

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİR YAPININ YENİ DEPREM
YÖNETMELİĞİNE (DBYBHY-2007) GÖRE
PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Serdar MERMER

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ
Enstitü Bilim Dalı : YAPI
Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Mustafa KUTANİS

Haziran 2007

T.C.
SAKARYA ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**MEVCUT BİR YAPININ YENİ DEPREM
YÖNETMELİĞİNE (DBYBHY-2007) GÖRE
PERFORMANS DEĞERLENDİRMESİ**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Serdar MERMER

Enstitü Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Enstitü Bilim Dalı : YAPI

Bu tez 18 / 06 /2007 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından Oybirliği ile kabul edilmiştir.

**Yrd. Doç. Dr. Mustafa KUTANİS
Jüri Başkanı**

**Yrd. Doç. Dr Erkan ÇELEBİ
Üye**

**Doç. Dr. Gündüz HORASAN
Üye**

TEŞEKKÜR

Çalışmalarım boyunca değerli bilgi ve yardımlarını esirgemeyen, çalışmalarımı her aşamada izleyip değerlendirerek yön veren ve her türlü desteği sağlayan Sn. Yrd. Doç. Dr. Mustafa KUTANİS'e minnet ve şükranlarımı sunarım.

Çalışmalarım esnasında bana yardımcı olmaya çalışan bütün arkadaşlarıma özellikle eleştiri ve önerileri nedeni ile İnş. Müh. Abdülkadir BUDAK'a teşekkür etmek isterim. Yüksek lisans eğitimimde bana inanarak destekleyen ailemin gösterdiği anlayışa müteşekkirim.

Ayrıca, çalışmamı destekleyen Sakarya Üniversitesi BAPK 'a da (Proje No: 2007.50.01.013, Proje Adı: "Performansa dayalı deprem mühendisliğinde "doğrusal elastik" ve "doğrusal elastik olmayan" yöntemlerin karşılaştırılması") şükranlarımı sunarım.

İÇİNDEKİLER

TEŞEKKÜR.....	ii
İÇİNDEKİLER	iii
SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ.....	vii
ŞEKİLLER LİSTESİ	xi
TABLolar LİSTESİ.....	xiv
ÖZET.....	xvii
SUMMARY.....	xviii
BÖLÜM 1.	
GİRİŞ.....	1
1.1. Konu İle İlgili Çalışmalar.....	2
1.2. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı.....	5
BÖLÜM 2.	
PERFORMANSA DAYALI DEĞERLENDİRME.....	7
2.1. Giriş.....	7
2.2. Performans Amaçları.....	8
2.2.1. Deprem performans tanımları.....	8
2.3. Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri.....	10
2.4. Spektrum Karakteristik Periyotları ve Etkin Yer İvme Katsayısı...	11
2.5. Binalar İçin Deprem Performansı Hesaplama Yöntemleri.....	12
2.6. Doğrusal Elastik Hesap Yöntemi.....	13
2.7. Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi.....	15
2.7.1. Modal kapasite diyagramının elde edilmesi.....	16
2.7.2. Hedef tepe yer değiştirmenin bulunması.....	17

BÖLÜM 3.

SAYISAL UYGULAMALAR.....	21
3.1. Giriş.....	21
3.2. Sistemin Tanıtılması.....	20
3.2.1. Bina bilgileri.....	23
3.2.2. Malzeme bilgileri	23
3.2.3. Proje parametreleri	23
3.2.4. Yükler.....	23
3.3. Doğrusal Elastik Hesap Yöntemiyle Çözüm.....	24
3.3.1. Bina bilgi düzeyi	24
3.3.2. Doğrusal elastik yöntemle göre deprem hesabı.....	24
3.3.3. Elastik eşdeğer deprem yüklerinin hesaplanması.....	26
3.3.4. Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilirliği.....	27
3.3.5. Göreli kat ötelemelerin sınırlandırılması.....	28
3.3.6. Performans değerlendirmesinde izlenecek hesap aşamaları..	29
3.3.7. X doğrultusundaki tipik bir çerçevede performans değerlendirilmesi.....	29
3.3.7.1. K101 kirişinin uçlarındaki eğilme momenti kapasitelerinin (M_K) hesabı.....	29
3.3.7.2. K101 kirişinin artık moment kapasitesinin (M_A) bulunması.....	32
3.3.7.3. 1S1 kolonunda eğilme momenti kapasitesi (M_K) hesabı.....	32
3.3.7.4. K101 kirişinin kesme kontrolü.....	34
3.3.7.5. 1S1 kolonun kesme kontrolü.....	35
3.3.7.6. Birleşim bölgelerinin kesme kontrolü.....	36
3.3.7.7. Örnek K101 kirişinin performans değerlendirilmesi..	37
3.3.7.8. Örnek 1S1 kolonunun performans değerlendirmesi..	38
3.4. Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemiyle Çözüm.....	40
3.4.1. Elemanlarda doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesi..	40
3.4.1.1. K101 kirişi için örnek hesap.....	40
3.4.1.2. 1S1 ve 1S2 kolonları için örnek hesap.....	40
3.4.2. Kiriş ve kolonlarda yığılı plastik davranışın tanımlanması	41

3.4.2.1. Kirişler için plastik kesit (plastik mafsal) tanımlanması.....	41
3.4.2.2. Kolonlar için plastik kesit tanımlanması.....	42
3.4.3. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi.....	43
3.4.3.1. Düşey yükler altında doğrusal olmayan statik analiz.	43
3.4.3.2. Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılabilirliği.....	43
3.4.3.3. Artımsal itme analizi.....	43
3.4.3.4. Modal kapasite diyagramının elde edilmesi.....	44
3.4.3.5. Modal yerdeğiştirme isteminin hesabı.....	45
3.4.4. Kirişler için birim şekil değiştirme istemlerinin hesabı.....	47
3.4.4.1. K101 kirişi için örnek hesap.....	47
3.4.4.2. Örnek kirişteki kesme kapasitesi kontrolü	49
3.4.5. Kolonlar için birim şekil değiştirme istemlerinin hesabı...	50
3.4.5.1. 1S1 kolonu için örnek hesap	51
3.4.5.2. Örnek kolondaki kesme kapasitesi kontrolü	52
3.4.6. Birleşim bölgelerinin kesme kontrolü.....	52

BÖLÜM 4.

SONUÇLAR VE ÖNERİLER.....	54
---------------------------	----

KAYNAKLAR.....	58
----------------	----

EKLER

Ek-A

Doğrusal Elastik Yönteme Ait Sonuçlar.....	60
A.1. Giriş.....	60
A.2. Kirişlerin moment ve artık moment kapasiteleri.....	60
A.3. Kolonların eğilme momenti kapasiteleri.....	63
A.4. Kirişlerin kesme kuvveti kapasiteleri.....	69
A.5. Kolonların kesme kuvveti kapasiteleri	70
A.6. Birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri	72
A.7. Kirişlerin kapasite sınır oranları.....	74

A.8. Kolonların kapasite sınır oranları	76
A.9. Kirişlerin kapasite oranları.....	78
A.10. Kolonların kapasite oranları	82
A.11. Kirişlerin performans grafikleri.....	86
A.12. Kolonların performans grafikleri.....	87
Ek-B	
Doğrusal Elastik Olmayan Yönteme Ait Sonuçlar.....	88
B.1. Giriş.....	88
B.2. Kirişlerin kesit parametreleri sonuçları.....	88
B.3. Kolonların kesit parametreleri sonuçları.....	90
B.4. Kirişlerin kesme kapasiteleri.....	92
B.5. Kolonların kesme kapasiteleri.....	93
B.6. Birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri	94
B.7. Kirişlerin performans parametreleri	96
B.8. Kolonların performans sonuçları.....	97
ÖZGEÇMİŞ.....	102

SİMGELER VE KISALTMALAR LİSTESİ

$A(T)$: Spektral ivme katsayısı
A_0	: Etkin yer ivme katsayısı
a_1	: Birinci (hakim) moda ait modal ivme
$a_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal ivme
A_c	: Kolonun veya perde uç bölgesinin brüt enkesit alanı
A_s	: Boyuna donatı alanı
A_{s1}	: Kolon-kiriş düğüm noktasının bir tarafında, kirişin negatif momentini karşılamak için üste konulan çekme donatısının toplam alanı
A_{s2}	: Kolon-kiriş düğüm noktasının A_{s1} 'e göre öbür tarafında, kirişin pozitif momentini karşılamak için alta konulan çekme donatısının toplam alanı
a_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
b_w	: Kirişin gövde genişliği
C_{R1}	: Birinci moda ait spectral yerdeğiştirme oranı
d	: Kirişin ve kolonun faydalı yüksekliği
d_1	: Birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(i)}$: (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait modal yerdeğiştirme
$d_1^{(p)}$: Birinci moda ait modal yerdeğiştirme istemi
d_i	: Binanın i'inci katında azaltılmış deprem yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
d_{fi}	: Binanın i'inci katında F_{fi} fiktif yüklerine göre hesaplanan yerdeğiştirme
d_{y1}	: Birinci moda ait eşdeğer akma yerdeğiştirmesi
E_c	: Betonun elastisite modülü
E_s	: Donatı çeliğinin elastisite modülü
$(EI)_e$: Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
$(EI)_0$: Çatlamamış kesite ait eğilme rijitliği
f_{cc}	: Sargılı beton dayanımı

f_{cm}	: Mevcut beton dayanımı
f_{ctm}	: Mevcut betonun çekme dayanımı
f_{co}	: Sargısız betonun basınç dayanımı
F_{Fi}	: Birinci doğal titreşim periyodunun hesabında i'inci kata etkiyen fiktif yük
F_i	: Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi'nde i'inci kata etkiyen eşdeğer deprem yüğü
f_{sy}	: Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{su}	: Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{yw}	: Enine donatının akma dayanımı
g	: Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
G	: Sabit (ölü) yük
H_i	: Binanın i'inci katının temel üstünden itibaren ölçülen yüksekliğı (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda i'inci katın zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen yüksekliğı)
H_N	: Binanın temel üstünden itibaren ölçülen toplam yüksekliğı (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen toplam yükseklik)
h_i	: Binanın i'inci katının kat yüksekliğı
h	: Çalışan doğrultudaki kesit boyutu
I	: Bina önem katsayısı
L_p	: Plastik mafsal boyu
M_A	: Artık moment kapasitesi
M_D	: Düşey yüklerden oluşan moment
M_E	: Deprem yükleri altında oluşan moment
M_K	: Mevcut malzeme dayanımlarına göre hesaplanan moment kapasitesi
M_{x1}	: X deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci (hakim) moda ait etkin kütle
m_i	: Binanın i'inci katının kütlesi
N	: Binanın temel üstünden itibaren toplam katsayısı (Bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunduğu binalarda zemin kat döşemesi üstünden itibaren ölçülen toplam katsayısı)
n	: Hareketli yük katılım katsayısı
N_A	: Artık moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet

N_D	: Düşey yüklerden oluşan aksenal kuvvet
N_E	: Deprem yükleri altında oluşan aksenal kuvvet
N_K	: Kesit moment kapasitesine karşı gelen aksenal kuvvet
Q	: Hareketli yük
R_a	: Deprem yükü azaltma katsayısı
r	: Etki/kapasite oranı
r_s	: Etki/kapasite oranının sınır değeri
R_{y1}	: Birinci moda ait dayanım azaltma katsayısı
s	: Etriye aralığı
$S(T)$: Spektrum Katsayısı
$S_{ae1}^{(1)}$: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme
$S_{del}^{(1)}$: İtme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral yerdeğiştirme
S_{dil}	: Birinci moda ait doğrusal elastik olmayan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme
T	: Bina doğal titreşim periyodu
T_1	: Binanın birinci doğal titreşim periyodu
$T_1^{(1)}$: Başlangıçtaki ($i=1$) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal titreşim periyodu
T_A, T_B	: Spektrum karakteristik periyotları
$u_{xN1}^{(i)}$: Binanın tepesinde (N 'inci katında) x deprem doğrultusunda (i)'nci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait yerdeğiştirme
$u_{xN1}^{(p)}$: Binanın tepesinde (N 'inci katında) x deprem doğrultusunda tepe yerdeğiştirme istemi
V_c	: Betonun kesme dayanımına katkısı
V_{dy}	: Kirişin herhangi bir kesitinde düşey yüklerden meydana gelen basit kiriş kesme kuvveti
V_e	: Kolon, kiriş ve perdede esas alınan tasarım kesme kuvveti
V_{kol}	: Düğüm noktasının üstünde ve altında hesaplanan kolon kesme kuvvetlerinin küçük olanı

V_r	: Kolon, kiriş veya perde kesitinin kesme dayanımı
V_t	: Binaya etkiyen toplam deprem yükü (taban kesme kuvveti)
$V_{x1}^{(i)}$: X deprem doğrultusunda (i)'inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvveti
W	: Binanın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak bulunan toplam ağırlığı
ΔF_n	: Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
$(\delta_i)_{max}$: Binanın i'inci katındaki maksimum etkin görelî kat ötelemesi
ϵ_{cg}	: Etriye içindeki bölgenin endiş lifindeki beton basınç birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{cu}	: Kesitin en dış lifindeki beton basınç birim şekil değiştirmesi
ϵ_{sy}	: Donatı çeliğinin akma birim şekildeğiştirmesi
ϵ_{su}	: Donatı çeliğinin kopma birim şekildeğiştirmesi
Φ_p	: Plastik eğrilik istemi
Φ_t	: Toplam eğrilik istemi
Φ_y	: Eşdeğer akma eğriliği
Φ_{xN1}	: Binanın tepesinde (N'inci katında) x deprem doğrultusunda birinci moda ait mod şekli genliği
Γ_{x1}	: X deprem doğrultusunda birinci moda ait katkı çarpanı
η_{bi}	: i'inci katta tanımlanan burulma düzensizliği katsayısı
λ	: Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı
Θ_p	: Plastik dönme istemi
ρ	: Çekme donatısı oranı
ρ_b	: Dengeli donatı oranı
ρ'	: Basınç donatısı oranı
$\omega_1^{(1)}$: Başlangıçtaki (i=1) itme adımında birinci (deprem doğrultusunda hakim) titreşim moduna ait doğal açısal frekans
ω_B	: İvme spektrumundaki karakteristik periyoda karşı gelen doğal açısal frekans

ŞEKİLLER LİSTESİ

Şekil 1.1.	Lineer kapasite yönteminin algoritması	5
Şekil 2.1.	Bina performans düzeyleri	9
Şekil 2.2.	DBYBHY ivme spektrumu.....	10
Şekil 2.3.	Eşlenik deplasman kuralı.....	13
Şekil 2.4.	Statik itme eğrisinin elde edilmesi.....	17
Şekil 2.5.	Statik itme eğrisinin kapasite eğrisine dönüştürülmesi.....	17
Şekil 2.6.	$T_1^{(1)} \geq T_B$ olması durumunda (nonlinear) spektral yerdeğiştirmenin elde edilişi.....	18
Şekil 2.7.	$T_1^{(1)} < T_B$ olması durumunda (nonlinear) spektral yerdeğiştirmenin elde edilişi.....	19
Şekil 3.1.	Taşıyıcı sistemin 3 boyutlu analiz modeli.....	21
Şekil 3.2.	Bina kat kalıp planı.....	22
Şekil 3.3.	Performans değerlendirilmesinde izlenecek hesap algoritması..	29
Şekil 3.4.	K101 kirişinin uçlarının kesit ve donatı özellikleri.....	30
Şekil 3.5.	X doğrultusundaki tipik çerçevenin genel görünümü.....	31
Şekil 3.6.	K101 kirişinin +X deprem yükü ile uyumlu moment ve kapasiteleri.....	32
Şekil 3.7.	1S1 kolonun kesit, donatı özellikleri ve eğilme momenti kapasiteleri.....	33
Şekil 3.8.	1S1 kolonuna ait (P-M) etkileşim diyagramı.....	33
Şekil 3.9.	K101 kirişinin deprem yönü ile uyumlu kesme kontrolüne esas parametreleri.....	34
Şekil 3.10.	1S1 kolonunun üst ucundaki birleşimin analiz değerleri.....	35
Şekil 3.11.	1S1 kolonunun üst ucundaki örnek birleşim.....	36
Şekil 3.12.	Bir eksenli eğilme analizi (pekleşmesiz) için plastik moment - plastik dönme ilişkisi.....	41

Şekil 3.13.	1S1 kolonun P-M etkileşim diyagramı (pekleşmesiz).....	42
Şekil 3.14.	Tipik çerçevenin X doğrultusu (Klasik) itme eğrisi.....	44
Şekil 3.15.	Tipik çerçevenin X doğrultusu modal kapasite diyagramı.....	45
Şekil 3.16.	X doğrultusu modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu....	46
Şekil 3.17.	Pozitif ve negatif moment-eğrilik ilişkileri ve idealizasyonları..	48
Şekil 3.18.	Örnek kolona ait her üç hasar durumu için çizilen aksel kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	51
Şekil A.1.	1S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	63
Şekil A.2.	Normal kat kolonlarının donatı düzeni.....	63
Şekil A.3.	2S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	64
Şekil A.4.	2S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	64
Şekil A.5.	3S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	65
Şekil A.6.	3S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	65
Şekil A.7.	4S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	66
Şekil A.8.	4S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	66
Şekil A.9.	5S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	67
Şekil A.10.	5S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	67
Şekil A.11.	6S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	68
Şekil A.12.	6S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı.....	68
Şekil A.13.	Kirişlerin (+X) deprem yönüyle uyumlu performans grafiği.....	86
Şekil A.14.	Kirişlerin (-X) deprem yönüyle uyumlu performans grafiği.....	86
Şekil A.15.	Kolonların (+X) deprem yönüyle uyumlu performans grafiği...	87
Şekil A.16.	Kolonların (-X) deprem yönüyle uyumlu performans grafiği....	87
Şekil B.1.	1S1 kolonunun üst ucunun aksel kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	97
Şekil B.2.	1S2 kolonunun alt ve üst ucunun aksel kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	97
Şekil B.3.	1S3 kolonunun alt ve üst ucunun aksel kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	98
Şekil B.4.	1S4 kolonunun alt ve üst ucunun aksel kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	98

Şekil B.5.	2S1 kolonunun alt ve üst ucunun aksenal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	99
Şekil B.6.	2S2 kolonunun alt ve üst ucunun aksenal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	99
Şekil B.7.	2S3 kolonunun alt ve üst ucunun aksenal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	100
Şekil B.8.	2S4 kolonunun alt ve üst ucunun aksenal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı.....	100

TABLolar LİSTESİ

Tablo 2.1.	Binalar için hedeflenen minimum performans düzeyleri (DBYBHY–2007).....	11
Tablo 2.2.	Spektrum karakteristik periyotları (T_A , T_B).....	11
Tablo 2.3.	Etkin yer ivme katsayısı (A_0).....	11
Tablo 3.1.	Bina kat ağırlık ve kat kütleleri.....	24
Tablo 3.2.	X doğrultusunda periyot hesabı için birim yükleme.....	25
Tablo 3.3.	Y doğrultusunda periyot hesabı için birim yükleme	25
Tablo 3.4.	X doğrultusu için taban kesme kuvvetinin katlara göre dağılımı	27
Tablo 3.5.	Y doğrultusu için taban kesme kuvvetinin katlara göre dağılımı	27
Tablo 3.6.	X doğrultusu göreli kat ötelemesi oranları.....	28
Tablo 3.7.	Y doğrultusu göreli kat ötelemesi oranları.....	28
Tablo 3.8.	K101 kirişinin uçlarının eğilme momenti kapasiteleri.....	30
Tablo 4.1.	Doğrusal elastik yöntemde can güvenliği performans düzeyini sağlamayan taşıyıcı sistem elemanlarının durumu.....	55
Tablo 4.2.	Doğrusal elastik olmayan yöntemde hemen kullanım ve can güvenliği performans düzeyini sağlamayan taşıyıcı sistem elemanlarının durumu.....	56
Tablo A.1.	Ele alınan çerçevedeki kirişlerin donatı düzeni.....	61
Tablo A.2.	Kirişlerin her iki deprem yönündeki moment ve artık moment kapasiteleri (kNm).....	62
Tablo A.3.	Kirişlerin her iki deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri.....	69
Tablo A.4.	Kolonların (+X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri.....	70

Tablo A.5.	Kolonların (-X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri.....	71
Tablo A.6.	Birleşim bölgelerinin (+X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri.....	72
Tablo A.7.	Birleşim bölgelerinin (-X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri.....	73
Tablo A.8.	Kirişlerin i ve j uçlarının (+X) deprem yönüyle uyumlu kapasite sınır oranları.....	74
Tablo A.9.	Kirişlerin i ve j uçlarının (-X) deprem yönüyle uyumlu kapasite sınır oranları.....	75
Tablo A.10.	Kolonların (+X) deprem yönüyle uyumlu kapasite sınır oranları	76
Tablo A.11.	Kolonların (-X) deprem yönüyle uyumlu kapasite sınır oranları	77
Tablo A.12.	Kirişlerin (i) ucunun (+X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları	78
Tablo A.13.	Kirişlerin (j) ucunun (+X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları	79
Tablo A.14.	Kirişlerin (i) ucunun (-X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları.....	80
Tablo A.15.	Kirişlerin (j) ucunun (-X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları.....	81
Tablo A.16.	Kolonların üst ucunun (+X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları.....	82
Tablo A.17.	Kolonların alt ucunun (+X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları.....	83
Tablo A.18.	Kolonların üst ucunun (-X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları.....	84
Tablo A.19.	Kolonların alt ucunun (-X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları.....	85
Tablo B.1.	Kirişlerin kesit parametreleri.....	88
Tablo B.2.	Kolonların kesit parametreleri.....	90
Tablo B.3.	Kirişlerin kesme kuvveti kapasiteleri.....	92
Tablo B.4.	Kolonların kesme kuvveti kapasiteleri.....	93

Tablo B.5.	Birleşim bölgelerinin (+X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri.....	94
Tablo B.6.	Birleşim bölgelerinin (-X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri.....	95
Tablo B.7.	Kirişlerin performans parametreleri.....	96

ÖZET

Anahtar kelimeler: Doğrusal Elastik Yöntem, Doğrusal Elastik Olmayan Yöntem, Artımsal İtme Analizi, Performans Değerlendirmesi

Yapıların deprem performanslarının değerlendirilmesi için son yıllarda geliştirilmiş bulunan elastik yöntemler ve statik itme analizine dayalı basitleştirilmiş nonlineer analiz yöntemleri, mühendislik uygulamalarında giderek daha yaygın olarak kullanılmaktadır.

Bu çalışmanın amacı, yapının dayanım ve deformasyon (şekildeğiştirme) kapasitelerini belirleyerek ilgili performans düzeylerindeki deprem istemleri ile karşılaştırmak suretiyle, yapının performansını değerlendirmektir.

Bu çalışmada kapasite kontrollü lineer çözümler ve deplasman kontrollü lineer olmayan çözümler yapılmıştır. Bunun için Türk deprem yönetmeliğindeki doğrusal elastik yöntem ve doğrusal elastik olmayan yöntemler kullanılmıştır. Bu yöntemlerin anlaşılabilmesi için zemin+5 katlı mevcut bir yapı üzerinde performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

PERFORMANCE EVALUATION OF AN EXISTING BUILDING ACCORDING TO TURKISH EARTHQUAKE CODE 2007

SUMMARY

Keywords: Linear Elastic Method, Nonlinear Method, Pushover Analysis, Performance Evaluation

In recent years, for performance evaluation of the existing buildings under the seismic loads, linear methods and the Nonlinear Static Procedure (NSP) based on pushover analysis have become extremely popular in structural earthquake engineering community.

This study focuses on the seismic performance evaluation of the structures. This aim can be achieved by introducing linear and nonlinear methods for designing, analyzing and checking the design of structures so that they meet the selected performance objectives. Analysis procedures are capable of predicting the demands-forces deformations.

In this study, have been done to determine the capacity demand imposed on a building expected to elastically and displacement to deform inelastically. For this, was used elastic and inelastic method for Turkish earthquake code. To illustrate these methods, have been done evaluation of the existing building on a simple ground+5 stories.

BÖLÜM 1. GİRİŞ

Performans, depreme karşı dayanıklı yapıların tasarımında yeni bir kavram değildir. Geleneksel deprem yönetmeliklerinde benimsenen, “hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can kaybını önlemek amacı ile binaların kısmen veya tamamen göçmesinin önlenmesi” ilkesi de belirli bir performans düzeyini kabul eder. Fakat performansa dayalı tasarımda, yapılar için hedeflenen performans düzeyleri, Hemen Kullanım (HK), Can Güvenliği (CG), Göçmenin Önlenmesi (GÖ) gibi çeşitlilik göstermektedir. Elastik analiz, genel olarak yapının elastik kapasitesi ve ilk akmanın nerede oluşabileceği konusunda yeterli bilgi verebilir. Bu nedenle Hemen Kullanım (HK) performans düzeyi için yeterli sayılabilir. Fakat bu yöntemle, göçme mekanizmasını ve plastik kesitlerin oluşumu sürecinde kuvvetlerin yeniden dağılımını belirlemek imkânsızdır. Bu nedenle Can Güvenliği (CG), Göçmenin Önlenmesi (GÖ) performans düzeyleri için elastik ötesi davranışı içeren hesap yöntemlerine ihtiyaç vardır [20].

Deprem etkisine maruz kalan bir yapının performansının değerlendirilmesinde ve deprem isteminin (talep) belirlenmesinde en etkili yol doğrusal elastik olmayan (nonlinear) zaman tanım alanında hesap yöntemidir. Fakat söz konusu hesap yönteminde, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki davranışını tanımlayan iç kuvvet-şekildeğiştirme bağıntılarının belirlenmesi ve deprem hesabında kullanılacak uygun ivme kayıtlarının seçilmesi gibi sorunlar vardır. Ve de yöntemin kullanılmasının çok zaman alıcı ve karmaşık olması nedeniyle, alternatif yöntem arayışlarına gidilmiştir [20].

Hâlihazırda yürürlükte bulunan deprem yönetmelikleri, elemanların dayanım kapasitelerinin hesaplanmasını amaçlayan kuvvete dayalı hesap yöntemlerini esas almaktadırlar. Bu nedenle, ilk plastik kesitin oluşumunu takip eden süreçte yapıda değişen dinamik karakteristikler göz önüne alınmamaktadır.

Günümüzde, deprem etkisindeki yapılarda yapısal hasarın, öngörülen yapı elemanlarının şekildeğiştirme kapasitelerinin aşılması ile gerçekleştiği bilinmektedir.

1.1. Konu İle İlgili Çalışmalar

Deprem mühendisliğinde "deplasmana göre tasarım" veya "şekildeğiştirmeye göre tasarım" olarak isimlendirilen "performansa dayalı tasarım" kavramı 1960 li yıllara kadar uzanmaktadır. Ancak, literatürde çok serbestlik dereceli (ÇSD) bir yapı sisteminin elastik ötesi dinamik davranışını, tek serbestlik dereceli (TSD) yapı davranışı ile ilişkilendiren ilk çalışma (Substitute Method -Yerine Koyma Metodu) Gülkan ve Sözen tarafından yapılmıştır [2]. Günümüzde ortaya konan yöntemler, Gülkan ve Sözen' in bu çalışması esas alınarak geliştirilmiştir. Gülkan ve Sözen'in bu çalışması daha sonra, Shibata ve Sözen [3] tarafından ÇSD sistemler için Yerine Koyma Yöntemi (substitute structure method) adıyla verilmiştir. Yerine Koyma Yöntemi, betonarme yapılar için, tasarım spektrumu ile verilen deprem hareketine ait tasarım kuvvetlerinin belirlenmesinde kullanılan bir yöntemdir. Bu yöntem, günümüzde, Priestley [4], Priestley ve Kowalsky [5] ve Priestley [6] tarafından "Direkt Deplasmana Dayalı Tasarım" yönteminin geliştirilmesinde faydalanılmıştır [20].

1981 yılında, Saiidi ve Sözen [7] tarafından önerilen Q-model'de ilk kez, yapı elemanlarının moment eğrilik ilişkileri kullanılmıştır. Burada, TSD sistemin kuvvet yerdeğiştirme karakteristiklerini elde etmek amacıyla moment-eğrilik eğrisinin iki doğrulu olarak idealleştirilmesi yapılmıştır. Daha sonra, Fajfar ve Fischinger [8], Q-model'den esinlenerek geliştirdikleri "N2 Metod"unu önermişlerdir [20].

Freeman [9] tebliğinde, elastik ötesi sismik tasarım hesabı için elde edilen yanal yük-yapı tepe noktası yerdeğiştirmesi diyagramının (statik itme eğrisi) ilk olarak 1961 yılında John Blume, Nathan Newmark ve Leo Corning tarafından ortaya konulduğunu bildirmiştir. 1970’li yılların başında bu teknik, Puget Sound Naval Shipyard‘da uygulanan pilot sismik risk projesi için geliştirilen “Hızlı Değerlendirme Yöntemi” nin bir enstrümanı olarak “Kapasite Spektrum Metodu (KSM)” adını almıştır. KSM, verilen bir deprem etkisi altında sistemde oluşan maksimum yerdeğiştirmelere ilişkin deprem isteminin belirlenmesi, daha sonra bu istem değerlerinin, seçilen performans düzeyleri için tanımlanan şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılması ve böylece yapısal performansın değerlendirilmesidir [20].

KSM’nın kullanıldığı Modal İtme Analizi tekniğinde işlem adımları aşağıda verilmiştir: (1) Yapısal modelin oluşturulması, mod şekillerinin ve serbest titreşim frekanslarının hesaplanması; (2) gözönüne alınan ilgili mod şekli ile orantılı yük dağılımının belirlenmesi; (3) gözönüne alınan ilgili mod şekilleri için bağımsız olarak statik itme analizinin yapılması; (4) her bir statik itme eğrisi için kapasite eğrilerinin oluşturulması; (5) kapasite eğrisinin koordinatlarının modal sözde-ivme (pseudo-acceleration) koordinatlarına dönüştürülmesi; (6) her bir mod için modal deprem istemlerinin hesaplanması; (7) son aşama ise, modal istemlerinin uygun bir mod birleştirme kuralı ile birleştirilerek deprem istemleri elde edilmesidir. Yüksek mod etkisinin dikkate alındığı çalışmalardan biri de Moghadam [10] tarafından yapılmıştır. Moghadam yüksek mod etkilerini “Statik İtme Sonuçlarının Kombinasyonu” (Pushover Results Combination–PRC) adını verdiği bir yöntemle birleştirerek sismik davranışının maksimumlarını belirlemeye çalışmıştır [20].

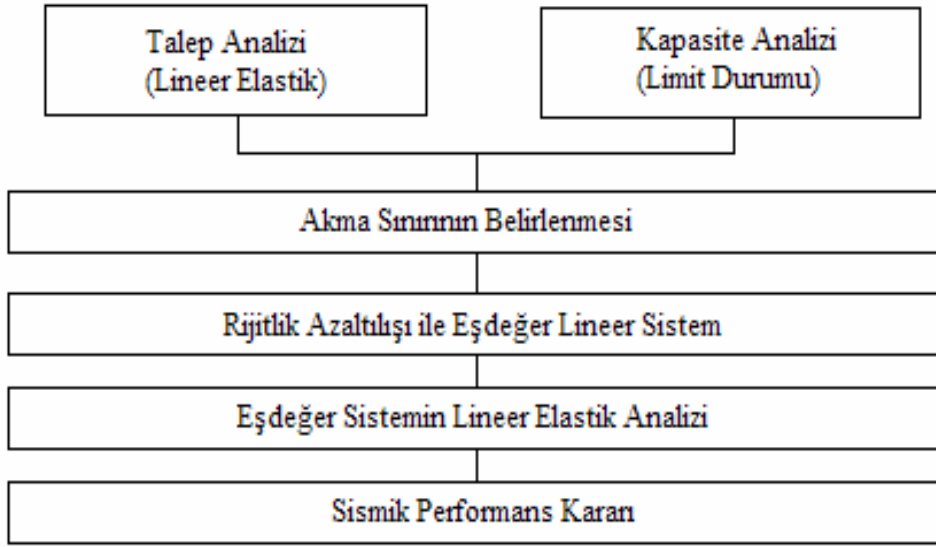
Yapıların elastik ötesi davranışında, plastik mafsalların oluşumu ile birlikte, sistemde önemli ölçüde rijitlik kaybının meydana gelmesi kaçınılmazdır. Bu bağlamda, uyumlu (adaptive) veya her adımda değiştirilen dağılımlara göre sisteme etki ettirilen yatay yüklerin kullanıldığı, daha güvenilir yöntemler pek çok araştırmacı tarafından önerilmiştir. Uyumlu yöntemlerin kullanılması, ilk olarak, Bracci vd. [11] tarafından KSM’nun üzerine bina edilerek gerçekleştirilmiştir [20].

Gupta and Kunnath [12] ise yük dağılımlarının yapının dinamik karakteristiklerine bağlı olarak sürekli değiştiği, herbir mod için yük dağılımlarının hesaplanıp uygulandığı, en sonunda da yapıya gelen toplam taban kesme kuvvetinin Karelerin Toplamının Kare Kökü (SRSS) kuralı ile elde edildiği bir yöntem önermişlerdir [20].

Diğer bir uyumlu yük dağılımı yöntemi Elnashai [13] tarafından ortaya konmuştur. Elnashai, pek çok araştırmacı tarafından geliştirilen ve önerilen özellikleri bu çalışmada toplamıştır. Tek adımda statik itme analizi algoritmasında Elnashai, tamamen uyumlu, çok-modlu, yapısal sistemin anlık direngenliğini ve anlık serbest titreşim periyodunu gözönüne alan, yanal yük dağılımının sürekli değiştiği bir yöntem geliştirmiştir. Papanikolaou ve Elnashai [14; 15] ise, uyumlu statik itme analizlerini daha sağlam ve sağlıklı temellere dayandıran bir prosedür önermişlerdir. Yöntemde plastik mafsal hipotezi yerine fiber eleman modeli kullanılmıştır [20].

Konu ile ilgili en önemli çalışmalardan biri Aydınöglü [16] tarafından gerçekleştirilmiştir. Aydınöglü'nun Artımsal Spektrum Analizi (ARSA) Yöntemi'nin esası, modal kapasite diyagramları adı verilen ve modal histeresis eğrileri'nin iskelet eğrileri olarak tanımlanan diyagramların yaklaşık olarak elde edilmesine dayanmaktadır [20].

Yukarıdaki çalışmalarda bahsedilen nonlinear performans yöntemlerin dışında elastik performans belirleme yöntemlerinde de çalışmalar mevcuttur. Ülkemizde ileride de bahsedileceği üzere yönetmeliğimize girmiş olan Sucuoğlu [17] tarafından geliştirilen lineer kapasite yöntemi mevcuttur. Aşağıdaki şekilde yöntemin algoritması sunulmuştur (Şekil 1.1).



Şekil 1.1. Lineer kapasite yönteminin algoritması

1.2. Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Deprem mühendisliği pratiğinde, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesinde ve yeni yapıların deprem tasarımında şekil değiştirmeye göre tasarım ilkesinin benimsenmesi ile çok önemli bir gelişme gerçekleşmiştir. Bu amaçla ülkemizde 2007 yılında yürürlüğe giren deprem yönetmeliğinin içeriği ile bu ihtiyacı gidermesi hedeflenmiştir.

Bu çalışmada, yönetmeliğimizde yer alan bina performans yöntemlerinin temel prensiplerinden bahsedilmiş ve kullanılan kavramlar üzerinde durulmuştur.

Dört Bölüm'den oluşan bu çalışmanın;

İkinci Bölümü'nde performansa dayalı tasarım ve yönetmeliğimizde yer alan performans yöntemleri üzerinde durulmuştur.

Üçüncü Bölüm'de ise mevcut bir yapının SAP2000 ve SeismoStruct [18] programlarından yararlanılarak deprem yönetmeliğimizin [1] 7. Bölüm'deki performans yöntemlerine göre değerlendirilmesine yönelik sayısal uygulamaya yer verilmiştir.

Dördüncü bölümde, üçüncü bölümde yapılan sayısal çözümlerle varılan sonuçlara ve yorumlara yer verilmiştir.

BÖLÜM 2. PERFORMANSA DAYALI DEĞERLENDİRME

2.1. Giriş

Performansa dayalı deprem mühendisliğinde amaç, sismik performansları belirlenebilen güvenli yapıların inşa edilmesini sağlamaktır. Performans kavramı, deprem mühendisliğinde yeni gelişen bir kavramdır. Öncelikle mevcut binaların taşıyıcı sistem elemanlarının kapasitelerinin hesaplanması ve deprem dayanımlarının değerlendirilmesi için geliştirilmiştir. Ancak, zaman geçtikçe özellikle Priestley'in [5] başını çektiği bir grup bilim adamı tarafından ilgili yöntemlerin yeni yapıların tasarımında da kullanılabileceği gösterilmiştir.

Gerçekte tüm mühendislik boyutlandırma problemlerinin performansa dayalı olduğu söylenebilir. Bilindiği üzere, tüm betonarme taşıyıcı sistemlerin boyutlandırılmasında iki performans seviyesi esas alınır: Kullanma sınır durumu ve taşıma gücü sınır durumu. Birinci performans seviyesinde kullanma durumundaki servis yükleri altında taşıyıcı sistemdeki hasarın kullanıcıları rahatsız etmeyecek şekilde kalması ve sistem elemanlarında aşırı yer değiştirmelerin ortaya çıkmaması istenir. İkinci performans seviyesinde ise taşıyıcı sistemde beklenen arttırılmış yük değerleri altında, sistemde güç tükenilmesine varılmadan kabul edilebilir bir güvenliğin olması beklenir.

Deprem mühendisliğinde performansa dayalı tasarım yöntemi, deprem etkisi altında yapıdan beklenen performans seviyesinin belirlenmesi için kullanılır. Performans seviyesi, depremden sonra yapıda meydana gelecek hasar seviyesi ile ölçülür. Performansa dayalı tasarımda belirli bir deprem etkisinde yapıda birden fazla performans (hasar) seviyesinin ortaya çıkması öngörülür.

Çalışmanın bu bölümünde, performans kriterleri ve tanımları üzerinde durulmuş, depreme dayanıklı yapı tasarımında, tasarıma esas yer hareketinin belirlenmesi ve bu hareketi etkileyen faktörler irdelenmiştir. Ve de ülkemizde 2007 Mart ayında yürürlüğe giren (DBYBHY–2007) yönetmeliğin 7. Bölümünde yer alan performans yöntemleri incelenmiştir.

2.2. Performans Amaçları

Performans kriteri, hasar durumu ve sismik tehlike düzeyi olmak üzere, iki temel ögeye dayanmaktadır. Sismik performans, belirli bir deprem etkisi altında kabul edilebilir maksimum hasar durumlarının belirlenmesi şeklinde de tanımlanabilir. Bir performans amacı çeşitli deprem durumlarını kapsayabilir ki bu durumda "Çoklu Performans Amacı" diye adlandırılır. Yapının sadece elastik davranışını dikkate alıp projelendirme olanağı veren geleneksel depreme dayanıklı yapı yönetmelikleri üzerinde son yıllarda pek çok ülkede önemli değişikliklere gidilmiştir.

2.2.1. Deprem performans tanımları

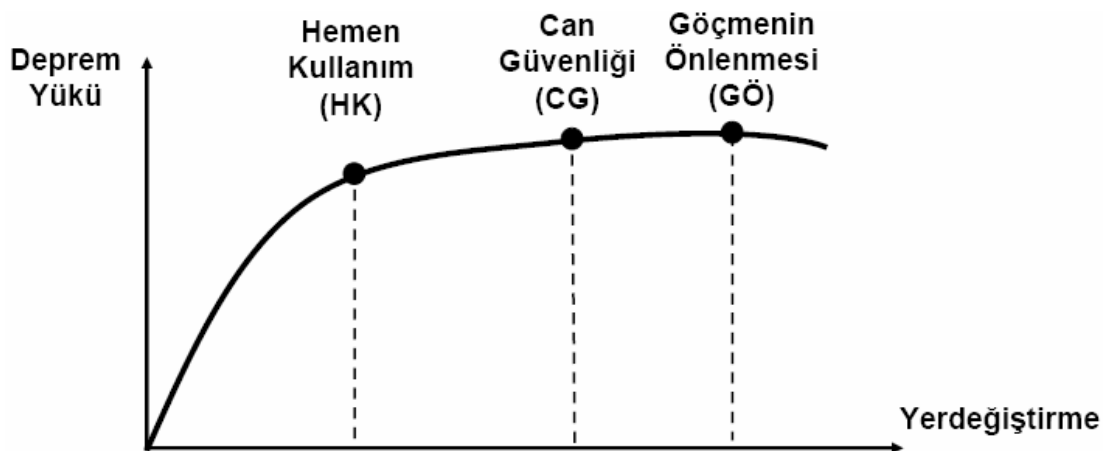
Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır. Gerçekte, deprem etkilerine maruz kalmış binaların hasar durumlarının belirlenmesi için de aynı performans tanımları kullanılmaktadır.

Hemen Kullanım (Hasarsızlık) Durumu (Fully Operational), HK: Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda hasar oluşmamıştır ve dayanım özelliklerini korumaktadırlar. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir. Yapısal olmayan elemanlarda çatlamlar görülebilir, ancak bunlar onarılabilir düzeydedir. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmamıştır.

Can Güvenliği (Orta Hasar) Durumu (Life Safety), CG: Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülür, ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yükleri taşımada yeterlidir. Yapısal olmayan elemanlar hasarlı olmakla birlikte dolgu duvarlar yıkılmamıştır. Yapıda az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir, ancak gözle fark edilebilir değerlerde değildir.

Göçmenin Önlenmesi (Ağır Hasar) Durumu (Near Collapse), GÖ: Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yükleri taşımada yeterlidir, ancak bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmuştur.

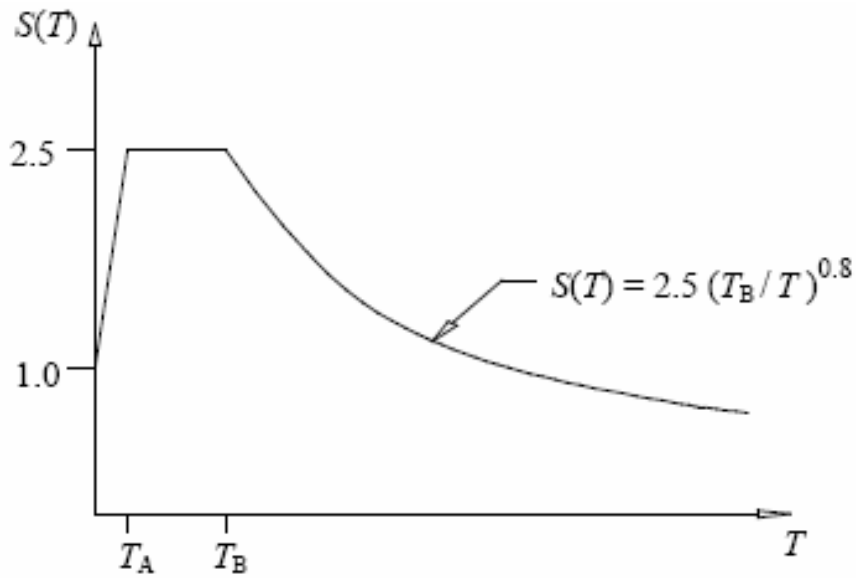
Göçme Durumu (Collapse): Yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır. Düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri taşıyabilmektedir, ancak rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu göçmüştür. Yapıda belirgin kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Yapı tamamen göçmüştür veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı yüksektir.



Şekil 2.1. Bina performans düzeyleri [1]

2.3. Binalar İçin Hedeflenen Performans Düzeyleri

Türk Deprem Yönetmeliği'nde tasarım ivme spektrumu (Şekil 2.2) 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem etkisini esas almaktadır. 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremin ivme spektrumu DBYBHY de tanımlanan spektral ivmelerin yarısı, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme spektrumu ise DBYBHY de tanımlanan spektral ivmelerin 1.5 katıdır [1].



Şekil 2.2. DBYBHY ivme spektrumu [1]

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem güvenliğinin belirlenmesinde esas alınacak deprem etkileri ve hedeflenecek performans düzeyleri Tablo 2.1'de verilmiştir.

Tablo 2.1. Binalar için hedeflenen minimum performans düzeyleri (DBYBHY–2007) [1]

<i>Binanın Kullanım Amacı ve Türü</i>	<i>Deprem Aşılma Olasılığı</i>		
	<i>50 yılda %50</i>	<i>50 yılda %10</i>	<i>50 yılda %2</i>
Deprem Sonrası Kullanımı Gereken Binalar: Hastaneler, sağlık tesisleri, itfaiye binaları, haberleşme ve enerji tesisleri, ulaşım istasyonları, vilayet, kaymakamlık ve belediye yönetim binaları, afet yönetim merkezleri, vb.	–	HK	CG
İnsanların Uzun Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	HK	CG
İnsanların Kısa Süreli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri	HK	CG	–
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Toksik, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar	–	HK	GÖ
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.)	–	CG	–

2.4. Spektrum Karakteristik Periyotları ve Etkin Yer İvme Katsayısı

DBYBHY–2007 yönetmeliğinde tasarıma esas yer hareketinin belirlenmesinde kullanılan, ivme spektrumlarının T_A ve T_B karakteristik değerlerinin zemin sınıflarına göre dağılımı Tablo 2.2’de, deprem bölgelerine göre sınıflandırılan etkin yer ivmesi katsayıları Tablo 2.3’de verilmiştir.

Tablo 2.2. Spektrum karakteristik periyotları (T_A , T_B)

<i>Yerel Zemin Sınıfı</i>	T_A (saniye)	T_B (saniye)
Z1	0.10	0.30
Z2	0.15	0.40
Z3	0.15	0.60
Z4	0.20	0.90

Tablo 2.3. Etkin yer ivme katsayısı (A_0)

<i>Deprem Bölgesi</i>	A_0
1	0.40
2	0.30
3	0.20
4	0.10

2.5. Binalar İçin Deprem Performansı Hesaplama Yöntemleri

Binaların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarların durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır (Bkz Bölüm 2.2.1). Gerçekte deprem etkilerine maruz kalmış binaların hasar durumlarının belirlenmesi için de aynı performans tanımları kullanılabilir.

Seçilen performans seviyesi esas alınarak taşıyıcı sistemde kuvvet dağılımının ve yer değiştirmenin yapılması için gereken işlemlerin tümü bu bölümde yer almaktadır. Binalar için deprem performansı hesaplama yöntemleri, doğrusal elastik yöntemler (lineer elastik) doğrusal olmayan yöntemler (nonlineer, inelastik) gibi analiz metotları kullanılmaktadır.

Doğrusal elastik yöntemlerde; yapı davranışı doğrusal elastik kabul edilerek çözüm yapılır. Bulunacak etkiler binanın doğrusal elastik davranması durumunda oldukça gerçekçi kabul edilir. Ancak, taşıyıcı sistemde akmanın olması durumunda iç kuvvetler daha düşük ortaya çıkar. Aradaki fark davranış değiştirme katsayısı ile giderilir.

Doğrusal olmayan elastik yöntemlerde ise amaç verilen bir deprem etkisi altında sünek eğilme davranışına ait plastik şekil değiştirmelerin ve gevrek davranış modlarındaki iç kuvvetlerin hesaplanmasıdır.

Deprem performansı hesaplama yöntemleri:

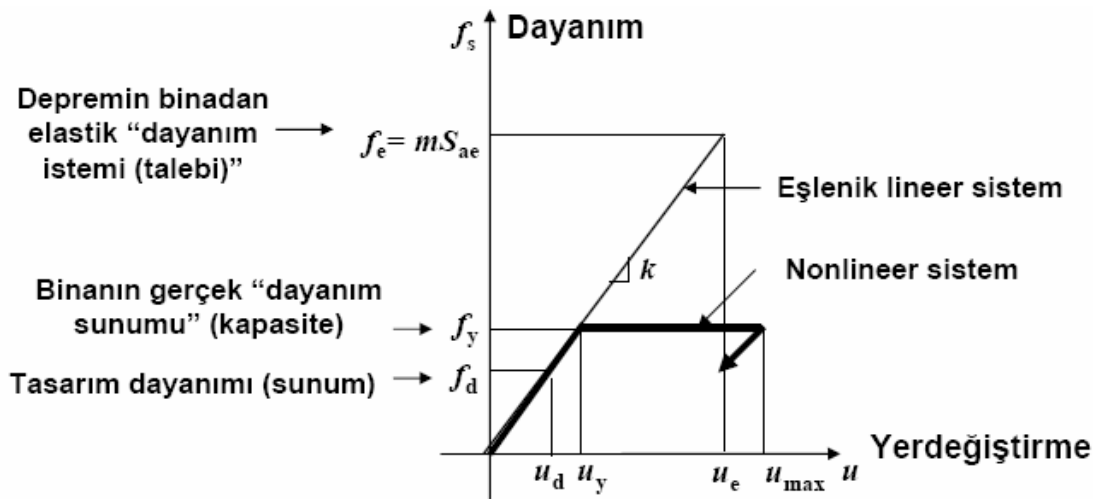
1. Doğrusal Elastik Yöntemler
 - Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi
 - Mod Birleştirme Yöntemi
 - Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

2. Doğrusal Olmayan (Nonlinear) Yöntemler

- Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi (Statik İtme-Pushover Analizi)
- Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi
- Zaman Tanım Alanında Hesap Yöntemi

2.6. Doğrusal Elastik Hesap Yöntemi

Yönetmelikte yer alan doğrusal elastik hesap yönteminde özet olarak, yapının tamamen elastik davrandığı kabul edilir ve sistem tamamen elastik çözülür. Ardından da eleman bazında kapasiteler hesaplanır. Son olarak eşlenik deplasman kuralına benzer şekilde kapasite oranları elde edilir. Bu kapasite oranları ilgili kesitlere ait kapasite sınır oranları ile kıyaslanarak elemanın hasar durumu hakkında fikir edinilmiş olur.



Şekil 2.3. Eşlenik deplasman kuralı [21]

Bu bölümde deprem yönetmeliğinde Bölüm 7.5'te yer alan bina deprem performansının belirlenmesinde kullanılan doğrusal elastik hesap yöntemi üzerinde durulacaktır.

Yönetmelikte yöntemin “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” kullanılarak uygulanması için, ele alınan binanın toplam kat adedinin 8’i aşmaması ve bodrum üzerinde toplam yüksekliğinin 25 metreyi geçmemesi söylenmiştir. Ayrıca ele alınan binada ek dışmerkezlilik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ sınır şartlarını sağlaması gerektiği söylenmiştir. Aksi takdirde mod birleştirme yönteminin uygulanması belirtilmiştir.

Yöntemde yapının tamamen elastik çözülmesini sağlamak için deprem hesabında kullanılan deprem yükü azaltma katsayısı $R_a = 1$ alınması öngörülmüştür.

Bu aşamada yönetmelikte yer alan yöntemin analitik işlemleri algoritma halinde sunulmuştur.

- Deprem hesabı yönetmelik 7.4’te belirtilen esaslara göre yapılacaktır.
- Elemanların artık moment kapasiteleri bulunacaktır (Yönetmelik 7.5.2.1.a).
- Yönetmelik 7.5.2.2.a’daki esaslara göre taşıyıcı sistem elemanlarının sünek sayılabilmeleri için, bu elemanların kritik kesitlerindeki eğilme momenti kapasiteleri ile uyumlu olarak V_e kesme kuvvetleri hesaplanacak, daha sonra bu değerler TS 500’e göre hesaplanan V_r kesme kapasiteleri ile kıyaslanacaktır.
- Yönetmelik 7.5.2.3’e göre taşıyıcı sistem eleman kesitlerinin etki/kapasite oranı, deprem etkisi altında $R_a = 1$ alınarak hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesi ile elde edilecektir. Etki/kapasite oranının hesabında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınacaktır.
- Hesaplanan bu etki/kapasite oranları yönetmelik 7.5.2.5 Tablo7.2-7-5’te verilen sınır değerler ile karşılaştırılarak elemanların hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilecektir.
- Yönetmelik 7.5.2.6’ daki esaslara göre taşıyıcı sistemdeki kolon-kiriş birleşimlerinin kesme kapasiteleri deprem yönü ile uyumlu olarak kontrol edilecektir.
- En son olarak doğrusal elastik yöntemle hesaplanan göreceli kat ötelemesi oranları yönetmelik 7.5.3 Tablo 7.6’daki değerlerle karşılaştırılacaktır.

2.7. Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemi

Bu bölümde deprem yönetmeliği Bölüm 7.6'da yer alan depremde bina performansının doğrusal elastik olmayan hesap yöntemiyle belirlenmesi üzerinde durulacaktır.

Bu yöntemde özet olarak taşıyıcı sistem elemanlarının doğrusal olmayan davranışı doğrudan çözümlenmeye katılarak modellenir. Sistemin artan yükler altında, öngörülen hedef yerdeğiştirme (performans noktası), tasarım depreminde ortaya çıkması beklenen yerdeğiştirme olarak kabul edilir. Son olarak sistem hedef yer değiştirmeye eriştiğinde elde edilen istem büyüklükleri ile ilgili yönetmeliğimizde tanımlanmış kapasiteler karşılaştırılarak, kesit ve bina düzeyinde yapısal performans değerlendirilmesi yapılır.

Yönetmeliğimizde yer alan doğrusal olmayan elastik yöntemde kullanılan analitik işlemler aşağıda algoritma halinde verilmiştir.

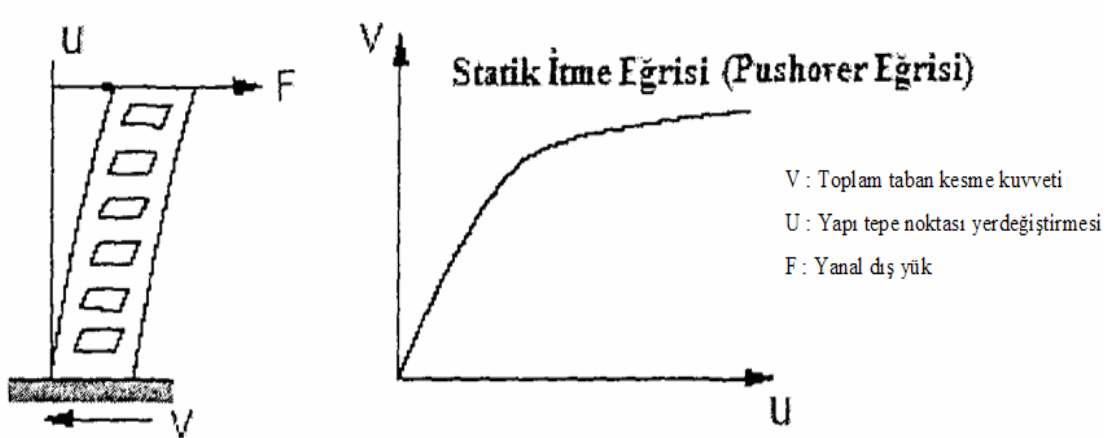
- Öncelikle yönetmelik 7.6.2'de verilen doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden hangisinin kullanılacağına dair tespit yapılmalıdır. Bu sebeple artımsal itme analizinin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi kullanılarak yapılabilmesi için yönetmelik 7.6.5.2'deki şartları sağlaması gerekmektedir. Bu şartlar binanın kat sayısının bodrum hariç 8'den fazla olmaması ve herhangi bir katta ek dışmerkezlilik gözönüne alınmaksızın doğrusal elastik davranışa göre hesaplanan burulma düzensizliği katsayısının $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağlaması gerekliliği ve ayrıca gözönüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine (rijit perdelerle çevrelenen bodrum katlarının kütleleri hariç) oranının en az 0.70 olması zorunluluğudur.
- İkinci olarak artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin $(G+0.3Q)$ gözüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılacaktır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınacaktır.

- Artımsal itme analizinin artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile yapılması durumunda, koordinatları “modal yer değiştirme-modal ivme” olarak tanımlanan birinci (hakim) moda ait “modal kapasite diyagramı” elde edilecektir. Bu diyagram ile birlikte, yönetmelikte tanımlanan elastik davranış spektrumu ve farklı aşılma olasılıkları için bu spektrum üzerinde yönetmelik bölüm 7.8’de yapılan değişiklikler gözönüne alınarak, birinci (hakim) moda ait modal yerdeğiştirme istemi belirlenecektir. Son aşamada, modal yerdeğiştirme istemine karşı gelen yerdeğiştirme, plastik şekildeğiştirme (plastik dönmeler) ve iç kuvvet istemleri hesaplanacaktır.
- Plastikleşen (sünek) kesitlerde hesaplanmış bulunan plastik dönme istemlerinden plastik eğrilik istemleri ve yönetmelik bölüm 7.6.8’e göre toplam eğrilik istemleri elde edilecektir. Daha sonra bunlara bağlı olarak betonarme kesitlerde betonda ve donatı çeliğinde meydana gelen birim şekildeğiştirme istemleri hesaplanacaktır. Bu istem değerleri, kesit düzeyinde çeşitli hasar sınırları için yönetmelik bölüm 7.6.9’da tanımlanan ilgili birim şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak kesit düzeyinde sünek davranışa ilişkin performans değerlendirme yapılacaktır.

2.7.1. Modal kapasite diyagramının elde edilmesi

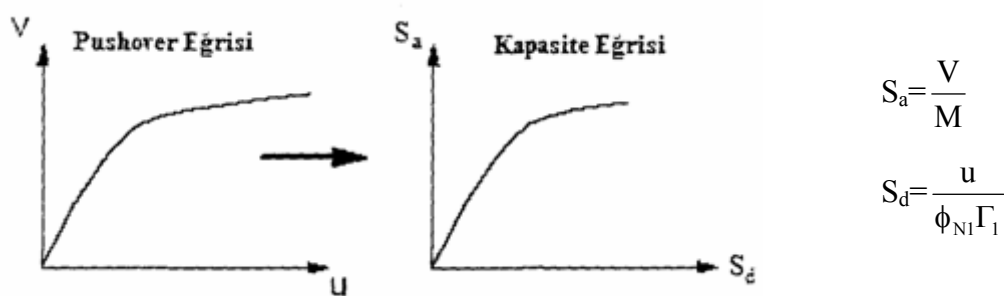
Bu bölümde yönetmelikte adı geçen modal kapasite diyagramının elde edilmesinde kullanılan kavramlardan ve diyagramın elde edilmesinden söz edilecektir.

Modal kapasite diyagramı elde edilmesindeki ilk işlem yönetmelik 7.6.5.4’te de adı geçen, artımsal itme analizinden elde edilen koordinatları “tepe yerdeğiştirmesi-taban kesme kuvveti” olan itme eğrisi (pushover) eğrisi (Şekil 2.5) çizilecektir. Bu eğri bir yapının sıfır konumundan kararsız hale gelinceye kadar geçen süre içerisinde yapıya arttırılarak uygulanan yük etkisi altında taban kesme kuvvetlerine karşılık gelen çatı deplasman değerlerinin bir etkileşim diyagramı üzerinde kesişen noktaların geometrik olarak birleştirilmesiyle elde edilen diyagramlardır.



Şekil 2.4. Statik itme eğrisinin elde edilmesi [22]

İkinci aşamada yönetmelikteki denklem 7.1-7.2-7.3'deki formüllerden yararlanılarak itme eğrisine koordinat dönüşümü yapılarak, koordinatları “modal yer değiştirme-modal ivme” olan modal kapasite diyagramı elde edilir.

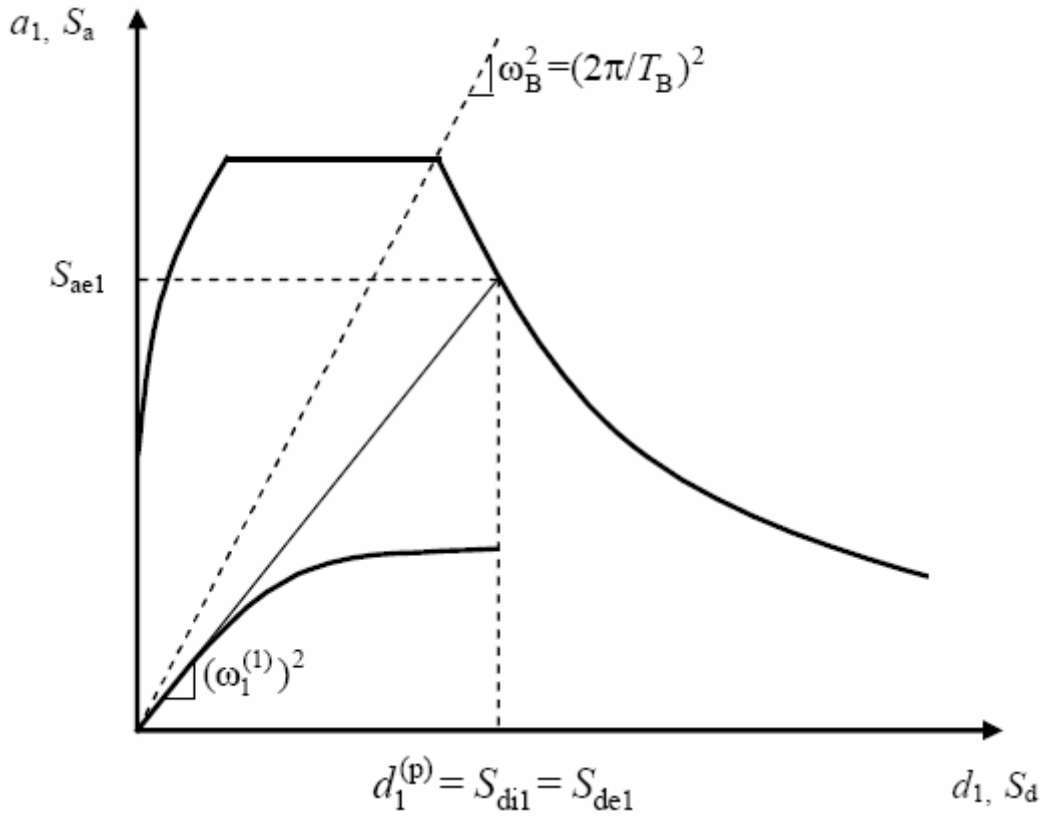


Şekil 2.5. Statik itme eğrisinin kapasite eğrisine dönüştürülmesi [22]

2.7.2. Hedef tepe yer değiştirmenin bulunması

Doğrusal elastik olmayan yöntemin en önemli adımı olan hedef tepe yerdeğiştirmenin (performans noktası) bulunma aşamaları yönetmeliğimizde bilgilendirme Eki 7C'de verilmiştir. Burada çözüm aşmasındaki en önemli kriter olarak yapının birinci (hakim) doğal titreşim periyodunun karakteristik periyot olan T_B 'ye göre değer olarak durumu irdelenmiştir.

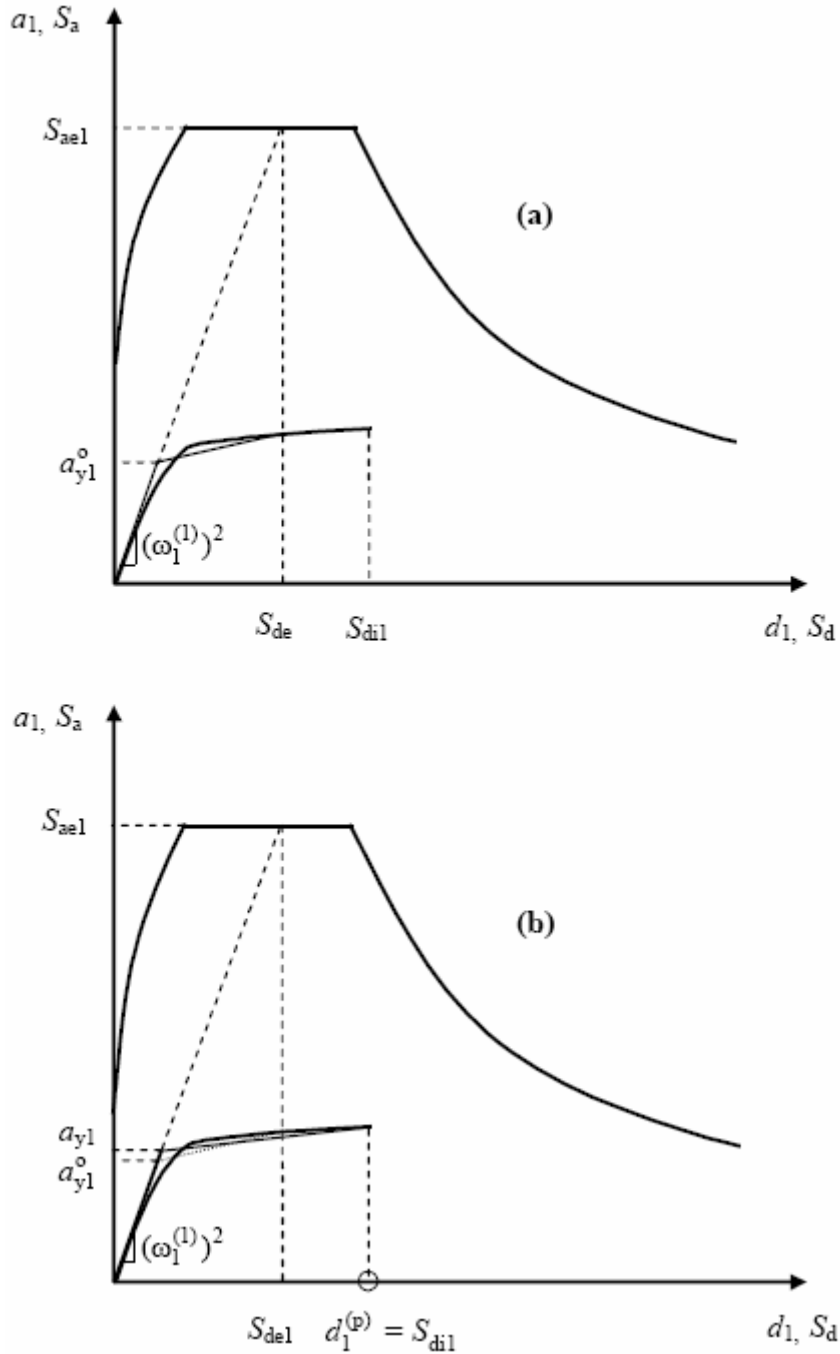
Yönetmeliğin ilgili maddesinde, birinci hakim periyotun karakteristik periyot T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirmenin S_{di1} , eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca doğal periyodu yine $T_1^{(1)}$ olan eşlenik doğrusal elastik sistem'e ait lineer elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1} 'e eşit alınacağı söylenmiştir. Doğrusal olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'in bu durumdaki elde edilmesini gösteren birinci hakim moda ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları spektral yerdeğiştirme (S_d) – spektral ivme (S_a) diyagramları aşağıdaki gibi bir arada çizilmiştir.



Şekil 2.6. $T_1^{(1)} \geq T_B$ olması durumunda (nonlinear) spektral yerdeğiştirmenin elde edilmişi

Diğer durumda yönetmelikte, $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, daha önce tanımlanan ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B 'den daha kısa olması durumunda (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} 'in bir ardışık yaklaşım yöntemiyle hesaplanacağı belirtilmiştir.

Bu durumda yönetmelikte eşit alanlar kuralı uygulanıp ilgili denklemler 7C.3-7C.4-7C.5 kullanılarak (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{d1} 'in bulunması öngörülmüştür. Spektral yerdeğiştirmenin ikinci durum olan $T_1^{(1)} < T_B$ olması durumunda elde edilişi Şekil 2.7'deki şekillerde gösterilmiştir.



Şekil 2.7. $T_1^{(1)} < T_B$ olması durumunda (nonlinear) spektral yerdeğiştirmenin elde edilişi

Yapılan itme analizinin son adımımda yukarıda anlatıldığı gibi hesaplanan (nonlineer) spektral yerdeğiştirme S_{d1} , yönetmeliğin ilgili denklemleri 7.4 ve 7.5'te yerine koyularak ilgili deprem doğrultusundaki hedef tepe yer değiştirmesi elde edilmiş olur.

BÖLÜM 3. SAYISAL UYGULAMALAR

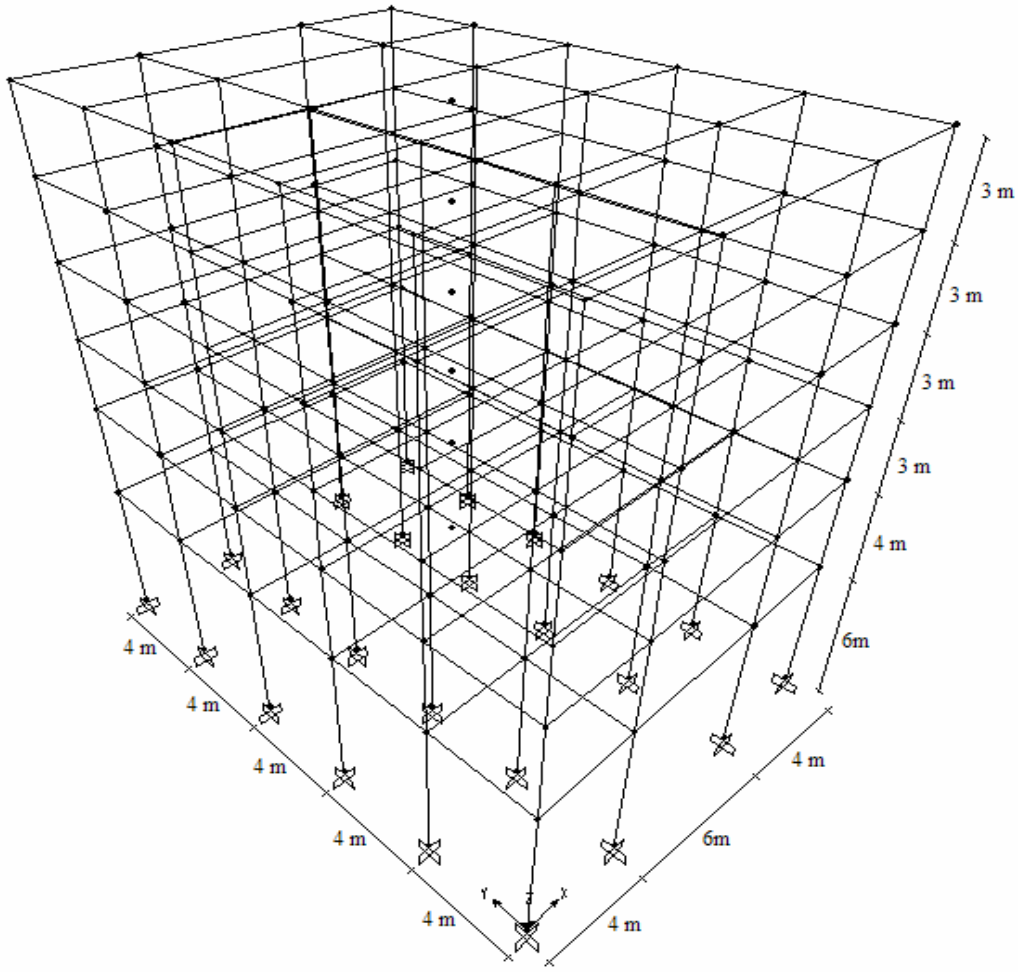
3.1. Giriş

Bu bölümde, Bölüm 2 de teorik olarak anlatılan DBYBHY–2007 Bölüm 7’de yer alan hesap yöntemlerine göre, mevcut bir binanın deprem performansı değerlendirmesiyle ilgili sayısal çözümlere yer verilmiştir. Bilgisayar uygulamaları için SAP2000 ve SeismoStruct programları kullanılmıştır.

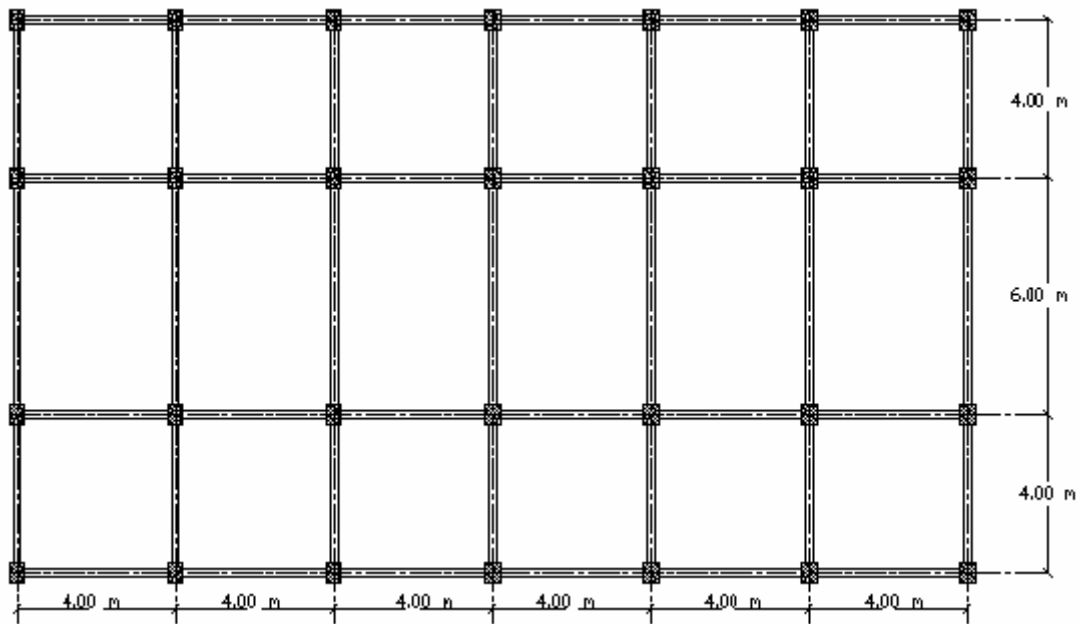
İlk olarak DBYBHY–2007 Bölüm 7.5.’te yer alan doğrusal elastik hesap yöntemine göre, daha sonra da DBYBHY–2007 Bölüm 7.6’da yer alan doğrusal elastik olmayan hesap yöntemlerinden biri olan Artımsal Eşdeğer Yüğü Yöntemine göre mevcut binanın deprem performansını belirlemeye dair sayısal çözümler sunulmuştur.

3.2. Sistemin Tanıtılması

Ele alınan binanın taşıyıcı sistemi, zemin + 5 katlı, X yönünde 3 açıklığı bulunan, Y yönünde 6 açıklığı bulunan betonarme çerçevelere sahiptir. X yönündeki çerçevelerde kenar açıklıklar 4 m, orta açıklıkta ise 6 m’dir. Y yönündeki çerçevelerde tüm açıklıklar 4 m’dir. Binada bulunan tüm kolon kesitleri 40x50 cm ve tüm kiriş kesitleri 20x60 cm boyutundadır. Binanın kat yükseklikleri zemin katta 6 m, 1.normal katta 4 m ve diğer katlarda 3’er m’dir. Taşıyıcı sistem görüntüsü Şekil 3.1’de verilmiştir.



Şekil 3.1. Taşıyıcı sistemin 3 boyutlu analiz modeli



Şekil 3.2. Bina kat kalıp planı

3.2.1. Bina bilgileri

Kat adedi	6
Bina kat yüksekliği	6 m – 4 m – 3 m
Toplam bina yüksekliği, [H]	22.0 m
Bina oturma alanı	280 m ²
Kullanım amacı	Konut

3.2.2. Malzeme bilgileri

Beton (Tüm betonarme elemanlar)	C20 ($f_{cm}= 20$ MPa)
Donatı çeliği	S420 ($f_{ym}=420$ MPa)
Betonarme elastisite modülü, [E_c]	28500 MPa
Donatı çeliği elastisite modülü, [E_s]	200000 MPa

3.2.3. Proje parametreleri

Deprem bölgesi	1
Etkin yer ivme katsayısı, [A_0]	0.4
Bina önem katsayısı, [I]	1
Yerel zemin sınıfı	Z3
Spektrum karakteristik periyotları	$T_A=0.15$ s, $T_B=0.6$ s
Hareketli yük katılım katsayısı	$n=0.3$

3.2.4. Yükler

Beton yoğunluğu	25.00 kN/m ³
Duvar yükü	2.5 kN/m ²
Sıva + Kaplama	1.5 kN/m ²
Hareketli yük (normal katlarda)	2.0 kN/m ²
Hareketli yük (çatı katında)	1.0 kN/m ²

3.3. Doğrusal Elastik Hesap Yöntemiyle Çözüm

Bu bölümde mevcut binanın deprem performansı doğrusal elastik analiz yöntemlerinden “Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” (DBYBHY–2007 7.5.1.1) kullanılarak irdelenecektir. Bu binanın 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem altında yönetmelik 7.8’e göre “Can Güvenliği (CG)” performans hedefini sağlaması gerekmektedir.

3.3.1. Bina bilgi düzeyi

Bina projeleri mevcuttur ve binanın projelerinde malzeme özelliklerinin ve betonarme detaylarının projeye tamamen uyduğu kabul edilmiştir. Bu durumda yönetmelik 7.2.6’ya göre bina bilgi düzeyi “kapsamlı” olarak belirlenmiş ve bilgi düzeyi katsayısı 1.00 alınmıştır.

3.3.2. Doğrusal elastik yöntemle göre deprem hesabı

Bu bölümde yönetmelik 7.4’te verilen esaslara göre mevcut binanın elastik deprem hesabı yapılmıştır. Öncelikle binanın kat ağırlıkları yönetmelik 2.7.1.2. denklem 2.5 ve 2.6’ya göre Tablo 3.1’deki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 3.1. Bina kat ağırlık ve kat kütleleri

Kat	Kat sabit yük	Kat Hareketli Yüğü	Kat Ağırlığı	Kat Kütleli
	G(kN)	Q(kN)	W(kN)	m(t)
6	2465.42	280	2549.42	259.88
5	3097.16	560	3265.16	332.84
4	3097.16	560	3265.16	332.84
3	3097.16	560	3265.16	332.84
2	3157.59	560	3325.59	339.00
1	3747.37	560	3915.37	399.12
		TOPLAM	19585.86	

Daha sonra binanın X ve Y doğrultusundaki 1.doğal titreşim periyotları yönetmelik 2.7.4.1 denklem 2.11'e göre Tablo 3.2 ve 3.3'deki gibi hesaplanmıştır.

Tablo 3.2. X doğrultusunda periyot hesabı için birim yükleme

Kat	m(t)	F _{fi} (kN)	d _{fi}	m _i *d _{fi} ²	F _{fi} *d _{fi}
6	259.88	0.208	9.982E-06	2.589E-08	2.077E-06
5	332.84	0.230	9.804E-06	3.199E-08	2.256E-06
4	332.84	0.194	9.431E-06	2.960E-08	1.828E-06
3	332.84	0.157	8.892E-06	2.632E-08	1.400E-06
2	339.00	0.123	8.219E-06	2.290E-08	1.014E-06
1	399.12	0.087	6.436E-06	1.653E-08	5.609E-07
		1.000		1.532E-07	9.136E-06

$$T_{1x} = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right) = 2\pi \left(\frac{1.532E-7}{9.136E-6} \right)^{1/2} = 0.82 \text{ s}$$

Tablo 3.3. Y doğrultusunda periyot hesabı için birim yükleme

Kat	m(t)	F _{fi} (kN)	d _{fi}	m _i *d _{fi} ²	F _{fi} *d _{fi}
6	259.88	0.208	1.169E-05	3.551E-08	2.432E-06
5	332.84	0.230	1.153E-05	4.425E-08	2.654E-06
4	332.84	0.194	1.123E-05	4.198E-08	2.176E-06
3	332.84	0.157	1.081E-05	3.889E-08	1.702E-06
2	339.00	0.123	1.028E-05	3.582E-08	1.268E-06
1	399.12	0.087	8.572E-06	2.933E-08	7.470E-07
		1.000		2.258E-07	1.098E-05

$$T_{1y} = 2\pi \left(\frac{\sum_{i=1}^N m_i d_{fi}^2}{\sum_{i=1}^N F_{fi} d_{fi}} \right) = 2\pi \left(\frac{2.258E-7}{1.098E-5} \right)^{1/2} = 0.90 \text{ s}$$

3.3.3. Elastik eşdeğer deprem yüklerinin hesaplanması

Elastik deprem yükleri hesaplanırken yönetmelik 7.4'teki kriterlere göre, bina önem katsayısı $I=1$ alınmış ve elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılmıştır. Ayrıca binanın taşıyıcı sistemindeki betonarme elemanların boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınmıştır. Döşemeler yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştırılmış, her katta iki yatay yerdeğiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınmıştır.

Toplam eşdeğer deprem yükünün (taban kesme kuvveti) hesabında yönetmelik 7.5.1.1'de açıklandığı gibi denklem 2.4'e göre hesabında, taşıyıcı sistem davranış katsayısı $R_a=1$ alınmış ve denklemin sağ tarafı λ katsayısı (binanın kat adedi bodrum hariç 2'den fazla olduğu için) 0.85 ile çarpılmıştır. Deprem yükü parametrelerinin hesabı ve taban kesme kuvvetinin hesabı aşağıda gösterilmiştir.

$$S(T_{1x}) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T_{1x}} \right)^{0.8} = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.82} \right)^{0.8} = 1.9472$$

$$S(T_{1y}) = 2.5 \left(\frac{T_B}{T_{1y}} \right)^{0.8} = 2.5 \left(\frac{0.6}{0.90} \right)^{0.8} = 1.8075$$

$$A(T_{1x}) = A_0 I S(T_{1x}) = 0.4 * (1) * 1.9472 = 0.7789$$

$$A(T_{1y}) = A_0 I S(T_{1y}) = 0.4 * (1) * 1.8075 = 0.7230$$

$$V_t \geq 0.10 A_0 I W = (0.1) * (0.4) * (1) * (19585.86) = 783.43 \text{ kN}$$

$$V_{tx} = \frac{WA(T_{1x})\lambda}{R_a(T_{1x})} = \frac{(19585.86) * (0.7789) * (0.85)}{1} = 12966.76 \text{ kN} \geq 783.43 \text{ kN}$$

$$V_{ty} = \frac{WA(T_{1y})\lambda}{R_a(T_{1y})} = \frac{(19585.86) * (0.7230) * (0.85)}{1} = 12036.18 \text{ kN} \geq 783.43 \text{ kN}$$

$$\Delta F_n = 0.0075 N V_t = (0.0075) * (6) * (12966.76) = 583.50 \text{ kN (X doğrultusu)}$$

$$\Delta F_n = 0.0075 N V_t = (0.0075) * (6) * (12036.18) = 541.63 \text{ kN (Y doğrultusu)}$$

Yönetmelik 2.7.2'e göre hesaplanan toplam eşdeğer yükü, aynı bölümdeki denklem 2.9'a göre, aşağıda Tablo 3.4'te gösterildiği gibi katlara dağıtılmıştır.

Tablo 3.4. X doğrultusu için taban kesme kuvvetinin katlara göre dağılımı

Kat	h_i	H_i	W(kN)	F_i (kN)
6	3	22	2549.42	2576.55
5	3	19	3265.16	2849.92
4	3	16	3265.16	2399.93
3	3	13	3265.16	1949.94
2	4	10	3325.59	1527.72
1	6	6	3915.37	1079.19

Tablo 3.5. Y doğrultusu için taban kesme kuvvetinin katlara göre dağılımı

Kat	h_i	H_i	W(kN)	F_i (kN)
6	3	22	2549.42	2391.64
5	3	19	3265.16	2645.39
4	3	16	3265.16	2227.70
3	3	13	3265.16	1810.00
2	4	10	3325.59	1418.08
1	6	6	3915.37	1001.74

3.3.4. Eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilirliği

Binanın kat sayısı 8'i aşmadığından ve ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayıları bütün katlarda $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağladığından (bina planda her iki ana eksene göre simetrik olduğundan bütün katlarda $\eta_{bi} = 1$ 'dir), yönetmelik 7.5.1.1'e göre doğrusal elastik hesapta "Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi" kullanılabilirliği sağlanmıştır.

3.3.5. Göreli kat ötelemelerin sınırlandırılması

Binanın bütün katlarındaki göreli kat ötelemesi oranları, aşağıdaki tablolardan görüleceği üzere, yönetmelik 7.5.3 - Tablo 7.6'ya göre can güvenliği performans düzeyi için sınır değer olan 0.03 değerinin altında kalmıştır.

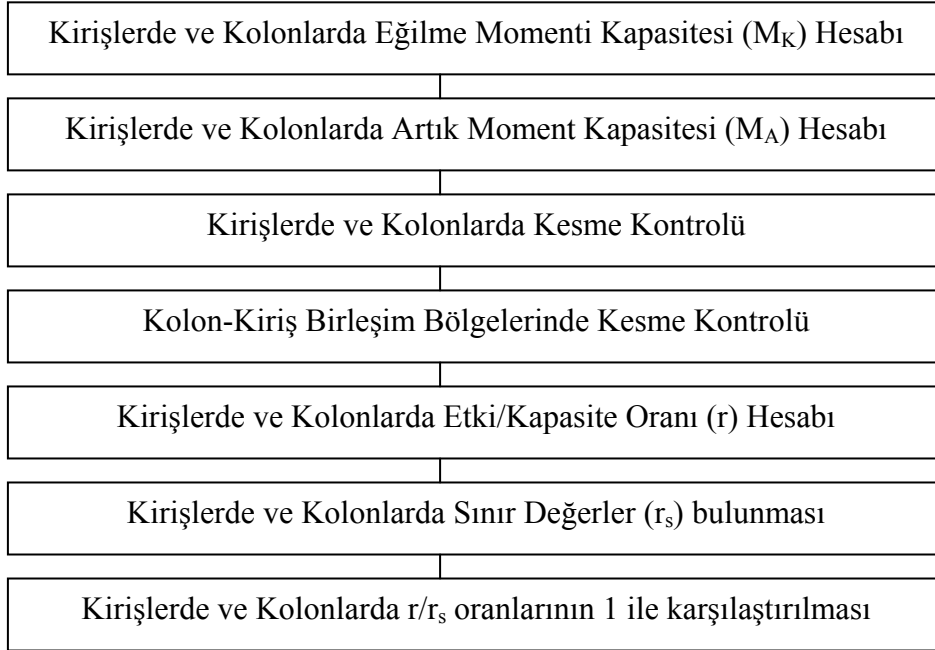
Tablo 3.6. X doğrultusu göreli kat ötelemesi oranları

Kat	$d_{i,max}$ (m)	$\delta_{i,max}$ (m)	$\delta_{i,max} / h$		Sınır
6	0.2032	0.0082	0.0027	<	0.03
5	0.1950	0.0128	0.0043	<	0.03
4	0.1822	0.0173	0.0058	<	0.03
3	0.1649	0.0219	0.0073	<	0.03
2	0.1430	0.0455	0.0114	<	0.03
1	0.0975	0.0975	0.0163	<	0.03

Tablo 3.7. Y doğrultusu göreli kat ötelemesi oranları

Kat	$d_{i,max}$ (m)	$\delta_{i,max}$ (m)	$\delta_{i,max} / h$		Sınır
6	0.2172	0.0059	0.0020	<	0.03
5	0.2113	0.0103	0.0034	<	0.03
4	0.2010	0.0146	0.0049	<	0.03
3	0.1864	0.0191	0.0064	<	0.03
2	0.1673	0.0447	0.0112	<	0.03
1	0.1226	0.1226	0.0204	<	0.03

3.3.6. Performans değerlendirmesinde izlenecek hesap aşamaları



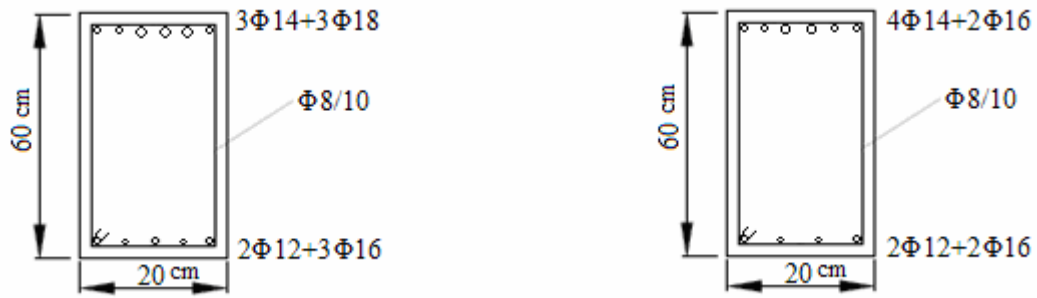
şekil 3.3. Performans değerlendirilmesinde izlenecek hesap algoritması

3.3.7. X doğrultusundaki tipik bir çerçevde performans değerlendirilmesi

Bu bölümdede mevcut binanın x doğrultusunda çalışan tipik bir çerçevesinin +X deprem yüklemesi altında, kritik kesitlerindeki performans değerlendirilmesi, yönetmelik 7.5'te verilen esaslara göre belirlenmiştir. Çerçeve elemanlarının genel görünümü şekil 3.5'de verilmiştir.

3.3.7.1. K101 kirişinin uçlarındaki eğilme momenti kapasitelerinin (M_K) hesabı

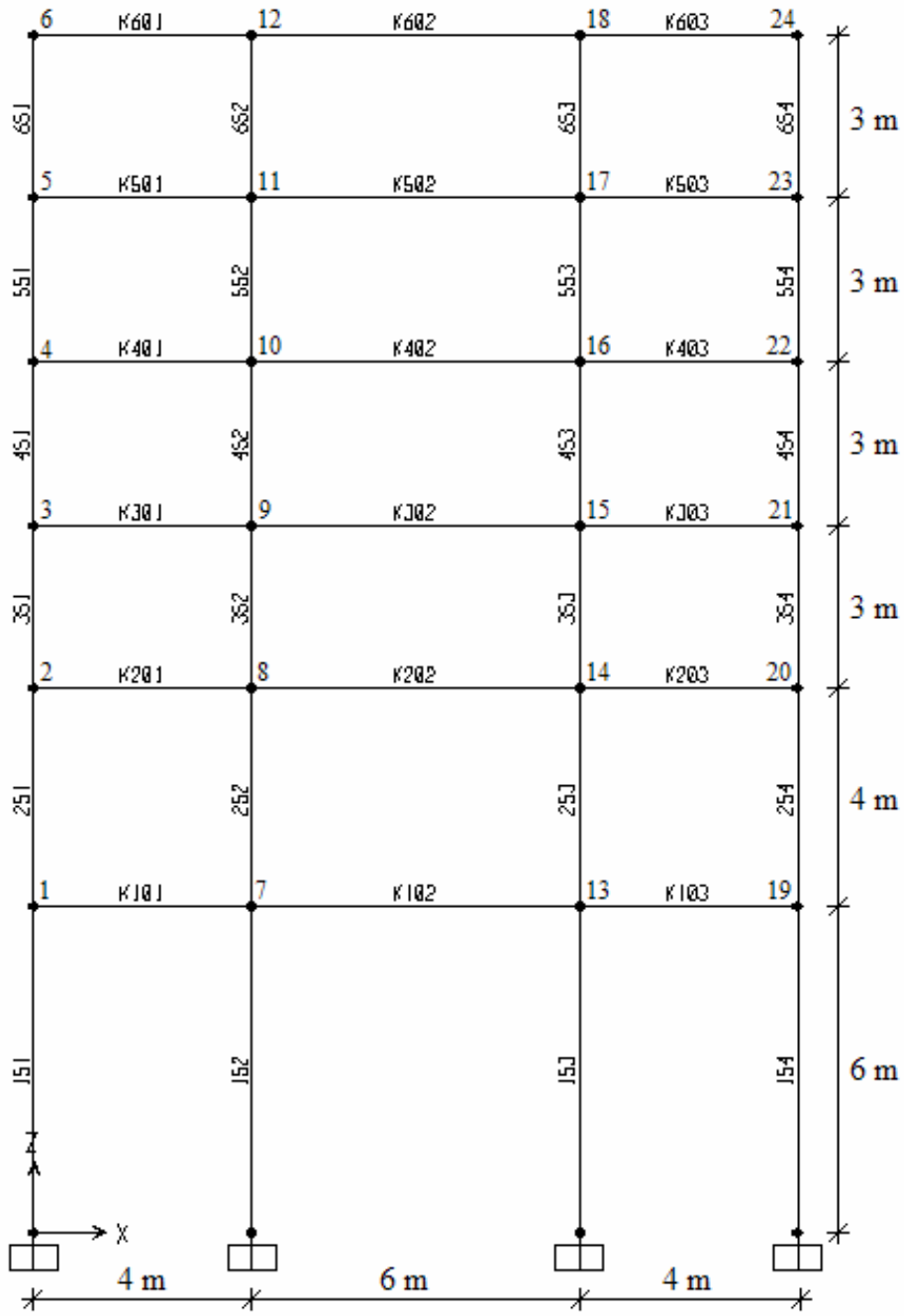
Kiriş uçlarındaki eğilme momenti kapasitelerinin hesabında, ODTÜ hocalarından Uğur Ersoy'un betonarme kitabında [19] bahsedilen kiriş analizi programından yararlanılmıştır. Örnek K101 kirişinin her iki ucu için, kesit ve donatı özellikleri şekil 3.4'de, üst ve alt eğilme momenti kapasiteleri Tablo 3.8'de verilmiştir.



Şekil 3.4. K101 kirişinin uçlarının kesit ve donatı özellikleri

Tablo 3.8. K101 kirişinin uçlarının eğilme momenti kapasiteleri

	Üst Moment Kapasiteleri		Alt Moment Kapasiteleri	
	i	j	i	j
A_s (mm ²)	1225	1018	829	628
M_K (kNm)	273	227	187	142



Şekil 3.5. X doğrultusundaki tipik çerçevenin genel görünümü (X-Z Düzlem @ Y=12)

3.3.7.2. K101 kirişinin artık moment kapasitesinin (M_A) bulunması

+X deprem yüklemesi ve düşey yükler ($G+0.3Q$) etkisi altında K101 kirişinin uçlarında oluşan ve hesaplanan, moment ve kapasiteleri Şekil 3.6' da yönleriyle birlikte gösterilmiştir.



Şekil 3.6. K101 kirişinin +X deprem yükü ile uyumlu moment ve kapasiteleri

$M_{K_i(alt)} = 187$ kNm , $M_{D,i} = -24.28$ kNm (düşey yüklemeden elde edilen moment)

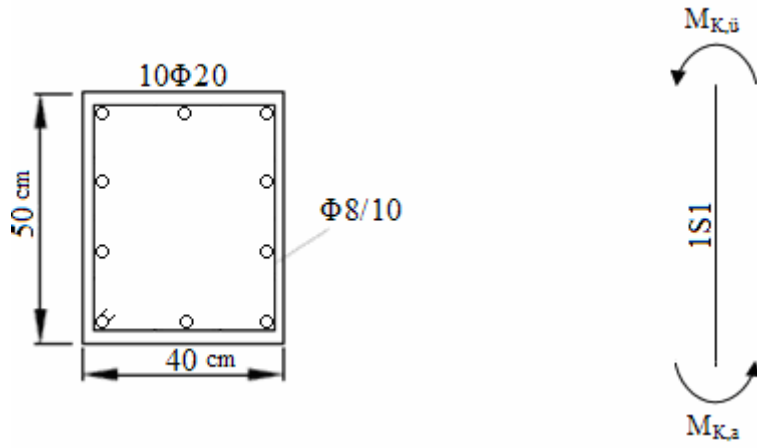
$M_{A,i} = M_{K_i(alt)} - M_{D,i} = 187 - (-24.28) = 211.28$ kNm (kesit artık moment kapasitesi)

$M_{K_j(üst)} = 227$ kNm , $M_{D,j} = 29.31$ kNm (düşey yüklemeden elde edilen moment)

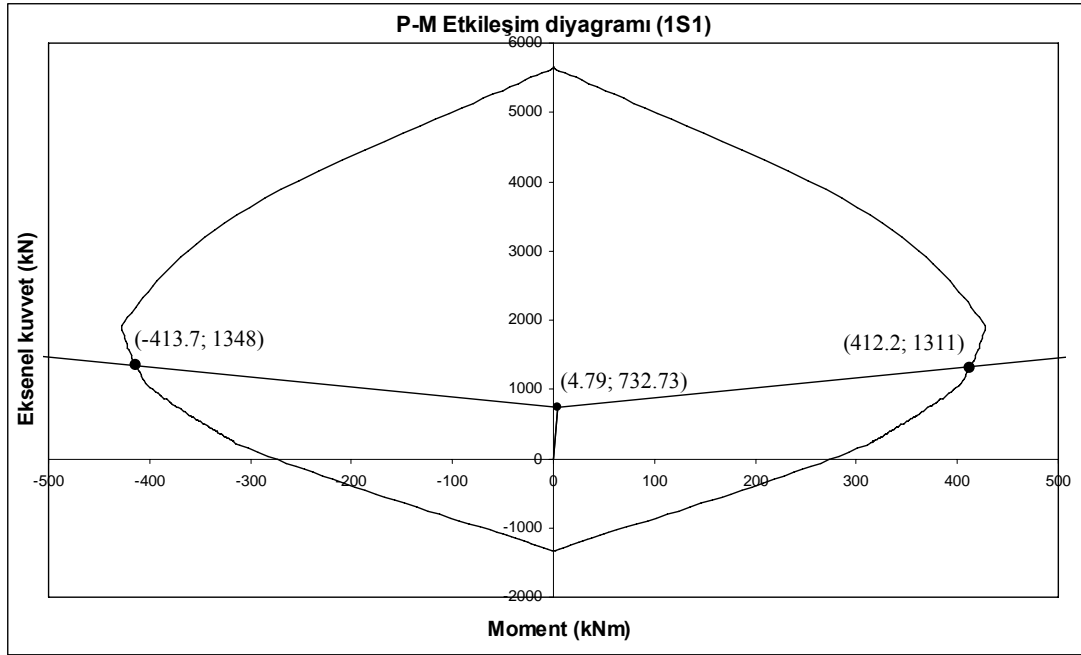
$M_{A,j} = M_{K_j(üst)} - M_{D,j} = 227 - 29.31 = 197.69$ kNm (kesit artık moment kapasitesi)

3.3.7.3. 1S1 kolonunda eğilme momenti kapasitesi (M_K) hesabı

1S1 kolonundaki eğilme momenti kapasitesi M_K ve buna karşı gelen N_K eksenel kuvvetinin hesabı, yönetmelikteki Bilgilendirme Eki 7A'da belirtilen esaslara göre yapılmıştır. Bu hesap için gerekli olan moment-eksenel kuvvet etkileşim diyagramı (Şekil 3.8), Şekil 3.7'de kesit ve donatı özellikleri verilen 1S1 kolonu için yönetmelik 7.4.11(c)'de beton ve donatı çeliği için verilen sınır şartlarına göre, XTRACT adlı moment-eğrilik ilişkisi programından yararlanılarak çizilmiştir. Çizilen etkileşim diyagramına, yönetmelik Şekil 7A.1'de gösterildiği gibi ilgili kolona ait parametreler geometrik olarak yerleştirilerek, M_K eğilme momenti kapasitesi ve buna karşı gelen N_K eksenel kuvveti geometrik ve sayısal olarak bulunmuştur. Diyagramda gösterilen parametrelerin değerleri örnek kolonumuzda $M_E = 1593.92$ kNm, $N_E = 2310.20$ kN, $M_D = 4.79$ kNm, ve $N_D = 732.73$ kN olarak ilgili statik hesap analizlerinden elde edilmiştir.



Şekil 3.7. 1S1 kolonun kesit, donatı özellikleri ve eğilme momenti kapasiteleri



Şekil 3.8. 1S1 kolonuna ait (P-M) etkileşim diyagramı

Bu diyagramdan ilgili kolona ait eğilme momenti kapasitesi, deprem yönü ile uyumlu olarak, $M_K = 412.2$ kNm ve buna karşı gelen aksel kuvvet $N_K = 1311$ kN olarak geometrik ve sayısal olarak hesaplanmıştır.

3.3.7.4. K101 kirişinin kesme kontrolü

Bu bölümde yönetmeliğin 3.4.5. maddesine göre örnek kirişin kesme kontrolü yapılmıştır. Kesit kesme kapasitesi TS-500'e göre $V_r = V_c + V_w = 0.8 V_{cr} + V_w$ formülü ile hesaplanmıştır. Kiriş mesnet bölgesi için,

$$V_c = 0.8 * 0.65 f_{ctm} b_w d = 0.8 * 0.65 * 1.05 * 200 * 575 = 62790 \text{ N}$$

$$V_w = A_{sw} f_{ywm} d / s = 100.5 * 420 * 575 / 100 = 242707.5 \text{ N}$$

$V_r = 305.5 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

Kesit kesme etkisi, yönetmelik 3.4.5. maddesine göre örnek kirişin (i) ucunda deprem yönü ile uyumlu olarak (Şekil 3.9) , $V_{e,i} = V_{dyi} - (M_{Ki(alt)} + M_{Kj(üst)}) / l_n$ formülü ile hesaplanmıştır.

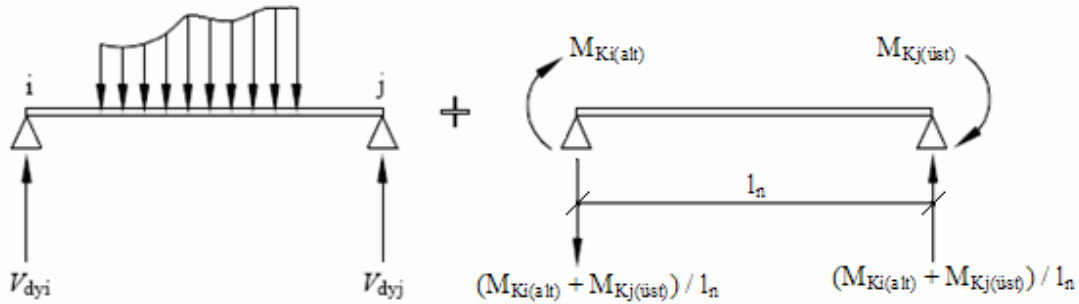
$$V_{dyi} = 38.77 \text{ kN}, M_{Ki(alt)} = 187 \text{ kNm}, M_{Kj(üst)} = 227 \text{ kNm}, l_n = 3.5 \text{ m},$$

$$V_{e,i} = 38.77 - (187 + 227) / 5.4 = 79.52 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

Kirişin (j) ucunda ise $V_{e,j} = V_{dyj} + (M_{Ki(alt)} + M_{Kj(üst)}) / l_n$ şeklinde hesaplanmıştır.

$$V_{dyj} = 41.64 \text{ kN}, V_{e,j} = 41.64 + (187 + 227) / 5.4 = 159.93 \text{ kN} \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

$V_e < V_r$ olduğu için K101 kirişinin mesnet bölgelerinin sünek olduğu görülmüştür.



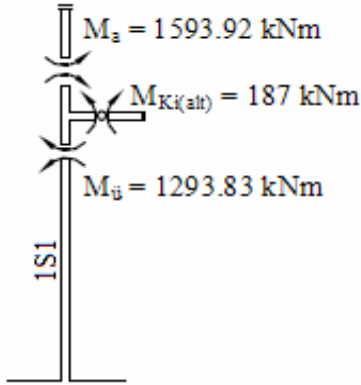
Şekil 3.9. K101 kirişinin deprem yönü ile uyumlu kesme kontrolüne esas parametreleri

3.3.7.5. 1S1 kolonun kesme kontrolü

İlgili kolona ait kesit kesme kapasitesi TS 500'e göre $V_r = V_c + V_w = 0.8 V_{cr} + V_w$ formülü ile hesaplanmıştır. $V_c = 0.8 * 0.65 f_{ctm} b_w d (1 + \gamma N / A_c)$ formülü ile,
 $V_c = 0.8 * 0.65 * 1.6 * 400 * 450 * (1 + 0.07 * 1311 / (400 * 500)) = 218475 \text{ N}$
 $V_w = A_{sw} f_{yw} d / s = 100.5 * 420 * 450 / 100 = 189945 \text{ N}$
 $V_r = 408.42 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır.

Kesit kesme etkisi yönetmeliğin 3.3.7 maddesine göre $V_e = (M_{K,\bar{u}} + M_{K,a}) / l_n$ formülü ile hesaplanmıştır. $M_{K,\bar{u}} = 130.90 \text{ kNm}$, $M_{K,a} = 412.2 \text{ kNm}$, l_n (eleman net açıklığı) = 5.4 m alınarak $V_e = 100.57 \text{ kN}$ olarak hesaplanmıştır. Örnek kolonun üst ucunda kolonlar kirişlerden güçlü olduğu için $M_{K,\bar{u}}$ değeri deprem yönetmeliği Şekil 3.5'ten hesaplanmıştır. M_a ve $M_{\bar{u}}$ değerleri yatay yük analizinden elde edilmiştir. M_a , 2S1 kolonunun alt ucundaki analizden edilen moment; $M_{\bar{u}}$, 1S1 kolonunun üst ucundaki analizden elde edilen moment olarak tanımlanmıştır. M_{Kj} ve M_{Ki} değerleri 1S1 kolonunun üst ucundaki birleşimin solundaki kirişin sağ ucunun üst moment kapasitesi (örnek kolonun solunda kiriş yoktur) ve sağındaki kirişin sol ucunun alt moment kapasitesidir (Şekil 3.10).

$$\Sigma M_K = M_{Ki} + M_{Kj} \quad M_{K,\bar{u}} = \frac{M_{\bar{u}}}{M_{\bar{u}} + M_a} \Sigma M_K \text{ şeklinde hesaplanır.}$$



Şekil 3.10. 1S1 kolonunun üst ucundaki birleşimin analiz değerleri

$$\Sigma M_K = 187 + 0 = 187 \text{ kNm,}$$

$$M_{K,\bar{u}} = 1293.83 * 187 / (1593.92 + 1293.83) = 130.90 \text{ kNm} \text{ olarak hesaplanmıştır.}$$

$V_e < V_r$ olduğu için 1S1 kolonunun uçlarının sünek olduğu görülmüştür.

3.3.7.6. Birleşim bölgelerinin kesme kontrolü

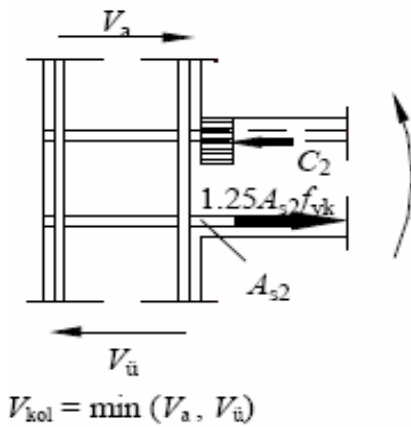
Doğrusal elastik yöntemde birleşim bölgelerinin kesme kontrolü yönetmelik 7.5.2.6'daki esaslara göre yapılmıştır. Bu aşamada 1S1 kolonunun üst ucundaki birleşim bölgesinin kesme kapasitesi yönetmelik 3.5.2.2'ye göre "Kuşatılmış Birleşimler"de, $V_r = 0.6 b h f_{cm}$, "Kuşatılmamış Birleşimler"de ise, $V_r = 0.45 b h f_{cm}$ formülleri kullanılarak hesaplanmıştır. Örnek birleşim bölgesi kuşatılmamıştır. Dolayısıyla kesme kapasitesi

$$V_r = 0.45 * 400 * 500 * 20 = 1800 \text{ kN olarak hesaplanmıştır.}$$

Kesit kesme etkisi, yönetmelik 3.5.2.1'e göre $V_e = 1.25 f_{ym} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{e(kol)}$ formülü ile hesaplanmıştır. Örnek birleşimimizde (Şekil 3.11) $A_{s1} = 0$, $A_{s2} = 829 \text{ mm}^2$ ve $f_{ym} = 420 \text{ MPa}$ alınmıştır. 1S1 kolonu için $V_{e(kol)} = 100.57 \text{ kN}$ (Bkz. 3.3.7.5), 2S1 kolonu için $V_{e(kol)} = 36.22 \text{ kN}$ 'dur. Hesapta yönetmeliğe göre minimum değer alınacağından, $V_{e(kol)} = \min(100.57 ; 36.22) = 36.22 \text{ kN}$ olarak alınmıştır.

$$V_e = 1.25 * 420 * (0 + 829) / 1000 - 36.22 = 399.05 \text{ kN olarak hesaplanmıştır.}$$

$V_e < V_r$ olduğu için örnek birleşim bölgesinin kesme bakımından güvenli olduğu görülmüştür.



Şekil 3.11. 1S1 kolonunun üst ucundaki örnek birleşim

3.3.7.7. Örnek K101 kirişinin performans değerlendirilmesi

Bu bölümde örnek kirişe ait etki/kapasite oranı (r), yönetmelik 7.5.2.3'e göre, ilgili kesitin deprem etkisi altında (deprem yönü ile uyumlu olarak) $R_a = 1$ alınarak hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesiyle elde edilmiştir. Sonraki aşamada ilgili kirişe ait hesaplanan etki/kapasite oranı (r), yönetmelik Tablo 7.2'de verilen sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak, hedeflenen performans düzeyi için elemanın hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilmiştir. Yatay yüklemekten hesaplanan moment (M_E), kirişin (i) ucunda 1628.05 kNm, (j) ucunda 1456,57 kNm olarak hesaplanmıştır. Kirişin eğilme momenti kapasitesinden düşey yüklemekten gelen moment (M_D) çıkarılarak, kirişin artık moment kapasitesi (i) ve (j) uçlarında (bkz 3.3.7.2) $M_{A,i} = 211.28$ kNm ve $M_{A,j} = 197.69$ kNm olarak hesaplanmıştır.

Etki/kapasite oranı (r) kirişin (i) ucunda, $r_i = M_{E,i} / M_{A,i} = 1628.05 / 211.28 = 7.71$, (j) ucunda ise $r_j = M_{E,j} / M_{A,j} = 1456,57 / 197.69 = 7.37$ olarak hesaplanmıştır.

İlgili kirişe ait etki/kapasite oranı sınır değerlerini (r_s) bulmak için gereken, yönetmelik Tablo 7.2'deki parametreler, örnek kiriş için (bkz Şekil 3.4) aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

(i) ucunda; $\rho = 0.00691$, $\rho' = 0.01021$ ve $\rho_b = 0.016$ alınarak $(\rho - \rho') / \rho_b = -0.21$ olarak ve $V_e = 79.52$ kN (bkz 3.3.7.4), $b_w d = 1150$ cm² ve $f_{ctm} = 1.6$ MPa alınarak $V_e / (b_w d f_{ctm}) = 0.43$ olarak hesaplanmıştır.

(j) ucunda; $\rho = 0.00848$, $\rho' = 0.00523$ ve $\rho_b = 0.016$ alınarak $(\rho - \rho') / \rho_b = 0.20$ olarak ve $V_e = 159.93$ kN (bkz 3.3.6.4), $b_w d = 1150$ cm² ve $f_{ctm} = 1.6$ MPa alınarak $V_e / (b_w d f_{ctm}) = 0.87$ olarak hesaplanmıştır.

Hesaplanan $(\rho - \rho') / \rho_b$ ve $V_e / (b_w d f_{ctm})$ değerleri için (r_s) değerleri, bina "Can Güvenliği Performans Düzeyi"ne göre kontrol edildiği için yönetmelik Tablo 7.2'den doğrusal enterpolasyon yapılarak, kirişin (i) ucunda 7 ve (j) ucunda 5.8 olarak bulunmuştur.

Bulduğumuz (r_s) değerleri, örnek kirişteki etki/kapasite oranları (r) değerleri ile karşılaştırılarak, kirişin (i) ucunda $r_i / r_s = 7.71 / 7 = 1.10$ olarak, kirişin (j) ucunda ise $r_j / r_s = 7.37 / 5.8 = 1.27$ olarak hesaplanmıştır.

Hesaplanan r / r_s değerleri kirişin her iki ucunda da 1'den büyük olduğu için, örnek kirişin 'GV' güvenlik sınırını sağlamadığı görülmüştür.

3.3.6.8. Örnek 1S1 kolonunun performans değerlendirmesi

Bu bölümde örnek kolona ait etki/kapasite oranı (r), kirişlerdekine benzer şekilde yönetmelik 7.5.2.3'e göre, ilgili kesitin deprem etkisi altında (deprem yönü ile uyumlu olarak) $R_a = 1$ alınarak hesaplanan kesit momentinin kesit artık moment kapasitesine bölünmesiyle elde edilmiştir. Sonraki aşamada ilgili kolona ait hesaplanan etki/kapasite oranı (r), yönetmelik Tablo 7.3'de verilen sınır değerler (r_s) ile karşılaştırılarak, hedeflenen performans düzeyi için elemanın hangi hasar bölgesinde olduğuna karar verilmiştir. Yatay yüklemekten hesaplanan moment (M_E), kolonun alt ucunda 1593.92 kNm, üst ucunda 1293.83 kNm olarak hesaplanmıştır. Düşey yüklemekten ($G + 0.3Q$) hesaplanan moment, kolonun alt ucunda $M_{D,a} = 4.78$ kNm ve üst ucunda $M_{D,ü} = 9.79$ kNm olarak hesaplanmıştır. Kolonun eğilme momenti kapasitesinden (Bkz. Şekil 3.8) düşey yüklemekten gelen moment (M_D) çıkarılarak, örnek kolona ait artık moment kapasitesi alt ve üst uçta $M_{A,a} = 416.98$ kNm ve $M_{A,ü} = 402.42$ kNm olarak hesaplanmıştır.

Etki/kapasite oranı (r) kolonun alt ucunda, $r_a = M_{E,a} / M_{A,a} = 1593.92 / 416.98 = 3.82$ ve üst ucunda $r_ü = M_{E,ü} / M_{A,ü} = 1293.83 / 402.42 = 3.22$ olarak hesaplanmıştır.

İlgili kolona ait etki/kapasite oranı sınır değerlerini (r_s) bulmak için gereken, yönetmelik Tablo 7.3'deki parametreler, örnek kolon için (bkz Şekil 3.7) aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

Örnek kolonda $N_K = 1311$ kN, $A_c = 2000$ cm² ve $f_{cm} = 20$ MPa alınarak, $N_K / (A_c f_{cm}) = 0.33$ olarak, $V_e = 100.57$ kN (Bkz. 3.3.7.5), $b_w d = 1800$ cm² ve $f_{ctm} = 1,6$ MPa alınarak $V_e / (b_w d f_{ctm}) = 0.35$ olarak hesaplanmıştır.

Hesaplanan $N_K / (A_c f_{cm})$ ve $V_e / (b_w d f_{ctm})$ değerleri için (r_s) değeri, bina ‘‘Can Güvenliği Performans Düzeyi’’ne göre kontrol edildiği için yönetmelik Tablo 7.3’den doğrusal enterpolasyon yapılarak, örnek kolon için 4.47 olarak bulunmuştur.

Bulduğumuz (r_s) değerleri, örnek kolondaki etki/kapasite oranları (r) değerleri ile karşılaştırılarak, kolonun alt ucunda $r_a / r_s = 3.82 / 4.47 = 0.86$ olarak, (j) ucunda ise $r_ / r_s = 3.22 / 4.47 = 0.72$ olarak hesaplanmıştır.

Hesaplanan r / r_s değerleri kolonun her iki ucunda da 1’den küçük olduğu için, örnek kolonun ‘GV’ güvenlik sınırını sağladığı görülmüştür.

3.4. Doğrusal Elastik Olmayan Hesap Yöntemiyle Çözüm

Bu bölümde mevcut binanın tipik bir çerçevesinin (Bkz. Şekil 3.5) deprem performansı doğrusal elastik olmayan analiz yöntemlerinden “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi ile Analizi” (yönetmelik 7.6.5) yöntemi kullanılarak irdelenmiştir. Binanın elastik yöntemde olduğu gibi 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem altında yönetmelik 7.8’e göre “Can Güvenliği” performans hedefini sağlaması beklenmiştir.

3.4.1. Elemanlarda doğrusal olmayan davranışın idealleştirilmesi

Bu aşamada yönetmelik 7.4.13’e göre eğilme etkisindeki betonarme elemanlardaki çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri $(EI)_e$ değerleri belirlenmiştir. Kirişler için bu değer yönetmelikte $(EI)_e = 0.40 (EI)_0$ olarak belirlenmiştir. Kolonlar için ise önce bir düşey yükleme yapılmış $(G + 0.3Q)$, ardından da yönetmelikte verilen sınır değerler arasında doğrusal enterpolasyon yapılarak $(EI)_e$ değerleri belirlenmiştir.

3.4.1.1. K101 kirişi için örnek hesap

Kesit boyutları, $b_w = 20$ cm ve $h = 60$ cm’dir. Elastik modülü $E = 28500$ MPa ve kesitin atalet momenti $I_0 = 3.6e-3$ m⁴ alınmıştır.

$0.40 E I_0 = 0.4 * 2.85e7 * 3.6e-3 = 41040$ kN m² olarak hesaplanmıştır.

3.4.1.2. 1S1 ve 1S2 kolonları için örnek hesap

Kolon ve perdelerde, $N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40 (EI)_0$

$N_D / (A_c f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.80 (EI)_0$

olarak yönetmelik 7.4.13.b’de verilmiştir.

Kesit özellikleri her iki kolonda, $b = 40$, $h = 50$ cm, $A_c = 2000$ cm² ve $f_{cm} = 20$ MPa olarak alınmıştır. Düşey yüklemeden $(G + 0.3Q)$ elde edilen aksenal kuvvet 1S1 kolonunda $N_D = 359.54$ kN ve 2S1 kolonunda $N_D = 721.65$ kN olarak elde edilmiştir.

1S1 kolonunda $N_D / (A_c f_{cm}) = 0.09 < 0.1$ olarak hesaplandığından $(EI)_e = 0.40 (EI)_0$ olarak alınmıştır. 2S1 kolonunda ise $N_D / (A_c f_{cm}) = 0.18 > 0.1$ olarak hesaplandığından, N_d 'nin ara değerleri için yapılan doğrusal enterpolasyon sonucu katsayı 0.51 olarak bulunmuştur. Bu değer kullanılarak 2S1 kolonun çatlamış kesite ait eğilme rijitliği aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır.

$$E = 28500 \text{ MPa}, I_0 = 4.167 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$0.51 EI_0 = 60562.5 \text{ kN m}^2$$

3.4.2. Kiriş ve kolonlarda yığılı plastik davranışın tanımlanması

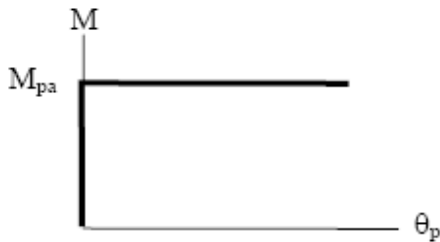
Kiriş ve kolonlar için eleman uçlarında tanımlanacak olan plastik kesitlerin akma yüzeylerinin modellenmesinde yönetmelik 7.6.4.4'e göre mevcut malzeme dayanımları ve maksimum birim şekildeğiştirme değerleri aşağıdaki gibi dikkate alınmıştır.

$$\text{Beton için : } f_{cm} = 25 \text{ Mpa}, \epsilon_c = 0.003$$

$$\text{Çelik için : } f_{ym} = 420 \text{ Mpa}, \epsilon_s = 0.01$$

3.4.2.1. Kirişler için plastik kesit (plastik mafsalsal) tanımlanması

Yönetmelik 7.6.4.5'e göre kirişler için iç kuvvet-plastik şekildeğiştirme bağıntıları tanımlamak amacıyla bir eksenli eğilme analizi yapılarak kesitlere ait plastik moment (M_{pa}) değerleri hesaplanmıştır. Yönetmelik 7.6.4.5.(a)'ya dayanarak pekleşme etkisi göz önüne alınmamış ve içkuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntısı aşağıdaki şekilde gösterildiği gibi dikkate alınmıştır.



Şekil 3.12. Bir eksenli eğilme analizi (pekleşmesiz) için plastik moment - plastik dönme ilişkisi

Aşağıda örnek hesap için seçilen K101 kirişinin sol ucu için (Bkz. Şekil 3.4) yapılan analiz sonucunda plastik moment değerleri gösterilmiştir.

Pozitif eğilme momenti (Altta çekme)

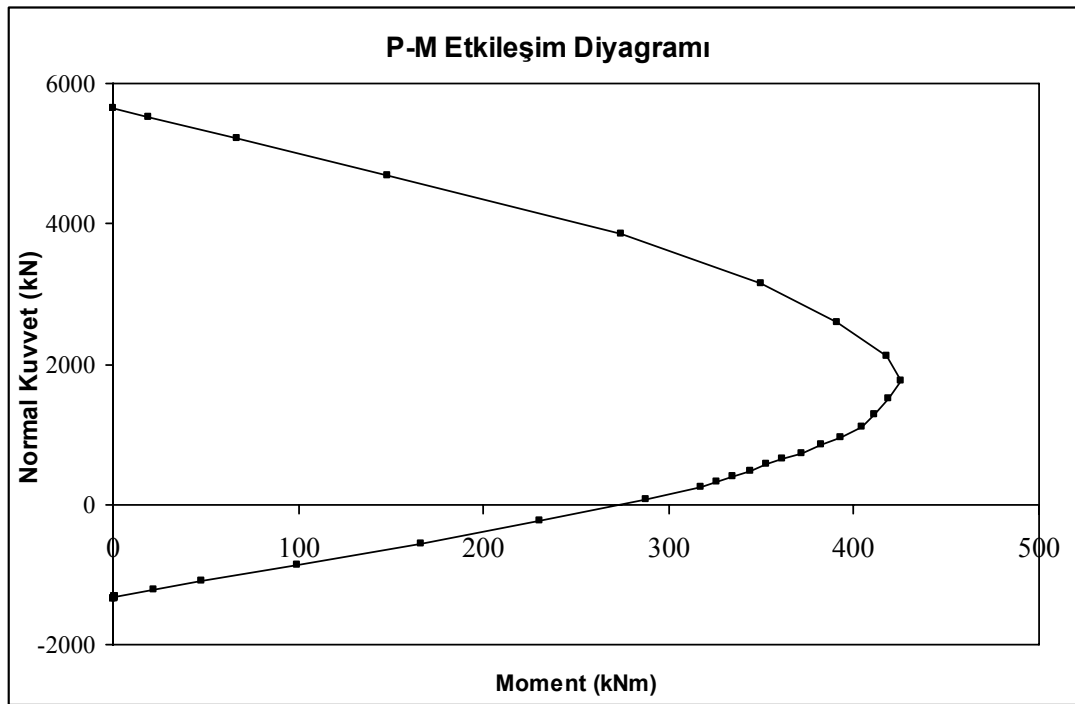
$$(+)\ M_{pa} = 187\ \text{kNm}$$

Negatif eğilme momenti (Üstte Çekme)

$$(-)\ M_{pa} = 273\ \text{kNm}$$

3.4.2.2. Kolonlar için plastik kesit tanımlanması

Yönetmelik 7.6.4.4'e göre kolonlar için etkileşim diyagramları (akma çizgileri) örnek 1S1 kolonu için (Bkz. Şekil 3.7) aşağıdaki şekildeki gibi çizilmiştir.



Şekil 3.13. 1S1 kolonun P-M etkileşim diyagramı (pekleşmesiz)

3.4.3. Artımsal eşdeğer deprem yükü yöntemi ile itme analizi

3.4.3.1. Düşey yükler altında doğrusal olmayan statik analiz

Yönetmelik 7.6.5.1'e göre artımsal itme analizinden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılmıştır. Bu analizin sonuçları, artımsal itme analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınmıştır. Doğrusal olmayan statik analiz hesabında düşey yükler aşağıdaki gibi dikkate alınmıştır.

Düşey yük kombinasyonu: $G+nQ = G + 0.3Q$

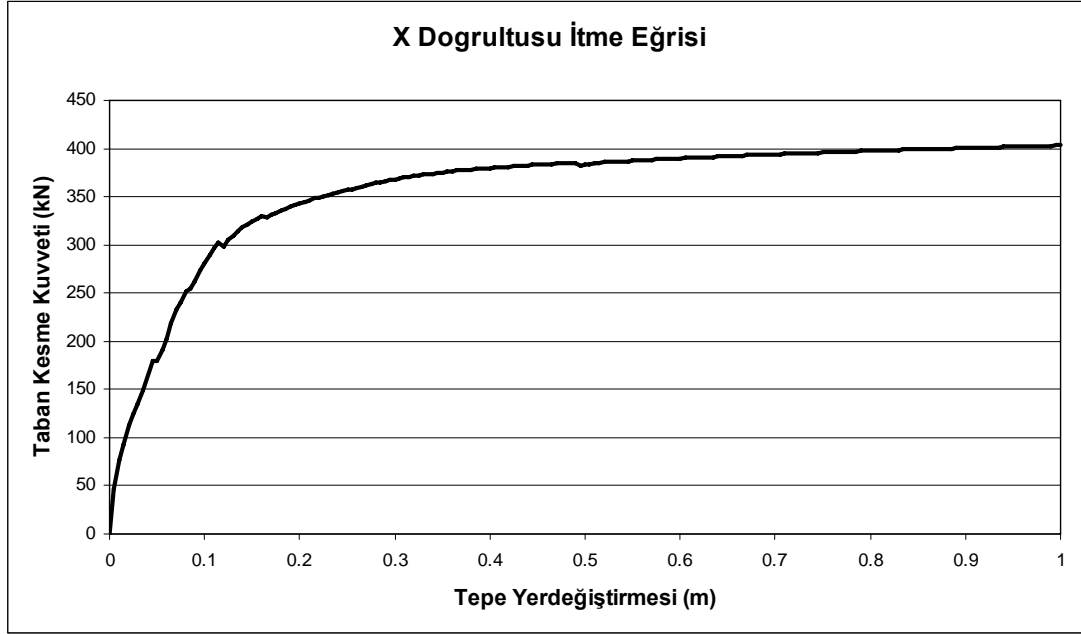
3.4.3.2. Artımsal eşdeğer deprem yükü yönteminin kullanılabilirliği

Yönetmelik 7.6.5.2'ye göre Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nin kullanılabilmesi için, binanın toplam kat sayısı 8'i aşmadığından ve ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayıları bütün katlarda $\eta_{bi} < 1.4$ koşulunu sağladığından (bina planda her iki ana eksene göre simetrik olduğundan bütün katlarda $\eta_{bi} = 1$ 'dir), yönetmelik 7.6.5.2'ye göre "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi" ile itme analizi uygulanabilir denmiştir. Göz önüne alınan deprem doğrultusunda mevcut binanın, doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hakim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina külesine oranı 0.95 olarak bulunmuştur. Bulunan bu oranın yönetmelikteki 0.70'ten büyük olma şartını sağladığı için "Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü" uygulanabilir denmiştir.

3.4.3.3. Artımsal itme analizi

Artımsal itme analizi sırasında, eşdeğer deprem yükü dağılımının, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayımı yapılmıştır (Yönetmelik 7.6.5.3).

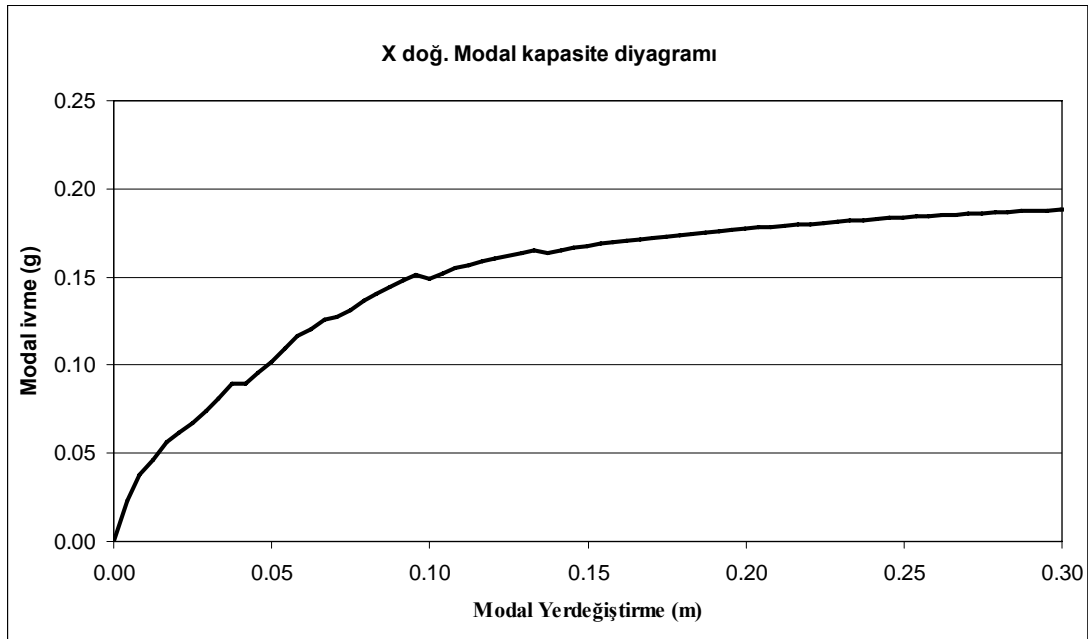
Buna göre, ele alınan tipik çerçevenin birinci doğal titreşim modu ile orantılı olarak katlara gelen yükler altında yapılan itme analizinden elde edilen itme eğrisi SeismoStruct programından aşağıdaki şekildeki gibi elde edilmiştir.



Şekil 3.14. Tipik çerçevenin X doğrultusu (Klasik) itme eğrisi

3.4.3.4. Modal kapasite diyagramının elde edilmesi

Şekil 3.14'te elde edilen itme eğrisi yönetmelik 7.6.5.4'teki a ve b maddelerindeki bağıntılar kullanılarak modal kapasite diyagramına dönüştürülmüştür.



Şekil 3.15. Tipik çerçevenin X doğrultusu modal kapasite diyagramı

3.4.3.5. Modal yerdeğiştirme isteminin hesabı

Hesap yapılan doğru için modal yerdeğiştirme istemi aşağıdaki bağıntılar kullanılarak hesaplanmıştır (Yönetmelik 7.6.5.6).

$$d_1^{(p)} = S_{di1}$$

Yönetmelik 7C.1'e göre doğrusal elastik olmayan (nonlinear) spektral yerdeğiştirme S_{di1} , aşağıdaki bağıntılar yardımıyla hesaplanmıştır.

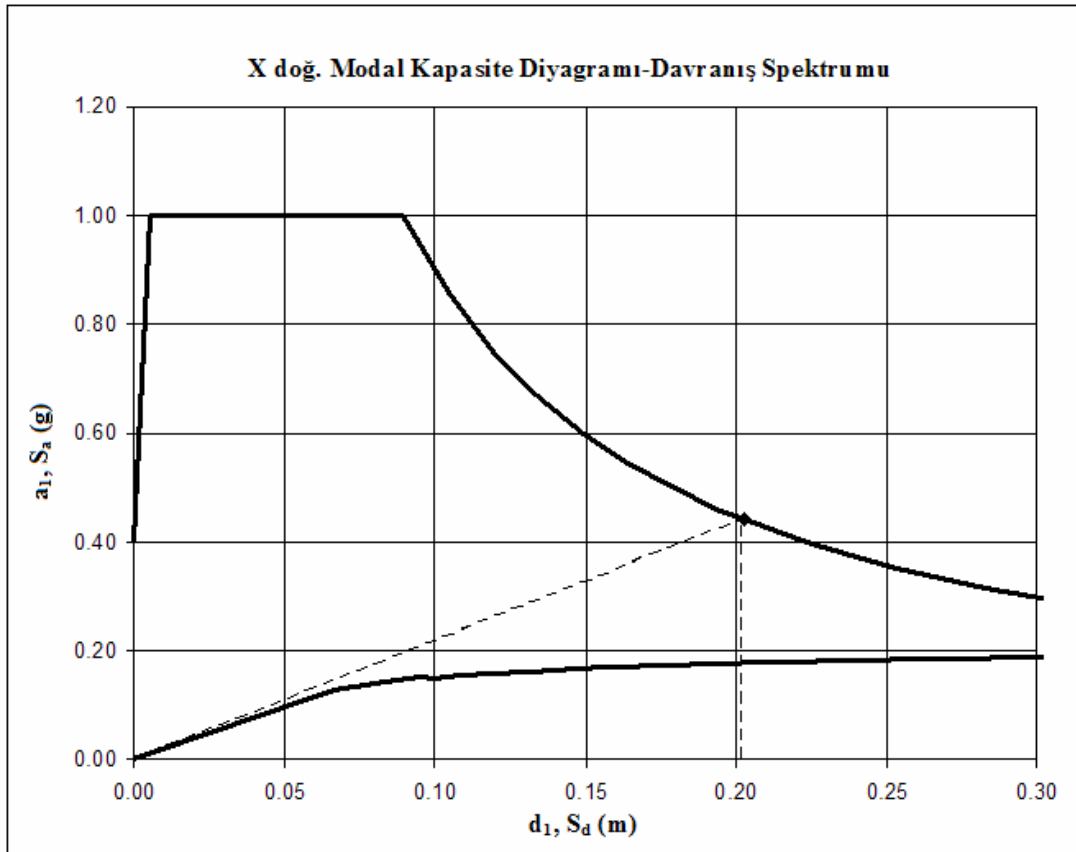
$$S_{di1} = C_{R1} S_{de1}$$

$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2}$$

$$S_{ae1} = 4.326 \text{ m/s}^2$$

$$(\omega_1^{(1)})^2 = 21.34 \text{ m/s}^2 \text{ buradan}$$

$$S_{de1} = 0.202 \text{ m olarak bulunmuştur (Şekil 3.16).}$$



Şekil 3.16. X doğrultusu modal kapasite diyagramı-davranış spektrumu

Yönetmelik 7C.2.1'e göre $T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B 'ye eşit veya daha uzun olması durumunda spektral yerdeğiştirme oranı:

$$T_1^{(1)} = 1.36 \text{ s} > T_B = 0.6 \text{ s olduğu için,}$$

$$C_{R1} = 1 \text{ dolayısıyla,}$$

$$d_1^{(p)} = S_{d1} = 1 * 0.202 = 0.202 \text{ m olarak hesaplanmıştır.}$$

Yönetmelik 7.6.5.7'ye göre X deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirme istemi

$u_{xN1}^{(p)}$ aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

$$u_{xN1}^{(p)} = \Phi_{xN1} \Gamma_{x1} d_1^{(p)}$$

$$u_{xN1}^{(p)} = 0.0845 * 14.22 * 0.202 = 0.243 \text{ m}$$

Binanın tepe yerdeğiştirmesi istemi olan 0.243 m'ye eşit olana kadar itme analizi tekrarlanmış ve bu değere karşı gelen tüm istem büyüklükleri bir sonraki bölümde gösterildiği gibi hesaplanmıştır.

3.4.4. Kirişler için birim Şekil değiştirme istemlerinin hesabı

Binanın ele alınan çerçevesinde yapılan itme analizi sonucunda kirişlerde oluşan plastik kesitlere ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşılık gelen plastik eğrilik istemleri aşağıdaki formül yardımıyla hesaplanmıştır (Yönetmelik 7.6.8.1).

$$\Phi_p = \frac{\theta_p}{L_p}$$

Analizi yapılan binada bütün kirişler 60 cm yüksekliğindedir, bu nedenle L_p boyu $0.60/2 = 0.30$ m olarak alınmıştır (Yönetmelik 7.6.4.1). Kesitte eşdeğer akma eğriliği kesit analizi sonucu elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi yardımıyla bulunmuştur. Buradan toplam eğrilik aşağıdaki denklem yardımıyla hesaplanmıştır (Yönetmelik 7.6.8.2).

$$\Phi_t = \Phi_y + \Phi_p$$

İlgili kesite ait kesit analizinden elde edilen moment-eğrilik ilişkisine gidilerek toplam eğrilik istemine karşı gelen beton ve donatı çeliğine ait birim Őekildeęiřtirmeler elde edilmiştir. Elde edilen birim Şekil değiştirmeler daha sonra birim Şekildeğiştirme kapasiteleri ile karşılaştırılarak hasar durumu belirlenmiştir.

3.4.4.1 K101 kirişi için örnek hesap

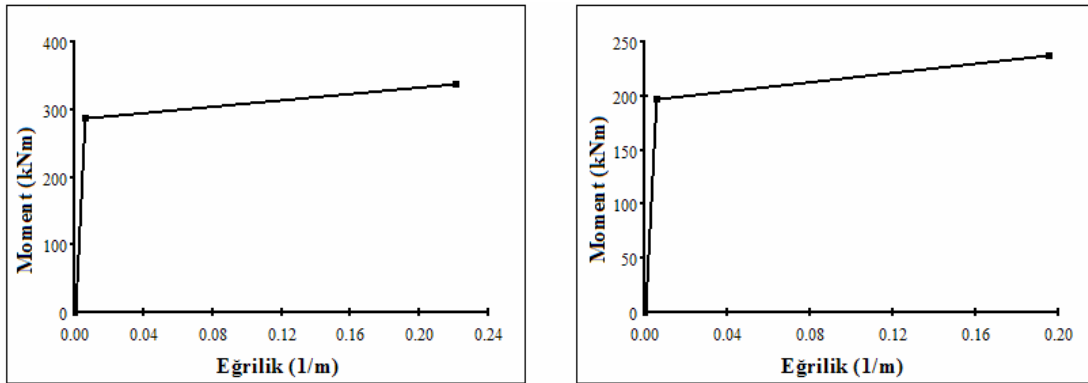
Kirişin kesitindeki eşdeğer akma eğriliği değerinin bulunması için bir eksenli eğilme analizi yapılmıştır. Bu analizde dikkate alınan malzeme modelleri aşağıda özetlenmiştir.

Eğilme analizi için kullanılan malzeme modelleri Bilgilendirme Eki Yönetmelik 7.B.1'e göre dikkate alınmıştır. Kirişlerde enine donatı ile çevrelenen beton sargılı ve enine donatının dışında kalan kabuk betonu sargısız beton ile modellenmiştir.

Beton ezilme birim kısalması $\epsilon_c = 0.004$, dağılma birim kısalması $\epsilon_c = 0.005$, maksimum gerilmeye karşılık gelen beton birim kısalması 0.002 alınmış, sargısız beton dayanımı ise 20 MPa alınmıştır. Sargılı beton için maksimum basınç birim şekildeğiştirilmesi $\epsilon_{cu} = 0.02$, sargılı beton dayanımı $f_{cc} = 22.79$ MPa bulunmuştur.

Çelikte akma birim uzaması $\epsilon_{sy} = 0.0021$, pekleşme başlangıcındaki çelik birim uzaması $\epsilon_{sh}=0.008$, kopma birim uzaması $\epsilon_{su} = 0.1$ olarak alınmış, çelik akma dayanımı $f_{sy} = 420$ MPa, çelik kopma dayanımı $f_{su} = 550$ MPa olarak kullanılmıştır.

Yukarıda tanımlanan malzeme modelleri kullanılarak kesitin pozitif ve negatif eğilme yönleri için elde edilen moment-eğrilik diyagramları, akma eğriliği değerlerinin hesaplanabilmesi için iki doğrudan oluşacak şekilde idealleştirilmiştir. Bu diyagramlar aşağıdaki şekillerde görülmektedir. İdealleştirme, orijinal diyagramın ve idealleştirilmiş diyagramların altında kalan alanlar eşit olacak şekilde yapılmıştır.



Şekil 3.17. Pozitif ve negatif moment-eğrilik ilişkileri ve idealizasyonları

Yukarıda özetlenen idealizasyon sonucunda akma eğriliği ve momentleri için aşağıdaki değerler bulunmuştur.

Pozitif eğilme momenti altında

$$\Phi_y = 0.0063 \text{ rad/m}, M_y = 187 \text{ kNm}$$

Negatif eğilme momenti altında

$$\Phi_y = 0.0058 \text{ rad/m}, M_y = 273 \text{ kNm}$$

X doğrultusunda itme analizi sonucunda elde edilen plastik dönme değeri;

$$\Theta_p = 0.01083 \text{ rad}$$

$$\Phi_p = \Theta_p / L_p = 0.01083 / 0.3 = 0.03609 \text{ rad/m}$$

$$\Phi_y = 0.0063 \text{ rad/m,}$$

$$\Phi_t = 0.0063 + 0.03609 = 0.04239 \text{ rad/m}$$

Moment eğrilik ilişkisinden bu değere karşılık gelen beton basınç birim şekil değiştirmesi ve donatı çeliğinde birim şekildeğiştirmesi

$$\varepsilon_{cu} = 0.003203$$

$$\varepsilon_s = 0.02087 \text{ olarak bulunmuştur.}$$

Yönetmelik 7.6.9'a göre

$$\varepsilon_{cu} = 0.003203 < (\varepsilon_{cu})_{MN} = 0.0035,$$

$$(\varepsilon_s)_{MN} = 0.01 < \varepsilon_s = 0.02087 < (\varepsilon_s)_{GV} = 0.04$$

Kesitteki hasar durumunun, kesit minimum hasar sınırı ile kesit güvenlik sınırı arasında (belirgin hasar bölgesinde) kaldığı görülmüştür.

3.4.4.2 Örnek kirişteki kesme kapasitesi kontrolü

Yönetmelik 7.6.11.1'e göre kolon-kiriş birleşim bölgeleri dışında tüm betonarme taşıyıcı sistem elemanlarının gevrek kırılma kontrollerinde kullanılacak kesme kuvveti dayanımları TS-500'e göre $V_r = 305.54 \text{ kN}$ (Bkz. 3.3.3.4) olarak hesaplanmıştır.

Kesitin kesme kuvveti istemi, yapılan itme analizinden $V = 129.32 \text{ kN}$ olarak elde edilmiştir.

$V_r = 305.54 \text{ kN} > V = 129.32 \text{ kN}$ olduğu için kesitin kesme kuvveti kapasitesi açısından yeterli olduğu görülmüştür.

3.4.5. Kolonlar için birim şekildeğiştirme istemlerinin hesabı

Binada yapılan itme analizi sonucunda kolonlarda oluşan plastik kesitlere ait plastik dönme istemleri ve bunlara karşılık gelen plastik eğrilik istemleri aşağıdaki şekilde hesaplanmıştır (Yönetmelik 7.6.8.1).

$$\Phi_p = \frac{\theta_p}{L_p}$$

Analizi yapılan binada kolonlara ait L_p boyu, ilgili kolonun itme analizi doğrultusunda çalışan boyutunun yarısı olarak alınmıştır (Yönetmelik 7.6.4.1). Örnek kolonumuz 40x50 cm boyutunda olduğu için plastik mafsal boyu, $L_p = 50/2 = 25$ cm olarak dikkate alınmıştır. Buradan toplam eğrilik aşağıdaki denklem yardımıyla hesaplanmıştır.

Kesitte eşdeğer akma eğriliği, aksenal kuvvet istemi altında yapılan kesit analizi sonucunda elde edilen iki doğrulu moment-eğrilik ilişkisi yardımıyla bulunmuştur. Akma eğriliği plastik eğrilik istemi ile toplanarak toplam eğrilik istemi elde edilmiştir (Yönetmelik 7.6.8.2).

$$\Phi_t = \Phi_y + \Phi_p$$

Kesitte hasar durumunun pratik bir yolla belirlenmesi için yönetmelik 7.6.9.2'de beton ve çelik için tanımlanan kesit birim şekildeğiştirme kapasitelerine karşı gelen normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramları kullanılmıştır.

Normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramları aşağıda açıklandığı şekilde elde edilmiştir. Her normal kuvvet seviyesi için yukarıda belirtilen malzeme modelleri kullanılarak moment-eğrilik ilişkileri elde edilmiştir. Bu şekilde belirli bir hasar seviyesi için her bir normal kuvvete karşı gelen toplam eğrilik değerleri elde edilmiştir. İlgili kesite ait toplam eğrilik istemi ile normal kuvvet istemi bu diyagramın içine konulduğunda bu kesitin hangi hasar sınırları arasında kaldığı net olarak görülmüştür.

3.4.5.1. 1S1 kolonu için örnek hesap

X doğrultusunda itme analizi sonucunda ilgili kolonda elde edilen plastik dönme istemi;

$$\Theta_p = 0.00586 \text{ rad}$$

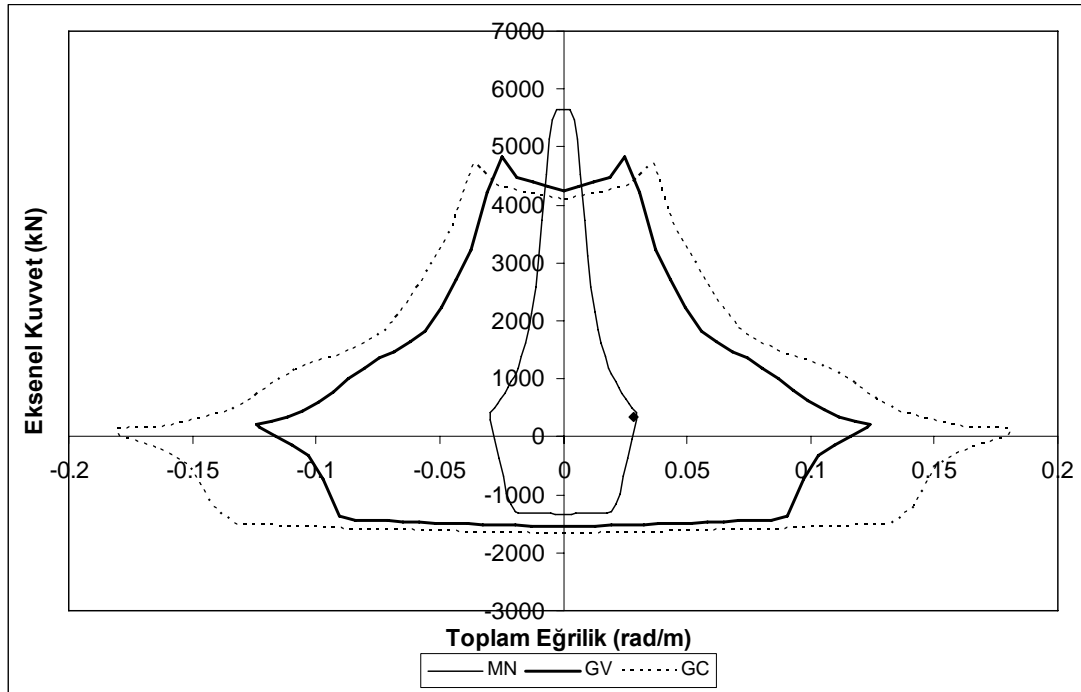
$$\Phi_p = \Theta_p / L_p = 0.00586 / 0.25 = 0.01955 \text{ rad/m}$$

Örnek kolon kesiti için aksenal kuvvet istemi (X doğrultusunda bina talep deplasmanına ulaştığında elde edilmiş olan kolon aksenal kuvveti) altında hesaplanan moment-eğrilik ilişkisi kullanılarak eşdeğer akma eğriliği aşağıdaki şekilde bulunmuştur.

Eksenal kuvvet istemi : $N = 348.09 \text{ kN}$ (basınç)

Akma eğriliği : $\Phi_y = 0.0086 \text{ rad/m}$

Toplam eğrilik istemi: $\Phi_t = 0,0086 + 0.01955 = 0.02815 \text{ rad/m}$ olarak hesaplanmıştır.



Şekil 3.18. Örnek kolona ait her üç hasar durumu için çizilen aksenal kuvvet-toplam eğrilik diyagramı

Yukarıdaki normal kuvvet-toplam eğrilik diyagramından görüldüğü üzere, bu kesit için aksenal yük istemine karşılık gelen toplam eğrilik MN hasar durumu için çizilen diyagramın içinde kalmıştır. Dolayısıyla bu kolonun alt ucundaki plastik kesit için hasar durumu Kesit Minimum Hasar Sınırı (MN) yani minimum hasar bölgesinde kalmıştır (Yönetmelik 7.3.3).

3.4.5.2 Örnek kolondaki kesme kapasitesi kontrolü

Betonun katkısı:

$$\gamma = 0.07$$

$$N = 348.09 \text{ kN}$$

$V_c = 0.8 * 0.65 f_{ctm} b_w d (1 + \gamma N / A_c)$ formülü ile,

$$V_c = 0.8 * 0.65 * 1.6 * 400 * 450 * (1 + 0.07 * 348.09 / (400 * 500)) = 149780 \text{ N}$$

Enine donatının katkısı:

$$V_w = 189945 \text{ N}$$

Kesme kuvveti istemi $V = 60.55 \text{ kN}$

$V_r = V_c + V_w = 339.73 \text{ kN} > 60.55 \text{ kN}$ şartı sağlandığı için örnek kolonun kesme kapasitesi açısından yeterli olduğu görülmüştür.

3.4.6. Birleşim bölgelerinin kesme kontrolü

Doğrusal olmayan elastik yöntemde birleşim bölgelerinin kesme kontrolü yapılırken yönetmelik 7.6.11.2'deki esaslara uyulmuştur. Buna göre elastik yöntemden farklı olarak (Yönetmelik 3.5.2.1) Denk.(3.11)'de kesme etkisinin hesabında kullanılan V_{kol} yerine doğrusal olmayan analizde ilgili kolon için hesaplanan kesme kuvveti istemi kullanılmıştır.

$V_r = 0.45 * 400 * 500 * 20 = 1800$ kN olarak hesaplanmıştı (Bkz. 3.3.7.5).

Kesit kesme etkisi, yönetmelik 3.5.2.1'e göre $V_e = 1.25 f_{ym} (A_{s1} + A_{s2}) - V_{e(kol)}$ formülü ile hesaplanmıştır. Örnek birleşimimizde (şekil 3.11) $A_{s1} = 0$, $A_{s2} = 829$ mm² ve $f_{ym} = 420$ MPa alınmıştır. 1S1 kolonu için $V_{e(kol)} = V_{istem} = 60.55$ kN, 2S1 kolonu için $V_{e(kol)} = V_{istem} = 73.38$ kN'dur. Hesapta yönetmeliğe göre minimum değer alınacağından, $V_{e(kol)} = \min(60.55 ; 73.38) = 60.55$ kN olarak alınmıştır.

$V_e = 1.25 * 420 * (0 + 829) / 1000 - 60.55 = 374.68$ kN olarak hesaplanmıştır.

$V_e < V_r$ olduğu için örnek birleşim bölgesinin kesme bakımından güvenli olduğu görölmüştür.

BÖLÜM 4. SONUÇ VE ÖNERİLER

Yapıların deprem yükleri altındaki gerçek davranışları ve buna bağlı kesit etkileri tasarım açısından oldukça önemlidir. Bu gereksinme sonucunda yapıların her iki türlü (lineer ve nonlineer) davranışının da dikkate alındığı performansa dayalı tasarım yöntemleri ön plana çıkmaktadır. Bu çalışmada yeni deprem yönetmeliğimizde yer alan performans yöntemlerine göre mevcut bir yapının performansının belirlenmesine çalışılmıştır. Uygulanan performans yöntemlerinin sonuçlarını elde etmek için, DBYBHY-2007 Bölüm 7.7’de yer alan ilgili hasar düzeyleri için verilen şartlar dikkate alınmıştır.

Çalışmada ele alınan mevcut yapının ilk olarak doğrusal elastik yöntemle göre performansının belirlenmesine çalışılmıştır. Söz konusu yapının deprem performansı seviyesi, yapı konut olduğu için DBYBHY-2007’e göre can güvenliği olarak seçilmiştir.

Yönetmeliğin ilgili maddesindeki şartların, ele alınan mevcut taşıyıcı sistemde doğrusal elastik performans çözümünde nasıl gerçekleştiğini görmek için aşağıda verilen Tablo 4.1’den yararlanılmıştır. Tablodaki değerler, çalışmamızın Ek-A bölümünde yer alan kiriş ve kolonlar için her bir deprem doğrultusu için bulunan performans grafiklerinden alınmıştır.

Tablo 4.1. Doğrusal elastik yöntemde “Can Güvenliği” performans düzeyini sağlamayan taşıyıcı sistem elemanlarının durumu

Kat	+ X Yönü		- X Yönü	
	Sağlamayan Kirişler (%)	Sağlamayan Kolonlar (%)	Sağlamayan Kirişler (%)	Sağlamayan Kolonlar (%)
6	0	0	0	0
5	0	0	0	0
4	0	0	0	0
3	33	0	33	0
2	100	0	100	0
1	66	0	66	0

Yönetmelikte ilgili maddede söz konusu performans düzeyinde her bir kat ve doğrultudaki kirişlerin en fazla %30'unun ileri hasar bölgesine geçeceği söylenmiştir. Yukarıdaki Tablo 4.1'den anlaşılacağı üzere ele alınan yapıda kirişler bu şartı sağlamadığı için, yapının ilgili yöntemde öngörülen can güvenliği performans seviyesini sağlamadığı görülmüştür.

Çalışmada daha sonra, ele alınan mevcut yapının doğrusal elastik olmayan yöneme göre performansının belirlenmesine çalışılmıştır. Söz konusu yapının deprem performansı seviyesi, elastik yöntemde olduğu gibi can güvenliği olarak seçilmiştir.

Yönetmeliğin ilgili maddesindeki şartların, ele alınan mevcut taşıyıcı sistemde doğrusal elastik olmayan performans çözümünde, kirişler için nasıl gerçekleştiğini görmek için aşağıdaki Tablo 4.2'den yararlanılmıştır. Tablodaki değerler, çalışmanın Ek-B bölümünde yer alan kirişler için yapılan performans tablolarından alınmıştır.

Tablo 4.2. Doğrusal elastik olmayan yöntemde “Hemen Kullanım” ve “Can Güvenliği” performans düzeyini sağlamayan taşıyıcı sistem elemanlarının durumu

Kat	Sağlamayan Kirişler (MN) (%)	Sağlamayan Kirişler (GV) (%)
6	0	0
5	0	0
4	0	0
3	0	0
2	66	0
1	100	0

Kolonlarda ise ilgili yöntemdeki performans değerlendirmesi, çalışmanın Ek-B bölümünde verilen eksenel kuvvet-toplam eğrilik diyagramlarından yararlanılarak yapılmıştır.

İlgili diyagramlardan sadece zemin kat kolonlarının alt uçlarında oluşan kesitlerin, hemen kullanım performans seviyesini (minimum hasar bölgesi) geçtiği görülmüştür. Ele alınan mevcut taşıyıcı sistemde hiçbir kolonun alt ve üst kesitinin minimum hasar bölgesini geçtiği görülmediği için, Yönetmelik 7.7.3.c’de verilen sınır şartının (sağlamayan kolon kesme kuvvetlerinin toplamının, toplam kat kesme kuvvetine oranı) sağlandığı görülmüştür.

Yukarıda verilen sonuçlar ışığında ele alınan mevcut yapının doğrusal elastik yöntemde can güvenliği performans düzeyini sağlamadığı, diğer taraftan yapının nonlineer davranışını esas alan doğrusal elastik olmayan yöntemde ise aynı performans düzeyini sağladığı görülmüştür.

Sonuç olarak, iki yöntem arasındaki performans farklılığının, yönetmelikte de bahsedildiği üzere iki yöntemin yaklaşım farkından ileri geldiği fikri benimsenmiştir.

Buna ek olarak her iki yöntemde de var olan, özellikle doğrusal elastik yöntemden elde edilen sonuçların (kapasite/sınır) aslında aşırı rakamsal olduğu ve sınır değerlere yakınlık derecelerinin çok göreceli olabileceği gözlenmiştir. Ve bu sonuç farkının, değerlere bağımlı oluşunun performans sonucunu kolayca değiştirebilirliği gündeme gelmiştir.

Tüm bunların dışında yönetmelikte açıklanan “Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi” ile itme analizinin en önemli sakıncasının, taşıyıcı sistemin deprem davranışının sadece birinci (deprem doğrultusunda hakim) doğal titreşim modundaki davranıştan ibaret olduğunu varsaymasıdır. Bu nedenle yöntemin, çok katlı olmayan ve deprem doğrultusuna göre planda simetrik veya simetriğe yakın olan binalarda uygulanması önerilmiştir [1].

Aksi durumda yönetmelikte yer alan “Artımsal Mod Birleştirme Yönteminin” kullanılması söylenmiştir [1].

KAYNAKLAR

- [1] “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY-2007), T.C. Bayındırlık ve İskan Bakanlığı.
- [2] GÜLKAN, P., SÖZEN, M., “İnelastic response of Reinforced Concrete Structures to Eartquake Motions.” , pp.604-610, ACI Journal, 1974.
- [3] SHİBATA, A., and M. A. Sozen, (1976), Substitute-Structure Method for Seismic Design in R/C, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 102, No. ST1, January, pp. 1-18.
- [4] PRIESTLEY, M. J. N. (1993) Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality, Bulletin, NZ National Society for Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. 26, No. 3, pp. 329-341.
- [5] PRIESTLEY, M. J. N. and M. J. Kowalsky (2000) Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. Bulletin, NZ National Society for Earthquake Engineering, New Zealand, Vol. 33, No. 4, pp. 421–444.
- [6] PRIESTLEY, M. J. N. (2003) Myths and Fallacies in Earthquake Engineering, Revisited, The Mallet Milne Lecture, IUSS Press, Pavia, Italy.
- [7] SAİİDİ, M. and M.A. Sözen (1981) Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures, Journal of Structural Division, ASCE, Vol. 107, 937-952.
- [8] FAJFAR, P. and M. Fischinger, (1988) N2-A method for non-linear seismic analysis of regular buildings, Proceedings, 9th World Conference on Earthquake Engineering, Proceedings Book, Tokyo-Kyoto, Japan, Paper 7-3-2.
- [9] FREEMAN, S.A. (2005) Performance Based Earthquake Engineering During the Last 40 Years, Earthquake Engineering: Essentials and Applications Workshops, EERC METU, July, Ankara.
- [10] MOGHADAM, A. S. (2002) A pushover procedure for tall buildings. Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering, London, United Kingdom, Paper No. 395.

- [11] BRACCI, J.M., S.K. Kunnath and A.M. Reinhorn (1997) Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 123, pp. 3-10.
- [12] GUPTA, B. and S.K. Kunnath (2000) Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. Earthquake Spectra 16(2), 367–391.
- [13] ELNASHAI, A. S. (2001) Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. Structural Engineering and Mechanics Vol. 12, No. 1, pp. 51-69.
- [14] PAPANIKOLAOU, V. K. and A. S. Elnashai, (2005) Evaluation of Conventional and Adaptive Pushover Analysis I: Methodology. Journal of Earthquake Engineering, Vol. 9, No. 6, pp. 923–941.
- [15] PAPANIKOLAOU, V. K. and A. S. Elnashai, (2006) Evaluation of Conventional and Adaptive Pushover Analysis II: Comparative Results. Journal of Earthquake Engineering Vol. 10, No.1, pp.127–151.
- [16] AYDİNOĞLU, M.N., (2003) An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral deformation for multi-mode seismic evaluation, Bulletin of Earthquake Engineering, Vol. 1, No. 1, pp. 3-36.
- [17] SUCUOĞLU, M.Günay, “Equivalent Linearization Methods In Displacement based Performance Analysis”, Earthquake Engineering Research Center Middle East Technical University July 18 – 20, 2005.
- [18] SEİSMOSOFT (2006) SeismoStruct - A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures (online). Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- [19] ERSOY, ÖZCEBE., “ Betonarme Temel İlkeler ve Taşıma Gücü Hesabı ”, Evrim Yayınevi, İstanbul, 2001.
- [20] KUTANİS, Statik İtme Analizi Yöntemlerinin Performanslarının Değerlendirilmesi YOGS 7-8 Aralık 2006 Pamukkale-DENİZLİ
- [21] AYDİNOĞLU, M.N., Deprem Yönetmeliği Pilot Eğitimi Kasım-2006
- [22] CHOPRA, A.K. and R.K. Goel (2001) A Modal Pushover Analysis Procedure to Estimating Seismic Demands for Buildings: Theory and Preliminary Evaluation. PERR Report 2001/03, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley

EKLER

Ek A. Doğrusal Elastik Yönteme Ait Sonuçlar

A.1. Giriş

Bu bölümde, doğrusal elastik yönteme ait örnek sayısal uygulamaların tümüne ait sonuçlar tablolar ve şekiller halinde sunulmuştur.

A.2. Kirişlerin moment ve artık moment kapasiteleri

Kirişlere ait moment kapasiteleri sunulmadan önce, bu kapasitelerin bulunmasında kullanılan kirişlere ait donatı düzenleri tablo halinde verilmiştir. Ardından da bahsedilen moment kapasiteleri tablo halinde sunulmuştur.

Tablo A.1. Ele alınan çerçevedeki kirişlerin donatı düzeni

	Sol Mesnet		Açıklık		Sağ Mesnet	
	Alt	Üst	Alt	Üst	Alt	Üst
K601	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 12+2- ϕ 14
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K602	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 12+2- ϕ 14	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 12+2- ϕ 14
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K603	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 12+2- ϕ 14	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 12	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 14
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K501	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 16+1- ϕ 12	3 - ϕ 12	2 - ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+2- ϕ 12
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K502	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+2- ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+2- ϕ 12
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K503	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+2- ϕ 12	3 - ϕ 12	2 - ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 16+1- ϕ 12
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K401	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 16+1- ϕ 14	3 - ϕ 12	2 - ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+2- ϕ 12
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K402	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+2- ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+2- ϕ 12
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K403	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+2- ϕ 12	3 - ϕ 12	2 - ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 16+1- ϕ 14
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K301	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 16+2- ϕ 12	3 - ϕ 12	2 - ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 18	2- ϕ 16+2- ϕ 12
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K302	2- ϕ 12+1- ϕ 18	2- ϕ 16+2- ϕ 14	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 18	2- ϕ 16+2- ϕ 14
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K303	2- ϕ 12+1- ϕ 18	2- ϕ 16+2- ϕ 12	3 - ϕ 12	2 - ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2- ϕ 12+2- ϕ 16
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K201	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+3- ϕ 12	3 - ϕ 12	2 - ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 18	2- ϕ 16+2- ϕ 12
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K202	2- ϕ 12+1- ϕ 18	2- ϕ 16+2- ϕ 14	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+1- ϕ 18	2- ϕ 16+2- ϕ 14
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K203	2- ϕ 12+1- ϕ 18	2- ϕ 16+2- ϕ 12	3 - ϕ 12	2 - ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 16	2- ϕ 16+3- ϕ 12
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K101	2- ϕ 12+3- ϕ 16	3- ϕ 14+3- ϕ 18	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 14	2- ϕ 12+2- ϕ 16	4- ϕ 14+2- ϕ 16
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K102	2- ϕ 12+2- ϕ 16	4- ϕ 14+2- ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 12	2- ϕ 12+2- ϕ 16	4- ϕ 14+2- ϕ 16
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	
K103	2- ϕ 12+2- ϕ 16	4- ϕ 14+2- ϕ 16	2- ϕ 12+1- ϕ 14	2 - ϕ 14	2- ϕ 12+3- ϕ 16	3- ϕ 14+3- ϕ 18
	ϕ 8-10		ϕ 8-20		ϕ 8-10	

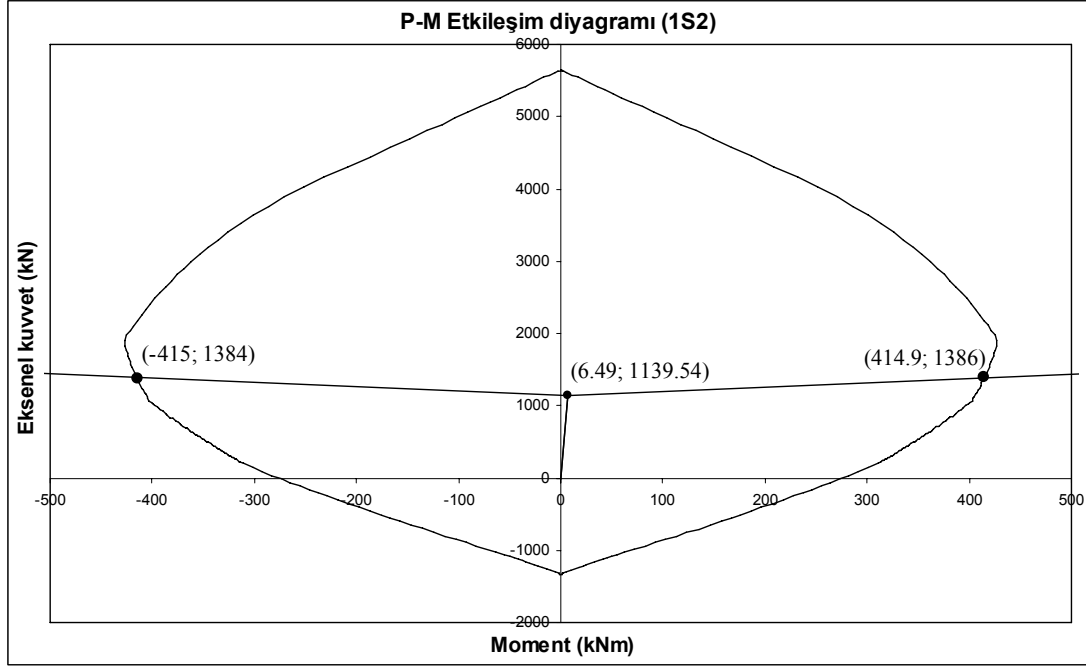
Tablo A.2. Kirişlerin her iki deprem yönündeki moment ve artık moment kapasiteleri (kNm)

Kiriş adı	$M_{K_i(alt)}$	$M_{D,i}$	$M_{A,i}$	$M_{K_j(üst)}$	$M_{D,j}$	$M_{A,j}$	$l_n(m)$
K601	52	-35.96	87.96	121	-10.08	110.92	3.50
K602	87	-50.75	137.75	121	-50.75	70.25	5.50
K603	87	-10.08	97.08	87	-35.96	51.04	3.50
K501	87	-53.13	140.13	142	-5.88	136.12	3.50
K502	97	-63.52	160.52	142	-63.52	78.48	5.50
K503	97	-5.88	102.88	117	-53.13	63.87	3.50
K401	87	-47.59	134.59	142	-5.63	136.37	3.50
K402	109	-62.92	171.92	160	-62.92	97.08	5.50
K403	97	-5.63	102.63	126	-47.59	78.41	3.50
K301	87	-45.24	132.24	142	-8.32	133.68	3.50
K302	109	-63.30	172.30	160	-63.30	96.70	5.50
K303	109	-8.32	117.32	141	-45.24	95.76	3.50
K201	97	-39.01	136.01	142	-8.30	133.70	3.50
K202	109	-63.21	172.21	160	-63.21	96.79	5.50
K203	109	-8.30	117.30	167	-39.01	127.99	3.50
K101	187	-24.28	211.28	227	-29.31	197.69	3.50
K102	142	-67.58	209.58	227	-67.58	159.42	5.50
K103	142	-29.31	171.31	273	-24.28	248.72	3.50

Kiriş adı	$M_{K_i(üst)}$	$M_{D,i}$	$M_{A,i}$	$M_{K_j(alt)}$	$M_{D,j}$	$M_{A,j}$	$l_n(m)$
K601	87	-35.96	51.04	87	-10.08	97.08	3.50
K602	121	-50.75	70.25	87	-50.75	137.75	5.50
K603	121	-10.08	110.92	52	-35.96	87.96	3.50
K501	117	-53.13	63.87	97	-5.88	102.88	3.50
K502	142	-63.52	78.48	97	-63.52	160.52	5.50
K503	142	-5.88	136.12	87	-53.13	140.13	3.50
K401	126	-47.59	78.41	97	-5.63	102.63	3.50
K402	160	-62.92	97.08	109	-62.92	171.92	5.50
K403	142	-5.63	136.37	87	-47.59	134.59	3.50
K301	141	-45.24	95.76	109	-8.32	117.32	3.50
K302	160	-63.30	96.70	109	-63.30	172.30	5.50
K303	142	-8.32	133.68	87	-45.24	132.24	3.50
K201	167	-39.01	127.99	109	-8.30	117.30	3.50
K202	160	-63.21	96.79	109	-63.21	172.21	5.50
K203	142	-8.30	133.70	97	-39.01	136.01	3.50
K101	273	-24.28	248.72	142	-29.31	171.31	3.50
K102	227	-67.58	159.42	142	-67.58	209.58	5.50
K103	227	-29.31	197.69	187	-24.28	211.28	3.50

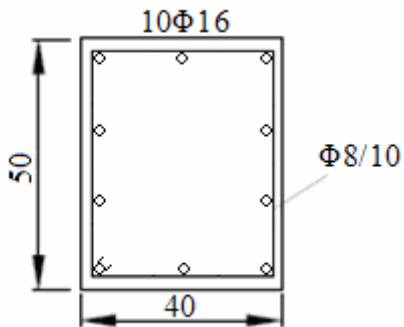
A.3. Kolonların eğilme momenti kapasiteleri

Bu bölümde yönetmeliğe göre kolonların eğilme momenti kapasitelerinin belirlenmesinde kullanılan P-M etkileşim diyagramlarına yer verilmiştir.

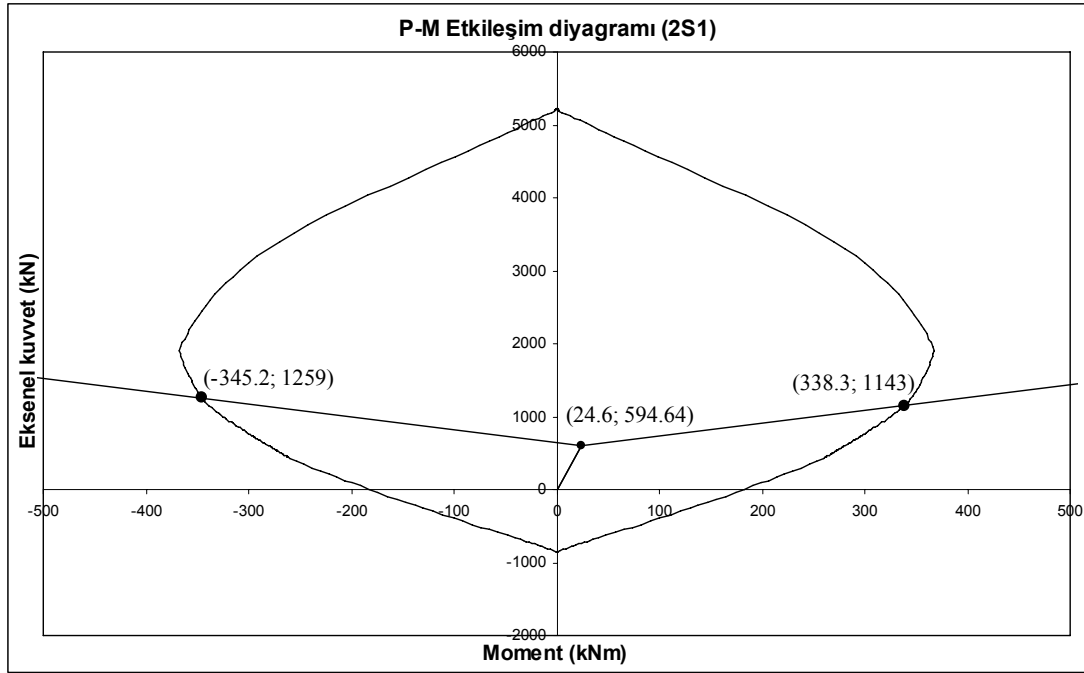


Şekil A.1. 1S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı

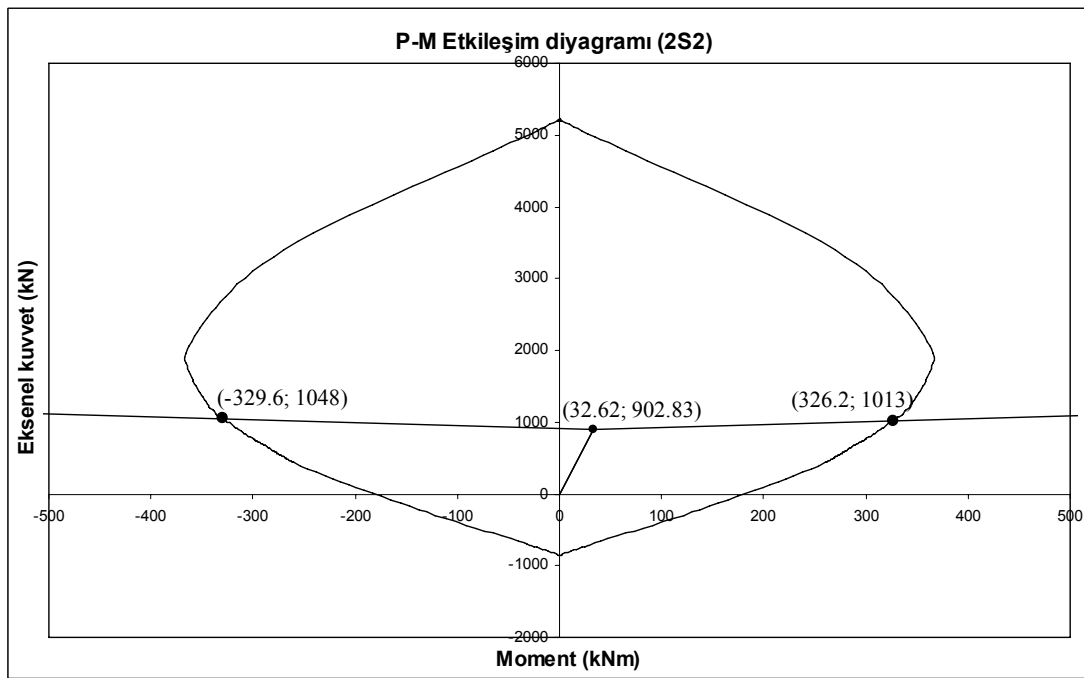
Zemin kat dışındaki kolonların donatı düzeni aşağıda gösterilmiştir.



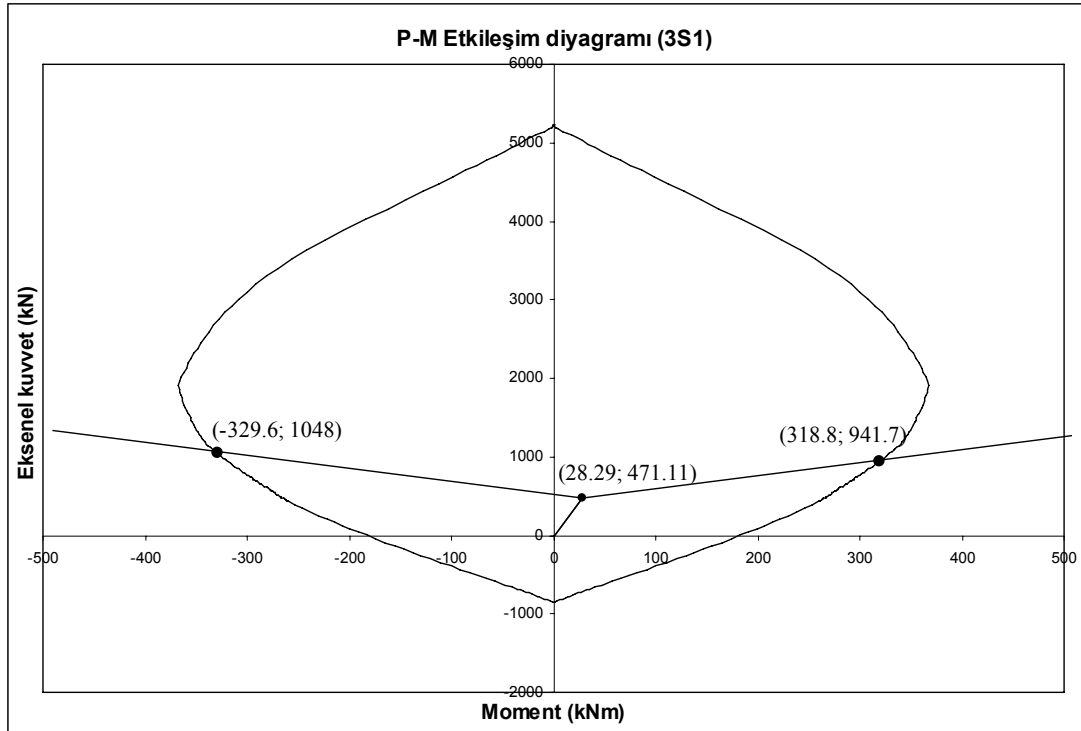
Şekil A.2. Normal kat kolonlarının donatı düzeni



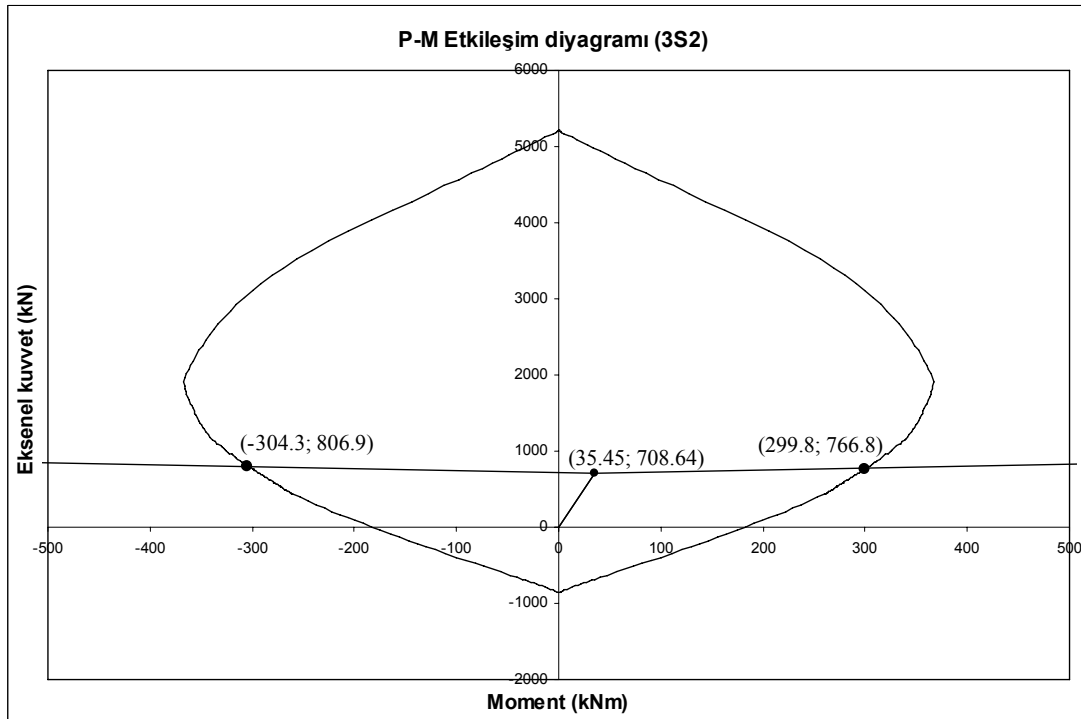
Şekil A.3. 2S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



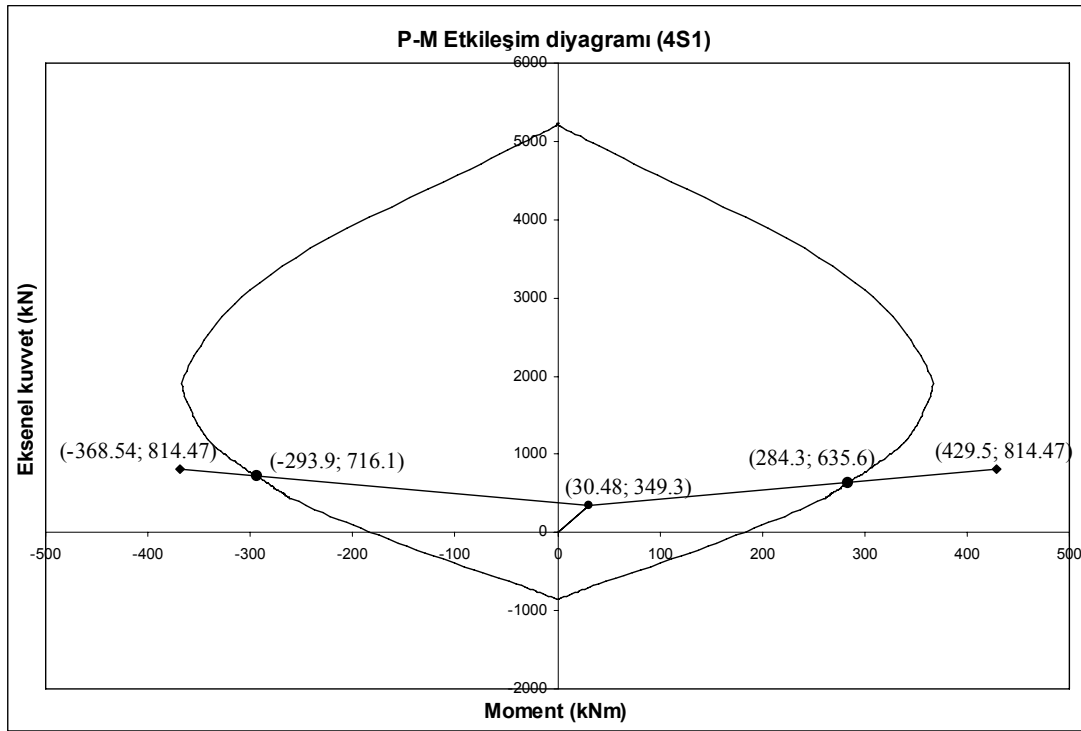
Şekil A.4. 2S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



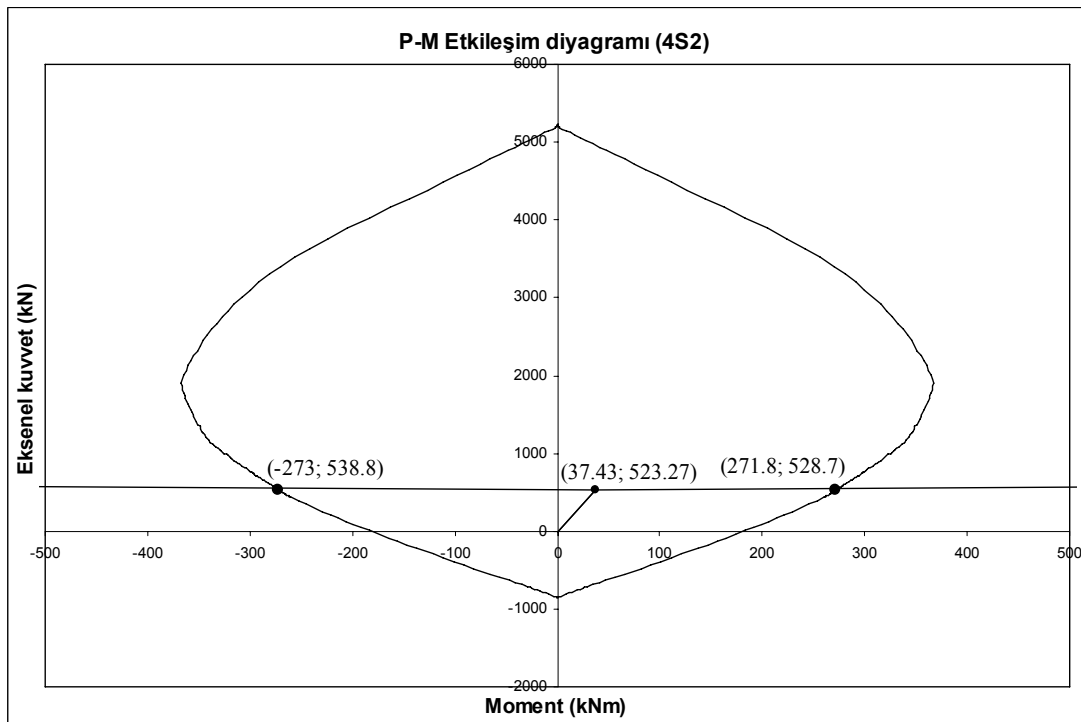
Şekil A.5. 3S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



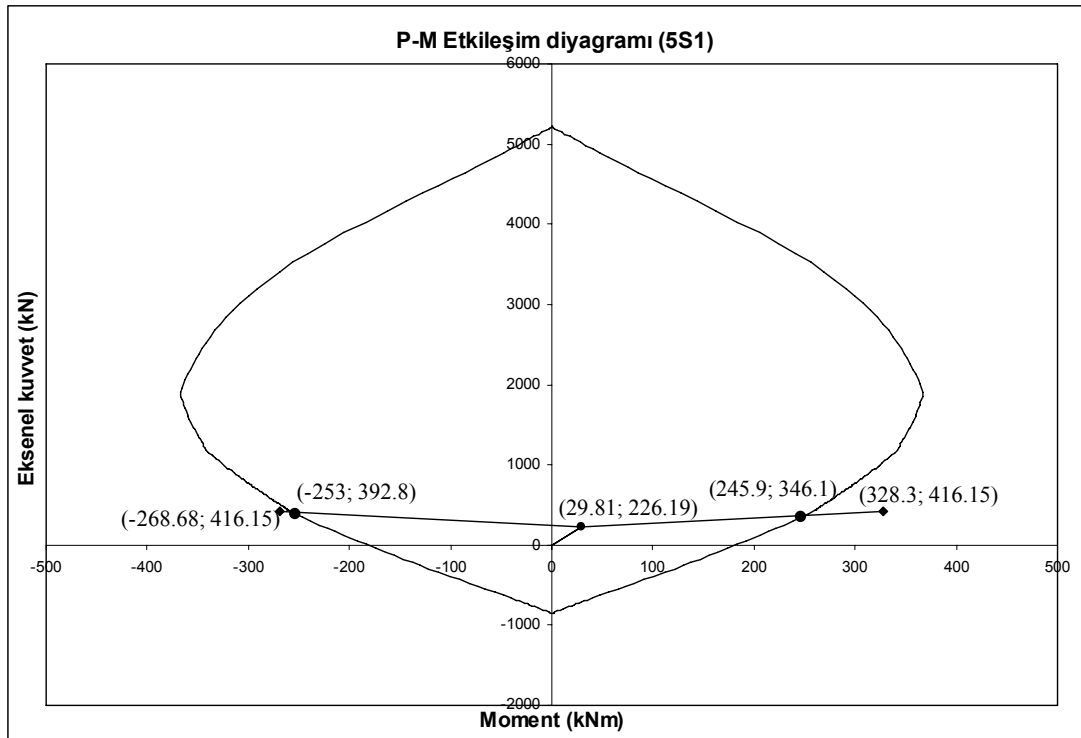
Şekil A.6. 3S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



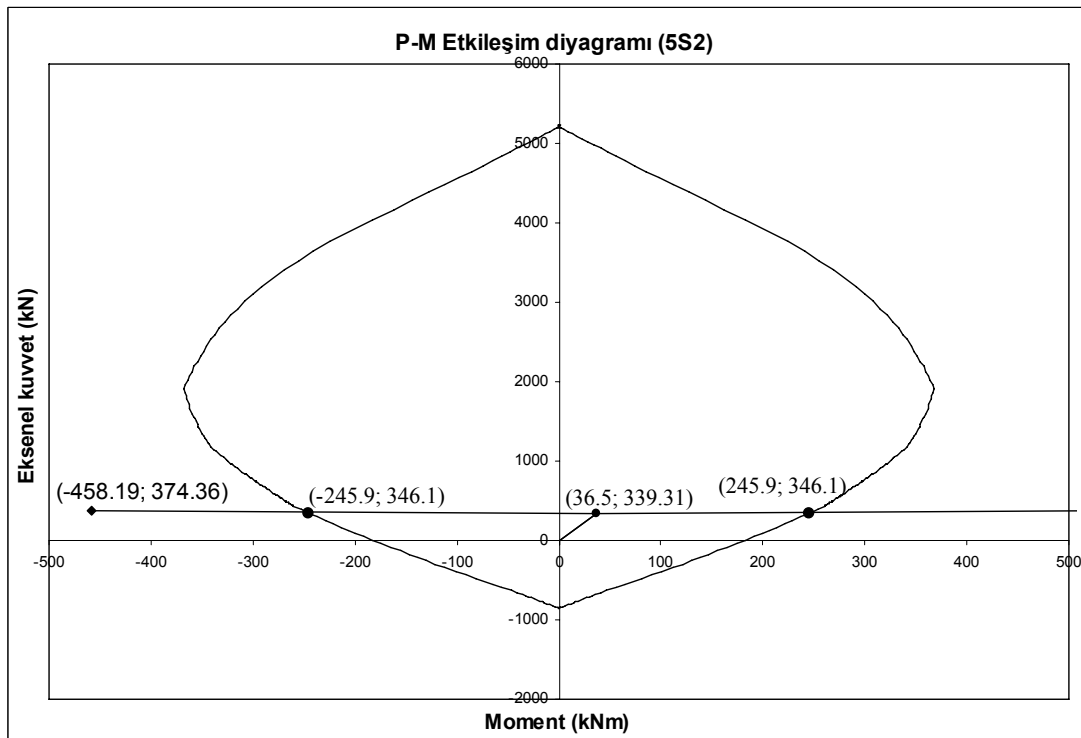
Şekil A.7. 4S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



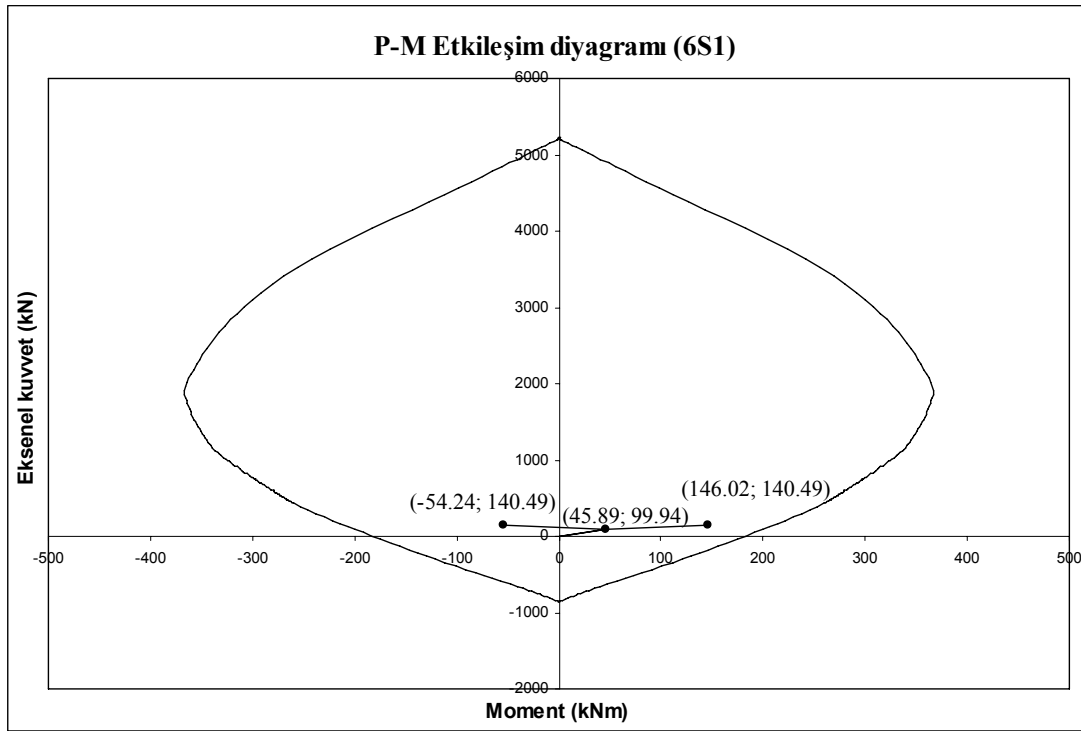
Şekil A.8. 4S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



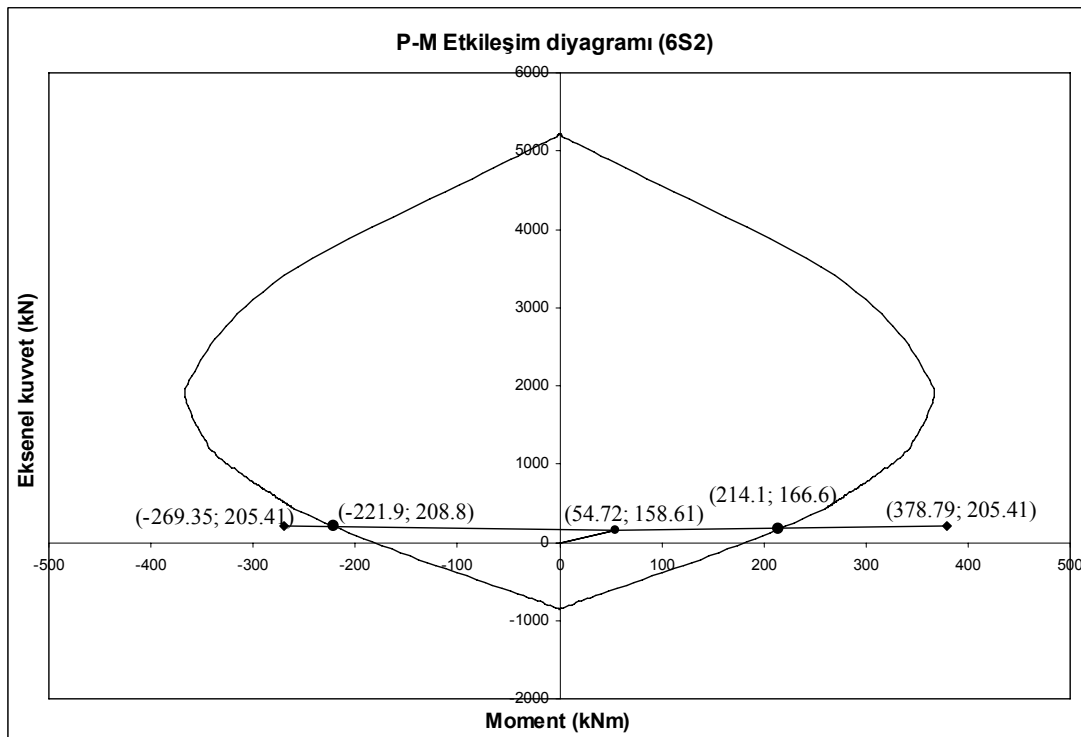
Şekil A.9. 5S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



Şekil A.10. 5S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



Şekil A.11. 6S1 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı



Şekil A.12. 6S2 kolonunun (P-M) etkileşim diyagramı

A.4. Kirişlerin kesme kuvveti kapasiteleri

Tablo A.3. Kirişlerin her iki deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri

Kiriş no	$M_{K_i(alt)}$	V_{dvi}	$V_{e,i}$		$V_{r,i}$	$M_{K_j(üst)}$	V_{dvi}	$V_{e,i}$		$V_{r,i}$
K601	52	38.79	10.64	<	305.50	121	20.88	70.31	<	305.50
K602	87	55.29	17.47	<	305.50	121	55.29	93.11	<	305.50
K603	87	20.88	28.83	<	305.50	87	38.79	88.50	<	305.50
K501	87	52.69	12.74	<	305.50	142	38.79	104.22	<	305.50
K502	97	65.23	21.78	<	305.50	142	65.23	108.68	<	305.50
K503	97	18.97	42.17	<	305.50	117	52.69	113.83	<	305.50
K401	87	49.50	15.93	<	305.50	142	22.17	87.60	<	305.50
K402	109	65.23	16.32	<	305.50	160	65.23	114.14	<	305.50
K403	97	22.17	41.54	<	305.50	126	49.50	113.21	<	305.50
K301	87	48.15	17.28	<	305.50	142	23.51	88.94	<	305.50
K302	109	65.23	16.32	<	305.50	160	65.23	114.14	<	305.50
K303	109	23.51	47.92	<	305.50	141	48.15	119.58	<	305.50
K201	97	44.63	23.66	<	305.50	142	27.04	95.33	<	305.50
K202	109	65.23	16.32	<	305.50	160	65.23	114.14	<	305.50
K203	109	27.04	51.82	<	305.50	167	44.63	123.49	<	305.50
K101	187	38.77	79.52	<	305.50	227	41.64	159.93	<	305.50
K102	142	72.11	5.02	<	305.50	227	72.11	139.20	<	305.50
K103	142	41.64	76.93	<	305.50	273	38.77	157.34	<	305.50

Kiriş no	$M_{K_i(üst)}$	V_{dvi}	$V_{e,i}$		$V_{r,i}$	$M_{K_j(alt)}$	V_{dvi}	$V_{e,i}$		$V_{r,i}$
K601	87	38.79	88.50	<	305.50	87	20.88	28.83	<	305.50
K602	121	55.29	93.11	<	305.50	87	55.29	17.47	<	305.50
K603	121	20.88	70.31	<	305.50	52	38.79	10.64	<	305.50
K501	117	52.69	113.83	<	305.50	97	38.79	22.35	<	305.50
K502	142	65.23	108.68	<	305.50	97	65.23	21.78	<	305.50
K503	142	18.97	84.40	<	305.50	87	52.69	12.74	<	305.50
K401	126	49.50	113.21	<	305.50	97	22.17	41.54	<	305.50
K402	160	65.23	114.14	<	305.50	109	65.23	16.32	<	305.50
K403	142	22.17	87.60	<	305.50	87	49.50	15.93	<	305.50
K301	141	48.15	119.58	<	305.50	109	23.51	47.92	<	305.50
K302	160	65.23	114.14	<	305.50	109	65.23	16.32	<	305.50
K303	142	23.51	88.94	<	305.50	87	48.15	17.28	<	305.50
K201	167	44.63	123.49	<	305.50	109	27.04	51.82	<	305.50
K202	160	65.23	114.14	<	305.50	109	65.23	16.32	<	305.50
K203	142	27.04	95.33	<	305.50	97	44.63	23.66	<	305.50
K101	273	38.77	157.34	<	305.50	142	41.64	76.93	<	305.50
K102	227	72.11	139.20	<	305.50	142	72.11	5.02	<	305.50
K103	227	41.64	159.93	<	305.50	187	38.77	79.52	<	305.50

A.5. Kolonların kesme kuvveti kapasiteleri

Tablo A.4. Kolonların (+X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri

Kolon no	$M_{E,a}$	$M_{E,\bar{u}}$	$M_{K_i(\text{alt})}$	$M_{K_i(\text{üst})}$	$M_{K,a}$	$M_{K,\bar{u}}$	V_e		V_r
6S1	11.86	100.13	52	0	3.32	52.00	23.05	<	347.07
5S1	169.74	298.49	87	0	25.96	83.68	45.68	<	357.85
4S1	289.84	399.02	87	0	31.17	61.04	38.42	<	373.02
3S1	360.59	519.18	87	0	29.97	55.83	35.75	<	389.07
2S1	554.56	806.47	97	0	56.10	67.03	36.22	<	399.62
1S1	1593.9	1293.8	187	0	412.2	130.90	100.57	<	408.42
6S2	208.06	324.07	87	121	70.76	208.00	116.15	<	348.44
5S2	393.69	494.69	97	142	91.75	168.24	108.33	<	357.85
4S2	584.46	683.29	109	142	101.99	159.25	108.85	<	367.42
3S2	710.37	853.95	109	142	90.54	149.01	99.81	<	379.90
2S2	1148.1	1258.9	109	142	155.67	160.46	92.98	<	394.64
1S2	1730.7	1573.2	142	227	414.9	213.33	116.34	<	412.35
6S3	208.06	324.07	87	121	70.76	208.00	116.15	<	348.44
5S3	393.69	494.69	97	142	93.95	168.24	109.24	<	357.85
4S3	584.46	683.29	97	160	109.30	163.05	113.48	<	367.42
3S3	710.37	853.95	109	160	97.03	159.70	106.97	<	379.90
2S3	1148.1	1258.9	109	160	155.67	171.97	96.36	<	394.64
1S3	1730.7	1573.2	142	227	414.9	213.33	116.34	<	412.35
6S4	11.86	100.13	0	87	4.47	87.00	38.11	<	347.07
5S4	169.74	298.49	0	117	37.60	112.53	62.56	<	357.85
4S4	289.84	399.02	0	126	50.51	88.40	57.88	<	373.02
3S4	360.59	519.18	0	141	51.60	90.49	59.20	<	389.07
2S4	554.56	806.47	0	167	81.91	115.40	58.03	<	399.62
1S4	1593.9	1293.8	0	273	412.2	191.09	111.72	<	408.42

Tablo A.5. Kolonların (-X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri

Kolon no	$M_{E,a}$	$M_{E,\bar{u}}$	$M_{K_i(\bar{u}st)}$	$M_{K_j(al)t}$	$M_{K,a}$	$M_{K,\bar{u}}$	V_e		V_r
6S1	11.86	100.13	87	0	4.47	87.00	38.11	<	347.07
5S1	169.74	298.49	117	0	37.60	112.53	62.56	<	360.29
4S1	289.84	399.02	126	0	50.51	88.40	57.88	<	377.24
3S1	360.59	519.18	141	0	51.60	90.49	59.20	<	394.64
2S1	554.56	806.47	167	0	81.91	115.40	58.03	<	405.70
1S1	1593.9	1293.8	273	0	412.2	191.09	111.72	<	410.36
6S2	208.06	324.07	121	87	70.76	208.00	116.15	<	350.65
5S2	393.69	494.69	142	97	93.95	168.24	109.24	<	357.85
4S2	584.46	683.29	160	97	109.30	163.05	113.48	<	367.95
3S2	710.37	853.95	160	109	97.03	159.70	106.97	<	382.00
2S2	1148.1	1258.9	160	109	155.67	171.97	96.36	<	394.64
1S2	1730.7	1573.2	227	142	414.9	213.33	116.34	<	412.25
6S3	208.06	324.07	121	87	70.76	208.00	116.15	<	350.65
5S3	393.69	494.69	142	97	91.75	168.24	108.33	<	357.85
4S3	584.46	683.29	142	109	101.99	159.25	108.85	<	367.95
3S3	710.37	853.95	142	109	90.54	149.01	99.81	<	382.00
2S3	1148.1	1258.9	142	109	155.67	160.46	92.98	<	394.64
1S3	1730.7	1573.2	227	142	414.9	213.33	116.34	<	412.25
6S4	11.86	100.13	0	52	3.32	52.00	23.05	<	347.07
5S4	169.74	298.49	0	87	25.96	83.68	45.68	<	360.29
4S4	289.84	399.02	0	87	31.17	61.04	38.42	<	377.24
3S4	360.59	519.18	0	87	29.97	55.83	35.75	<	394.64
2S4	554.56	806.47	0	97	56.10	67.03	36.22	<	405.70
1S4	1593.9	1293.8	0	187	412.2	130.90	100.57	<	410.36

A.6. Birleşim bölgelerinin kesme kuvveti kapasiteleri

Tablo A.6. Birleşim bölgelerinin (+X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri

Düğüm no	Kirişler	A_{s1}	A_{s2}	$V_{\dot{u}}$	V_a	$V_{kol(min)}$	V_e		V_r
24	K603	0	226	38.11	0	0.00	118.65	<	1800
23	K503	0	380	62.56	38.11	38.11	161.39	<	1800
22	K403	0	380	57.88	62.56	57.88	141.62	<	1800
21	K303	0	380	59.20	57.88	57.88	141.62	<	1800
20	K203	0	427	58.03	59.20	58.03	166.14	<	1800
19	K103	0	829	111.72	58.03	58.03	377.19	<	1800
18	K602,K603	534	380	116.15	0	0.00	479.85	<	1800
17	K502,K503	628	427	109.24	116.15	109.24	444.63	<	1800
16	K402,K403	628	427	113.48	109.24	109.24	444.63	<	1800
15	K302,K303	710	480	106.97	113.48	106.97	517.78	<	1800
14	K202,K203	710	480	96.36	106.97	96.36	528.39	<	1800
13	K102,K103	1018	628	116.34	96.36	96.36	767.79	<	1800
12	K601,K602	534	380	116.15	0	0.00	479.85	<	1800
11	K501,K502	628	427	108.33	116.15	108.33	445.54	<	1800
10	K401,K402	628	427	108.85	108.33	108.33	445.54	<	1800
9	K301,K302	628	480	99.81	108.85	99.81	481.89	<	1800
8	K201,K202	628	480	92.98	99.81	92.98	488.72	<	1800
7	K101,K102	1018	628	116.34	92.98	92.98	771.17	<	1800
6	K601	0	226	23.05	0	0.00	118.65	<	1800
5	K501	0	380	45.68	23.05	23.05	176.45	<	1800
4	K401	0	380	38.42	45.68	38.42	161.08	<	1800
3	K301	0	380	35.75	38.42	35.75	163.75	<	1800
2	K201	0	427	36.22	35.75	35.75	188.42	<	1800
1	K101	0	829	100.57	36.22	36.22	399.01	<	1800

Tablo A.7. Birleşim bölgelerinin (-X) deprem yönüyle uyumlu kesme kuvveti kapasiteleri

Düğüm no	Kirişler	A _{s1}	A _{s2}	V _ü	V _a	V _{kol(min)}	V _e		V _r
24	K603	380	0	23.05	0	0.00	199.50	<	1800
23	K503	515	0	45.68	23.05	23.05	247.32	<	1800
22	K403	556	0	38.42	45.68	38.42	253.48	<	1800
21	K303	628	0	35.75	38.42	35.75	293.95	<	1800
20	K203	741	0	36.22	35.75	35.75	353.27	<	1800
19	K103	1225	0	100.57	36.22	36.22	606.91	<	1800
18	K602,K603	534	380	116.15	0	0.00	479.85	<	1800
17	K502,K503	628	427	108.33	116.15	108.33	445.54	<	1800
16	K402,K403	628	427	108.85	108.33	108.33	445.54	<	1800
15	K302,K303	628	480	99.81	108.85	99.81	481.89	<	1800
14	K202,K203	628	480	92.98	99.81	92.98	488.72	<	1800
13	K102,K103	1018	628	116.34	92.98	92.98	771.17	<	1800
12	K601,K602	534	380	116.15	0	0.00	479.85	<	1800
11	K501,K502	628	427	109.24	116.15	109.24	444.63	<	1800
10	K401,K402	628	427	113.48	109.24	109.24	444.63	<	1800
9	K301,K302	710	480	106.97	113.48	106.97	517.78	<	1800
8	K201,K202	710	480	96.36	106.97	96.36	528.39	<	1800
7	K101,K102	1018	628	116.34	96.36	96.36	767.79	<	1800
6	K601	380	0	38.11	0	0.00	199.50	<	1800
5	K501	515	0	62.56	38.11	38.11	232.26	<	1800
4	K401	556	0	57.88	62.56	57.88	234.02	<	1800
3	K301	628	0	59.20	57.88	57.88	271.82	<	1800
2	K201	741	0	58.03	59.20	58.03	330.99	<	1800
1	K101	1225	0	111.72	58.03	58.03	585.09	<	1800

A.7. Kirişlerin kapasite sınır oranları

Tablo A.8. Kirişlerin i ve j uçlarının (+X) deprem yönüyle uyumlu kapasite sınır oranları

Kiriş no	A_s	A_s'	ρ	ρ'	$(\rho - \rho') / \rho_b$	$V_{e,i} / (b_w d f_{ctm})$	r_s
K601	226	380	0.00188	0.00317	-0.08	0.06	7.00
K602	380	534	0.00317	0.00445	-0.08	0.09	7.00
K603	380	534	0.00317	0.00445	-0.08	0.16	7.00
K501	380	515	0.00317	0.00429	-0.07	0.07	7.00
K502	480	710	0.00400	0.00592	-0.12	0.12	7.00
K503	480	628	0.00400	0.00523	-0.08	0.23	7.00
K401	380	669	0.00317	0.00558	-0.15	0.09	7.00
K402	480	710	0.00400	0.00592	-0.12	0.09	7.00
K403	480	628	0.00400	0.00523	-0.08	0.23	7.00
K301	380	669	0.00317	0.00558	-0.15	0.09	7.00
K302	480	710	0.00400	0.00592	-0.12	0.09	7.00
K303	480	628	0.00400	0.00523	-0.08	0.26	7.00
K201	628	823	0.00523	0.00686	-0.10	0.13	7.00
K202	480	710	0.00400	0.00592	-0.12	0.09	7.00
K203	480	628	0.00400	0.00523	-0.08	0.28	7.00
K101	829	1225	0.00691	0.01021	-0.21	0.43	7.00
K102	628	1018	0.00523	0.00848	-0.20	0.03	7.00
K103	628	1018	0.00523	0.00848	-0.20	0.42	7.00

Kiriş no	A_s	A_s'	ρ	ρ'	$(\rho - \rho') / \rho_b$	$V_{e,i} / (b_w d f_{ctm})$	r_s
K601	534	380	0.00445	0.00317	0.08	0.38	6.68
K602	534	380	0.00445	0.00317	0.08	0.51	6.68
K603	380	226	0.00317	0.00188	0.08	0.48	6.68
K501	628	480	0.00523	0.00400	0.08	0.57	6.68
K502	710	480	0.00592	0.00400	0.12	0.59	6.52
K503	515	380	0.00429	0.00317	0.07	0.62	6.72
K401	628	480	0.00523	0.00400	0.08	0.48	6.68
K402	710	480	0.00592	0.00400	0.12	0.62	6.52
K403	669	380	0.00558	0.00317	0.15	0.62	6.40
K301	628	480	0.00523	0.00400	0.08	0.48	6.68
K302	710	480	0.00592	0.00400	0.12	0.62	6.28
K303	669	380	0.00558	0.00317	0.15	0.65	6.40
K201	628	480	0.00523	0.00400	0.08	0.52	6.68
K202	710	480	0.00592	0.00400	0.12	0.62	6.28
K203	823	628	0.00686	0.00523	0.10	0.67	6.40
K101	1018	628	0.00848	0.00523	0.20	0.87	5.80
K102	1018	628	0.00848	0.00523	0.20	0.76	5.80
K103	1225	829	0.01021	0.00691	0.21	0.86	5.74

Tablo A.9. Kirişlerin i ve j uçlarının (-X) deprem yönüyle uyumlu kapasite sınır oranları

Kiriş no	A_s	A_s'	ρ	ρ'	$(\rho - \rho') / \rho_b$	$V_{e,i} / (b_w d f_{ctm})$	r_s
K601	380	226	0.00317	0.00188	0.08	0.48	6.68
K602	534	380	0.00445	0.00317	0.08	0.51	6.68
K603	534	380	0.00445	0.00317	0.08	0.38	6.68
K501	515	380	0.00429	0.00317	0.07	0.62	6.72
K502	710	480	0.00592	0.00400	0.12	0.59	6.52
K503	628	480	0.00523	0.00400	0.08	0.46	6.68
K401	669	380	0.00558	0.00317	0.15	0.62	6.40
K402	710	480	0.00592	0.00400	0.12	0.62	6.52
K403	628	480	0.00523	0.00400	0.08	0.48	6.68
K301	669	380	0.00558	0.00317	0.15	0.65	6.40
K302	710	480	0.00592	0.00400	0.12	0.62	6.28
K303	628	480	0.00523	0.00400	0.08	0.48	6.68
K201	823	628	0.00686	0.00523	0.10	0.67	6.40
K202	710	480	0.00592	0.00400	0.12	0.62	6.28
K203	628	480	0.00523	0.00400	0.08	0.52	6.68
K101	1225	829	0.01021	0.00691	0.21	0.86	5.74
K102	1018	628	0.00848	0.00523	0.20	0.76	5.80
K103	1018	628	0.00848	0.00523	0.20	0.87	5.80

Kiriş no	A_s	A_s'	ρ	ρ'	$(\rho - \rho') / \rho_b$	$V_{e,i} / (b_w d f_{ctm})$	r_s
K601	380	534	0.00317	0.00445	-0.08	0.16	7.00
K602	380	534	0.00317	0.00445	-0.08	0.09	7.00
K603	226	380	0.00188	0.00317	-0.08	0.06	7.00
K501	480	628	0.00400	0.00523	-0.08	0.12	7.00
K502	480	710	0.00400	0.00592	-0.12	0.12	7.00
K503	380	515	0.00317	0.00429	-0.07	0.07	7.00
K401	480	628	0.00400	0.00523	-0.08	0.23	7.00
K402	480	710	0.00400	0.00592	-0.12	0.09	7.00
K403	380	669	0.00317	0.00558	-0.15	0.09	7.00
K301	480	628	0.00400	0.00523	-0.08	0.26	7.00
K302	480	710	0.00400	0.00592	-0.12	0.09	7.00
K303	380	669	0.00317	0.00558	-0.15	0.09	7.00
K201	480	628	0.00400	0.00523	-0.08	0.28	7.00
K202	480	710	0.00400	0.00592	-0.12	0.09	7.00
K203	628	823	0.00523	0.00686	-0.10	0.13	7.00
K101	628	1018	0.00523	0.00848	-0.20	0.42	7.00
K102	628	1018	0.00523	0.00848	-0.20	0.03	7.00
K103	829	1225	0.00691	0.01021	-0.21	0.43	7.00

A.8. Kolonların kapasite sınırları

Tablo A.10. Kolonların (+X) deprem yönüyle uyumlu kapasite sınırları

Kolon no	N_K	$N_K / (A_c f_{cm})$	$V_e / (b_w d f_{ctm})$	r_s
6S1	140.49	0.04	0.08	6.00
5S1	346.10	0.09	0.16	6.00
4S1	635.60	0.16	0.13	5.60
3S1	941.70	0.24	0.12	5.07
2S1	1143.00	0.29	0.13	4.73
1S1	1311.00	0.33	0.35	4.47
6S2	166.60	0.04	0.40	6.00
5S2	346.10	0.09	0.38	6.00
4S2	528.70	0.13	0.38	5.80
3S2	766.80	0.19	0.35	5.40
2S2	1048.00	0.26	0.32	4.93
1S2	1386.00	0.35	0.40	4.33
6S3	166.60	0.04	0.40	6.00
5S3	346.10	0.09	0.38	6.00
4S3	528.70	0.13	0.39	5.80
3S3	766.80	0.19	0.37	5.40
2S3	1048.00	0.26	0.33	4.93
1S3	1386.00	0.35	0.40	4.33
6S4	140.49	0.04	0.13	6.00
5S4	346.10	0.09	0.22	6.00
4S4	635.60	0.16	0.20	5.60
3S4	941.70	0.24	0.21	5.07
2S4	1143.00	0.29	0.20	4.73
1S4	1311.00	0.33	0.39	4.47

Tablo A.11. Kolonların (-X) deprem yönüyle uyumlu kapasite sınır oranları

Kolon no	N_K	$N_K / (A_c f_{cm})$	$V_e / (b_w d f_{ctm})$	r_s
6S1	140.49	0.04	0.13	6.00
5S1	392.80	0.10	0.22	6.00
4S1	716.10	0.18	0.20	5.47
3S1	1048.00	0.26	0.21	4.93
2S1	1259.00	0.31	0.20	4.60
1S1	1348.00	0.34	0.39	4.40
6S2	208.80	0.05	0.40	6.00
5S2	346.10	0.09	0.38	6.00
4S2	538.80	0.13	0.39	5.80
3S2	806.90	0.20	0.37	5.33
2S2	1048.00	0.26	0.33	4.93
1S2	1384.00	0.35	0.40	4.33
6S3	208.80	0.05	0.40	6.00
5S3	346.10	0.09	0.38	6.00
4S3	538.80	0.13	0.38	5.80
3S3	806.90	0.20	0.35	5.33
2S3	1048.00	0.26	0.32	4.93
1S3	1384.00	0.35	0.40	4.33
6S4	140.49	0.04	0.08	6.00
5S4	392.80	0.10	0.16	6.00
4S4	716.10	0.18	0.13	5.47
3S4	1048.00	0.26	0.12	4.93
2S4	1259.00	0.31	0.13	4.60
1S4	1348.00	0.34	0.35	4.40

A.9. Kirişlerin kapasite oranları

Tablo A.12. Kirişlerin (i) ucunun (+X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları

Kiriş adı	$M_{E,i}$	$M_{K_i(alt)}$	$M_{D,i}$	$M_{A,i}$	r_i	r_s	r_i / r_s
K601	90.46	52	-35.96	87.96	1.03	7.00	0.15
K602	240.18	87	-50.75	137.75	1.74	7.00	0.25
K603	54.52	87	-10.08	97.08	0.56	7.00	0.08
K501	272.91	87	-53.13	140.13	1.95	7.00	0.28
K502	379.56	97	-63.52	160.52	2.36	7.00	0.34
K503	251.26	97	-5.88	102.88	2.44	7.00	0.35
K401	500.05	87	-47.59	134.59	3.72	7.00	0.53
K402	500.78	109	-62.92	171.92	2.91	7.00	0.42
K403	461.96	97	-5.63	102.63	4.50	7.00	0.64
K301	710.65	87	-45.24	132.24	5.37	7.00	0.77
K302	607.48	109	-63.30	172.30	3.53	7.00	0.50
K303	666.43	109	-8.32	117.32	5.68	7.00	0.81
K201	1024.50	97	-39.01	136.01	7.53	7.00	1.08
K202	784.08	109	-63.21	172.21	4.55	7.00	0.65
K203	971.39	109	-8.30	117.30	8.28	7.00	1.18
K101	1628.05	187	-24.28	211.28	7.71	7.00	1.10
K102	925.35	142	-67.58	209.58	4.42	7.00	0.63
K103	1456.57	142	-29.31	171.31	8.50	7.00	1.21

Tablo A.13. Kirişlerin (j) ucunun (+X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları

Kiriş adı	$M_{E,j}$	$M_{Kj(üst)}$	$M_{D,j}$	$M_{A,j}$	r_j	r_s	r_j / r_s
K601	54.52	121	-10.08	110.92	0.49	6.68	0.07
K602	240.18	121	-50.75	70.25	3.42	6.68	0.51
K603	90.46	87	-35.96	51.04	1.77	6.68	0.27
K501	251.26	142	-5.88	136.12	1.85	6.68	0.28
K502	379.56	142	-63.52	78.48	4.84	6.52	0.74
K503	272.91	117	-53.13	63.87	4.27	6.72	0.64
K401	461.96	142	-5.63	136.37	3.39	6.68	0.51
K402	500.78	160	-62.92	97.08	5.16	6.52	0.79
K403	500.05	126	-47.59	78.41	6.38	6.40	1.00
K301	666.43	142	-8.32	133.68	4.99	6.68	0.75
K302	607.48	160	-63.30	96.70	6.28	6.28	1.00
K303	710.65	141	-45.24	95.76	7.42	6.40	1.16
K201	971.39	142	-8.30	133.70	7.27	6.68	1.09
K202	784.08	160	-63.21	96.79	8.10	6.28	1.29
K203	1024.50	167	-39.01	127.99	8.00	6.40	1.25
K101	1456.57	227	-29.31	197.69	7.37	5.80	1.27
K102	925.35	227	-67.58	159.42	5.80	5.80	1.00
K103	1628.05	273	-24.28	248.72	6.55	5.74	1.14

Tablo A.14. Kirişlerin (i) ucunun (-X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları

Kiriş adı	$M_{E,i}$	$M_{K_i(\text{üst})}$	$M_{D,i}$	$M_{A,i}$	r_i	r_s	r_i / r_s
K601	90.46	87	-35.96	51.04	1.77	6.68	0.27
K602	240.18	121	-50.75	70.25	3.42	6.68	0.51
K603	54.52	121	-10.08	110.92	0.49	6.68	0.07
K501	272.91	117	-53.13	63.87	4.27	6.72	0.64
K502	379.56	142	-63.52	78.48	4.84	6.52	0.74
K503	251.26	142	-5.88	136.12	1.85	6.68	0.28
K401	500.05	126	-47.59	78.41	6.38	6.40	1.00
K402	500.78	160	-62.92	97.08	5.16	6.52	0.79
K403	461.96	142	-5.63	136.37	3.39	6.68	0.51
K301	710.65	141	-45.24	95.76	7.42	6.40	1.16
K302	607.48	160	-63.30	96.70	6.28	6.28	1.00
K303	666.43	142	-8.32	133.68	4.99	6.68	0.75
K201	1024.50	167	-39.01	127.99	8.00	6.40	1.25
K202	784.08	160	-63.21	96.79	8.10	6.28	1.29
K203	971.39	142	-8.30	133.70	7.27	6.68	1.09
K101	1628.05	273	-24.28	248.72	6.55	5.74	1.14
K102	925.35	227	-67.58	159.42	5.80	5.80	1.00
K103	1456.57	227	-29.31	197.69	7.37	5.80	1.27

Tablo A.15. Kirişlerin (j) ucunun (-X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları

Kiriş adı	$M_{E,j}$	$M_{Kj(alt)}$	$M_{D,j}$	$M_{A,j}$	r_j	r_s	r_j / r_s
K601	54.52	87	-10.08	97.08	0.56	7.00	0.08
K602	240.18	87	-50.75	137.75	1.74	7.00	0.25
K603	90.46	52	-35.96	87.96	1.03	7.00	0.15
K501	251.26	97	-5.88	102.88	2.44	7.00	0.35
K502	379.56	97	-63.52	160.52	2.36	7.00	0.34
K503	272.91	87	-53.13	140.13	1.95	7.00	0.28
K401	461.96	97	-5.63	102.63	4.50	7.00	0.64
K402	500.78	109	-62.92	171.92	2.91	7.00	0.42
K403	500.05	87	-47.59	134.59	3.72	7.00	0.53
K301	666.43	109	-8.32	117.32	5.68	7.00	0.81
K302	607.48	109	-63.30	172.30	3.53	7.00	0.50
K303	710.65	87	-45.24	132.24	5.37	7.00	0.77
K201	971.39	109	-8.30	117.30	8.28	7.00	1.18
K202	784.08	109	-63.21	172.21	4.55	7.00	0.65
K203	1024.50	97	-39.01	136.01	7.53	7.00	1.08
K101	1456.57	142	-29.31	171.31	8.50	7.00	1.21
K102	925.35	142	-67.58	209.58	4.42	7.00	0.63
K103	1628.05	187	-24.28	211.28	7.71	7.00	1.10

A.10. Kolonların kapasite oranları

Tablo A.16. Kolonların üst ucunun (+X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları

Kolon no	$M_{E,\bar{u}}$	$M_{K,\bar{u}}$	$M_{D,\bar{u}}$	$M_{A,\bar{u}}$	$r_{\bar{u}}$	r_s	$r_{\bar{u}} / r_s$
6S1	100.13	146.02	45.89	100.13	1.00	6.00	0.17
5S1	298.49	245.9	28.39	217.51	1.37	6.00	0.23
4S1	399.02	284.3	30.48	253.82	1.57	5.60	0.28
3S1	519.18	318.8	28.13	290.67	1.79	5.07	0.35
2S1	806.47	338.3	22.28	316.02	2.55	4.73	0.54
1S1	1293.83	412.2	9.79	402.41	3.22	4.47	0.72
6S2	324.07	214.1	54.72	159.38	2.03	6.00	0.34
5S2	494.69	245.9	34.9	211	2.34	6.00	0.39
4S2	683.29	271.8	37.43	234.37	2.92	5.80	0.50
3S2	853.95	299.8	35.2	264.6	3.23	5.40	0.60
2S2	1258.94	326.2	29	297.2	4.24	4.93	0.86
1S2	1573.23	414.9	13.26	401.64	3.92	4.33	0.90
6S3	324.07	214.1	54.72	159.38	2.03	6.00	0.34
5S3	494.69	245.9	34.9	211	2.34	6.00	0.39
4S3	683.29	271.8	37.43	234.37	2.92	5.80	0.50
3S3	853.95	299.8	35.2	264.6	3.23	5.40	0.60
2S3	1258.94	326.2	29	297.2	4.24	4.93	0.86
1S3	1573.23	414.9	13.26	401.64	3.92	4.33	0.90
6S4	100.13	146.02	45.89	100.13	1.00	6.00	0.17
5S4	298.49	245.9	28.39	217.51	1.37	6.00	0.23
4S4	399.02	284.3	30.48	253.82	1.57	5.60	0.28
3S4	519.18	318.8	28.13	290.67	1.79	5.07	0.35
2S4	806.47	338.3	22.28	316.02	2.55	4.73	0.54
1S4	1293.83	412.2	9.79	402.41	3.22	4.47	0.72

Tablo A.17. Kolonların alt ucunun (+X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları

Kolon no	$M_{E,a}$	$M_{K,a}$	$M_{D,a}$	$M_{A,a}$	r_a	r_s	r_a / r_s
6S1	11.86	146.02	38.24	184.26	0.06	6.00	0.01
5S1	169.74	245.9	29.81	275.71	0.62	6.00	0.10
4S1	289.84	284.3	29.47	313.77	0.92	5.60	0.16
3S1	360.59	318.8	28.29	347.09	1.04	5.07	0.20
2S1	554.56	338.3	24.6	362.9	1.53	4.73	0.32
1S1	1593.92	412.2	4.78	416.98	3.82	4.47	0.86
6S2	208.06	214.1	46.07	260.17	0.80	6.00	0.13
5S2	393.69	245.9	36.5	282.4	1.39	6.00	0.23
4S2	584.46	271.8	36.42	308.22	1.90	5.80	0.33
3S2	710.37	299.8	35.45	335.25	2.12	5.40	0.39
2S2	1148.05	326.2	32.62	358.82	3.20	4.93	0.65
1S2	1730.65	414.9	6.49	421.39	4.11	4.33	0.95
6S3	208.06	214.1	46.07	260.17	0.80	6.00	0.13
5S3	393.69	245.9	36.5	282.4	1.39	6.00	0.23
4S3	584.46	271.8	36.42	308.22	1.90	5.80	0.33
3S3	710.37	299.8	35.45	335.25	2.12	5.40	0.39
2S3	1148.05	326.2	32.62	358.82	3.20	4.93	0.65
1S3	1730.65	414.9	6.49	421.39	4.11	4.33	0.95
6S4	11.86	146.02	38.24	184.26	0.06	6.00	0.01
5S4	169.74	245.9	29.81	275.71	0.62	6.00	0.10
4S4	289.84	284.3	29.47	313.77	0.92	5.60	0.16
3S4	360.59	318.8	28.29	347.09	1.04	5.07	0.20
2S4	554.56	338.3	24.6	362.9	1.53	4.73	0.32
1S4	1593.92	412.2	4.78	416.98	3.82	4.47	0.86

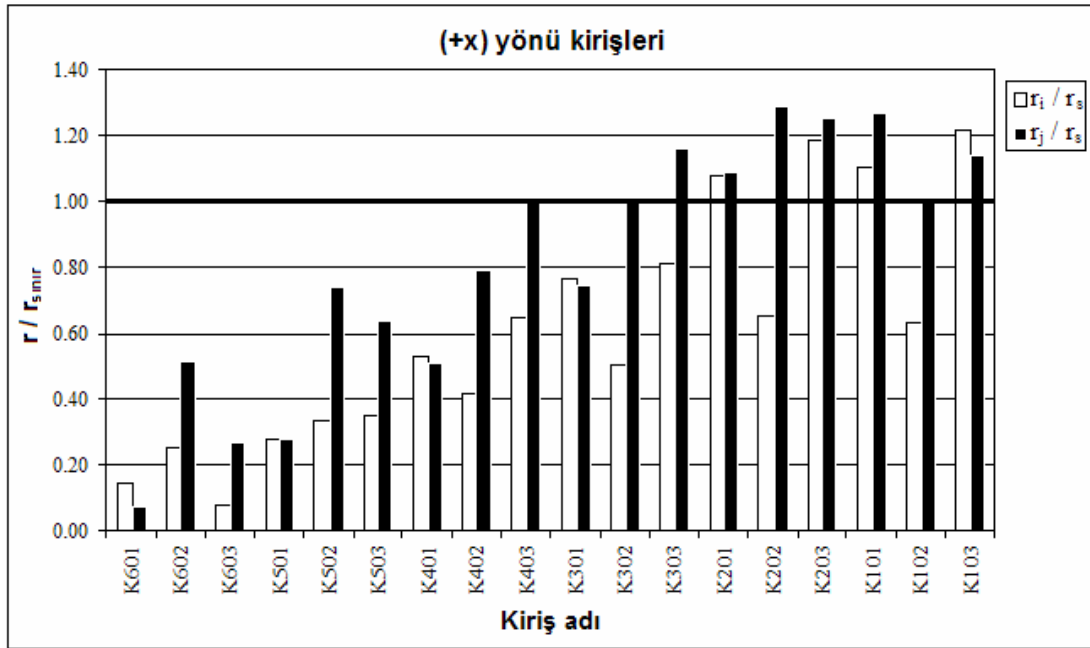
Tablo A.18. Kolonların üst ucunun (-X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları

Kolon no	$M_{E,\bar{u}}$	$M_{K,\bar{u}}$	$M_{D,\bar{u}}$	$M_{A,\bar{u}}$	$r_{\bar{u}}$	r_s	$r_{\bar{u}} / r_s$
6S1	100.13	54.24	45.89	100.13	1.00	6.00	0.17
5S1	298.49	253	28.39	281.39	1.06	6.00	0.18
4S1	399.02	293.9	30.48	324.38	1.23	5.47	0.22
3S1	519.18	329.6	28.13	357.73	1.45	4.93	0.29
2S1	806.47	345.2	22.28	367.48	2.19	4.60	0.48
1S1	1293.83	413.7	9.79	423.49	3.06	4.40	0.69
6S2	324.07	221.9	54.72	276.62	1.17	6.00	0.20
5S2	494.69	245.9	34.9	280.8	1.76	6.00	0.29
4S2	683.29	273	37.43	310.43	2.20	5.80	0.38
3S2	853.95	304.3	35.2	339.5	2.52	5.33	0.47
2S2	1258.94	329.6	29	358.6	3.51	4.93	0.71
1S2	1573.23	415	13.26	428.26	3.67	4.33	0.85
6S3	324.07	221.9	54.72	276.62	1.17	6.00	0.20
5S3	494.69	245.9	34.9	280.8	1.76	6.00	0.29
4S3	683.29	273	37.43	310.43	2.20	5.80	0.38
3S3	853.95	304.3	35.2	339.5	2.52	5.33	0.47
2S3	1258.94	329.6	29	358.6	3.51	4.93	0.71
1S3	1573.23	415	13.26	428.26	3.67	4.33	0.85
6S4	100.13	54.24	45.89	100.13	1.00	6.00	0.17
5S4	298.49	253	28.39	281.39	1.06	6.00	0.18
4S4	399.02	293.9	30.48	324.38	1.23	5.47	0.22
3S4	519.18	329.6	28.13	357.73	1.45	4.93	0.29
2S4	806.47	345.2	22.28	367.48	2.19	4.60	0.48
1S4	1293.83	413.7	9.79	423.49	3.06	4.40	0.69

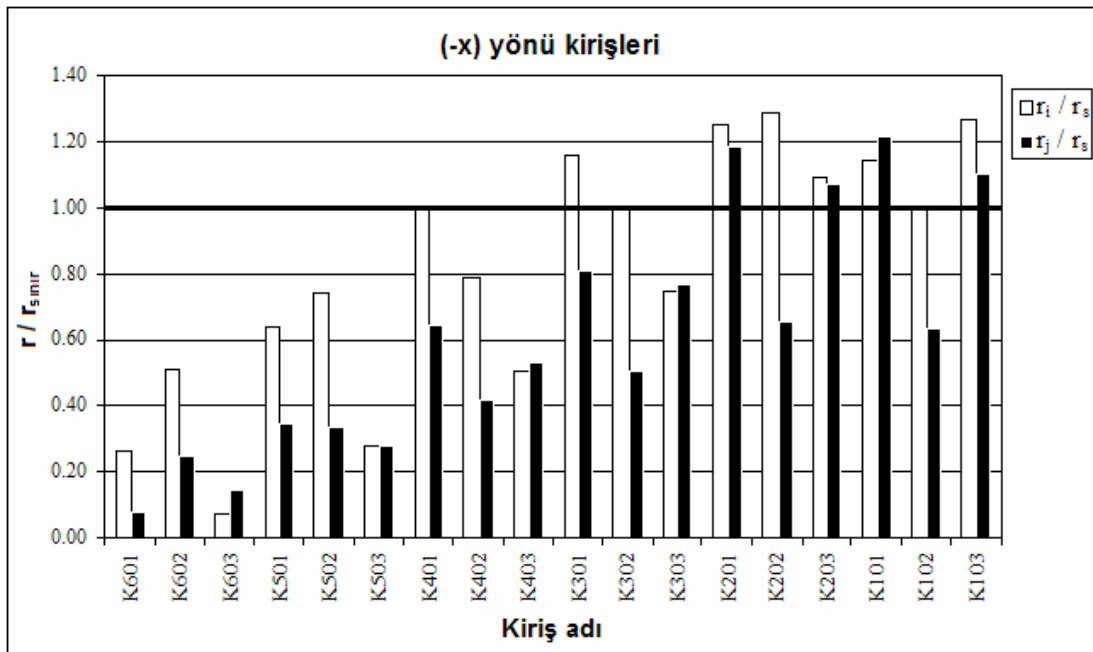
Tablo A.19. Kolonların alt ucunun (-X) deprem yönü ile uyumlu kapasite oranları

Kolon no	$M_{E,a}$	$M_{K,a}$	$M_{D,a}$	$M_{A,a}$	r_a	r_s	r_a / r_s
6S1	11.86	54.24	38.24	16	0.74	6.00	0.12
5S1	169.74	253	29.81	223.19	0.76	6.00	0.13
4S1	289.84	293.9	29.47	264.43	1.10	5.47	0.20
3S1	360.59	329.6	28.29	301.31	1.20	4.93	0.24
2S1	554.56	345.2	24.6	320.6	1.73	4.60	0.38
1S1	1593.92	413.7	4.78	408.92	3.90	4.40	0.89
6S2	208.06	221.9	46.07	175.83	1.18	6.00	0.20
5S2	393.69	245.9	36.5	209.4	1.88	6.00	0.31
4S2	584.46	273	36.42	236.58	2.47	5.80	0.43
3S2	710.37	304.3	35.45	268.85	2.64	5.33	0.50
2S2	1148.05	329.6	32.62	296.98	3.87	4.93	0.78
1S2	1730.65	415	6.49	408.51	4.24	4.33	0.98
6S3	208.06	221.9	46.07	175.83	1.18	6.00	0.20
5S3	393.69	245.9	36.5	209.4	1.88	6.00	0.31
4S3	584.46	273	36.42	236.58	2.47	5.80	0.43
3S3	710.37	304.3	35.45	268.85	2.64	5.33	0.50
2S3	1148.05	329.6	32.62	296.98	3.87	4.93	0.78
1S3	1730.65	415	6.49	408.51	4.24	4.33	0.98
6S4	11.86	54.24	38.24	16	0.74	6.00	0.12
5S4	169.74	253	29.81	223.19	0.76	6.00	0.13
4S4	289.84	293.9	29.47	264.43	1.10	5.47	0.20
3S4	360.59	329.6	28.29	301.31	1.20	4.93	0.24
2S4	554.56	345.2	24.6	320.6	1.73	4.60	0.38
1S4	1593.92	413.7	4.78	408.92	3.90	4.40	0.89

A.11. Kirişlerin performans grafikleri

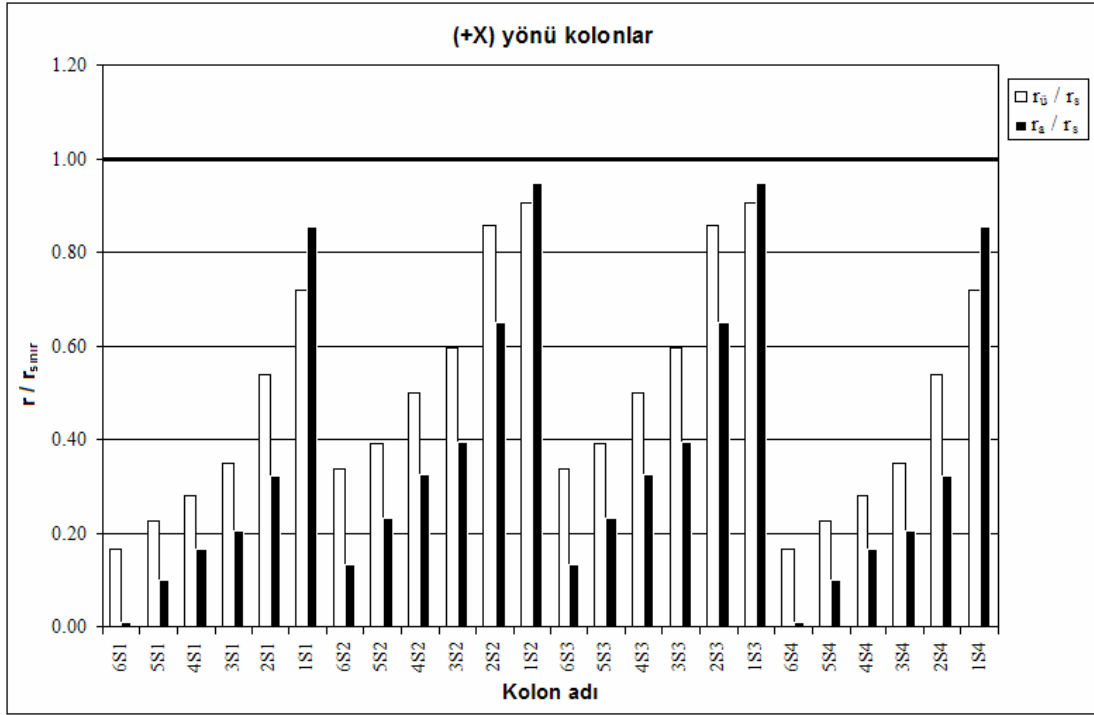


Şekil A.13. Kirişlerin (+X) deprem yönüyle uyumlu performans grafiği

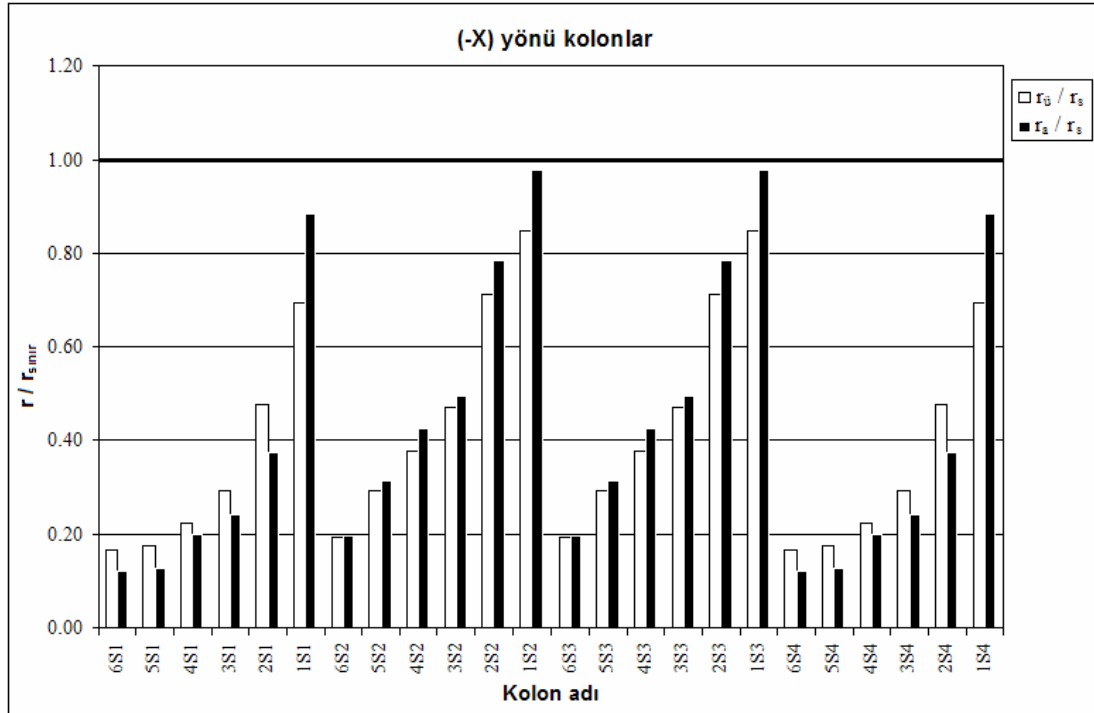


Şekil A.14. Kirişlerin (-X) deprem yönüyle uyumlu performans grafiği

A.12. Kolonların performans grafikleri



Şekil A.15. Kolonların (+X) deprem yönüyle uyumlu performans grafiği



Şekil A.16. Kolonların (-X) deprem yönüyle uyumlu performans grafiği

ÖZGEÇMİŞ

Serdar MERMER, 15.04.1982 de Bursa' da doğdu. İlk, orta ve lise eğitimini Bursa'da tamamladı. 1999 yılında Bursa Erkek Lisesi'nden mezun oldu. 1999 yılında başladığı Dumlupınar Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünü 2004 yılında bitirdi. 2004–2005 eğitim yılında Sakarya Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Ana Bilim Dalı Yapı bölümünde yüksek lisansa başladı.