Shear (kN)	Overturning moment (kNm)
	Column	Shear Wall						
GD01A	Fixed	Fixed	0,414	3497,61	57702,99	0,570	3480,69	57859,34
GD01B*	Fixed	Elastically	0,706	3032,27	51367,61	0,825	2907,52	47781,45
GD01C	Fixed	Hinged	0,746	2852,75	44216,81	0,877	2759,93	42807,78
GD01D*	Elastically F.	Elastically F.	0,747	2793,49	43125,32	0,875	2697,23	41704,76
GD01E**	Elastically F.	Elastically F.	0,933	2973,94	46076,02	1,382	2208,84	33701,92

Table 5 The results for models in which shear walls were defined as shell element.

Shear wall defined as the second way			X			Y		
Model	Support Condition		Period (sn)	Base Shear (kN)	Overturning moment (kNm)	Period (sn)	Base Shear (kN)	Overturning moment (kNm)
	Column	Shear Wall						
GD02A	Fixed	Fixed	0,415	3325,82	54540,97	0,580	3511,83	58277,54
GD02B*	Fixed	Elastically	0,736	2950,34	45296,39	0,853	2855,29	44540,27
GD02C	Fixed	Hinged	0,774	2829,12	43858,09	0,893	2727,22	42272,88
GD02D*	Elastically F.	Elastically F.	0,786	2771,04	42790,87	0,928	2684,82	41348,34
GD02E**	Elastically F.	Elastically F.	0,944	2928,18	45363,20	1,540	2041,83	30959,38

If the results in the Table 4 and Table 5 are examined, it will be observed that fundamental periods of buildings are increased by changing the support conditions from fixed to hinged. Base shears and overturning moments are decreased depending on the increment in the fundamental periods. Storey drifts for all models are smaller than the allowable values given in the Turkish aseismic code of 1997 for all storeys of the building so this means that lateral stiffness of this building is sufficiently high against lateral forces.

* : Elastically Fixed Support against rotation
** : Elastically Fixed Support against rotation and collapse

1. GİRİŞ

17 Ağustos 1999 Kocaeli ve 12 Kasım 1999 Düzce Depremleri sonrasında Marmara Bölgesi illerinin büyük çoğunluğu depremden etkilenmiştir. Depremlerin nüfus ve sanayi yapılarının yoğunluğunun çok fazla olduğu bir bölgede meydana gelmesi sonucunda deprem ve depreme karşı alınması gereken önlemler konusu sürekli bir şekilde kamuoyunun gündeminde tutularak kamuoyunun bilinçlenmesi ve gerekli önlemleri almaya yönelmesi sağlanmaya çalışılmıştır.

Son iki depremin büyük ölçüde hissedildiği ve bazı bölgelerde ağır hasarların oluştuğu İstanbul'da, beklenen olası bir depremden dolayı mevcut binaların depreme karşı dayanıklı hale getirilmesi çalışmaları yoğunlaşmıştır. Bu çerçevede 1975 ve 1997 Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik' e, [1, 2], göre mevcut binalarını durumlarının tespiti sonuçlarına göre onarım ve güçlendirme projeleri uygulanmaya başlanmıştır.

Onarım ve güçlendirme projeleri yapılırken genellikle mevcut yapı sisteminde yeralan bölme duvarları ile düşey taşıyıcı sistemlerin mesnetlenme koşulları üzerinde dikkatli bir inceleme yapılmamaktadır. Bunların yapının dinamik davranışına nasıl etkidiğinin hesaplarda dikkate alınmaması sonucu yapılacak olan herhangi bir onarım ve güçlendirme çalışması, yapının depreme karşı güvenlik düzeyini hesaplarda öngörüldüğü şekilde arttırmayacağı gibi olası bir depremde ek zorlamalara ve bunun sonucunda da hasarlara yol açabilecektir.

İstanbul'da bulunan ve banka şubesi olarak faaliyet gösteren betonarme bir binanın da bu çerçevede mevcut durumu tespit edilmiş ve çıkan sonuçlara göre onarım ve güçlendirme projelerinin hazırlanmasına karar verilmiştir.

1.1. Çalışmanın Amacı

Bu çalışmanın amacı, Türkiye İş Bankası Aksaray Şubesi Binası'nın mevcut durumunun değerlendirilmesi, bu değerlendirme sonrasında binanın düzensizliklerinin yapının dinamik davranışını nasıl etkilediğinin araştırılması, güçlendirme sonrası yapının dinamik davranışının belirlenmesi ve güçlendirme perdelerinin mesnetlenme koşullarındaki farklı kabullerin yapının dinamik davranışına, iç kuvvet değerlerine ve temel hesabında ve imalatında ortaya çıkardığı değişimlerin incelenmesidir.

Böylece,

- Güçlendirme öncesi mevcut yapının dinamik davranışı belirlenerek, güçlendirme sonrası nasıl bir değişiklik olduğu tespitinin yapılması
- Mevcut yapıda yeralan bölme duvarlarının yapının dinamik davranışına olan etkisinin incelenmesi
- Güçlendirme öncesi binada ne gibi yetersizliklerin olduğunun tespit edilmesi ve güçlendirme sonrası yerdeğiştirmelerin son durumunun incelenmesi
- Binada güçlendirme sonrası ilave edilen perde duvar elemanların mesnetlenme koşullarındaki farklılıkların binada meydana getirdiği etkilerin incelenmesi ve perdelerin mesnetlenme şekline karar verilmesi

amaçlanmaktadır.

2. SEÇİLEN YAPI SİSTEMİ

Türkiye İş Bankası Aksaray Şubesi Binası 1 Bodrum Kat, Zemin Kat, Asma Kat, Çekme Kat ve 4 Normal Kattan oluşmaktadır. Binanın taşıyıcı sistemi kiriş ve kolonlardan oluşan çerçeve sistemdir. Döşeme sistemi nervürlü döşemedir.Yapının boyutlandırması ve inşaatın bitim tarihi 1971 yılıdır.

2.1. Bina Bilgileri

Kat Adedi: 8 (1Bodrum Kat,Zemin Kat,Asma Kat,Çekme Kat ve 4 Normal Kat)

Toplam Bina Yüksekliği :23,30 m

Kat Yüksekliği: 2,85m(Bodrum Kat);3,08 m (zemin Kat);2,90 m (Diğer Katlar)

Taşıyıcı Sistem Türü :Yerinde Dökme Betonarme çerçeveli Sistem

Yapı planda simetrik değildir ve çıkıntı yapan kısımlar ve bazı kat döşemelerinde büyük boşluklar mevcuttur, (bakınız, Ek A). Bu çıkıntı yapan kısımlar ve döşeme süreksizlikleri, yapıyı burulma açısından düzensiz yapılar sınıfına sokmaktadır.

Binada İTÜ İnşaat Fakültesi, Yapı Malzemesi Laboratuarı tarafından alınan numuneler üzerinde deneyler yapılmış ve Geoteknik Anabilim Dalı tarafından da zemin incelemesi yapılmıştır.

2.2. Malzeme Bilgileri

Mevcut sistemin bina karakteristiklerinin ortaya çıkarılması için çalışmalar yapılırken ,malzeme yönünden de tespitler yapılmıştır. Bu çalışmalar için binadan karot numuneleri alınmış ve muhtelif elemanlar üzerinde Schmidt Çekici deneyleri yapılmıştır. İ.T.Ü Yapı Malzemesi Laboratuarında karot numuneleri üzerinde yapılan deneysel çalışmalar ve Schmidt Çekici tespitlerinin değerlendirilmesi sonucunda binanın karakteristik beton dayanımı $\mathbf{f_{ck}=10.20\ N/mm^2}$ ve Beton elastisite modülü

E_c=24500000 kN/m² olarak belirlenmiştir. Hesaplarda bu değer kullanılmış ve malzeme emniyet katsayısı γ=1.0 alınmıştır. Betonarme Çeliği olarak projeden elde edilen BÇI çeliği ile ilgili değerler hesaplarda kullanılmıştır.

2.3. Zemin Bilgileri

İ.T.Ü İnşaat Fakültesi Geoteknik Anabilim Dalı öğretim üyelerinin binanın temel zemininde yaptıkları incelemeler sonucunda hazırladıkları Zemin Etüd Raporu'nda belirlenen değerler kullanılmıştır. Buna göre;

Yerel Zemin Sınıfı : Z3

En büyük Yer İvmesi : a= 0,30g

Tasarım Spektrum Karakteristik Periyotları T_A=0,15 sn, T_B=0,60 sn

Emniyetli Zemin Gerilmesi : q_{emn} =1.00 kgf /cm²

Düşey Yatak Katsayısı: K_v = 10000 kN/m³

2.4. Matematik Modelin Hazırlanması ve Yapılan İdealleştirmeler

T.İş Bankası Aksaray Şubesi binasının mevcut durumunun ve güçlendirilmiş halinin matematik modelleri, sonlu elemanlar yöntemini kullanan SAP2000®, [16], programıyla hazırlanmış ve bütün çözümlemeler bu program ile yapılmıştır.

Tüm taşıyıcı sistem elemanları kat planlarında yer alan geometrik özellikleriyle tanımlanmışlardır, (bakınız, Ek A, Ek C).

Modeller hazırlanırken malzeme ile ilgili olarak bölüm **2.1** ve bölüm **2.2** de belirtilen değerler kullanılmıştır. Güçlendirilmiş sistemin matematik modeli (bakınız, Ek D) hazırlanırken, ilave edilen taşıyıcı elemanların malzemesi olarak BS20 beton sınıfı ve BÇIII donatı çeliğine ait değerler kullanılmıştır. Bu değerler;

BS20 Beton Sınıfı için

f_{ck} =20 N/mm² (28 Günlük karakteristik silindir basınç dayanımı)

E_c =28000 N/mm²

BÇIII Donatı Çeliği için

f_{yk}= 420N/mm² (Donatı çeliğinin karakteristik akma dayanımı)

E_s = 210000 N/mm²

Yapının temeli, değişken trapez kesitli, kirişli sürekli temeldir. Sürekli temeller birbirlerine bağ kirişleriyle bağlanmışlardır, (bakınız, Şekil A.1).

2.4.1. Döşemelerin İdealleştirilmesi

Döşemeler eksenel rijitliği büyük $(EF >>)$ ve eğilme rijitliği küçük $(EI <<)$ olan çubuk elemanlar şeklinde tanımlanmıştır. Taşıyıcı elemanlar, döşeme düzleminde bu çubuk elemanların çapraz şekilde sisteme ilave edilmesiyle birbirlerine bağlanmışlardır, (bakınız, Şekil 2.1-2).

Mevcut döşeme sistemindeki boşlukların fazla olması sebebiyle (özellikle +5.93 kotu kat döşemesinde), boşlukların olduğu yerlerde çaprazlama yapılmamıştır, (bakınız, Şekil 2.1). Çünkü döşemelerdeki süreksizlikler, yatay deprem kuvvetlerinin düşey taşıyıcı elemanlara aktarılması sırasında gerilme yığılmalarına neden olurlar ve döşemelerin rijit diyafram gibi davranmasına engel olurlar. Böylece, rijit diyafram kabulü terkedilmiş olmakta ve döşemedeki boşlukların yapı davranışına ve iç kuvvetlerin dağıtılmasına etkisi gözönüne alınmaktadır.

Karşılaştırma yapmak üzere oluşturulan diğer bir modelde ise döşemelerdeki mevcut bütün boşluklar yukarıda tanımlanan çubuk elemanların çapraz şekilde, sisteme ilave edilmesiyle ortadan kaldırılmış ve rijit diyafram kabulü yapılmıştır, (bknz, Şekil 2.2)

Güçlendirilmiş bina modellerinde de rijit diyafram kabulü terkedilmiş ve döşemeler mevcut sistem modelinde olduğu gibi tariflenmiştir.

2.4.2. Kirişlerin ve Kolonların İdealleştirilmesi

Tüm kirişler ve kolonlar çubuk elemanlar ile idealize edilmişlerdir. Döşemelerin çapraz çubuk elemanlarla gözönüne alınmasından dolayı kirişlerinde döşeme düzlemine dik doğrultudaki eğilme rijitlikleri tablalı kesit kabulü ile sisteme dahil edilmiştir. Tablalı kesit hesapları TS 500, [3], de yer alan ilgili bağıntılarla

hesaplanmıştır. Kirişlerin döşeme düzlemine paralel doğrultudaki eğilme rijitlikleri de ilgili kirişlerde arttırılarak hesaplarda dikkate alınmıştır.

2.4.3. Perde Duvar Elemanların İdealleştirilmesi

Güçlendirilmiş sistemde yer alan perde duvar elemanlar iki farklı şekilde modellenmişlerdir, (bakınız, Ek D, Şekil D7-14)

a) Çubuk eleman

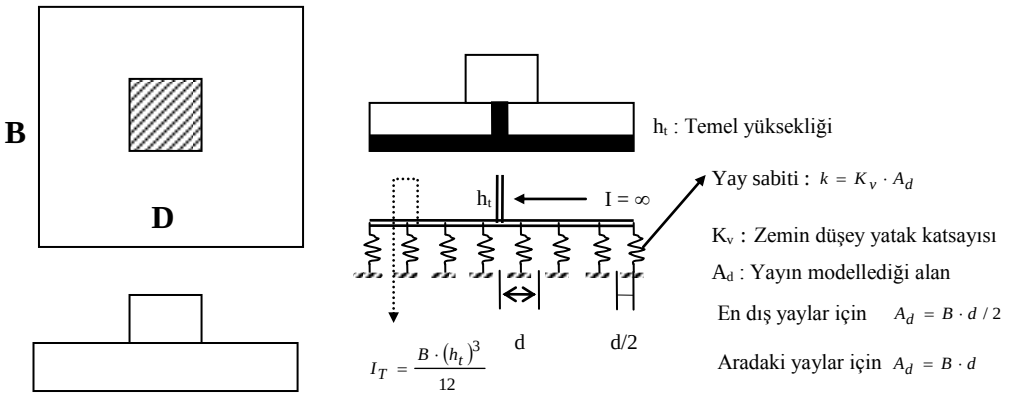
b) Kabuk eleman

Çubuk eleman tanımlamasında perde kesiti, perde akslarından geçen çubuk eleman olarak tariflenir. Ancak, perdenin enkesit uzunluğu boyunca eşit (θ) açısı gösterme zorunluluğundan dolayı, çubuk elemanların uçlarında enkesit uzunluğu boyunca eğilme rijitliği sonsuz olan (EI >>) elemanların kullanılması gerekir.

Kabuk eleman modellemesinde ise perde enkesiti, kullanılan bilgisayar programının tariflediği kabuk elemanlarla yapılmıştır.

2.4.4. Temelin İdealleştirilmesi

Mevcut temel sisteminde zemin yaylarla matematik modelde temsil edilmiştir. Zemin düşey yatak katsayısı K_v = 10000 kN/m³ olarak alınmıştır. Tekil bir temele ait modelleme Şekil 2.3 te gösterilmiştir. Bu şekilde temel, hem çökmeye karşı hem de dönmeye karşı elastik ankastre mesnetli olarak matematik modelde temsil edilmektedir.



Şekil 2.3 Zeminin ve temelin matematik modelde temsil edilmesi

2.4.4.1. Mevcut Temel Sisteminin Modellenmesine Yönelik Varsayımlar

Mevcut binaların deprem öncesi veya deprem sonrası güçlendirme projeleri hazırlanırken oluşturulan matematik modellerde genel olarak ankastre temel sistemi kabulü ile çözümler yapılıp sonuçlar değerlendirilmiştir. Bunun sonucunda sisteme sonradan ilave edilen perde duvarların temelleri yapılırken imalat zorlukları ile karşılaşılmış ve ekonomik olmayan çözümler ortaya çıkmıştır. Temel sisteminin ankastre kabul edilmesinden dolayı, yapının periyodu küçülmekte ve buna bağlı olarak da yapıya etkiyen deprem kuvvetleri artmaktadır. Deprem kuvvetlerinin artmasından dolayı yapının mevcut elemanları daha büyük iç kuvvetlere ve yer değiştirmelere maruz kalacaklardır. Bu gibi zorlukları ortadan kaldırmak için perde duvarların mesnetlenme koşulları değiştirilerek mafsallı hale getirilebilir. Mafsallı mesnet kabulünden dolayı diğer taşıyıcı elemanlarda ortaya çıkacak iç kuvvet artışı dikkate alınarak gerekli önlemler alınır. Böylece mevcut temel sistemi korunarak veya küçük boyutlu ilaveler yapılarak iyileştirilebilir.

Burada Türkiye İş Bankası Aksaray Şube Binasının statik projelerinden mevcut temel sistemi tespit edilmiş ve yerinde uygulandığı kabul edilmiştir, (bakınız, Şekil A.1). Mevcut sistemin depreme karşı güvenliği tespit edilirken düşey taşıyıcı eleman mesnetleri ankastre kabul edilecek ve daha sonra mevcut temel sistemi de yaylarla modellenerek sistem yeniden çözülerek gerekli karşılaştırmalar yapılacaktır.

Güçlendirme yapılırken mevcut sisteme perde duvar elemanlar ilave edilerek ve gerekli olan kolonlara mantolama yapılarak sistem yeniden çözülecektir. Burada da ilave perde duvar elemanların mesnetlenme koşulları incelenerek, gerçek davranış arada bir yerde olmakla birlikte iki uç durumu temsil eden ankastre mesnet ve mafsallı mesnet kabulleri yapılacak ve meydana gelen değişimler incelenecektir. Ayrıca gerçek davranışı daha iyi temsil eden elastik ankastre mesnetlenme durumu da gözönünde bulundurularak sadece dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme durumu ile hem dönmeye hem de çökmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme durumları modellerde temsil edilecek ve meydana gelen değişimler incelenecektir. Böylece perdelerin mesnetlenme koşullarının yapının davranışı üzerindeki etkileri ile iç kuvvet değerlerinin perdelere ve kolonlara dağılımları ortaya konularak temel sistemi hakkında daha iyi kararlar verilmesi sağlanmaya çalışılacaktır.

2.4.5. Düşey ve Yatay Yüklerin Dağıtılması ve Kütle Hesabı

Döşemelerin çaprazlarla tariflenmesinden ve döşeme sisteminin nervürlü olmasından dolayı, yükler sürekli kiriş kabulüyle taşıyıcı kiriş elemanlara mesnet tepkileri şeklinde verilmiş ve bu şekilde dağılım yapılmıştır.

Deprem hesabı için kat kütleleri kolon başlarına yük alma alanlarına uygun olarak dağıtılmıştır. Bunun için sistem düşey yükler altında çözümlenmiş ve W =G +0,30 Q yük kombinasyonu uygulanmıştır. Kolonların orta noktalarındaki eksenel kuvvet değerleri alınarak kolon başlarına verilecek olan kütleler elde edilmiştir.

3. ÇÖZÜMLEMELERDE KULLANILAN MATEMATİK MODELLER

Mevcut yapı sisteminde döşeme süreksizliklerinin ve mevcut temelin, güçlendirilmiş yapı sisteminde ise perde temellerinin mesnetlenme koşullarının yapının dinamik davranışını nasıl etkilediğini yani; serbest titreşim periyotlarının, mod şekillerinin, yer değiştirmelerin ve iç kuvvet dağılımlarının nasıl değiştiğini görmek üzere çeşitli modeller oluşturulmuştur.

Oluşturulan matematik modeller iki ana başlık altında toplanacaktır.

3.1. Mevcut Durumdaki Bina Modeli (Bundan sonra MD olarak adlandırılacaktır.)

3.2. Güçlendirme Yapılmış Bina Modeli (Bundan sonra GD olarak adlandırılacaktır.)

MD kendi içinde farklı farklı modellenmiştir.

3.1.1 **MD01 Modeli** : Rijit diyafram kabulü yapılmış ve bina temelden ankastre kabul edilmiştir.

3.1.2 **MD02 Modeli** : Esnek diyafram kabulü yapılmıştır,

a) MD02A Modeli : Bina temelden ankastre kabul edilmiştir.

b) MD02B Modeli : Bina temelden ankastre kabul edilmemiş ve mevcut temel sistemi modele dahil edilmiştir.

3.1.3 **MD03 Modeli :** Bölme duvarların yapısal davranışa etkisi incelenmek üzere, mevcut duvarlar modele dahil edilmiştir.

a) MD03A Modeli : Bina temelden ankastre kabul edilmiştir. (Rijit Diyafram Kabulü yapılmıştır)

b) MD03B Modeli : Bina temelden ankastre kabul edilmiştir. (Esnek Diyafram Kabulü yapılmıştır)

c) MD03C Modeli :Bina temelden ankastre kabul edilmemiş ve mevcut temel sistemi modele dahil edilmiştir. (Esnek Diyafram Kabulü yapılmıştır)

GD' de kendi içinde farklı farklı modellenmiştir.

3.2.1 **GD01 Modeli** : Esnek diyafram kabulü yapılmıştır ve perde duvar elemanlar çubuk eleman olarak tariflenmiştir.

a) GD01A Modeli : Bina temelden ankastre kabul edilmiştir.
b) GD01B Modeli : Kolonlar temelde ankastre, perdeler temelde dönmeye karşı elastik ankastre olarak kabul edilmiştir.
c) GD01C Modeli : Kolonlar temelde ankastre, perdeler temelde mafsallı olarak kabul edilmiştir.
d) GD01D Modeli : Kolonlar ve perdeler temelde dönmeye karşı elastik ankastre olarak kabul edilmiştir.
e) GD01E Modeli : Mevcut temel sistemi modele dahil edilmiştir, yani perdeler ve kolonlar temelde hem dönmeye hem de çökmeye karşı elastik ankastre olarak kabul edilmişlerdir.

3.2.2 **GD02 Modeli :** Esnek diyafram kabulü yapılmıştır ve perde duvar elemanlar kabuk eleman olarak tariflenmiştir.

a) GD02A Modeli : Bina temelden ankastre kabul edilmiştir.
b) GD02B Modeli : Kolonlar temelde ankastre, perdeler temelde dönmeye karşı elastik ankastre olarak kabul edilmiştir.
c) GD02C Modeli : Kolonlar temelde ankastre, perdeler temelde mafsallı olarak kabul edilmiştir
d) GD02D Modeli : Kolonlar ve perdeler temelde dönmeye karşı elastik ankastre olarak kabul edilmiştir
e) GD02E Modeli: Mevcut temel sistemi modele dahil edilmiştir, yani perdeler ve kolonlar temelde hem dönmeye hem de çökmeye karşı elastik ankastre olarak kabul edilmişlerdir.

4. KULLANILAN HESAP YÖNTEMLERİNİN TANIMI VE KURALLARI

Burada 1975 ve 1997 deprem yönetmeliklerinin, [1,2], öngördüğü eşdeğer deprem yükü yöntemi ile mod süperpozisyonu yöntemi ile ilgili tanımlamalar ve kurallardan bahsedilecektir.

4.1. Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

Deprem yükleri, yapıya kat seviyesinde etkiyen statik yatay yükler olarak kabul edilir. Yatay yükler yapının birbirine dik iki doğrultusuna da ayrı ayrı etkitilir.

4.1.1. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Kuralları, 1975

1975 Deprem yönetmeliği [2], Bölüm 13 "Depreme dayanıklı yapılar için hesap ilkeleri" bölümündeki hesap adımları uygulanmıştır.

[2, Madde 13.3.2] ye göre "taşıyıcı sistemi düzenli" olan ve temel üst kotundan ölçülen yüksekliği 75 m. yi geçmeyen betonarme yapıların depreme göre hesabı eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılabilir.

Hesapta kullanılacak olan statik eşdeğer yatay yüklerin toplamı [2, Madde 13.4.1] de verildiği gibi

$$F = C \cdot W \tag{4.1}$$

denklemi ile hesaplanır. Burada C katsayısı deprem katsayısı olarak isimlendirilir ve şu denklem ile ifade edilir.

$$C = C_0 \cdot K \cdot S \cdot I \tag{4.2}$$

Hesaplarda C_0, 2.derece deprem bölgesi için [2, tablo 13.2]' den 0.08 olarak alınmıştır. K, yapı tipi katsayısı Tablo 13.3 ten alınmıştır. Burada yapı düktil olmayan yapı olarak incelenmiş ve donatısız yığma bölme duvarlara sahip olduğundan 1.50 değeri seçilmiştir. S, yapı dinamik katsayısı [2, Madde 13.4.4] te şöyle ifade edilmiştir:

$$S = \frac{1}{\left[0.8 + T - T_0\right]} \tag{4.3}$$

Burada III. sınıf zeminler için, T_0 zemin hakim periyodu [2, Madde 13.4.6 ve Tablo: 13.4] de ortalama değer 0.60 olarak verilmiştir. I yapı önem katsayısı, [2, Madde 13.4.7 , Tablo 13.5] te işyerleri için 1.00 olarak tanımlıdır.

4.1.2. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Kuralları, 1997

Gözönüne alınacak deprem doğrultusunda yapıya etkiyecek toplam statik eşdeğer deprem yükü (taban kesme kuvveti) [1, Madde 6.7.1] de verildiği gibi

$$V_t = \frac{W \cdot A(T_1)}{R_a(T_1)} \tag{4.4}$$

denklemi ile hesaplanır. Burada, A (T_1) şöyle tanımlıdır. [1, Madde 6.4]

$$A(T) = A_0 \cdot I \cdot S(T) \tag{4.5}$$

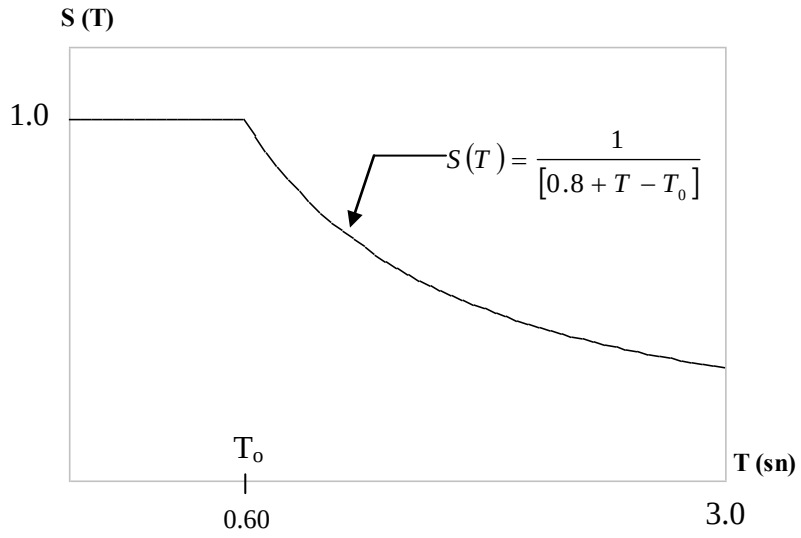
A_0, 2.derece deprem bölgesi için [1, Madde 6.4.1, Tablo 6.2] den 0.30 g olarak alınmıştır. I, [1, Madde 6.4.2, Tablo 6.3] te işyerleri için 1.00 olarak tanımlıdır. S (T), [1,Madde 6.4.3.1]' e göre hesaplanmıştır. Z3 yerel zemin sınıfı için [1, Tablo 6.4] te T_A= 0,15 sn ve T_B=0.60 sn olarak tanımlıdır. T, yapı doğal periyodu hesapla bulunacaktır ve daha sonra S(T) hesaplanacaktır. R_a(T), deprem yükü azaltma katsayısı süneklik düzeyi normal yerinde dökme betonarme binalar için [1, Tablo 6.5] te R= 4 olarak tanımlandığından ve $T_A < T$ olduğundan dolayı $R_a = R = 4$ olarak seçilmiştir.

4.2. Mod Süperpozisyonu Yöntemi

Bu yöntemde maksimum iç kuvvetler ve yerdeğiştirmeler, binada yeterli sayıda doğal titreşim modunun her biri için hesaplanan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi ile elde edilir.[1, Madde 6.8]

4.2.1. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Kuralları, 1975

1975 Deprem yönetmeliği [2, Madde 13.3] te belirtildiği üzere dinamik hesap yöntemi olarak mod süperpozisyonu yöntemi uygulanabilir. Mod süperpozisyonu için Şekil 4.1 de gösterilen tasarım ivme spektrumu kullanılmıştır.



Şekil 4.1. III. Sınıf Zemine Ait Tasarım İvme Spektrumu, [2].

Şekil 4.1 de yer alan spektrum eğrisi, III. Sınıf zemin için T_o ortalama zemin hakim periyodu 0.60 sn alınmış ve (4.3) de yeralan yapı dinamik katsayısının hesabında kullanılan denklem ile 0.05 sn zaman aralıklı nokta giriş bilgisine dönüştürülmüştür ve çözümlemeye dahil edilmiştir.

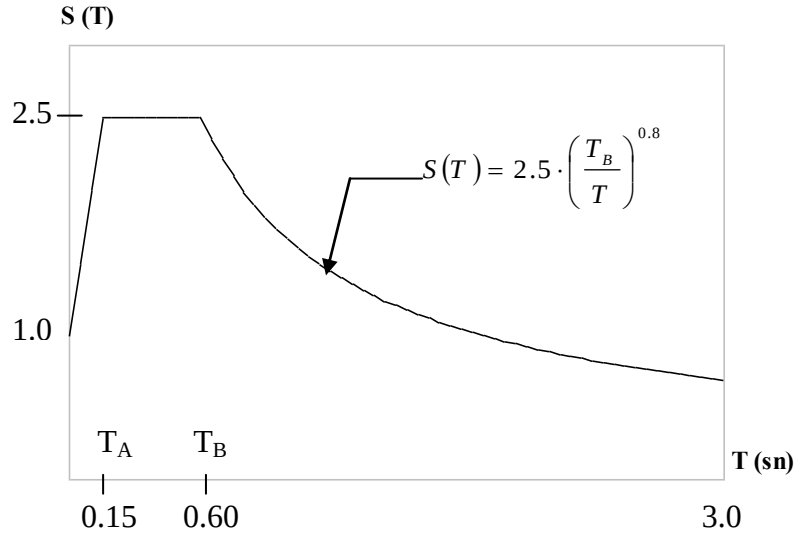
Burada herhangi bir titreşim modunda gözönüne alınacak olan ivme spektrum ordinatı Şekil 4.1'de belirlenen tasarım ivme spektrumu kullanılarak "$C_o \cdot K \cdot I \cdot g$" den hesaplanan katsayı ile çarpılarak belirlenecektir, (SAP 2000'de "scale factor).

Yukarıdaki tasarım ivme spektrumu kullanılarak yapılan dinamik hesap sonucunda bulunacak toplam yatay yükler, bu yönetmelik kurallarına göre hesaplanan toplam eşdeğer statik deprem yükünün % 70 inden küçük olmayacaktır, [2, Madde 13.3].

4.2.2. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik Kuralları, 1997

Hesap yapılan birbirine dik her iki deprem doğrultusunun her birinde, her bir moda ait etkin kütlelerin toplamının, bina toplam kütlesine oranı 0,90' dan daha az olmayacaktır, [1]. Hesaplama yapılırken MD01 ve MD02 modellerinde her bir deprem doğrultusu için ilk 20 mod gözönünde bulundurulmuştur ve oran 0,95' in üzerindedir, (bakınız, Ek E, Tablo E1-3).

Şekil 4.2 de yer alan spektrum eğrisi, Z3 yerel zemin sınıfı için [1, Tablo 6.4] den T_A = 0.15 sn ve T_B = 0.60 sn sınır değerleri alınarak, 0.05 sn zaman aralıklı nokta giriş bilgisine dönüştürülmüştür ve çözümlemeye dahil edilmiştir.



Şekil 4.2. Z3 Sınıfı Zemine Ait Tasarım İvme Spektrumu, [1].

Burada herhangi bir titreşim modunda gözönüne alınacak olan ivme spektrum ordinatı Şekil 4.2'de belirlenen tasarım ivme spektrumu kullanılarak $A_o \cdot I \cdot g / R$ den hesaplanan katsayı ile çarpılarak belirlenecektir, (SAP 2000'de "scale factor).

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, modal analiz yapılarak elde edilen toplam deprem yükü V_{tB}'nin, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile hesaplanan toplam deprem yükü V_t' ye oranı, A1, B2, veya B3 türü düzensizliklerden en az birinin binada bulunması durumunda 1.00 olacaktır, [1, Madde 6.8.5].

$$\beta = \frac{V_{tB}}{V_t} \tag{4.6}$$

4.3. ± %5 Ek Dış Merkezlik Etkisi

Ek Dış Merkezlik etkisinin hesaba katılabilmesi için mod süperpozisyonu yöntemi ile yapılan analiz sonucunda elde edilen kat kesme kuvvetleri; binanın etkiyen deprem kuvvetine dik doğrultudaki uzunluğunun %5'i alınarak hesap edilen eksantirisite ile çarpımı sonucu bulunan burulma momentlerinin kuvvet çiftine döndürülüp ilgili doğrultudaki kolonlara yatay kuvvet şeklinde verilmesiyle gözönüne alınmıştır. ± % 5 lik ek dış merkezlik etkisi yük kombinasyonlarında gözönüne alınmıştır.

4.4. Hesap Yönteminin Seçilmesi

Tüm hesaplamalar yapılırken mod süperpozisyonu yöntemi kullanılmış ve toplam taban kesme kuvvetleri hesaplanmıştır. Ancak, eşdeğer deprem yükü yöntemi ile de taban kesme kuvvetleri hesaplanmıştır. Her iki yöntemle hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin karşılaştırılması sonucunda mod süperpozisyonu yöntemi ile hesaplanan taban kesme kuvvetlerinin daha az olduğu görülmüştür. Bunun sonucunda, 1997 deprem yönetmeliğine göre binada A1 türü burulma düzensizliği mevcut olduğundan dolayı mod süperpozisyonu ile elde edilen taban kesme kuvveti, eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan taban kesme kuvvetine eşitlenmiştir. Bunun için analiz yapılırken ivme spektrum ordinatını belirleyen katsayı*, V_t / V_{tB} oranında artırılarak taban kesme kuvveti artışı dikkate alınacaktır. 1975 deprem yönetmeliğine, [2], uygun olarak yapılan çözümlemede de yukarıda ifade edilen karşılaştırma yapılacaktır. Ancak, burada $V_{tB} / V_t > 0.70$ karşılaştırması yapılacaktır.

---

* Sap 2000 Programında "Scale Factor" olarak ifade edilmektedir.

Her iki yönetmeliğin, [1,2], tariflediği ivme spektrumları farklı olduğu için modal analizler sonucunda elde olunan taban kesme kuvvetleri ve devrilme momentleri farklı olacaktır. Bundan dolayı, tariflenen ivme spektrumları dikkate alınarak elde edilen modal analiz sonuçları, her iki yönetmeliğin tanımladığı eşdeğer deprem kuvvetleriyle ayrı ayrı karşılaştırılacaklardır. Yani 1975 deprem yönetmeliğinin tariflediği eşdeğer deprem kuvveti ile yine 1975 deprem yönetmeliğinin tariflediği tasarım ivme spektrumu kullanılarak elde edilen modal analiz sonuçları karşılaştırılacaktır.

5. MEVCUT BİNADA YAPILAN ÇÖZÜMLEMELER

Matematik modellerin oluşturulmasından sonra, mevcut sistemdeki döşeme boşluklarının yapısal davranışa etkisini görmek için MD01 ve MD02A modelleri arasında karşılaştırmalar yapılmıştır. Daha sonra MD01, MD02A ve MD02B modellerinde bölme duvarların etkisini incelemek üzere hesaplar ve karşılaştırmalar yapılmıştır. Ayrıca, mevcut duvarlar modellenerek MD03A, MD03B ve MD03C modelleri oluşturulmuş ve yapılan çözümlemelerden sonra yapı periyotları ve bu periyotlara bağlı olarak hesaplanan deprem yükü katsayıları karşılaştırılmıştır.

Temellerdeki mevcut mesnetlenme koşulu ile ankastre mesnetlenme koşulunun yapısal davranışı nasıl etkilediği incelenmiş ve bununla ilgili olarak MD02A ve MD02B modelleri arasında karşılaştırmalar yapılmıştır. MD02A modelinden elde edilen sonuçlar [2]' ye göre irdelenmiş, zemin katta kolon kapasiteleri kontrolü yapılmış ve ne tür yetersizliklerin olduğu belirlenerek güçlendirilmiş bina modeli oluşturulmuştur.

Güçlendirilmiş bina modelinde de ilave edilen perde duvar elemanların çubuk eleman ve kabuk eleman olarak tariflenmesinin analiz sonuçlarını nasıl etkilediği araştırılmış ve bunun için GD01 ve GD02 modelleri arasında karşılaştırmalar yapılmıştır. Perde duvar elemanların mesnetlenme koşulları ile ilgili olarak oluşturulan GD01A, GD01B, GD01C, GD01D, GD01E, GD02A, GD02B ve GD02C, GD02D, GD02E modellerinde de gerekli incelemeler yapılmış ve sonuçlar karşılaştırılarak değerlendirilmiştir.

5.1 Döşemelerdeki Boşluk Etkisinin İncelenmesi

A2 türü düzensizlik [2, Tablo 6.1] de döşeme süreksizlikleri olarak tariflenmiştir.

Sonsuz rijit diyafram olarak çalışan kat döşemesi, yatay deprem yükleri altında, rijit kütle hareketi yaparak ötelenir. Böylece, kat içindeki tüm düşey taşıyıcılar eşit

miktarda ötelenir ve herbir düşey taşıyıcıda ötelenme rijitliği ile orantılı yatay kuvvetler ortaya çıkar. Düşey taşıyıcılar eşit ötelenme yaptıkları için, ötelenme rijitliği büyük olanlarda daha büyük kesme kuvvetleri ve bunlara bağlı olarak daha büyük momentler oluşur.

Döşemelerin, sonsuz rijit diyafram olarak çalışmadığı durumlarda ise, herbir çerçevenin ötelenmesi farklı olur ve bu farktan dolayı da herbir çerçevede farklı kesme kuvvetleri ve buna bağlı olarak da farklı momentler meydana gelir. Ayrıca, etkin bir diyafram görevi görmeyen kat döşemesi kendi düzlemi içinde sonsuz rijitliğe sahip olmadığı için yatay yükü dağıtırken düzlem içi eğilme rijitliğinin düşük olduğu yani büyük boşlukların olduğu bölgelerde, döşeme içerisinde önemli kesme kuvvetleri ve momentler oluşabilir ve bunlar istenmeyen hasarların oluşmasına veya artmasına sebep olabilirler. İşte bu farklılığı doğru hesaplayabilmek için, döşeme süreksizliklerinin mevcut olduğu binalarda, döşemelerin kendi düzlemleri içinde şekil değiştirmelerini dikkate almak için gerekli bağımsız statik ve yer değiştirme bileşenlerinin, uygulanan modelde ve hesaplarda gözönünde bulundurulması gerekir.

İncelenen binanın özellikle +5.93 kotu kat döşemesinde büyük boşluk mevcuttur.

Asma Kat Döşemesi: (+5.93 Kat Döşemesi)

A_b =91,1 m² (Boşluk Alanları Toplamı)
A_B=306 m² (Bürüt Kat Alanı Toplamı)

$$\frac{A_b}{A_B} = 0,298 < 0,33$$

A_b/A_B oranının [1, Tablo 6.1] de belirtildiği üzere 1/3 oranına yakın olmasından dolayı ve ayrıca bu boşluklardan bazılarının, deprem yüklerinin düşey taşıyıcı sistem elemanlarına güvenli bir şekilde aktarılmasını güçleştiren boşluklar olmasından dolayı binanın incelenmesi ve durum tespiti için sonsuz rijit diyafram kabulü terkedilmiş ve boşluk etkisi hesaplarda dikkate alınmıştır. Bununla birlikte, sonsuz rijit diyafram kabulü yapıldığında kuvvet dağılımı ve yapının dinamik karakteristiklerini yansıtan parametrelerin nasıl değiştiği incelenmiş ve gerekli karşılaştırmalar yapılmıştır.

Tablo 5.1.1 MD01, MD02A ve MD02B Modeline Ait Periyotlar, Taban Kesme Kuvvetleri ve Devrilme Momentleri

MODEL	**T_X (sn)**	**T_Y (sn)**	**V_{TX} (kN)**	**M_{TVX} (kNm)**	**V_{TY} (kN)**	**M_{TVY} (kNm)**
MD01	0,9480	1,4639	3437,02	53800,178	2459,54	37794,30
MD02A	0,9592	1,4646	3353,27	52547,78	2452,87	37707,16
MD02B	1,1013	1,9320	2820,52	43559,70	2052, 93	30955,51

Tablo 5.1.1'in incelenmesinden, MD01 ve MD02A modellerinin serbest titreşim periyotları ve yatay deprem yüklerinden dolayı birbirine dik doğrultularda oluşan taban kesme kuvvetlerinin ve devrilme momentlerinin arasında önemli farklar gözlenmemiştir.Ancak, kat yer değiştirmeleri, mod şekilleri ve iç kuvvet dağılımı incelendiğinde farklar daha belirgin ortaya çıkacaktır.

Mod şekillerinin nasıl değiştiğini ifade etmek üzere 1.moda ait S5, S21 ve S24 kolonlarının mod şekli, hem MD01 modeli için hem de MD02A modeli için Tablo 5.1.2-a ve Tablo 5.1.2-b' de verilmiştir.

Tablo 5.1.2- a MD01-S5/S21/S24 Kolonlarına Ait Y Doğrultusu Normalize Edilmiş 1. Mod Şekli

Periyot T_{1y} (sn)	Kat No	ΣH_i (m)	S5 Kolonu		S21 Kolonu		S24 Kolonu	
			δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)	δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)	δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)
1,4639	5.Kat	23,33	0,0899	1,0000	0,0643	1,0000	0,08114	1,0000
	4.Kat	20,43	0,0855	0,9504	0,0611	0,9501	0,07713	0,9506
	3.Kat	17,53	0,0779	0,8664	0,0554	0,8623	0,07022	0,8654
	2.Kat	14,63	0,0673	0,7479	0,0479	0,7448	0,06061	0,7470
	1.Kat	11,73	0,0544	0,6045	0,0392	0,6094	0,04961	0,6114
	Asma K.	8,83	0,0393	0,4368	0,0293	0,4559	0,03588	0,4422
	Zem.Kat	5,93	0,0232	0,2581	0,0180	0,2804	0,02144	0,2642
	Bod.Kat	2,85	0,0075	0,0837	0,0060	0,0930	0,00697	0,0859

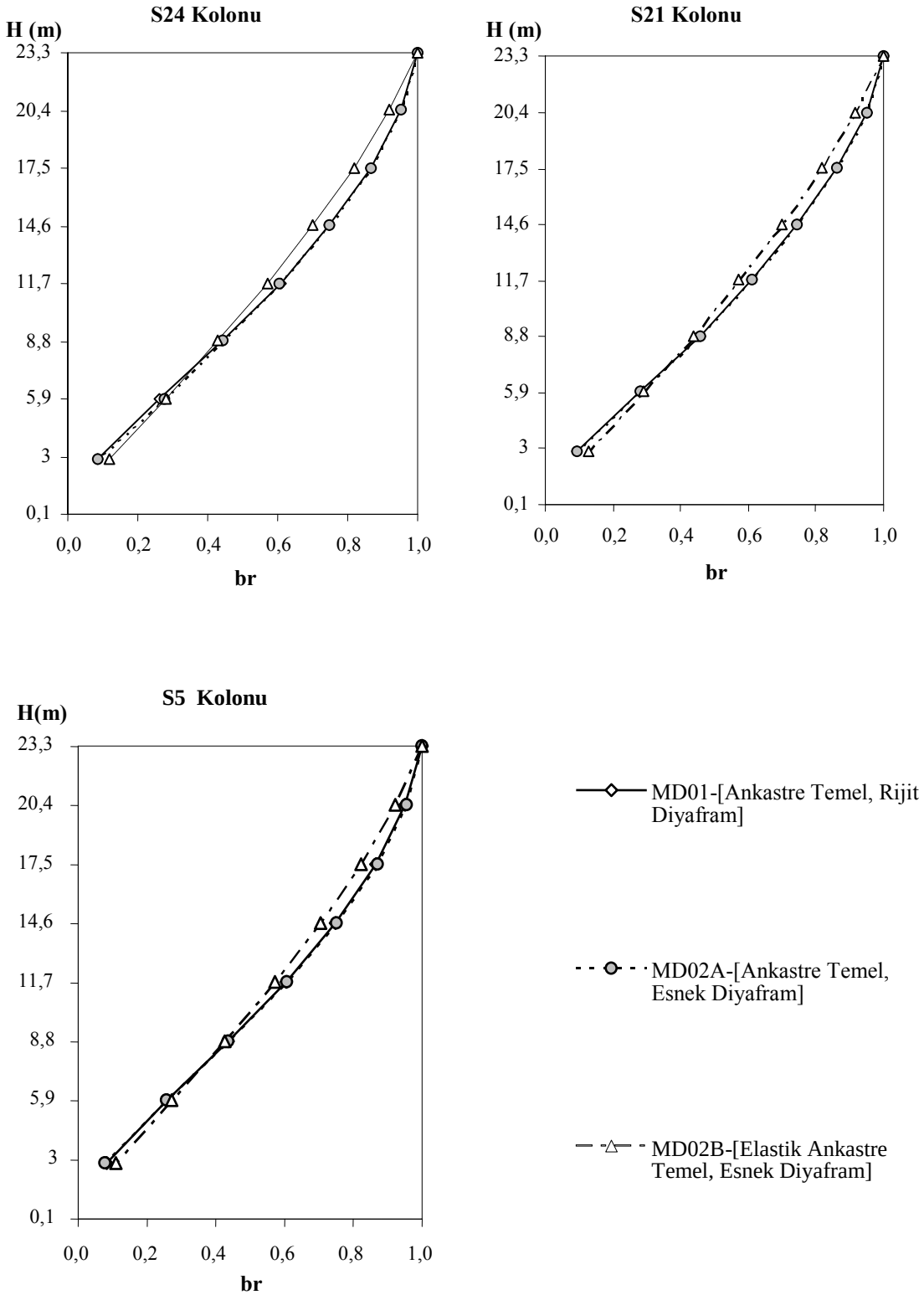
Tablo 5.1.2- b MD02A-S5/S21/S24 Kolonlarına Ait Y Doğrultusu Normalize Edilmiş 1.Mod Şekli

Periyot T_{1y} (sn)	Kat No	ΣH_i (m)	S5 Kolonu		S21 Kolonu		S24 Kolonu	
			δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)	δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)	δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)
1,4646	5.Kat	23,33	-0,0289	1,0000	-0,0203	1,0000	-0,0259	1,0000
	4.Kat	20,43	-0,0276	0,9547	-0,0192	0,9501	-0,0246	0,9506
	3.Kat	17,53	-0,0251	0,8699	-0,0175	0,8623	-0,0224	0,8654
	2.Kat	14,63	-0,0217	0,7508	-0,0151	0,7448	-0,0194	0,7469
	1.Kat	11,73	-0,0175	0,6071	-0,0123	0,6096	-0,0157	0,6057
	Asma K.	8,83	-0,0126	0,4358	-0,0092	0,4561	-0,0115	0,4421
	Zem.Kat	5,93	-0,0074	0,2575	-0,0057	0,2804	-0,0072	0,2770
	Bod.Kat	2,85	-0,0023	0,0786	-0,0019	0,0933	-0,0022	0,0856

Tablo 5.1.2- c MD02B-S5/S21/S24 Kolonlarına Ait Y Doğrultusu Normalize Edilmiş 1.Mod Şekli

Periyot T_{1y} (sn)	Kat No	ΣH_i (m)	S5 Kolonu		S21 Kolonu		S24 Kolonu	
			δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)	δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)	δ_{yi} (m)	δ_{yib} (br)
1,9320	5.Kat	23,33	0,0272	1,0000	0,0252	1,0000	0,02647	1,0000
	4.Kat	20,43	0,0251	0,9227	0,0231	0,9181	0,02435	0,9199
	3.Kat	17,53	0,0224	0,8233	0,0205	0,8163	0,02170	0,8198
	2.Kat	14,63	0,0191	0,7047	0,0176	0,6994	0,01857	0,7015
	1.Kat	11,73	0,0156	0,5729	0,0144	0,5734	0,01514	0,5720
	Asma K.	8,83	0,0116	0,4256	0,0110	0,4378	0,01138	0,4299
	Zem.Kat	5,93	0,0074	0,2721	0,0073	0,2891	0,00749	0,2830
	Bod.Kat	2,85	0,003	0,1101	0,0032	0,1260	0,00312	0,1179

Tablo 5.1.2-a ve Tablo 5.1.2-b'de MD01 ve MD02A modellerine ait normalleştirilmiş modal değerler yer almaktadır. Tabloların ve Şekil 5.1'in incelenmesinden de görülebileceği gibi zemin kat (+5.93 kotu)' a ait değerlerde bir miktar fark gözlenmektedir. Bu fark % 5 civarındadır.



Şekil 5.1. 1.Doğal Periyoda Ait Mod Şekillerinin Karşılaştırılması, (Y yönü)

Y doğrultusundaki depremden dolayı oluşan kolon kesme kuvvetleri MD01 ve MD02A modellerinde incelenmiş ve S24 kolonuna ait sonuçlar Tablo 5.1.3'de gösterilmiştir.

Tablo 5.1.3 S24 Kolonuna Ait Y Yönü Depreminden Oluşan Kesme Kuvvetleri

Kat No	H_i (m)	ΣH_i (m)	V_{Y-Y} (SpecY)(kN)			V_{X-X} (SpecY)(kN)		
			MD01	MD02A	MD02B	MD01	MD02A	MD02B
5.Kat	2,90	23,33	14,92	14,90	21,50	11,70	11,75	14,97
4.Kat	2,90	20,43	23,88	23,91	28,35	15,12	14,82	11,23
3.Kat	2,90	17,53	32,22	32,27	34,93	25,53	25,01	14,67
2.Kat	2,90	14,63	37,55	37,49	38,54	31,33	30,91	15,11
1.Kat	2,90	11,73	36,74	37,78	37,28	39,11	38,35	18,57
Asma K.	2,90	8,83	**44,71**	**34,79**	32,54	67,75	63,53	32,87
Zemin K.	3,08	5,93	**24,21**	**33,77**	33,23	45,67	48,95	21,26
Bodrum K	2,85	2,85	100,20	95,61	30,03	46,01	43,65	27,40

Tablo 5.1.3'ün incelenmesinden de anlaşılacağı üzere Y doğrultusundaki depremden dolayı S24 kolonunda Y doğrultusunda oluşan kesme kuvvetlerinde, asma katta MD02A-S24 kolonunda MD01-S24 kolonuna göre % 28.5 oranında bir azalma, zemin katta ise MD02A-S24 kolonunda MD01-S24 kolonuna göre % 40 oranında bir artış meydana gelmektedir fakat, bu farklar mertebe bakımından incelendiğinde küçük kalmıştır. Aynı tabloda Y doğrultusundaki depremden dolayı S24 kolonunda X doğrultusunda oluşan kesme kuvvetleri incelenmiş ve 1.Kat, Asma Kat ve Zemin Katta Y doğrultusunda oluşan kolon kesme kuvvetlerinden daha büyük değerler elde edilmiştir. Artım, 1.katta % 1.5- 6.5 arasında, asma katta % 51.5 - 82.6 arasında ve zemin katta ise % 44.9-88.6 arasında değişmektedir. Sonuçlardan da anlaşılacağı üzere, +5.93 kotunda var olan %29.83' lük boşluk oranından dolayı, düşey yüklerin dağılımında ve bunun sonucu olarakta kütlelerin dağılımında oluşan farktan dolayı kütle merkezinin yeri diğer katlara göre daha fazla değişmiş ve bu değişimin sonucu olarakta burulma etkileri ortaya çıkmıştır. Özellikle asma kat ve zemin katta burulma etkilerinden dolayı, y doğrultusundaki depremden dolayı, x doğrultusunda y doğrultusuna göre daha fazla kesme kuvveti oluşmuştur.

Yer değiştirmeler açısından da S5, S21 ve S24 kolonlarında incelemeler yapılmıştır. Bu kolonlardan S5, merdiven boşluğunda yer almakta ve merdiven boşluğu bütün kat boyunca devam etmektedir. S24 kolonu ise +5.93 kotundaki büyük boşluk içinde yer almakta ve kat döşemeleri ile bağlantısı bulunmamaktadır, S21 kolonunun ise tüm katlarda döşeme ile bağlantısı mevcuttur, (bakınız, Ek A, kalıp planları).

Tablo 5.1.4 S24 Kolonuna Ait Göreli Kolon Ötelemeleri

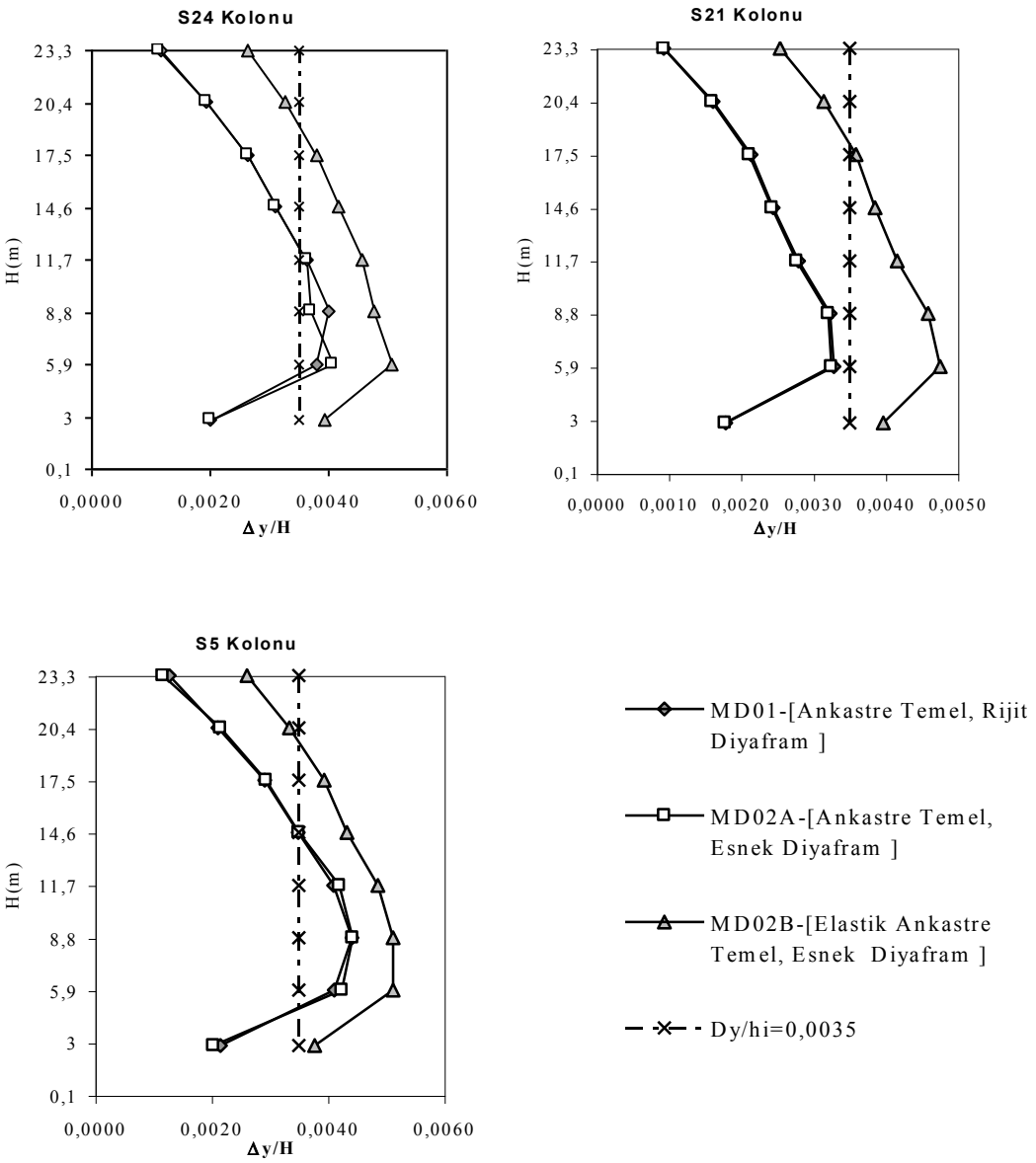
Kat No	H_i (m)	ΣH_i (m)	Δ_x / H_i			Δ_y / H_i		
			MD01	MD02A	MD02B	MD01	MD02A	MD02B
5.Kat	2,90	23,33	0,00063	0,00064	0,00101	0,00115	0,00115	0,00262
4.Kat	2,90	20,43	0,00118	0,00121	0,00154	0,00193	0,00194	0,00327
3.Kat	2,90	17,53	0,00169	0,00174	0,00202	0,00263	0,00264	0,00382
2.Kat	2,90	14,63	0,00207	0,00212	0,00236	0,00311	0,00311	0,00416
1.Kat	2,90	11,73	0,00239	0,00245	0,00267	0,00362	0,00362	0,00457
Asma K.	2,90	8,83	0,00238	0,00247	0,00270	0,00399	0,00371	0,00478
Zemin K.	3,08	5,93	0,00219	0,00225	0,00259	0,00381	0,00408	0,00508
Bodrum K	2,85	2,85	0,0012	0,00122	0,00182	0,00201	0,00200	0,00392

Tablo 5.1.5 S5 Kolonuna Ait Göreli Kolon Ötelemeleri

Kat No	H_i (m)	ΣH_i (m)	Δ_x / H_i			Δ_y / H_i		
			MD01	MD02A	MD02B	MD01	MD02A	MD02B
5.Kat	2,90	23,33	0,00055	0,00055	0,00091	0,00128	0,00117	0,00260
4.Kat	2,90	20,43	0,00098	0,00099	0,00126	0,00211	0,00215	0,00334
3.Kat	2,90	17,53	0,00139	0,00139	0,00159	0,00291	0,00293	0,00393
2.Kat	2,90	14,63	0,00172	0,00171	0,00185	0,00349	0,00350	0,00433
1.Kat	2,90	11,73	0,00202	0,00201	0,00210	0,00409	0,00419	0,00486
Asma K.	2,90	8,83	0,00215	0,00211	0,00219	0,00442	0,00442	0,00512
Zemin K.	3,08	5,93	0,00216	0,00213	0,00230	0,00411	0,00424	0,00512
Bodrum K	2,85	2,85	0,00126	0,00121	0,00186	0,00216	0,00204	0,00377

Tablo 5.1.6 S21 Kolonuna Ait Göreli Kolon Ötelemeleri

Kat No	H_i (m)	ΣH_i (m)	Δ_x / H_i			Δ_y / H_i		
			MD01	MD02A	MD02B	MD01	MD02A	MD02B
5.Kat	2,90	23,33	0,00064	0,00066	0,00103	0,00093	0,00093	0,00254
4.Kat	2,90	20,43	0,00119	0,00122	0,00155	0,00161	0,00160	0,00314
3.Kat	2,90	17,53	0,00169	0,00173	0,00201	0,00213	0,00211	0,00359
2.Kat	2,90	14,63	0,00207	0,00212	0,00236	0,00245	0,00242	0,00385
1.Kat	2,90	11,73	0,00238	0,00245	0,00266	0,00279	0,00277	0,00416
Asma K.	2,90	8,83	0,00239	0,00249	0,00272	0,00323	0,00321	0,00459
Zemin K.	3,08	5,93	0,00218	0,00224	0,00255	0,00328	0,00325	0,00476
Bodrum K	2,85	2,85	0,00121	0,00123	0,00185	0,00179	0,00178	0,00397



Şekil 5.2. S24/S21/S5 Kolonlarına Ait Y Yönü Göreli Kolon Ötelemeleri Oranları

Tablo 5.1.4, Tablo5.1.5, Tablo 5.1.6 ve Şekil 5.2' de inceleme yapıldığında özellikle döşeme boşluğunun yer aldığı zemin kat ve asma katta Y doğrultusundaki depremden dolayı oluşan göreli kolon ötelemeleri karşılaştırıldığında, MD02A-S24 kolonu ile MD01-S24 kolonu arasında belirgin bir fark gözlenmektedir. S5 kolonunda inceleme yapıldığında ise zemin katta S24 kolonu ile benzer şekilde davrandığı görülmektedir. Ancak, S5 ve S24 kolonları arasında karşılaştırma yapıldığında, sadece en üst kat döşemesi ile bağlantısı olan S5 kolonunun tüm katlardaki göreli kolon ötelemelerinin daha büyük olduğu görülmüştür. Döşeme boşlukları ile bağlantısı olmayan S21 kolonunda ise tüm katlardaki Δ_y/H_i oranları, [1]'e göre izin verilen 0.0035 değerinden daha küçüktür. Şekil 5.2' de yer alan S21

kolonuna ait grafikten bu durum açıkça görülmektedir. Ayrıca, S21 kolonunda, S5 ve S24 kolonundaki belirgin fark gözlenmemiştir.

Tablo 5.1.4, Tablo5.1.5 ve Tablo 5.1.6' da X doğrultusundaki depremden dolayı oluşan göreli kolon ötelemeleri incelendiği zaman MD01 ve MD02A modellerinde Δ_x/H_i oranlarının [1]' e göre izin verilen 0.0035 değerinden küçük olduğu görülebilir. Ayrıca, kat döşemelerinin düşeyde ve planda nasıl yer değiştirdikleri ve rijit diyafram kabulü yapmak ile elastik diyafram kabulü yapmak arasında nasıl bir değişimin söz konusu olduğu A1 türü (burulma düzensizliği) düzensizlik incelenirken de yer almakta olduğu için daha sonra incelenmiştir. (bakınız, Bölüm 5.4.3)

Yukarıdaki incelemelerden de anlaşılacağı üzere çerçevelerde ve döşemelerde süreksizlik meydana getiren boşlukların hesaplarda dikkate alınması gerekmektedir. Ancak, [1, Tablo 6.1]'de belirtildiği üzere A_b/A_B oranı %33 den fazla olmalıdır.

5.2 Mevcut Yapıda Elastik Ankastre Temel Varsayımı

Matematik modellerden elde edilen kesit zorlarının gerçeğe yakın sonuçlar vermesi, yapının mesnetlenme koşulları ile doğrudan ilgilidir. Düşey taşıyıcı elemanların mesnet koşullarını gerçekçi olarak saptamak kolay olmayabilir ancak, mesnet ve açıklık momentlerinin değeri, mesnet kabullerine doğrudan bağlıdır. Zemin şartlarının iyi olduğu durumlarda yani zemin oturmaları ve dönmelerinin ihmal edilebilecek düzeyde olduğu durumlarda düşey taşıyıcıların mesnetlerini ankastre olarak kabul etmek gerçeğe yakın sonuçlar verebilir. Zemin şartlarının iyi olmadığı durumlarda ise zemin oturmaları ve temel dönmelerinden dolayı üst yapıda ek zorlamalar, çatlamalar ve deformasyon artışları meydana gelebilir.

Zemin şartları yapının dinamik karakteristiklerini ifade eden periyot ve mod şekillerini doğrudan doğruya etkilemektedir. Kötü zeminler deprem etkisini büyüterek yapıya verirler. Yapının mesnetlendiği zeminin rijitliği azaldıkça, yapının periyodu uzamaya başlar.

İncelenen binanın yerel zemin sınıfı daha önce Bölüm 2.3 te belirtildiği gibi Z3' tür ve düşey yatak katsayısı K_v =10000 kN/m³ tür. Düşey yatak katsayısından da

anlaşılacağı gibi binanın zemini iyi değildir. Düşey yatak katsayısı düşük olan zeminin mevcut yapıya etkisinin nasıl olduğunu incelemek için MD02B modeli oluşturulmuştur. Modelde projede belirtilen ve yerinde yapıldığı kabul edilen temel sistemi kullanılmıştır.

Tablo 5.1.1' de her iki doğrultu için yapı periyotları incelendiğinde, MD02B modelinin peryodunun, zemin etkisinin mesnetlenme koşullarında dikkate alınmadığı MD02A modeline göre y doğrultusu için %32, x doğrultusu için ise % 15 büyüdüğü gözlenmiştir. Periyotların uzaması sonucunda her iki doğrultudaki depremden dolayı oluşan taban kesme kuvvetlerinde % 16 ve taban devrilme momentlerinde ise % 17 azalma meydana gelmiştir. Diğer periyotların değişimi Tablo E.4' ten takip edilebilir.

Tablo 5.1.2-b ve Tablo 5.1.2-c' de S5, S21 ve S24 kolonlarına ait y doğrultusu normalize edilmiş 1. mod şekli değerleri incelendiğinde, yapının temele rijit bağlı olmaması nedeniyle mod şeklinin değiştiği gözlenmiştir. Şekil 5.1 incelendiğinde değişiklik daha iyi anlaşılmaktadır. Mod şekillerinin incelenmesinden katlara gelen kat kesme kuvveti oranlarının MD02B de MD02A ya göre üst katlarda azaldığı alt katlarda ise arttığı belirlenmiştir. Kat kesme kuvvetleri Tablo E7-10'da verilmiştir.

Zemin –yapı etkileşimi nedeniyle rijit bağlı sisteme ait olan V_t taban kesme kuvveti, $\overline{V_t}$ değerine indirgenebilir, [4]. Bu amaçla düzgün yayılı kütle ve rijitlik durumu için şu formül kullanılabilir.

$$\frac{\overline{V_t}}{V_t} = 0.3 + 0.75\left[\frac{T}{\overline{T}}\right]^{2/3}\left[\frac{0.05}{\overline{\xi}}\right]^{0.4} \qquad (5.1)$$

(5.1) formülünün kullanılabilmesi için şu koşulların sağlanması gerekir.

$$\overline{\xi} \geq 0.05 \qquad \text{ve} \qquad 0.7 \leq \frac{\overline{V_t}}{V_t} \leq 1.0 \qquad (5.2)$$

Zemin - yapı sisteminde etkili sönüm, malzeme sönümü yanında dalga enerjisinin serbest yüzeyden yansıdıktan sonra zemin içinde yayılarak kaybolmasını da içerir. Yapılan ayrıntılı çalışmalar $\overline{\xi}$ etkili sönümün, rijit mesnetli sistemin sönümüne bağlı olarak tariflenebileceğini ortaya koymuştur, [4].

$$\overline{\xi} = \xi_0 + \frac{\xi}{\left(\overline{T}/T\right)^3} \qquad (5.3)$$

Yapının temele rijit bağlı olmamasını tarif eden MD02B modeline ait temel sönüm katsayısı $\xi_o = 0.07$ alınarak [4, Şekil 1.6.1] hesaplarda kullanılmıştır. Gerekli değerler bulunarak hesaplama yapıldığı zaman $\overline{V_t}/V_t = 0.81$ olarak bulunmuştur. Koşullar sağlandığından dolayı MD02B modeline ait taban kesme kuvveti hesaplamalarda kullanılabilir.

Tablo 5.1.4, Tablo 5.1.5 ve Tablo 5.1.6' da S5, S21 ve S24 kolonlarına ait göreli kolon ötelemeleri incelendiği zaman, MD02B modelinde y doğrultusundaki depremden dolayı oluşan göreli kolon ötelemelerinde MD02A modeline göre, hesaplarda mutlaka dikkate alınması gereken artışlar meydana gelmiştir. Şekil 5.2 de bu durum açıkça görülmektedir. MD02B modeline ait S21 kolonunda son iki kat hariç bütün katlarda Δ_y/H_i oranları, ABYYHY-97 [1]' e göre izin verilen 0.0035 değerinden daha büyüktür. MD02A modelinde ise Δ_y/H_i oranları 0.0035 değerinden küçüktür. S24 ve S5 kolonlarında bu oranlar, MD02A modelinde zemin kat, asma kat ve 1.katta, MD02M modelinde ise son iki kat hariç bütün katlarda 0.0035 değerinden büyüktür. X doğrultusundaki depremden dolayı oluşan ve S24, S21 ve S5 kolonlarına ait göreli kolon ötelemeleri Tablo 5.1.4, Tablo 5.1.5 ve Tablo 5.1.6' daki ilgili sütunlarda yer almaktadır. Bunlar incelendiği zaman tüm katlardaki ilgili kolonlara ait Δ_x/H_i oranları, ABYYHY-97 [1]' e göre izin verilen 0.0035 değerinden daha küçüktür.

İncelemeler sonucunda özellikle zayıf zeminlerde elastik ankastre temel varsayımının hesaplarda dikkate alınması gerektiği, dikkate alınmadığı takdirde yapısal davranışın gerçekçi bir biçimde hesaplara yansıtılamayacağı görülmüştür, çünkü elastik ankastre temel varsayımı yapının dinamik karakteristiklerini yansıtan mod şekillerinin değişmesine , frekansın azalmasına neden olabildiği gibi yer değiştirmelerin artması ile ikinci mertebe etkilerinin önemli hale gelmesine yol açabilmektedir. Ayrıca, depremden dolayı oluşan taban kesme kuvvetlerinin azalması gibi elverişli bir durumu da ortaya çıkarmaktadır. Böylece, yeni boyutlandırılacak binalarda kesit boyutlarının küçülmesine, güçlendirme yapılacak binalarda ise ilave elemanlar için daha objektif kararlar verilmesine neden olacak ve yapı daha ekonomik şekilde boyutlandırılacak veya güçlendirilebilecektir.

5.3 Bölme Duvarların Etkisi

Proje hesapları yapılırken bölme duvarları, düşey yük etkisi olarak statik hesaplarda, kütle olarak da dinamik hesaplarda gözönünde bulundurulmaktadır. Bu durumda, bölme duvarları inşa edilirken, yer aldıkları çerçevelerden uygun bir şekilde ayrılmalıdır, yoksa proje hesaplarında gözönüne alınan yapının davranışı ile gerçek davranış birbiriyle uyuşmaz. Bazen, bölme duvarları ile çerçeveler birbirleriyle bütünleşik yapılmaktadırlar. Bu yapım şeklinde önce yapının duvarları örülmekte ve daha sonra kolon, kiriş ve döşemeler imal edilmektedir. Böylece duvarlar taşıyıcı sistem ile birlikte yapının davranışına tesir eden önemli elemanlar haline gelmektedirler. Çerçeve ile bütünleşik yapılmadıkları durumlarda da bölme duvarları, alttan kirişe oturmaları ve oturdukları kiriş yüzeyinde basınç gerilmeleri yaratmaları, kolonlarla temas halinde oldukları yan yüzeylerinde harç bulunması, bazen duvarların kiriş alt yüzüne kadar tamamen örülmeleri ve kirişin sehim yapması sonucu duvarların yük aktaran elemanlar haline gelmeleri ile yapısal davranışı etkileyen önemli elemanlar haline gelmektedirler. Böylece, yapıda bölme duvarlarından kaynaklanan rijitlik artışı oluşmakta ve yapının dinamik karakteristikleri değişmektedir. Periyot küçülmekte, binaya etkiyen yatay yükler artmaktadır; bunlar, yapıda beklenmeyen kesit zorlarının oluşmasına, yapının tümüyle burulma etkilerine maruz kalmasına sebep olabilmektedir.

Bölme duvarları ile ilgili şu hususa da dikkat etmek gerekir; genelde gevrek malzemeler ile üretilmektedir ve deprem esnasında oluşan yatay yüklere karşı başlangıçta yapıya bir rijitlik artışı sağlayacaktır, ancak gevrek malzemeden dolayı, çatlamalar erken oluşacaktır. Çatlamalar meydana geldikten sonra yapının başlangıç rijitliği önemli ölçüde azalacaktır.

Burada bölme duvarlarının etkisi gözönüne alınarak periyotlarda ve yatay kuvvetlerde meydana gelen değişimler irdelenecektir.

Bölme duvarların yapının dinamik davranışına etkisi ABYYHY-97 [1, Madde 6.7.4.4] te dikkate alınmıştır. Periyodun gerçekçi olmayan şekilde büyümesi, spektrum katsayısının küçülerek, deprem yükünün aşırı azaltılmasını önlemek için, $T_1 > 1{,}0$ sn olması durumunda yapının 1.doğal periyodunun;

$$T_1 = 1.30 \cdot C_t \cdot H^{3/4} \tag{5.4}$$

formülü ile hesaplanan değerden fazla olmaması öngörülmüştür.

Bölme duvarların etkisini hesaplarda dikkate almak üzere, EC-8 [9]'da yeralan ilgili formüller kullanılacaktır. Bunun için her iki deprem doğrultusu için katlarda mevcut olan bölme duvarlar tespit edilmiştir.[Bakınız, Tablo 5.3.2-a ve Tablo 5.3.2-b]

[9, Madde 2.9.4]' de bölme duvarların etkisi dikkate alınmaktadır. Burada yapının bölme duvarsız hali yani çıplak hali ile ilgili periyodu (T_{1b}) ile bölme duvarlı halin periyodu için aşağıda (5.6) da verilen formüller kullanılarak elde edilen periyodunun (T_{li}) ortalaması alınmaktadır.

$$T_1' = \frac{T_{1b} + T_{li}}{2} \tag{5.5}$$

Bölme duvarlı durum için yapının 1.doğal periyodunun hesaplanması için şu formül kullanılacaktır.

$$T_{li} = \frac{T_{1b}}{\sqrt{1 + \frac{T_{1b}^{\,2} \cdot A_w \cdot G \cdot g}{16 \cdot H \cdot W}}} \tag{5.6}$$

A_w = Bölme duvarların yatay kesit alanlarının ortalaması

G = Bölme duvarların kayma Modülü

g= Yerçekimi ivmesi

H = Bina Yüksekliği

W = Deprem hesabında kullanılan yapı ağırlığı (G+0.30 Q)

İncelenen binada duvar malzemesi olarak delikli tuğla kullanıldığı varsayılmış ve hesaplarda delikli tuğla ve delikli tuğla duvara ait değerler kullanılmış ve bu değerler Tablo 5.3.1'de gösterilmiştir.

Yatay delikli tuğla duvara ve harca ait değerler;

$f_{tugla} = 2500\ kN/m^2$ Tuğlanın deliklerine dik doğrultudaki basınç dayanımı

$f_{harç} = 5000\ kN/m^2$ Harcın basınç dayanımı

Hesaplarda harcın Kalınlığı 1 cm ve tuğla duvarın yüksekliği 19 cm olarak alınmıştır.

Harcın Elastisite Modülü beton için TS500 [3]'de verilen aşağıdaki denklem kullanılarak hesaplanacaktır.

$$E_{harç} = 3250\sqrt{f_c} + 14000 \quad \text{(Mpa)} \tag{5.7}$$

Tuğlanın Elastisite Modülü, Glanville ve Barnett [8]'in önerdiği aşağıdaki denklem kullanılarak hesaplanacaktır.

$$E_{tugla} = 300 \cdot f_{tugla} \tag{5.8}$$

Tuğla duvarın basınç dayanımı

$$f_{cm} = 0.25 \cdot f_{tugla} \tag{5.9}$$

$$f_{cm} = \sqrt[3]{f_{harç}} \cdot \sqrt{f_{tugla}} \quad \text{(Bröcker Formülü)} \tag{5.10}$$

$$f_{cm} = \frac{f_{tugla}\,(4 + 0.1 \cdot f_{harç})}{16 + 3\dfrac{h}{d}} + e \quad \text{(Graf Formülü)} \tag{5.11}$$

Graf formülü (5.11), sadece duvarı oluşturan tuğla ve harcın dayanımı ile yetinmemekte, taşıma gücüne etkiyen önemli iki parametre olan duvarın narinliği (h/d) ve işçiliğin kalitesini (e)' yi de dikkate almaktadır. h duvar yüksekliğini, d duvar kalınlığını belirtmektedir. e iyi işçilik halinde + 10 kgf/cm² (1 Mpa), orta işçilik halinde 0 kgf/cm² (0 Mpa), kötü işçilik halinde ise -5 kgf/cm² (-0,5 Mpa) değerini almaktadır, [11]. (5.9), (5.10) ve (5.11) formüllerini kullanırken dayanım değerleri (kgf/cm²) ve boyutlar (cm) dir. Ülkemizde genellikle duvar malzemesi ve işçilik iyi değildir. Bundan dolayı (5.11) formülü ile hesap yapılırken orta işçilik dikkate alınacaktır.

Tuğla duvarın Elastisite Modülü [8]' de belirtilen aşağıdaki formüllerle hesaplanacaktır.

$$E_{tugla\cdot duvar} = 700 \cdot f_{cm} \tag{5.12}$$

$$E_m = \frac{1}{\frac{1-\delta}{E_j} + \frac{\delta}{E_b}} \tag{5.13}$$

(5.13) formülünde yer alan (δ), tek bir tuğlanın yüksekliğinin üzerinde harç bulunan tuğlanın yüksekliğine oranını ifade etmektedir, [8].

Tuğla duvarın kayma modülü daha kesin bilgi olmadıkça aşağıdaki formülle hesaplanacaktır, [10].

$$G_{tugla\cdot duvar} = 0.40 \cdot E_{tugla.duv} \tag{5.14}$$

Tablo 5.3. 1 Tuğla ve Tuğla Duvara Ait Değerler

	f_{tugla} (kN/m²)	f_{cm} (kN/m²)		E_{td} (kN/m²)		G_{td} (kN/m²)
Tuğla Duvar	2500	(5.9)	625	(5.12)	437500	175000
	2500	(5.10)	1840	(5.12)	1288000	515200
	2500	(5.11)	450	(5.12)	315000	126000
				(5.13)	830000	332000

İncelenen binanın mevcut durumdaki bölme duvarları, her iki doğrultu için mimari projesinden tespit edilmiş ve Şekil 5.3'te kalıp planı üzerinde gösterilmiştir ve hangi katta hangi duvarların olduğu Tablo 5.3.2-a' da sunulmuştur.

Tablo 5.3.2-a' da yer alan bölme duvarların uzunlukları Tablo 5.3.2-b' den izlenebilir.Tablo 5.3.2-b kullanılarak binada her katta bulunan ortalama duvar yatay enkesit alanları hesaplanmış ve bunlar kullanılarak MD01, MD02A ve MD02B modellerine ait 1.doğal periyotlar yeniden hesaplanmış ve bunlara karşılık gelen spektrum ordinatları bulunarak eşdeğer taban kesme kuvvetleri hesaplanmıştır. Bulunan değerler Tablo 5.3.3–a ve Tablo 5.3.3-b' de karşılaştırılmıştır.

Tablo 5.3. 2-a Katlarda Yeralan Mevcut Bölme Duvarlar

Kat No	**Katlarda Yer Alan Mevcut Bölme Duvarlar**
5.Kat	W1,W2,W3,W4,W4a,W5,W10,W11,W12,W14,W17,W18,W19,W20, W22,W23,W24,W25,W26,W29,W30,W31,W32,W34
4.Kat	W1,W2,W3,W4,W4a,W5,W6,W7,W8,W9,W10,W12,W13,W14,W16, W17,W18,W19,W20,W21,W22,W23,W24,W25,W26,W29,W30,W31 , W32,W33,W34,W35,W36,W37,W38
3.Kat	4.Kat ile aynı
2.Kat	4.Kat ile aynı
1.Kat	W1,W2,W3,W4,W4a,W5,W6,W14,W15,W16,W17,W18,W19,W20, W21,W22,W23,W24,W25,W26,W29,W30,W31,W32,W34
Asma Kat	1.Kat ile aynı
Zemin Kat	1.Kat ile aynı
Bodrum Kat	W1,W2,W3,W4,W4a,W5,W6,W9,W9a,W10,W12,W14,W15,W16, W17,W18,W19,W20,W21,W22,W23,W24,W25,W26,W27,W28, W29,W30,W31,W32,W33,W39,W40

Tablo 5.3.2-b Her iki doğrultadaki mevcut duvar uzunlukları ve enkesit alanları

Kat No	**X Doğ.Duv.Uzunluğu. L_x (m)**		**Enkesit Alanı**	**Y Doğ.Duv.Uzunluğu L_y (m)**		**Enkesit Alanı**
	10 cm'lik	**20 cm'lik**	**A_{dx} (m²)**	**10 cm'lik**	**20 cm'lik**	**A_{dy} (m²)**
5.Kat	9,20	41,80	9,28	7,60	8,60	2,48
4.Kat	3,20	61,70	12,66	12,80	23,30	5,94
3.Kat	3,20	64,50	12,62	12,80	23,30	5,94
2.Kat	3,20	61,30	12,58	12,80	23,30	5,94
1.Kat	3,20	48,50	10,02	4,30	5,20	1,47
Asma Kat	3,20	48,50	10,02	4,30	5,20	1,47
Zemin Kat	3,20	48,50	10,02	4,30	5,20	1,47
Bodrum Kat	23,2	78,20	17,96	4,30	33,7	7, 17
Ortalama		$\sum A_{dx} / 8 =$	11,90		$\sum A_{dy} / 8 =$	3,99

Tablo 5.3. 3-a X Doğrultusu İçin 1. Doğal Periyotlar ve Taban Kesme Kuvvetleri

	MD01		**MD02A**		**MD02B**	
	Ank.Tem.(R.D)		**Ank.Tem.(E.D)**		**Elas.Ank.Tem.(E.D)**	
	I	**II**	**I**	**II**	**I**	**II**
T_{1x} (sn)	0,948	0,475	0,959	0,477	1,101	0,491
T'_{1x} (sn)	0,712		0,718		0,796	
$S_d(T_I)/S_d(T'_{1x})$	1,258		1,261		1,296	
V_{tx} (kN)	4208	6067	4168,6	6067	3732,2	6067
V'_{tx} (kN)	5293,30		5256,02		4837,30	

R.D : Rijit Diyafram Kabulü E.D : Esnek Diyafram Kabulü

Tablo 5.3.3-b Y Doğrultusu İçin 1. Doğal Periyotlar ve Taban Kesme Kuvvetleri

	MD01		**MD02A**		**MD02B**	
	Ank.Tem.(R.D)		**Ank.Tem.(E.D)**		**Elas.Ank.Tem.(E.D)**	
	I	**II**	**I**	**II**	**I**	**II**
T_{1y} (sn)	1,4639	0,796	1,4646	0,796	1,932	0,852
T'_{1y} (sn)	1,130		1,130		1,392	
$S_d(T_I)/S_d(T'_{1y})$	1,230		1,230		1,300	
V_{ty} (kN)	2972,40	4839,30	2971,20	4839,30	2380,9	4583,32
V'_{ty} (kN)	3656,66		3656,66		3094,77	

I : Çıplak Çerçeveli Sistem
II : Çıplak Çerçeve Sistem+ Tuğla Bölme Duvar

Daha önce belirtildiği gibi bölme duvarlar genellikle gevrek malzemelerden üretilmektedir. Gevrek malzemelerin çekme dayanımları düşük olduğundan dolayı, bölme duvarlar uzun süren tersinir deprem etkilerine dayanamaz ve çatlaklar oluşur. Çatlakların oluşması sonucu yapının yüksek olan başlangıç rijitliği azalır. Yapının başlangıç rijitliği yüksekken periyodu küçüktür ve yapıya büyük deprem kuvvetleri etkimektedir. Çatlakların oluşmaya başlamasından sonra yapının periyodu uzamaya, yapıya etki eden deprem kuvvetleri azalmaya ve deformasyonlar artmaya başlar. Yapının her iki doğrultudaki 1.doğal periyotlarının ve eşdeğer yatay deprem kuvvetlerinin değişimi Tablo 5.3.3-a ve Tablo 5.3.3- b' den izlenebilir. Böylece, yapının başlangıçtaki davranışı ile daha sonraki davranışı birbirinden farklı olur. İşte bu iki farklı durumu da gözönüne almak üzere [1, Madde 6.7.4.4] ve [9, Madde 2.9.4] te yer alan ve yukarıda da verilen formüller kullanılabilir.

[9]'da yer alan formüller kullanılarak hesaplanan periyot değerlerinin yanında, Tablo 5.3.2' de yer alan mevcut duvarlar modellenerek yapının çözümlemesinin yapılması durumunda, sonuçların nasıl değiştiğini görmek ve mevcut yapıyı daha iyi temsil edip yapısal davranışı belirlemek için MD03A, MD03B ve MD03C modelleri oluşturulmuştur.

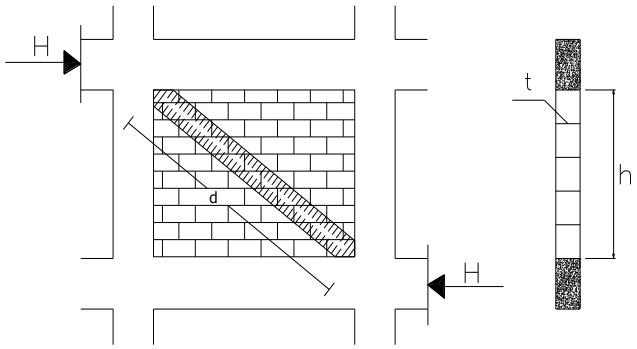
5.3.1 Bölme Duvarların Modellenmesi

Bölme duvarların yapısal davranışa etkisinin önemi EC-8 ve İtalyan deprem yönetmeliğinde dikkate alınmış ve bölme duvarlı çerçeve tanımı yapılmıştır. Bununla birlikte bölme duvarlarının etkisi ile ilgili kesin dizayn kurallarının ortaya konulması oldukça zordur. Bu konuda deneysel çalışmalar devam etmektedir. İTÜ Yapı ve Deprem Laboratuvarı' nda da bölme duvarların mekanik özelliklerinin belirlenmesi ile ilgili deneysel çalışmalar yapılmaktadır.

Bölme duvarlarının matematik modellerde temsil edilebilmesi için öncelikle eksenel rijitliklerinin doğru olarak tarif edilmesi gerekmektedir. Modelde bölme duvarlar DM 16/01/'96 " Technical provisions for structures in seismic sites" and CIRC.10/04/'97 n.65 te belirtilen kriterlere göre modellenmiştir, [10]. Şekil 5.4'te tipik bir çerçeve ve bölme duvarın temsil modelinin detayları gösterilmiştir.

Bölme duvarlar modellenirken aşağıdaki kabuller sağlanmalıdır:

- Çerçeveler betonarme olmalıdır ve bölme duvarlarla birbirine bağlanmalıdır. Çerçeve ile bölme duvarlar arasında kesinlikle kuvvet aktarımı olmalıdır.
- Çerçevelerin Yükseklik/Genişlik oranı > 0.5 ve <2.0 olmalıdır.
- Çerçevelerin Yükseklik / Kalınlık oranı 20' den az olmalıdır.
- Bölme duvarlarda boşluklar mevcut olmamalıdır.



Şekil 5.4. Çerçeve ve bölme duvarın temsil modeli

Tüm bu koşullar sağlandığı zaman bölme duvarı temsil eden sanal çubukların mekanik özellikleri şu şekilde tanımlanmaktadır.

Bölme duvarın davranışını temsil etmek üzere, eşdeğer sanal çubuğun kalınlığı duvarın kalınlığı ile eşdeğerdir, genişliği ise çerçevenin çapraz boyunun 1/10'u olarak tariflenebilir. Eşdeğer sanal çubuk her iki ucundan da mafsallı olarak tariflenir.Böylece, eşdeğer sanal çubuğun rijitliği:

$$\left(\frac{EA}{d}\right)_{eq} = 0.1 \cdot E_m \cdot t \tag{5.15}$$

olarak tariflenir. Burada :

d: Çerçevenin çapraz boyu

t: Bölme duvarın kalınlığı

E_m: Duvarın elastisite modülü

Bölme duvarlar yukarıda tariflendiği şekilde modellere ilave edilmiştir, (bakınız, Şekil 5.5). Duvarın elastisite modülü (5.12) ve (5.13) de tariflenen formüller kullanılarak hesaplanmıştır. Ancak, burada bölme duvarlar iki tane eşdeğer sanal çubukla tanımlandığı için duvarın elastisite modülünün yarısı dikkate alınmıştır.

Bu konuda yapılan bir yüksek lisans tez çalışmasında da, [18], dolgu duvarlarının, küçük genlikli titreşimler için yapının yatay rijitliğine katkısının mekanik modelde nasıl dikkate alınması gerektiği ile ilgili parametreler tespit edilmeye çalışılmıştır. Burada teorik ve deneysel çalışmaların sonuçları karşılaştırılmış ve bölme duvarların

etkisi gerçekçi olarak yansıtılmaya çalışılmıştır. Bölme duvarları temsil eden statikçe eşdeğer sanal çubuğun eksenel rijitliği [6, 18]' de:

$$EF_{eq} = E \cdot t \cdot L_d \cdot \alpha \cdot \beta \tag{5.16}$$

ile tariflenmiştir. Burada :

E : Duvarın elastisite modülü

t : Duvarın kalınlığı

L_d : Duvarın çapraz boyu

α : Katsayı

β : Katsayı

α katsayısı, eşdeğer sanal çubuğun genişliğini tarif etmek için kullanılan boyutsuz bir katsayıdır ve yaklaşık olarak 0.5 alınabilir, [5]. β katsayısı ise bölme duvarlarında var olan boşlukların etkisini, şayet varsa, gözönünde bulundurmak üzere tariflenen bir katsayıdır. Çeşitli bölme duvarlar için β katsayısını belirlemek üzere yapılan deneysel çalışmalarda şu adımlar izlenmiştir. Deney numunelerine en üstten birim yükleme yapılmış ve numunelerin sağ ve sol uçlarındaki tepe yer değiştirmeleri karşılaştırılmıştır. Tepe yer değiştirmelerinin birbirine oranı ise duvarın rijitlik derecesini tariflemek üzere β ile sembolize edilmiştir, [6]. Duvarlarda yeralan çeşitli boşluk tipleri için β katsayısı 0 ile 1 arasında değişmektedir. Yaklaşık olarak tek bir pencere veya kapı boşluğu için 0.5**,** birleşik kapı ve pencere boşluğu için 0.2 ve küçük bir pencere boşluğu (örnek: tuvalet penceresi) için 0.9 alınabilir, [5].

Bölme duvarlar modellere dahil edilirken, kolondan kolona uzanmayan duvarlar yani kapı ve pencere boşluklarının olduğu duvarlar önce gözardı edilmiş daha sonra ise ilave edilerek karşılaştırmalar yapılmıştır. Boşlukların olduğu duvarlar matematik modellerde boşlukların olduğu yere kadar iki tane eşdeğer diyagonal çubukla tanımlanmış ve β katsayısı dikkate bu şekilde alınmıştır yani diyagonal çubukların eksenel rijitliğinde β katsayısına bağlı olarak bir azaltma yapılmamıştır, (bkz, Ek B).

Bölme duvarların dayanımlarını hesaplamak için deneysel sonuçlardan elde edilen bilgiler ışığında ortaya konulan bağıntılar çok farklı değerler vermektedir. Bu değerlerle hesaplanan elastisite modülü değerleri de birbirinden farklıdır. İşte bu farkların yapının periyoduna etkisi incelenmiş ve bunlara ait periyot değerleri Tablo 5.3.4' te özetlenmiştir.

Tablo 5.3.4. Duvar elastisite modüllerinin yapı periyotlarına etkisi

	Boşluklu Duvarlar Hariç				Boşluklu Duvarlar Hariç			
	EC8 Bağıntıları				Matematik Model			
	MD03B	MD03C	MD03B	MD03C	MD03B	MD03C	MD03B	MD03C
E (kN/m²)	T_{1y}(sn)	T_{1y}(sn)	T_{1x}(sn)	T_{1x}(sn)	T_{1y}(sn)	T_{1y}(sn)	T_{1x}(sn)	T_{1x}(sn)
437500	1,319	1,655	0,807	0,898	1,4220	1,8900	0,9051	1,0568
1288000	1,183	1,458	0,709	0,787	1,3586	1,8295	0,8264	0,9896
310000	1,352	1,710	0,836	0,934	1,4335	1,9012	0,9198	1,0689
830000	1,243	1,540	0,749	0,831	1,3880	1,8598	0,8618	1,0235

Bölme duvarların dayanımlarının hesaplandığı bağıntılar ve bulunan sonuçlar birbirlerinden farklı olmasına rağmen elastisite modüllerinin yapının periyodu üzerindeki etkisi mertebe bakımından çok önemli farklar sergilememektedir.Ancak, elastisite modülü değeri yükseldikçe yapının periyodunun azalması beklenen bir sonuçtur. Bundan dolayı Tablo 5.3.4'te ilk sütunda yer alan elastisite modüllerinin ortalaması alınarak, ortalama duvar elastisite modülü $E_{tugladu\ var} = 720000\ kN/m^2$ olarak hesaplarda kullanılmıştır.

Bölme duvarların ilave edilmesinden sonra, yapılan çözümlemelerden elde edilen serbest titreşim periyotları Tablo 5.3.5' te gösterilmiştir.

Tablo 5.3.5. Serbest titreşim periyotlarının karşılaştırılması

Model	**Çıplak Çerçeve**			**Boşluklu Duvarlar Hariç**			**Boşluklu Duvarlar Dahil**		
periyot (sn)	**MD01**	**MD02A**	**MD02B**	**MD03A**	**MD03B**	**MD03C**	**MD03A**	**MD03B**	**MD03C**
T_{1x}	0,9480	0,9592	1,1013	0,8752	0,8754	1,0321	0,8654	0,8655	1,0241
T_{1y}	1,4639	1,4646	1,9320	1,3917	1,3922	1,8673	1,3901	1,3906	1,8596
T'_{1x}	EC8'de yeralan (5.6)ve(5.5) ile hesaplanan periyotlar			0,755	0,762	0,846	0,729	0,736	0,816
T'_{1y}				1,261	1,261	1,566	1,157	1,158	1,426

Tablo 5.3.5' te de görüldüğü gibi duvarların da dahil edilmesiyle rijitlik artışından dolayı periyotlarda küçülmeler meydana gelmiştir. Boşluklu duvarlar dikkate alınmadığı zaman MD01 ile MD03A modeli karşılaştırıldığında, periyotlarda X doğrultusunda % 7.7, Y doğrultusunda ise % 4.9, MD02A ile MD03B modeli karşılaştırıldığında periyotlarda X doğrultusunda % 8.7, Y doğrultusunda ise % 4.9 ve MD02B ile MD03C modeli karşılaştırıldığında periyotlarda X doğrultusunda % 6.3, Y doğrultusunda ise % 3.3 azalma meydana gelmiştir. Boşluklu duvarlar dikkate alındığında ise MD01 ile MD03A modeli karşılaştırıldığında, periyotlarda X doğrultusunda % 8.7, Y doğrultusunda ise % 5, MD02A ile MD03B modeli karşılaştırıldığında periyotlarda X doğrultusunda % 9.8, Y doğrultusunda ise % 5.1 ve MD02B ile MD03C modeli karşılaştırıldığında periyotlarda X doğrultusunda % 7.0, Y doğrultusunda ise % 3.8 azalma meydana gelmiştir.X doğrultusunda periyotlardaki küçülmenin Y doğrultusuna göre daha fazla olmasının nedeni Tablo 5.3.2' nin incelenmesinden de anlaşılacağı gibi mevcut duvar alanının daha fazla olmasıdır.

[9]' da hesaplanan periyot değerleri ile bölme duvarların dahil olduğu modellerin periyot değerleri arasında da X doğrultusu için %13-18 arasında, Y doğrultusu için ise %9.5-16 arasında fark gözlenmektedir.

Boşluklu duvarların hariç olduğu durumdaki yapı periyotları ile dahil olduğu durumdaki yapı periyotları incelendiği zaman önemli farkların olmadığı görülmektedir. Bundan dolayı, incelenen bina için, boşluklu duvarların yapının rijitliğine ve davranışına katlısının ihmal edilebilecek düzeyde olduğunu söylemek mümkündür.

Tablo 5.3.6. Deprem Yükü Katsayılarının Karşılaştırılması

	Çıplak Çerçeve			**Boşluklu Duvarlar Hariç**			**Boşluklu Duvarlar Dahil**		
Model	**MD01**	**MD02A**	**MD02B**	**MD03A**	**MD03B**	**MD03C**	**MD03A**	**MD03B**	**MD03C**
$A_0 S_x / R$	0,1300	0,1288	0,1153	0,1386	0,1386	0,1215	0,1399	0,1399	0,1222
$A_0 S_y / R$	0,0919	0,0918	0,0736	0,0956	0,0956	0,0756	0,0957	0,0957	0,0759
$A_0 S'_x / R$	EC8'de yeralan (5.6), (5.5) ile hesaplanan periyotlar			0,1560	0,1549	0,1424	0,1605	0,1592	0,1466
$A_0 S'_y / R$				0,1035	0,1035	0,0870	0,1109	0,1109	0,938

Tablo 5.3.6' da yer alan deprem yükü katsayıları incelendiği zaman duvarların etkisini ortaya koyan bir artım meydana geldiği görülmektedir. Çünkü binada rijitlik artışından dolayı periyot kısalmış ve bunun sonucu olarak da deprem yükü katsayılarında artış meydana gelmiştir. Meydana gelen bu artış X doğrultusunda ortalama % 7.4, Y doğrultusunda ise % 3.83 tür. [9]'da yer alan (5.6) ve (5.5)'de ki bağıntılarla hesaplanan periyotlara dayalı olarak hesaplanan deprem yükü katsayıları incelendiğinde, çıplak çerçeve modellerine göre X doğrultusunda ortalama %23, Y doğrultusunda ise ortalama %18.5 civarında bir artış olmaktadır. X doğrultusunda mevcut duvar enkesit alanının y doğrultusuna göre fazla olmasından dolayı, X doğrultusundaki artım daha fazladır.

5.4 1997 Deprem Yönetmeliğinde Belirtilen Düzensizliklerin Kontrolü

Mevcut durum ve güçlendirme sonrası binada 1997 Deprem yönetmeliğinde belirtilen kontroller yapılarak güçlendirme öncesi ve sonrası düzensizliklerde meydana gelen değişimler karşılaştırılarak sonuçlar değerlendirilecektir. Burada göreli kat ötelemeleri ile ikinci mertebe etkilerinin kontrolü yapılacak ve daha sonra planda yer alan düzensizlik durumlarından A1 ve A3 tür düzensizlik incelenecektir.

5.4.1 Göreli Kat Ötelemelerinin Kontrolü

Kat yer değiştirmeleri, yapının ötelenme rijitliği ile doğrudan ilgilidir. Ötelenme rijitliği küçük olan yapılar, deprem ve rüzgar gibi yapıya yatay olarak etkiyen yükler altında büyük ötelenmeler yapar. Bu ötelenmeler sonucunda yapının taşıyıcı sisteminin düğüm noktalarında yani kolon kiriş birleşim bölgelerinde büyük dönmeler oluşur. Eğer, bu düğüm noktaları yeterli derecede sünekliğe sahip değilse kırılma ve göçmeler oluşabilir. Ayrıca, yatay yerdeğiştirmelerin artması ile birlikte yapıda ikinci mertebe etkileri de önemli hale gelmeye başlar. İkinci mertebe etkilerinin artmasıyla birlikte kolon uçlarında moment artışları meydana gelir. İşte tüm bunlardan dolayı yönetmeliklerde kat yerdeğiştirmelerinin sınırlandırılması istenir. Ayrıca, düğüm noktalarında yeterli süneklik sağlansa da taşıyıcı olmayan elemanların olası bir deprem anında hasarlara yol açmasını önlemek anlamında da sınırlama getirilmektedir.

İncelenen binada, MD01, MD02A ve MD02B modelleri için göreli kat ötelemeleri kontrolleri yapılmıştır. Göreli kat ötelemeleri kontrolleri yapılırken tüm modellerde ± % 5 ek dış merkezlik etkisi göz önünde bulundurulmuş ve en büyük göreli kat ötelemeleri tespit edilerek karşılaştırmalar yapılmıştır. Tablo 5.4.1.1 ve Tablo 5.4.1.2' de göreli kat ötelemeleri bakımından en olumsuz olan kolonlar gösterilmiştir.

Tablo 5.4.1.1 X yönü depreminden oluşan göreli kat ötelemeleri (%5 Eksantirisite)

Yükleme		$X^- + e_Y$		$X^- + e_Y$		$X^- + e_Y$	
Model		MD01		MD02A		MD02A	
Kolon Adı		S1 kolonu		S1 kolonu		S1 kolonu	
Kat No	ΣH_i (m)	δ_x (m)	$\frac{(\Delta x)_{i\max}}{H_i}$	δ_x (m)	$\frac{(\Delta x)_{i\max}}{H_i}$	δ_x (m)	$\frac{(\Delta x)_{i\max}}{H_i}$
5.Kat	23,33	0,05357	0,00073	0,05350	0,00074	0,05875	0,00148
4.Kat	20,43	0,05144	0,00127	0,05135	0,00130	0,05445	0,00198
3.Kat	17,53	0,04775	0,00183	0,04757	0,00185	0,04870	0,00233
2.Kat	14,63	0,04245	0,00236	0,04219	0,00237	0,04195	0,00260
1.Kat	11,73	0,03560	0,00292	0,03531	0,00291	0,03440	0,00286
Asma Kat	8,83	0,02712	0,00330	0,02686	0,00326	0,02610	0,00299
Zemin Kat	5,93	0,01754	0,00357	0,01739	0,00355	0,01742	0,00313
Bodrum K.	2,85	0,00655	0,00230	0,00646	0,00227	0,00779	0,00273

Tablo 5.4.1.2. Y yönü depreminden oluşan göreli kat ötelemeleri (%5 Eksantirisite)

Yükleme		$Y^+ + e_x$		$Y^+ + e_x$		$Y^+ - e_x$	
Model		MD01		MD02A		MD02A	
Kolon Adı		S20 kolonu		S20 kolonu		S21 kolonu	
Kat No	ΣH_i (m)	δ_Y (m)	$\frac{(\Delta_y)_{i\max}}{H_i}$	δ_Y (m)	$\frac{(\Delta_y)_{i\max}}{H_i}$	δ_Y (m)	$\frac{(\Delta_y)_{i\max}}{H_i}$
5.Kat	23,33	-	-	-	-	0,14536	0,00472
4.Kat	20,43	0,11287	0,00323	0,11380	0,00326	0,13167	0,00534
3.Kat	17,53	0,10351	0,00453	0,1046	0,00457	0,11617	0,00581
2.Kat	14,63	0,09038	0,00558	0,09110	0,00562	0,09933	0,00603
1.Kat	11,73	0,07421	0,00678	0,07480	0,00684	0,08184	0,00632
Asma Kat	8,83	0,05455	0,00743	0,05497	0,00750	0,0635	0,00679
Zemin Kat	5,93	0,03300	0,00704	0,03321	0,00707	0,04381	0,00725
Bodrum K.	2,85	0,01132	0,00397	0,01143	0,00401	0,02150	0,00754

Tablo 5.4.1.1'in incelenmesinden görüleceği üzere X doğrultusu depremi için yapılan kontrollerde sadece zemin katta yönetmeliğin izin verdiği 0.0035 sınır değerinin üzerine çıktığı ancak, bu değerinde mertebe bakımından küçük kaldığı görülmüştür. Genel olarak X doğrultusu depreminden dolayı tüm katlarda göreli kat ötelemeleri bakımından sorun olmadığı söylenebilir.

Tablo 5.4.1.2'nin incelenmesinden görüleceği üzere Y doğrultusu depremi için yapılan kontrollerde ise göreli kat ötelemelerinin, ankastre temel kabulünün yapıldığı MD01 ve MD02A modellerinde 5.kat ve 4.kat hariç bütün katlarda, elastik ankastre temel kabulünün yapıldığı MD02B modelinde ise tüm katlarda yönetmeliğin izin verdiği 0.0035 değerinin oldukça üzerine çıktığı ve yapıda ciddi anlamda y doğrultusunda yerdeğiştirme sorununun olduğu görülmüştür.

5.4.2. İkinci Mertebe etkileri

Binada y doğrultusundaki depremden dolayı yerdeğiştirme sorunu olduğundan, ikinci mertebe etkileri önemli hale gelebilir. Bundan dolayı gözönüne alınan deprem doğrultusunda her bir kat için ikinci mertebe gösterge değeri olarak tariflenen θ_i değeri (5.17) formülü ile hesaplanıp kontrolleri yapılacaktır.

$$\theta_i = \frac{(\Delta_i)_{ort} \sum_{j=1}^{N} w_j}{V_i h_i} \leq 0.12 \qquad (5.17)$$

Burada:

$(\Delta_i)_{ort}$: Binanın i.katındaki ortalama göreli kat ötelemesi

w_j : Binanın j.katının, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı

V_i : i.katın toplam kesme kuvveti

h_i : Binanın i.katının yüksekliği

İkinci mertebe etkilerinin kritik değerde olup olmadığının kontrolü [1, Madde 6.10.2]'de istenerek aslında binanın ötelenme rijitliğinin yapısal davranış açısından ne kadar önemli olduğu belirtilmektedir.

Tablo 5.4.2.1 MD02A Modeli için X doğrultusundaki ikinci mertebe etkilerinin kontrolü

Kat No	Hi (m)	Σhi (m)	$(\Delta_{ix})_{min}$ (m)	$(\Delta_{ix})_{max}$ (m)	$(\Delta_{ix})_{ort}$ (m)	Σw_j (kN)	ΣV_x (kN)	θ_{ix}	Kontrol
5.Kat	2,90	23,33	0,00130	0,00200	0,00165	2526,77	512,81	0,0029	<0,12
4.Kat	2,90	20,43	0,00200	0,00366	0,00283	6732,22	1215,16	0,0055	<0,12
3.Kat	2,90	17,53	0,00250	0,00528	0,00389	11378,3	1863,50	0,0084	<0,12
2.Kat	2,90	14,63	0,00280	0,00662	0,00471	16050,1	2409,63	0,0111	<0,12
1.Kat	2,90	11,73	0,00290	0,00769	0,00529	20736,1	2864,98	0,0135	<0,12
Asma K.	2,90	8,83	0,00259	0,00796	0,00528	24898,5	3179,23	0,0146	<0,12
Zemin K	3,08	5,,93	0,00214	0,00785	0,00499	28289,5	3350,73	0,0140	<0,12
Bod. K.	2,85	2,85	0,00064	0,00415	0,00239	32358,3	3437,02	0,0081	<0,12

Tablo 5.4.2.1 ve Tablo 5.4.2.2 incelendiği zaman ankastre temel kabulünün yapıldığı MD02A modelinde her iki doğrultuda da ikinci mertebe gösterge değeri θ_i değerinin bütün katlarda yönetmeliğin belirttiği 0.12 değerinden küçük olduğu görülmüştür. Ancak y yönü θ_i değerleri, x yönü θ_i değerlerinden daha büyüktür. Y yönünde x yönüne göre daha küçük kat kesme kuvvetleri oluşmasına rağmen yerdeğiştirmelerin daha büyük ve bunun sonucunda θ_i değerlerinin daha büyük olmasının nedeni, yapının y yönü ötelenme rijitliğinin X yönü ötelenme rijitliğine göre daha küçük olmasındandır.

Tablo 5.4.2.2 MD02A Modeli için Y doğrultusundaki ikinci mertebe etkilerinin kontrolü

Kat No	Hi (m)	Σhi (m)	$(\Delta_{iy})_{min}$ (m)	$(\Delta_{iy})_{max}$ (m)	$(\Delta_{iy})_{ort}$ (m)	Σw_j (kN)	ΣV_y (kN)	θ_{iy}	Kontrol
5.Kat	2,90	23,33	0,00250	0,00420	0,00335	2526,77	394,34	0,0074	<0,12
4.Kat	2,90	20,43	0,00400	0,00830	0,00615	6732,22	917,29	0,0156	<0,12
3.Kat	2,90	17,53	0,00500	0,01220	0,00860	11378,3	1356,85	0,0249	<0,12
2.Kat	2,90	14,63	0,00520	0,01540	0,01030	16050,1	1710,40	0,0333	<0,12
1.Kat	2,90	11,73	0,00540	0,01930	0,01235	20736,1	2014,87	0,0438	<0,12
Asma K.	2,90	8,83	0,00576	0,02150	0,01363	24898,5	2242,90	0,0522	<0,12
Zemin K	3,08	5,,93	0,00540	0,02175	0,01358	28289,5	2378,01	0,0524	<0,12
Bod. K.	2,85	2,85	0,00208	0,01150	0,00679	32358,3	2452,87	0,0314	<0,12

Tablo 5.4.2.3 MD02B Modeli için X yönünde ikinci mertebe etkilerinin kontrolü

Kat No	Hi (m)	Σhi (m)	$(\Delta_{ix})_{min}$ (m)	$(\Delta_{ix})_{max}$ (m)	$(\Delta_{ix})_{ort}$ (m)	Σw_j (kN)	ΣV_x (kN)	θ_{ix}	Kontrol
5.Kat	2,90	23,33	0,00253	0,00300	0,00276	2526,77	444,99	0,0054	<0,12
4.Kat	2,90	20,43	0,00350	0,00451	0,00400	6732,22	1030,79	0,0090	<0,12
3.Kat	2,90	17,53	0,00445	0,00592	0,00518	11378,3	1542,37	0,0132	<0,12
2.Kat	2,90	14,63	0,00510	0,00693	0,00601	16050,1	1958,68	0,0170	<0,12
1.Kat	2,90	11,73	0,00573	0,00784	0,00678	20736,1	2312,02	0,0210	<0,12
Asma K.	2,90	8,83	0,00605	0,00795	0,00700	24898,5	2569,64	0,0234	<0,12
Zemin K	3,08	5,,93	0,00664	0,00808	0,00736	28289,5	2724,95	0,0248	<0,12
Bod. K.	2,85	2,85	0,00496	0,00531	0,00514	32358,3	2820,52	0,0207	<0,12

Tablo 5.4.2.3 ve Tablo 5.4.2.4 incelendiği zaman elastik ankastre temel kabulünün yapıldığı MD02B modelinde her iki doğrultuda da ikinci mertebe gösterge değeri θ_i değerinin bütün katlarda yönetmeliğin belirttiği 0.12 değerinden küçük olduğu görülmüştür.

Tablo 5.4.2.4 MD02B Modeli için Y yönünde ikinci mertebe etkilerinin kontrolü

Kat No	Hi (m)	Σhi (m)	$(\Delta_{iy})_{min}$ (m)	$(\Delta_{iy})_{max}$ (m)	$(\Delta_{iy})_{ort}$ (m)	Σw_j (kN)	ΣV_y (kN)	θ_{iy}	Kontrol
5.Kat	2,90	23,33	0,00726	0,00778	0,00752	2526,77	366,71	0,0179	<0,12
4.Kat	2,90	20,43	0,00912	0,01011	0,00962	6732,22	819,42	0,0272	<0,12
3.Kat	2,90	17,53	0,01028	0,01202	0,01115	11378,3	1164,45	0,0376	<0,12
2.Kat	2,90	14,63	0,01092	0,01343	0,01218	16050,1	1419,46	0,0475	<0,12
1.Kat	2,90	11,73	0,01185	0,01518	0,01351	20736,1	1646,45	0,0587	<0,12
Asma K.	2,90	8,83	0,01298	0,01610	0,01454	24898,5	1838,01	0,0679	<0,12
Zemin K	3,08	5,,93	0,01428	0,01639	0,01533	28289,5	1965,84	0,0716	<0,12
Bod. K.	2,85	2,85	0,01097	0,01156	0,01127	32358,3	2052,96	0,0623	<0,12

MD02A ve MD02B modellerine ait θ_i değerleri arasında, her iki doğrultu için ayrı ayrı karşılaştırma yapıldığında, özellikle y doğrultusunda önemli bir artış meydana geldiği ancak,yönetmeliğin izin verdiği sınır değerlerin üzerine çıkmadığı görülmüştür. Sonuç olarak hiçbir katta ikinci mertebe etkileri kritik değere ulaşmamıştır.

5.4.3 A1-Burulma Düzensizliğinin Kontrolü

Birbirine dik iki deprem doğrultusunun herhangi biri için, herhangi bir katta en büyük göreli kat ötelemesinin o katta aynı doğrultudaki ortalama göreli ötelemeye oranını ifade eden burulma düzensizliği katsayısı (η_{bi})'nin 1.2 den büyük olması olarak ABYYHY-97 Tablo 6.1' de tanımlanmıştır.

$$\eta_{bi} = \frac{(\Delta_i)_{max}}{(\Delta_i)_{ort}} > 1.2 \qquad (5.18)$$

Katlarda burulma etkisinin ortaya çıkması, deprem kuvvetinin etkidiği kütle merkezi ile depremden dolayı oluşan kat kesme kuvvetlerinin bileşkesinin geçtiği rijitlik merkezinin üst üste düşmemesindendir. Bundan dolayı katlarda burulma momentleri oluşur ve burulma momentlerinden dolayı yapıda ek yer değiştirmeler oluşur. (5.18) formülasyonu kullanılarak her iki doğrultu için MD01, MD02A ve MD02B modellerine ait burulma düzensizlikleri hesaplanmıştır ve Tablo 5.4.3.1 ve Tablo 5.4.3.2' de sonuçlar özetlenmiştir.

Tablo 5.4.3.1 X Yönü Burulma Düzensizliği Katsayıları

Model		**MD01**			**MD02A**			**MD02B**		
Yükleme		**X**	**X+**	**X-**	**X**	**X+**	**X-**	**X**	**X+**	**X-**
Kat No	**ΣH_i (m)**	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}
5.Kat	23,33	1,09	1,24	1,06	1,09	1,21	1,02	1,07	1,09	1,06
4.Kat	20,43	1,11	1,28	1,03	1,13	1,29	1,02	1,11	1,13	1,10
3.Kat	17,53	1,13	1,33	1,04	1,14	1,36	1,04	1,12	1,14	1,11
2.Kat	14,63	1,11	1,36	1,09	1,14	1,41	1,06	1,13	1,15	1,11
1.Kat	11,73	1,10	1,43	1,13	1,12	1,45	1,12	1,13	1,16	1,11
Asma Kat	8,83	1,06	1,48	1,21	1,10	1,51	1,18	1,11	1,13	1,08
Zemin Kat	5,93	1,01	1,53	1,30	1,03	1,57	1,30	1,07	1,09	1,04
Bodrum Kat	2,85	1,03	1,67	1,40	1,01	1,73	1,38	1,05	1,02	1,07

Tablo 5.4.3.1 incelendiği zaman özellikle ankastre temel kabulünün yapıldığı MD02A modelinde, X yönü depremi ve + % 5 eksantirisiteden dolayı oluşan burulma etkilerinin binada önemli hale geldiği görülmektedir. Elastik ankastre temel

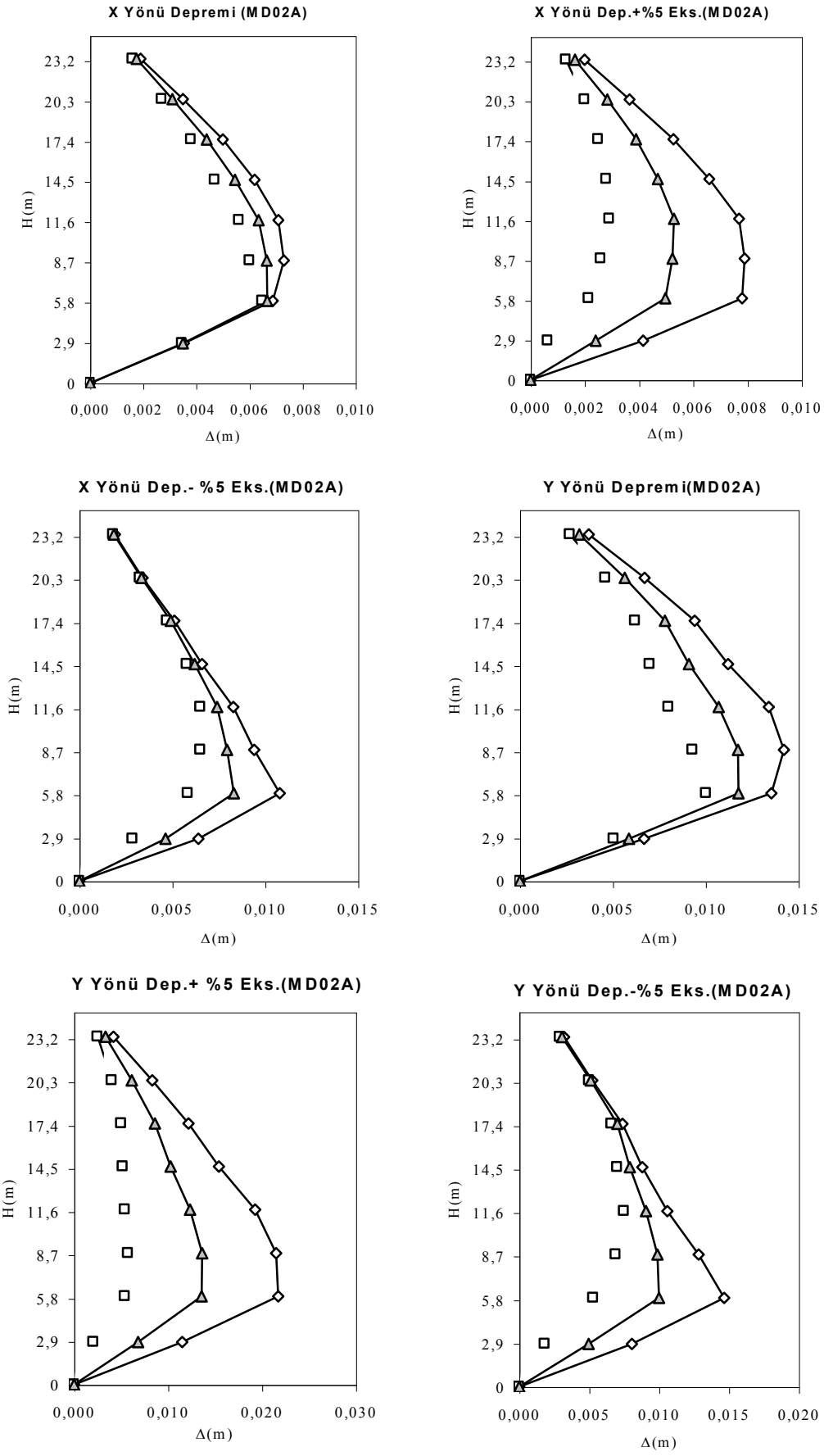
kabulünün yapıldığı MD02B modelinde ise X doğrultusundaki deprem ve ± %5 eksantirisiteden dolayı oluşan burulma etkileri [1]' deki 1.2 oranından küçüktür ve burulma düzensizliği yoktur. Şekil 5.7' den de açıkça görülebilmektedir.

Tablo 5.4.3.2 Y Yönü Burulma Düzensizliği Katsayıları

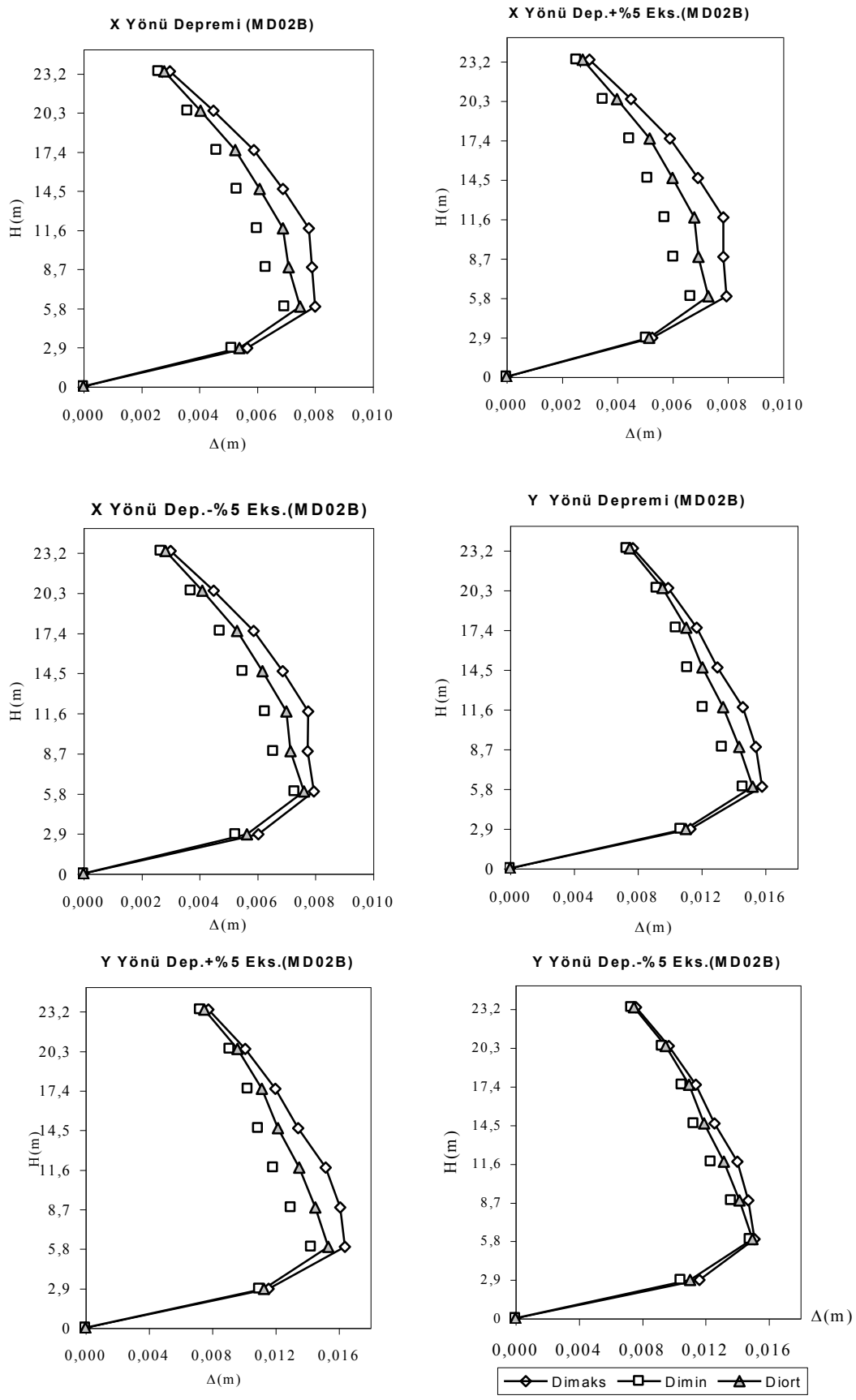
Model		**MD01**			**MD02A**			**MD02B**		
Yükleme		**Y**	**Y+**	**Y-**	**Y**	**Y+**	**Y-**	**Y**	**Y+**	**Y-**
Kat No	**Σhi (m)**	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}	η_{bi}
5.Kat	23,33	1,16	1,26	1,05	1,16	1,25	1,05	1,03	1,03	1,02
4.Kat	20,43	1,17	1,33	1,02	1,19	1,35	1,02	1,04	1,05	1,02
3.Kat	17,53	1,21	1,42	1,05	1,21	1,42	1,06	1,06	1,08	1,04
2.Kat	14,63	1,22	1,49	1,11	1,23	1,50	1,11	1,08	1,10	1,05
1.Kat	11,73	1,24	1,55	1,19	1,25	1,56	1,17	1,09	1,12	1,06
Asma Kat	8,83	1,20	1,57	1,31	1,21	1,58	1,30	1,07	1,11	1,04
Zemin Kat	5,93	1,15	1,59	1,46	1,15	1,60	1,47	1,04	1,07	1,01
Bodrum Kat	2,85	1,13	1,68	1,63	1,14	1,69	1,63	1,03	1,03	1,05

Tablo 5.4.3.2 incelendiği zaman ise özellikle ankastre temel kabulünün yapıldığı MD02A modelinde, Y yönü depremi ve ± % 5 eksantirisiteden dolayı oluşan burulma etkilerinin binada önemli hale geldiği görülmektedir,(bakınız, Şekil 5.6). Elastik ankastre temel kabulünün yapıldığı MD02B modelinde ise Y doğrultusundaki deprem ve ± %5 eksantirisiteden dolayı oluşan burulma etkileri [1]' deki 1.2 oranından küçüktür ve burulma düzensizliği yoktur, (bakınız Şekil 5.7).

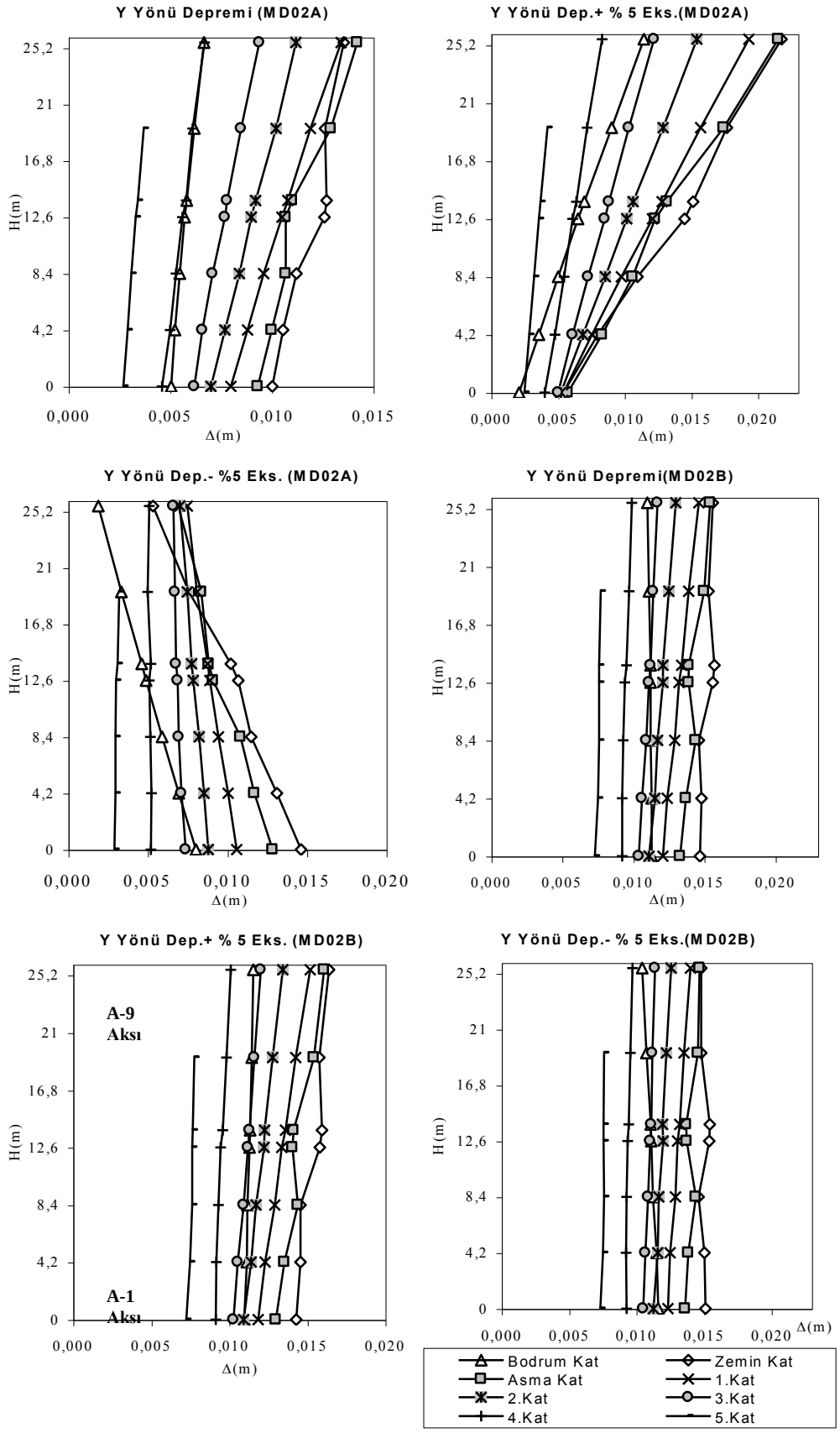
Yukarıdaki tabloların incelenmesinde görüldüğü gibi, özellikle MD02B modelinde burulma düzensizliği değerleri küçüktür. Bunun nedeni elastik ankastre temel kabulünden dolayı binada yatay kuvvet dağılım oranlarının değişmesi, minimum ve maksimum yer değiştirmeler arasındaki farkın azalmasından kaynaklanmaktadır. Şekil 5.8'de de görüleceği üzere plandaki kat yerdeğiştirmeleri incelendiğinde düşey taşıyıcı sistem elemanlarının yerdeğiştirmelerinin arttığı fakat birbirine yaklaştığı görülmektedir.Yani, burada elastik ankastre temel kabulünün bu yapıda burulma etkilerini azaltması gibi olumlu bir yarar sağladığı da görülmektedir.



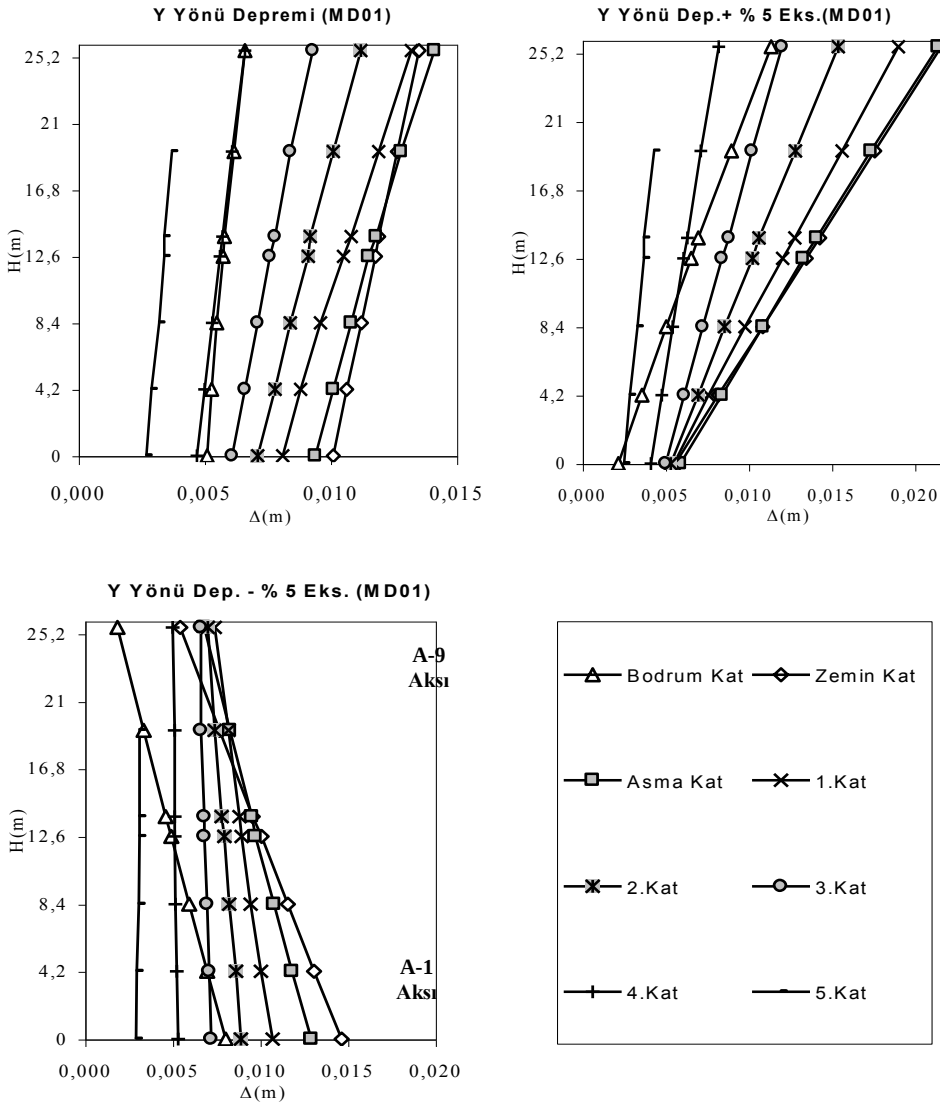
Şekil 5.6 MD02A[Ank.Temel, Esnek Diyafram]'ya Ait Göreli Kat Yerdeğiştirmeleri



Şekil 5.7 MD02B[Elas.Ank.Temel, Esnek Diyf.]'ye Ait Göreli Kat Yerdeğiştirmeleri



Şekil 5.8 Planda, MD02A [Ankastre Temel, Esnek Diyafram] ve MD02B [Elastik Ankastre Temel, Esnek Diyafram]'ye Ait Kat Yer değiştirmeleri



Şekil 5.9 Planda, MD01 [Ankastre Temel, Rijit Diyafram Tanımlı]'e ait Kat Yer değiştirmeleri

Şekil 5.8 ve Şekil 5.9 da mevcut sistemde, planda kat yerdeğiştirmesinin nasıl olduğu incelenebilir. Şekil 5.8 de, esnek diyafram kabulünün yapıldığı modellerde özellikle büyük döşeme boşluğunun olduğu +5.93 kotu döşemesi ile +8.83 kotu döşemesinin olduğu katlardaki yerdeğiştirmeler incelendiğinde özellikle boşluğun olduğu kısımda bir açılmanın olduğu gözlenmektedir. Şekil 5.9'da ise rijit diyafram kabulünün yapıldığı modelde ise bahsedilen katlardaki yerdeğiştirmeler incelendiğinde boşluğun olduğu yerdeki açılmanın kapandığı görülmektedir. Bu da bize boşluğun fazla olduğu binalarda, kendi düzlemine paralel yüklerin etkimesi ile döşemelerdeki yerdeğiştirmelerde eşit ötelenme prensibi yani rijit diyafram kabulünün terkedilmesi gerektiğini gösterir. Böylece hesaplarda esnek diyafram kabulü ile döşeminin kendi düzlemi içindeki yerdeğiştirmelerinin etkisi hesaplarda gözönüne alınmış olur.

5.4.4 A3- Planda Çıkıntılar Bulunması

Bina kat planlarında çıkıntı yapan kısımların birbirine dik iki doğrultudaki boyutlarının her ikisinin de, binanın o katının aynı doğrultudaki toplam plan boyutlarının % 20'sinden az olması durumu olarak [1] Tablo 6.1'de tanımlanmıştır.

Ek A' da verilen kalıp planılarının incelenmesinden her iki doğrultu için de binada A3 türü düzensizlik tespit edilmiştir. Burada:

a_x = 17.70 m (X yönündeki çıkıntı uzunluğu)

L_x =25.60 m (X yönü uzunluğu) $\frac{a_x}{L_x} = 0,69 > 0.20$

a_y = 3.30 m (Y yönündeki çıkıntı uzunluğu)

L_y =13.50 m (Y yönü uzunluğu) $\frac{a_y}{L_y} = 0,244 > 0.20$

Görüldüğü gibi her iki doğrultuda da oranlar 0.20' nin üzerindedir. Planda çıkıntıların bulunması yapıda çeşitli olumsuzluklara neden olabilir. Depremden dolayı çıkıntıların olduğu döşemeler aşırı zorlanabilir. Çıkıntılar, yapıda burulma etkilerinin artmasına neden olabilirler.

5.5. Karşılaştırmalar

İncelenen bina, 1971 yılında yapıldığı için 1975 ve 1997 deprem yönetmeliği [1,2] koşulları gözönünde bulundurulmamıştır. Bundan dolayı bina, hem 1975 hem de 1997 deprem yönetmelikleri [1,2]' ne göre incelenmiş ve gerekli karşılaştırmalar yapılmıştır.

Daha önce belirtildiği gibi hesaplarda mod süperpozisyonu yöntemi kullanılmış (bakınız., bölüm 4.4) ve yapılan çözümlemeler sonucunda binanın 1. doğal titreşim periyotları belirlenerek, karşılaştırmalar yapmak için eşdeğer deprem yükleri hesaplanmış ve Tablo 5.5.1 de özetlenmiştir.

Tablo 5.5.1 Eşdeğer Deprem Yükü Katsayıları

Yön	Model		Periyot (sn)		1975 C Katsayısı	1997 $A(T_1)/R_a(T_1)$
	Model	Açıklama	T_x	T_y		
X	MD01	Ank.Tem, Rijit.Diyafram.	0,948	-	0,1045	0,1300
	MD02A	Ank.Tem, Esnek Diyafram	0,959	-	0,1035	0,1288
	MD02B	El.Ank.Tem, Esnek Diyafr.	1,101	-	0,9220	0,1153
Y	MD01	Ank.Tem, Rijit.Diyafram.	-	1,464	0,0721	0,0919
	MD02A	Ank.Tem, Esnek Diyafram	-	1,465	0,0721	0,0918
	MD02B	El.Ank.Tem, Esnek Diyafr.	-	1,932	0,0563	0,0736

Tablo 5.5.1'in incelenmesinden de görüleceği gibi 1997 deprem yönetmeliği ,[1], bu bina için 1975 deprem yönetmeliğine, [2], göre daha fazla deprem yükleri tanımlamaktadır. X yönü için 1997 deprem yönetmeliği % 25 ve Y yönü için ise % 30 civarında daha fazla deprem yükü tanımlamaktadır. Deprem yüklerinin nasıl tariflendikleri daha önce açıklanmıştı, [bkz., Bölüm 4.1.1 ve Bölüm 4.1.2].

Toplam taban kesme kuvvetleri ve toplam devirme momentleri Tablo 5.5.2 ve Tablo 5.5.3' de X ve Y doğrultuları için ayrı ayrı özetlenmiştir.

Tablo 5.5.2 X Doğrultusu, Toplam Taban Kesme Kuvveti ve Toplam Devirme Momentleri

	1975 Deprem Yönetmeliği [2]				1997 Deprem Yönetmeliği [1]			
Model	Eşdeğer		Modal		Eşdeğer		Modal	
	V_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kNm)	M_y (kNm)	V_x (kNm)	M_y (kNm)
MD01	**3382,5**	54042,4	**2746,5**	43250,2	**4207,9**	67231,2	**3437,0**	53800,2
MD02A	**3349,8**	53521,1	**2678,5**	42222,5	**4168,6**	66603,4	**3353,3**	52547,8
MD02B	**2984,1**	47676,4	**2232,6**	34781,7	**3732,5**	59634,4	**2820,5**	43559,7

Tablo 5.5.3 Y Doğrultusu, Toplam Taban Kesme Kuvveti ve Toplam Devirme Momentleri

	1975 Deprem Yönetmeliği [2]				1997 Deprem Yönetmeliği [1]			
Model	Eşdeğer		Modal		Eşdeğer		Modal	
	V_y (kN)	M_x (kNm)	V_y (kN)	M_x (kNm)	V_y (kN)	M_x (kNm)	V_y (kN)	M_x (kNm)
MD01	**2333,7**	37286,3	**1909,4**	29658,2	**2972,4**	47490,6	**2459,5**	37794,3
MD02A	**2332,7**	37270,2	**1904,4**	29588,9	**2971,2**	47472,0	**2452,9**	37707,2
MD02B	**1821,3**	29099,5	**1547,6**	23665,5	**2380,7**	38037,1	**2053,00**	30955,5

Tablo 5.5.2 ve Tablo 5.5.3'ün incelenmesinden de görüleceği gibi hem 1997 deprem yönetmeliğinde, [1], hem de 1975 deprem yönetmeliğinde, [2], modal analiz sonucunda eşdeğer deprem yükü hesaplarına göre daha az deprem yükü tariflenmektedir.

İncelenen yapıda A1 burulma düzensizliği mevcut olduğu için 1997 deprem yönetmeliğine, [1], göre hesaplamalar ve kontroller yaparken, modal analiz sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti V_{tB}'nin, eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan taban kesme kuvveti V_t'ye oranı olan β, "1" olmalıdır [1, Madde 6.8.5]. Bundan dolayı modal analiz sonucunda elde edilen deprem yükleri MD02A modelinde (Ankastre Temel, Esnek Diyafram) X yönü için % 24.3 ve Y yönü için % 21 arttırılarak kontroller yapılmıştır.

1975 deprem yönetmeliğine, [2], göre hesaplamalar ve kontroller yaparken, modal analiz sonucunda elde edilen taban kesme kuvveti V_{tB}'nin, eşdeğer deprem yükü yöntemiyle hesaplanan taban kesme kuvveti V_t'ye oranı "0.70" den küçük olmamalıdır, [2, Madde 13.3]. Bundan dolayı modal analiz sonucunda elde edilen deprem yükleri MD02A modelinde aynen kullanılarak hesaplamalar yapılmıştır. Çünkü β katsayıları X yönü için 0.80, Y yönü için ise 0.816'dır. Tüm modellere ait β katsayıları hem [1] hem de [2] için Tablo 5.5.4' te özetlenmiştir. Bu katsayıların elde edilmesi için Tablo 5.5.2 ve Tablo 5.5.3' teki ilgili sütunlar kullanılmıştır.

Tablo 5.5.4 β Katsayılarının karşılaştırılması

Model	**1975 Deprem Yönetmeliği [2]**				**1997 Deprem Yönetmeliği [1]**			
	$\beta_x = V_{tBx}/V_{tx}$		β_y		β_x		β_y	
MD01	0,812	>0,70	0,818	>0,70	0,817	<1,00	0,827	<1,00
MD02A	0,800	>0,70	0,816	>0,70	0,804	<1,00	0,825	<1,00
MD02B	0,757	>0,70	0,850	>0,70	0,756	<1,00	0,862	<1,00

5.5.1 İç kuvvetler Bakımından Karşılaştırma

Burada elastik ankastre mesnetlenmenin olduğu MD02B modeli ile ankastre mesnetlenmenin olduğu MD02A modeline ait iç kuvvetler karşılaştırılmıştır. Böylece mesnetlenme koşullarının kuvvet dağılımını nasıl etkilediği gözlenmiştir.İç kuvvetlerin birbirlerine oranı Tablo 5.5.1.1' den takip edilebilir.

Tablo 5.5.1.1 İç kuvvet değerlerinin karşılaştırılması

Kolon Adı	Elastik Ankastre Mesnetli Modelin İç Kuvvetleri / Ankastre Mesnetli Modelin İç Kuvvetleri								
	1.4 G + 1.6 Q			G + Q ± EX			G + Q ± EY		
	N_E/N_A	$M_{X\,E}/M_{X\,A}$	$M_{Y\,E}/M_{Y\,A}$	N_E/N_A	$M_{X\,E}/M_{X\,A}$	$M_{Y\,E}/M_{Y\,A}$	N_E/N_A	$M_{X\,E}/M_{X\,A}$	$M_{Y\,E}/M_{Y\,A}$
S1	1,04	5,85	0,90	0,85	0,77	0,53	0,79	0,59	0,18
S2	1,17	0,56	6,13	1,13	0,63	0,48	0,96	0,64	0,21
S3	0,87	1,20	1,62	0,60	1,57	0,48	0,75	0,82	0,21
S4	1,38	2,53	2,34	1,18	1,23	0,81	0,85	0,82	0,43
S5	1,18	6,64	1,57	1,11	1,51	0,66	0,90	0,70	0,32
S6	0,69	3,93	0,87	0,61	0,80	0,69	0,51	0,50	0,42
S7	1,25	6,78	0,84	1,14	0,75	0,55	0,96	0,56	0,35
S8	1,31	10,27	3,96	1,31	0,78	0,62	1,08	0,67	0,20
S9	1,26	4,90	4,25	1,31	1,42	0,80	1,05	0,77	0,48
S10	1,18	6,15	11,89	1,22	1,97	0,81	0,77	0,69	0,41
S11	0,81	10,19	0,83	0,71	1,38	0,65	0,68	0,77	0,58
S12	0,91	12,12	1,27	0,92	1,72	0,71	0,79	0,40	0,41
S13	0,98	13,51	134,13	0,98	3,39	0,88	0,91	1,00	1,01
S14	0,81	7,16	2,15	0,76	3,27	0,88	0,68	0,89	1,16
S15	0,80	4,28	0,99	0,85	1,35	0,73	0,86	0,65	0,63
S16	1,11	8,65	1,68	1,04	0,79	1,06	0,91	0,46	1,43
S17	3,33	11,32	1,95	2,38	1,19	0,98	1,53	0,69	1,27
S18	2,13	16,65	2,64	1,88	1,97	1,02	1,81	1,01	0,58
S19	1,03	4,92	3,12	1,03	2,11	0,96	0,98	1,16	0,70
S20	1,08	7,36	1,69	0,90	1,34	0,97	0,96	0,66	0,71
S21	1,03	7,36	2,30	0,85	2,14	0,75	0,96	1,44	0,32
S22	1,12	7,87	1,99	1,14	2,91	0,77	1,12	1,71	0,28
S23	1,10	6,39	41,45	1,13	4,10	0,88	1,11	1,72	0,48
S24	0,42	2,82	36,29	0,45	1,76	1,18	0,41	1,18	0,77

Tablo 5.5.1.1' in incelenmesinden de görüleceği üzere, yapının zemine mesnetlenme koşulları değiştiği zaman iç kuvvetlerin dağılımının değişeceği ve bundan dolayı bazı sistem elemanlarının daha az bazılarının ise daha fazla kuvvet alacağı aşikardır. Burada özellikle arttırılmış düşey yüklerden dolayı hesaplanan bazı oranların çok büyük olduğu görülmektedir. Tablo F.3 ve Tablo F.4'ün incelenmesinden de anlaşılacağı gibi bu oranlar anlamlı değildir. Çünkü mertebe bakımından kuvvetler incelendiğinde artışların çok fazla olmadığı görülmektedir.

5.6. Kapasite Hesapları

Mevcut sistemin depreme karşı güvenliği tespiti yapılırken, statik projeden taşıyıcı sisteme ait donatı bilgileri elde edilmiştir. Donatı bilgilerinin tespit edilmesinden sonra zemin kat kolonlarında hem 1997 deprem yönetmeliğine göre hem de 1975 deprem yönetmeliğine göre kapasite hesapları yapılacaktır. Kapasite hesapları ile ilgili olarak aşağıdaki yöntemler kullanılacaktır.

5.6.1. Biaxial Programı

Bu program betonarme kesitlerin dizayn ve analizi için, Normal yükler ve Eğilme momentleri altında çeşitli yüklemeler için beton ve çeliğin gerilmelerini verir, [12].

Bu program 4 farklı çözüm tipi üretmektedir;

- Elastik (*E ve %E) : Verilen yük ve momentler altında kesitin standart elastik teoriye göre hesabını yapar.
- Servis (*S) : Standart elastik teoriyi baz alarak verilen normal yük altında kesitteki beton ve çeliğin müsaade edilen gerilmeler altında taşıyabileceği momenti hesaplar.
- Elasto-plastik (*P) :
- Taşıma gücü (*U ve %U) : Verilen yükler altında kesitin standart taşıma gücü yöntemiyle taşıma momentinin hesabını yapar.

(*) işaretli data girişi yapıldığında ilgili hesap tekniğiyle taşıma gücü momentini vermektedir.

(%) işaretli data girişi yapıldığında ilgili hesap tekniğiyle donatı alanını vermektedir.

5.6.1.1. Hesaplarda Yapılan Kabuller

Biaxial programı hesaplama yaparken şu kabulleri yapmaktadır,[12] ;

- Düzlem kesit eğilmeden sonra da düzlem kalır.

- Betonun taşıyabileceği çekme gerilmesi ihmal edilecek kadar küçüktür.
- Taşıma gücü hesabında betonun en büyük boy değişim oranı 0.0030-0.0035 ve çeliğin en büyük boy değişim oranı 0.01 alınmalıdır.

5.6.1.2. Veri Girişi

Veri dosyasında kesitin, donatının ve etkiyen yük ile momentin girişi yapılır. Veri dosyasında donatı girişi, her bir donatının koordinatlarının tek tek girilmesi ile olur, ayrıca her türlü geometrik şekil de girilebilmektedir.

5.6.2. Yaklaşık Bağıntılar (Çakıroğlu, A., Özer, E.)

Bir ve iki eksenli eğilme momenti ve eksenel kuvvet etkisindeki dikdörtgen ve daire betonarme kesitlerin taşıma gücü esasına göre hesabında kullanılmak üzere yaklaşık bağıntılar verilmektedir, [13]. Bu bağıntılarla, hesap yüklerine ait kesit tesirlerinin verilmesi halinde, öngörülen çeşitli donatı yerleştirme seçenekleri için doğrudan doğruya donatı miktarı bulunabilmektedir.

Yaklaşık bağıntılar, BÇI ve BÇIII donatı çelikleri için verilmiş olmakla birlikte [13]' te çeşitli malzeme emniyet katsayılarının kullanılması durumundaki bağıntılar da belirtilmiştir. Bu bağıntıların oluşturulması sırasında bölüm 5.4.1.1'de yapılan kabuller dikkate alınmıştır. Ancak, burada betonun yapacağı en büyük birim kısalma 0.003 ile sınırlandırılmıştır.

Kesit tesirlerinin ve kesit boyutlarının verilmesi halinde gerekli donatı miktarı doğrudan hesaplanabildiği gibi, kesit boyutlarının ve donatı miktarının verilmesi durumunda da kesit tesirleri yani kesit kapasiteleri tayin edilebilmektedir. BÇI ve BÇ III donatı çeliği için ilgili formüller aşağıda verilmiştir.

$$n = \frac{N_d}{bhf_{ck}} \qquad m_x = \frac{M_{xd}}{bh^2 f_{ck}} \qquad m_y = \frac{M_{yd}}{b^2 h f_{ck}} \qquad \mu = \frac{A_s}{bh} \cdot \frac{f_{yk}}{f_{ck}} \qquad \alpha = \frac{h - 2h'}{h}$$

<u>BÇ I Çeliği'ne ait formüller</u> ;

$n < 0.20$ hali $\left(m_y \le m_x\right)$

$m = m_x + k m_y \qquad k = (3 - 6.65\,n) m_y + 2.65\,n + 0.10 \qquad \mu = 2.86\,m + 2.92\,n^2 - 1.48\,n$

$0.20 \le n \le 0.30$ hali $(m_y \le m_x)$

$m = m_x + k m_y$ $\quad k = (-1.33 + 15\,n) m_y - 1.4\,n + 0.91$ $\quad \mu = 2.92\,m - 0.192$

$n > 0.30$ hali $(m_y \le m_x)$

$m = m_x + k m_y$

$k = (3.67 - 1.67\,n) m_y + 0.85 - 1.2\,n$ $\quad \mu = 2.92\,m + 0.62\,n^2 + 0.254\,n - 0.33$

BÇ III Çeliği'ne ait formüller ;

$n < 0.20$ hali $(m_y \le m_x)$

$m = m_x + k m_y$ $\quad k = (2 - 6.65\,n) m_y + 2.65\,n + 0.20$ $\quad \mu = 2.86\,m + 2.92\,n^2 - 1.48\,n$

$0.20 \le n \le 0.30$ hali $(m_y \le m_x)$

$m = m_x + k m_y$ $\quad k = (-4.33 + 25\,n) m_y - 2.05\,n + 1.14$ $\quad \mu = 2.92\,m - 0.192$

$n > 0.30$ hali $(m_y \le m_x)$

$m = m_x + k m_y$

$k = (3.67 - 1.67\,n) m_y - 0.75\,n + 0.75$ $\quad \mu = 2.92\,m + 0.62\,n^2 + 0.254\,n - 0.32$

5.6.2.1. Kesit Tesirlerinin Bulunması

A_s, b, h, N_d, M_{yd}, f_{ck}, f_{yk} verilmiştir. Kesitin taşıyabileceği $M_{xd,}$ şu şekilde bulunmaktadır.

Öncelikle *n*, m_y ve μ hesaplanır. Daha sonra *n*' ye bağlı olarak yukarıda verilen ilgili formüllerden *k* hesaplanır. *k* hesaplandıktan sonra μ'yü kullanarak m hesaplanır ve m_x bulunur. m_x bulunduktan sonra M_{xd} hesaplanır,[13].

5.6.3. Japon Değerlendirme Yöntemi

Japonya'da yapılan deneylerden elde edilen sonuçlara dayalı olarak, bağıntıların çoğu ampirik üretilen bağıntılardır ve bunlar "Standart for Seismic Capacity Evaluation"(Japan Association for Building Disaster Prevention 1977)' de yer almaktadır, [14]. Aşağıda dikdörtgen kesitli kolonlarla ilgili bağıntılar verilmektedir.

$P_{max} \geq P > 0.4 \cdot bhf'_c$ için,

$$M_u = \left(0.8 \cdot A_s f_y h + 0.12 \cdot bh^2 f'_c\right) \cdot \left(\frac{P_{max} - P}{P_{max} - 0.4 \cdot bhf'_c} \right)$$

$0.4 \cdot bhf'_c \geq P \geq 0$ için,

$$M_u = 0.8 \cdot A_s f_y h + 0.5 \cdot P \cdot h \left(1 - \frac{P}{bhf'_c} \right)$$

$0 \geq P \geq P_{min}$ için,

$$M_u = 0.8 \cdot A_s f_y h + 0.4 \cdot P \cdot h$$

Bu bağıntılarda;

A_s = Hesap yapılan yönde çekmeye çalışan donatı alanı (mm²)

b = Kesit genişliği (mm)

f'_c = Betonun basınç dayanımı (Mpa)

f_y = Çekmeye çalışan donatının akma dayanımı (Mpa)

h = Kesit yüksekliği (mm)

M_u = Kesitin eksenel yük altında taşıyabileceği moment kapasitesi (N.mm)

P = Eksenel yük (N)

$P_{max} = bhf'_c + \sum A_s f_y$ (N) (kesitin taşıyabileceği en büyük eksenel kuvvet)

$P_{min} = \sum A_s f_y$ (N) (Sadece donatı ile taşınabilen eksenel kuvvet)

Bağıntılar dikkatli bir şekilde incelenirse, eksenel yük altında, tek yönlü olarak kesitin taşıyabileceği moment kapasitesini vermektedir.

5.6.4. Kapasite Hesaplarında Kullanılan Yükleme Durumları

Mevcut binanın depreme karşı durum tespiti yapılırken şu yükleme durumları kullanılmıştır.

- $(1.4G + 1.6Q)$ Yüklemesi : Artırılmış düşey yüklerin oluşturduğu yük kombinasyonu
- $(G + Q + E_x)$ Yüklemesi : Düşey yükler ve X yönü depreminden kaynaklanan yatay yükün oluşturduğu yük kombinasyonu
- $(G + Q + E_y)$ Yüklemesi : Düşey yükler ve Y yönü depreminden kaynaklanan yatay yükün oluşturduğu yük kombinasyonu

5.6.5. Kesitlerin Yeterliliği Açısından Karşılaştırma

Bölüm 5.5'de tariflenen deprem yüklerine göre yapının zemin kat kolonlarında taşıma kapasitesi kontrolları yapılmıştır. Zemin kat kolonları ile ilgili gerekli bilgiler Tablo F.2' de özetlenmiştir, ayrıca Ek A' da yeralan kalıp planları da incelenerek kolonların yerleri ile ilgili gerekli bilgiler edinilebilir.

5.6.5.1 Eksenel Kuvvet Kapasitesi Bakımından Karşılaştırma

Eksenel kuvvet kapasitesi bakımından bina incelendiği zaman, normal kuvvet seviyesinin binada oldukça yüksek düzeyde olduğu görülmüştür. Normal kuvvet düzeyinin yüksek olmasından dolayı kolonların eğilme kapasiteleri yani moment taşıma kapasiteleri önemli ölçüde azalmaktadır. Bundan dolayı, yapının eleman süneklikleri dolayısıyla sistem sünekliği azalmaktadır. MD02A (Ankastre temel, esnek diyafram) modeline ait kolonlara ait eksenel yük taşıma kapasitesi oranları 1997 Deprem Yönetmeliği, [1]'e göre Tablo 5.6.5.1 de ayrıntılı olarak verilmiştir.

Tablo 5.6.5.1 MD02A modeline ait eksenel kuvvet taşıma kapasitesi oranları

Kolon Adı	**B (m)**	**H (m)**	**Donatı**	**A_{sx} (cm²)**	**A_{sy} (cm²)**	**N_o (kN)**	**N_{max} (kN)**	**1.4 G + 1.6 Q**	**G + Q ± EX**	**G + Q ± EY**	$\frac{N_{d\,max}}{N_{max}}$
								N_d (kN)	**N_d (kN)**	**N_d (kN)**	
S1	0,60	0,20	6ϕ16	8,04	12,06	1056,5	612,0	979,81	1149,9	**1269,1**	2,07
S2	0,60	0,20	6ϕ18	10,16	15,24	1060,7	612,0	930,17	794,74	**1170,5**	1,91
S3	0,60	0,20	6ϕ16	8,04	12,06	1056,5	612,0	746,36	**1044,9**	899,7	1,71
S4	0,40	0,20	4ϕ16	8,04	8,04	704,3	408,0	492,83	452,95	**798,50**	1,96
S5	0,60	0,30	8ϕ20	12,56	25,12	1594,1	918,0	975,33	841,8	**1225,4**	1,37
S6	0,60	0,20	6ϕ16	8,04	12,06	1056,5	612,0	608,04	921,77	**1291,4**	2,11
S7	0,40	0,40	6ϕ18	10,16	15,24	1407,5	816,0	1452,9	1438,7	**1568,1**	1,92
S8	0,40	0,40	6ϕ18	10,16	15,24	1470,5	816,0	1487,3	1192,3	**1589,6**	195
S9	0,60	0,20	6ϕ16	8,04	12,06	1056,5	612,0	1340,6	1037,5	**1454,3**	2,37
S10	0,60	0,20	6ϕ16	8,04	12,06	1056,5	612,0	913,62	736,37	**1194,3**	1,95
S11	0,60	0,60	8ϕ20	18,84	18,84	3154,7	1836,0	**3815,4**	3701,1	3516,8	2,08
S12	0,60	0,60	8ϕ20	18,84	18,84	3154,7	1836,0	**3909,1**	2928,1	3460,3	2,13
S13	0,60	0,60	8ϕ20	18,84	18,84	3154,7	1836,0	**3913,9**	2824,5	3215,6	2,13
S14	0,65	0,65	10ϕ20	18,84	25,12	3704,9	2154,8	**4566,7**	3699,2	3983,8	2,12
S15	0,65	0,65	10ϕ20	18,84	25,12	3704,9	2154,8	**4814,5**	3434,2	3467,5	2,23
S16	0,55	0,55	8ϕ20	18,84	18,84	2656,2	1542,8	**2439,3**	2260,3	2230,9	1,58
S17	0,50	0,20	4ϕ16	8,04	8,04	877,7	510,0	108,30	134,08	**229,63**	0,45
S18	0,60	0,20	6ϕ16	8,04	10,16	1056,5	612,0	**924,22**	791,30	863,03	1,51
S19	1,00	0,10	12ϕ20	18,84	31,40	3518,2	2040,0	**2468,5**	1972,5	2245,9	1,21
S20	0,65	0,30	8ϕ18	10,16	20,32	1717,7	994,50	1159,9	**1438,8**	1093,5	1,45
S21	0,60	0,30	6ϕ16	8,04	12,06	1576,7	918,0	1764,6	**1942,2**	1716,3	2,12
S22	1,00	0,30	10ϕ20	12,56	31,40	2642,9	1530,0	**2061,1**	1544,1	1822,3	1,35
S23	1,00	0,30	10ϕ20	12,56	31,40	2642,9	1530,0	**1979,2**	1428,6	1681,7	1,29
S24	0,65	0,30	8ϕ18	10,16	20,32	1717,7	994,50	1503,2	1189,2	**1527,1**	1,54

Tablo 5.6.5.1'in incelenmesinden de görüleceği gibi sadece S17 kolonunda eksenel yük taşıma kapasitesinin üzerine çıkılmamıştır. Diğer bütün kolonlar kapasitelerinin üzerinde eksenel yüke maruz kalmaktadırlar. Binanın beton dayanımının da oldukça düşük olmasından dolayı böyle bir sonuç ortaya çıkmaktadır.

Eksenel yük kapasitelerinin hesaplanmasında aşağıdaki (5.19) ve (5.20) formülasyonları kullanılmıştır.

$$N_0 = 085 \cdot f_{ck} \cdot A_c + f_{yk} \cdot A_s \tag{5.19}$$

$$N_{max} = 0.50 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot h \tag{5.20}$$

N_{dmax} ise yük kombinasyonları içindeki en büyük eksenel kuvvettir. Tablo 5.6.5.1' de 9., 10. ve 11. sütunlardaki yük kombinasyonları arasından bulunmuştur ve genellikle 1.4 G + 1.6Q yüklemesi ile G + Q ± EY yüklemesinde meydana gelmiştir.

Tablo 5.6.5.2 Karşılaştırmalı eksenel kuvvet taşıma kapasitesi oranları

KolonAdı	**B (m)**	**H (m)**	**A_{sx} (cm²)**	**A_{sy} (cm²)**	**N_o (kN)**	**N_{max} (kN)**	**1997 Dep.Yön.[1]**		**1975 Dep.Yön.[2]**	
							$N_{d\,max}\,/N_{max}$		$N_{d\,max}\,/N_{max}$	
							MD02A	**MD02B**	**MD02A**	**MD02B**
S1	0,60	0,20	8,04	12,06	1056,5	612,0	2,07	1,66	1,74	1,66
S2	0,60	0,20	10,16	15,24	1060,7	612,0	1,91	1,84	1,62	1,78
S3	0,60	0,20	8,04	12,06	1056,5	612,0	1,71	1,11	1,41	1,06
S4	0,40	0,20	8,04	8,04	704,3	408,0	1,96	1,67	1,57	1,67
S5	0,60	0,30	12,56	25,12	1594,1	918,0	1,37	1,25	1,13	1,25
S6	0,60	0,20	8,04	12,06	1056,5	612,0	2,11	1,07	1,61	0,87
S7	0,40	0,40	10,16	15,24	1407,5	816,0	1,92	2,22	1,78	2,22
S8	0,40	0,40	10,16	15,24	1470,5	816,0	195	2,40	1,82	2,40
S9	0,60	0,20	8,04	12,06	1056,5	612,0	2,37	2,75	2,19	2,75
S10	0,60	0,20	8,04	12,06	1056,5	612,0	1,95	1,76	1,63	1,76
S11	0,60	0,60	18,84	18,84	3154,7	1836,0	2,08	1,68	2,08	1,68
S12	0,60	0,60	18,84	18,84	3154,7	1836,0	2,13	1,93	2,13	1,93
S13	0,60	0,60	18,84	18,84	3154,7	1836,0	2,13	2,10	2,13	2,10
S14	0,65	0,65	18,84	25,12	3704,9	2154,8	2,12	1,72	2,12	1,72
S15	0,65	0,65	18,84	25,12	3704,9	2154,8	2,23	1,80	2,23	1,80
S16	0,55	0,55	18,84	18,84	2656,2	1542,8	1,58	1,75	1,58	1,75
S17	0,50	0,20	8,04	8,04	877,7	510,0	0,45	0,71	0,34	0,71
S18	0,60	0,20	8,04	10,16	1056,5	612,0	1,51	3,21	1,51	3,21
S19	1,00	0,10	18,84	31,40	3518,2	2040,0	1,21	1,24	1,21	1,24
S20	0,65	0,30	10,16	20,32	1717,7	994,50	1,45	1,30	1,23	1,26
S21	0,60	0,30	8,04	12,06	1576,7	918,0	2,12	1,98	1,92	1,98
S22	1,00	0,30	12,56	31,40	2642,9	1530,0	1,35	1,51	1,35	1,51
S23	1,00	0,30	12,56	31,40	2642,9	1530,0	1,29	1,43	1,29	1,43
S24	0,65	0,30	10,16	20,32	1717,7	994,50	1,54	0,64	1,51	0,64

Tablo5.6.5.2' de MD02A (Ankastre temel, esnek diyafram) ve MD02B (Elastik ankastre temel, esnek diyafram) modelleri arasında eksenel kuvvet taşıma kapasitesi bakımından karşılaştırma yapılmıştır. Karşılaştırma oranları incelendiği zaman, kolonların zemine mesnetlenme koşulları değiştiğinde, iç kuvvet değerlerinin dağılımının değiştiği ve buna bağlı olarak da eksenel kuvvet taşıma kapasitesi oranlarının değiştiği gözlenmiştir. Düşey yüklerden dolayı taşıyıcı sistemdeki problemleri ortadan kaldırmak için kolonların kesitlerini büyütmek gerekmektedir yani mantolama yapılmalıdır.

5.6.5.2 Moment Taşıma Kapasitesi Bakımından Karşılaştırma

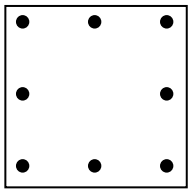
Deprem gibi yatay yüklere maruz yapılarda, enerjinin tüketilmesi iki şekilde olmaktadır. Bunlar;

- Kesme Kırılması
- Eğilme Kırılması

Betonarmede kesme kırılması eğilme kırılmasına oranla çok daha gevrek bir kırılma türü olduğundan dolayı, kesinlikle önlenmesi yani eğilme kırılmasından sonra ortaya çıkması istenir. Ayrıca eğilme kırılmasında, kesme kırılmasına göre çok daha fazla enerji tüketilmektedir. Oluşan her depremin farklı karaktere sahip olmasından dolayı tersinir deprem yükleri altında yapıya etkiyecek yatay kuvvetlerin gerçekçi olarak hesaplanması mümkün olmadığından, yönetmeliklerce izin verilen kuvvetlere göre yapılan hesaplarda ortaya çıkan iç kuvvetlere göre karşılaştırma yapmak anlamlı olmayabilir. Bu yüzden kesitlerin kapasitelerinin hesaplanması, etkiyen yükten ve oluşan iç kuvvetten bağımsız olduğu için önemlidir ve anlamlıdır.

Zemin kat kolonlarında kapasite hesapları yapılırken kullanılan bağıntılar ve bilgisayar programları daha önce açıklanmıştı. Burada örnek bir kolon kesitinde yapılan kapasite hesapları sonucunda çizilen karşılıklı etki diyagramlarından bahsedilecektir.

S16 Kolonu



Malzeme

$f_{cd} = 10.20\ N/mm^2$

$f_{yk} = 220\ N/mm^2$

Kesit Boyutları ve Donatı

$B = 550\ mm$ $H = 550\ mm$

$A_s = 2512\ mm^2$

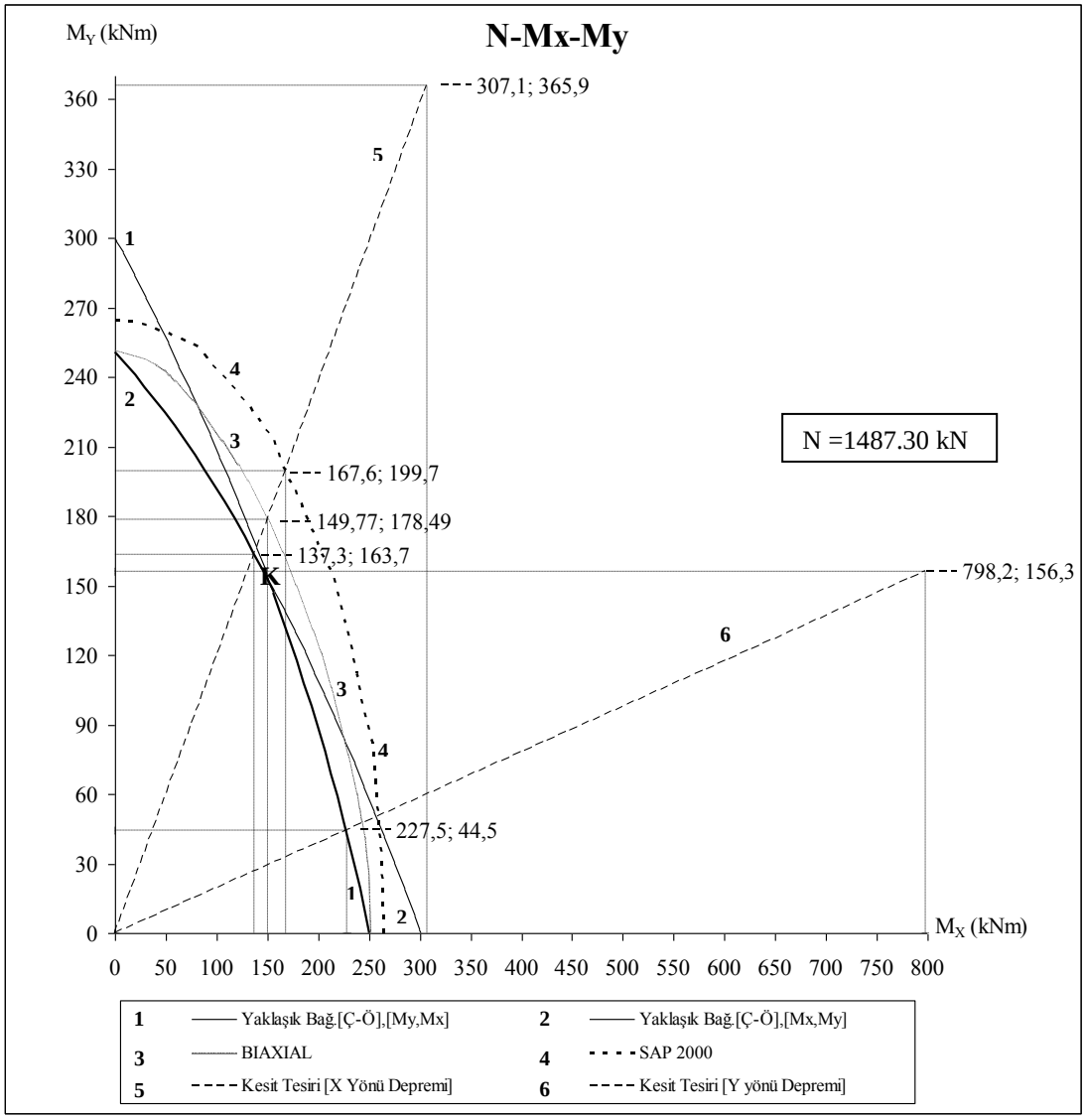
Kesit Tesirleri	Kapasite(Yak.Bağ)	Kapasite (SAP2000)	Kapasite (BIAXIAL)
$N = 1487.30\ kN$	$N = 1487.30\ kN$	$N = 1487.30\ kN$	$N = 1487.30\ kN$
$M_x = 307.0\ kNm$	$M_{x,r} = 137.30\ kNm$	$M_{x,r} = 149.77\ kNm$	$M_{x,r} = 167.60\ kNm$
$M_y = 365.40\ kNm$	$M_{y,r} = 163.70\ kNm$	$M_{y,r} = 178.49\ kNm$	$M_{y,r} = 199.70\ kNm$

S16 kolonuna ait karşılıklı etki diyagramı çizilirken kesite etkiyen eksenel kuvvet altında kesitin her iki doğrultudaki moment kapasiteleri bulunmuştur. Aşağıda bu kapasitelerin nasıl bulunduğu ve karşılıklı etki diyagramlarının nasıl çizildiği kısaca anlatılacaktır.

Yaklaşık bağıntılarla, [13], hesap yapılırken, belli bir normal kuvvet ve belli bir M_x (X ekseni etrafında döndüren moment) değerine karşı gelen en büyük M_y (Y ekseni etrafında döndüren moment) değeri bulunmuş ve bu işlem çeşitli M_x değerleri için tekrarlanmış ve Şekil 5.10'da görülen 1-1 eğrisi çizilmiştir. Daha sonra aynı işlem belli bir normal kuvvet ve belli bir M_y değer için tekrarlanmış ve bunlara karşı gelen en büyük M_x değeri bulunmuş ve bu işlem çeşitli M_x değerleri için tekrarlanarak 2-2 eğrisi (bakınız, Şekil 5.10) çizilmiştir. Burada dikkat edilmesi gereken nokta, yaklaşık bağıntıların hangi durumlarda geçerliliğini kaybedeceğidir. Bölüm 5.6.2'de yer alan bağıntılar incelendiği zaman, M_x moment değerinin M_y moment değerinden büyük veya eşit olması gerektiği görülmektedir. Bundan dolayı belli bir normal kuvvet altındaki kesitin yaklaşık bağıntılarla kapasite hesabını yaparken, kapasitesini bulmak istediğimiz yöndeki moment değerinin diğer yöndeki moment değerinden büyük veya en az eşit olması gerekmektedir. Bu koşulun dikkate alınmasından sonra 1-1 ve 2-2 eğrilerinin geçerli olmadığı parçalar iptal edilmiş ve 2-K-1 eğrisi (bakınız, Şekil 5.10) çizilmiştir.

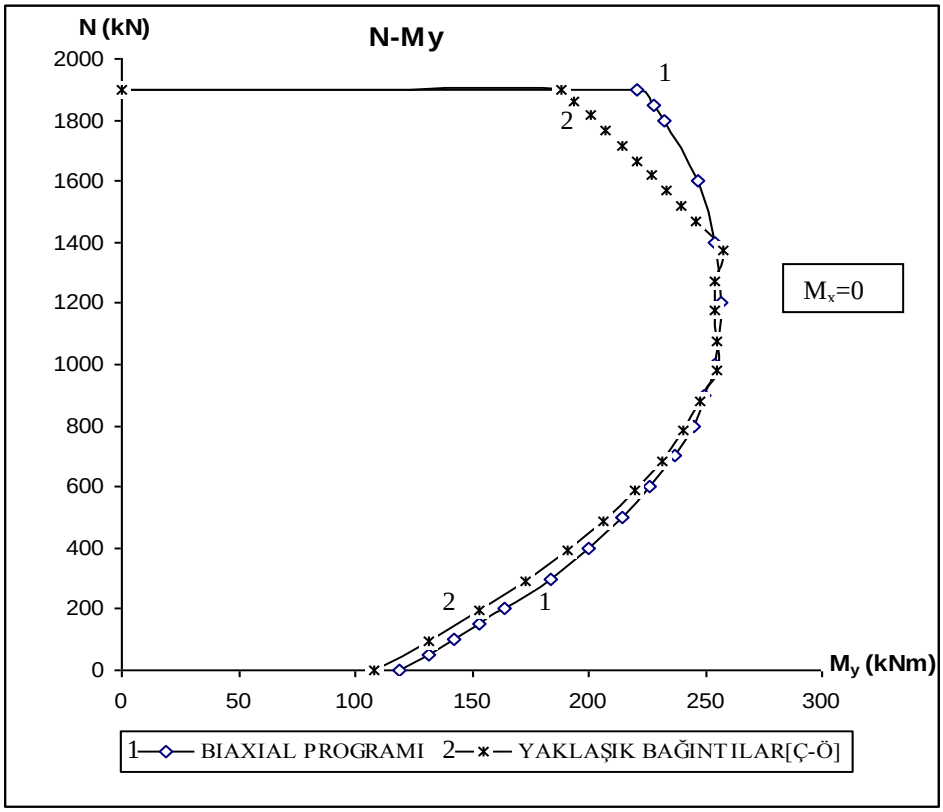
Biaxial programı ile hesap yaparken ise karşılıklı etki diyagramını çizebilmek için kesite etkiyen sabit eksenel yük altında çeşitli Mx ve My momentlerinin birbirlerine oranları uygun şekilde programa girilmiş ve kapasite değerleri elde edildikten sonra karşılıklı etki diyagramı çizilmiştir.

SAP 2000® ,[16], programı ile yapılan hesapta ise narinlik etkisi konunun dışında bırakılarak önlem alınmış ve parametrik olarak tanımlanmış çubuk eleman kullanılmıştır. Daha sonra programın çizdiği karşılıklı etki diyagramına ait ilgili nokta bilgileri kullanılarak karşılıklı etki diyagramı çizilmiştir. Çizilen karşılıklı etki diyagramları karşılaştırma yapmak için Şekil 5.10'da gösterilmiştir. Ayrıca S16 kolonuna ait N-M_y (M_x=0) karşılıklı etki diyagramı Şekil 5.11'de ve çeşitli sabit eksenel yükler altındaki M_x-M_y karşılıklı etki diyagramları Şekil 5.12'de verilmiştir.

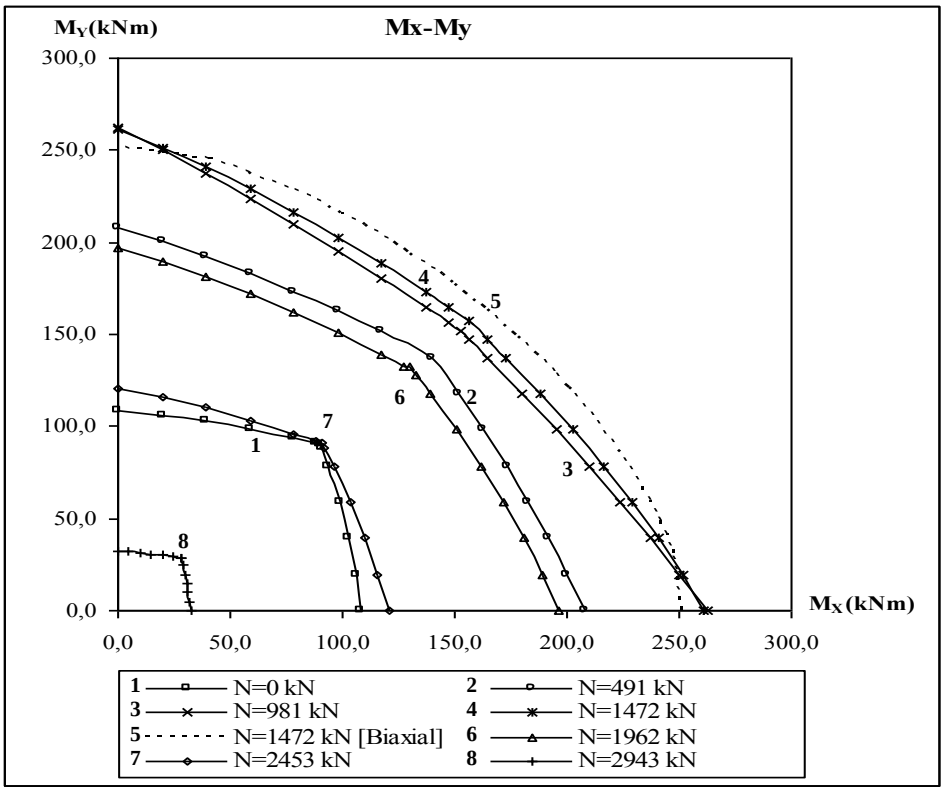


Şekil 5.10 S16 kolonuna ait karşılıklı etki diyagramları

Şekil 5.10' da görüldüğü gibi X ve Y yönü momentlerine ait olan 5 no' lu doğru çizilmiştir. Bu doğrunun karşılıklı etki diyagramlarını kestiği noktalar örnek kesitin sabit eksenel yük altında ve taşıyabileceği moment kapasitelerini verir. Bu doğrunun kestiği noktalar Şekil 5.10' da görülebilir. Ayrıca burada Y yönü depreminden oluşan kesit tesirleri de 6 no' lu eğri ile gösterilmiştir. Burada Y yönü deprem etkisinden dolayı kesit üzerinde 1508 kN eksenel kuvvet oluşmuştur, (bakınız, Tablo F.6). Bu değer X yönü depreminden dolayı oluşan eksenel kuvvetten % 1.5 daha fazladır fakat, kesitin kapasitesini çok fazla etkilemediği için yeni bir eğri çizmeye gerek duyulmamıştır.



Şekil 5.11. S16 Kolonuna ait N-My karşılıklı etki diyagramı



Şekil 5.12. S16 Kolonuna ait sabit eksenel yükler altındaki Mx-My karşılıklı etki diyagramları

Karşılıklı etki diyagramlarının incelenmesinden görüleceği üzere, yaklaşık bağıntılarla hesaplanan kapasite değerleri diğerlerine göre daha azdır ancak, aradaki farklar mertebe bakımından önemli değildir. Şekil 5.12'deki karşılıklı etki diyagramları eksenel kuvvetin 4-5 değerine kadar büyüdükten sonra eğriler geriye dönmüş ve 8 değerinde ise en küçük olmuştur. Şekil 5.12'deki 5 no'lu eğri dışındakiler yaklaşık bağıntılar (Ç-Ö), [13], kullanılarak elde edilmiş olan eğrilerdir.

Tablo F5'de S16 kolonuna ait ilgili satır incelendiği zaman Yaklaşık bağıntılar,[13], ile hesaplanan kapasite değerinin 19.9 kNm olduğu görülmektedir. Oysa Şekil 5.10 incelendiği zaman kesitin kapasitesi 163.70 kNm' dir. Bu iki değer birbiriyle çelişiyor gibi görünsede bunun sebebi formüllerin geçerli olmadığı bölgelerde kullanılmak istenmesindendir. Tablo F5'de S16 ve S18 kolonu için bu durum geçerlidir. Tablolardaki (**) lı değerler; aşırı normal kuvvetten dolayı kesitin moment taşıma kapasite yoktur.

Moment taşıma kapasitesi bakımından mevcut sistemde, zemin kat kolonları [1,2] ye göre incelenmiş ve Tablo F2 deki donatı bilgileriyle bulunan sonuçlar Tablo F5, Tablo F6, Tablo F7 ve Tablo F8, Tablo F9, Tablo F10, Tablo F11 ve Tablo F12' de verilmiştir. Tablo F5 ve Tablo F6'nın incelenmesinden görüleceği üzere özellikle ankastre mesnetlenme durumunun olduğu MD02A modelinde, hiçbir doğrultuda, [1]' e göre etkitilen deprem yüklerine göre kapasiteler yeterli değildir. Tablo F7 ve Tablo F8 incelendiğinde, [2]'ye göre etkitilen deprem yüklerine göre de X doğrultusunda sadece S19 ve S23 kolonları, Y doğrultusunda ise sadece S5 kolonunun kapasiteleri yeterlidir. Ancak her iki doğrultu için birlikte düşünüldüğünde kolon kapasiteleri yeterli değildir. Elastik ankastre mesnetlenme durumunun olduğu MD02B modelinde ise [1]'e göre her iki doğrultuda ayrı ayrı etkitilen deprem yükleri altında incelenen zemin kat kolonlarının moment taşıma kapasiteleri X doğrultusunda S5 ve S11 kolonları, Y doğrultusunda ise S3, S5, S11, S14,ve S15 kolonları hariç yetersizdir. Sonuçlar Tablo F9 ve Tablo F10' dan takip edilebilir. Tablo F11 ve Tablo F12 incelendiğinde, [2]'ye göre etkitilen deprem yüklerine göre de X doğrultusunda S3, S5, S14, S15 kolonları, Y doğrultusunda ise S3, S5, S11, S15 kolonları hariç kapasiteler yetersizdir. Ancak, şuna dikkat etmek gerekir ki, elastik ankastre mesnetli durumda hem periyodun uzaması hem bundan dolayı deprem yükünün azalması sebebiyle hem de iç kuvvet dağılımlarının değişmesinden dolayı ankastre mesnetli duruma göre kapasite oranlarında bir azalma görülmektedir.

6. MEVCUT BİNANIN GÜÇLENDİRİLMESİ

Bölüm 5' te yapılan inceleme ve karşılaştırmalar sonucunda binanın olası büyük bir depremde yeterli güvenliği sağlayamayacağı ve güçlendirilmesi gerektiği sonucuna varılmıştır.

İncelenen binanın yanal ötelenme rijitliği yetersiz olduğundan ve mevcut projenin incelenmesinden elde edilen bilgilerden kolon ve kiriş uç bölgelerinde yeterli sünekliği sağlayacak donatı yerleşiminin mevcut olmadığı görüldüğünden, depremden dolayı oluşacak kuvvetleri karşılayacak yeni elemanlar ilave edilerek taşıyıcı sistem iyileştirilmelidir.

Sistem iyileştirmede temel ilke, bazı çerçevelerin kuvvetlendirilip, rijitleştirilmesidir. Bu işlem belirli çerçevelere konulacak çelik çaprazlarla veya dolgu duvarlarla sağlanabilir. Dolgu duvarlar, prefabrik panolardan, yerinde dökme betonarmeden veya benzeri başka yöntemlerle yapılabilir. Tüm durumlarda dolgu ile çerçevenin bir perde oluşturabilmesi için, dolgu ile çerçeve elemanın bütünleşik bir şekilde yapının davranışına katılması gerekir, [15]. İncelenen bina, yerinde dökme betonarme dolgu duvar yani perde duvarlarla iyileştirilecektir. Aynı zamanda eksenel kuvvet taşıma kapasitesi bakımından yetersiz olan kolonlarda mantolama işlemi uygulanacaktır.

Mevcut bina, perde ilavesiyle ve kolon mantolanmasıyla güçlendirileceğinden dolayı 1997 deprem yönetmeliği, [1] e göre perdeli ve çerçeveli sistem grubuna dahildir yani deprem yüklerinin tamamının çerçeveler ve boşluksuz perdelerle taşındığı bina grubuna dahildir. Mevcut binada projelerin incelenmesinden elde edilen bilgilerden kolon ve kiriş uç bölgelerinde yeterli sünekliği sağlayacak donatı yerleşiminin mevcut olmadığı görüldüğünden süneklik düzeyi normal sistem kabul edilmiş ve ilave edilen elemanların ise süneklik düzeyinin yüksek olmasından dolayı karma bir sistem için taşıyıcı sistem davranış katsayısı R =5 seçilmiştir.

6.1. Yatay Yük Taşıyıcı Perde Yerlerinin Seçimi

Perde duvar elemanları yerleştirilirken aşağıdaki hususlara dikkate edilmeye çalışılmıştır.

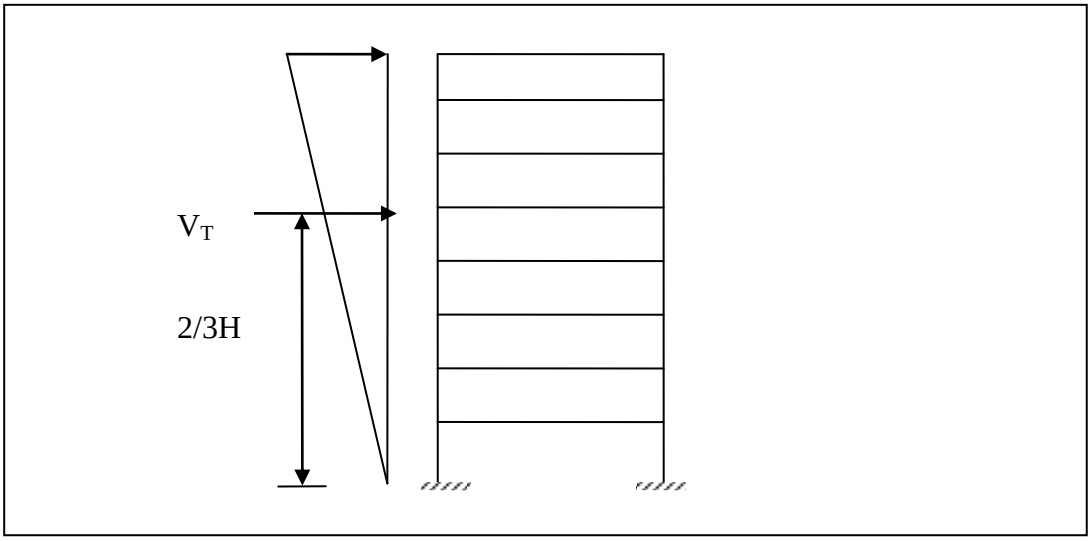
- Perde duvarlar planda yerleştirilirken mümkün olduğunca simetrik yerleştirilmelidir.
- Yapının burulma rijitliğini arttırması bakımından mümkün olduğunca planda, kenar akslara yerleştirilmelidir.
- Yatay kuvvetlerin döşemelerden güvenli bir şekilde perde elemanlara aktarılabilmesi için boşlukların olduğu yerlerden mümkün olduğunca kaçınılmalıdır.
- Perde duvarlar özellikle burulmanın önemli olduğu yapılarda her iki doğrultuda da mevcut olmalıdır. Çünkü yapının burulma rijitliğini önemli ölçüde arttırmaktadır.
- Perde doğrultuları aynı bir noktadan geçmemeli veya buna yakın durumlar oluşturulmamalıdır yoksa burulma etkilerini karşılama bakımından sistem kararsız bir davranış gösterir.

6.2. Sistem İyileştirmede Kullanılacak Perde Sayısının Yaklaşık Olarak Hesaplanması

Perde elemanları yapı sistemine dahil ederken, kaç tane perde ile uygun çözüme ulaşmanın mümkün olabileceğinin baştan kestirilmesinde yarar vardır. Bunun için burada basit bir ön boyutlandırmadan bahsedilecektir. Kullanılacak bilgiler aşağıda özetlenmiştir.

- Kat Yüksekliği : 23.30 m
- Etkin Yer İvmesi A_0 = 0.30 g
- Spektrum Katsayısı $S(T_1)$ = 2.50
- Toplam Yapı Ağırlığı $W_{G+0.30Q}$ =32340 kN

- Deprem Yükü Azaltma Katsayısı R =5
- $\sum A_p = 2439\ .65\, m^2$ (Toplam kat alanı)



Şekil 6.1 Ön boyutlamada hesaplanan yatay kuvvet ve etkime yeri

$$V_T = \frac{A_0 \cdot I \cdot S(T_1) \cdot W}{R} = \frac{0.30 \cdot 1 \cdot 2.5 \cdot 32340}{5} = 4851\ kN$$

$$M_T = \frac{V_T \cdot 2 \cdot H}{3} = \frac{4851\ \cdot 2 \cdot 23.30}{3} = 75352\ .2 kNm$$

Gerekli perde alanı ve uzunluğu

Deprem yüklerinin tamamının yeni perdelerle taşınacağı kabulü yapılırsa aşağıdaki bağıntı kullanılabilir [1, Madde 7.6.1.2]

$$\sum A_g \Big/ \sum A_p \geq 0.002 \qquad (6.1)$$

$\sum A_g \geq 4.88\, m^2$ (Gözönüne alınan deprem doğrultusunda gerekli olan minimum perde enkesit alanı)

Perde kalınlığı $b_w = 25.0 cm$ olarak seçilirse gerekli olan perde uzunluğu;

$\sum A_g = \sum (l_w \cdot b_w) \geq 4.88 \Longrightarrow \sum l_w \geq 19.52\, m \Longrightarrow$ Seçilen $\sum l_w = 21.0 m$

Gözönüne alınan deprem doğrultusunda, seçilen perde sayısına göre perdelerin herbirinin taşıması istenen taban kesme kuvveti ve moment değerleri aşağıda Tablo 6.2.1'de gösterilmektedir.

Tablo 6.2.1 Perdelerin karşılamaları gereken kuvvetler

Perde Sayısı	$b_w(m)$	$\sum l_w(m)$	$l_w(m)$	$\sum V_T(kN)$	$V_T(kN)$	$\sum M_T(kNm)$	$M_T(kNm)$
1	0,25	21,0	21,0	4851,00	4851,00	75352,0	75352,0
2			10,5		2425,50		37676,0
3			7,00		1617,00		25117,3
4			5,25		1212,75		18838,0
5			4,20		970,20		15070,4
6			3,50		808,50		12558,6

Tablo 6.2.1' den de anlaşılacağı üzere perde sayısı arttıkça, herbir perdenin karşılaması gereken kuvvetler azalmaktadır. Perdeleri yerleştirirken herbir perdenin uzunluğu eşit olmayabilir. Bu durumda herbir perdenin karşılaması gereken kuvvetler değişir.

İncelenen binada X yönü için 4 adet, Y yönü için ise 3 adet perde yerleştirilmiştir ve Tablo 6.2.2.a ve Tablo 6.2.2.b'de özetlenmiştir. Ayrıca, perdelerin yerleri Şekil 6.2' de görülmektedir. Tüm katlardaki perde yerleşimi Ek C ve Ek D' den takip edilebilir.

Tablo 6.2.2.a Güçlendirilen Binada X Yönü Perdelerinin Yerleri

YÖN	**Perde Adı**	**Yer**	$b_w(m)$	$l_w(m)$	**KATLAR**							
					B	**Z**	**A**	**1**	**2**	**3**	**4**	**5**
X	**GP1**	S21-S22	0,25	4,20	√	√	√	√				
			0,20						√	√	√	√
	GP2	S19-S20	0,25	6,20	√	√	√	√				
	GP3	S1-S2	0,25	4,20	√	√	√	√				
			0,20						√	√	√	√
	GP4	S5-S6	0,25	6,20	√	√	√	√				

Tablo 6.2.2.b Güçlendirilen Binada Y Yönü Perdelerinin Yerleri

YÖN	Perde Adı	Yer	$b_w(m)$	$l_w(m)$	KATLAR							
					B	Z	A	1	2	3	4	5
Y	GP5	S7-S11	0,25	3,10	√	√	√	√				
			0,20						√	√	√	√
	GP6	S3-S9	0,25	3,35	√	√	√	√				
	GP7	S6-S17	0,25	6,30	√	√						
		S6-S16	0,25	3,30			√	√				
			0,20	3,30					√	√	√	

B: Bodrum Kat **Z**: Zemin Kat **A**: Asma Kat

Burada daha detaylı bir ön boyutlandırma da yapılabilir. Bunun için öncelikle mevcut sistemde kolonların moment taşıma kapasiteleri bulunarak, taşıyabilecekleri kesme kuvveti değerleri bulunabilir. Yani;

$$T_r = \frac{\sum M_{r,kolon}}{h} \quad \text{(kolonların taşıyabileceği kesme kuvveti)} \tag{6.2}$$

$$T^P = V_T - T_r \quad \text{(Perdelerin taşıması istenen kesme kuvveti)} \tag{6.3}$$

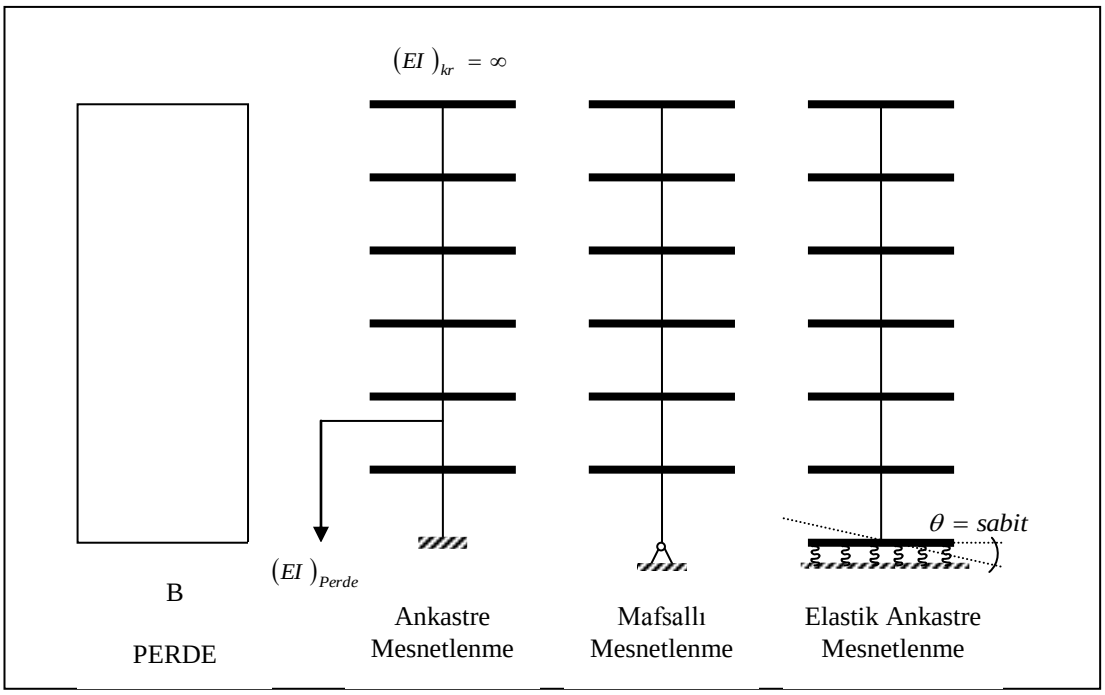
$$M^P = M_T \cdot \frac{T^P}{V_T} \quad \text{(Perdelerin taşıması istenen moment)} \tag{6.4}$$

bağıntılar kullanılarak ve yukarıdaki adımlar uygulanarak da perdeler seçilebilir.

6.3. Güçlendirme Perdelerinin Mesnetlenme Koşulları

Perde duvarlarla sistem iyileştirilmesi yapılan binalarda, en önemli sorun temellerin boyutlandırılması sırasında ortaya çıkmaktadır. Depremden dolayı oluşan yatay kuvvetlerin oluşturduğu etkileri karşılamak üzere düzenlenen perdelerin tabanında meydana gelen momentlerin büyük olmasından dolayı, talep edilen temel boyutları oldukça büyüyebilmektedir. Ancak, her zaman bu talep gerektiği gibi karşılanamamaktadır. Gerek binaların konumundan dolayı gerekse maliyetten dolayı yapım güçlükleriyle karşılaşılmaktadır.

Burada perde elemanların temelleri ile çeşitli kabuller yapılarak güçlendirilmiş sistem incelenmiştir. Perde elemanların temelleri ile ilgili kabuller aşağıda özetlenmiştir. Perdelerin çubuk eleman olarak tanımlanması ve mesnetlenme şekli Şekil 6.3' de gösterilmiştir.



Şekil 6.3 Perdelerin çubuk eleman olarak tanımlanması ve mesnetlenme şekilleri

Perdelerin çubuk eleman olarak modellenmesi sırasında GP7 perdesinin [bakınız, Şekil 6.2, Şekil D14] modellemesi şu şekilde yapılmıştır. GP7 perdesinin özelliği, bodrum kat ve zemin katta uzunluğunun 6.30 m , diğer katlarda ise 3.30 m olmasıdır.Ayrıca uzun olan perde ile kısa olan perdenin düşey eksenleri üst üste düşmemektedir. Bunlardan dolayı GP7 perdesi iki parça halinde modellenmiştir. Modelleme yapılırken uzun olan perdenin atalet momenti hesaplanmış ve ikiye bölünerek perdelere paylaştırılmıştır. GP7 perdesinin mesnetlenmesinin mafsallı olarak tariflenmesinde ise iki parça halindeki perdeler tabanda rijitliği teorik olarak sonsuz bir kirişle birleştirilmiş ve bu kirişin ortasında mafsallı mesnet tanımlanmıştır.

Perdelerin yerleştirildiği kolonların etrafında, başka bir şekilde söylemek gerekirse perdelerin uç bölgelerindeki kolonlarda 15 cm kalınlığında manto uygulanmıştır. Mantolanan tüm kolonlar Ek C' deki kalıp planlarında gösterilmiştir.

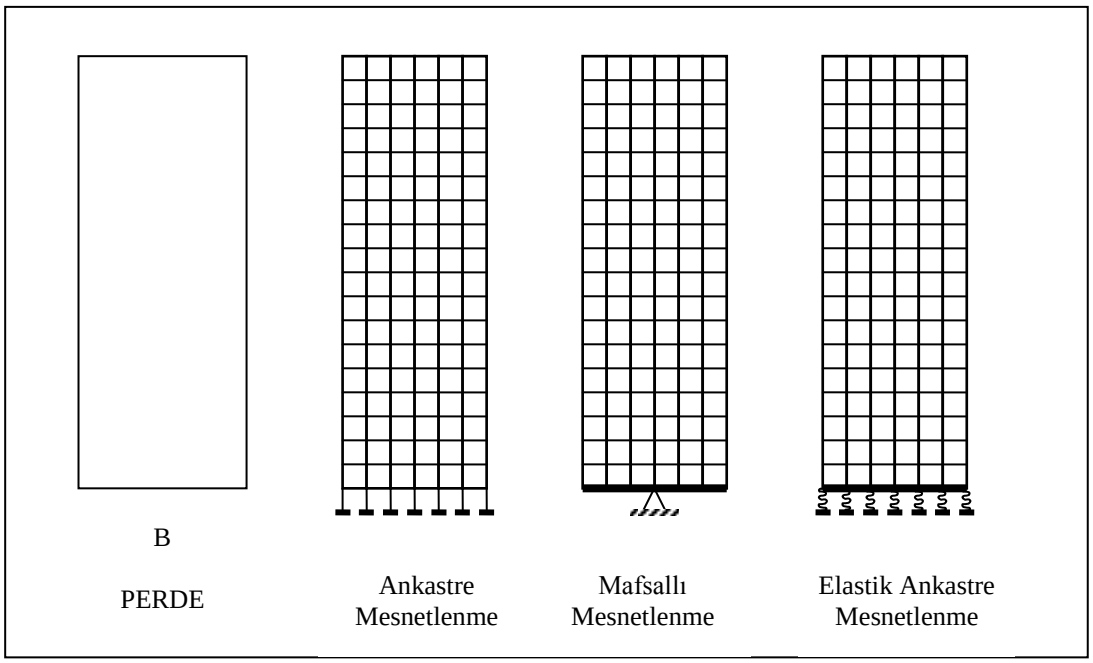
Çubuk eleman tanımlı modellerde elastik ankastre mesnetlenme için, yaylarla modelleme yapılmıştır. Başka bir deyişle zemin-temel-yapı etkileşimi için, elastik zemine oturan kiriş modeli kullanılmış ve zemin yaylarla temsil edilmiştir. Yay sabitinin hesaplanması için herbir yaya ait etki alanı bulunur ve zemin düşey yatak katsayısı ile çarpılır. Böylece, yaylarla çökmeye ve dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme gözönünde bulundurulmuştur. Sadece dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme durumunda ise perdelerin tabanında düşey eksenlerinden geçen noktanın çökmesi tutulmuştur. Perdenin tabanındaki diğer noktalardaki yayların herbiri farklı çökme yapacağından dolayı perdenin tabanındaki sınırlı dönme gözönüne alınmış olacaktır. Kolonların temelinde ise dönme redörü bilinen şekliyle yani eğilme momentinin etkidiği doğrultudaki temelin atalet momentiyle zemin düşey yatak katsayısının çarpılmasıyla elde edilmiş, ($R_\theta = K_v \cdot I$) ve daha sonra modele dahil edilmiştir.

Perdenin B genişliğince eşit dönme açısı yapma zorunluluğundan dolayı B uzunluğu boyunca eğilme rijitliği teorik olarak sonsuz olan çubuk elemanlar kullanılarak göz önünde bulundurulmuştur. Burada $(EI)_{kiriş} = 100 \cdot (EI)_{perde}$ alınmıştır, (bakınız, Ek D).

Perdeler aynı zamanda kabuk eleman olarak da modellenmiş ve mesnetlenme şekilleri de dikkate alınarak incelenmiştir, [bakınız, Şekil 6.4, Ek D].

Perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellerde, perdelerin yerleştirildiği açıklığın iki tarafında yeralan kolonlar mantoları ile birlikte hesaplarda dikkate alınmıştır. Ancak, burada kolon eksenleri ile perdelerin bağlandıkları düğüm noktaları üst üste düştüğü için perdelerin eğilme ve ötelenme rijitlikleri bir miktar artmaktadır.

Kabuk eleman olarak modellenen perdelerde mesnetlenmenin mafsallı ve elastik ankastre olduğu modellerde, en alttaki kabuk elemanların dönmelerinin aynı olabilmesi amacıyla eğilme rijitliği teorik olarak sonsuz çubuk elemanlar tanımlanmıştır.



Şekil 6.4. Perdelerin kabuk eleman olarak tanımlanması ve mesnetlenme şekilleri

Burada da zemin-temel-yapı etkileşimini yansıtmak üzere yaylar kullanılmıştır. Ancak burada temel, kabuk sonlu elemanlarla modellenmiş ve herbir kabuk elemanın etki alanı ile zemin düşey yatak katsayısı çarpılmış ve yay sabiti değerleri bulunmuştur. Böylece, yaylarla çökmeye ve dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme durumu temsil edilmiştir. Sadece dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme durumunda ise perdelerin ve kolonların tabanında düşey eksenlerinden geçen noktanın çökmesi tutulmuştur. Perdenin tabanındaki diğer noktalardaki yayların herbiri farklı çökme yapacağından dolayı perdenin tabanındaki sınırlı dönme gözönüne alınmış olacaktır.

Tüm bu tanımlamalardan ve mesnetlenmelerden sonra çözümlemeler yapılmıştır. Perdelerin çubuk eleman olarak tanımlandığı modeller ile kabuk eleman olarak tanımlandığı modeller arasında uygun karşılaştırmalar yapılmıştır. Tablo 6.3.1'de perdelerin çubuk eleman olarak tariflendiği modellere ait periyot değerleri ve bu periyot değerleri ile hesaplanan deprem yükü katsayıları sunulmuştur. Ayrıca burada eşdeğer deprem yükü katsayılarında %20'lik bir azaltmaya gidilmiş ve karşılaştırma amacıyla 9.sütunda verilmiştir. Bu azaltmanın niçin yapıldığından daha sonra bahsedilecektir. Tablo 6.3.2' de ise perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellere ait değerler sunulmuştur.

Tablo 6.3.1. Perdelerin **çubuk eleman** olarak tariflendiği modellere ait periyot değerleri ve deprem yükü katsayıları

YÖN	Model	Mesnetlenme		T_{1X} (sn)	T_{1Y} (sn)	$S(T_1)$	Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi		Modal Analiz
		Kolon	Perde				$A(T_1)/R_a(T_1)$	$0.80 \cdot A(T_1)/R_a(T_1)$	V_T/W_{Bina}
X	**GD01A**	Ankastre	Ankastre	0,414	-	2,50	0,150	0,120	0,099
	GD01B*	Ankastre	Elastik Ankastre	0,706	-	2,20	0,132	0,105	0,086
	GD01C	Ankastre	Mafsal	0,746	-	2,10	0,126	0,101	0,081
	GD01D*	Elastik Ankastre	Elastik Ankastre	0,747	-	2,10	0,126	0,101	0,079
	GD01E**	Elastik Ankastre	Elastik Ankastre	0,933	-	1,76	0,105	0,084	0,084
Y	**GD01A**	Ankastre	Ankastre	-	0,570	2,50	0,150	0,1200	0,098
	GD01B*	Ankastre	Elastik Ankastre	-	0,825	1,94	0,116	0,093	0,082
	GD01C	Ankastre	Mafsal	-	0,877	1,85	0,111	0,089	0,078
	GD01D*	Elastik Ankastre	Elastik Ankastre	-	0,875	1,85	0,110	0,089	0,076
	GD01E**	Elastik Ankastre	Elastik Ankastre	-	1,382	1,28	0,077	0,062	0,062

W_{Bina} :35410 kN (G+0,30Q yük kombinasyonundan elde edilen değer)

Tablo 6.3.1 ve Tablo 6.3.2'nin incelenmesinden de anlaşılacağı üzere perdelerin eklenmesiyle yapılan sistem iyileştirmesi sonucu binanın periyot değerlerinde beklenildiği üzere küçülmeler meydana gelmiştir. Özellikle perde ve kolon mesnetlerinin ankastre kabul edildiği modelde periyot değerleri oldukça küçülmüş ve buna bağlı olarak da diğer modellere göre, etkiyen deprem kuvvetinde önemli bir artış meydana gelmiştir. Tabloların incelenmesinden de görüleceği üzere mesnet koşullarının değişmesi ile hem kolonlarda hem de perdelerde gerçek duruma daha yakın olan elastik ankastre mesnetlenme durumunda binanın periyodu uzamış ve

buna bağlı olarak da yönetmeliğe [1]'e göre binaya etkitilen eşdeğer yatay deprem yükü değerlerinde ankastre mesnetlenmeye göre X yönü için % 30'a, Y yönü için ise % 53 'e varan oranlarda bir azalma meydana gelmiştir.

Tablo 6.3.2. Perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellere ait periyot değerleri ve deprem yükü katsayıları

YÖN	Model	Mesnetlenme		T_{1X} (sn)	T_{1Y} (sn)	$S(T_1)$	Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi		Modal Analiz
		Kolon	Perde				$A(T_1)/R_a(T_1)$	$0.80 \cdot A(T_1)/R_a(T_1)$	V_T/W_{Bina}
X	**GD02A**	Ankastre	Ankastre	0,415	-	2,50	0,150	0,120	0,094
	GD02B*	Ankastre	Elastik Ankastre	0,736	-	2,12	0,127	0,102	0,083
	GD02C	Ankastre	Mafsal	0,774	-	2,04	0,122	0,098	0,080
	GD02D*	Elastik Ankastre	Elastik Ankastre	0,786	-	2,01	0,121	0,097	0,078
	GD02E**	Elastik Ankastre	Elastik Ankastre	0,944	-	1,74	0,104	0,083	0,083
Y	**GD02A**	Ankastre	Ankastre	-	0,580	2,50	0,150	0,120	0,099
	GD02B*	Ankastre	Elastik Ankastre	-	0,853	1,89	0,113	0,091	0,081
	GD02C	Ankastre	Mafsal	-	0,893	1,82	0,109	0,087	0,077
	GD02D*	Elastik Ankastre	Elastik Ankastre	-	0,928	1,76	0,106	0,085	0,076
	GD02E**	Elastik Ankastre	Elastik Ankastre	-	1,540	1,18	0,0706	0,0565	0,0575

* : Dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme

** : Hem dönmeye hem de çökmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme

Mühendislik, güvenli ve ekonomik yapılar yapma sanatı olduğuna göre proje hesaplarında, teorik olarak gelebilecek en büyük deprem kuvvetini kullanmak yerinde bir karar değildir. Bundan dolayı depreme maruz kalan bina ve bina türü yapılar için boyutlandırma hesapları yapılırken konut türü yapılar, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım deprem yükü dikkate alınarak boyutlandırılır, [1, Bölüm

5]. Bu hesaplar yapılırken betonarme binalar için %5 sönüm oranı dikkate alınarak bulunan ve [1, Bölüm 6.4]'te gösterilen özel elastik tasarım ivme spektrum değerleri kullanılır.

Mevcut binalarda depreme karşı yeniden boyutlandırma hesapları yapılırken deprem yüklerinin nasıl tarif edileceğine karar vermek gerekir. Örneğin, yukarıda bahsedildiği gibi 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan bir depreme karşı boyutlandırılmış fakat ekonomik olarak ömrünün 2/3 ünü tamamlamış olan bir yapı için deprem yükünü nasıl tariflemek gerekir sorusu önemli hale gelir. Deprem oluşumlarının istatistiksel olduğu ve gelişigüzel dağılım gösterdiği düşünülürse, olasılık hesapları dikkate alınarak hesaplanan tasarım depreminde binanın yaşı dikkate alınarak bir azaltma yapılabilir ve deprem yükleri yeniden tariflenebilir,[17]. Ayrıca yapılan deneysel çalışmalarda, betonarme binalarda sönüm oranının % 5' in üzerinde olduğu hatta % 7.5 değerine kadar çıkabildiği görülmüştür. Bundan dolayı betonarme binaların boyutlandırılması sırasında deprem yükleri tarif edilirken %15-25 oranında bir azaltmaya gidilebileceği görülebilmektedir. Tablo 6.3.1 ve Tablo 6.3.2' de 9.sütunda özetlenen deprem yükü katsayılarında da % 20 oranında bir azaltma yapılmış ve etkiyen deprem yüklerinin ne olacağı gösterilmiştir.

Tablo 6.3.3. Modal Analiz sonucunda bulunan, X ve Y doğrultusuna ait taban kesme kuvvetleri ve taban devirme momentleri (Perdelerin Çubuk eleman Tanımlı)

			X Yönü		**Y Yönü**	
Model	**Mesnetlenme**		**Kesme Kuvveti (kN)**	**Moment (kNm)**	**Kesme Kuvveti (kN)**	**Moment (kNm)**
	Kolon	**Perde**				
GD01A	A	A	3497,61	57702,99	3480,69	57859,34
GD01B*	A	EA	3032,27	51367,61	2907,52	47781,45
GD01C	A	M	2852,75	44216,81	2759,93	42807,78
GD01D*	EA	EA	2793,49	43125,32	2697,23	41704,76
GD01E**	EA	EA	2973,94	46076,02	2208,84	33701,92

A : Ankastre Mesnet M : Mafsallı Mesnet EA: Elastik ankastre Mesnet

* : Dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme

** : Hem dönmeye hem de çökmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme

Tablo 6.3.4. Modal Analiz sonucunda bulunan, X ve Y doğrultusuna ait taban kesme kuvvetleri ve taban devirme momentleri (Perdelerin Kabuk Eleman Tanımlı)

			X Yönü		Y Yönü	
Model	**Mesnetlenme**		**Kesme Kuvveti (kN)**	**Moment (kNm)**	**Kesme Kuvveti (kN)**	**Moment (kNm)**
	Kolon	**Perde**				
GD02A	A	A	3325,82	54540,97	3511,83	58277,54
GD02B*	A	EA	2950,34	45296,39	2855,29	44540,27
GD02C	A	M	2829,12	43858,09	2727,22	42272,88
GD02D*	EA	EA	2771,04	42790,87	2684,82	41348,34
GD02E**	EA	EA	2928,18	45363,20	2041,83	30959,38

A: Ankastre Mesnet M : Mafsallı Mesnet EA: Elastik Ankastre Mesnet

* : Dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme

** : Hem dönmeye hem de çökmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme

Tablo 6.3.3 ve Tablo 6.3.4 incelendiğinde düşey taşıyıcı elemanların mesnet şartları değiştikçe depremden dolayı oluşan yatay kuvvet ve buna bağlı olarak meydana gelen devrilme momenti değerlerinde belirgin farkların oluştuğu gözlenmektedir. Özellikle Y yönü için bir inceleme yapıldığında perde ve kolonların dönmeye karşı elastik ankastre mesnetli olarak tanımlandığı modellerde yapının periyodunun da uzamasına bağlı olarak kesme kuvveti değerlerinde % 22.5-23.5 arasında, devirme momenti değerlerinde ise %28-29 arasında ihmali gözardı edilemeyecek kadar büyük bir azalma meydana gelmektedir. X yönü için inceleme yapıldığında ise kesme kuvvetinde % 20.1 -16.7 arasında, devirme momentinde ise %25.3-21.5 arasında bir azalma meydana gelmektedir. Hem dönmeye hem de çökmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme durumunda ise Y yönü için bu farklar daha da artmaktadır.

Modal analiz sonucu elde ettiğimiz taban kesme kuvvetlerinin ve bundan dolayı oluşan devrilme momentlerinin perde ve kolonlara dağılımı Tablo 6.3.5 ve Tablo 6.3.6’ da özetlenmiştir..

Tablo 6.3.5. X Yönü Deprem Etkisinden Doğan Kesme Kuvvetlerinin ve Devrilme Momentlerinin Kolonlara ve Perdelere Dağılımı

YÖN	Model	Mesnetlenme		M_T (kNm)	Kolon (%)	Perde (%)	$\sum$ (%)	V_T (kN)	Kolon (%)	Perde (%)	$\sum$ (%)
		Kolon	Perde								
X	**GD01A**	A	A	57703,0	1,25	68,17	69,42	3497,609	6,47	93,53	100
	GD02A			**54541,0**	**1,36**	**71,99**	**73,35**	**3325,815**	**7,46**	**92,54**	**100**
	GD01B*	A	EA	51367,61	13,60	11,37	24,97	3032,267	80,71	19,29	100
	GD02B*			**45926,4**	**15,21**	**11,00**	**26,21**	**2950,337**	**79,21**	**20,79**	**100**
	GD01C	A	M	44216,81	17,23	0,0000	17,23	2852,750	83,92	16,08	100
	GD02C			**43858,09**	**17,25**	**0,0000**	**17,25**	**2829,120**	**74,62**	**25,38**	**100**
	GD01D*	EA	EA	43125,32	1,76	15,30	17,06	2793,494	23,66	76,34	100
	GD02D*			**42790,87**	**1,9**	**13,88**	**15,78**	**2771,04**	**25,64**	**74,36**	**100**
	GD01E**	EA	EA	46068,69	1,42	13,98	15,40	2973,941	26,24	73,76	100
	GD02E**			**45363,20**	**2,37**	**12,30**	**14,67**	**2928,18**	**30,26**	**69,74**	**100**

Tablo 6.3.6. Y Yönü Deprem Etkisinden Doğan Devrilme Momentinin Kolon ve Perdelere Dağılımı

YÖN	Model	Mesnetlenme		M_T (kNm)	Kolon (%)	Perde (%)	$\sum$ (%)	V_T (kN)	Kolon (%)	Perde (%)	$\sum$ (%)
		Kolon	Perde								
Y	**GD01A**	A	A	57859,34	2,14	59,19	61,33	3480,694	9,24	90,76	100
	GD02A			**58277,5**	**2,43**	**59,80**	**62,23**	**3511,83**	**11,25**	**88,75**	**100**
	GD01B*	A	EA	47781,45	14,42	14,57	28,99	2907,521	80,84	19,16	100
	GD02B*			**44540,27**	**16,39**	**10,79**	**27,17**	**2855,30**	**81,90**	**18,10**	**100**
	GD01C	A	M	42807,78	18,19	0,0000	18,19	2759,927	83,43	16,57	100
	GD02C			**42272,9**	**18,56**	**0,0000**	**18,56**	**2727,22**	**79,39**	**20,61**	**100**
	GD01D*	EA	EA	41704,76	6,83	18,19	25,01	2697,231	47,74	52,26	100
	GD02D*			**41348,3**	**2,31**	**14,15**	**16,45**	**2684,82**	**24,11**	**75,89**	**100**
	GD01E**	EA	EA	33701,9	6,18	17,43	23,60	2208,841	45,53	54,47	100
	GD02E**			**30959,4**	**2,80**	**17,72**	**20,53**	**2041,83**	**27,02**	**72,98**	**100**

Tablo 6.3.7. Mevcut Binada Devrilme Momentinin Kolonlara Dağılım Yüzdeleri

MODEL	Mesnetlenme ve Diyafram	X Yönü		Y Yönü	
		$M_T\,(kNm)$	$\%\sum M_{kolon}$	$M_T\,(kNm)$	$\%\sum M_{kolon}$
MD02A	Ankastre/Esnek	52515,28	% 14,2	37683,76	%14,60
MD02B[**]	Elastik Ankastre/Esnek	43532,99	%13,30	30936,54	%13,62

[*] : Dönmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme

[**] : Hem dönmeye hem de çökmeye karşı elastik ankastre mesnetlenme

Bu tablolar incelendiği zaman, perdelerin çubuk eleman olarak tariflendiği modeller ile kabuk eleman olarak tariflendiği modeller arasında kesme kuvvetinin ve devrilme momentinin dağılım yüzdeleri bakımından çok önemli farklar gözlenmemiş, sadece Y yönünde GD01-2-D ve GD01-2-E modellerinde kesme kuvvetinin dağılımında fark gözlenmiştir. Kolon ve perde mesnetlenmelerinin ankastre olduğu modellerde X yönü devrilme momentinin % 69.42'si ile % 73.35'i tabanda moment olarak ortaya çıkarken % 30.58'i ile % 26.65'i düşey taşıyıcılarda eksenel kuvvet çifti olarak ortaya çıkmıştır. Temelde kolon mesnetlenmesinin ankastre ve perde mesnetlenmesinin dönmeye karşı elastik ankastre olduğu durumda ise X yönü devrilme momentinin % 27.57'i ile % 26.21' i tabanda moment olarak ortaya çıkarken % 72.43'ü ile % 73.79'u eksenel kuvvet çiftleri olarak ortaya çıkmıştır. Perde mesnetlenmelerinin mafsallı olduğu modellerde ise X yönü devrilme momentinin % 14.34'si ile % 17.25' i tabanda moment olarak ortaya çıkarken % 85.66'sı ile % 82.75'i eksenel kuvvet çiftleri olarak ortaya çıkmıştır.Y yönü için aynı inceleme yapıldığında da benzer oranlar ortaya çıkmaktadır. Diğer mesnetlenme koşulları için sonuçlar Tablo 6.3.5 ve Tablo 6.3.6' dan incelenebilir. Burada mevcut sisteme ait devrilme momentinin de dağılım yüzdeleri verilmiştir. Tablo 6.3.7 incelendiği zaman X yönünde devrilme momentinin % 13.30'u ile 14.20'si, Y yönünde ise devrilme momentinin % 13.62'si ile % 14.60'ı tabanda moment etkisi olarak ortaya çıkmıştır. Devrilme momentinin büyük çoğunluğu eksenel kuvvet çiftleri olarak ortaya çıkmıştır.

Sonuç olarak, perdelerin çubuk eleman olarak tanımlandığı modeller ile kabuk eleman olarak tanımlandığı modeller arasında periyotlar, kesme kuvvetleri ve

devrilme momentleri açısından bir karşılaştırma yapıldığında aradaki farkların mertebe bakımından önemsiz olduğu ve iki şekilde de perdelerin tariflenebileceği gözlenmiştir.

Görüldüğü üzere mesnetlenme koşullarının değişmesiyle birlikte sistem dengesi yeniden kurulmakta ve devrilme momentinin bir kısmı tabanda moment etkisi olarak kendisini gösterirken büyük bir kısmı ise eksenel kuvvet çiftlerine dönüşmektedir. Böylece, tabanda ortaya çıkan momentten kaynaklanan temel boyutlandırma problemi ortadan kalkabilir. Fakat, bazı düşey taşıyıcı sistem elemanlarında eksenel kuvvet değerlerinde büyük artışlar, bazılarında ise büyük azalmalar meydana gelecektir. Tablo 6.3.8' de X yönünde D aksında yeralan S11, S12, S13, S14, S15 ve S16 kolonlarına ait ve Tablo 6.3.9' da ise Y yönünde 2 ve 5 akslarında yeralan S2, S8, S12, S22 ile S10, S14 ve S24 kolonlarına ait iç kuvvet değerlerinin değişimleri verilmiştir. Burada Tablo 6.3.8 de yeralan S11 ve S16 kolonları ile Tablo 6.3.9'da yeralan S2 ve S22 kolonları bulundukları yerdeki perdelerin başlık bölgelerini oluşturan kolonlardır. Tablolarda da görüldüğü gibi kolonların depremden dolayı oluşan eksenel kuvvetleri çekme (+) ve basınç (-) olarak ortaya çıkmaktadır ve bu eksenel kuvvetler depremden dolayı oluşan devrilme momentinin karşılanmasında etkin rol oynamaktadırlar.

Tablo 6.3.8. X Yönü Depreminden dolayı İç Kuvvetlerdeki Değişimler[± 0.00 Kotu]

İç Kuvvetler	Model	S11	S12	S13	S14	S15	S16
N (kN)	GD02A	331,31	-22,41	18,62	-77,02	32,30	-292,07
	GD02B	337,98	-73,65	43,19	-158,79	150,75	-383,32
	GD02C	313,41	-67,22	49,25	-154,59	160,01	-336,54
	GD02D	358,51	-63,04	66,59	-158,14	169,14	-389,72
	GD02E	321,93	184,17	7,57	-126,44	-112,77	-102,36
Vx (kN)	GD02A	34,52	40,70	40,94	47,16	45,39	25,49
	GD02B	45,55	535,83	537,86	634,88	622,38	31,98
	GD02C	23,56	556,76	559,51	660,26	647,58	24,52
	GD02D	68,63	72,22	70,83	66,84	66,71	58,34
	GD02E	13,72	81,73	105,88	114,20	89,17	-3,92
My (kN)	GD02A	124,02	128,01	128,21	155,45	154,04	98,38
	GD02B	96,66	1196,62	1198,28	1450,97	1441,00	84,43
	GD02C	35,21	1238,05	1240,29	1501,51	1491,39	59,88
	GD02D	119,60	73,63	70,68	66,05	81,94	125,62
	GD02E	35,90	100,87	117,30	118,52	108,22	28,86

Tablo 6.3.9 Y Yönü Depreminden dolayı İç Kuvvetlerdeki Değişimler[± 0.00 Kotu]

İç Kuvvetler	Model	S2	S8	S12	S22	S10	S14	S24
N (kN)	GD02A	880,95	113,55	-452,45	-291,26	70,77	-166,80	-104,99
	GD02B	468,98	232,69	-798,41	-139,67	75,88	-215,48	-162,02
	GD02C	371,40	244,14	-800,87	-137,95	72,47	-209,53	-161,46
	GD02D	489,51	246,24	-844,19	-148,01	74,68	-221,24	-170,40
	GD02E	327,20	293,08	-325,39	-303,05	107,54	-106,45	-132,17
Vy (kN)	GD02A	11,59	48,89	89,90	18,85	2,53	87,21	7,94
	GD02B	45,81	351,80	764,83	24,31	11,51	652,80	42,49
	GD02C	-2,77	373,64	820,03	-4,59	12,14	699,47	45,09
	GD02D	60,08	119,05	107,72	35,36	13,72	67,11	31,40
	GD02E	-6,08	88,06	120,64	2,07	9,27	107,90	11,65
Mx (kN)	GD02A	34,11	135,39	327,21	64,28	3,64	317,08	15,76
	GD02B	97,58	726,30	1773,02	50,65	16,16	1569,68	75,02
	GD02C	-22,92	767,80	1879,56	-23,41	17,03	1661,85	79,29
	GD02D	123,81	160,78	147,36	60,94	19,35	102,47	45,27
	GD02E	-29,91	135,34	161,78	-121,53	11,81	162,45	-19,99

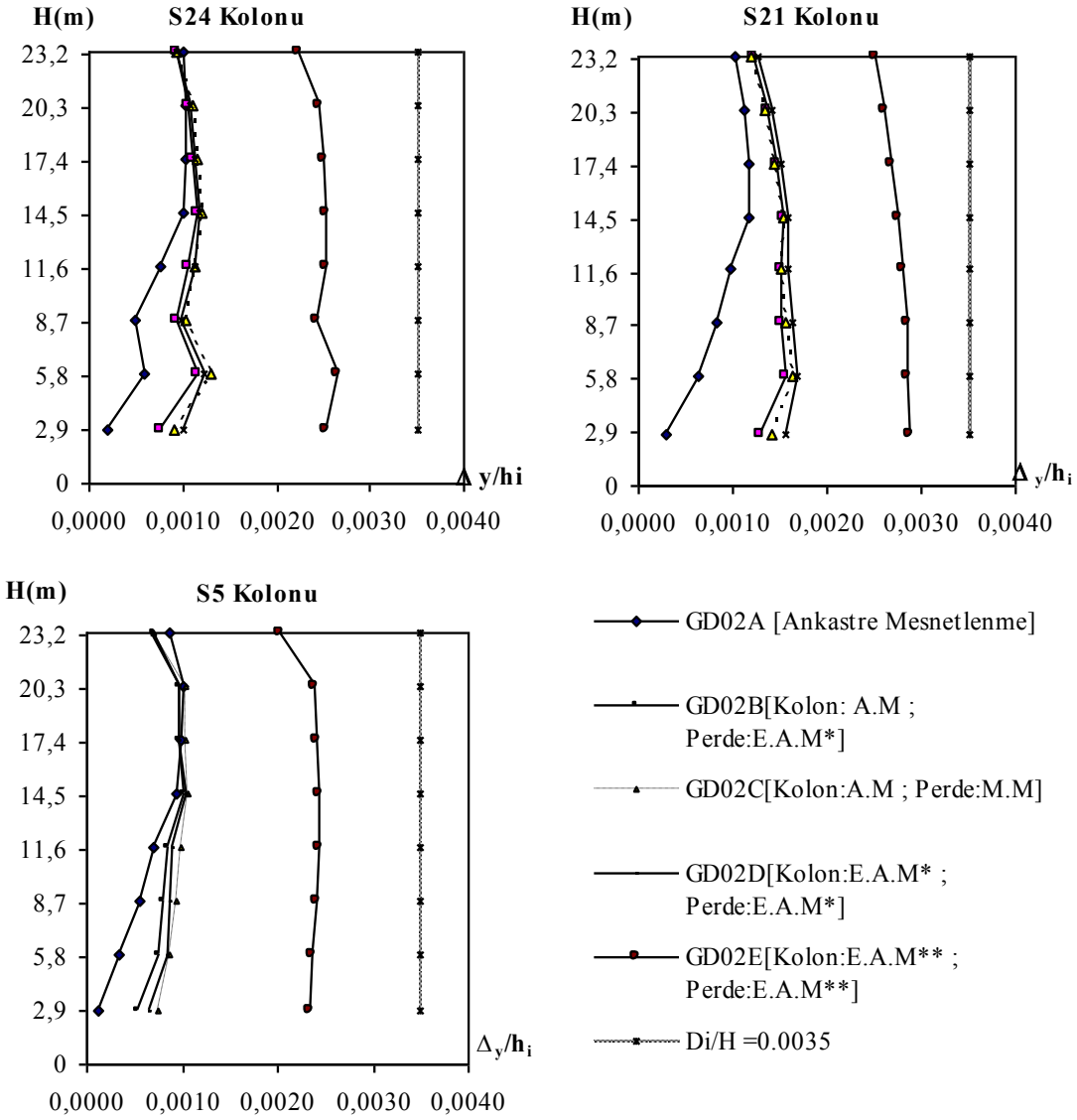
Tablo 6.3.8 ve Tablo 6.3.9' un incelenmesinden de anlaşılacağı gibi perdelerin mesnetlenme koşullarının değiştirilmesiyle birlikte yatay yük taşıyıcı düşey elemanlarda ortaya çıkan iç kuvvetlerde önemli değişiklikler olmakta, bazı elemanların iç kuvvet değerlerinde azalmalar olurken bazılarında ise önemli artışlar meydana gelmektedir. Özellikle perde mesnetlenme koşullarının ankastreden mafsallıya doğru geçişinde kolonların karşılaması gereken kesme kuvvetleri ve moment değerlerinde ciddi artışlar gözlenmiştir. Örneğin S12 kolonuna ait sütun incelenirse My moment değeri 128.01 (GD02A) dan 1238.05 (GD02C) değerine çıkmaktadır. Bu incelemeleri yaparken mesnet koşullarının yumuşamasıyla birlikte periyot değerlerinin büyüdüğü ve bunun sonucunda yapıya etkiyen deprem kuvvetlerinin azaldığı göz önünde bulundurulmalıdır. Tablo 6.3.8' de normal kuvvet değerlerinin yeraldığı kısım incelendiğinde GD02E modeli hariç diğerlerinde eksenel kuvvetler bir çekme bir basınç olarak ortaya çıkmış ve D aksı çerçevesi tam olarak çerçeve davranışı gösterememiştir. Bunun sebebi D aksındaki çerçeve kirişlerinin yassı kiriş olmasından dolayı eğilme rijitliklerinin düşük olmasıdır. Ancak buna rağmen mesnet koşullarından dolayı GD02E modelinde ise D aksı çerçevesi tam olarak çerçeve davranışı göstermiştir. Y yönünde de Tablo 6.3.9'da incelenen 2 ve 5 aksları çerçeveleri tam olarak çerçeve davranışı göstermişlerdir.

Sonuç olarak, depremin iki yönlü etkisinden dolayı, eksenel kuvvetlerinde değişimlerin olduğu kolonlar gözden geçirilmeli ve eğer gerekiyorsa mantolama yapılarak güvenli hale getirilmelidir. Böylece, mantolama ile yapılan güçlendirmede kolonun hem eksenel yük kapasitesi hem de moment kapasitesi arttırılabilir. Eksenel yükün bir bölümünün mantolara aktarılabilmesi için sistemin askıya alınması gerektiği de unutulmamalıdır, [15]. Ayrıca burada ortaya çıkan ilave mantolama maliyeti de dikkatlice araştırılmalıdır.

6.4. Yerdeğiştirmelerin İncelenmesi

Mevcut binada yapılan incelemede yanal ötelenme rijitliğinin yetersiz olmasından dolayı ciddi boyutta yanal yerdeğiştirme probleminin olduğu görülmüştür, [Bakınız,Şekil 5.2]. Bu sorunu ortadan kaldırmak için yani, binanın yatay ötelenme rijitliğini arttırmak için sisteme perdeler ilave edilmiş ve.ayrıca eksenel kuvvetten dolayı sorunlu olan taşıyıcı elemanlarda da mantolama işlemi uygulanarak kesitleri büyütülmüştür. Yapılan çözümlemeler sonucunda, perdelerin çubuk eleman olarak tariflendiği modellere ait her iki yöndeki göreli yerdeğiştirmeler ile perdelerin kabuk elaman olarak tariflendiği modellere ait her iki yöndeki göreli yerdeğiştirmeler arasında çok küçük farkların olduğu görüldüğünden Şekil 6.5 ve Şekil 6.6' da sadece perdelerin kabuk elaman olarak tariflendiği modellere ait X ve Y doğrultularındaki göreli yerdeğiştirmeler sunulmuştur.

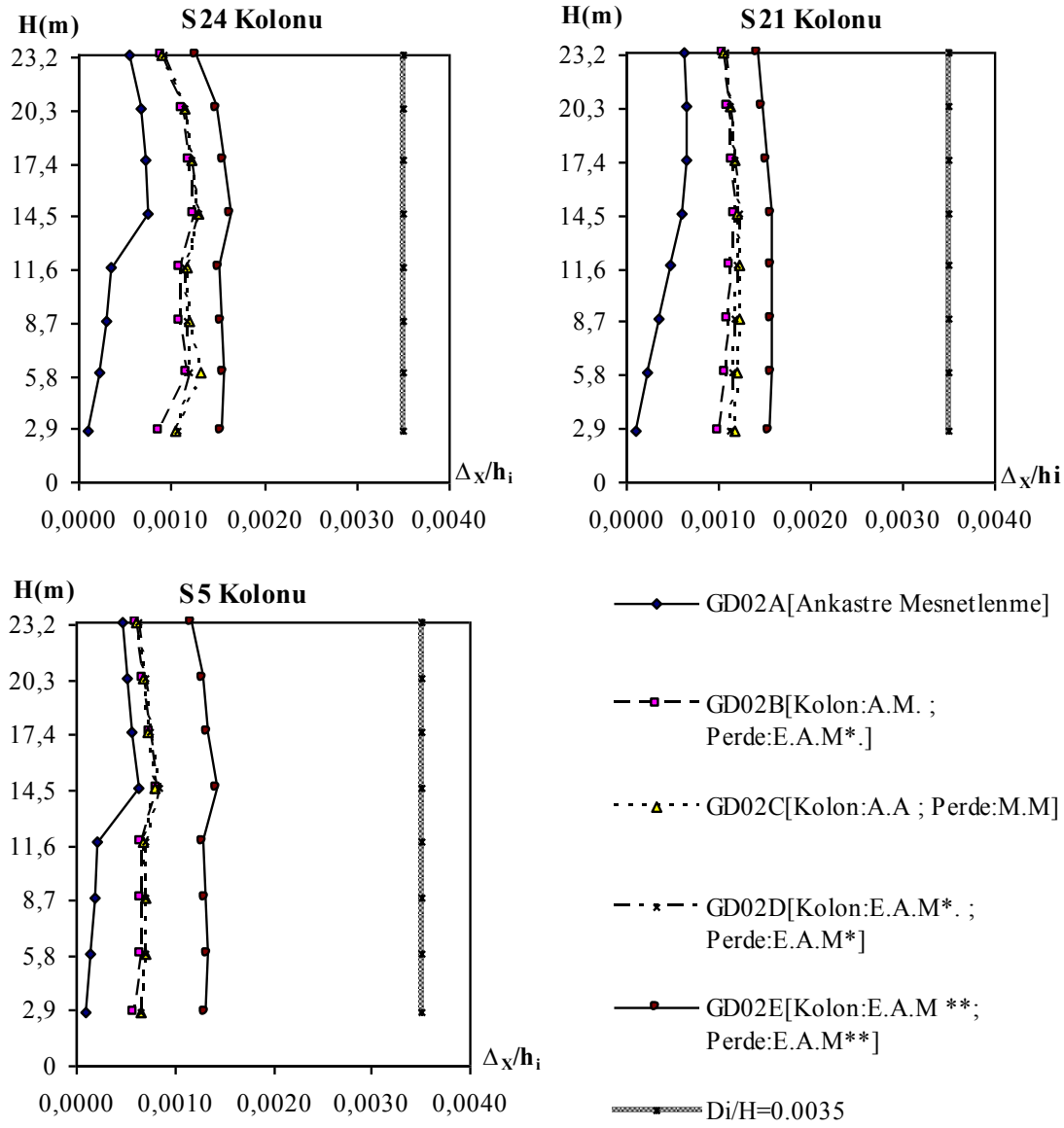
Şekil 6.5 ve Şekil 6.6 incelendiği zaman hem X doğrultusunda hem de Y doğrultusunda yerdeğiştirme probleminin ortadan kalktığı görülmektedir. Perde ve mesnetlerinin mafsallı olarak tanımlandığı GD01C ve GD02C modellerinde yerdeğiştirmeler ankastre mesnetli duruma göre özellikle aşağı katlara doğru artmış ve bu artış hem dönmeye karşı hem de çökmeye karşı elastik ankastre mesnetli durumu yansıtan GD01E ve GD02E modellerinde en büyük değerlerine ulaşmıştır. Mesnetlenme koşullarının ankastrelikten uzaklaştıkça yerdeğiştirmelerde dikkate değer artışlar olmakla birlikte yönetmeliğin [1], izin verdiği sınır değerleri hiçbir durumda aşmamıştır.. Şekil 6.5' teki S24 kolonuna ait göreli yerdeğiştirme oranları incelendiği zaman döşemede var olan büyük boşluğun etkisi kendini belli etmektedir.



* : Dönmeye Karşı Elastik Ankastre Mesnetlenme

** : Dönmeye ve Çökmeye Karşı elastik Ankastre Mesnetlenme

Şekil 6.5 Perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellere ait Y yönü depreminden oluşan göreli yerdeğiştirmeler



* : Dönmeye Karşı Elastik Ankastre Mesnetlenme
** : Dönmeye ve Çökmeye Karşı elastik Ankastre Mesnetlenme

Şekil 6.6 Perdelerin kabuk eleman olarak tariflendiği modellere ait X yönü depreminden oluşan göreli yerdeğiştirmeler

7. SONUÇLAR

Yapılan çözümlemeler ve bu çözümlemelerden elde edilen verilerin değerlendirilmesiyle ulaşılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

7.1 Mevcut sistemin incelenmesi ile ilgili sonuçlar

Mevcut sistemin incelenmesinden sonra aşağıdaki değerlendirmeler yapılmıştır.

- +5.93 Kotunda yeralan kat döşemesindeki büyük boşluktan dolayı rijit diyafram etkisi terkedilmiştir.Bölüm 5.1' de ve Bölüm 5.4.3' te bunun yapıya etkileri incelenmiş ve özellikle boşluğun olduğu yerde bulunan S18, S23, ve S24 kolonlarında (bakınız Şekil 5.2) yerdeğiştirmelerin arttığı gözlenmiştir. Ayrıca düşey taşıyıcı elemanların zemine ankastre olarak mesnetlendiği modellerde (MD01 ve MD02A), döşeme boşluğundan dolayı burulma etkisi daha belirgin ortaya çıkmış ve iç kuvvet değerlerinde değişikliğe sebep olmuştur, [bakınız, Bölüm 5.4.3, Şekil 5.6]. Şunu söylemek gerekir ki, döşeme boşluğu fazla ise rijit diyafram kabulü terk edilmeli ve döşeme esnek diyafram olarak gözönünde bulundurulmalıdır. Her şeye rağmen boşluk etkisinin bu binada yapının genel davranışı üzerinde örneğin periyot ve ona bağlı olarak tanımlanan yatay kuvvetler üzerinde çok fazla etkisinin bulunmadığı anlaşılmıştır.

- Elastik ankastre temel kabulünde, yapının periyodunun uzadığı, mod şeklinin ve yatay kuvvet dağılımının değiştiği gözlenmiştir, [bakınız, Tablo 5.1.1 ve Şekil 5.1]. Özellikle zeminin düşey yatak katsayısının küçük olduğu yerlerde incelenen binaların yeniden boyutlandırılması yapılırken elastik mesnetlenme durumu muhakkak gözönünde bulundurulmalıdır, çünkü yapının davranışını tamamen değiştirmektedir.

- Bölme duvarları hesaplamalarda mutlaka dikkate alınmalıdır. Çünkü yatay kuvvetlere karşı yapının başlangıç rijitliğini arttırmakta, periyodunu küçültmekte, daha fazla deprem kuvveti etkimesine sebep olmakta ve böylece yapının depreme karşı başlangıçtaki davranışını değiştirerek, yatay kuvvetlerin dağılışının değişmesine sebep olduğundan dolayı bu olayın daha yakından incelenmesinin zorunlu olduğu anlaşılmaktadır, (bakınız, Tablo 5.3.5 ve Tablo 5.3.6). Böylece bölme duvarları dikkate alınmadan boyutlandırılan veya kontrol edilen elemanlarla ilgili yanlış yorumlara sebep olunabilir. Bölme duvarların kütle ve düşey yük etkisine ilave olarak yatay rijitlik etkisi de mutlaka dikkate alınmalıdır. Bu yapı için bölme duvarlarının gözönüne alınması sonucu X yönü için birinci titreşim periyodunda % 6.3-9.8 arasında Y yönünde ise %3.3.-5 arasında bir azalma meydana gelmiştir. Periyot değerlerindeki bu azalmaya bağlı olarak tariflenen eşdeğer deprem yükü katsayılarında ise X yönü için ortalama % 7.4 ve Y yönü için ortalama % 3.83' lük bir artış olmuştur.

- Boşluklu bölme duvarların incelenen bina için yapının başlangıç rijitliğine katkısının çok küçük olduğu gözlenmiş ve bundan dolayı bu bina için etkisi ihmal edilmiştir, (bakınız, Tablo 5.3.5-6).

- Bölme duvarların etkisini dikkate alan ve [9]'da belirtilen yaklaşık bağıntıların kullanılmasıyla bulunan periyot değerleri ve bu değerlerin kullanılmasıyla tariflenen deprem yükleri ile matematik model kullanılarak elde edilen deprem yükleri arasındaki farkların bu yapı için % 20 civarında olduğu gözlenmiştir, [bakınız, Tablo 5.3.6].

- Yapılan kontroller sonucu binada, göreli kat ötelemeleri bakımından ciddi problemler olduğu yani binanın yanal ötelenme rijitliğinin yetersiz olduğu görülmüştür. Özellikle elastik ankastre mesnetlenme durumunda binada çok ciddi bir yerdeğiştirme sorunu olduğu göze çarpmaktadır.[bakınız, Bölüm 5, Şekil 5.2]

- Binada boşlukların fazla olması, yanal rijitliğinin az olması, bölme duvarların simetrik olarak dağılmamış olması ve şekil geometrisi bakımından düzensiz olmasından dolayı A1 türü burulma düzensizliği vardır.[bakınız, Bölüm 5, Şekil 5.6, Şekil 5.8 ve Şekil 5.9]. Bundan dolayı kolonlara, burulmadan kaynaklanan ek kesme kuvvetleri gelmektedir.

- 1997 ve 1975 deprem yönetmeliklerine, [1,2], göre kapasitelerin incelenmesinden, binada kolon kesitlerinin yetersiz ve beton dayanımının düşük olmasından dolayı eksenel kuvvet taşıma kapasitesinin çok düşük olduğu ve düşey taşıyıcı sistemin süratle güçlendirilmesi gerektiği görülmüştür. Eksenel kuvvetlerin fazla olmasından dolayı kolonların moment taşıma kapasiteleri önemli ölçüde azalmaktadır, (Bakınız, Ek F, Tablo F.5-F.12).

- Yaklaşık bağıntılar (Çakıroğlu, A., Özer, E.) ile kesit kapasiteleri hesaplanırken öncelikle kesitin eksenel yük ve tek eksenli eğilme altında her iki yöndeki kapasiteleri ($N\text{-}M_x$ ve $N\text{-}M_y$) hesaplanmalıdır. Eğer kesitin üzerinde bulunan eğik eğilme durumundaki moment değerlerinden herhangi biri, tek eksenli eğilme durumundaki kapasitesini aşıyorsa formüllerle hesaplanan kesitin taşıma kapasitesi değerleri, formüllerin geçerli olduğu bölgenin dışına çıkıldığı için gerçek durumu yansıtmamaktadır. [Bakınız, Bölüm 5.6.5.2]

- Yaklaşık bağıntıların (Ç-Ö ve JYF) geçerli olduğu bölgelerde ve koşullarda, yaklaşık bağıntılarla ve Biaxial programıyla hesaplanan kapasite değerleri birbirlerine yakın çıkmakta ve birbirlerini doğrulamaktadırlar.

7.2 Güçlendirilmiş Sistemin incelenmesi ile ilgili sonuçlar

Yapılan çözümlemeler ve bu çözümlemelerden elde edilen verilerin değerlendirilmesiyle güçlendirilmiş sistem için ulaşılan sonuçlar aşağıda özetlenmiştir.

- Sistem iyileştirmesi yapılırken güçlendirme perdelerinin yerlerine titizlikle karar verilmeli ve ilave edilen perdelerin binaya hem gerekli ötelenme rijitliğini hem de yeterli eğilme rijitliğini sağladığı gösterilmelidir.

- Güçlendirme perdelerinin mesnetlenme koşullarına karar verilirken binanın temeli ve zemin koşulları dikkatlice incelenmelidir. Proje hesapları yapılırken kabul edilen zemin koşulları ile gerçek durum birbiriyle çelişki içerisinde olmamalıdır. Çünkü zemin koşullarının binanın deprem sırasında ortaya çıkacak dinamik davranışında doğrudan doğruya etkili olduğu bilinmektedir.

- Matematik modellemede perdeler çubuk eleman olarak ve kabuk eleman olarak modellenmişlerdir. Her iki modellemeye ait değerler karşılaştırıldığı zaman aradaki farkların mertebe bakımından önemsiz olduğu ve elde edilen değerlerin birbiriyle örtüştüğü görülmektedir. [Bakınız, Bölüm 6.3, Tablo 6.3, Tablo 6.4, Tablo 6.5 ve Tablo 6.6]

- Güçlendirme perdelerinin mesnet koşulları değiştirilerek yapılan çözümlemeler sonucunda perde mesnetlerinin ankastre kabul edilmesi ile mafsallı veya elastik ankastre kabul edilmesi arasında boyutlama açısından önemli farklar olduğu görülmüştür. Perde mesnetlerinde ankastre mesnet koşullarının terk edilmesiyle birlikte yapının davranışında yumuşama meydana gelmiş ve buna bağlı olarak da yapının periyodu uzamış ve eşdeğer deprem yükü hesabına göre depremden dolayı oluşan taban kesme kuvveti değerlerinde % 48-53, devrilme momenti değerlerinde ise % 53-57 arasında büyük bir azalma meydan gelmiştir. [Bakınız, Bölüm 6.3]

- Güçlendirme perdelerinin mesnetlenme koşullarının değiştirilmesiyle perdeler ve kolonlar tarafından karşılanması gereken kesme kuvveti ve devrilme momenti değerlerinde farklar oluşmuştur. Ankastre mesnet kabulünde perdeler kesme kuvvetinin %92.5-93.5'ini devrilme momentinin % 68-72' sini karşılarken, kolonlar ise kesme kuvvetinin %6.5-7.5'ini devrilme momentinin %1.25-1.36'sını karşılamaktadır. Devrilme momentinin geri kalan %26.65-30.6'sı eksenel kuvvet çiftlerine dönüşmektedir. Mafsallı mesnet kabulünde ise perdeler kesme kuvvetinin %16-25 ini alırken kolonlar %84-75' ini, devrilme momentinin ise %17.2 sini kolonlar karşılamaktadır.

Devrilme momentinin %82.8'i eksenel kuvvet çiftlerine dönüşmektedir, [Bakınız, Bölüm 6.3, Tablo6.7 ve Tablo6.8]. Perdelerin mesnetlenmelerinde ankastre mesnetten mafsallı mesnede doğru bir geçiş yapıldığında düşey taşıyıcı sistemde artan eksenel kuvvetlere dikkat edilmeli ve eğer gerekiyorsa mantolama ile kesitlerin büyütülmesi yani eksenel yük taşıma kapasitesinin arttırılması yoluna gidilmelidir.

- Yerdeğiştirmeler açısından güçlendirilmiş sistem incelendiğinde yönetmeliğe [1]'e göre göreli kat ötelemeleri bakımından bütün mesnetlenme koşulları için izin verilen sınırlar içerisinde kalınmaktadır, [Bakınız, Şekil 6.5 ve Şekil 6.6]. Böylece ilave edilen perde elemanlarla yapıya yeterli ötelenme rijitliğinin kazandırıldığı ve sorun olan yerdeğiştirmelerin sınırlandırıldığı anlaşılmaktadır.

KAYNAKLAR

[1] Deprem Yönetmeliği, 1997. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.

[2] Deprem Yönetmeliği, 1975. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Ankara.

[3] **TS-500**, 2000. Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü*, Ankara.

[4] **Celep, Z.,** 2000. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.

[5] **Karadoğan, F., ve diğerleri,** 1998. Free Vibrational Characteristics of Several Buildings Damaged During Earthquake and Strengthened Afterwards, *Repair & Strengthening of Existing Buildings, Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, İstanbul, February, p.521-530.

[6] **Karadoğan, F., ve diğerleri,** 1998**.** System Identification by Means of Micro Tremor Measurements, *Repair & Strengthening of Existing Buildings, Second Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, İstanbul, February, p.633-648.

[7] **Sahlin, Sven, 1971.** Structural Masonry, Part C, *Strength of Concentrically Loaded Masonry Wall,* Prentice-Hall,Inc, New Jersey.

[8] **Sahlin, Sven, 1971.** Structural Masonry, Part D, *Stability of Concentrically Loaded Masonry Walls,* Prentice-Hall,Inc, New Jersey.

[9] **Euro Code 8**, **1998**. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures.

[10] **Calvi, G.,M.,** The Behaviour of Frames Infilled with Non-Reinforced and Murfor® - Reinforced Clay Brick Masonry Walls, February 2000.

[11] **Akman, S.,** 1990. Yapı Malzemeleri, İ.T:Ü İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.

[12] Freeman Fox Ltd program BIAXIAL, 1986. Biaxial Programı ve Kullanım Kılavuzu.

[13] **Çakıroğlu, A., Özer, E.**, 1990. Dikdörtgen ve Daire Betonarme Kesitlerde Taşıma Gücü Formülleri ve Yaklaşıklık Mertebeleri, *İMO Teknik Dergi*,Ocak 1990.

[14] **Sugano, S.,** Calculation of Member Strength**,** Appendix A**,** *Seismic Capacity Evaluation of Existing R/C Buildings In Japan*.

[15] Betonarme Binaların Onarım ve Güçlendirilmesi, Kurs Notları, TÜBİTAK-İMO, 1999.

[16] CSi Computers & Structures Inc., 2000. SAP2000, Integrated Structural Analysis and Design Software .

[17] **Euro Code 8, 1998**. Design Provisions for Earthquake Resistance of Structures, PART 1-4 ; Strengthening and Repair of Buildings

[18] **Ersin, U., D., 1997.** Küçük Titreşim Ölçümleri ve Dolgu Duvarlarının Mekanik Modele Yansıtılması, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

Tablo F.12. MD02B Modeli Moment Taşıma Kapasitesi Oranları (Y Yönü Etkisi, 1975 Deprem.Yönetmeliği)

Aks Adı	Kolon No	N (kN)	M_X (kNm)	M_y (kNm)	Ç-Ö	JYF	BIAXIAL	Ç-Ö	JYF
					M_r(kNm)	M_r(kNm)	M_r(kNm)	M_d/M_r	M_d/M_r
G-1	S1	537,8	47,0	17,8	37,7	-	38,2	**1,2**	-
G-2	S2	996,0	47,4	33,6	20,8	-	**	**2,3**	-
G-3	S3	604,7	36,1	20,5	36,1	-	36,3	**1,0**	-
F-7	S4	603,7	26,8	16,5	8,9	-	**	**3,0**	-
F-8	S5	999,8	24,1	33,0	94,4	-	71,9	**0,3**	-
F-9	S6	62,5	55,2	12,9	21,2	-	22,8	**2,6**	-
E-1	S7	1131,8	127,7	30,9	62,0	-	**	**2,1**	-
E-2	S8	1162,9	147,3	31,5	58,8	-	**	**2,5**	-
E-4	S9	971,7	100,7	32,8	17,2	-	**	**5,8**	-
E-5	S10	659,0	61,6	26,7	32,6	-	35,4	**1,9**	-
D-1	S11	2009,1	144,5	67,3	250,9	-	254,3	**0,6**	-
D-2	S12	2318,6	159,1	77,2	201,1	-	**	**0,8**	-
D-4	S13	2581,3	51,9	85,5	161,6	-	**	**0,3**	-
D-5	S14	2646,4	96,7	92,0	279,7	-	**	**0,3**	-
D-8	S15	2507,7	168,8	87,5	320,0	-	311,0	**0,5**	-
D-9	S16	1823,7	255,9	215,4	76,6	-	162,9	**3,3**	-
C-9	S17	194,7	80,2	12,4	24,2	29,9	25,4	**3,3**	**2,7**
B-6	S18	1271,2	60,7	42,4	**	-	**	**	-
B-8	S19	1519,6	397,8	88,5	250,9	-	259,0	**1,6**	-
B-9	S20	775,1	124,7	110,6	68,5	-	86,0	**1,8**	-
A-1	S21	1038,1	233,6	34,7	60,8	-	96,6	**3,8**	-
A-2	S22	1353,7	321,4	72,8	150,5	-	156,3	**2,1**	-
A-4	S23	1318,2	197,0	59,2	153,0	-	155,8	**1,3**	-
A-5	S24	330,8	134,6	145,4	50,0	-	72,0	**2,7**	-

i Deprem

BIAXIAL
M_d/M_r
1,2
**
1,0
**
0,3
2,4
**
**
**
1,7
0,6
**
**
**
0,5
1,6
3,2
**
1,5
1,4
2,4
2,1
1,3
1,9

ÖZGEÇMİŞ

Yazar, 29 Kasım 1975 yılında İçel' in Gülnar ilçesinde doğmuştur. 1983 yılında ailesiyle birlikte Silifke'ye yerleşmiş, ilkokulu Silifke Atatürk İlkokulu'nda, ortaokulu Silifke Atatürk Ortaokulu'nda ve liseyi Silifke Lisesi'nde bitirmiş ve 1992 yılında mezun olmuştur. 1998 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümünden mezun olmuş ve aynı yıl bu üniversitenin Fen Bilimleri Enstitüsü Yapı Mühendisliği Bölümüne kaydını yaptırmıştır. Halen serbest çalışmaktadır.