



**MUSTAFA KEMAL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI**

**KONUT TİPİ ÇOK KATLI BETONARME YAPILARIN HASAR
GÖREBİLİRLİĞİNİN PUSHOVER ANALİZİNE GÖRE BELİRLENMESİ**

KAZIM TEKÖZ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

**Antakya/HATAY
NİSAN-2009**

MUSTAFA KEMAL ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

KONUT TİPİ ÇOK KATLI BETONARME YAPILARIN HASAR
GÖREBİLİRLİĞİNİN PUSHOVER ANALİZİNE GÖRE BELİRLENMESİ

KAZIM TEKÖZ
YÜKSEK LİSANS TEZİ
İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ ANABİLİM DALI

Yrd. Doç. Dr. M. Cemal GENEŞ danışmanlığında hazırlanan bu tez 20/04/2009 tarihinde aşağıdaki jüri tarafından oybirliği ile kabul edilmiştir.

Yrd. Doç. Dr. M. Cemal GENEŞ
Başkan

Yrd. Doç. Dr. Murat BİKÇE
Üye

Yrd. Doç. Dr. Baki ÖZTÜRK
Üye

Bu tez Enstitümüz İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalında hazırlanmıştır.

Kod No:

Prof. Dr. Bünyamin YILDIZ

Enstitü Müdür V.

Not: Bu tezde kullanılan özgün ve başka kaynaktan yapılan bildirişlerin, çizelge, şekil ve fotoğrafların kaynak gösterilmeden kullanımı, 5846 sayılı Fikir ve Sanat Eserleri Kanunundaki hükümlere tabidir.

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
ÖZET.....	III
ABSTRACT.....	IV
SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ.....	V
ÇİZELGELER DİZİNİ.....	XI
ŞEKİLLER DİZİNİ.....	XIII
1. GİRİŞ.....	1
2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR.....	4
3. MATERYAL VE YÖNTEM.....	9
3.1. Malzemelerin Davranış Modelleri.....	9
3.1.1. İdeal Elastik Davranış.....	10
3.1.2. İdeal Elasto-Plastik Davranış.....	10
3.1.2. Doğrusal Olmayan Elasto-Plastik Davranış.....	11
3.2. Beton ve Donatı Çeliğinin Yapısal Özellikleri.....	12
3.2.1. Beton Malzemesinin Yapısal Özellikleri.....	12
3.2.2. Beton Malzemenin Sünmesi.....	18
3.2.3. Betonarme Çeliği.....	19
3.3. Betonarmede Doğrusal Olmayan Davranış.....	20
3.4. Betonarme Elemanlarda Plastik Mafsallarda Kabulü.....	22
3.5. Plastik Mafsallarda Hipotezinin Esasları.....	27
3.6. DBYBHY 2007'ye Göre Plastik Mafsalların Modellenmesi.....	28
3.7. Yapılarda Deprem Etkisi ve Analiz Yöntemleri.....	31
3.8. Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemleri.....	32
3.9. Pushover Analizi ve Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi.....	33
3.10. Kapasite Spektrumu Yöntemi.....	38
3.11. Kapasite Spektrumunun Elde Edilmesi.....	40
3.12. Standart Talep Spektrumu ve ADRS Formatına Dönüştürülmesi.....	44
3.12.1. Kullanılacak Deprem Belirlenmesi.....	45
3.12.2. %5 Sönümlü Standart Talep Spektrumunun Oluşturulması.....	47

3.12.3. Standart Talep Spektrumunun ADRS Formatına Dönüştürülmesi.....	51
3.13. Kapasite Spektrumu Eğrisinin İki Doğru Parçası ile İdealleştirilmesi.....	52
3.14. Etkin Sönümün Belirlenmesi.....	53
3.15. Talep Spektrumunun İndirgenmesi.....	57
3.16. Performans Noktasının Bulunması (ATC-40, A Prosedürü).....	59
3.17. Performans Noktasının Kabul Kriterleri.....	60
3.17.1. Bina için Kabul Kriterleri.....	61
3.17.2. Elemanlar için Kabul Kriterleri.....	62
3.18. Diğer Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri.....	64
3.18.1. Deplasman Katsayısı Yöntemi (FEMA-356).....	65
3.18.2. Sabit Süneklik Yöntemi.....	66
3.19. DBYBHY-2007 'de Önerilen Artımsal İtme Analizleri.....	67
3.19.1. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi.....	67
3.19.2. Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi.....	67
3.19.3. Zaman Tanım Alanında Artımsal Hesap Yöntemi.....	68
3.20. Performansa Dayalı Tasarım.....	68
3.21. DBYBHY-2007'ye Göre Performans Seviyeleri.....	72
3.21.1. Kesitlerde Hasar Sınırları.....	72
3.21.2. Kesit Hasar Bölgeleri.....	72
3.21.3. Deprem Performans Seviyeleri.....	73
3.22. FEMA-356'ya Göre Performans Seviyeleri.....	76
3.22.1. Yapısal Performans Seviyeleri.....	77
3.22.2. Yapısal Olmayan Performans Seviyeleri.....	79
3.22.3. Yapı Performans Seviyeleri.....	81
4. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA.....	85
4.1.Yapıların Modellenmesi.....	85
4.1.1. Modellemelerde Plastik Mafsalların Tanımlanması.....	85
4.1.2. Düşeyde ve Yatayda Yük Kombinasyonları.....	87
4.1.3. Duvarların Modellenmesi.....	88
4.1.4. Yapıların Etabs Programı ile Modellenmesi.....	91
4.2. İncelenen Binaların Özellikleri.....	91
4.3. Çok Katlı Betonarme Binaların Sismik Performanslarının Belirlenmesi.....	96

III

4.3.1. A-1 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	97
4.3.2. A-2 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	104
4.3.3. A-3 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	109
4.3.4. A-4 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	114
4.3.5. A-5 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	119
4.3.6. B-1 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	124
4.3.7. B-2 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	129
4.3.8. B-3 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	134
4.3.9. C-1 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	139
4.3.10. C-2 binasının sismik performansının belirlenmesi.....	144
5. SONUÇ VE ÖNERİLER.....	151
KAYNAKLAR.....	155
TEŞEKKÜR.....	163
ÖZGEÇMİŞ.....	164

ÖZET**KONUT TİPİ ÇOK KATLI BETONARME YAPILARIN HASAR
GÖREBİLİRLİĞİNİN PUSHOVER ANALİZİNE GÖRE BELİRLENMESİ**

Bu çalışmada, Antakya bölgesinden seçilen 10 adet betonarme konut tipindeki yapının sismik performanslarının belirlenmesi amaçlanmıştır. Binalar Antakya bölgesindeki genel betonarme yapı stokunu temsil edebilecek şekilde seçilmiş ve doğrusal olmayan statik hesaplamalara olanak veren ETABS analiz programı ile modellenmiştir. Yapıların sismik performansları Applied Technology Council (ATC) ve Federal Emergency Management Agency (FEMA) yönetmeliklerinde önerilmiş olan “Kapasite Spektrumu Yöntemi” ve “Performansa Dayalı Tasarım” metotları ile bulunmuş ve elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır. Ayrıca Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY) - 2007’de önerilen diğer doğrusal olmayan analiz yöntemleri de kısaca açıklanmıştır. Çalışmada ulaşılan sonuçlar, Türkiye genelindeki konut tipi betonarme yapıların sismik performanslarının belirlenmesi ile ilgili daha önceden yapılmış olan araştırma sonuçları ile uyumludur. Bu tez çalışmasında elde edilen veriler, 106M420 numaralı Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu (TÜBİTAK) projesi ve 107M445 numaralı TÜBİTAK-Deutsche Forschungsgemeinschaft (DFG) projesi için veri tabanı oluşturmak için kullanılmıştır.

2009, 162 sayfa

Anahtar Kelimeler: Pushover Analizi, Kapasite Spektrumu Yöntemi, Performansa Dayalı Tasarım, Betonarme Çerçevesel Yapılar

ABSTRACT**DETERMINING OF VULNERABILITY OF MULTISTOREY REINFORCED
CONCRETE STRUCTURES BY USING PUSHOVER ANALYSIS**

In this study, it was aimed the determination of seismic performance of 10 multistorey RC structures that selected in Antakya region. These structures were chosen as representative of reinforced concrete structures in Antakya region. They were modelled with ETABS structural analysis programme that enable to perform nonlinear static analysis. Seismic performance of these structures were computed with Capacity Spectrum Method and Performance Based Design that are suggested by Applied Technology Council (ATC) and Federal Emergency Management Agency (FEMA), respectively, and their results were compared. Also other nonlinear analysis methods suggested by DBYBHY - 2007 were explained briefly. Results that were obtained with this study are agree well with the results have been handled by past research studies for the determination to seismic performance of multistorey reinforced concrete structures in Turkey. All the datas of this thesis used to constitute a database for The Scientific and Technological Research Council of Turkey (TUBITAK) project which has reference number 106M420 and TUBITAK-International Bureau of the BMBF project has reference number 107M445.

2009, 162 page

Key Words: Pushover Analysis, Capacity Spectrum Method, Performance Based Design, Reinforced Concrete Framed Structures

SİMGELER VE KISALTMALAR DİZİNİ

ABYYHY	Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik
ADRS	Acceleration Displacement Responce Spectra
ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	Applied Technology Council
BMBF	Bundesministerium für Bildung und Forschung
BSSC	Building Seismic Safety Council
CG	Can Güvenliği
CP	Collapse Prevention, Göçme öncesi performans seviyesi
CSI	Computers and Structures Incorporated
DBYBHY	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
EERC-UCB	Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley
EERI	Earthquake Engineering Research Institute
ELF	Equivalent Lateral Force (Eşdeğer yatay kuvvet)
EXN	X negatif yönünden etki eden yatay kuvvet
EXP	X pozitif yönünden etki eden yatay kuvvet
EYN	Y negatif yönünden etki eden yatay kuvvet
EYP	Y pozitif yönünden etki eden yatay kuvvet
FEMA	Federal Emergency Management Agency
GÇ	Göçme Sınırı
GÖ	Göçme Öncesi
GV	Güvenlik Sınırı
HK	Hemen Kullanım
IO	Immediate Occupancy, Hemen kullanım performans seviyesi
LS	Life Safety, Can güvenliği performans seviyesi
MN	Minimum Hasar Sınırı
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
PEER	Pacific Earthquake Engineering Research
RC	Reinforced Concrete

SEAOC	Structural Engineers Association of California
SRSS	Birleştirilmiş modal kat kesme kuvvetleri ile orantılı yük dağılımı
TGD	Temel Güvenlik Depremi
TS ISO 9194	Yapıların projelendirme esasları – Taşıyıcı olan ve olmayan elemanlar Depolanmış malzemeler – Yoğunluk Yönetmeliği
TÜBİTAK	Türkiye Bilimsel ve Teknik Araştırma Kurumu
A_c	Kolon kesit alanı
A_d	Plastik eğrilik eşdeğer değişimi
A_e	Plastik eğrilik değişimi
$a_j(t)$	J. modda yapıya etki eden dinamik deprem ivmesi
A_s	Çekme gerilmesi etkisindeki kesit alanı
A_s'	Basınç etkisindeki kesit alanı
b_w	Kiriş gövde genişliği
C_A	Zeminin etkili maksimum ivme katsayısı
C_V	Periyodu 1 saniye olan %5 sönümlü sistemin spektrum değeri
d	Faydalı yükseklik
E	Elastisite modülü, Deprem etkisi türü, Yatay deprem yüklemesi
E_c	Betonun elastisite modülü
E_{c_j}	Betonun j günlük elastisite modülü
$E_{\text{çerçeve}}$	Dolgu duvarın çerçeve malzemesinin elastisite modülü
E_D	Bir çevrimde sönümle tüketilen enerji
E_{duvar}	Dolgu duvarın elastisite modülü
E_f	Lifli polimer şeridinin elastisite modülü
E_{S_0}	Bir çevrimde görülen en büyük şekil değiştirme enerjisi
F	Kat döşemelerine etki eden yatay kuvvet
$f(S_d)$	Spektral deplasman değişkenine bağlı fonksiyon
$F(t)$	Zamana bağlı değişen yatay kuvvet
f_c	Betonun karakteristik dayanımı
f_{ck}	Beton karakteristik basınç dayanımı
f_{ck}	Betonun karakteristik basınç dayanımı
f_{ckj}	J günlük betonun karakteristik basınç dayanımı

VIII

$F_{nj}(t)$	J. modda yapının n. katına etki eden dinamik yatay deprem yükü
f_{su}	Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_{sy}	Donatı çeliğinin akma dayanımı
g	Yer çekimi ivmesi
G	Sabit düşey yüklemeler
h	Kiriş boyu, Dolgu duvarın boyu
H	Kolon boyu
h_i	i. katın yüksekliği
H_w	Temel üstünden veya zemin kat döşemesinden ölçülen toplam perde yüksekliği
I	Atalet momenti
I_{kolon}	Dolgu duvarın çerçevesini oluşturan kolonların atalet momenti
K_e	Yapının etkin yanal rijitliği
K_i	Yapının elastik yanal rijitliği
L	Dolgu duvarın çerçevesinin açıklığı
l	Dolgu duvarın genişliği
l_p	Plastik mafsal boyu
l_w	Perde uzunluğu
l_w	Perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğu
m	Kütle
m_n	n. katın kütlesi
m_1^*	Yapının 1. modundaki etkin kütle
m_j^*	Yapının J. modundaki etkin kütlesi
M	Moment
M_x	X eksenini doğrultusu
M'_p	İndirgenmiş plastik moment
M_p	Plastik moment
N	Kat sayısı, Deprem kaynağına uzaklık katsayısı
N_d	Düşey yükler altındaki kesitte oluşan aksinel basınç kuvveti
P	Tasarım aksinel kuvveti
P_i	i. kata gelen toplam düşey kuvvetler
Q	Hareketli yük

IX

S_a	Yapıya etki eden spektral ivme katsayısı
S_{a1}	1. modda yapıya etki eden spektral ivme katsayısı
S_{ap}	Performans noktasının spektral ivme katsayısı değeri
S_{api}	Tahmini performans noktasının spektral ivme katsayısı değeri
S_{ay}	Kapasite eğrisinde elastik davranışın bittiği noktanın spektral ivme katsayısı değeri
S_d	Spektral deplasman
S_{d1}	1. modda oluşan spektral deplasman
S_{dp}	Performans noktasının spektral deplasman değeri
S_{dpi}	Tahmini performans noktasının spektral deplasman değeri
S_{dy}	Kapasite eğrisinde elastik davranışın bittiği noktanın spektral deplasman değeri
s_j^*	j. kata gelen yatay kuvvet
SR_A	Talep spektrumunun yatay kısmı için esas alınan sönüm katsayısı
SR_V	Talep spektrumunun eğri kısmı için esas alınan sönüm katsayısı
t	Eşdeğer basınç çubuğunun kalınlığı
T_A	Elastik talep eğrisinde düzgün artan bölgenin sona erdiği periyot değeri
t_{duvar}	Dolgu duvarın kalınlığı
T_e	Yapının etkin yerel periyodu
T_f	Köşegen çekme çubuğunun çekme dayanımı
t_f	Lifli polimer şeridinin kalınlığı
T_i	Yapının elastik yerel periyodu
T_S	Elastik talep eğrisinde sabit kalan bölgenin sona erdiği periyot değeri
t_w	Perde kalınlığı
V	Taban kesme kuvveti
$V(t)$	Zamana bağlı değişen taban kesme kuvveti
V_1	1. modda yapıya etki eden taban kesme kuvveti
V_i	i. kata gelen kesme kuvveti
$V_j(t)$	J. modda yapıya etki eden dinamik taban kesme kuvveti
V_n	Kolon-kiriş birleşim noktasındaki mevcut kesme kuvveti
W	Bina ağırlığı
w	Eşdeğer basınç çubuğunun genişliği

w_f	Lifli polimer şeridinin genişliği
w_n	n. katın ağırlığı
Z	Deprem bölge katsayısı
α_1	Yapının 1. moda ait etkin kütlesi ile m toplam kütesinin oranı
β_0	Çevrimsel sönüm
β_{eff}	Toplam sönüm
Γ_1	1. moddaki kütle dağılım katsayısı (Participation Factor)
δ	Yer değiştirme, deplasman
$\delta_{çatı}$	Çatı yer değiştirmesi
δ_{e1}	Sabit yükleme altında elastik şekil değiştirme miktarı
δ_{e2}	Sabit yüklemenin kaldırılması ile geri dönen elastik şekil değiştirme miktarı
$\delta_{i \max}$	i. kattaki en büyük kat ötelenmesi miktarı
δ_{n1}	1. modda n. katın yer değiştirmesi
δ_{s1}	Sabit yükleme altında sünme şekil değiştirme miktarı
δ_{s2}	Sabit yüklemenin kaldırılması ile geri dönen sünme şekil değiştirme miktarı
δ_t	Hedef deplasman
ϵ	Birim şekil değiştirme
ϵ_c	Betonun birim şekil değiştirmesi
ϵ_{c0}	Karakteristik dayanıma karşılık gelen şekil değiştirme
ϵ_{cu}	Kırılma şekil değiştirmesi
ϵ_e	Akma gerilmesine denk gelen elastik birim şekil değiştirme
ϵ_p	Plastik birim şekil değiştirme
ϵ_{sh}	Donatı çeliğinin pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmesi
ϵ_{su}	Donatı çeliğinin kopma birim şekil değiştirmesi
ϵ_{sy}	Donatı çeliğinin akma birim şekil değiştirmesi
ϕ	Eğrilik miktarı, Yapının görelî yer değiştirmesi veya genliğı
ϕ_{\max}	En büyük eğrilik miktarı
ϕ_{nj}	n. katın J. modundaki görelî yer değiştirmesi veya genliğı
ϕ_p	Plastik eğrilik miktarı
θ	Eşdeğer basınç çubuğunun yatayla yaptığı açı

κ	Sönüm düzeltme katsayısı
λ	Eşdeğer basınç çubuğu katsayısı
μ	Süneklik
ρ	Çekme donatısı oranı
ρ'	Basınç donatısı oranı
ρ_b	Dengeli donatı oranı
ρ_s	Kesitte bulunan enine donatının hacimsel oranı
ρ_{sm}	Kesitte bulunması gereken enine donatının hacimsel oranı
σ	Gerilme
σ_c	Betonun gerilmesi
σ_e	Akma gerilmesi
φ_{j1}	j. katın 1. mod şekli bileşeni
φ_p	Plastik mafsaldaki toplam eğrilik
ω	Dairesel frekans

ÇİZELGELER DİZİNİ

	Sayfa
Çizelge 3.1. S220 ve S420 donatıları için sınır değerler.....	19
Çizelge 3.2. FEMA-356 'ya göre depremlerin sınıflandırması.....	45
Çizelge 3.3. Deprem bölge katsayısı.....	47
Çizelge 3.4. Kaynağa mesafe katsayısı.....	48
Çizelge 3.5. Zemin sınıfları (ATC-40, 1996).....	49
Çizelge 3.6. C_A için zemin sınıfına bağlı çarpan.....	49
Çizelge 3.7. C_V için zemin sınıfına bağlı çarpan.....	49
Çizelge 3.8. Yapı davranış türünün belirlenmesi.....	57
Çizelge 3.9. Sönüm düzeltme katsayısı.....	57
Çizelge 3.10. Spektral indirgeme katsayıları.....	58
Çizelge 3.11. Spektral indirgeme katsayıları minimum değerleri.....	58
Çizelge 3.12. Hasar seviyelerine göre görelî yer değiştirmelerin sınırlandırılması.....	61
Çizelge 3.13. Görelî kat ötelemeleri sınırlandırılması.....	61
Çizelge 3.14. Betonarme kirişler için izin verilen plastik mafsal dönmeleri.....	63
Çizelge 3.15. Betonarme kolonlar için izin verilen plastik mafsal dönmeleri.....	63
Çizelge 3.16. Betonarme perdeler için izin verilen plastik mafsal dönmeleri.....	63
Çizelge 3.17. Kolon-kiriş birleşim noktaları için izin verilen plastik mafsal dönmeleri.....	64
Çizelge 3.18. Farklı deprem düzeyleri için öngörülen minimum performans hedefleri.....	76
Çizelge 3.19. Yapısal performans seviyeleri ve kodları.....	77
Çizelge 3.20. Yapısal performans aralıkları ve kodları.....	77
Çizelge 3.21. Yapısal olmayan performans seviyeleri ve kodları.....	80
Çizelge 3.22. FEMA-356'ya göre yapı performans seviyeleri.....	82
Çizelge 3.23. FEMA-356'ya göre hasar durumları.....	84
Çizelge 4.1. Plastik mafsal türleri, etkileri ve kullanılacağı yerler.....	87
Çizelge 4.2. Pushover yüklemeleri için katsayı ve kombinasyonlar.....	88
Çizelge 4.3. Modellenen binaların yapısal özellikleri.....	92
Çizelge 4.4. Modellenen binaların saniye cinsinden periyot değerleri.....	92
Çizelge 4.5. Modellenen binaların sismik özellikleri.....	93

Çizelge 4.6. Modellemelerde esas alınan düşey yüklemeler.....	93
Çizelge 4.7. Etabs ve titreşim deneyleri yapı periyot sonuçlarının karşılaştırılması.....	96
Çizelge 4.8. A-1 binasının performans noktası değerleri.....	98
Çizelge 4.9. A-1 binasının EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu	102
Çizelge 4.10. A-2 binasının performans noktası değerleri.....	105
Çizelge 4.11. A-2 binasının 09EYNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu	107
Çizelge 4.12. A-2 binası 2. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri.....	108
Çizelge 4.13. A-2 binası 2. kat kesme kuvveti özellikleri.....	108
Çizelge 4.14. A-3 binasının performans noktası değerleri.....	110
Çizelge 4.15. A-3 binasının 09EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu.....	112
Çizelge 4.16. A-3 binası zemin kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri.....	114
Çizelge 4.17. A-3 binası zemin kat kesme kuvveti özellikleri.....	114
Çizelge 4.18. A-4 binasının performans noktası değerleri.....	116
Çizelge 4.19. A-4 binasının 09EYPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu.....	118
Çizelge 4.20. A-4 binası 1. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri.....	119
Çizelge 4.21. A-4 binası 1. kat kesme kuvveti özellikleri.....	119
Çizelge 4.22. A-5 binasının performans noktası değerleri.....	120
Çizelge 4.23. A-5 binasının 09EYNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu.....	123
Çizelge 4.24. A-5 binası 3. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri.....	124
Çizelge 4.25. A-5 binası 3. kat kesme kuvveti özellikleri.....	124
Çizelge 4.26. B-1 binasının performans noktası değerleri.....	126
Çizelge 4.27. B-1 binasının 09EXNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu.....	128
Çizelge 4.28. B-1 binası zemin kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri.....	129
Çizelge 4.29. B-1 binası zemin kat kesme kuvveti özellikleri.....	129
Çizelge 4.30. B-2 binasının performans noktası değerleri.....	130
Çizelge 4.31. B-2 binasının EYPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu.....	132

Çizelge 4.32. B-2 binası zemin kattaki taşıyıcı elemanların mafsallık özellikleri.....	133
Çizelge 4.33. B-2 binası zemin kat kesme kuvveti özellikleri.....	134
Çizelge 4.34. B-3 binasının performans noktası değerleri	135
Çizelge 4.35. B-3 binasının EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu.....	137
Çizelge 4.36. B-3 binası 2. kattaki taşıyıcı elemanların mafsallık özellikleri.....	139
Çizelge 4.37. B-3 binası 2. kat kesme kuvveti özellikleri.....	139
Çizelge 4.38. C-1 binasının performans noktası değerleri.....	141
Çizelge 4.39. C-1 binasının 09EXNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu	143
Çizelge 4.40. C-1 binası 7. kattaki taşıyıcı elemanların mafsallık özellikleri.....	144
Çizelge 4.41. C-1 binası 7. kat kesme kuvveti özellikleri.....	144
Çizelge 4.42. C-2 binasının performans noktası değerleri	146
Çizelge 4.43. C-2 binasının EYPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu	148
Çizelge 4.44. C-2 binası 1. kattaki taşıyıcı elemanların mafsallık özellikleri.....	149
Çizelge 4.45. C-2 binası 1. kat kesme kuvveti özellikleri	149
Çizelge 5.1. İncelenen binaların performans seviyesi bilgileri.....	152

ŞEKİLLER DİZİNİ

	Sayfa
Şekil 3.1. İdeal elastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi.....	10
Şekil 3.2. İdeal elasto-plastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi.....	11
Şekil 3.3. Doğrusal olmayan elasto-plastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi.....	12
Şekil 3.4. Betonarme çubuk elemanlardaki genel gerilme – şekil değiştirme eğrisi.....	12
Şekil 3.5. Tek eksenli basınç etkisinde beton silindireler için gerilme-şekil değiştirme eğrileri (Ersoy ve Özcebe, 2001).....	13
Şekil 3.6. Donatısız beton kesiti için Hognestad modeli.....	15
Şekil 3.7. Donatılı beton kesiti için Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli.....	15
Şekil 3.8. Yükleme hızının gerilme – şekil değiştirme eğrisi üzerindeki etkileri (Ersoy ve Özcebe, 2001).....	15
Şekil 3.9. Tekrarlı yükler altında gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Ersoy ve Özcebe, 2001).....	16
Şekil 3.10. Beton elastisite modülü belirleme yöntemleri.....	17
Şekil 3.11. Betonda elastik ve sünme şekil değiştirmeleri (Ferguson ve ark., 1988).....	18
Şekil 3.12. DBYBHY-2007'ye göre donatı çeliklerinin gerilme-şekil değiştirme grafiği.....	20
Şekil 3.13. Basit eğilme etkisindeki betonarme kirişin gerilme – şekil değiştirme eğrisi	21
Şekil 3.14. Yükleme etkisindeki bir kirişin moment ve kesme diyagramları.....	23
Şekil 3.15. Bir kirişte yükleme etkisiyle oluşabilecek olan çatlamlar.....	24
Şekil 3.16. Kolon-kiriş birleşim yeri yakınındaki moment ve eğrilik değişimleri.....	25
Şekil 3.17. İdeal elasto-plastik malzeme için moment-eğrilik ilişkisi.....	26
Şekil 3.18. Plastik moment – plastik dönme diyagramları, (a) Pekleşmesiz, (b) Pekleşmeli	30
Şekil 3.19. Dinamik yatay yüklemeler altındaki bina davranışı	34
Şekil 3.20. Tekrarlı dinamik yükleme ile oluşan histeretik çevrim ve omurga eğrisi.....	34
Şekil 3.21. Yapının kuvvet - deplasman değerlerinin grafik üzerinde gösterilmesi.....	35

Şekil 3.22. Adım adım arttırılan yatay yükleme ve yapıdaki deplasmanın ilişkisi.....	36
Şekil 3.23. Örnek bir kapasite eğrisi ve tahmini hasar seviyeleri.....	36
Şekil 3.24. Taban kesme kuvveti ve katlara dağılışı.....	41
Şekil 3.25. Kapasite spektrumunun spektral formata dönüştürülmesi.....	44
Şekil 3.26. %5 sönümlü standart talep eğrisi.....	50
Şekil 3.27. Talep spektrumunun ADRS formatına dönüştürülmesi (Celep, Kumbasar, 2004).....	51
Şekil 3.28. Kapasite spektrumu eğrisinin iki doğru parçasıyla idealleştirilmesi.....	52
Şekil 3.29. Tahmini performans noktasının bulunması.....	53
Şekil 3.30. Spektral indirgeme için sönümlemenin türetilmesi.....	55
Şekil 3.31. Bir çevrimde tüketilen enerji miktarının bulunması.....	55
Şekil 3.32. ADRS formatındaki talep spektrumunun indirgenmesi.....	58
Şekil 3.33. A prosedürü ile performans noktasının belirlenmesi.....	60
Şekil 3.34. Sünek kesitlerde hasar sınırları ve hasar bölgeleri.....	73
Şekil 4.1. Kolon kesitine etki eden kuvvetler.....	86
Şekil 4.2. Tuğla dolgu duvarın eşdeğer basınç çubuğu olarak modellenmesi.....	89
Şekil 4.3. Eşdeğer sanal çubuğun basınca çalışması.....	93
Şekil 4.4. Modellenen binaların Antakya bölgesindeki yerleşimleri.....	94
Şekil 4.5. Yatay yüklemeler için önerilen yöntemler.....	95
Şekil 4.6. A-1 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	97
Şekil 4.7. A-1 binasının planı.....	97
Şekil 4.8. A-1 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	98
Şekil 4.9. A-1 binası EXPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi.....	99
Şekil 4.10. A-1 binası EXPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri	99
Şekil 4.11. A-1 binası EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş) ...	100
Şekil 4.12. A-1 binası EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	100
Şekil 4.13. Taslak bir kapasite eğrisi üzerinde performans aralıklarının gösterilmesi..	101
Şekil 4.14. A-2 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	104
Şekil 4.15. A-2 binasının planı.....	104
Şekil 4.16. A-2 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	105
Şekil 4.17. A-2 binası 09EYNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi.....	106
Şekil 4.18. A-2 binası 09EYNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu	

eğrileri	106
Şekil 4.19. A-2 binası 09EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	107
Şekil 4.20. A-2 binası 09EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	107
Şekil 4.21. A-3 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	109
Şekil 4.22. A-3 binasının planı.....	109
Şekil 4.23. A-3 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	110
Şekil 4.24. A-3 binası 09EXPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi.....	111
Şekil 4.25. A-3 binası 09EXPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri.....	111
Şekil 4.26. A-3 binası 09EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	112
Şekil 4.27. A-3 binası 09EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	112
Şekil 4.28. A-4 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	114
Şekil 4.29. A-4 binasının planı.....	115
Şekil 4.30. A-4 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	115
Şekil 4.31. A-4 binası 09EYPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi.....	116
Şekil 4.32. A-4 binası 09EYPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri.....	116
Şekil 4.33. A-4 binası 09EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	117
Şekil 4.34. A-4 binası 09EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	117
Şekil 4.35. A-5 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	119
Şekil 4.36. A-5 binasının planı.....	120
Şekil 4.37. A-5 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	120
Şekil 4.38. A-5 binası 09EYNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi.....	121
Şekil 4.39. A-5 binası 09EYNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri.....	121
Şekil 4.40. A-5 binası 09EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	122
Şekil 4.41. A-5 binası 09EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	122

Şekil 4.42. B-1 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	124
Şekil 4.43. B-1 binasının planı.....	125
Şekil 4.44. B-1 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	125
Şekil 4.45. B-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi.....	126
Şekil 4.46. B-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri.....	126
Şekil 4.47. B-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	127
Şekil 4.48. B-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	127
Şekil 4.49. B-2 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	129
Şekil 4.50. B-2 binasının planı.....	130
Şekil 4.51. B-2 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	130
Şekil 4.52. B-2 binası EYPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi	131
Şekil 4.53. B-2 binası EYPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri.....	131
Şekil 4.54. B-2 binası EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)....	132
Şekil 4.55. B-2 binası EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	132
Şekil 4.56. B-3 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	134
Şekil 4.57. B-3 binasının planı.....	135
Şekil 4.58. B-3 binasının 3 boyutlu Etabs modeli	135
Şekil 4.59. B-3 binası EXPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi	136
Şekil 4.60. B-3 binası EXPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri.....	136
Şekil 4.61. B-3 binası EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	137
Şekil 4.62. B-3 binası EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	137
Şekil 4.63. C-1 binasının ön cepheden fotoğrafı	140
Şekil 4.64. C-1 binasının planı.....	140
Şekil 4.65. C-1 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	140
Şekil 4.66. C-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi.....	141
Şekil 4.67. C-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri.....	141

Şekil 4.68. C-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	142
Şekil 4.69. C-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	142
Şekil 4.70. C-2 binasının ön cepheden fotoğrafı.....	145
Şekil 4.71. C-2 binasının planı.....	145
Şekil 4.72. C-2 binasının 3 boyutlu Etabs modeli.....	146
Şekil 4.73. C-2 binası EYPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi.....	146
Şekil 4.74. C-2 binası EYPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri.....	147
Şekil 4.75. C-2 binası EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş).....	147
Şekil 4.76. C-2 binası EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü).....	148
Şekil 5.1. A tipi binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması.....	153
Şekil 5.2. B tipi binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması.....	153
Şekil 5.3. C tipi binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması.....	153
Şekil 5.4. İncelenen bütün binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması.....	154

1. GİRİŞ

Deprem, insanlığın yerleşik yaşama geçtiği dönemlerden bu yana dikkat edilmesi gereken bir doğa olayı olmuştur. Dünyanın iç katmanlarındaki magmanın hareketi nedeni ile yüzeydeki tabakaların birbirine çarpması, sürtünmesi veya ayrılması sonucu oluşan titreşimler depremleri meydana getirmektedir. Depremi şiddet ve büyüklük olmak üzere iki önemli özelliği vardır. Depremi şiddeti kayıt cihazları ile ölçülen değeri; büyüklüğü ise meydana getirdiği hasarı gösterir. Ülkemiz, dünyanın aktif deprem kuşaklarından biri olan Alp-Himalaya deprem kuşağında bulunmaktadır. Özellikle Kuzey Anadolu fay hattı, Doğu Anadolu fay hattı ve Ege bölgesindeki yerel faylar, ülkemiz tarihinde önemli izler bırakan sayısız deprem meydana getirmişlerdir. Bu depremlerin en önemli örneği 17 Ağustos 1999'da meydana gelen Marmara Depremi'dir.

Marmara depremi sonrasında da açıkça gözlemlendiği üzere hatalı projelendirilmiş veya projesine uygun olarak inşa edilmemiş yapıların yanı sıra geçmiş yönetmeliklere uygun yapılmış binalar da önemli derecede hasar görmüştür. Yapılan incelemelerde öne çıkan hasar görme nedenleri yapıların taşıyıcı sistemlerinin zayıf kolon - güçlü kiriş özelliği göstermesi, yumuşak kat düzensizliği, kısa kolonların varlığı, işçilik ve malzeme yetersizliği gibi kusurlardır. Ağır hasar ve göçmeler ise genelde kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki ani ve büyük dayanım kayıplarından ve fiziksel bağlantının yitirilmesinden kaynaklanmaktadır.

Yakın tarihte meydana gelen benzeri büyük depremlerin de (Loma Prieta, 1989; Norridge, 1994; Kobe, 1995) önemli derecede can ve mal kaybına neden olması, araştırmacıları yapıların deprem esnasındaki davranışlarının daha gerçekçi olarak ele alınması ve uygun tasarım kuralları oluşturulması adına yeni yöntemler geliştirmeye zorlamıştır. Depreme karşı dayanıklı yapı tasarımında uzun bir süre etkili olan yapının deprem kuvveti altında doğrusal elastik davranışta bulunması kabulü, yerini daha gerçekçi bir yaklaşım olan doğrusal olmayan davranış kabulüne bırakmıştır.

Sismik tasarım yöntemleri ile ilgili olarak mühendisler arasında elastik tasarım ve analiz yöntemlerinin, deprem esnasında yapılarda görülecek olan sismik performansların tahmin edilmesindeki birçok önemli noktanın açıklanmasında yeterli olmadığına dair genel bir fikir birliği vardır. Geleneksel yapı tasarım yöntemlerinde can

güvenliğini sağlamak için dayanım, rijitlik, kullanılabilirlik hasar kontrolü, kayma limiti gibi kıstaslar mevcuttur. Deprem etkisi, kuvvet ve eleman kesitlerinin hesabında kullanılan güvenlik katsayıları ile temsil edilmektedir. Ancak bu yöntem, deprem sonrası yapının alacağı hasar durumu hakkında bilgi vermekten uzaktır. Elastik Olmayan Zaman Tanım Alanı Yöntemi (Time History) ise nonlinear davranışı esas alan oldukça etkili bir çözüm tekniği olmasına rağmen; pratik çalışmalar için uygun olmayan, hesaplama yönünden masraflı ve yorucu bir yöntemdir. Kapasite Spektrumu Yöntemi anlaşılması, uygulanması ve yapının gerçek davranışını güvenilir bir biçimde ele alması bakımından diğer hesap yöntemlerinden ayrılmaktadır.

Doğrusal olmayan birçok hesaplama yönteminin temelinde, malzemenin elastik ötesi davranışının gerçekçi olarak ele alınmasına olanak veren Statik İtme Analizi (Pushover Analizi) mevcuttur. Sabit bir düşey yük ve adım adım arttırılan yatay yüklerin etkisindeki yapının kapasite eğrisi (Taban Kesme Kuvveti – Yer Değiştirme) oluşturulur. Göçme deformasyonuna ulaşıncaya kadar kesme kuvvetine maruz kalan yapının deprem sonrası oluşacak hasar durumu yani performansı belirlenir. Modern deprem tasarım yönetmeliklerinde önerilen ve yukarıda bahsedilen doğrusal olmayan analizlere dayanan Performansa Dayalı Tasarım Yöntemi, depreme maruz kalan bir yapıda oluşan hasarların öngörülen performans seviyeleriyle karşılanması şeklinde açıklanan genel bir tasarım anlayışıdır. Başta FEMA-356 olmak üzere birçok yönetmelikte performansa dayalı tasarım için hesaplama prosedürleri önerilmiş ve birbirine yakın sonuçlar veren yaklaşımlar geliştirilmiştir.

Depreme dayanıklı yapı tasarımında amaç, muhtemel bir depremi olabildiğince az can ve mal kaybı ile atlatmaktır. 1998’de kullanılmaya başlanan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (ABYYHY)’de uygun olarak projelendirilen bir yapının hedeflenen davranışı şöyle izah edilmiştir;

“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 şeklindedir”.

Mart 2007’de yürürlüğe konan ve ABYYHY’nin geliştirilmiş hali olan Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik’te (DBYBHY, 2007) de doğrusal

olmayan hesap yöntemleri ve performansa dayalı tasarım konuları üzerinde önemle durulmuştur.

2. ÖNCEKİ ÇALIŞMALAR

Yapıların doğrusal olmayan davranışlarının belirlenmesi, kullanılan sonlu elemanlar yöntemlerinin ve diferansiyel bağıntıların oldukça yorucu ve karmaşık işlemler içermesi nedeniyle yakın zamana kadar pratikte incelenebilecek bir konu olamamıştır. Deprem mühendisliğinde nonlineer analizin yaygın olarak kullanılması, son yıllarda bilgisayarların hesaplama hızlarının artmasıyla doğru orantılı olarak artmıştır. Doğrusal olmayan statik hesap yöntemleri temel olarak, yapının yatay yük taşıma kapasitesini ifade eden kapasite eğrisinin belirlenmesini, bu eğriden yararlanarak göz önüne alınan deprem için yapının elastik olmayan maksimum deplasmanının yani deplasman talebinin hesaplanmasını ve bu deplasman değerine kadar statik olarak itilmiş bir yapının performansının belirlenmesini içermektedir (Özer, 2004). Doğrusal olmayan yapı analiz ve tasarım yöntemleri hakkında özellikle son 25 yılda önemli adımlar atılmış olmasına rağmen konunun gelişme ve ilerleme süreci günümüzde de devam etmektedir.

Doğrusal olmayan statik analiz hesaplamalarının uygulanabilmesi için, yüksek serbestlik dereceli yapı sistemlerinin sadeleştirilerek tek serbestlik dereceli sistemlere indirgenmesine ihtiyaç vardır. Bu tek serbestlik dereceli sistem, yüksek serbestlik dereceli sistemin genel tepki karakteristiklerini tam olarak temsil edebilmelidir. Tek serbestlik dereceli sistemlerin Deprem Simulatörleri ile yapılan testleri sonucunda, rijitliği azaltılmış ve sünekliği artırılmış elastik bir tek dereceli sistem kullanılması ile sistemlerin elastik olmayan davranışlarının tanımlanmasının mümkün olduğu gösterilmiştir (Gülkan ve Sözen, 1974). Gülkan ve Sözen'in yöntemi daha sonraları Shibata ve Sözen (1976) tarafından geliştirilmiş ve yüksek serbestlik dereceli yapılar için Substitute - Structure Metodu önerilmiştir. Bu metot; betonarme çerçeveli yapılar için tasarım kuvvetlerinin, tasarım spektrumu ile ifade edilen deprem enerjisi ve cinsine bağlı olarak belirlenmesinde kullanılmaktadır. Bu yöntem aslında bir analiz yönteminden çok bir tasarım yöntemidir. Konusu ise yapı bileşenlerinin, izin verilen en büyük tepki deplasmanı değerini aşmadan yapabilecekleri en kritik dayanımı bulmaktır. Bu yöntem daha sonra Priestley ve Kowalsky (1993) ve Priestley (1993; 2003) tarafından Doğrudan Deplasmana Dayalı Tasarım Yaklaşımı'nın geliştirilmesinde kullanılmıştır.

Saiidi ve Sözen (1981) tarafından Q modeli önerilmiştir. Bu modelde yapının her bir elemanındaki moment-eğrilik ilişkisinin, günümüzde kullanılan taban kesme kuvvetinin aksine yüksek serbestlik dereceli sistemlerin çatı deplasmanı-moment eğrisinden türetilbileceği gösterilmektedir. Bu eğri, tek serbestlik dereceli bir sistemin kuvvet deplasman karakteristiklerinden türetilen bir eğri ile tasavvur edilmektedir. Daha sonra Fajfar ve Fischinger (1988) Q modeline farklı bir yorum getirerek N2 Yöntemi'ni ileri sürmüşlerdir. N2 yöntemi yapıların sismik analizi için yaklaşık ve basit bir elastik ötesi yöntemdir. Burada N, nonlineer analizi; 2 ise iki matematiksel model olduğunu ifade eder. Bu yöntem yüksek serbestlik dereceli modellerde kullanılan Pushover analizi ile bu modellerle eşdeğer olan tek serbestlik dereceli modellerde kullanılan tepki spektrumu analizini birleştirmektedir.

Freeman (2005), ilk kez Blume ve ark. (1961) tarafından yazılmış “Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions” (Çok katlı betonarme yapıların deprem hareketlerine göre tasarımı) kitabında ele alınmış olan elastik olmayan sismik tasarım için “Yanal Yük-Statik Sapma” diyagramının (Pushover eğrisi) oluşturulması hakkında bazı yöntemler ileri sürmüştür. 1970'lerin başlarında, bu teknik geliştirilmiş ve Puget Boğazı Askeri Tersanesindeki pilot sismik risk projesi için hızlı bir değerlendirme yöntemi olarak kullanılmıştır. Bu, literatüre Kapasite Spektrum Yöntemi olarak geçmiştir. Kapasite Spektrumu Yöntemi, deprem yer hareketlerinin neden olduğu deformasyon ve kuvvetlere gösterdiği direnç yeteneğinin belirlenmesinde ve yapının dayanabilirliğinin tahmininde kullanılan yaklaşık bir elastik ötesi analiz yöntemidir. Prosedür, incelenecek binanın kuvvet-deplasman veya ivme-deplasman eğrisinin hesabı ile bu eğrinin özel bir deprem için hesaplanan talep spektrumuyla mukayesesini içermektedir (Mahaney ve ark., 1993). Daha büyük mod etkilerinin hesaplanması amacıyla basit bir Çoklu Modal Pushover prosedürünün kullanılması önerilmiştir (Paret ve ark, 1996; Sasaki ve ark, 1998). Ayrıca Chopra ve Goel (2001) bir Modal Pushover Analizi tekniği ortaya koymuştur. Kapasite spektrumu metodu, Modal Pushover analizini de kapsayacak şekilde şu adımları izler,

1. Bina modellemesinin yapılması, mod şekillerinin ve periyotların bulunması,
2. İlgili sabit yatay yüklemelerin ve doğrusal mod şekillerinin belirlenmesi,
3. Araştırılan modlar için Pushover analizinin yapılması,
4. Her bir Pushover analizi için kapasite eğrisinin çıkarılması,

5. Oluşturulan kapasite eğrisinin Spektral İvme Katsayısı - Spektral Deplasman eğrisine dönüştürülmesi,

6. Spektral talep formatına çevrilmiş eğrinin çizilmesi,

7. Kapasite ve talep eğrilerinin karşılaştırılması.

Moghadam (2002) Pushover prosedüründeki daha büyük mod seviyelerinden de etkilenen yüksek binaların maksimum sismik taleplerinin bulunabilmesi amacıyla Pushover Results Combination yöntemini önermiştir. Bu yaklaşım Pushover analizinde yüklemeler sonucu binalarda oluşan mod şekillerinin hesabına dayanmaktadır. Bu yöntemde, tekil pushover analizlerinden elde edilen deplasmanlar ve kat ötelenmeleri gibi farklı tepki parametreleri, nihai değerleri elde etmek için bir kombinasyon kuralı kullanılarak birleştirilir.

Yapıların elastik olmayan davranışı nedeniyle oluşan yerel mekanizmaların biçimi sistem rijitliğini büyük ölçüde azaltır. Bunu göz önüne alarak, tasarlanmış veya zamanla değişen yüklemeler, nonlineer analizde daha güvenilir hesap adımları oluşturmak isteyen araştırmacıları uğraştırmaktadır. İlk olarak tümüyle tasarım yüklemelerinden faydalanan bir yöntem Bracci ve ark. (1997) tarafından sunulmuştur. Sunulan çalışmada kapasite spektrum yöntemi, tasarlanmış Pushover analizi ile elde edilen potansiyel ara kat mekanizmasının etkilerini ve süperpozisyon modeli kullanılarak her bir katta ayrı ayrı bulunabilen performans değişimlerini kapsayacak şekilde genişletilmiştir. Prosedür, dinamik analiz programı IDARC ile bulunan sonuçlarla uyumlu değerler vermiştir.

Krawinkler ve Seneviranta (1998) tarafından yapılan çalışmada, doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin dayandığı temel ilkeler özetlenmiş, yöntemlerin hassasiyeti değerlendirilmiştir. Ayrıca Gupta ve Kunnath (2000), yüksek modların etkilerini hesaplamaya olanak veren ve yerel yönetmeliklerdeki hataların giderilmesini sağlayan; “modal” zemin özelliklerine dayalı bir Pushover analizi yöntemi sunmuşlardır. Kunnath’ın yönteminde bahsetmeye değer olan şey, yapının dinamik özelliklerindeki ani değişimlere bağlı olarak uygulanan yüklemelerin de devamlı değişmesidir. Bu yüklemeler her bir n moduna uygulanabilir. Sonuçta, binanın taban kesme kuvvetinin hesaplanması için önerilmiştir. Maheri ve ark. (2003) farklı elemanlarla güçlendirilmiş çelik ve betonarme çerçevelerin artımsal itme sonucu davranışlarını laboratuvar ortamında belirlemişlerdir.

Moghadam ve Tso (1995) tarafından yapılan çalışmada, simetrik olmayan yüksek katlı yapı sistemlerinde deprem esnasında büyük hasarlara neden olan burulma düzensizliğinin hasar seviyesine etkisini göstermek üzere, simetrik olmayan yapılarda doğrusal olmayan statik artımsal itme analizi yöntemlerinin kullanımı üzerinde durulmuştur. Ayrıca burulma düzensizliğine sahip çok katlı yapıların hasar potansiyellerinin belirlenmesi için basitleştirilmiş bir yöntem geliştirilmiştir. Çalışmada yapıların deprem sırasındaki davranışlarında birinci mod etkilerinin hâkim olduğu gözlemlenmiştir.

Bir diğer tasarım yükleme uygulaması, yakın zamanda bir grup araştırmacı tarafından öne sürülmüş, geliştirmiş ve Elnashai (2001) tarafından tanıtılmış; tamamıyla yeni özelliklere sahip bir yöntemdir. Bu tekil Pushover analizi algoritması, çok sayıda mod içermekte ve analizin her bir adımındaki (ya da önceden belirlenmiş bir adımdaki) kuvvet dağılımının değişimine bağlı olarak sistem derecesindeki küçülmenin ve periyotlardaki büyümenin hesaplanmasına imkân vermektedir. Yapının dinamik özellikleri, her bir analiz adımında ani yapısal rijitlik durumunu da hesaba katan Eigenvalue analizi ile bulunur. Araziye -veya kayıtlara- özel spektral şekiller, yapıya gelmesi ve farklı titreşim modları oluşturması beklenen yer hareketlerinin hesaplanan dinamik etkilerine göre ölçeklendirilen kuvvetlere bakılarak açıkça tespit edilebilir. Son olarak, Papanikolaou ve Elnashai (2005; 2006) Pushover uygulamaları için daha güvenilir bir prosedür geliştirmişlerdir. Bu, Lif modeline dayalı ve değişken durumlara kendiliğinden uyum sağlayan bir yaklaşımdır. Bu yaklaşıma göre, yatay yükler analiz sırasında sabit kalmaz ve yapının elastik olmayan periyotlarına uyan ani mod şekillerinin kombinasyonunu temel alarak devamlı artarlar. Bu mod şekilleri, o anda geçerli olan tanjant rijitlik matrisinin Eigenvalue analizi ile çözümlenmesinden bulunabilir. Prosedür, Urbana – Champaign'deki Illinois Üniversitesi - Newmark laboratuvarlarında geliştirilen Zeus-NL paket programına uygulanmıştır.

Ayrıca, Antoniou ve Pinho (2004a, 2004b) Pushover prosedürlerine uyumlu deplasmana dayalı bir yöntem önermiş ve SeismoStruct'ta (SeismoSoft, 2004), internetten de bedava yüklenebilecek bir "Çerçeve Yapıların Sismik Analizi İçin Lif Modelli Sonlu Elemanlar" programı geliştirmişlerdir. Prosedürün açıklaması paket programın manual kısmında bulunabilir. Bu yöntemde, kuvvetleri temsil edecek şekilde

uygulanan yatay deplasmanlar, tekdüze bir şekilde binaya uygulanmakta ve ilerleyen rijitlik azaltmaları ile büyük mod etkileri açıkça hesaplanabilmektedir.

Yakın zamanda, Artımlı Talep Spektrumu Analizi olarak bilinen; çatı deplasmanı, kat ötelenmeleri, plastik mafsal dönmeleri gibi ana inelastik tepki niceliklerini daha doğru olarak hesaplayabilen ve birçok alternatif Pushover analizi yönteminin gelişmesinde çok büyük bir katkı sağlayan bir yöntem, Aydınoglu (2003) tarafından ortaya konmuştur. Bu yöntemin ardındaki ana fikir Gupta ve Kunnath (2000) tarafından geliştirilen prosedürün bir uygulamasıdır. Sunulan Artımlı Talep Spektrumu Analizi yöntemi, modal histerezis kapalı eğrisinin idealize edilmiş kısmında tanımlanan modal kapasite diyagramının yaklaşık olarak geliştirilmesine dayanmaktadır. Modal kapasite diyagramı, Pushover-History analizi olarak adlandırılan doğrusal yöntemde ani modal inelastik spektral deplasmanların tahmininde kullanılır.

Bahsedilmeye değer bir diğer yöntem ise yapıların sismik talep ve kapasitesi tahminlerinin doğrulanması için öne sürülen Artımlı Dinamik Analiz yöntemidir (Vamvatsikos ve Cornell, 2002). Bu yöntem, her bir değişik şiddet seviyesinden kayıtların ölçeklendirilmesi ile elde edilen bir dizi kayıt için yapı modelinin nonlinear zaman tanım alanı analizi sonuçlarını birleştirmeye yarar. Benzer şekilde, Mwafy ve Elnashai'de (2001), bir dizi Pushover analizi ve artımlı dinamik hasar analizi ile hesaplamalar yaparak geçerliliklerinin araştırılması ve Pushover analizi yönteminin uygulanabilirliği konusunda çalışmışlardır.

Pushover analizine dayalı hesap anlayışı ve kullanılan yöntemler hâlâ tartışmalara konu olmasına rağmen yakın zamanda depreme karşı yapı tasarımında en etkin ve yaygın metotlardan biri olacağı kabul edilmektedir.

3. MATERYAL VE YÖNTEM

Bu tez çalışmasında Antakya bölgesinde 106M420 numaralı TÜBİTAK projesi ve 107M445 numaralı TÜBİTAK-International Bureau of the BMBF projesi dâhilinde incelenmek üzere seçilen 10 adet betonarme konut tipi yapının sismik performans seviyelerinin belirlenmesi amaçlanmıştır. Yapılar 1975 deprem yönetmeliğine göre tasarlanmış olup, Antakya bölgesindeki genel konut tipi yapı stokunu temsil edecek şekilde seçilmiştir. Performans seviyeleri bulunan binalardan yola çıkarak Antakya şehri genelindeki konut tipi binaların olası bir depremdeki hasar görülebilirliği hakkında bir fikir elde edilmiştir.

Hesaplamalarda başta ATC-40 ve FEMA-356 yönetmeliklerinde yapıların depreme karşı tasarımı için önerilmiş ve hesaplama adımları açıklanmış yöntemlerden biri olan Kapasite Spektrumu Yöntemi kullanılmıştır. Yapıların performanslarının belirlenmesinde 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan (475 yılda bir gelebilecek) bir tasarım depremi esas alınmıştır. Binalar, doğrusal olmayan deprem hesaplamalarının yapılmasına olanak veren ETABS yapı analizi programı ile projelerine uygun olarak modellenmiştir. Modellemede binaların ana taşıyıcı sistemlerinin yanı sıra deprem anında yapının rijitliğine belli bir süre katkıda bulunacak olan dolgu duvarlar da göz önünde alınmıştır.

Günümüzün modern yapı tasarım yönetmelikleri, olası deprem etkilerine karşı projelendirilecek yapılarda malzemelerin doğrusal olmayan davranışlarını esas alan çözüm yöntemlerinin kullanılmasını önermektedir. Bu yöntemlerden bahsetmeden önce malzemelerin doğrusal ve doğrusal olmayan davranışlarının ne anlama geldiğinin doğru bir şekilde kavranması gerekir.

3.1. Malzemelerin Davranış Modelleri

Malzemelerin yük etkisi altındaki gerçek davranışlarının anlaşılabilmesi, hesaplanabilmesi ve bazı durumlarda gerçeğe en yakın sonuçlara ulaşılabilmesi amacıyla bir takım ideal sistemlerin oluşturulmasına ihtiyaç duyulmuştur. Bu çalışmada tek eksenli gerilme altındaki bir kesit için kabul edilen bazı davranış modelleri kısaca açıklanmıştır.

3.1.1. İdeal Elastik Davranış

Malzemeye bir kuvvet uygulanması durumunda şekil değiştirmelerin ortaya çıkması, kuvvet etkisi kalktığı anda ise malzemenin eski şekline tam olarak dönebilmesi halidir. Malzemenin üstündeki kuvvet etkisi arttığı sürece birim şekil değiştirmeler de doğrusal olarak artar. Gerilme – şekil değiştirme oranı değişmediği için elastisite modülü daima sabittir (Şekil 3.1.).

3.1.2. İdeal Elasto-Plastik Davranış

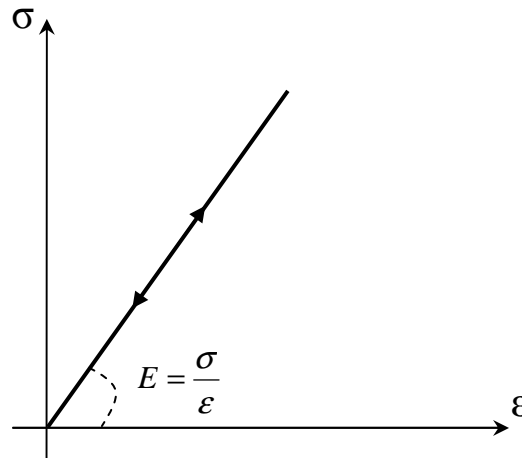
Bu davranışı gösteren malzemeden imal edilen kesitin gerilme – şekil değiştirme eğrisinin,

$$0 \leq \varepsilon \leq \varepsilon_e \text{ aralığında } \sigma = E \cdot \varepsilon \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_e \leq \varepsilon \leq \infty \text{ aralığında } \sigma = \sigma_e \quad (3.2)$$

Şeklinde iki doğru parçasından oluştuğu varsayılır. σ_e değeri akma gerilmesini temsil etmektedir. Yükleme yapılması durumunda akma gerilmesine kadar elastik özellik gösteren malzeme, bu gerilmeye ulaşılması ile tüm dayanımını kaybeder.

Gerilmede artış olmamasına rağmen çok büyük şekil değiştirmelere uğrar. Yüklemenin kaldırılması ile kesit eski şekline dönmeye çalışır ancak yalnızca elastik şekil değiştirmeler geri dönebilir. Plastik şekil değiştirmeler ise kalıcı olur. Malzemenin



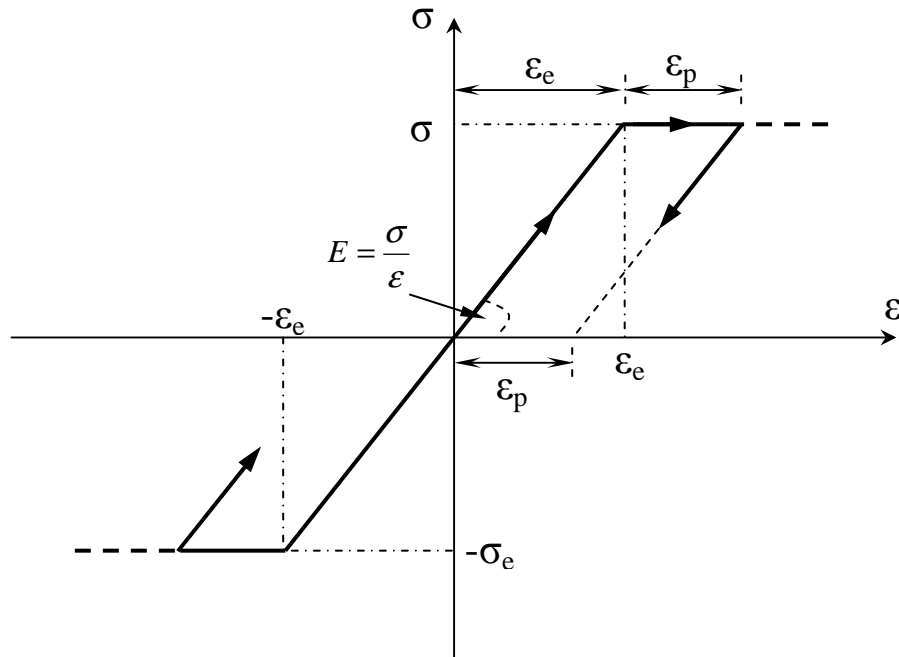
Şekil 3.1. İdeal elastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi

çekme ve basınç gerilmeleri altında aynı özellikleri gösterdiği kabul edilir (Şekil 3.2.). Basit eğilme etkisindeki dik kesitin şekil değiştirdikten sonra da düzlem olarak kaldığı (Bernoulli - Navier hipotezi); kesme kuvvetinin eğilme ve uzama şekil değiştirmelerine etkisinin ihmal edilebileceği varsayımları yapılmaktadır. Uygulamalarda yapı çeliklerinin davranışı, ideal elasto-plastik olarak idealleştirilebilir (Özer, 2006).

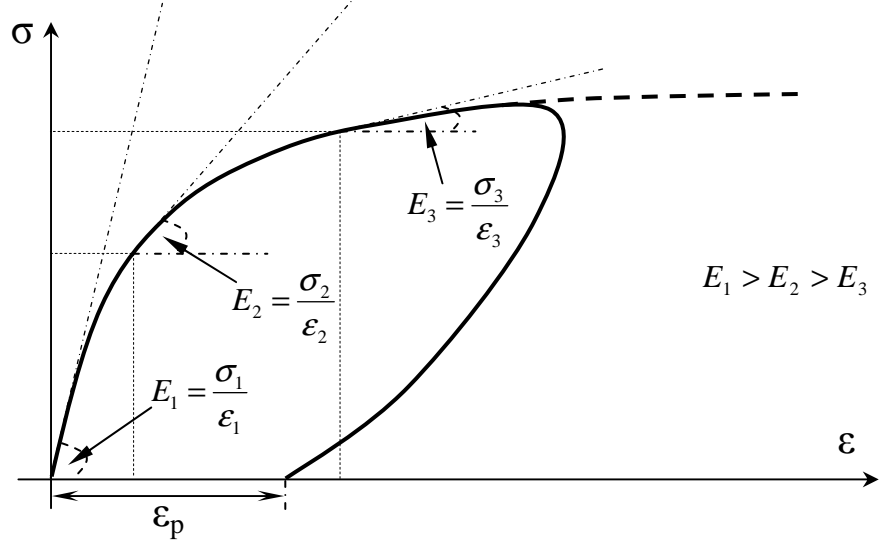
3.1.2. Doğrusal Olmayan Elasto-Plastik Davranış

İdeal elasto-plastik davranışta olduğu gibi malzemeye bir kuvvet uygulanması halinde artan şekil değiştirmelerin ortaya çıkması, ama kuvvet etkisi kalktığında malzemenin eski şekline tam olarak dönememesi halidir. Bu davranış türünde malzeme küçük gerilme değerlerinde elastik davranışa benzer hareket etmekteyken, gerilmeler büyüdükçe birim şekil değiştirmelerde doğrusal olmayan artımlar görülmektedir. Gerilme – şekil değiştirme oranı her bir adımda azalan bir eğimle artmaktadır. Bu da malzemeye kuvvet etki edilmesi ile elastisite modülünün azaldığı anlamına gelir.

Kuvvetin kaldırılması sonucu elastik şekil değiştirmeler geri dönerken plastik şekil değiştirmelerin önemli bir kısmı kalıcı olmaktadır (Şekil 3.3.). Yükleme etkisindeki betonarme malzemenin davranışını gerçeğe en yakın olarak yansıtan davranış modelidir.



Şekil 3.2. İdeal elasto-plastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi

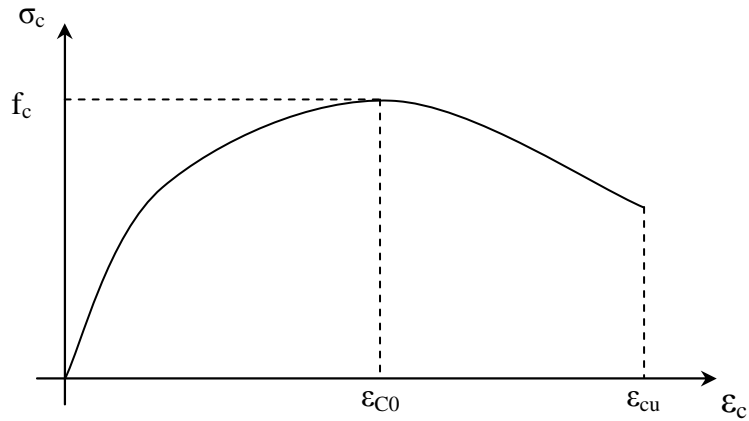


Şekil 3.3. Doğrusal olmayan elasto-plastik malzemede gerilme – şekil değiştirme ilişkisi

3.2. Beton ve Donatı Çeliğinin Yapısal Özellikleri

3.2.1. Beton Malzemesinin Yapısal Özellikleri

Beton yüksek bir basınç dayanımına ve nispeten düşük bir çekme dayanımına sahip; su, çimento, agrega ve katkı maddelerinin uygun şartlarda karıştırılması ile elde edilen ve yaygın olarak kullanılan bir yapı malzemesidir. Betonun çekme dayanımındaki zaafını gidermek amacıyla içine yüksek çekme dayanımına sahip çelik çubuklar yerleştirilerek betonarme malzemesi oluşturulur. Yüklemeye maruz kalan yatay bir betonarme çubuğun gerilme – şekil değiştirme eğrisi genel olarak Şekil 3.4. de gösterildiği gibi kabul edilir.



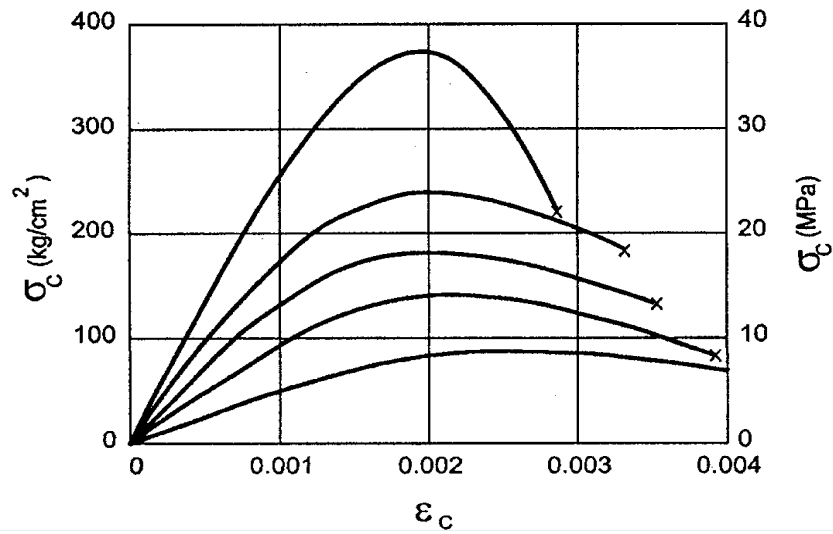
Şekil 3.4. Betonarme çubuk elemanlardaki genel gerilme – şekil değiştirme eğrisi

Şekil 3.4.'den de açıkça görülebileceği gibi beton malzemenin gerilme – şekil değiştirme eğrisi elastik olmaktan bir hayli uzaktır ve doğrusal olmayan elasto-plastik malzemeler için öngörülen davranış eğrisine benzer özellikler göstermektedir. Burada f_c betonun karakteristik dayanımını, ε_{c0} karakteristik dayanıma karşılık gelen şekil değiştirmeyi, ε_{cu} ise kırılma şekil değiştirmesini göstermektedir. Bu eğride dikkat edilmesi gereken nokta, kırılma şekil değiştirmesine karşılık gelen gerilmenin en büyük gerilmeden küçük olduğudur. Burada betonun “Yeniden Dağılım” özelliği ortaya çıkmaktadır. Fazla zorlanan beton lifindeki gerilme değeri maksimum gerilmeye ulaşınca daha fazla gerilme taşıyamaz ve gerilmeleri başka liflere aktarır, böylece en dış lifteki betonda ezilme maksimum gerilmeye karşılık gelen şekil değiştirmede değil, ondan daha büyük olan bir şekil değiştirme değerine ulaşıldığında ortaya çıkar.

Şekil 3.5.'de tek eksenli basınç etkisinde, farklı dayanım seviyelerindeki beton silindir numuneler için elde edilmiş olan gerilme şekil değiştirme diyagramları gösterilmiştir. Şekil 3.5.'den yararlanarak bazı sonuçlara ulaşmak mümkündür,

- Her türden beton için tek bir gerilme - şekil değiştirme eğrisinden söz edilemez.

Aynı bir gerilme - şekil değiştirme eğrisini temsil etmek üzere tek bir denklem kurmak oldukça zordur. Eğri farklı gerilme ve şekil değiştirme düzeylerinde farklı davranış göstermektedir. Küçük gerilme düzeylerinde doğrusal özellik gösterirken, gerilmelerin artmasıyla beraber doğrusallık giderek kaybolmakta ve eğri parabole benzemeye başlamaktadır.



Şekil 3.5. Tek eksenli basınç etkisinde beton silindirler için gerilme-şekil değiştirme eğrileri (Ersoy ve Özcebe, 2001)

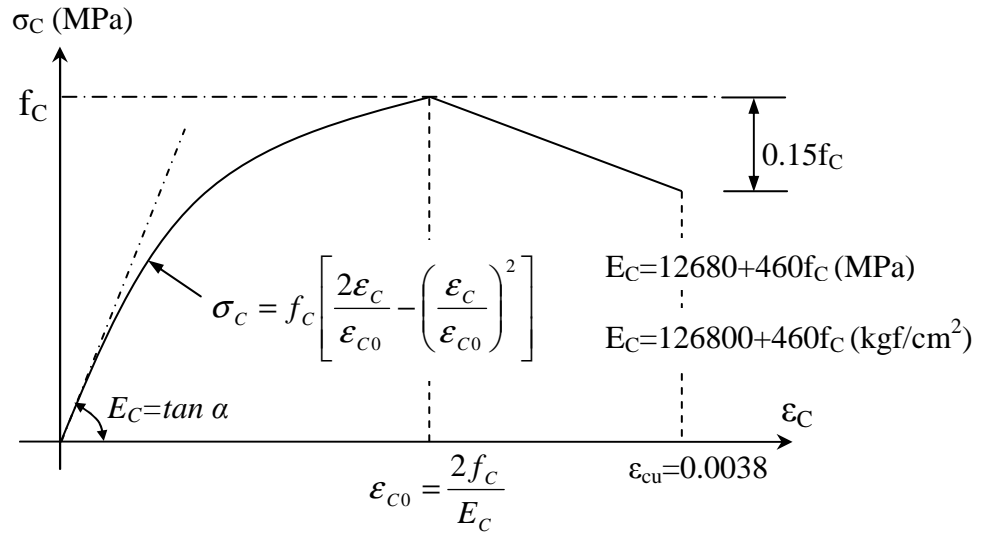
- Beton dayanımı arttıkça eğrilerin tepe noktaları daha belirgin hale gelmektedir.
- Maksimum gerilmeye karşılık gelen şekil değiştirme değeri beton basınç dayanımına bağlı değildir ve yaklaşık 0.002 dolayındadır. Ancak en büyük şekil değiştirme miktarı beton dayanımına göre önemli değişiklikler gösterir.
- Yüksek dayanıma sahip betonlarda başlangıç eğimi yani başlangıç elastisite modülü daha büyüktür. En büyük gerilme değerleri geleneksel betonlardakinden daha büyük olmasına rağmen maksimum şekil değiştirmesi daha küçüktür. Bu durum muhtemel bir aşırı yükleme durumunda aniden kırılma olabileceğini, dolayısıyla gevrek kırılma davranışına sahip olacağını gösterir. Geleneksel betonların maksimum gerilmeleri ve başlangıç eğimleri daha küçüktür ancak kırılma anındaki birim kısalma miktarı daha büyük olduğundan sünek kırılma davranışına sahiptir ve bu değere ulaşıncaya kadar sönmeyeceği enerji miktarı daha fazladır (Ersoy ve Özcebe, 2001).

Bütün beton sınıfları için gerçekçi bir gerilme – şekil değiştirme ilişkisi verebilecek analitik bir ifade elde etmek çok zordur. Bu nedenle yaklaşık sonuç veren idealleştirilmiş yöntemler kullanılmaktadır. Bu yöntemlerin en bilinenleri arasında Hognestad (1951), Kent ve Park (1971), Sheikh ve Uzumeri (1979), Mander ve ark. (1988), ve Saatçioğlu ve Razvi (1991) modelleri sayılabilir.

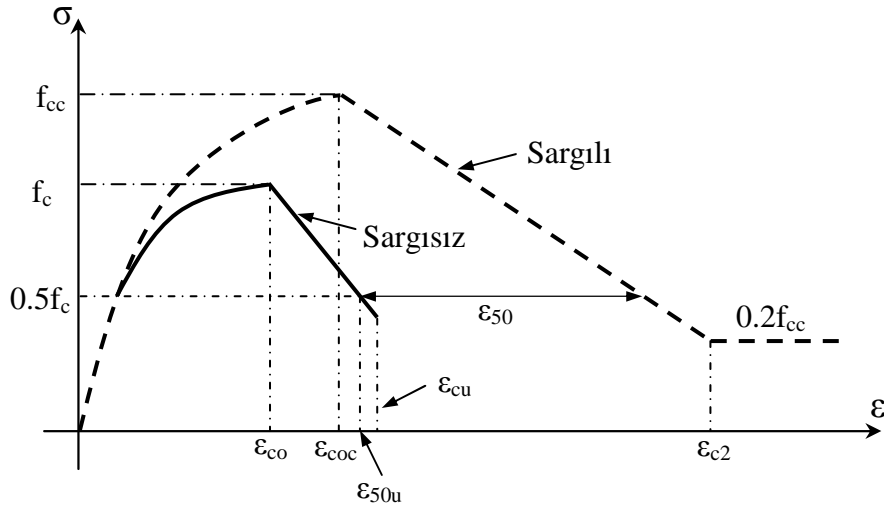
Şekil 3.6.'da donatısız betonlar için kullanılan **Hognestad** modeli, Şekil 3.7.'de ise donatılı betonlar için kullanılan **Geliştirilmiş Kent ve Park** modeli (Roy ve Sozen, 1964) gösterilmiştir.

Yapılan çalışmalar betonun gerilme – şekil değiştirme eğrisinin yükün miktarının yanı sıra etki etme süresi ve hızına göre de değişebildiğini göstermiştir. Münih Teknik Üniversitesi'nde Prof. Rüşch (1963) tarafından sabit deformasyon hızı altında yapılan yükleme deneylerinden elde edilen bazı gerilme–şekil değiştirme eğrileri Şekil 3.8.'deki gibidir.

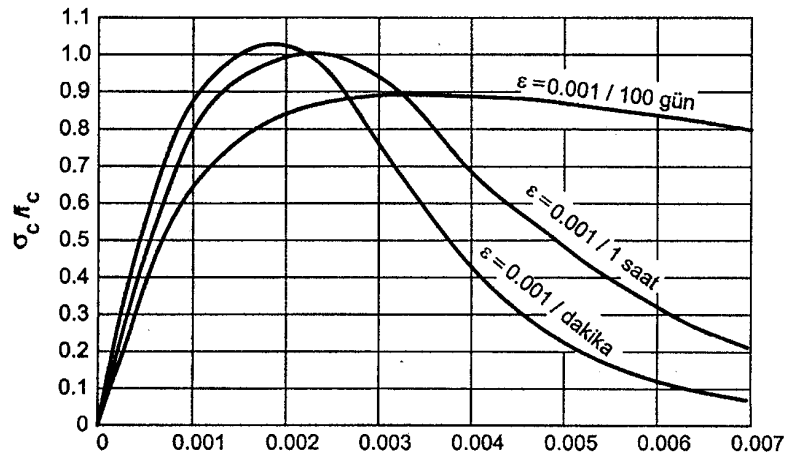
Bu deneyler betonu etkileyen yüklemenin hızı düştükçe dayanımın da azaldığını, bununla beraber sünekliğin arttığını göstermiştir. Bu nedenle betonun sabit yükler gibi uzun süreli etkili olan yükler altındaki davranışı ile deprem gibi ani yüklemeler altındaki davranışları oldukça farklı olmaktadır. Ayrıca betonarme sistemlerin tasarımında yapının kalıcı yüklemelerinin yanı sıra deprem yüklemelerinin de hesaba katılmasının önemi bir kez daha ortaya çıkmıştır.



Şekil 3.6. Donatısız beton kesiti için Hognestad modeli



Şekil 3.7. Donatılı beton kesiti için Geliştirilmiş Kent ve Park Modeli



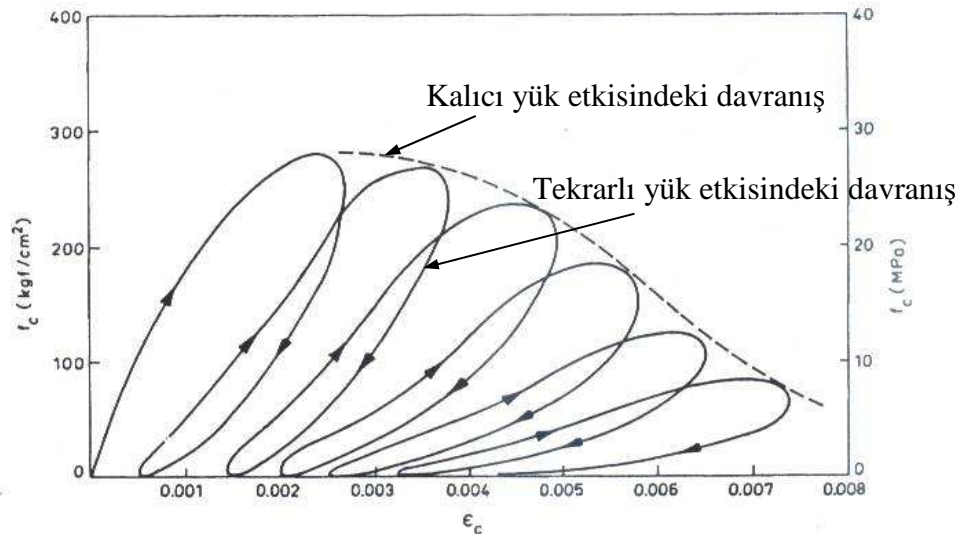
Şekil 3.8. Yükleme hızının gerilme – şekil değiştirme eğrisi üzerindeki etkileri (Ersoy ve Özcebe, 2001)

Beton deprem, rüzgâr, dalga veya makine sarsıntıları gibi durumlarda tekrarlı yüklemelerin etkisi altında kalabilir. Yükün yüklenmesi, boşalması ve tekrar yüklenmesi malzemenin önceden belirlenmiş olan davranışlarından farklı hareket etmesine neden olur. Sinha ve ark. (1964) ile Karsan ve Jirsa (1969) tarafından yapılan deneyler sonucu tekrarlı yüklemeler arttıkça gerilme – şekil değiştirme grafiğinin çıkış eğiminin Şekil 3.9.’da gösterildiği gibi azaldığı ortaya çıkmıştır.

Şekil 3.9.’dan da görüleceği gibi, yükün boşalması ve tekrar yüklenmesi sırasında eğrinin başlangıç eğimi azalmakta, dolayısıyla elastisite modülü küçülmektedir. Yüklemeler tekrarlandıkça bu küçülme miktarı da artmaktadır. Ayrıca iniş ve çıkış eğrileri incelendiğinde betonun elastik davranmadığı ve yumuşamaya başladığı açıkça görülmektedir. Sadece kalıcı yüklerin dikkate alındığı; deprem etkisinin ise katsayılarla temsil edildiği tasarım yöntemleri bu tür tekrarlı yüklemelere ve betonun yumuşaması ile oluşan dayanım kaybına karşı yetersiz kalmaktadır. Bu eğrilerin bir diğer önemli özelliği ise yük tekrarlandığı halde çizilen gerilme–şekil değiştirme eğrisinin, sürekli yüklemeler altında çizilen gerilme–şekil değiştirme eğrisine teğet olmasıdır.

Söz konusu teğet olma durumu Şekil 3.9.’da kesikli çizgiyle gösterilen ve eğrilerin uç noktalarını birleştiren zarf eğrisi ile gösterilmiştir.

Kuvvet altındaki şekil değiştirme davranışı doğrusal olmayan bir malzemenin elastisite modülünün bulunması kolay değildir. Gerilme ile birim uzamanın bir oranı olarak tanımlanan elastisite modülünün sabit bir değeri olmayacaktır. Betonun elastisite modülünün bulunabilmesi için yaygın olarak kullanılan 3 yöntem vardır (Şekil 3.10.).



Şekil 3.9. Tekrarlı yükler altında gerilme-şekil değiştirme ilişkisi (Ersoy ve Özcebe, 2001)

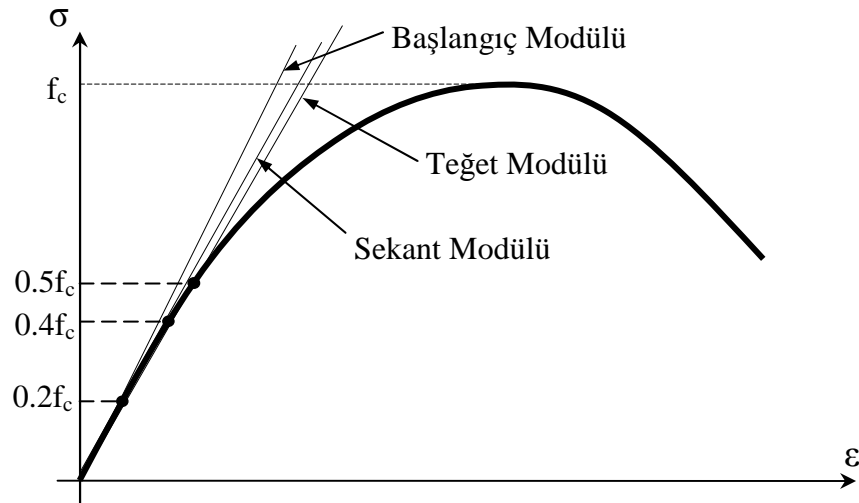
- **Başlangıç Modülü**, eğriden belirlenen ilk eğime eşit alınır. Betonun küçük gerilmelere maruz kaldığı durumlarda başlangıç modülü olarak kullanılabilir ve gerçekçi sonuçlar verir. Uygulamada orijinden ve $0.2f_c$ gerilmesine karşılık gelen noktadan geçen doğru parçasının eğimi elastisite modülü olarak alınır.
- **Teğet Modülü**, eğriye herhangi bir noktadan çizilen teğetin eğimidir. Pratikte $0.4f_c$ gerilmesine karşılık gelen noktaya teğet olan doğrunun eğimi elastisite modülü olarak alınır.
- **Sekant Modülü**, başlangıç noktasından herhangi bir noktaya çizilen sekantın eğimi olarak tanımlanır. Pratikte orijinden ve $0.5f_c$ gerilmesine karşılık gelen noktadan geçen doğru parçasının eğimi elastisite modülü olarak alınır.

TS500'e göre normal ağırlıklı betonlar için j günlük betonun elastisite modülü karakteristik basınç dayanımına bağlı olarak,

$$E_{cj} = 3250\sqrt{f_{ckj}} + 140000 \text{ (MPa=N/mm}^2\text{)} \quad (3.3)$$

bağıntısıyla belirlenmektedir. Burada f_{ckj} j günlük betonun karakteristik basınç dayanımı değeridir.

Bu formülle ani yüklemeler için kullanılacak olan elastisite modülü hesaplanmaktadır. Elastisite modülü kalıcı yük durumlarında hesaplanan değer üçte birine inebilmekte; çok ani yüklemelerde ise hesaplanandan daha büyük bir değere çıkabilmektedir. Bu nedenle yönetmeliklerde darbe yüklemelerine maruz kalması muhtemel kesitlerde elastisite modülünün %10 arttırılması önerilmektedir.

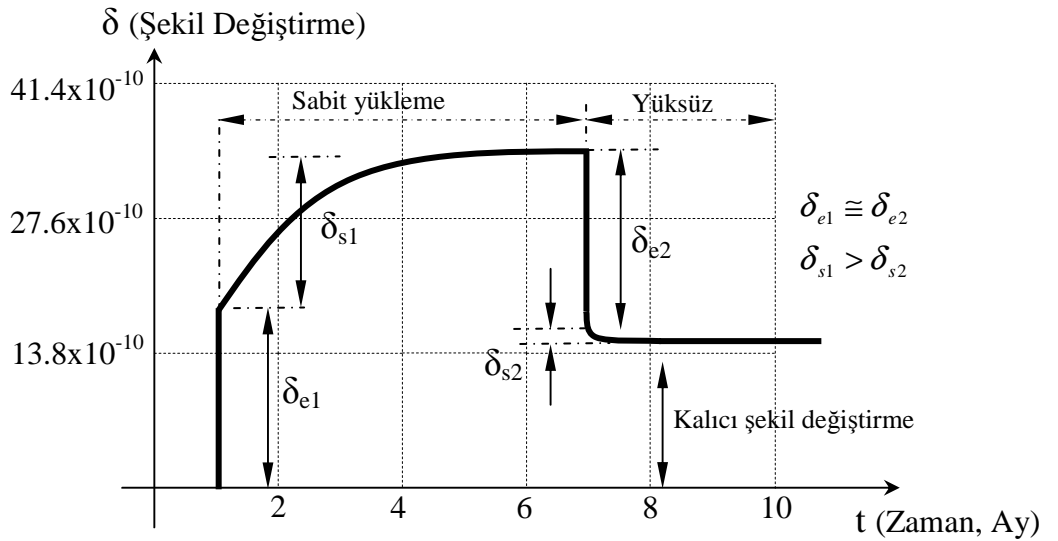


Şekil 3.10. Beton elastisite modülü belirleme yöntemleri

3.2.2. Beton Malzemenin Sünmesi

Süneklik, bir kesitin önemli bir yük miktarı değişimi olmadan elastik sınırların ötesinde şekil değiştirebilme kabiliyetidir. Bir beton numuneye sabit bir yükleme yapıldığında, numune elastik davranış gösteren bir başlangıç şekil değiştirmesi yapar. Daha sonra ek olarak sünme şekil değiştirmeleri de ortaya çıkar ve zamanla artmalarına rağmen bu artış oranı giderek azalır. Yükleme kaldırıldığı zaman elastik şekil değiştirmelerin çok büyük bir kısmı hemen eski haline dönerken, sünek şekil değiştirmelerin geri dönmesi gecikmeli olarak gerçekleşir. Ancak sünme olayı tamamen geri dönen bir olay olmadığı için şekil değiştirmenin bir kısmı kalıcı olur (Şekil 3.11.). Sünme olgusunun açıklanması “Sünger Analjisi” ile yapılmaktadır. Buna göre su emmiş bir süngere basınç uygulandığı zaman, basıncın büyüklüğüne bağlı olarak emilmiş su dışarı atılır. Basınç nedeniyle boşluklar küçülür ve basıncın uygulandığı doğrultudaki süngerin boyu kısalmır. Betondaki sünme olayının buna benzer biçimde oluştuğu söylenebilir (Ersoy, 1985).

Sünme olayı esnasında beton malzemenin elastisite modülü azalır ve yükleme sabit kalmasına rağmen artan sünek yer değiştirmeler gözlemlenir. Bundan dolayı doğrusal olmayan davranışın ortaya çıktığı öne sürülebilir. Ani geometri ve yükleme değişiklikleri etkisi ile oluşan gerilme yığılımlarının ve sürekli kirişlerde mesnet çökmesi gibi bazı sürekli zorlama gerilmelerinin sönümlemesi ise sünmenin olumlu yönlerine örnek olarak verilebilir (Celep ve Kumbasar, 2005).



Şekil 3.11. Betonda elastik ve sünme şekil değiştirmeleri (Ferguson ve ark., 1988)

Bir betonarme kesitin sünekliliğini etkileyen başlıca parametreler aşağıda açıklanmıştır (Doğangün, 2005).

- **Ortamın ısı ve nemi:** Nem oranının artması sünmeyi azaltır.
- **Betonun yükleme anındaki yaşı:** Betonun yükleme esnasındaki yaşı arttıkça sünme azalır. Sünmenin meydana geliş hızı zamanla azalır. Ancak şekil değiştirme artışı yaklaşık 3 yıl devam eder (Ersoy, 1985).
- **Gerilme düzeyi:** Kalıcı yükler altında betonda oluşan gerilmelerin basınç dayanımının %40'ından daha az olduğu durumlarda sünme gerilme ile orantılı olarak artmakta, daha büyük değerlerde ise orantı kaybolmakta ve sünme daha hızlı artmaktadır.
- **Su/Çimento oranı:** Su/çimento oranı arttıkça sünme artmaktadır.
- **Çimento çeşidi:** Kullanılan çimento çeşidi, sünmeyi birinci dereceden etkilemektedir. Belirli bir yükleme altında ve yaşta, sünme; hızlı katılan Portland çimentosunda az olmakta, puzolan ise sünmeyi arttırmaktadır.
- **Agrega:** Verilen bir gerilme altında sünme, en büyük agrega boyutuyla beraber azalmakta, tane dağılımı iyi ayarlanmış agregada ise artmaktadır.

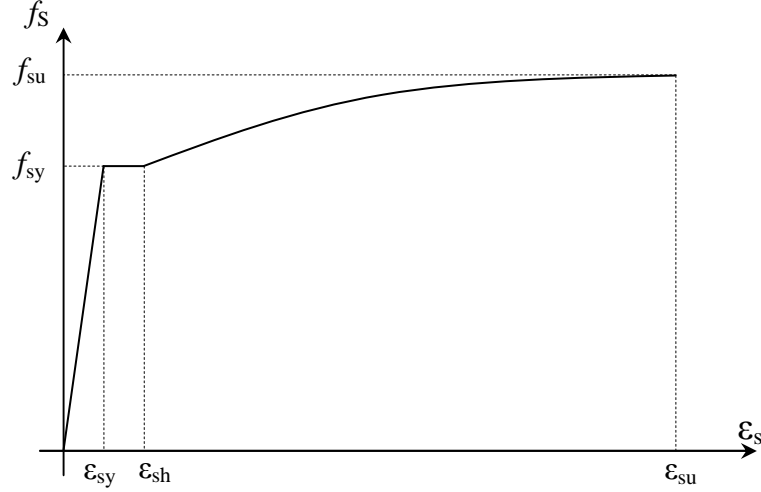
Görüldüğü gibi betonarme malzemeden imal edilmiş bir elemanın doğrusal elastik davranış esas alınarak çözülmesi yeniden dağılım ve sünme gibi ek dayanım kazandıran özelliklerin ihmal edilmesi anlamına gelir ve gerçekçi sonuçlara ulaşılmasını engeller.

3.2.3. Betonarme Çeliği

Beton çekme dayanımı düşük bir malzeme olduğundan, çekme bölgesindeki gerilmelerin karşılanması için çelik çubuklar yerleştirilir. Doğal sertlikte ve soğukta işlem görmüş olmak üzere iki çeşidi olup doğal sertlikteki çeliklerde akma sahanlığı görülür. Elastisite modülü $2 \cdot 10^5$ MPa kabul edilir. DBYBHY-2007'deki gerilme - şekil değiştirme grafiği Şekil 3.12.'de verilmiş, terim değerleri Çizelge 3.1.'de gösterilmiştir.

Çizelge 3.1. S220 ve S420 donatıları için sınır değerler

Kalite	f_{sy} (Mpa)	f_{su} (Mpa)	ϵ_{sy}	ϵ_{sh}	ϵ_{su}
S220	220	275	0.0011	0.011	0.16
S420	420	550	0.0021	0.008	0.10



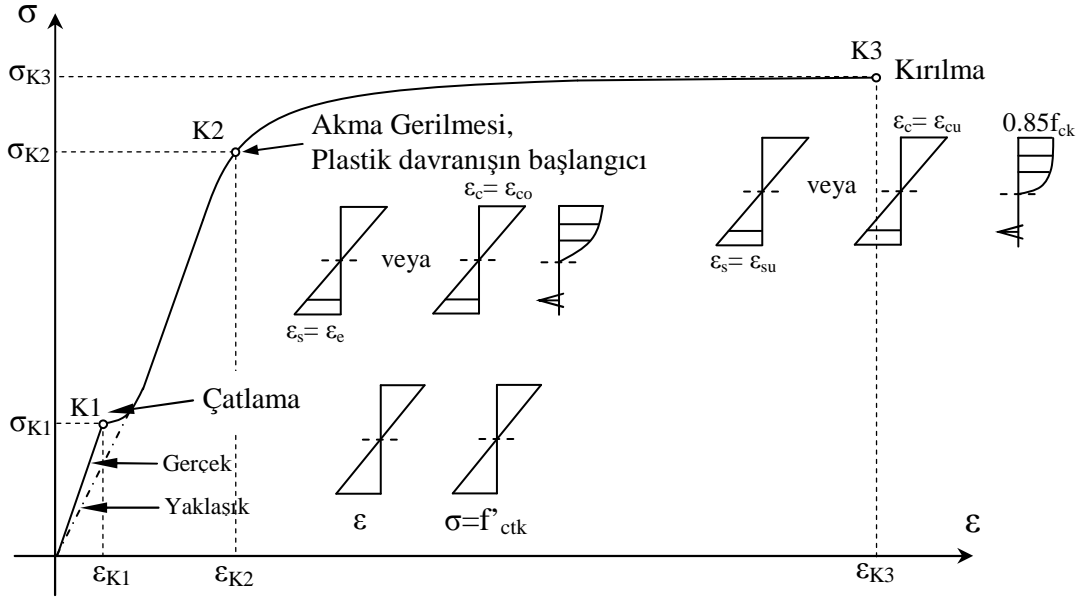
Şekil 3.12. DBYBHY-2007'ye göre donatı çeliklerinin gerilme–şekil değiştirme grafiği

Burada, f_{sy} donatının akma dayanımını, f_{su} kopma dayanımını, ϵ_{sy} akma birim şekil değiştirmesini, ϵ_{sh} pekleşme başlangıcındaki birim şekil değiştirmeyi ve ϵ_{su} kopma birim şekil değiştirmesini temsil etmektedir.

3.3. Betonarmede Doğrusal Olmayan Davranış

Doğrusal olmayan davranışın betonarme yapı tasarımında kullanılması fikri yeni değildir. Ancak yapılan araştırmalar sonucu malzemenin daha yakından tanınmasının yanı sıra bilgisayar teknolojilerinin gelişmesi ve sayısal hesaplamalarda büyük kolaylıklar getirmesi; doğrusal olmayan davranışın daha etkin bir biçimde ele alınmasına olanak vermiştir. Özellikle performansa dayalı yapı tasarımı gibi doğrusal olmayan analize dayanan yöntemlerin ilerlemesinde önemli adımlar atılmıştır.

Düzgün yayılı bir yükün etkisi altındaki dikdörtgen kesitli bir kiriş elemanı ele alalım. Kiriş, basit eğilme momentinin küçük değerleri için basınç ve çekme gerilmelerine maruz kalacaktır. Donatı ise önemli bir çekme kuvvetine maruz kalmadığı için elastik davranış gösterecektir. Yükün ve dolayısıyla neden olduğu eğilme momentinin artması ile kirişin en dış çekme bölgesindeki beton lifinde çatlaklar oluşur ve bu çatlaklar tarafsız eksene doğru ilerler. Betonda çatlakların oluşması doğrusal davranıştan ilk ayrılmayı doğurur. Aslında betonun doğrusal olmayan davranışı gerilmenin artması ile fark edilebilir hale gelmektedir. Betondaki basınç gerilmelerinin dağılışı doğrusal olmayan bir değişimle meydana gelmekteyken, donatı akma



Şekil 3.13. Basit eğilme etkisindeki betonarme kirişin gerilme – şekil değiştirme eğrisi gerilmesine ulaşır. Donatının uzama kapasitesi genellikle daha büyük olduğu için, güç tükenmesi betonun en büyük kısılma kapasitesine ulaştığında ortaya çıkar ve kesit taşıma gücüne erişir (Şekil 3.13.).

K1, K2 ve K3 noktalarındaki durumlar aşağıdaki gibi izah edilebilir.

- **K1 noktası:** Çubuk elemanın en dış çekme lifinde çatlakların meydana geldiği noktadır. Bu çatlakların, dış çekme lifindeki eksenel gerilme değeri betonun çekme dayanımı değerine eşit olduğunda oluşmaya başladığı kabul edilir. TS500'e göre basit eğilme momenti etkisindeki betonun çekmeye karşı dayanımı, $f_{ctk} = 0.35\sqrt{f_{ck}}$ (N/mm²) (3.4) ile bulunabilir. Bu noktaya kadar olan betonarme davranışı yaklaşık olarak doğrusal - elastik kabul edilebilir.
- **K2 noktası:** Betonun en dış basınç lifinde veya çekme donatısında plastik şekil değiştirmelerin oluşmaya başladığı duruma karşılık gelir. Plastik şekil değiştirmelerin betonda $\epsilon_{co} = 0.002$ birim kısılmasında, çelikte ise ϵ_e akma sınırında başladığı kabul edilmektedir.
- **K3 noktası:** Eğilme momentinin artarak kesitin taşıma gücü değerine ulaşmasıyla basınç bölgesindeki betonun ezilerek kırılması veya çekme donatısının kopması durumu gerçekleşir. Betonun ezilerek kırılması, birim kısılmanın sınır değerine ulaşmasıyla meydana gelir.

Betonarme elemanlar eğilme momenti etkisi altındayken donatının akma gerilmesine erişmesi hali sünek güç tükenmesi olarak nitelendirilir. Kesitteki çekme donatısı miktarının dengeli donatı miktarından fazla olması durumunda, donatı henüz gerilmeye başlamadığı için akmaya erişmeden beton kesiti gevrek güç tükenmesine ulaşır ve aniden kırılma gerçekleşir.

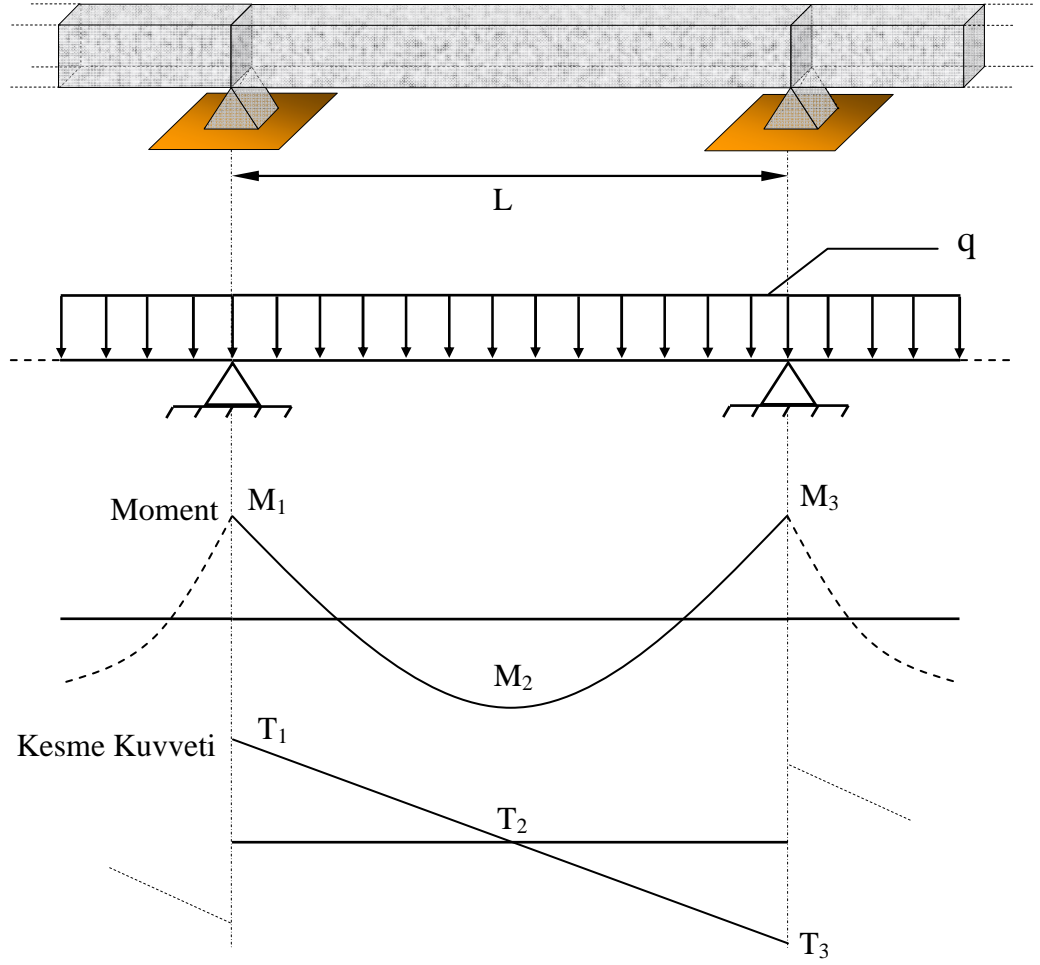
Betonun ani kırılması olayı, binanın bir anda mekanizmaya girmesine ve yıkılmasına yol açabileceği için depreme dayanıklı yapı tasarımında istenmeyen bir durumdur. Meydana gelmesi muhtemel şiddetli bir deprem etkisi durumunda zeminden yapıya iletilen enerjinin bir kısmının, elastik sınırın ötesindeki büyük genlikli titreşimlerle geri dönüşümü olmayan bir enerji türüne dönüştürülerek yutulması ve sönümlemesi istenir. Betonarme elemanın sünme bölgesinin uzun olması ve tekrarlı yön değiştiren bir yükleme durumunda ortaya çıkan çevrimlerin geniş olması ile süneklik artar. Şekil ve yer değiştirmeler kontrollü olarak artarken, dayanımın önemli bir kısmının sürdürülebilmesi özelliği de süneklikle mümkündür. Bu arada süneklik, müsaade edilen hasarla orantılı olmalıdır.

Betonarme kesitlerde betonun çekme gerilmeleri karşısındaki gevrek davranışı donatı kullanılarak kısmen giderilebilir. Ancak eksenel kuvvet etkisinde meydana gelen gerilmelerin bulunduğu (kolonlar) veya çekme gerilmelerinin oluşmadığı durumlarda (kısa açıklıklı kirişler) boyuna donatıların kullanımı, elemana önemli bir süneklik sağlamaz. Bu tip hallerde elemanda etriye sıklaştırması ile betonun basınç dayanımını ve sünekliğini arttırmak gerekmektedir.

3.4. Betonarme Elemanlarda Plastik Mafsal Kabulü

Yayıllı yük etkisine maruz kalan bir betonarme kirişte basit eğilmeye bağlı olarak eğilme momenti ve kesme kuvveti oluşur. Ancak oluşan eğilme momentinin değeri kirişin her kesitinde aynı olmaz (Şekil 3.14.). Dolayısıyla meydana gelecek eğriliklerin miktarları da değişiklik gösterir.

Momentin küçük olduğu kesitlerde elastik eğrilik, momentle orantılı olarak değişir. Kesitin eğilme rijitliğine (moment - eğrilik oranı) beton kesitinin elastisite modülü (E) ve atalet momenti (I) etkili olmaktadır.



Şekil 3.14. Yükleme etkisindeki bir kirişin moment ve kesme diyagramları

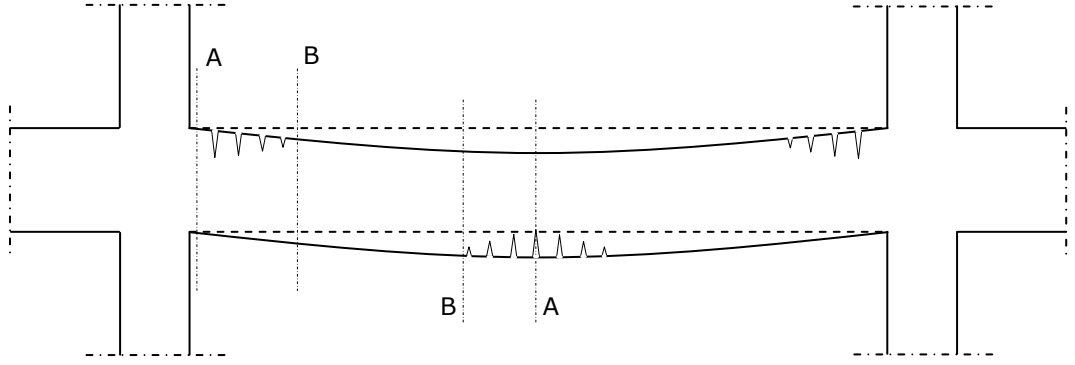
Betonarme kesitin eğilme rijitliği,

$$E * I = \frac{M}{\phi} \quad (3.5)$$

olarak tanımlanırsa eğrilik miktarı,

$$\phi = \frac{M}{E * I} \quad (3.6)$$

eşitliği ile gösterilebilir. Momentin giderek artması ile kesitin çatlaması sonucunda çekme ve basınç gerilmelerinin iletimini sağlayan kesit alanı küçülür, atalet momenti azalır ve eğilme rijitliğinde düşme görülür. Donatıları dengeli donatı miktarından az olan bir kesitin sünek güç tükenmesine doğru ilerlemesi ile ortaya çıkan eğilme rijitliğinin oldukça düşmesi, gerilme artışı çok az olduğu halde eğriliğin artma miktarının fazla olması ve kalıcı hale gelmesi durumunda, kesitin plastik malzemeye



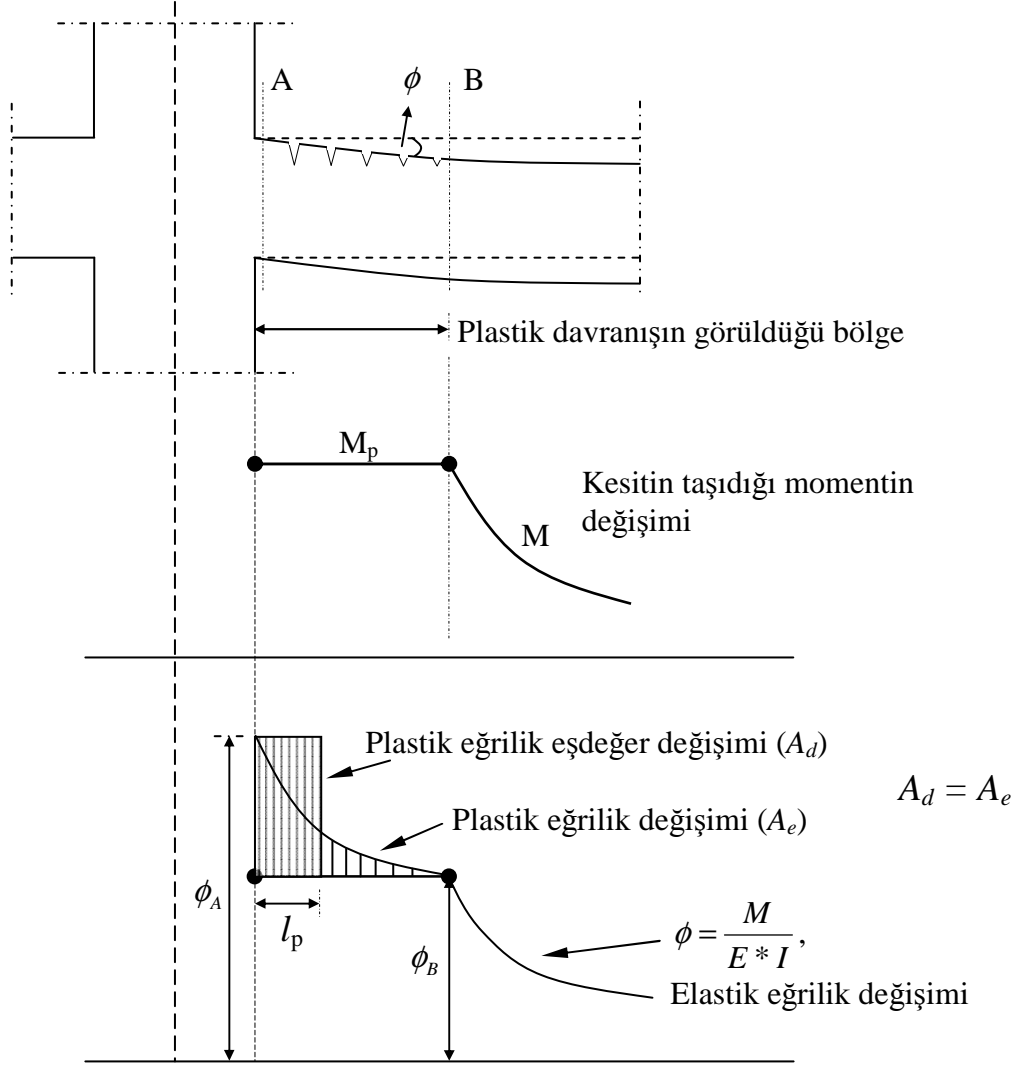
Şekil 3.15. Bir kirişte yüklemeye etkisiyle oluşabilecek olan çatlamlar

benzer davranış göstermeye başladığı kabul edilebilir. Buna Plastik Mafsal Hipotezi de denmektedir (Celep, 2007). Bu kabul neticesinde yeterli sünekliğe sahip sistemlerin hesaplamalarının önemli ölçüde kısaltılması mümkün olabilmektedir.

Şekil 3.15.'de yüklemelerden dolayı uç ve açıklık ortasında çatlaklar oluşmuş bir kiriş örneği verilmiştir. Çatlakların bulunduğu kiriş uç bölgesinde betonarme kesitin taşıyabildiği eğilme momenti miktarı M_p değerine kadar artmakta, bu değere ulaştıktan sonra sabit kalmaktadır. Taşınamayan eğilme momenti miktarı ise kirişin dönmesine ve plastik şekil değişimlerin oluşmasına neden olur. Şekildeki kirişte A ve B kesitleri arasındaki eğriliklerin toplamı, kesitlerin arasındaki görel eğriliğin miktarını vermektedir. Bu eğrilik miktarının elastik ve plastik dönmelerin toplamından oluştuğu kabul edilebilir. Toplam eğrilik, çizilen eğrilik değişimi grafiği altında kalan taralı alana denk gelmektedir.

Hesaplamalar için A kesitindeki plastik eğrilik miktarı esas alınarak çizilmiş; eğri altında kalan taralı alanla aynı alana sahip olan, dolayısıyla aynı eğrilik değişimini temsil edebilen bir dikdörtgen oluşturulur (Şekil 3.16.). Çizilen dikdörtgenin eni olarak belirlenen l_p ise plastik mafsal boyu olarak kabul edilir. Plastik mafsal hipotezine göre plastik mafsal, kolon-kiriş birleşim bölgesinde bulunan ve çubuk elemanı üzerinde l_p uzunluğundaki bir bölgeye yayılmış olan plastik (doğrusal olmayan) şekil değiştirmelerin toplandığı bir nokta olarak varsayılır (Özer, 2006). l_p plastik mafsal bölgesinin uzunluğu eğrilik-moment değişimine, eğilme momentinin değişimine, kesit yüksekliğine ve aksel kuvvete bağlıdır. 2007 deprem yönetmeliğinde h kirişin kesit yüksekliği olmak üzere l_p boyu, Denklem 3.7'de verildiği gibi belirlenmiştir.

$$l_p = 0.5 \cdot h \quad (3.7)$$



Şekil 3.16. Kolon-kiriş birleşim yeri yakınındaki moment ve eğrilik değişimleri

Plastik mafsaldaki toplam eğrilik,

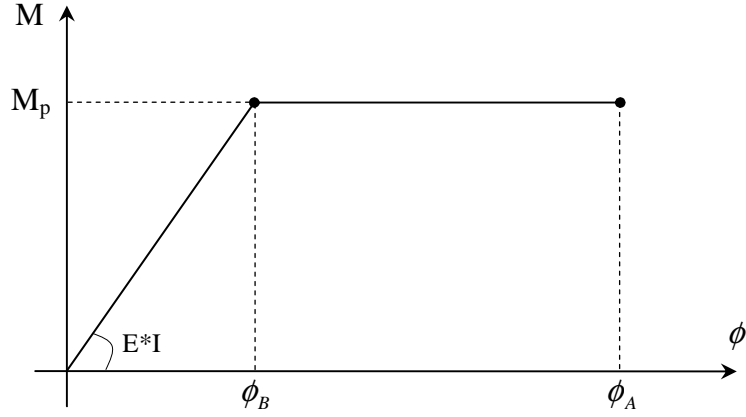
$$\varphi_p = \int_{l_p} \phi_{plas.} ds = l_p * (\phi_A - \phi_B) \quad (3.8)$$

Formülü ile bulunabilir. Burada φ_p , l_p uzunluğundaki çubukta görülen plastik şekil değiştirmelerin toplamıdır ve plastik mafsalın dönme miktarını göstermektedir.

Momentin gerçek değeri ile yükleme etkisi altında oluşan eğrilik arasındaki ilişkiyi gösteren grafik, plastik mafsal hipotezine göre iki doğru parçası ile idealleştirilebilir (Şekil 3.17.).

İdealleştirmede kullanılan doğru parçaları,

$$M \leq M_p \quad \text{ise} \quad \phi = \frac{M}{E * I} \quad (3.9)$$



Şekil 3.17. İdeal elasto-plastik malzeme için moment-eğrilik ilişkisi

$$M = M_p \quad \text{ise} \quad \phi \rightarrow \phi_{maks} \quad (3.10)$$

olarak tanımlanır. Bu iki farklı durum birbirinden kesin sınırlarla ayrılmamış olmasına rağmen çekme donatısının akmaya erişmesi ve betonun birim şekil değiştirmenin sınır değerine ulaşmış olması hallerinde bu iki durumun ayrıldığı kabul edilir (Özer, 2006).

Plastik mafsallarda oluşacak dönme miktarı, momentin büyümesi ile artmaktadır. Dönme miktarı teorik olarak sonsuza kadar artabilir ancak gerçekte belli bir dönme miktarını aşan kesit kullanılmaz hale gelecek ve mekanizmaya girecektir. Bu da kolon-kiriş birleşim bölgesinde gerilme iletiminin kaybolması, fiziki bağın bozulması ve söz konusu bölgenin yapı stabilitesini sağlayan bir eleman olmaktan çıkması anlamına gelir.

DBYBHY-2007 'de plastik mafsalların meydana geldiği sistem elemanlarında, yapı için öngörülen performans hedeflerine göre izin verilebilecek en büyük birim şekil değiştirme miktarları Denklem 3.11., Denklem 3.12. ve Denklem 3.13.'deki gibi tanımlanmıştır.

- Kesit minimum hasar sınırı için (MN): $\epsilon_{cu} = 0.0035$,
 $\epsilon_{su} = 0.010$ (3.11)

- Kesit güvenlik sınırı için (GV) : $\epsilon_{cu} = 0.0035 + 0.0095 * (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0135$
 $\epsilon_{su} = 0.040$ (3.12)

- Kesit göçme sınırı için (GÇ) : $\epsilon_{cu} = 0.005 + 0.0130 * (\rho_s / \rho_{sm}) \leq 0.0180$

$$\varepsilon_{su} = 0.060 \quad (3.13)$$

Dönme sınırına ulaşmış olan her bir plastik mafsallı yapının hiperstatiklik derecesini bir azaltacaktır. Teorik olarak yapının mekanizma hale gelmesi ile göçme durumuna geçeceği kabul edilir. Bu nedenle yapıda kolon-kiriş bağlantı bölgelerinin boyutları, sayısı ve malzeme kalitesi ne kadar fazla ise yapının deprem yüklerini sönmleme miktarının da aynı oranda artacağı ileri sürülebilir (Celep, 2007).

Yükleme etkisinde kalan kesitlerde eğilme momentinin yanı sıra aksel ve kesme kuvvetleri de ortaya çıkacaktır. Ancak kesme kuvvetlerinin betonarme kesitlerde dönme kapasitesini azaltıcı ve plastik mafsallı oluşmasını kısıtlayıcı etkisi bulunması nedeniyle bu tür hesaplamalarda dikkate alınmamaktadır. Aksel kuvvetler düşey yüklemelerin etkisindeki bir kirişte ihmal edilebilecek düzeyde kalır. Yine de çok büyük aksel kuvvet değerleri kolonların moment-eğrilik grafiğinde önemli değişiklikler meydana getirebilir. Eğilme momentinin kiriş ve kolon kesitlerinde devamlı değişim göstermesine karşılık aksel kuvvetin değeri kolon boyunca sabit kalmaktadır. Teorik olarak aksel kuvvetin etkili olduğu bir kolonda artan yüklemelerin sonucu tüm eleman plastikleşebileceği için plastikleşme bölgesi oldukça genişler ve bu da plastik mafsallı boyunun artmasına sebep olur. Plastik şekil değiştirmelerin l_p uzunluğundaki bir bölgede toplanması koşulu anlamını kaybeder. Bu nedenle çok büyük aksel kuvvetler plastik mafsallarla ilgili hesaplamalara dâhil edilmez (Celep, 2007).

3.5. Plastik Mafsallı Hipotezinin Esasları

- Bir kesitte plastik mafsallı oluşması için o kesitteki eğilme momentinin plastik moment değerine (M_p) ulaşmış olması gerekir. Kesit taşıyabileceği en büyük moment değerine erişmiş durumdadır. Bu noktadan sonra kesit daha fazla moment taşıyamaz. Çatlamlar nedeniyle kesit alanı küçüldüğünden diğer kesitlere moment iletme yeteneği azalır. Gelen momentlerin bir kısmı şekil değiştirme ile karşılanır ve kesitin serbestçe dönebilmesi ile sönmelenir. Meydana gelen ϕ_p plastik dönmesi en büyük değerine ulaşınca kesit dönme kapasitesine erişir ve kullanılamaz duruma gelir.

- Plastik mafsallar taşıyıcı elemanlarda genellikle, eğilme momenti değerinin en büyük olduğu uç kısımlardaki ve orta noktalardaki çatlamlar nedeniyle oluşur. Ancak uç mafsallar sistemin stabilitesinde daha fazla önem taşıdığı için hesaplamalarda bu kısımlardaki plastik mafsal oluşumları göz önüne alınır. Uç noktalar arasında kalan sistem davranışı teoride doğrusal - elastik olarak kabul edilir.
- Düşey taşıyıcı elemanlar (kolonlar ve perdeler) aksenal kuvvet etkisinin yanı sıra eğilme momentinin de etkisi altındadır. Bu elemanların tasarımında hem aksenal kuvvetin hem de eğilme momentinin etkisinin alınması, yönetmeliklerce zorunlu hale getirilmiştir. Düşey taşıyıcı elemanların plastik mafsal hesabı yapılırken kesite M_p plastik momenti yerine, kesitteki aksenal kuvvete bağlı olarak akma koşulundan bulunan indirgenmiş plastik moment M'_p değeri esas alınır.

3.6. DBYBHY 2007'ye Göre Plastik Mafsalların Modellenmesi

Deprem etkisi ile plastik şekil değiştirme kapasitelerine ulaşacak olan kiriş ve kolon kesitlerinde plastik davranışın modellenmesi için DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.6.4.'de "Doğrusal Elastik Olmayan Davranışın İdealleştirilmesi" başlığı altında çeşitli öneriler ve kabuller yapılmıştır. Buna göre,

1. Malzeme bakımından doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilmesi için, literatürde geçerliliği kanıtlanmış modeller kullanılabilir. Ancak, mühendislik uygulamalarındaki yaygınlığı ve pratikliği nedeni ile aşağıdaki kısımlarda doğrusal elastik olmayan analiz için yığılı plastik davranış modeli esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda Plastik Mafsal Hipotez'ine karşı gelen bu modelde, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yayılı biçimde olduğu varsayılmaktadır. Plastik mafsal boyu olarak adlandırılan plastik şekil değiştirme bölgesinin uzunluğu (l_p), çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nin yarısına eşit alınacaktır.

$$l_p = 0.5 h \quad (3.14)$$

$H_w / \ell_w \leq 2.0$ şartını sağlayan perdelerde, eğilme etkisi altında plastik şekil değiştirmeler göz önüne alınmayacaktır. Burada, H_w temel üstünden veya zemin kat döşemesinden itibaren ölçülen toplam perde yüksekliğini, ℓ_w perdenin veya bağ kirişli perde parçasının plandaki uzunluğunu ifade eder.

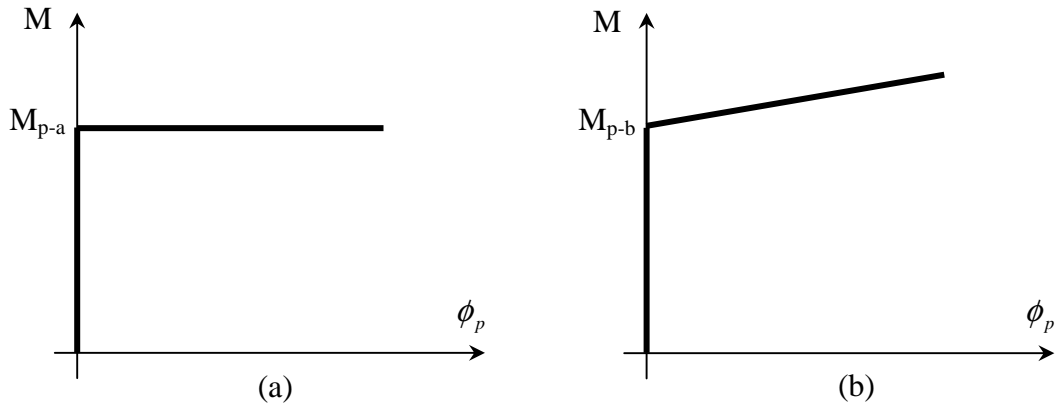
2. Sadece aksenal kuvvet altında plastik şekil değiştirme yapan elemanların plastik şekil değiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınacaktır.
3. Yığılı plastik şekil değiştirmeyi temsil eden plastik kesitin, teorik olarak 1.maddede tanımlanan plastik şekil değiştirme bölgesinin tam ortasına yerleştirilmesi gerekir. Ancak pratik uygulamalarda aşağıda belirtilen yaklaşık idealleştirmelere izin verilebilir,
 - a) Kolon ve kirişlerde plastik kesitler, kolon-kiriş birleşim bölgesinin hemen dışına, diğer bir deyişle kolon veya kirişlerin net açıklıklarının uçlarına konulabilir. Ancak, düşey yüklerin etkisinden ötürü kiriş açıklıklarında da plastik mafsalların oluşabileceği göz önüne alınmalıdır.
 - b) Betonarme perdelerde, plastik kesitlerin her katta perde kesiminin alt ucuna konulmasına izin verilebilir. U, T, L veya kutu kesitli perdeler, bütün kolları birlikte çalışan tek perde olarak idealleştirilmelidir. Binaların bodrum katlarında rijit çevre perdelerinin bulunması durumunda, bu perdelerden üst katlara doğru devam eden perdelerin plastik kesitleri bodrum üstünden başlamak üzere konulmalıdır.
4. Bir veya iki eksenli eğilme ve aksenal kuvvet etkisinde plastikleşen betonarme kesitlerin akma yüzeyleri olarak DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.4.11'de tanımlanan koşullara göre belirlenen etkileşim diyagramları kullanılacaktır. Akma yüzeyleri, DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.4.11(c)'ye göre uygun biçimde doğrusallaştırılarak iki boyutlu davranış durumunda akma çizgileri, üç boyutlu davranış durumunda ise akma düzlemleri olarak modellenebilir.
5. İtme analizi modelinde kullanılacak plastik kesitlerin iç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntıları ile ilgili olarak aşağıdaki paragraflar dikkate alınacaktır,
 - a) İç kuvvet-plastik şekil değiştirme bağıntılarında pekleşme etkisi (plastik dönme artışına bağlı olarak plastik momentin artışı) yaklaşık olarak terk edilebilir (Şekil 3.18a). Bu durumda, bir veya iki eksenli eğilme ve aksenal

kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında, iç kuvvetlerin akma yüzeyinin üzerinde kalması koşulu ile plastik şekil değiştirme vektörünün akma yüzeyine yaklaşık olarak dik olması koşulu göz önüne alınacaktır.

b) Pekleşme etkisinin göz önüne alınması durumunda (Şekil 3.18b), bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki kesitlerde plastikleşmeyi izleyen itme adımlarında iç kuvvetlerin ve plastik şekil değiştirme vektörünün sağlaması gereken koşullar, ilgili literatürden alınan uygun bir pekleşme modeline göre tanımlanacaktır.

6. DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.10.4'e göre güçlendirilen herhangi bir dolgu duvarı, aynı yönetmeliğin Bilgilendirme Eki 7F bölümünde tanımlandığı üzere kendisini çevreleyen kolon ve kirişlerle birlikte iki ucu mafsallı köşegen eşdeğer basınç ve/veya çekme çubuğu olarak DBYBHY-2007 yönetmeliği Bölüm 7.6.4.2'ye göre idealleştirilecektir. İtme analizinde elasto-plastik (pekleşmesiz) bir eleman olarak modellenecek olan eşdeğer çubuğun başlangıçtaki doğrusal elastik davranışına ilişkin eksenel rijitliği ile eksenel akma dayanımı DBYBHY-2007 yönetmeliği Bilgilendirme Eki 7F'e göre belirlenecektir. Duvar için tanımlanan kesme dayanımı, köşegen eşdeğer basınç çubuğunun eksenel akma dayanımının yatay bileşenidir. Gereği durumunda, köşegen eşdeğer çekme çubuğunun akma dayanımı Denklem 3.15'den alınacaktır.

$$T_f = 0.003 * E_f * w_f * t_f \quad (3.15)$$



Şekil 3.18. Plastik moment – plastik dönme diyagramları, (a) Pekleşmesiz, (b) Pekleşmeli

Denklem 3.15’de T_f köşegen çekme çubuğunun çekme dayanımı, E_f lifli polimer şeridinin elastisite modülü, w_f lifli polimer şeridinin genişliği, t_f lifli polimer şeridinin kalınlığını ifade etmektedir.

Ayrıca DBYBHY-2007 yönetmeliğinin 7.4.3. bölümünde eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışlarının belirlenmesinde çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri kullanılacağı ve daha kesin bir hesap yapılmadıkça, çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerlerden yararlanılabileceği açıklanmıştır.

$$\text{a) Kirişlerde} \quad : 0.40 * E * I \quad (3.16)$$

$$\text{b) Kolon ve perdelerde} : \frac{N_d}{A_c * f_{ck}} \leq 0.10 \text{ ise} \quad 0.40 * E * I \quad (3.17)$$

$$\frac{N_d}{A_c * f_{ck}} \geq 0.40 \text{ ise} \quad 0.80 * E * I \quad (3.18)$$

N_d düşey yükler altındaki kesitte oluşan aksel basınç kuvvetini göstermektedir. N_d ’nin ara değerleri için doğrusal orantı kurulabilir.

3.7. Yapılarda Deprem Etkisi ve Analiz Yöntemleri

Betonarme tipi yapıların tasarlanmasında başta doğrusal ve doğrusal olmayan analiz olmak üzere birçok analiz yöntemi bulunmaktadır. Doğrusal analize dayanan geleneksel tasarım yöntemlerinde yapılar sabit ve hareketli yükler gibi devamlı maruz kalacağı yüklemelere göre tasarlanabiliyorken, deprem anında yapıya etki edebilecek tekrarlı yatay yüklemelere ve önceden tahmin edilemeyen büyük deplasmanlara karşı aynı ölçüde yeterli bir tasarım sürecinden geçememektedir. Gerekli nonlineer hesaplamaların pratik uygulamalar için zor ve zaman alıcı olması nedeniyle deprem kuvvetlerinin yapılardaki etkisi, uzun bir süre güvenlik katsayılarıyla ifade edilmiş; malzemenin elastik ötesi davranışları sağlıklı bir şekilde ele alınamamıştır. Ancak bilgisayar teknolojilerindeki ilerlemeler ve yeni hesap yöntemlerinin geliştirilmesi

sayesinde, yapıların elastik olmayan davranışları, yapı tasarım metotlarında etkili bir şekilde kullanılmaya başlanabilmiştir.

Doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin birçoğu Zaman Tanım Alanı (Time History) yöntemini esas almaktadır. Bu yöntemde binaya gerçek bir deprem ivmesi etki ettirilmekte, oluşacak tepki kuvvetleri ve mod şekilleri hesaplanmaktadır. Zaman Tanım Alanı yöntemi gerçeğe daha yakın sonuç verebilmesine rağmen uygulanması ve yorumlanması oldukça karmaşık olduğundan yaygın olarak kullanılamamaktadır.

FEMA-356 (2000) yönetmeliğinde yapıların tasarımı için dört yöntem önerilmektedir.

- Doğrusal Statik Yöntem
- Doğrusal Dinamik Yöntem
- Doğrusal Olmayan Statik Yöntem
- Doğrusal Olmayan Dinamik Yöntem

İlk iki doğrusal yöntemde yapıların elastik davranışları göz önüne alınmaktadır. Betonarme tipi yapılar için yükleme nedeniyle oluşan çatlamların ve bazı doğrusal olmayan özelliklerin de hesaba katılmasına rağmen, malzemelerin elastik ötesi davranışlarının tam olarak ele alındığı söylenemez. Doğrusal olmayan yöntemlerde ise doğrudan yapının elastik olmayan davranışları esas alınmaktadır. Doğrusal olmayan dinamik analiz yönteminde gerçek değerlere daha yakın sonuçlara ulaşılabilmekte, ancak hesapların karmaşık olması ve çok fazla yerel deprem kaydı gerektirmesi nedeniyle uygulamada kullanılması sınırlı olmaktadır. Bu sebeplerden dolayı modern deprem yönetmeliklerinde, uygulanması diğer yöntemlere göre daha kolay ve hızlı olan Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemlerine ağırlık verilmiştir.

3.8. Doğrusal Olmayan Statik Analiz Yöntemleri

Yapıların deprem anındaki tepkilerinin bulunmasında kullanılan doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri, yapının taban kesme kuvveti – tepe yer değiştirmesi (F- δ , Kapasite Eğrisi) ilişkisinin elastik ötesi teoriler esas alınarak oluşturulmasına yani Pushover Analizine dayanmaktadır. Önceden de değinildiği gibi betonarme malzemenin yükleme altındaki şekil değiştirme davranışı doğrusal değildir. Ayrıca yüklemelerin artmasıyla yeniden dağılım ve süneklik gibi özellikleri sayesinde ek dayanım

kapasiteleri ortaya çıkmakta; ani göçme yerine kademeli olarak zayıflama durumu görülmektedir. Bu nedenle betonun kırılması en büyük gerilmenin olduğu durumda değil, en büyük birim şekil değiştirme değerine ulaşıldığında meydana gelir. Kapasite eğrisinden faydalanılarak sınır birim şekil değiştirme değerine ilk erişecek zayıf elemanlar ve yapıda oluşacak yerel veya genel göçme durumları önceden tahmin edilebilmektedir.

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemleri yer değiştirmeye ve kuvvete bağlı hesaplamalar olarak iki genel grupta incelenmektedir. Yer değiştirmeye bağlı hesaplamalarda yapıya etki eden kesme kuvvetleri adım adım arttırılırken, inelastik olarak değişen deplasmanlar öngörülen bir hedef deplasman değeri ile karşılaştırılarak yapının performansı bulunur. Kuvvete bağlı hesaplamalarda ise yapıdaki mevcut sabit yükler ve artımlı yatay kuvvetler yönetmeliklerde belirtilen sınırlara kadar uygulanır ve bunlara karşılık gelen deplasmanlar hesaplanarak yapıda istenen performansın sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir.

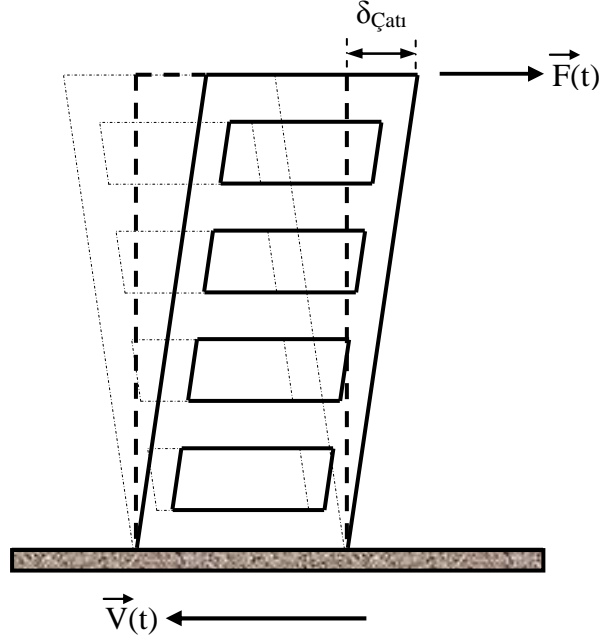
Günümüzde elastik ötesi deplasman taleplerinin belirlenmesinde yaygın olarak üç farklı yer değiştirmeye bağlı doğrusal olmayan statik analiz yöntemi kullanılmaktadır.

- Kapasite Spektrumu Yöntemi (ATC-40, A Prosedürü, 1996)
- Yer Değiştirme Katsayısı Yöntemi (FEMA-356, 2000)
- Sabit Süneklik Prosedürü (Chopra ve Goel, 1999)

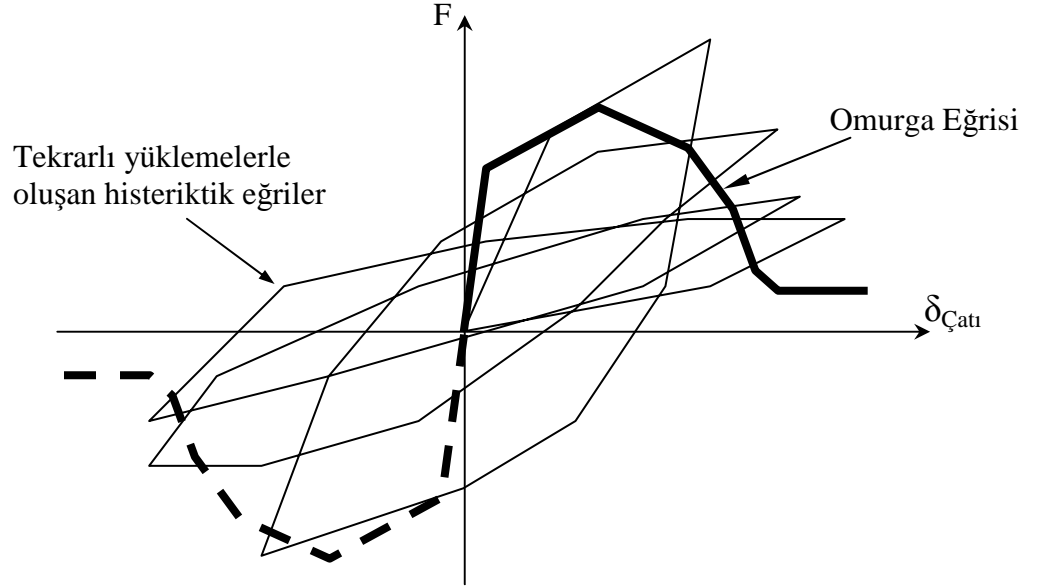
Doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinde yapının yatay yüklemeler altındaki inelastik davranışını temsil eden kapasite eğrisi, Pushover (Statik İtme) analizi ile oluşturulmaktadır. Bu nedenle hesaplamalara başlamadan önce Pushover Analizi kavramının anlaşılmasına ihtiyaç vardır.

3.9. Pushover Analizi ve Kapasite Eğrisinin Elde Edilmesi

Deprem gibi dinamik, tekrarlı ve yön değiştirebilen yüklemeler, yapıların taşıyıcı elemanlarında yorulmalara ve büyük dayanım kayıplarına yol açmaktadır (Şekil 3.19.). Bu tür bir yükleme altında ortaya çıkan kuvvet - deplasman değişiminin histeretik eğriler meydana getirdiği kabul edilir. Yer titreşimlerinin dinamik etkisi ile oluşan yatay doğrultudaki tekrarlı kuvvetler ve meydana getirdikleri deplasmanlar temsili olarak Şekil 3.20.'de gösterilmiştir. Her bir çevrimde malzemenin elastisite modülünün

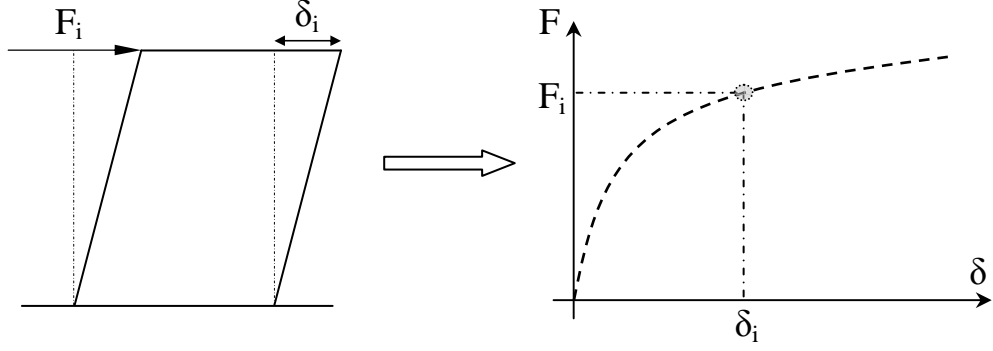


Şekil 3.19. Dinamik yatay yüklemeler altındaki bina davranışı



Şekil 3.20. Tekrarlı dinamik yükleme ile oluşan histeriklik çevrim ve omurga eğrisi

azaldığı ve elastik olmayan davranışın öne çıktığı görülebilir. Uygulama ise bu histeriklik eğrilerin idealleştirilmiş hali olan ve bu eğrilerin uç noktalarını yaklaşık olarak birleştiren Omurga Eğrisi (Backbone Curve) kullanılmaktadır. Omurga eğrisinin oluşturulmasında, deprem etkisi altında en kritik yer değiştirmeleri meydana getiren birinci hâkim mod doğrultusundaki yatay kuvvetler göz önüne alınır.

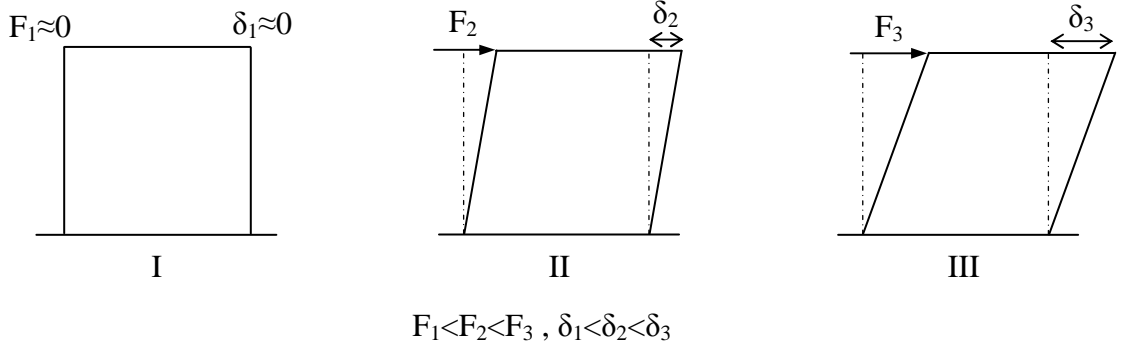


Şekil 3.21. Yapının kuvvet - deplasman değerlerinin grafik üzerinde gösterilmesi

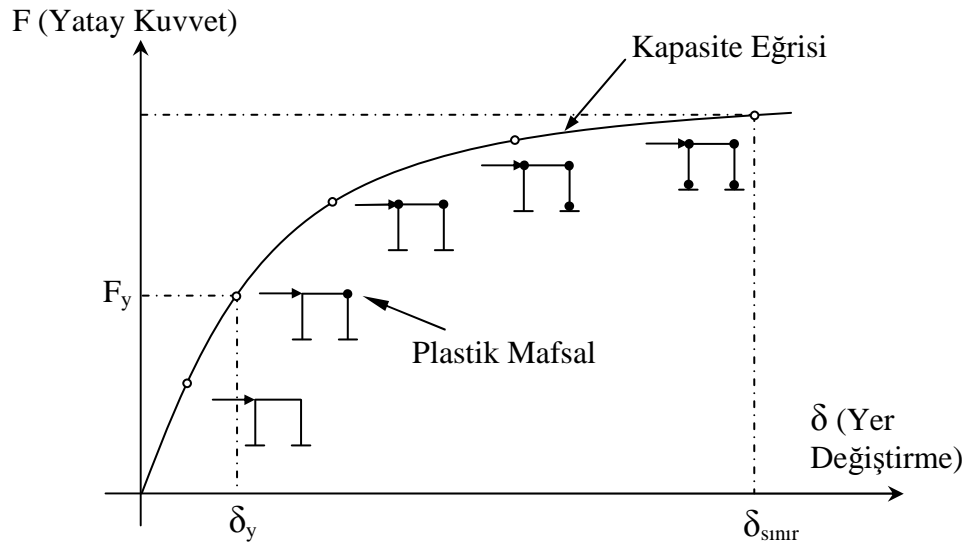
Göz önüne alınan bu yatay kuvvetler, yönü ve miktarları zamana bağlı değişen dinamik yüklemelerdir. Ancak zamana göre değişkenlik gösteren parametrelere dayalı hesaplamalar, kullanılan yöntemlerin karmaşıklığını ve süresini arttırmaktadır. Omurga eğrisinin oluşturulmasında hesaplamaların zaman faktöründen bağımsız hale getirilmesi için, farklı seviyedeki kuvvetlerin etkisi altında oluşacak deplasmanların belirlenmesi yoluna gidilir.

Statik kuvvet olarak kabul edilen bu yüklemeler, en küçük değerlerinden başlayarak binaya etki ettirilir. Yatay kuvvetlerin her bir artım değeri için yapıda oluşacak olan yer değiştirme miktarı (genelde tepe noktanın yer değiştirmesi) hesaplanır ve bir kuvvet – yer değiştirme eğrisinde gösterilir (Şekil 3.21.). Adım adım arttırılan yüklemelerin her seferinde daha büyük yer değiştirmelere neden olacağı açıktır (Şekil 3.22.). Yer değiştirme miktarı sınır değerine ulaşıncaya sistemin mekanizmaya girerek göçtüğü kabul edilir. Bu noktada yükleme işlemi sona erdirilir. Böylece yapının maruz kalabileceği her yükleme durumu için yer değiştirme miktarı belirlenmiş olur. Ayrıca yapıda oluşacak plastik mafsallıkların yeri ve seviyeleri tespit edilebilir (Şekil 3.23.).

Yatay yüklemelerin zamana bağlı olmayan kuvvetler ile temsil edilmesine, yapıya adım adım arttırılarak etki ettirilmesine ve yer değiştirmelerin hesaplanmasına “Pushover Analizi” adı verilmektedir. Artımlı yüklemelerin her bir adımına karşılık gelen tepe deplasmanı değerine göre çizilmiş olan diyagramlara da Kapasite Eğrisi (ya da Pushover Eğrisi) adı verilmektedir. Pushover analizi ile elde edilen bir kapasite eğrisi yardımı ile yapının hasar ve göçme durumları, dayanabileceği en büyük yatay kuvvet, oluşabilecek en büyük deplasman ve bunlara bağlı olarak olası bir depremde göstereceği performans önceden tahmin edilebilir (Ertem ve Türker, 2002).



Şekil 3.22. Adım adım arttırılan yatay yüklemeye ve yapıdaki deplasmanın ilişkisi



Şekil 3.23. Örnek bir kapasite eğrisi ve tahmini hasar seviyeleri

Günümüzde bilgisayar teknolojilerinin gelişmesi ile birlikte Pushover analizi ve kapasite eğrilerinin çizilebilmesi çeşitli yapı programlarıyla yapılabilir hale gelmiştir. Sap2000, Etabs, Perform3D, Sta4-CAD, ZEUS-NL gibi nonlinear hesap yapabilen programlarla yapılar modellenerek kapasite eğrileri çıkarılabilir. Ancak hesaplar program kullanılmadan yapılacaksa, uyulması gereken bazı kurallardan söz edilebilir.

- Yer titreşimlerinin olduğu anda yapı zaten kendi ağırlığı ve hareketli yükler gibi düşey yüklerin etkisindedir. Deprem etkisine bağlı oluşacak herhangi bir davranışın düşey yüklemelerden bağımsız olarak ele alınması, hesaplamaların gerçekçi olmayan sonuçlar vermesine neden olur. Bu nedenle yapının kapasite eğrisi çizilmeden önce mevcut düşey yüklemeler altındaki yapısal analizi yapılmalı, nihai sonuca ulaştıktan sonra yatay yüklemelerin hesabına başlanmalıdır.

- Pushover analizinde kullanılacak yüklemelerin doğrultusu ve katlara dağılımları, yapıda en önemli hasarların oluşabileceği mod şekillerine büyük ölçüde bağlı olduğu için hesaplamalara başlamadan önce yapının mod şekilleri ve periyot değerleri belirlenmelidir. Genel olarak yapı kütesinin en büyük oranda katılım göstereceği periyot hâkim periyot olarak kabul edilir.
- Hâkim periyot değeri 1.0 saniyenin altında olan yapılarda diğer periyotların etkisi çok daha az olacağı için sadece ilk periyodun doğrultusundaki yatay yüklemelerin etkisi dikkate alınabilir. Çok katlı ve ilk periyot değeri 1.0 saniyenin üstünde olan yapılarda daha yüksek modlar da hesaba katılmalıdır (ATC-40, 1996).
- Yatay kuvvetler her bir katın kütle merkezine uygulanır. Uygulama doğrultusu genelde hâkim modun doğrultusundadır. Yüklemelerin katlara dağılışı da bu modun şekline uygun olmalıdır. Yatay yüklemelerin katlara dağıtılması aşamasında kullanılmak üzere Eşdeğer yatay kuvvet, Hâkim modal dağılım, SRSS dağılımı ve Üniform dağılım gibi yöntemler bulunmaktadır. Yatay yüklemeler bu yöntemlere göre oluşturulur ve çözümlemede en kritik yükleme esas alınır.
- Önce düşey sonra da yatay yüklemeler, yönetmeliklerde belirtilen kombinasyonlara göre yapıya etki ettirilir. Yapıda oluşacak tepkiler (moment ve kesme kuvvetleri) hesaplanır.
- Küçük değerlerden başlanarak adım adım arttırılan yatay kuvvetlerin her bir yeni değeri için binada oluşacak deplasmanlar (genellikle çatı deplasmanı) hesaplanır ve kuvvet - deplasman diyagramına yerleştirilerek kapasite eğrisi çıkartılır.
- Yatay yüklemelerin artmasıyla bazı elemanlar sınır yer değiştirme değerine ulaşır ve plastik mafsallarda davranışı göstermeye başlar. Mafsallaşan elemanlarda dayanım ve yük iletimi sıfır alınır ve yapının yüklenmesine devam edilir.
- Plastik mafsalların artışı ile bina genelinde doğrusal olmayan davranış da belirginleşmeye başlar. Bu durum çizilen kapasite eğrisinden de görülebilir. Kuvvetlerin artım miktarı sabit kaldığı halde deplasman artım miktarı her adımda daha da büyür.
- Kapasite eğrisi eğiminin giderek sıfıra yaklaşması plastik mafsalların binaya yayıldığını, yapının küçük yük artışlarında bile büyük yer değiştirmeler yaptığını ve mukavemetini kaybederek göçmeye başladığını gösterir. Bu durum oluştuğunda analize son verilir (ATC-40, 1996).

3.10. Kapasite Spektrumu Yöntemi

Yer değiştirmeye dayalı doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden biri olan kapasite spektrumu yöntemi, genel olarak pushover analizi sonucu bulunan kapasite eğrisi ile deprem etkisini temsil eden standart talep eğrisi arasında ilişki kurularak yapının performans noktasının bulunmasına dayanır. Bu eğrilerin aynı diyagramda gösterilebilmesi için spektral formata (ADRS) çevrilmesi gerekir.

Kapasite spektrum yönteminde, yapıya etki eden yatay deprem yüklemelerinin betonarme elemanlarda elastik ötesi davranışı ve süneklik özelliğini ortaya çıkarmasından yararlanır. Bu özellikler deprem talebinin bir kısmının, kolon - kiriş birleşim yerlerinde meydana gelen doğrusal olmayan şekil değiştirmelerle (plastik mafsallar) sönmülmesini sağlar. Sönmülmenin hesaplamalardaki etkisi Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman grafiğine aktarılan talep eğrisinin, tahmini bir performans noktasına bağlı olarak indirgenmesidir. Kapasite spektrumu ve ADRS formatındaki indirgenmiş talep spektrumunun kesişim noktası yapının performans noktasını belirtir. Performans noktası; deprem etkisi altındaki bir yapının bu etkiye karşı göstereceği yaklaşık direnci temsil eder. Bu nokta, öngörülen performans noktası ile karşılaştırılarak yapının performansı hakkında genel bir fikir elde edilmeye çalışılır.

Kapasite spektrumu yönteminde bilinmesi gereken önemli kavramlar deprem talebi, bina kapasitesi ve performanstır.

Deprem Talebi: Yer kabuğundaki ani hareketler sonucu meydana gelen sismik titreşimler yapıları hem düşey hem de yatay doğrultuda deplasman yapmaya zorlar. Doğası gereği devamlı olarak yönü ve büyüklüğü değişen yüklemeler oluşturan bu titreşimlerin deprem ile ilgili yapısal hesaplamalarda doğrudan kullanılması oldukça zordur. Bu nedenle yer titreşimlerinin basitleştirilmiş halini ifade eden Spektral İvme - Periyot eğrisi kullanılır. Bu eğriye Standart Deprem Talebi de denmektedir. Standart talep eğrisi Kapasite Spektrumu yönteminde Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman (ADRS) grafiğine dönüştürülür ve Talep Spektrumu adını alır.

Kapasite Eğrisi: Yapının yatay yüklemelere karşı gösterdiği tepkiyi ve yer değiştirmeleri temsil eder. Eğrinin karakteristikleri yapı elemanlarının dayanım özelliklerine bağlıdır. Kolon, kiriş ve perde gibi taşıyıcı elemanlar yüklemelerin etkisi ile akma sınırına ulaşıncaya kadar yapının kapasitesine katkı sağlarlar. Gerçekte her bir

elemanın kendine ait bir kapasitesi vardır. Ancak işlemlerin basitleştirilmesi için Pushover analizi ile elde edilen ve tüm yapının inelastik davranışını temsil eden tek bir kapasite eğrisinin geçerli olduğu kabul edilebilir. Taban kesme kuvveti – yatay deplasman grafiğinde gösterilen kapasite eğrisi, kapasite spektrumu yönteminde Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman grafiğine dönüştürülerek Kapasite Spektrumu eğrisi adını alır.

Performans: Bir yapının deprem kuvvetleri etkisinde göstereceği davranışa performans denmektedir. Binada oluşması beklenen hasar seviyelerini ifade eder. Binanın alacağı hasar (çatlama ve kırılmalar, plastik mafsallaşmalar, elemanlar arası yük iletiminin bozulması, göçme durumu vs.) deprem esnasındaki yer değiştirme miktarı ile doğrudan bağlantılıdır. Yatay yüklemelerin etkisindeki bir yapıda oluşan yer değiştirmeler kapasite eğrisi üzerinde bulunmak zorundadır. Dolayısıyla dönüştürülmüş kapasite spektrumunda da bu değerlerin bir spektral deplasman karşılığı vardır. Aynı grafikte gösterilen ADRS formatındaki talep ve kapasite spektrumlarının kesiştiği nokta yapının performans noktası olarak tanımlanmaktadır. Performans noktasında kapasite ve talep spektrumlarının spektral deplasman değerleri eşittir.

Taşıyıcı elemanların süneklik özelliğinden dolayı inelastik yer değiştirme durumunda ortaya çıkan ek dayanımlar, yapının belli bir hasar seviyesine kadar ayakta kalmasını sağlamaktadır. Bu nedenle tasarım aşamasında yapının kullanım amacına uygun olarak belli bir düzeyde hasar almasına müsaade edilmektedir. Yapının deprem esnasında sahip olması istenen bu hasar seviyesi hedef performans olarak tanımlanır. Performansa dayalı tasarımda yapının öngörülen hedef performans değeri ile hesaplamalar sonucu elde edilen performans noktası değeri karşılaştırılarak olası bir deprem etkileri altındaki hasar görülebilirliği tespit edilmiş olur.

ATC-40 yönetmeliğinde bina tipi yapılarda kapasite spektrumu yönteminin uygulanışına dair üç farklı prosedür önerilmiştir. Her üç prosedür de aynı amaca hizmet etmesine rağmen aralarında matematiksel işlemler ve uygulama bakımından farklılıklar bulunmaktadır.

A Prosedürü: Bu yöntem, kapasite spektrumu yönteminin doğrudan uygulamasıdır. Grafik bir çözüm yolu olmaktan ziyade analitik kısmı ağır basan hesaplamalar üzerine kurulmuştur. Bütünüyle iteratif işlemlerle sonuca gidilmektedir. Gerekli düzenlemeler yapılarak işlemlerin bilgisayar ortamına aktarılması mümkündür.

Kapasite spektrumu yönteminde deneyimi olmayanlar için anlaşılması ve uygulanması en kolay olan prosedürdür.

B Prosedürü: Kapasite spektrumu eğrisinin iki ayrı doğru parçası ile idealleştirilmesi ve performans noktasının küçük iterasyonlarla elde edilmesi temeline dayanan bir yöntemdir. Tamamen analitik hesaplamalara dayandığından bilgisayarla yapılacak çözümler için en uygun olan seçenektir. Yeni başlayan tasarımcılar için anlaşılması A prosedürüne göre daha zordur.

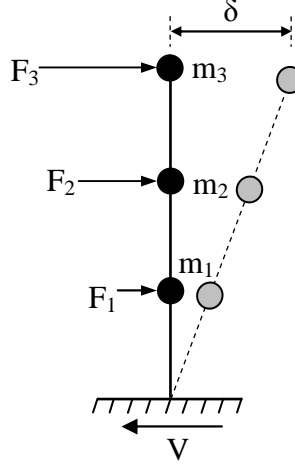
C Prosedürü: Bu yöntemde performans noktasının bulunabilmesi amacıyla tümüyle grafiksel işlemlerden yararlanılmaktadır. Performans noktasının bulunması için önerilen yaklaşımlar ve matematiksel bağıntılar, kapasite spektrumu yöntemi için başlangıçta tasarlanmış olan genel fikirlerle benzerlik göstermektedir. Elle analiz yapmak için en uygun yöntem olup ilk denemelerde sonuca ulaşma imkânı vardır. Buna karşın anlaşılması ve bilgisayar ortamına aktarılması oldukça zordur.

Bu tez çalışmasında anlaşılması en kolay seçenek olan A prosedüründen bahsedilecektir.

Önceden de değinildiği gibi yapının deprem anındaki davranışı kapasite eğrisi ile ifade edilmektedir. Kapasite Spektrumu yönteminde yapının performans noktasını bulabilmek için talep ve kapasite eğrilerinin Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman grafiğinde çizilerek kesişim noktasının belirlenmesi gerekmektedir. Dolayısıyla öncelikle bu eğriler spektral formata dönüştürülmelidir.

3.11. Kapasite Spektrumunun Elde Edilmesi

Yapının performans noktasının belirlenmesine kapasite spektrum yönteminin hangi prosedürü esas alınır alınır öncelikle yapının yatay yükler altındaki genel davranışını temsil edecek bir kapasite eğrisinin oluşturulması gerekmektedir. Çok katlı bir yapıya etki eden deprem kuvvetinin katlara dağılışı Şekil 3.24.'teki gibi gösterilebilir. Yapı dinamiğinin temel ilkeleri kullanılarak deprem etkisi altındaki çok serbestlik dereceli ve N katlı bir sistemde J . modda oluşan taban kesme kuvveti ve bu kuvvetin katlara göre dağılımı Denklem 3.19 ve Denklem 3.20'ye göre hesaplanabilmektedir. Kuvvetler katların kütleleri (m) ve görelî yer değiştirmeleri (ϕ) göz önüne alınarak dağıtılmaktadır.



Şekil 3.24. Taban kesme kuvveti ve katlara dağılışı

$$V_j(t) = m_j^* * a_j(t) \quad (3.19)$$

$$F_{nj}(t) = m_j^* * a_j(t) * \frac{m_n^* * \phi_{nj}}{\sum_{i=1}^N (m_i^* * \phi_{ij})} \quad (3.20)$$

Burada, $V_j(t)$ J . modda yapıya etki eden dinamik taban kesme kuvvetini, m_j^* yapının J modundaki etkin kütlelerini, $a_j(t)$ J . modda yapıya etki eden dinamik deprem ivmesini, $F_{nj}(t)$ J . modda yapının n . katına gelen dinamik yatay deprem yükünü, m_n n . katın kütlelerini, ϕ_{nj} n . katın J modundaki görece yer değiştirmesini veya genliğini, N ise kat sayısını ifade etmektedir.

Formüllerdeki ivme değerleri dinamik olduğu için zamana bağlı değişkenler almaktadır. Bu ivme değerlerini zamandan bağımsız hale getirmek için esas alınan depreme ait spektrum eğrilerinden en büyük ivme değerleri, spektral ivme formatında elde edilebilmektedir. Yapıya gelecek en büyük deprem etkisi 1. modda meydana geldiği için sadece bu mod göz önüne alınabilir. Buna göre ivme ifadesi Denklem 3.21'deki gibi olmaktadır.

$$\max(a_j(t)) = S_{a1} * g \quad (j=1 \text{ ise}) \quad (3.21)$$

şeklinde yazılabilir. Burada, S_{a1} 1. modda yapıya etki eden spektral ivme katsayısı, g yer çekimi ivmesidir. S_a spektral ivme katsayısı boyutsuz bir değer olduğu için g yerçekimi ivmesi ile çarpılarak boyutlu hale getirilmiştir. Burada dikkat edilmesi

gereken en önemli nokta S_a 'nın tek başına spektral ivme olarak alınamayacağıdır. Taban kesme kuvveti formülü ise,

$$V_1 = m_1^* * S_{a1} * g \quad (3.22)$$

olur. m_1^* ifadesi 1. moda ait etkin kütle olarak tanımlanmaktadır ve,

$$m_1^* = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}) \right)^2}{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}^2)} \quad (3.23)$$

formülü ile gösterilmektedir. 1. moda ait etkin kütle, yapının m toplam kütlelerinin bir oranı (α_1) olarak yazılmak istenirse,

$$\alpha_1 = \frac{m_1^*}{m} = \frac{m_1^* * g}{W} \quad (3.24)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left(\frac{\left(\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}) \right)^2}{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}^2)} \right) * g}{W} = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}) \right)^2 * g}{W * \sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}^2)} \quad (3.25)$$

Burada, α_1 1. moda ait etkin kütlelerin yapının toplam kütlelerine oranını, W yapının ağırlığını ve w_n n. katın ağırlığını belirtmektedir.

Pay ve paydayı yerçekimi ivmesi g ile çarparsak,

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (m_i * g * \phi_{i1}) \right)^2}{W * \sum_{i=1}^N (m_i * g * \phi_{i1}^2)} \quad (3.26)$$

$$\alpha_1 = \frac{\left(\sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i1}) \right)^2}{W * \sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i1}^2)} \quad (3.27)$$

α_1 ifadesi taban kesme kuvveti formülündeki m_1^* etkin kütle için yerine konulursa,

$$V_1 = \alpha_1 * W * S_{a1} \quad (3.28)$$

denklemini elde edilir. Taban kesme kuvvetinin katlara göre dağılımı ise,

$$F_{n1} = \alpha_1 * W * S_a * \frac{w_n * \phi_{n1}}{\sum_{i=1}^N (w_i * \phi_{i1})} \quad (3.29)$$

şeklini alır. Burada F_{n1} 1. modda yapının n. katına gelen statik yatay deprem yükü ifade eder. Bu formüllerle belirlenen 1. mod doğrultusundaki yatay kuvvetlerin etkisi ile oluşan δ kat yer değiştirmelerini bulmak için,

$$\delta_{n1} = \Gamma_1 * \phi_{n1} * S_{d1} \quad (3.30)$$

ifadesi kullanılır. Bu formülde δ_{n1} n. katın 1. moddaki yer değiştirmesini, Γ_1 1. moddaki kütle dağılım katsayısını (veya PF_1 ; 1.mod için modal Participation Factor), ve S_{d1} 1. modda yapıda oluşan spektral deplasmanı belirtmektedir. Buradaki Γ_1 terimi Denklem 3.31'de açıklanmıştır.

$$\Gamma_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1})}{\sum_{i=1}^N (m_i * \phi_{i1}^2)} \quad (3.31)$$

Yatay yükleme etkisindeki bir yapıda en büyük deplasmanın çatı seviyesinde olacağı kabul edilirse,

$$\max \delta_{n1} = \delta_{\text{Çatı}} = \Gamma_1 * \phi_{\text{Çatı}} * S_{d1} \quad (3.32)$$

olur. Denklem 3.28 ve Denklem 3.32 düzenlenirse S_a spektral ivme katsayısı teriminin kuvvet cinsinden, S_d spektral deplasman teriminin de yer değiştirme cinsinden yazılabileceği görülebilir. Bu terimlerim en kritik değerleri, bina etkin kütle için sismik davranışa en çok katıldığı mod olan 1. modda oluşacağı için söz konusu indisin yazılmasına gerek duyulmaz.

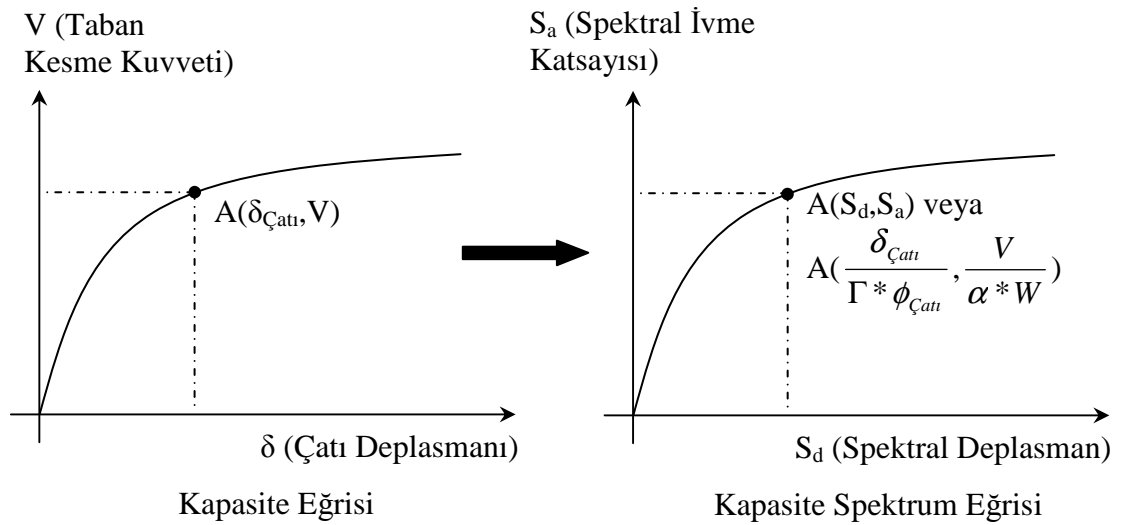
$$S_a = \frac{V}{\alpha * W} \quad (3.33)$$

$$S_d = \frac{\delta_{\text{Çatı}}}{\Gamma * \phi_{\text{Çatı}}} \quad (3.34)$$

Bu şekilde bir yapıya etki eden V taban kesme kuvveti (toplam deprem yükü) ile meydana getirdiği en büyük δ yer değiştirmesinin (çatı deplasmanı) değişimini gösteren kapasite eğrisi, Spektral İvme Katsayısı (S_a) – Spektral Deplasman (S_d) düzleminde oluşturulan bir kapasite spektrumu eğrisine dönüştürülmüş olur (Şekil 3.25.). Ortaya çıkan bu eğri yapının geometrik yapısına ve sistemdeki taşıyıcı elemanların kapasitelerine bağlı olacaktır. Kapasite eğrisindeki doğrusal olmayan değişimler, spektral dönüşümden sonra da görülebilmektedir. Ayrıca spektral ivme katsayısı boyutsuz bir büyüklük iken spektral deplasman uzunluk birimleri ile tanımlanır.

3.12. Standart Talep Spektrumu ve ADRS Formatına Dönüştürülmesi

Depreme dayalı tasarım yöntemlerinde tasarlanan yapıların maruz kaldıkları deprem etkilerinin belirlenmesi taşıyıcı sistem elemanlarının kesitleri, hasar seviyeleri ve yapım maliyetleri gibi birçok önemli parametreyi doğrudan etkilemektedir. Yüksek şiddetteki bir depreme karşı tasarım yapılması, yapının hasar görebilirliğini olumlu



Şekil 3.25. Kapasite spektrumunun spektral formata dönüştürülmesi

şekilde etkileyebilirken ekonomik yönden uygun bir seçenek olmayacağı açıktır. Bu nedenle göz önüne alınacak olan deprem hareketinin, yapının dayanım – maliyet dengesini sağlıklı bir biçimde sağlaması gerekmektedir.

3.12.1. Kullanılacak Deprem Belirlenmesi

Yapı tasarımı hesaplamalarında esas alınacak deprem hareketi ile ilgili birçok yaklaşım bulunmaktadır. Zaman Tanım Alanı (Time History) yönteminde gerçek deprem kayıtları ile çözümlenmeler yapılırken, Kapasite Spektrumu gibi daha pratik yöntemlerde yapının kullanım amacı, öngörülen hasar seviyesi, deprem olma olasılığı vb. gibi durumlara göre birbirinden ayrılan deprem seviyelerinden faydalanılmaktadır. Bu depremlerden elde edilen standart talep spektrumu eğrileri daha sonra ADRS formatındaki talep spektrumuna dönüştürülmekte ve kapasite spektrumu ile karşılaştırılarak yapının performans noktası belirlenmeye çalışılmaktadır.

Yönetmeliklerde performansa dayalı tasarımda kullanılmak üzere farklı seviyelerde depremler tanımlanmaktadır. Bu tasarım depremleri birbirlerinden 50 yıllık bir dönemde aşılma olasılıklarına göre veya eşdeğer şiddetteki depremlerin tekrar görülebilme sürelerine göre ayrılmaktadır. Tasarım depremlerinin aşılma olasılığına ve tekrarlama aralığına göre genel dağılımı Çizelge 3.2.'de gösterildiği gibidir.

Çizelge 3.2. bir depremin şiddeti arttıkça meydana gelme olasılığı azalması esasına göre hazırlanmıştır. Düşük şiddetteki depremler daha sık oluşurken (birkaç gün veya hafta ara ile) yüksek şiddetteki yıkıcı depremlerle daha seyrek (birkaç ay veya yıl ara ile) karşılaşılmaktadır. Gerçekten de 50 yılda gelme olasılığı %20 olan bir depremin, gelme olasılığı %50 olan depreme göre daha yıkıcı olması beklenir.

Çizelge 3.2. FEMA-356 'ya göre depremlerin sınıflandırması

Aşılma Olasılığına Göre Depremler	Ortalama Tekrar Aralığı (Yıl)
%50/50 Yıl	72
%20/50 Yıl	225
%10/50 Yıl	474
%2/50 Yıl	2475

FEMA-356 yönetmeliğinde depremler iki farklı sınıfta toplanmıştır.

- **Temel Güvenlik Depremi-I (TGD-1):** 50 yıllık süre içinde aşılma olasılığı %10 olan depremlerdir. Etkisi Temel Güvenlik Depremi-II 'nin üçte ikisinden azdır.
- **Temel Güvenlik Depremi-II (TGD-2):** 50 yıllık süre içinde aşılma olasılığı %2 olan depremlerdir. Projelendirilmesi yapılan bölgede veya en yakın fayda ölçülmüş yer hareketlerinin ortalamasının 1.5 katından küçük olarak alınır.

ATC-40 yönetmeliğinde ise depremler üç farklı sınıfta toplanmıştır.

- **Kullanım Depremi:** FEMA-356'da tanımlanmış ve 50 yıllık sürede aşılma olasılığı %50 olan (Tekrarlama süresi yaklaşık 75 yıl) depremin etkileri esas alınmaktadır. Yapının kullanım süresi boyunca karşılaşıcağı en muhtemel deprem şiddetini temsil etmektedir. Büyüklüğünün tasarım depreminin yarısı kadar olduğu kabul edilmektedir.
- **Tasarım Depremi:** 50 yıllık zaman aralığı içinde aşılma olasılığı %10 olan (Tekrarlama süresi yaklaşık 500 yıl) depremin etkileri esas alınmaktadır. Yapının kullanım süresi boyunca karşılaşma durumu pek sık görülmesi de meydana gelmesi halinde önemli yıkımlara yol açabilecek bir deprem türüdür. Yapılması düşünülen bir yapının en azından bu seviyedeki bir depremi göçmeden atlatabileceği şekilde projelendirilmesi istenir. Adından da anlaşılacağı gibi tasarım aşamasında kullanılması en uygun olan ve dayanım – maliyet dengesini en sağlıklı şekilde sağlayan deprem çeşididir.
- **Maksimum Deprem:** 50 yıllık bir zaman aralığı içinde aşılma olasılığı %2 olan (Tekrarlama süresi yaklaşık 2500 yıl) depremi temsil etmektedir. Ele alınan bölgede belirlenebilecek en büyük deprem olarak kabul edilir. Meydana getireceği etkiler bakımından tasarım depreminin yaklaşık 1.25 – 1.5 katıdır. Genelde önem katsayısı yüksek olan ve muhtemel bir depremi en az zararla atlattırılması istenen yapılar (hastaneler, barajlar, nükleer tesisler vb.) için esas alınan bir deprem türüdür.

FEMA-356'da tanımlanmış olan TGD-1'in ATC-40'daki Tasarım Depremine; TGD-2'nin ise Maksimum Depreme denk düştüğü söylenebilir (Polat ve ark., 2004). Bu depremler dışında isteğe bağlı olarak tasarlanacak yapının bulunduğu bölgeye özel ivme spektrumları veya deprem kayıtları kullanılabilir.

Projelendirilecek yapının karşılayabilmesi istenen deprem türü seçildikten sonra performans noktasının bulunması için seçilen deprem türünün özelliklerini temsil edecek olan standart talep spektrumu eğrisi oluşturulur.

3.12.2. %5 Sönümlü Standart Talep Spektrumunun Oluşturulması

Kapasite spektrumu yönteminde yapıya gelen deprem etkisini temsil etmek üzere C_A ve C_V gibi sismik katsayılarından yararlanılarak standart talep eğrisi oluşturulur. C_A katsayısı zeminin etkili maksimum ivme katsayısını temsil ederken C_V katsayısı ise periyodu 1 saniye olan %5 sönümlü sistemin spektrum değerini vermektedir. Bu katsayılar genelde zemin sınıfına ve deprem bölge katsayısı Z , deprem etkisi türü E ve deprem kaynağına uzaklık katsayısı N parametrelerinin çarpımından oluşan ZEN ifadesine bağlı olarak elde edilebilir.

$$C_{A,V} = Z * E * N_{A,V} \quad (3.35)$$

- **Deprem Bölge Katsayısı (Z):** ATC-40 yönetmeliğine göre Z deprem bölge katsayısı Çizelge 3.3.'den alınmaktadır.

Çizelge 3.3. Deprem bölge katsayısı

Bölge	1	2A	2B	3	4
Z	0.075	0.15	0.20	0.30	0.40

ATC-40'da bölgeler deprem etkilerine göre küçükten büyüğe doğru sıralanmaktadır. DBYBHY-2007'de belirtilen en yüksek deprem etki seviyesi olan 1.bölge, ATC-40 yönetmeliğinde 4.bölgeye denk düşmektedir. Ayrıca iki ayrı seviye olarak gösterilen 2A ve 2B, yönetmelikte 3. bölgeye karşılık gelir (Celep, Kumbasar, 2004).

- **Deprem Etkisi Türü (E):** Önceden de değinildiği gibi yönetmeliklerde çeşitli deprem seviyeleri tanımlanmıştır. Deprem etkisi türü E için ATC-40 yönetmeliğinde,

Kullanım Depremi için $E=0.5$,

Tasarım Depremi için $E=1.0$,

Maksimum Deprem için $E=1.25$ veya 1.5 değerleri önerilmiştir.

- **Kaynağa mesafe katsayıları (N_A ve N_V):** Deprem oluşturma potansiyeli taşıyan bir kaynak (aktif fay, yanardağ vb.) ile yapı arasındaki mesafeyi temsil eden bir parametredir. C_A katsayısı için N_A parametresi, C_V katsayısı için N_V ise $Z \cdot E \cdot N$ çarpımına dâhil edilmelidir. Meydana gelebilecek deprem şiddetine bağlı olarak değişen bu parametreler Çizelge 3.4.'te verilmiştir (Celep, Kumbasar, 2004)

Çizelge 3.4. Kaynağa mesafe katsayısı

Deprem Kaynağı Türü	Deprem Kaynağına Yaklaşık Mesafe							
	≤ 2 km		5 km		15 km		≥ 15 km	
	N_A	N_V	N_A	N_V	N_A	N_V	N_A	N_V
Büyük deprem oluşturacak kaynak	1.5	2.0	1.2	1.6	1.0	1.2	1.0	1.0
Orta deprem oluşturacak kaynak	1.3	1.6	1.0	1.2	1.0	1.0	1.0	1.0
Küçük deprem oluşturacak kaynak	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0

- **Zemin sınıfı:** C_A ve C_V katsayılarının oluşturulmasında kullanılan çizelgeler genelde sert zeminler için hazırlanmışlardır. Bu tür zeminler için C_A ve C_V katsayıları doğrudan $Z \cdot E \cdot N_{A,V}$ çarpımı olarak alınabilir. Ancak yumuşak zeminler için katsayıların bulunması gerektiği durumlarda zemin sınıfına bağlı bazı güvenlik çarpanları ile düzeltme yapılması gerekir. Bu çarpanlar bölgenin depremden etkilenme durumuna göre değişiklik gösterir. Deprem etkisi büyük olan zeminlerde C_A katsayısı 1.1, küçük olan zeminlerde 1.0 ile çarpılır. C_V katsayısı ise etkinin büyük olduğu zeminlerde 1.5, etkinin küçük olduğu zeminlerde 3.0 ile çarpılabilir. Bu güvenlik çarpanının tam olarak bulunabilmesi için öncelikle zeminin çeşitli özelliklerine dayanılarak zemin sınıfı belirlenmelidir (Çizelge 3.5.).

Daha sonra $Z \cdot E \cdot N_{A,V}$ ile çarpılacak olan zemin sınıfına (Çizelge 3.5.) bağlı güvenlik çarpanı ATC-40 da önerilmiş olan Çizelge 3.6. ve Çizelge 3.7.'den okunur. Bu güvenlik çarpanının da göz önüne alınmasıyla C_A ve C_V katsayıları için Denklem 3.36'daki gibi genel bir bağıntı yazılabilir,

Çizelge 3.5. Zemin sınıfları (ATC-40, 1996)

İlk 30 Metredeki Ortalama Zemin Özellikleri				
Zemin Sınıfı	Kayma Dalgası Hızı V_S (m/s)	Standart Penetrasyon Deneyi, N (Vuruş/m)	Kesme Dayanımı Açısı (Derece)	Drenajsız Kayma Dayanımı S_U (kN/m ²)
S_A – Sert Kaya	$V_S > 1500$	-----	-----	-----
S_B - Kaya	$760 < V_S \leq 1500$	-----	-----	-----
S_C – Yoğun Toprak ve Yumuşak Kaya	$360 < V_S \leq 760$	$N > 165$	> 40	$S_U > 100$
S_D – Sert Toprak	$180 < V_S \leq 350$	$50 \leq N \leq 165$	$33 - 40$	$50 \leq S_U \leq 100$
S_E – Yumuşak Toprak	$V_S \leq 180$	$N < 50$	< 33	$S_U < 50$
S_F – Aşırı plastik kil, yumuşak kil gibi özel değerlendirme gereken zeminler				

Çizelge 3.6. C_A için zemin sınıfına bağlı çarpan

Zemin sınıfı	Deprem Katsayısı $Z^*E^*N_{A,V}$					
	=0.075	=0.15	=0.20	=0.30	=0.40	>0.40
S_A	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_C	0.09	0.18	0.24	0.33	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_D	0.12	0.22	0.28	0.36	0.44	$1.1 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_E	0.19	0.30	0.34	0.36	0.36	$0.9 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_F	--Yerel zemin incelemesi gerekir--					

Çizelge 3.7. C_V için zemin sınıfına bağlı çarpan

Zemin sınıfı	Deprem Katsayısı $Z^*E^*N_{A,V}$					
	=0.075	=0.15	=0.20	=0.30	=0.40	>0.40
S_A	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_B	0.08	0.15	0.20	0.30	0.40	$1.0 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_C	0.13	0.25	0.32	0.45	0.56	$1.4 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_D	0.18	0.32	0.40	0.54	0.64	$1.6 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_E	0.26	0.50	0.64	0.84	0.96	$2.4 * Z^*E^*N_{A,V}$
S_F	--Yerel zemin incelemesi gerekir--					

$$C_{A,V} = Z * E * N_{A,V} * \text{Güvenlik Çarpımı} \quad (3.36)$$

Bulunan bu C_A ve C_V katsayıları ile ele alınan bölgedeki bir yapıya gelebilecek deprem etkisini temsil eden ve Spektral İvme Katsayısı – Periyot diyagramında gösterilen bir standart talep eğrisi oluşturulur (ATC-40, 1996), (Şekil 3.26.).

Standart talep eğrisi üç ayrı kısımdan oluşmaktadır.

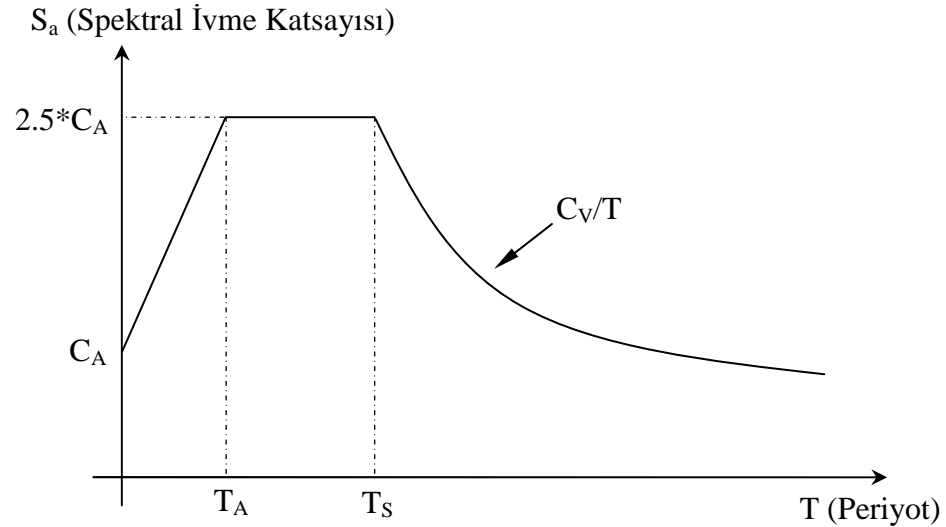
- $0 \leq T \leq T_A$ arasında C_A ' dan $2.5 C_A$ ' ya kadar doğrusal artan kısım,
- $T_A \leq T \leq T_S$ arasında $2.5 C_A$ ' da sabit değerde kalan kısım,
- $T_S \leq T$ değerleri için C_V/T denkleminde uyararak azalan parabolik kısım.

Standart talep eğrisindeki bu kısımlar tipik bir deprem etkisinin idealleştirilmiş hali olduğu söylenebilir. Doğrusal artan kısım deprem hareketlerinin başlangıcına, sabit kısım en yüksek genlikli deprem hareketinin ortalama değerine, parabolik olarak azalan kısım ise deprem etkisinin kaybolmaya başladığı duruma karşı gelmektedir.

$$T_S = \frac{C_V}{2.5 * C_A} \quad (3.37)$$

$$T_A = 0.2 * T_S \quad (3.38)$$

C_A katsayısı zeminin etkili maksimum ivme katsayısını temsil ederken $2.5 * C_A$, %5 lik sönüme sahip kısa periyotlu bir sistemin maksimum ortalama ivmesine karşı gelmektedir. C_V katsayısı periyodu 1 saniye olan %5 sönümlü sistemin spektrum değerini vermektedir. Standart talep spektrumu betonarme malzemenin deprem esnasında göstereceği viskoz sönümü temsil etmektedir.



Şekil 3.26. %5 sönümlü standart talep eğrisi

3.12.3. Standart Talep Spektrumunun ADRS Formatına Dönüştürülmesi

Standart talep spektrum eğrisi tek serbestlik dereceli bir sistemin periyodu ile sistemde meydana geldiği kabul edilen spektral ivme katsayısı değerinden oluşmaktadır. Standart talep spektrumunun spektral formata dönüştürülmesi işlemi, söz konusu eğrideki her bir T periyot değerinin spektral deplasmana çevrilmesi ile yapılmaktadır. Periyot değeri Denklem 3.39’da verildiği gibidir.

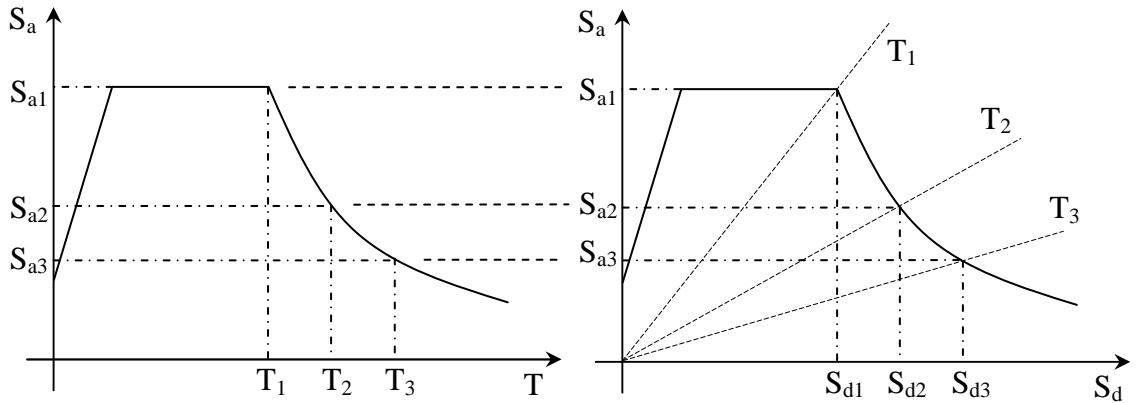
$$T = \frac{2\pi}{\omega} \quad (3.39)$$

Burada ω dairesel frekansı ifade etmektedir. Buna göre spektral hız (S_v) ve spektral deplasman (S_d) formülleri Denklem 3.40 ve Denklem 3.41’deki gibi yazılabilir.

$$S_v = S_a * g * \frac{1}{\omega} = S_a * g * \frac{T}{2\pi} \quad (3.40)$$

$$S_d = S_v * \frac{1}{\omega} = S_d * g * \left(\frac{T}{2\pi}\right)^2 \quad (3.41)$$

Spektral deplasman ile periyot arasında bulunan bu bağıntı ile elastik kapasite spektrumundaki periyot değerleri spektral deplasmana dönüştürülebilir (Şekil 3.27.).



$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} * S_a * T^2$$

$S_a - T$ Spektrumu

$$T = 2\pi * \sqrt{\frac{S_d}{S_a}}$$

$S_a - S_d$ Spektrumu

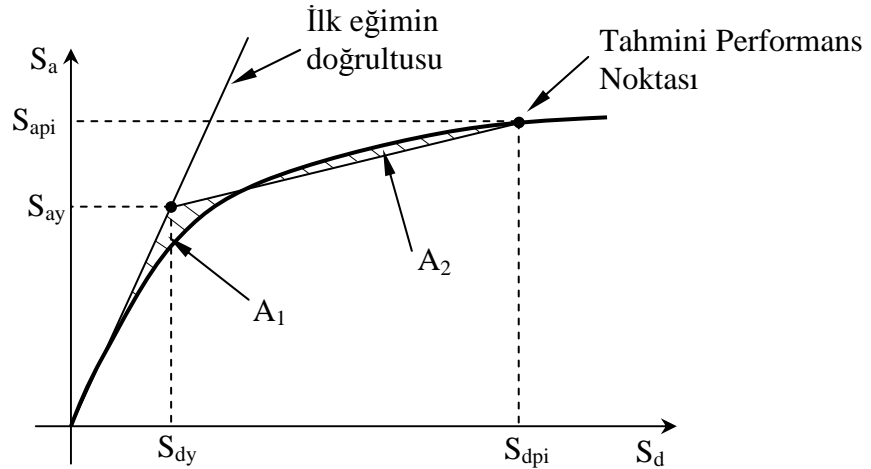
Şekil 3.27. Standart talep spektrumunun ADRS formatına dönüştürülmesi (Celep, Kumbasar, 2004)

Kapasite eğrisi ve standart talep spektrumunun ADRS formatına dönüştürülmesi ile söz konusu eğrilerin Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman grafiğinde beraber gösterilebilmesi mümkün hale gelir. Bu aşamadan sonra performans noktasının bulunabilmesi için eğrilerde bazı düzenlemeler yapılmaktadır. İterasyonların başlangıç noktasını belirlemek için kapasite spektrum eğrisi iki doğru parçası ile kırıklı hale getirilir. Ayrıca binada oluşan viskoz ve histeriktik çevrimsel sönümler hesaplanır ve bu sönümlerden yararlanarak talep spektrumu eğrisinde indirgeme yapılır.

3.13. Kapasite Spektrumu Eğrisinin İki Doğru Parçası ile İdealleştirilmesi

Kapasite spektrumu eğrisinin iki doğru parçası ile temsil edilmesi, binanın etkin sönüm değerinin belirlenmesi ve talep spektrumunun bu sönüm değerine uygun bir şekilde indirgenmesi işlemi için gerekli bir adımdır.

Yapının sönümünün bulunabilmesi için öncelikle tahmini bir performans noktasına ihtiyaç vardır. S_{api} ve S_{dpi} koordinatlarında bulunan bu tahmini noktaya başlangıç performansı da denmektedir (Şekil 3.28.). Başlangıç performans noktasının bulunabilmesi için öncelikle kapasite ve %5 sönümlü talep spektrumları spektral ivme katsayısı – spektral deplasman grafiğinde üst üste çizilir. Kapasite spektrumunun ilk eğimi doğrultusunda oluşturulan bir çizgi talep spektrumuna kadar uzatılır ve kesiştirilir. Bu kesişim noktası, eğer yapı ideal elastik davranış gösterseydi ortaya çıkacak olan performans noktasını gösteriyor olacaktı. Göz önüne alınan yapı elbette doğrusal elastik yer değiştirmeler yapmamaktadır. Ancak bu nokta yapının genel



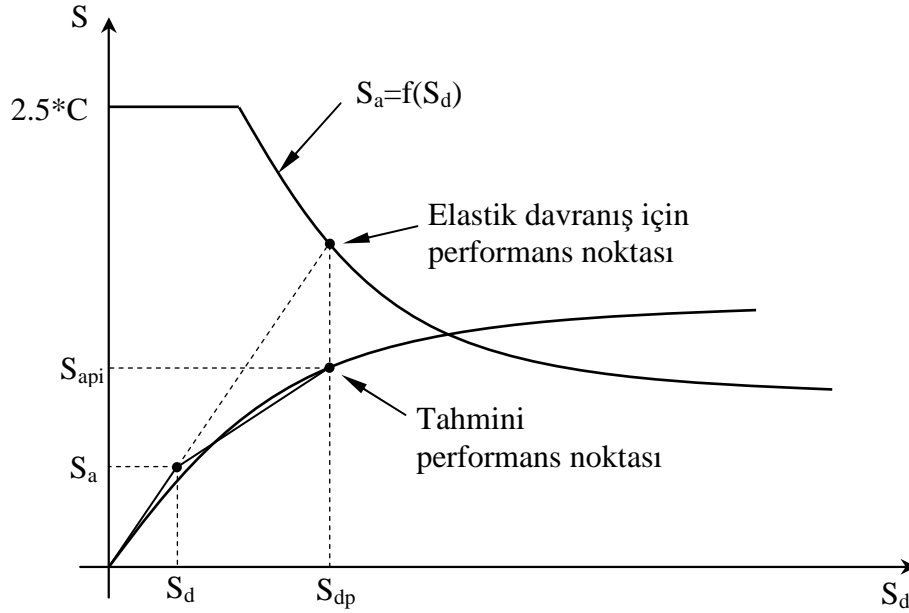
Şekil 3.28. Kapasite spektrumu eğrisinin iki doğru parçasıyla idealleştirilmesi

dayanımını deplasman cinsinden kısmen de olsa temsil edebildiği için asıl performans noktasının tahmininde bir başlangıç değeri olarak kabul edilebilmektedir. Tahmini performans noktasının spektral deplasman değerinin kapasite spektrumu eğrisindeki izdüşümü alınarak tahmini performans noktası (S_{dpi} , S_{api}) belirlenmiş olur (ATC-40, 1996).

Kapasite spektrumunun ideal hale getirilmesinde kullanılacak ilk doğru parçası, tahmini performans noktasının bulunmasında yararlanılan kapasite spektrumu eğrisinin ilk eğimi doğrultusunda bulunmalıdır. İkinci doğru parçası ise ilk doğru parçasının (S_{dy} , S_{ay}) noktası ile tahmini performans noktası arasında teşkil edilir. İkinci doğru parçası oluşturulurken kapasite spektrumunun üstünde kalan A_1 alanı ile altında kalan A_2 alanının eşit olmasına dikkat edilmelidir. Böylece gerçek kapasite eğrisi ile idealleştirilmiş halinin aynı miktarda enerji sönmlemesi sağlanır (Şekil 3.29.). Ayrıca (S_{dy} , S_{ay}) noktasının, yapıdaki doğrusal olmayan davranışın başlangıcı kabul edilebilir.

3.14. Etkin Sönümün Belirlenmesi

Deprem yönetmeliklerinde verilen talep spektrumu eğrileri betonarme malzemenin özelliklerinden dolayı %5 lik bir viskoz sönüm değeri göz önüne alınarak elde edilmektedir.



Şekil 3.29. Tahmini performans noktasının bulunması

Ancak yatay deprem yüklemeleri altındaki bir yapıda doğrusal olmayan deplasmanlar ortaya çıkması ve kolon – kiriş birleşim bölgelerinde plastik mafsallar oluşması ile bu bölgelerde elemanların moment taşıma kapasitesinin üzerindeki momentler, doğrusal olmayan dönmelerle sönümlemeye başlar. Meydana gelen bu ek sönüm değerleri çevrimsel sönüm olarak tanımlanır. Sönümün artmasıyla yapının hareketi esnasında yaptığı iş ve tükettiği enerji artarken deprem talebinin yapıya etkisi azalır. Bu nedenle yapıya gelen deprem etkisini belirten talep spektrumunun yapıdaki sönümlere bağlı olarak indirgenmesi gerekir (Özer, 2006).

Mevcut talep spektrumu betonarme malzemenin viskoz özelliklerinden dolayı %5 sönümlenmiş durumdadır. Ancak çevrimsel sönüm, viskoz sönümden bağımsız olarak ele alınamadığı için indirgenme işleminde tekrar hesaba katılmaktadır.

Yapıda tüketilen deprem enerjisinin viskoz ve çevrimsel sönümlerinin toplamına eşit olduğu varsayılmaktadır. Talep spektrumunun indirgenmesinde ise viskoz ve çevrimsel sönümlerin toplamının kritik sönüme oranı olarak tanımlanan etkin sönüm oranı esas alınmaktadır. Betonarme yapılar için kabul edilen viskoz sönüm oranı %5 iken çevrimsel sönüm kapasite spektrumunun içinde kalan histeriktik alan ile ilgilidir ve viskoz sönüm cinsinden ifade edilebilir. Çevrimsel sönüm β_0 olarak gösterilirse toplam sönüm (β_{eff}),

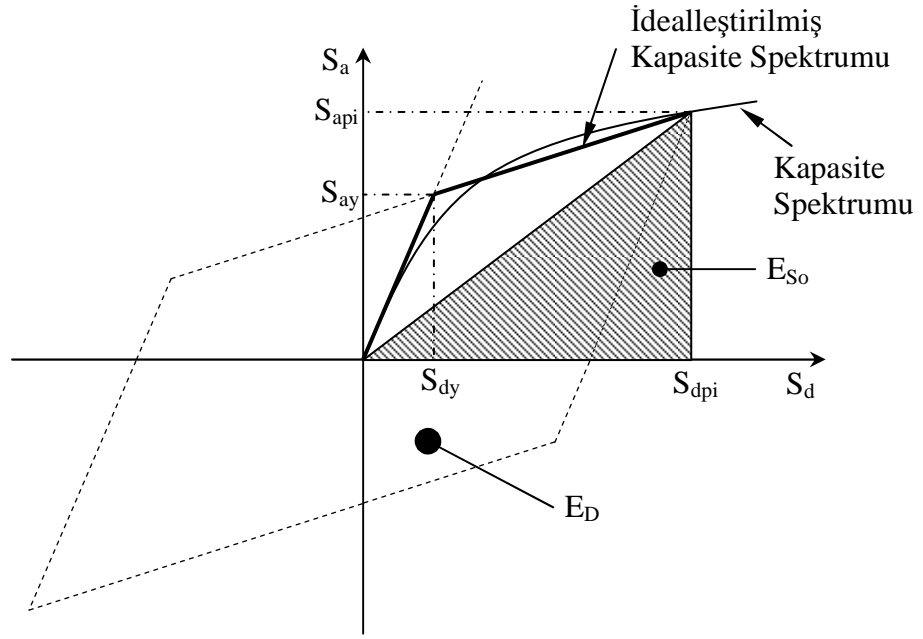
$$\beta_{eff} = \beta_0 + 0.05 \quad (3.42)$$

şeklinde olmaktadır. Çevrimsel sönüm formülü ise (Chopra, 1995),

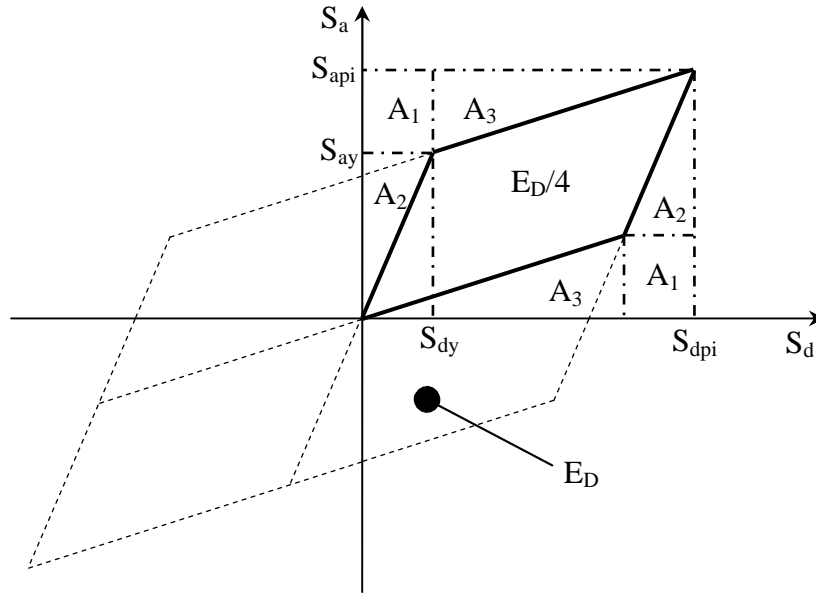
$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{S_0}} \quad (3.43)$$

Burada E_D bir çevrimde sönümle tüketilen enerji olup, çevrim içinde kalan alana eşittir. E_{S_0} ise aynı yük seviyesi altındaki en büyük şekil değiştirme enerjisine karşılık gelmektedir (Şekil 3.30.). Çevrimsel sönümün bulunabilmesi için Şekil 3.30.'daki E_D ve E_{S_0} alanlarının belirlenmesi gerekmektedir (Şekil 3.31.).

Şekil 3.31.'den de açıkça görülebileceği gibi bir çevrimde tüketilen enerji miktarı (E_D) idealleştirilmiş kapasite spektrumu eğrisinin altında kalan paralel kenarın alanının 4 katına eşittir. Denklem 3.44'de büyük paralelkenarın alanı (E_D) hesaplanmıştır.



Şekil 3.30. Spektral indirgeme için sönümlenmenin türetilmesi



Şekil 3.31. Bir çevrimde tüketilen enerji miktarının bulunması

$$\begin{aligned}
 E_D &= 4 * (\text{Şekil 3.31.'deki küçük paralelkenarın alanı}) \\
 &= 4 * (S_{api} * S_{dpi} - 2A_1 - 2A_2 - 2A_3) \\
 &= 4 * (S_{api} * S_{dpi} - 2 * S_{dy} * (S_{api} - S_{ay}) - 2 * ((S_{ay} * S_{dy})/2) \\
 &\quad - 2 * (((S_{api} - S_{ay}) * (S_{api} - S_{ay}))/2))
 \end{aligned}$$

$$E_D = 4 * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})$$

(3.44)

E_D ile aynı yük seviyesi altındaki en büyük şekil değiştirme enerjisi olan E_{So} ise Şekil 3.30.'da gösterilen üçgenin alanına eşittir.

$$E_{So} = S_{api} * S_{dpi} / 2 \quad (3.45)$$

Yapıdaki toplam sönüm bu değerlere göre tekrar yazılırsa,

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 0,05 = \frac{1}{4\pi} * \frac{E_D}{E_{So}} + 0,05 \quad (3.46)$$

$$= \frac{1}{4\pi} * \frac{4 * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})}{\frac{S_{api} * S_{dpi}}{2}} + 0,05$$

$$= \frac{2}{\pi} * \frac{S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api}}{S_{api} * S_{dpi}} + 0,05$$

$$\beta_{eff} = \frac{0,637 * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})}{S_{api} * S_{dpi}} + 0,05 \quad (3.47)$$

Sönüm ifadesi eğer yüzde olarak gösterilecekse,

$$\% \beta_{eff} = \frac{63,7 * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})}{S_{api} * S_{dpi}} + 5 \quad (3.48)$$

şeklini almaktadır.

Çevrimsel sönümün bulunmasında kullanılan paralelkenar, idealize edilmiş kapasite spektrumu eğrisinden elde edilmektedir. Ancak bu idealleştirme yapının gerçek davranışı yansıtma konusunda yetersizdir. Bu kusuru giderebilmek için çevrimsel sönümün bir κ düzeltme katsayısı ile çarpılması öngörülmüştür. κ düzeltme katsayısı histeriktik çevrimin tam olarak oluşamadığı ve dayanımın düşük olduğu yapılarda küçük değerlere sahip olmaktadır. Dayanım arttıkça κ katsayısının değeri artar. Ayrıca deprem süresinin uzun olması yapıdaki plastik mafsalların seviyelerini ve enerji tüketimini arttıracığı için κ değerini de büyütmektedir. ATC-40 (1996) yönetmeliğinde yapı davranışına göre değişiklik gösteren κ düzeltme katsayılarının belirlenebilmesi amacıyla Çizelge 3.8. ve Çizelge 3.9. önerilmiştir.

Çizelge 3.8. Yapı davranış türünün belirlenmesi

Deprem Süresi	Genel Olarak Yeni Bina	Ortalama Mevcut Bina	Zayıf Mevcut Bina
Kısa Süreli	Tip A	Tip B	Tip C
Uzun Süreli	Tip B	Tip C	Tip C

Çizelge 3.9. Sönüm düzeltme katsayısı

Yapı Davranış Türü	Tip A	Tip B	Tip C
κ Düzeltme Katsayısı	1.00	0.67	0.33

κ sönüm düzeltme katsayısının da belirlenmesi ile yapıdaki sönüm yüzdesinin son hali Denklem 3.49'daki gibi bulunmuş olur.

$$\% \beta_{eff} = \frac{63.7 * \kappa * (S_{ay} * S_{dpi} - S_{dy} * S_{api})}{S_{api} * S_{dpi}} + 5 \quad (3.49)$$

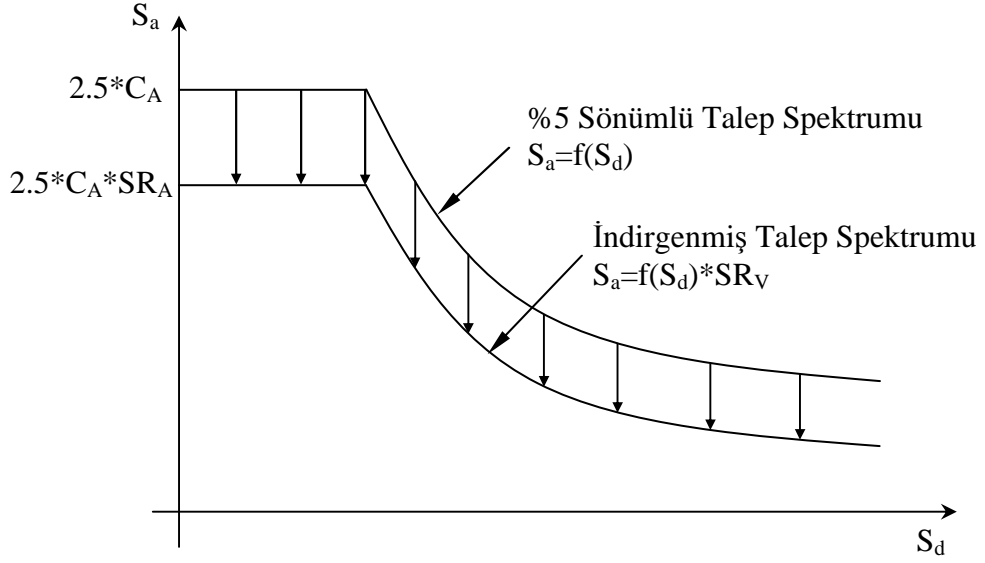
3.15. Talep Spektrumunun İndirgenmesi

Yapıdaki toplam sönümün bulunmasından sonra talep spektrumunda indirgeme yapılır. İndirgeme işlemi talep spektrumunun toplam sönüm oranına bağlı olarak bulunan SR_A ve SR_V katsayıları ile azaltılması olarak açıklanabilir. Böylece yapıdaki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınmış olur (ATC-40). SR_A talep spektrumunun yatay kısmı için esas alınan sönüm katsayısı iken SR_V eğri kısım için esas alınmaktadır (Şekil 3.32.). Bu katsayılar, B_{eff} toplam sönüm oranı yüzde cinsinden yazılırsa,

$$SR_A = \frac{1}{2.12} * (3.21 - 0.68 * \ln(100 * \beta_{eff})) \quad (3.50)$$

$$SR_V = \frac{1}{1.65} * (2.31 - 0.41 * \ln(100 * \beta_{eff})) \quad (3.51)$$

denklemleri ile ifade edilebilirler. Buna göre yapı davranış türü Çizelge 3.8. göz önüne alınarak elde edilecek olan SR_A ve SR_V katsayıları Çizelge 3.10.'da verilmiştir (ATC-40).



Şekil 3.32. ADRS formatındaki talep spektrumunun indirgenmesi

Çizelge 3.10. Spektral indirgeme katsayıları

Yapı Davranış Türü A		Yapı Davranış Türü B		Yapı Davranış Türü C					
β_0	β_{eff}	SR_A	SR_V	β_{eff}	SR_A	SR_V	β_{eff}	SR_A	SR_V
0.00	0.05	1.00	1.00	0.05	1.00	1.00	0.05	1.00	1.00
0.05	0.10	0.78	0.83	0.08	0.83	0.87	0.07	0.91	0.93
0.15	0.20	0.55	0.66	0.15	0.64	0.73	0.10	0.78	0.83
0.25	0.28	0.44	0.57	0.22	0.53	0.63	0.13	0.69	0.76
0.35	0.35	0.38	0.52	0.26	0.47	0.59	0.17	0.61	0.70
≥ 0.45	0.40	0.33	0.50	0.29	0.44	0.56	0.20	0.56	0.67

Denklem 3.50 ve 3.51 ile belirlenen SR_A ve SR_V değerlerinin Çizelge 3.11.'de verilen değerlerden daha az olmamaları gerekir.

Çizelge 3.11. Spektral indirgeme katsayıları minimum değerleri

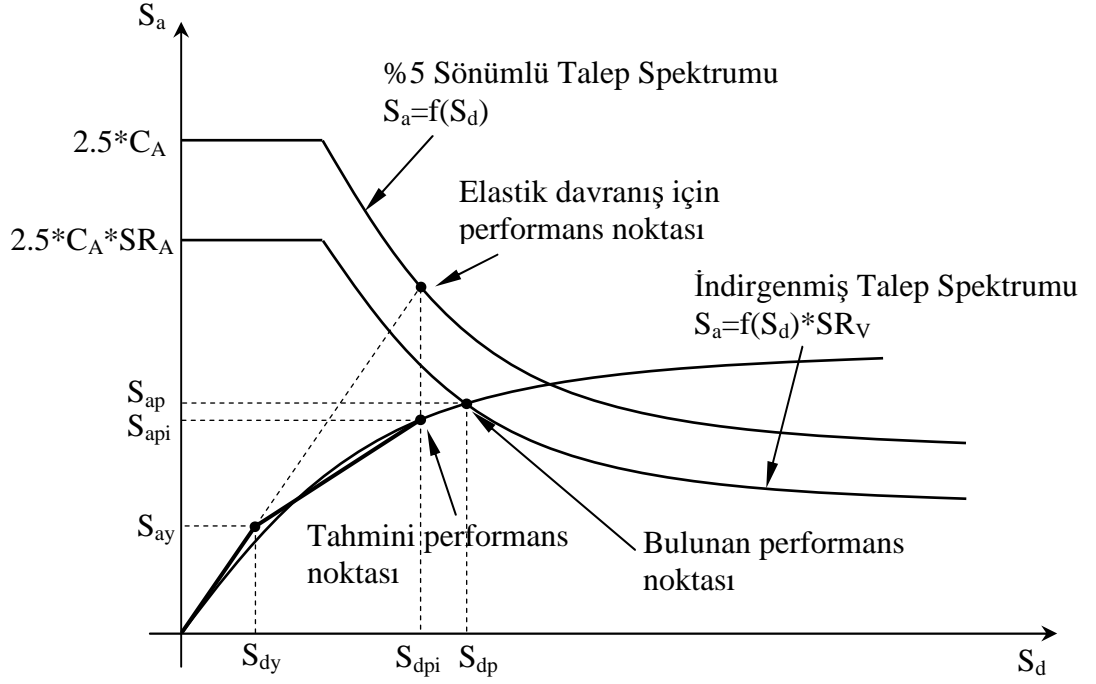
	Yapı Davranış Türü		
	A	B	C
SR_A	0.33	0.44	0.56
SR_V	0.50	0.56	0.67

3.16. Performans Noktasının Bulunması (ATC-40, A Prosedürü)

Performans noktası yapının deprem etkilerine karşı vereceği tepkiyi temsil eder ve Spektral İvme Katsayısı - Spektral Deplasman diyagramında üst üste çizilen kapasite spektrumu ile indirgenmiş talep spektrumu eğrilerinin kesiştiği nokta olarak tanımlanır (ATC-40, 1996; FEMA-356, 2000). Talep spektrumunun indirgenmesi, kapasite spektrumunun lineer davranıştan ilk ayrıldığı noktanın yanında tahmini performans noktasına da bağlıdır. Yapının asıl performans noktası ise bu noktaların esas alınmasıyla yapılacak ardışık hesaplamalarla bulunur.

Öncelikle yapının projelendirildiği bölgenin zeminine ve depremselliğine göre oluşturulmuş %5 sönümlü standart talep spektrumu ADRS formatına çevrilir. Yapının artımlı yatay kuvvetlere karşı direncini temsil eden ve Pushover analizi ile meydana getirilen kapasite eğrisi ADRS formatına dönüştürülüp talep spektrumu ile beraber Spektral İvme Katsayısı – Spektral Deplasman diyagramında üst üste çizilir. Kapasite spektrumunun talep eğrisi altında kalan kısmı iki doğru parçası ile idealleştirilir. Bunun için kapasite spektrumunun ilk eğimi doğrultusunun talep eğrisini kestiği nokta bulunur. Bu nokta yapının doğrusal davranışta sahip olacağı performans noktasını gösterir. Eşit yer değiştirmelerin oluşacağı kabulü sonucu, bulunan bu performans noktası ile aynı spektral deplasman değerine sahip olan kapasite spektrum eğrisi üzerindeki nokta tahmini performans noktası (S_{dpi} , S_{api}) olarak kabul edilebilir. Kapasite spektrum eğrisi, tahmini performans noktası ile ilk eğimin doğrultusunda teşkil edilen doğru parçası arasının, önceki hali ile eşdeğerde enerjiyi tüketebilecek şekilde bir doğru parçası ile birleştirilmesi sonucu idealleştirilmiş olur. Talep spektrumu, idealleştirme sonucu ortaya çıkan bu iki noktaya bağlı olarak bulunan SR_A ve SR_V katsayıları ile indirgenir. Kapasite spektrum eğrisi ve indirgenmiş talep spektrumu eğrisinin kesişim noktası (S_{dp} , S_{ap}) belirlenir. Belirlenen bu nokta ile sönümün bulunmasında kullanılan tahmini performans noktası arasındaki mesafe kabul edilebilir bir değerde olmalıdır. Bu değer genelde tahmini performans noktasının $\pm\%5$ 'i kadar alınır. Yani yapının performans noktasının spektral deplasman değeri,

$$0.95 * S_{dpi} \leq S_{dp} \leq 1.05 * S_{dpi} \quad (3.52)$$



Şekil 3.33. A prosedürü ile performans noktasının belirlenmesi

şartını sağlamalıdır. Söz konusu şartı sağlayan nokta, yapının performans noktası olarak kabul edilir (Şekil 3.33.). Eğer bu şartı sağlamıyorsa bulunan nokta yeni tahmini performans noktası olarak alınır ve sönüm hesaplanarak indirgeme ve kesişim adımları tekrarlanır. Çıkacak nokta $\pm 5\%S_{dpi}$ şartını sağlayıncaya kadar iterasyonlara devam edilir (ATC-40, 1996).

3.17. Performans Noktasının Kabul Kriterleri

Performans noktasının belirlenmesi ile yapının önceden belirlenmiş bir deprem etkisi altında göstereceği davranış bulunabilmektedir. Performans noktasının spektral ivme ve spektral deplasman değeri Denklem 3.33 ve Denklem 3.34 ile dönüştürülerek taban kesme kuvveti ve tepe deplasmanı cinsinden yazılabilir. Bu değerler yönetmeliklerde yapının yapılış amacına bağlı olarak öngörülen sınır değerleri ile karşılaştırılarak istenen performans seviyesinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilir. Yapının öngörülen sınır değerlerden daha büyük bir hasar seviyesine ulaşması veya daha büyük yatay kuvvetlere maruz kalması halinde performans seviyesinin değiştirilmesi veya taşıyıcı elemanların rijitlik ve dayanımlarının artırılması yoluna

gidilir. ATC-40'ta yapıda izin verilen hasarlarla ilgili sınırlamalar, bina ve eleman kabul kriterleri olmak üzere iki ana başlıkta toplanmıştır (Celep, Kumbasar, 2004).

3.17.1. Bina için Kabul Kriterleri

Bu başlıktaki sınırlamalar binanın genel dayanımını, katlar arası görelî ötelemelerini, yatay ve düşey yük kapasitelerini kapsamaktadır. Binada artan yatay yüklemelerden ve plastik mafsallardan dolayı meydana gelen yatay yük kapasitesi kaybının, toplam yatay yük kapasitesinin %20'sini geçmemesi gerekir. Bu şekilde deprem etkisiyle oluşan yükleme çevrimlerinin yapının genel dayanımını azaltması sınırlandırılır. Katlar arası görelî ötelemelerde ise iki kat arasındaki deplasmanın kat yüksekliğine oranının Çizelge 3.12.'de verilen değerleri aşmaması istenir (ATC-40, 1996). Bu da hasar sınırlaması ile beraber ikinci merteye etkilerinin de sınırlandırılması anlamına gelmektedir.

Çizelge 3.12. Hasar seviyelerine göre görelî yer değiştirmelerin sınırlandırılması

Katlar Arası Yer Değiştirme / Kat Yüksekliği Sınırı	Performans Seviyesi			
	Hemen Kullanım	Hasar Kontrol	Can Güvenliği	Yapısal Stabilite
En büyük toplam oranı	0.010	0.010 - 0.020	0.020	$0.33 \cdot V_i / P_i$
En büyük elastik ötesi deplasman oranı	0.005	0.005 – 0.015	Sınır Yok	Sınır Yok

Çizelge 3.12.'deki Yapısal Stabilite durumunda V_i i. kata gelen kesme kuvveti ve P_i i. kata gelen toplam düşey yüklemelerdir. DBYBHY-2007 Bölüm 7.5.3.'de performans seviyeleri için öngörülen değerler Çizelge 3.13.'te verilmiştir.

Çizelge 3.13. Görelî kat ötelemeleri sınırlandırılması

Görelî Kat Ötelemesi Oranı	Performans Düzeyi		
	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçme Öncesi
$(\delta_i)_{\max} / h_i$	0.01	0.03	0.04

Çizelge 3.13.'deki $(\delta_i)_{\max}$ ifadesi i. kattaki en büyük kat ötelenmesi miktarını, h_i ise i. katın yüksekliğini belirtir.

3.17.2. Elemanlar için Kabul Kriterleri

Döşeme, kiriş, kolon, perde ve temeller gibi yapısal elemanlar için öngörülen sınırlandırmalardır. Yapıyı meydana getiren elemanlar taşıyıcı ve taşıyıcı olmayan elemanlar olmak üzere iki gruba ayrılmaktadır. Taşıyıcı elemanlar da kendi aralarında birincil ve ikincil elemanlar olmak üzere ayrıca ikiye ayrılır. Binanın performans noktasına ulaştığı hasar durumu için her bir elemanın gerilmeleri ve şekil değiştirmeleri bulunur ve yönetmeliklerde belirtilen sınır durumları ile karşılaştırılır. Bütün elemanların Elemanlar için kabul kriterleri eleman türünün yanı sıra elemanda güç tükenmesine neden olan kritik etkilerin türüne de bağlıdır. Bu etkiler kolon – kiriş bölgesinde kesme kuvveti nedeniyle oluşacak kayma açıları veya plastik mafsallarda meydana gelecek aşırı dönmeler gibi etkilerdir.

Bu sınırlandırmalar incelendiğinde, yapının ana taşıyıcı elemanlarında diğer elemanlara göre daha küçük plastik mafsal dönmelerine izin verildiği ve sünekliğin büyük olduğu etriyeli kesitlerde daha büyük dönmelere müsaade edildiği görülmektedir. Bu dönmelerin sınırları, performans noktasının hemen kullanım seviyesi gibi daha kısıtlı bir hasara izin verilebilen durumda daha küçük olmaktadır. Kesme kuvvetinin kritik olduğu ve sünek olmayan güç tükenmesi görülebilecek kirişlerde sınır dönme açıları küçük tutulmuştur. Etriye sıklaştırması teşkil edilen kesitlerde ise sınır dönmeler daha büyük değerlerde alınabilir (ATC-40, 1996).

Yapısal elemanlar için ATC-40 yönetmeliğinde betonarme kiriş, kolon, perde ve kolon-kiriş birleşim noktası için izin verilen sınır plastik mafsal dönmeleri sırasıyla Çizelge 3.14., Çizelge 3.15., Çizelge 3.16. ve Çizelge 3.17.'de verilmiştir. Çizelge 3.14.'de ρ çekme donatısı oranını, ρ' basınç donatısı oranını, ρ_b dengeli donatı oranını, V tasarım kesme kuvvetini, b_w kiriş gövde genişliğini, d faydalı yüksekliği, f_{ck} beton karakteristik basınç dayanımını, IO hemen kullanım performans seviyesini (Immediate Occupancy), LS can güvenliği performans seviyesini (Life Safety), CP göçme öncesini (Collapse Prevention) temsil etmektedir. Çizelge 3.15.'teki P kesme kuvvetini, A_c kolon kesit alanını temsil etmektedir. Çizelge 3.16.'da A_s çekme gerilmesi etkisindeki kesit

Çizelge 3.14. Betonarme kirişler için izin verilen plastik mafsal dönmeleri

Eğilme Etkisindeki Kirişler			Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri				
			Plastik Dönme Açılı (Radyan)		Artık Güç Oranı	Plastik Dönme Açılı (Radyan)				
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargı Donatısı Durumu	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f_{ck}}}$	Min	Max			Birincil Eleman Tipi		İkincil Eleman Tipi	
					Performans Seviyesi					
						IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.0	Uygun	≤ 3	0.025	0.050	0.2	0.005	0.020	0.025	0.020	0.050
≤ 0.0	Uygun	≥ 6	0.020	0.040	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.040
≥ 0.5	Uygun	≤ 3	0.020	0.040	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≥ 0.5	Uygun	≥ 6	0.015	0.020	0.2	0.005	0.005	0.015	0.015	0.020
≤ 0.0	U. Değil	≤ 3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.010	0.020	0.020	0.030
≤ 0.0	U. Değil	≥ 6	0.010	0.015	0.2	0.000	0.005	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	U. Değil	≤ 3	0.010	0.015	0.2	0.005	0.010	0.010	0.010	0.015
≥ 0.5	U. Değil	≥ 6	0.005	0.010	0.2	0.000	0.005	0.005	0.005	0.010

Çizelge 3.15. Betonarme kolonlar için izin verilen plastik mafsal dönmeleri

Eğilme Etkisindeki Kolonlar			Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri				
			Plastik Dönme Açılı (Radyan)		Artık Güç Oranı	Plastik Dönme Açılı (Radyan)				
$\frac{P}{A_c * f_{ck}}$	Sargı Donatısı Durumu	$\frac{V}{b_w * d * \sqrt{f_{ck}}}$	Min	Max			Birincil Eleman Tipi		İkincil Eleman Tipi	
					Performans Seviyesi					
						IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.1	Uygun	≤ 3	0.020	0.030	0.2	0.005	0.010	0.020	0.015	0.030
≤ 0.1	Uygun	≥ 6	0.015	0.025	0.2	0.005	0.010	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	Uygun	≤ 3	0.015	0.025	0.2	0.000	0.005	0.015	0.010	0.025
≥ 0.4	Uygun	≥ 6	0.010	0.015	0.2	0.000	0.005	0.010	0.010	0.015
≤ 0.1	U. Değil	≤ 3	0.010	0.015	0.2	0.005	0.005	0.010	0.005	0.015
≤ 0.1	U. Değil	≥ 6	0.005	0.005	0.0	0.005	0.005	0.005	0.005	0.005
≥ 0.4	U. Değil	≤ 3	0.005	0.005	0.0	0.000	0.000	0.005	0.000	0.005
≥ 0.4	U. Değil	≥ 6	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

Çizelge 3.16. Betonarme perdeler için izin verilen plastik mafsal dönmeleri

Eğilme Etkisindeki Perdeler			Modelleme Parametreleri			Kabul Kriterleri				
			Plastik Dönme Açılı (Radyan)		Artık Güç Oranı	Plastik Dönme Açılı (Radyan)				
$\frac{(A_s - A'_s) * f_y + P}{t_w * l_w * f_{ck}}$	$\frac{V}{t_w * l_w * \sqrt{f_{ck}}}$	Perde Uç Donatısı	Min	Max			Birincil Eleman Tipi		İkincil Eleman Tipi	
					Performans Seviyesi					
						IO	LS	CP	LS	CP
≤ 0.1	≤ 3	Evet	0.015	0.020	0.75	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020
≤ 0.1	≥ 6	Evet	0.010	0.015	0.40	0.004	0.008	0.010	0.010	0.015
≥ 0.25	≤ 3	Evet	0.009	0.012	0.60	0.003	0.006	0.009	0.009	0.012
≥ 0.25	≥ 6	Evet	0.005	0.010	0.30	0.001	0.003	0.005	0.005	0.010
≤ 0.1	≤ 3	Hayır	0.008	0.015	0.60	0.002	0.004	0.008	0.008	0.015
≤ 0.1	≥ 6	Hayır	0.006	0.010	0.30	0.002	0.004	0.006	0.006	0.010
≥ 0.25	≤ 3	Hayır	0.003	0.005	0.25	0.001	0.002	0.003	0.003	0.005
≥ 0.25	≥ 6	Hayır	0.002	0.004	0.20	0.001	0.001	0.002	0.002	0.004

Çizelge 3.17. Kolon-kiriş birleşim noktaları için izin verilen plastik mafsal dönmeleri

Kolon-Kiriş Birleşim Noktaları			Modelleme Parametreleri		Kabul Kriterleri					
			Plastik Dönme Açılı (Radyan)		Artık Güç Oranı	Plastik Dönme Açılı (Radyan)				
$\frac{P}{A_c * f_{ck}}$	Sargı Donatısı Durumu	$\frac{V}{V_n}$	Min	Max			Birincil Eleman Tipi			İkincil Eleman Tipi
					Performans Seviyesi					
						IO	LS	CP	LS	CP
İç Noktalar										
≤ 0.1	Uygun	≤ 1.2	0.015	0.030	0.2	0.000	0.000	0.000	0.020	0.030
≤ 0.1	Uygun	≥ 1.5	0.015	0.030	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≥ 0.4	Uygun	≤ 1.2	0.015	0.025	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.025
≥ 0.4	Uygun	≥ 1.5	0.015	0.020	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	U. Değil	≤ 1.2	0.005	0.020	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	U. Değil	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	U. Değil	≤ 1.2	0.005	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	U. Değil	≥ 1.5	0.005	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
Diğer Noktalar										
≤ 0.1	Uygun	≤ 1.2	0.010	0.020	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≤ 0.1	Uygun	≥ 1.5	0.010	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
≥ 0.4	Uygun	≤ 1.2	0.010	0.020	0.2	0.000	0.000	0.000	0.015	0.020
≥ 0.4	Uygun	≥ 1.5	0.010	0.015	0.2	0.000	0.000	0.000	0.010	0.015
≤ 0.1	U. Değil	≤ 1.2	0.005	0.010	0.2	0.000	0.000	0.000	0.005	0.010
≤ 0.1	U. Değil	≥ 1.5	0.005	0.010	0.2	0.000	0.000	0.000	0.005	0.010
≥ 0.4	U. Değil	≤ 1.2	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
≥ 0.4	U. Değil	≥ 1.5	0.000	0.000	0.0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

alanını, A_s ' basınç etkisindeki kesit alanını, P tasarım aksel kuvvetini, t_w perde kalınlığını, l_w perde uzunluğunu temsil etmektedir. Çizelge 3.17.'de V kolon-kiriş birleşim noktasındaki tasarım kesme kuvvetini V_n kolon-kiriş birleşim noktasındaki mevcut kesme kuvvetini temsil etmektedir.

DBYBHY-2007'ye göre kesitlerde öngörülen en büyük şekil değiştirme değerleri Bölüm 3.4.'de Denklem 3.11, Denklem 3.12 ve Denklem 3.13'de gösterilmiştir.

3.18. Diğer Doğrusal Olmayan Analiz Yöntemleri

Bu bölümde Kapasite Spektrumu Yöntemi dışında tasarımda kullanılması önerilen bazı doğrusal olmayan analiz yöntemlerinden kısaca bahsedilecektir.

3.18.1. Deplasman Katsayısı Yöntemi (FEMA-356)

Deplasman katsayısı yöntemi yapıda görülecek en büyük deplasman talebinin sayısal hesaplamalarla tahmin edilmesini sağlayan yaklaşık bir yöntemdir. Doğrusal olmayan yer değiştirmeler, doğrusal yer değiştirmelerin bir dizi deplasman katsayısıyla değişikliğe uğratılmasıyla hesaplanmaktadır.

Yöntemde iki doğru parçasıyla idealleştirilen kapasite spektrumu kullanılmaktadır. Kapasite spektrumu yönteminde de bahsedilmiş olan idealleştirme işlemi uygulandıktan sonra yapının etkin yerel periyodu (T_e) Denklem 3.53 ile bulunmaktadır,

$$T_e = T_i * \sqrt{\frac{K_i}{K_e}} \quad (3.53)$$

Burada, T_e etkin yerel periyodu, T_i uygulanan kuvvet doğrultusundaki elastik yerel periyodu, K_i uygulanan kuvvet doğrultusundaki elastik yanal rijitliği, K_e uygulanan kuvvet doğrultusundaki etkin yanal rijitliği belirtmektedir.

Hedef deplasman δ_t ise eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin spektral deplasmanının bir takım modal katılım katsayılarıyla değişikliğe uğratılmasıyla hesaplanmaktadır.

$$\delta_t = C_0 * C_1 * C_2 * C_3 * S_a * \frac{T_e^2}{4 * \pi^2} * g \quad (3.54)$$

Denklem 3.54'de C_0 yapının muhtemel tepe deplasmanı ile spektral deplasman arasındaki ilişkiyi oluşturan modal katılım katsayısını, C_1 elastik deplasman ile beklenen en büyük inelastik deplasman arasındaki ilişkiyi oluşturan modal katılım katsayısını, C_2 histeriktik çevrimi ile oluşan rijitlik azalması ve dayanım kaybının en büyük deplasman talebi üstündeki etkisini gösteren katsayısını, C_3 ikinci mertebe etkileri nedeniyle oluşan ek deplasmanların temsil edildiği katsayısını, S_a yapının etkin yerel periyodundaki tepki spektrum ivmesi değerini, g ise yerçekimi ivmesini ifade eder.

Öngörülen deprem etkisi ile oluşacak hedef deplasman, etkin yerel periyoda (T_e) göre belirlenir ve çeşitli performans seviyeleri için sınır değerleri ile karşılaştırılır.

3.18.2. Sabit Süneklik Yöntemi

Chopra ve Goel (2001)'in ATC-40'ta önerilmiş olan kapasite spektrumu yöntemini esas alarak geliştirdikleri bir yöntemdir. Geliştirilmiş kapasite – talep diyagramı yöntemi yüksek serbestlik dereceli sistemle eşdeğer olan bir tek serbestlik dereceli sistemin sismik şekil değiştirmelerinin tahmin edilebilmesi için sabit süneklik talep spektrumu kullanılmaktadır.

Sabit süneklik yönteminin A prosedürü, B prosedürü ve sayısal prosedür olmak üzere 3 ayrı versiyonu vardır. İlk iki prosedür grafiksel olarak ATC-40'ta da açıklanmış olan kapasite spektrumunun A ve B prosedürlerine benzemektedir. Sabit süneklik yönteminin en yaygın kullanılan versiyonu A prosedürüdür. Bu prosedürde tek serbestlik dereceli doğrusal olmayan bir sistemin sismik deplasman talebi belirlenmeye çalışılmaktadır. Prosedürün izlediği adımlar şöyle özetlenebilir,

- Yapının kapasite ve talep spektrumu eğrisi Kapasite Spektrumu yönteminde de açıklandığı gibi bulunur.
- %5 sönümlü talep spektrumu eğrisi elde edilir ve farklı süneklik seviyeleri için doğrusal olmayan talep spektrumları oluşturulur.
- Talep spektrumu ve iki doğru parçasıyla idealleştirilmiş kapasite spektrumu Spektral İvme – Spektral Deplasman grafiğinde çizilir.
- Her bir süneklik durumu için talep spektrumunun kapasite spektrumu ile kesiştiği noktalar (u_y , u_m) bulunur ve bu noktalardaki süneklik (u_m/u_y) belirlenir. Bulunan bu süneklik değerleri, tek serbestlik dereceli sistemin inelastik deplasman talebi olarak kabul edilen talep spektrumunun kesişim noktasının sünekliği ile karşılaştırılır. Böylece yapının deplasman talebi bulunmuş olur.
- Yapının spektral deplasman talebi, yapının tepe seviyesindeki ilk modal katılım katsayısı ile eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemin tahmini spektral deplasman talebinin çarpılmasıyla tepe deplasmanına dönüştürülür.

Talep spektrumunun farklı süneklik seviyeleri için oluşturulması, elastik talep spektrumunda $R_y - \mu$ (süneklik) - T_n arasındaki ilişkilerin kullanılması ile

gerçekleşebilmektedir. Deplasman talebinin, hem Kapasite Spektrumunda hem de Sabit Süneklik Yönteminde kapasite ve talep spektrumlarının kesişim noktasında bulunduğu kabul edilmektedir. Yine de talep, Kapasite Spektrum Yöntemindeki (ATC-40, A prosedürü) eşdeğer doğrusal sistem yerine geliştirilmiş yöntemdeki inelastik sistemin analizi ile de hesaplanabilir.

3.19. DBYBHY-2007 ‘de Önerilen Artımsal İtme Analizleri

3.19.1. Artımsal Eşdeğer Deprem Yüğü Yöntemi

Artımsal eşdeğer deprem yüğü yönteminde, performans noktasına kadar artış miktarı sabit kalacak şekilde adım adım arttırılan eşdeğer yatay deprem yüklemelerinin etkisinde doğrusal olmayan Statik İtme Analizi (Pushover Analizi) yapılır. Analizde ardı ardına iki plastik mafsal oluşumu arasındaki her bir adımında yapıda meydana gelen deplasman, plastik şekil değiştirme ve iç tepki kuvveti artımları ile bu büyüklüklere ait kümülatif değerler hesaplanır. Son itme adımında (performans noktasında) deprem talebine karşı gelen en büyük değerler bulunur. Bu yöntem bodrum katı hariç toplam kat sayısı 8 ‘den az ve ek dışmerkezlilik etkisi göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı 1.4‘den büyük olan binalara uygulanmaktadır. Ayrıca göz önüne alınan deprem doğrultusunda, doğrusal davranış görüldüğü kabul edilerek hesaplanan hâkim titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranının en az 0.70 olması gerekmektedir. Rijit perdelerle çevrelenmiş bodrum katlarının kütleleri binanın toplam kütlelerine dâhil edilmez.

3.19.2. Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

Mod birleştirme yönteminin performans noktasına kadar monolitik olarak arttırılan modal yer değiştirmelere göre, ardı ardına iki plastik mafsal oluşumu arasındaki her bir adımda artımsal olarak uygulanmasıdır. Önceki yöntemde olduğu gibi her bir itme adımında taşıyıcı sistemde meydana gelen deplasman, plastik şekil değiştirme ve iç tepki kuvveti artımları ile bu büyüklüklere ait kümülatif değerler hesaplanır ve son itme adımında yani performans noktasında deprem talebine karşı

gelen en büyük değerler bulunur. Artımsal mod birleştirme yöntemi tüm binalara uygulanabilmektedir.

3.19.3. Zaman Tanım Alanında Artımsal Hesap Yöntemi

Yapının doğrusal olmayan yer değiştirmeleri göz önüne alınarak taşıyıcı sistemin hareket denklemleri artımsal olarak bütünleştirilir. Her bir zaman artışında yapıda oluşan deplasmanlar, plastik şekil değiştirmeler ve iç tepki kuvvetleri ile performans noktasındaki maksimum değerleri hesaplanır. Zaman Tanım Alanında Artımsal Hesap Yöntemi de tüm binalar için uygulanabilir yöntemlerden biridir.

3.20. Performansa Dayalı Tasarım

Performansa dayalı tasarım konusundaki çalışmalar 1970’li yıllara dayanmasına rağmen özellikle Loma Prieta (San Francisco–ABD, 1989) ve Northridge (Los Angeles–ABD, 1994) depremlerinden sonra sistematik olarak ele alınmıştır. Söz konusu depremlerin ardından yapılan incelemelerde dönemin doğrusal davranış kabulünü esas alan yönetmeliklerine göre uygun yapılmış birçok binada tahmin edilemeyen dayanım kayıplarının olduğu, ağır hasarın görüldüğü ve öngörülen mukavemete ulaşmadan göçtüğü belirlenmiştir. Gelişen bilgisayar teknolojilerinin de yardımı ile yapıların tasarımı konusunda doğrusal olmayan analiz yöntemleri de yönetmeliklere girebilmiştir.

Performansa dayalı yapı tasarımını esas alan modern deprem yönetmeliklerinden en yaygın olarak kullanılanlar,

- Structural Engineers Association of California (SEAOC) tarafından yayınlanan Bluebook (SEAOC, 1999) ve Vision 2000 (SEAOC, 1995)
 - Federal Emergency Management Agency (FEMA) tarafından yayınlanan FEMA 273 (FEMA, 1997), FEMA 356 (FEMA, 2000) ve FEMA 440 (FEMA, 2005)
 - Applied Technology Council (ATC) tarafından yayınlanan ATC-40 (ATC, 1996)
- olarak sıralanabilir.

Bu yönetmeliklerden SEAOC Vision 2000’in amacı yapıların sismik

performansının önceden tahmin edilerek tasarımda kullanılabilmesini gösteren yönetmeliklerin başlıca dayanaklarını oluşturmak ve çok yönlü performans hedeflerini geliştirmektir. Bu yönetmelik yapısal ve yapısal olmayan elemanlar için hasar sınırlandırmalarını ve performans seviyelerini göstermektedir.

FEMA–356 genel anlamda bütün yapı çeşitlerini kapsayacak şekilde düzenlenmiştir. Olası yer hareketinin etkisinde kalan yapıların sahip olması gereken performans hedeflerinin değişimini sunmaktadır. FEMA–356 yapısal olmayan eleman ve sistemler için performans seviyelerini tanımlar ve farklı performans seviyelerinde değişik yatay yük kapasitesine sahip yapısal sistemler için kayma ve ötelenme limitlerini gösterir.

ATC–40 yönetmeliğinde yapılarda performansa dayalı tasarım ve performans hedefinin sağlanması hakkındaki yapısal ölçütlerin gösterildiği yöntemi açıklamaktadır. ATC–40 yönetmeliği betonarme binalar için hazırlanmıştır ve kapasite spektrum yönteminin uygulanması ile ilgili bilgiler içerir.

Bu yönetmeliklerin dışında,

- National Earthquake Hazards Reduction Program (NEHRP)
- Earthquake Engineering Research Institute (EERI)
- Building Seismic Safety Council (BSSC)
- Earthquake Engineering Research Center of University of California at Berkeley (EEERC-UCB)
- American Society of Civil Engineers (ASCE)
- Pacific Earthquake Engineering Research (PEER)

gibi organizasyonlarda da performansa dayalı yapı tasarımı ve doğrusal olmayan çözüm yöntemleri konusunda çalışmalar yapılmaktadır.

Türkiye’de ise yakın zamanda benzer çalışmalar başlatılmış; Ocak 1998 ‘de “Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik” (ABYYHY) ve Mart 2007’de bu yönetmeliğin güncellenmiş hali olan “Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik” (DBYBHY) resmen yürürlüğe girmiştir. Özellikle DBYBHY’de bina türü betonarme yapıların güçlendirilmesinde ve deprem etkisine karşı tasarlanmasında kullanılmak üzere doğrusal olmayan çözüm yöntemlerine ve performansa dayalı tasarıma önem verilmiştir.

Performansa dayalı yapı tasarımı ilk olarak mevcut yapıların güçlendirilmesi konusunda ele alınmış bir kavramdır. Güçlendirme projesi düzenlenecek bir yapıda muhtemel bir deprem anında hangi kesitlerde kritik dayanım kayıpları görüleceği, kolon – kiriş birleşim noktalarında oluşacak plastik mafsalların dağılımları ve seviyeleri, yapının yatay yüklemeye kapasitesi ve performans noktası gibi önemli verilerin elde edilmesi konusunda oldukça faydalı bir yöntemdir. Yapının deprem titreşimleri etkisinde göstereceği doğrusal olmayan davranışı ve hasar mekanizmalarını etkin bir şekilde ortaya koyabilmesinden dolayı yeni yapıların tasarlanmasında da kullanılmaya başlanmıştır. Bu yöntem sayesinde yapılar kullanım amaçlarına uygun olarak önceden belirlenen bir performans seviyesine göre projelendirilebilmektedir.

Yapının doğrusal davranış kabulüne göre projelendirilmesinde deprem etkilerinin katsayılarla ifade edilmesi hesaplanacak deplasmanların ve tepki kuvvetlerinin gerçekçi olmasını zorlaştırmaktadır. Ortaya çıkan belirsizlikler, yapının güvenli tarafta kalabilmesi için aşırı büyük kesitlere ve yüksek maliyetlere neden olmaktadır. Dayanım – Maliyet dengesinin en uygun şekilde sağlanabilmesi aşamasında “Yapının Performansı” kavramı önem kazanmaktadır.

Bir yapının performansı, yapının yer titreşimleri etkisinde alacağı hasar durumunu belirtmektedir. Genel olarak taşıyıcı sistemin malzeme özellikleri, taşıyıcı elemanların dağılımı, sünekliği, rijitlikleri ve kesitleri, etki eden düşey ve yatay yüklemeler, deprem esnasındaki sönmülemeler, meydana gelecek plastik mafsallar gibi etmenlere bağlı olarak değişmektedir. Kapasite Spektrumu Yöntemi gibi doğrusal olmayan yöntemlerle yapının performans noktası bulunabilir. Bulunacak performans noktası yapının deprem anında stabilitesini kaybetmeden yani göçme durumuna ulaşmadan yapabileceği en büyük yer değiştirme miktarını ifade eder. Ancak bu yer değiştirme miktarının, tasarlanan yapıda izin verilebilecek en uygun hasar seviyesi olduğu söylenemez. Örneğin muhtemel bir depremin hemen sonrasında kullanılması amaçlanan hastane gibi yapıların olabildiğince az hasar alması istenir. Ancak göçmesi halinde önemli bir mal ve can kaybına yol açmayacak olan depo, baraka, kulübe gibi yapılarda böyle bir özellik aranmaz. Yapının kullanım amaçlarına göre değişen ve depremden sonra sahip olması istenen bu hasar seviyesine yapının performans hedefi de denmektedir. Eğer bir yapıda birden fazla deprem türü için ayrı ayrı performans hedefi öngörülmüşse buna çok seviyeli performans hedefi adı verilmektedir.

Projelendirilecek bir yapıda kullanım amacına uygun olarak bir performans hedefi (ya da hedef yer değiştirme) seçilmektedir. Tasarımcı yapının performans hedefini belirlerken iki temel sorunun cevabını vermelidir (Celep, Kumbasar, 2004),

- Yapının deprem etkileri altında ne kadar hasar almasına izin verilebilir ve bunun performans kavramındaki karşılığı nedir?
- Yapının performansı belirlenirken hangi deprem türü göz önüne alınmalıdır?

Bina deprem performansı bu iki sorunun cevabına göre yaklaşık olarak bulunmaktadır. Hesaplamalarda ise bu seçenekler kapasite ve talep spektrumlarının karşılığı olarak düşünülebilir. İkinci seçenekten de anlaşılacağı üzere yapının mevcut dayanımı kadar yapıya etki edecek depremin özellikleri de performans hedefini değiştirebilmektedir. Sismik açıdan etkin ve büyük şiddetteki depremlerin sıkça görüldüğü bölgelerde performans hedefinin daha kısıtlı bir hasar seviyesinde seçilmesi gerektiği açıktır. Ayrıca deprem sonrasında en düşük seviyede hasar görmesi istenen hastane, itfaiye binası, hükümet binaları gibi önemli yapıların boyutlandırılmasında da şiddeti yüksek olan depremler alınmalıdır. Yapıların tasarım aşamasında kullanılacak deprem etki seviyeleri ve sınıflandırmalar için yönetmeliklerde önerilen değerler Bölüm 3.12.1.'de belirtildiği gibidir.

Güçlendirme yapılacak yapılarda ise benzer bir yol izlenmektedir. Doğrusal olmayan hesaplamalarla binanın mevcut durumundaki performans bulunur. Buna göre binaya performans hedefinin yakalanacağı seviyeye kadar kolon ve kirişlerin beton, çelik ya da lifli polimerle sarılması, dıştan etriye eklenmesi, kesitlerin büyütülmesi, dolgu duvarların güçlendirilmesi, sisteme perde elemanlar eklenmesi, yeni çerçeveler eklenmesi veya yapı kütesinin azaltılması gibi güçlendirme çalışmaları uygulanabilir.

Yönetmeliklerde yapıların mevcut olan veya öngörülecek sismik performanslarının daha net olarak belirlenebilmesi amacıyla çeşitli performans seviyeleri tanımlanmaktadır. Bu tanımlamalar yönetmeliklerin kullanıldıkları ülkelerin veya bölgelerin özel şartlarına göre düzenlendiğinden, hem derecelendirme kıstasları hem de isimlendirmeler açısından her yönetmeliğin kendine özgü bir performans seviyesi ölçütü bulunmaktadır. Yine de bu farklı performans seviyelerinin birbirine benzer hasar görme yaklaşımlarına dayandığı söylenebilir. Bu tez çalışmasında DBYBHY-2007 ve FEMA-356 yönetmeliklerinde önerilen performans seviyesi sınıflandırmaları anlatılacak ve DBYBHY-2007 esas alınarak hesaplamalar yapılacaktır.

3.21. DBYBHY-2007'ye Göre Performans Seviyeleri

Mart 2007'de yürürlüğe giren yeni deprem yönetmeliğine göre yapı performans tanımlamaları olarak Hemen Kullanım, Can Güvenliği, Göçme Öncesi ve Göçme Durumu performans seviyeleri verilmiştir. Bu kavramlar deprem etkisine maruz kalmış bir kesitte görülecek olan hasar seviyelerine dayanılarak türetilmiştir. Bu nedenle öncelikle kesitlerdeki hasar sınırlarının ve buna bağlı olarak hasar bölgelerinin açıklanması gerekir.

3.21.1. Kesitlerde Hasar Sınırları

Yapılar için performans seviyeleri kesitlerde görülecek hasar miktarına göre ayrılmaktadır. Sünek kesitlerde hasar miktarları için kabaca 3 farklı seviyeden bahsedilebilir. Bunlar Minimum Hasar Sınırı (MN), Güvenlik Sınırı (GV) ve Göçme Sınırı (GÇ)'dir. Minimum hasar sınırı, kesitte doğrusal elastik davranışın kaybolduğu yer değiştirme miktarı olarak; güvenlik sınırı, elastik sınırın ötesindeki kesitin güvenli bir şekilde deplasman yapabileceği en büyük değer olarak; göçme sınırı ise kesitin göçmeden hemen önce ulaşabileceği en büyük deplasman değeri olarak kabul edilmektedir. Bu sınırlar kesitin sünek kırılma özelliği göstermesi durumunda geçerli olmaktadır. Gevrek kırılma özelliği gösteren kesitlerde ani ve büyük deformasyonlar görülmesi bu tür sınırlar oluşturulmasını zorlaştırmaktadır.

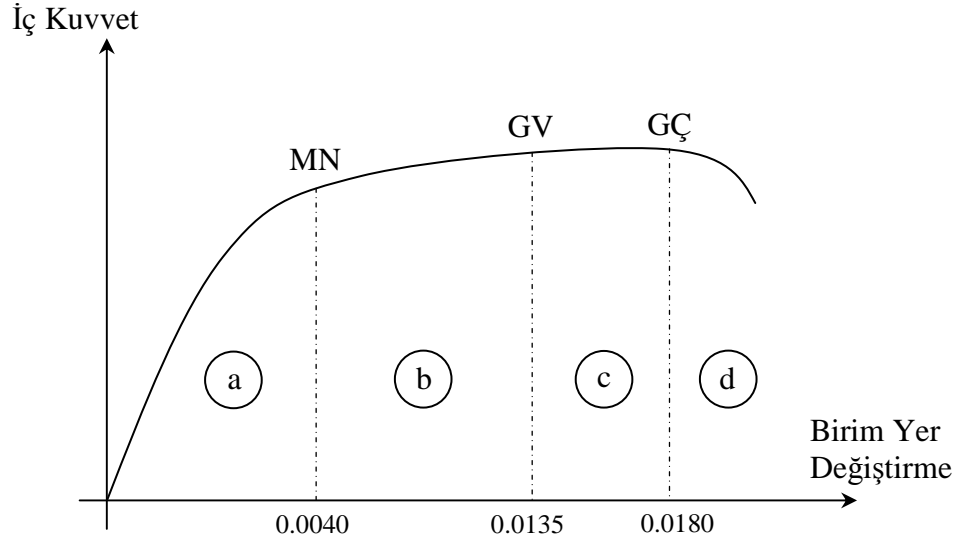
3.21.2. Kesit Hasar Bölgeleri

Yapının kapasite eğrisi üstünde gösterilen ve kesit hasar sınırlarına karşılık gelen yer değiştirme değerlerinin arasında kalan bölgelerdir (Şekil 3.34.).

Bu bölgeleri kısaca açıklamak gerekirse,

a: Minimum Hasar Bölgesi; taşıyıcı elemanların MN hasar sınırına ulaşmadığı ve doğrusal davranışın hâkim olduğu durumdur.

b: Belirgin Hasar Bölgesi; elemanlarda kılcal çatlakların oluşmaya başladığı ve doğrusal davranıştan ilk ayrılmanın gerçekleştiği durumu gösterir.



Şekil 3.34. Sünek kesitlerde hasar sınırları ve hasar bölgeleri

c: İleri Hasar Bölgesi; elemanlardaki kılcal çatlakların boyutlarının büyüdüğü, plastik mafsalların geliştiği ve doğrusal olmayan davranışın iyice belirgin hale geldiği durumdur.

d: Göçme Bölgesi; plastik mafsalların taşıyıcı sisteme yayıldığı, yapı genelinde stabilitenin kaybolduğu ve göçme sürecinin başladığı durumdur.

Yatay yüklemelerin etkisi ile zorlanan bir kesitin aşmış olduğu hasar sınırı Denklem 3.11, Denklem 3.12 ve Denklem 3.13’de verilmiş olan değerlerle bulunabilir.

3.21.3. Deprem Performans Seviyeleri

Yapıların sismik performans seviyeleri, doğrusal olmayan hesaplamalarla belirlenen performans noktalarının dâhil olduğu hasar bölgesine göre bulunmaktadır. Yani yapının deprem sonrası sahip olacağı hasar seviyesi performans noktası ile doğrudan bağlantılıdır. DBYBHY-2007’de dört hasar bölgesi için dört ayrı performans seviyesi tanımlanmıştır.

- **Hemen Kullanım Seviyesi:** Performans noktası, minimum hasar bölgesi aralığına denk gelen bir yapının sahip olacağı performans seviyesidir. Taşıyıcı sistemdeki hasar miktarı yok denecek kadar azdır. Yapının deprem etkisinde davranışı elastik sınıra ulaşmamış olup, yapısal elemanların rijitlik ve dayanım gibi özellikleri depremden önceki durumunu büyük ölçüde korumuş haldedir. Kat ötelemeleri ve

elemanlardaki çatlamlar ihmal edilebilecek değerlerdedir. Meydana gelen hasarlar onarılabilecek düzeydedir. Yapının herhangi bir katındaki kirişlerin en fazla %10 'u belirgin hasar bölgesinde bulunmakta, diğer tüm taşıyıcı elemanlar minimum hasar bölgesinde kalmaktadır.

- **Can Güvenliği Seviyesi:** Bazı yapısal elemanlarda hasarlar görünmektedir. Ancak hasar gören bu elemanların yatay ve düşey dayanımlarında depremden önceki duruma göre önemli bir değişiklik yoktur. Yapıda doğrusal olmayan davranış çok az da olsa görünmeye başlanmıştır. Bazı kiriş ve kolonlarda kılcal çatlaklar oluşmuştur. Dolgu duvarların hasar görme ve yıkılma durumu söz konusu değildir. Kat ötelenmesi ve elemanlardaki şekil değiştirmeler küçük değerlerdedir. Bir yapının Can Güvenliği Performans Seviyesine sahip olabilmesi için aşağıda verilen şartları sağlaması gerekmektedir.

a) Uygulanan her bir deprem doğrultusu için herhangi bir kattaki kirişlerin en fazla %30'u ileri hasar bölgesine geçmelidir.

b) Herhangi bir katta İleri Hasar Bölgesi'ne geçmiş kolonların karşıladığı kesme kuvvetinin aynı kattaki kolonlar tarafından karşılanan toplam kesme kuvvetine oranı %20'den az olmalıdır. En üst kat kolonları için bu oran %40 olabilir.

c) Diğer taşıyıcı sistem elemanların tamamı Minimum Hasar Bölgesi'nde veya Belirgin Hasar Bölgesi'nde bulunmalıdır. Ancak, herhangi bir katta hem alt hem de üst kesitlerinde Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonların karşıladığı kesme kuvvetleri, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin %30'undan az olması koşulu vardır.

Bu özellikleri taşıyan yapıların, gevrek güç tükenmesi gösteren elemanlarının güçlendirilmesi şartıyla Can Güvenliği Performans Seviyesi'nde bulunduğu söylenebilir.

- **Göçme Öncesi Seviyesi:** Birçok taşıyıcı sistem elemanında belirgin hasarlar görülmeye başlar ve deprem öncesinde sahip oldukları yatay doğrultudaki dayanım ve rijitliklerinin çoğunu kaybederler. Bir kısım kolon ve kiriş aksel yük taşıma kapasitesine ulaşmıştır. Düşey yüklerin karşılanabilmesi azalsa da devam etmektedir. Yapının doğrusal olmayan davranışı belirgin hale gelmiştir. Bazı kolon - kiriş birleşim bölgelerinde düşük seviyeli plastik mafsalları

görlür. Yapısal olmayan çoğu eleman hasar görmüş haldedir. Dolgu duvarlarda büyük hasarlar vardır ve bazıları göçmüş durumdadır. Kat ötelenmeleri geri dönüşü olmayan seviyelerdedir. Bu performans seviyesinde taşıyıcı olmayan elemanlar göçme bölgesi özelliği gösterebilir. Bir yapının Göçme Öncesi Performans Seviyesine sahip olabilmesi için aşağıda verilen şartları sağlaması gerekmektedir.

- a) Uygulanan her bir deprem doğrultusu için herhangi bir kattaki kirişlerin en fazla %20'si göçme bölgesine geçmelidir.
- b) Geriye kalan tüm taşıyıcı elemanlar minimum, belirgin ve ileri hasar bölgesi özelliği göstermelidir. Ancak, herhangi bir katta hem alt hem de üst kesitlerinde Minimum Hasar Sınırı aşılmış olan kolonların karşıladığı kesme kuvvetleri, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin %30'undan az olması koşulu vardır.
- c) Yapının depremden sonra kullanılması can güvenliği açısından tehlikelidir. Maliyet hesaplarına göre yapının onarılması veya tamamen yıkılarak yeniden yapılması durumları karşılaştırılarak en elverişli seçeneğin uygulanması gerekir.

Bu özellikleri taşıyan ve tüm gevrek güç tükenmesi gösteren elemanlarının göçme bölgesinde olduğu kabul edilen bir yapının Göçme Öncesi Performans Seviyesi'ne sahip olduğu söylenebilir.

- **Göçme Seviyesi:** Taşıyıcı elemanlarının çoğunun Göçme Öncesi Performans Seviyesini aşmış olduğu ve yapının göçme durumuna geldiği performans seviyesidir. Yapı yıkılmanın eşiğindedir. Düşey taşıyıcı elemanların bir kısmı göçmüştür. Kalan elemanlar ise yatay yüklemelere karşı dayanım ve rijitliklerini kaybetmiş olup, sadece düşey yükleri taşıyabilir hale gelmiştir. Kalıcı şekil ve yer değiştirmeler mevcuttur. Birçok kolon-kiriş birleşim bölgesinde dönme limitlerine ulaşmış ve moment iletim yeteneğini kaybetmiş plastik mafsal oluşumları görülebilir. Yapısal olmayan elemanların hemen hemen hepsinin göçtüğü kabul edilir. Yapıda statik olarak kararlı bir durumdan söz edilemeyeceği için depremden sonra kullanılması can güvenliği bakımından çok tehlikelidir. Muhtemel bir artçı sarsıntıda yıkılma gerçekleşebilir. Bu performans seviyesinde

taşıyıcı elemanların hasar durumları ve görelî kat ötelemeleri gibi özelliklerin kontrolü yapılmaz.

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem performanslarının belirlenmesinde esas alınacak deprem düzeyleri ve bu deprem düzeylerinde binalar için öngörülen minimum performans hedefleri Çizelge 3.18.'de verilmiştir. Çizelge 3.18.'de HK hemen kullanım performans seviyesini, CG can güvenliği performans seviyesini, GÖ göçme öncesi performans seviyesini göstermektedir.

3.22. FEMA-356'ya Göre Performans Seviyeleri

FEMA-356 yönetmeliğinde yapıların sahip oldukları performans seviyeleri *yapısal* ve *yapısal olmayan* olmak üzere iki grupta ele alınmıştır. Bu yönetmelikte performans seviyelerinin kısaca belirtilebilmesi amacıyla kodlama kullanılmıştır.

Çizelge 3.18. Farklı deprem düzeyleri için öngörülen minimum performans hedefleri

Binanın Kullanım Amacı ve Türü	Deprem Aşılma Olasılığı		
	50 yılıda %50	50 yılıda %10	50 yılıda %2
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⁽¹⁾	CG⁽²⁾
İnsanların Uzun Sureli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Okullar, yatakhaneler, yurtlar, pansiyonlar, askeri kışlalar, cezaevleri, müzeler, vb.	–	HK	CG
İnsanların Kısa Sureli ve Yoğun Olarak Bulunduğu Binalar: Sinema, tiyatro, konser salonları, kültür merkezleri, spor tesisleri.	HK	CG	–
Tehlikeli Madde İçeren Binalar: Zehirli, parlayıcı ve patlayıcı özellikleri olan maddelerin bulunduğu ve depolandığı binalar.	–	HK	GÖ⁽³⁾
Diğer Binalar: Yukarıdaki tanımlara girmeyen diğer binalar (konutlar, işyerleri, oteller, turistik tesisler, endüstri yapıları, vb.).	–	CG	–

⁽¹⁾: Hemen Kullanım, ⁽²⁾: Can Güvenliği, ⁽³⁾: Göçme Öncesi

3.22.1. Yapısal Performans Seviyeleri

FEMA-356 yönetmeliğinde yapıların kolon, kiriş, perde ve döşeme gibi taşıyıcı elemanlarında deprem etkisiyle oluşacak hasar durumlarını açıklamakta kullanılacak performans seviyeleri S-n kısaltması ile gösterilmektedir (Çizelge 3.19.). Bölüm 3.21.2.'de verilmiş olan kesit hasar bölgeleri esas alınarak türetilmişlerdir.

Çizelge 3.19. Yapısal performans seviyeleri ve kodları

Performans Seviyesi	Kod
Hemen Kullanım	S-1
Can Güvenliği	S-3
Göçmenin Önlenmesi	S-5
Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye	S-6

Bu performans seviyelerinin dışında S-1, S-3, S-5 seviyelerinin arasında kalan ve bu aralıktaki hasar durumlarını belirten performans aralıkları mevcuttur (Çizelge 3.20.).

Çizelge 3.20. Yapısal performans aralıkları ve kodları

Performans Aralığı	Kod
Hasar Kontrol	S-2
Sınırlı Güvenlik	S-4

Bu performans aralıkları, yapının önemli bir hasar görmeden sahip olması istenen performans seviyelerini detaylandırabilmek için tasarlanmıştır. Dayanım – Maliyet dengesinin daha sağlıklı belirlenmesi için iki ayrı performans seviyesinin güvenlik ve hasar özellikleri bir arada kullanılmıştır.

- **Hemen Kullanım Yapısal Performans Seviyesi (S-1)**

Deprem sonrasında yapının taşıyıcı sisteminde çok sınırlı yapısal hasarların olduğu durumdur. Sistem elemanlarının depremden önceki düşey ve yatay kuvvet kapasiteleri büyük ölçüde korunmuş haldedir. Çok düşük seviyede yapısal hasar meydana geldiğinden can güvenliğini tehlikeye atacak bir durum görünme ihtimali yok denecek kadar azdır. Oluşacak muhtemel hasarlar kolayca onarılabilecek seviyededir. Bu nedenle yapı depremden sonra da güvenle kullanılabilir.

- **Hasar Kontrolü Yapısal Performans Aralığı (S-2)**

Hemen Kullanım Performans Seviyesi ile Can Güvenliği Performans Seviyesi arasında bulunan hasar durumlarının olduğu yapısal performans aralığıdır. Can güvenliği hedefi sağlanabilmiş ancak (S-3) seviyesinde oluşacak hasarlar sınırlandırılmıştır. Yönetmeliklerin “50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem” olarak tanımladığı yer hareketi etkisinde yapının sahip olması istenen performans seviyesi bu aralığa düşmektedir.

- **Can Güvenliği Yapısal Performans Seviyesi (S-3)**

Deprem sonrası yapıda hasarların meydana geldiği ancak kısmi veya topluca göçme durumunun meydana gelmediği performans seviyesi olarak tanımlanır. Bu performans seviyesi yapıyı oluşturan elemanların süneklik özelliklerine bağlı olarak oluşmaktadır. Yapısal elemanlarda düşük seviyede doğrusal olmayan hareketler görülmesine rağmen can güvenliğini tehlikeye atacak biçimde şekil değiştirme söz konusu olmaz. Bina içinde taşıyıcı elemanların deformasyonundan kaynaklanan bir yaralanma görülmez. Depremden sonra yapının tekrar kullanılması için kapsamlı bir onarım sürecinden geçmesi gerekir. Ancak bu ekonomik nedenlerden dolayı pratik olmayan bir seçenektir. Onun yerine tasarım aşamasında can güvenliğini tehlikeye atmayacak şekilde yapının daha fazla deplasman yapmasına izin verilebilmektedir.

- **Sınırlı Güvenlik Yapısal Performans Aralığı (S-4)**

Can Güvenliği Performans Seviyesi ile Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi arasında bulunan hasar durumlarının olduğu yapısal performans aralığıdır. Binadaki elemanların çoğu can güvenliği performansını geçmiş ama göçmenin önlenmesi performansına da erişememiştir. Onarım çalışmalarının tüm elemanlarda uygulanmasına gerek yoktur. Diğer hasarlı elemanlarda ise Can Güvenliği Performans Seviyesinde önerilenden daha fazla onarım yapılması gerekir.

- **Göçmenin Önlenmesi (Stabilitenin Korunumu) Yapısal Performans Seviyesi (S-5)**

Deprem sonrasında yapının güç tükenmesi durumuna ulaştığı, kısmi veya tamamen göçme sınırına geldiği ağır hasar durumudur. Büyük miktarda ve kalıcı kat ötelenmeleri meydana gelmiştir. Taşıyıcı elemanları düşey yük kapasitelerinin

sınırlarına gelmiştir ve yapı ancak ayakta durabilmektedir. Artçı sarsıntılar sebebiyle binanın çökme tehlikesi bulunmaktadır. Ayrıca bazı elemanlar binadan koparak yaralanmalara neden olabilir. Bu nedenle depremden sonra yapının kullanılması güvenli değildir. Yapının onarılması hem teknik sorunlar çıkabileceğinden hem de yüksek maliyetli olacağından önerilmez. Yeni binaların tasarımında Stabilitenin Korunumu Performans Seviyesinin muhtemel en büyük deprem etkisi altında sağlanması gerekmektedir. Daha düşük bir deprem etkisinde bu performans seviyesine ulaşılması, daha büyük bir deprem etkisi meydana geldiğinde yapının güç tükenmesi sınırını aşması ve yıkılarak can ve mal kaybına yol açması anlamına gelir. Böyle bir durum performans dayalı tasarım mantığına aykırıdır.

- **Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye (S-6)**

Bu tam olarak tanımlanabilmiş bir performans seviyesi değildir. Ancak yapısal elemanlarla beraber dolgu duvarlar, özel bölmeler, asma tavanlar, eşyalar gibi yapısal olmayan elemanların da sismik açıdan değerlendirilmesini ve güçlendirilmesini amaçlayan bir performans seviyesini belirtir. İçerisinde kültürel, sanatsal veya manevi açıdan değeri yüksek olan eşyaların bulunduğu bir binanın (müzeler, sergiler, galeriler, vb.) göçmesi halinde bile içerisindeki eşyaların zarar görmemesinin istendiği haller bu seviyeyle ifade edilebilir.

3.22.2. Yapısal Olmayan Performans Seviyeleri

FEMA-356 yönetmeliğinde yapıların dolgu duvarlar, merdivenler, asansör ve tesisat sistemleri gibi taşıyıcı olmayan elemanlarında deprem etkisiyle oluşacak hasar durumlarını açıklamakta kullanılır. Bu performans seviyeleri N-n kısaltması ile gösterilmektedir (Çizelge 3.21.). Yapısal performans seviyelerine benzer şekilde deprem performans seviyeleri esas alınarak türetilmişlerdir.

- **Kullanıma Devam Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-A)**

Yapıdaki taşıyıcı olmayan elemanların ve elektrik, su, iletişim, bilgisayar, ısıtma, doğalgaz, kanalizasyon, yangın önleme sistemleri gibi donanımların, meydana gelen bir depremin ardından yerlerinin ve fonksiyonlarının değişmediği veya ihmal edilebilecek kadar az etkilendiği hasar durumudur. Küçük ölçekte onarım

Çizelge 3.21. Yapısal olmayan performans seviyeleri ve kodları

Performans Seviyesi	Kod
Kullanıma Devam	N-A
Hemen Kullanım	N-B
Can Güvenliği	N-C
Azaltılmış Hasar	N-D
Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye	N-E

gerektiren haller dışında tüm sistemler çalışır vaziyettedir. Bu performans düzeyi özellikle hastaneler, okullar, sinemalar, gökdelenler, büyük iş ve alış-veriş merkezleri, bilgi işlem merkezleri, hükümet binaları gibi yoğun insan trafiğine ve iş hacmine sahip yapılarda dikkatle ele alınması gereken bir konudur. Binadaki mevcut donanımların doğru monte edilmesi, güvenlik ve dayanım testlerinden geçirilmesi ve acil durumlar için gerekli düzenlemelerin yapılması söz konusudur. FEMA-356'da bu performans seviyesinin önemi belirtilmiş ancak donanımların deprem anındaki performansları için üretici firmalara ve ilgili yönetmeliklere başvurulması önerilmiştir.

- **Hemen Kullanım Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-B)**

Bu performans seviyesinde depremin ardından yapısal olmayan elemanlar ve donanımlar yerlerini korumuş fakat küçük hasarlar almış durumdadırlar. Binadaki kapılar, merdivenler, elektrik, asansör ve yangın önleme sistemleri hâlâ kullanılabilir haldedir. Pencereerde hasarlar olabilir. Su, doğalgaz, iletişim ve diğer bazı tesisatlar hasar alarak bozulabilir ve onarımdan geçmesi gerekebilir. Yine de can güvenliğini tehdit edebilecek bir hasar oluşma ihtimali düşüktür.

- **Can Güvenliği Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-C)**

Yapısal olmayan elemanlarda gözle görünen ama can güvenliğini tehdit etmeyen hasarlar oluşur. Ağır makinelerin devrilmesi, elemanların yerinden çıkması ya da kopması durumu görülmez. Yine de bazı yaralanmalar meydana gelebilir. Yapıdaki tesisatlarda önemli miktarda tamir ve yenileme masrafı çıkartabilecek hasarlar bulunur.

- **Azaltılmış Hasar Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-D)**

Bu performans seviyesinde deprem etkileri sonucunda yapısal olmayan elemanlarda ve tesisatlarda önemli hasarlar oluşur. Buna karşın korkulukların, giydirme panellerin, cephe kaplamalarının, dış yığma duvarların, depolama

raflarının ve ağır asma tavanların hasar alarak insanların toplu halde yaralanmalarına neden olacak şekilde düşmesi veya devrilmesi söz konusu değildir. Hafif, küçük veya zemine yakın yapısal olmayan elemanlarda büyük çatlamlar, kopmalar veya moloz dökülmesi olabilir fakat bunlar yaralanmalara neden olmayacak şekildedir. Yine de bazı küçük kazalar görülebilir. Azaltılmış hasar performans seviyesindeki amaç yapıdaki yapısal olmayan elemanların tümünün onarımını gerektirmeyecek şekilde kısmi hasarların oluşmasını kabul etmektir.

- **Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye (N-E)**

Bu seviye tam ve belirgin bir performans seviyesi değildir. Yapısal olmayan elemanların performansının ihmal edilebileceği; onarım masraflarının ve sürecinin, yapının kullanım amacını ve işlevliğini olumsuz etkileyeceği durumlarda uygulanabilir. Fakat bu kabul gerçekçi bir yaklaşım değildir. Zira dolgu duvarların, yapısal olmayan bir eleman olarak alınmalarına rağmen buldukları çerçevenin rijitliğine katkı sağladığı ve yatay yüklemelerin belli bir kısmını taşıyabildiğine dair ciddi görüşler bulunmaktadır.

3.22.3. Yapı Performans Seviyeleri

Bir yapının hedef performansı meydana gelecek hasarların, güvenlikle ilgili sınırlandırmaların, ekonomik kayıpların ve yapının işletilmesindeki aksamaların bir arada düşünülmesi ile belirlenebilir. FEMA-356'ya göre bu kavramlar yapısal ve yapısal olmayan performanslar ile temsil edilmiştir. Yapının asıl performans hedefi ise yapısal ve yapısal olmayan performansların bir bileşkesi olarak kabul edilir. Performans hedefinin kodlama türü gösteriminde yapısal performans kodunun sayısal kısmı ile yapısal olmayan performans kodunun ikinci harfi kullanılmaktadır. Örneğin Hasar Kontrolü Yapısal Performans Aralığı (S-2) ve Can Güvenliği Yapısal Olmayan Performans Seviyesi (N-C) özelliği öngörülen bir yapı kısaca 2-C kodlaması ile ifade edilebilir. Yapı performans seviyeleri ve aralıklarının olası tüm kombinasyonları Çizelge 3.22.'de gösterilmiştir. Bu kombinasyonlar arasında yapı tasarımında en yaygın şekilde kullanılanlar 1-A, 1B, 3-C, 3-D ve 5-E performans seviyeleridir.

Çizelge 3.22. FEMA-356'ya göre yapı performans seviyeleri

Yapısal Olmayan Performans Seviyeleri	Yapısal Performans Seviye ve Aralıkları					
	S-1 Hemen Kullanım	S-2 Hasar Kontrol	S-3 Can Güvenliği	S-4 Sınırlı Güvenlik	S-5 Göçmenin Önlenmesi	S-6 Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye
N-A Kullanıma Devam	1-A Kullanıma Devam	2-A	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez
N-B Hemen Kullanım	1-B Hemen Kullanım	2-B	3-B	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez
N-C Can Güvenliği	1-C	2-C	3-C Can Güvenliği	4-C	5-C	6-C
N-D Azaltılmış Hasar	Kullanımı Önerilmez	2-D	3-D Bina Performansı	4-D	5-D	6-D
N-E Performansın Dikkate Alınmadığı Seviye	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	Kullanımı Önerilmez	4-E	5-E Göçmenin Önlenmesi	Kullanımı Önerilmez

- **Kullanıma Devam Performans Seviyesi (1-A)**

Yapıdaki yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda hasar oluşmadığı veya ihmal edilebilecek düzeyde olduğu seviyedir. Yapı sisteminin depremden önceki dayanımı, sünekliği ve rijitlikleri deprem etkisinden sonra da aynı değerdedir. Can güvenliğini tehdit edecek hasar meydana gelmediği için herhangi bir onarım işleminden geçmeden yapı kullanımına devam edilebilir. Küçük ölçekli yer sarsıntıları karşısında bütün yapıların bu performans seviyesine uygun hareket etmesi beklenir.

- **Hemen Kullanım Performans Seviyesi (1-B veya IO)**

Yapısal elemanlarda hasarın oluşmadığı veya ihmal edilebilecek düzeyde olduğu; yapısal olmayan elemanlarda ise düşük mertebelerde hasarların meydana geldiği performans seviyesi olup önemli binalar için hedeflenen bir durumdur. Bu seviye, kodlama yönteminde 1-B olarak ifade edilmekte, ancak genel gösterimde IO (Immediate Occupancy) ile temsil edilmektedir. Yapısal olmayan elemanlarda küçük onarımlar gerekebilir. Yine de yapı depremden sonra güvenle kullanılabilir haldedir. Depremden sonraki dayanım, rijitlik ve süneklik değerleri, deprem öncesindeki değerlere oldukça yakındır. Deprem esnasında

yaralanma tehlikesi çok azdır. Orta şiddetteki depremlerde birçok binanın bu performans seviyesine uygun hareket etmesi istenir.

- **Can Güvenliği Performans Seviyesi (3-C veya LS)**

Bu seviye, kodlama yönteminde 3-C olarak ifade edilmekte, ancak genel gösterimde LS (Life Safety) ile temsil edilmektedir. Deprem etkisi sonucunda taşıyıcı sistemde hasar oluşmuştur. Ancak kapasitelerinin büyük bir kısmı kullanılmamış haldedir. Yapısal olmayan elemanlarda ise hasar düzeyi kontrol altındadır. Yapının depremden önceki süneklik, dayanım ve rijitlik gibi özelliklerinde kayıplar vardır. Can güvenliğini tehdit edecek bir durum görülmez fakat bazı yaralanmalar gerçekleşebilir. Sarsıntı esnasında yapıya monte edilmemiş dolarlar, raflar ve tesisatlar hareket edebilir. Sarsıntı sonrası yangın tehlikesi olabilir. Yeniden kullanıma açılmadan önce yapının onarım sürecinden geçmesi gerekir. Yeni yapıların şiddetli depremler karşısında sahip olması istenen performans seviyesinden biraz daha düşük olarak tanımlanırlar. Yapım maliyeti ve çıkabilecek onarım masrafları da düşünüldüğünde, bazı yapılar bu performans seviyesinin biraz üstünde deplasman yapacak şekilde tasarlanabilirler.

- **Yapı Performansı Seviyesi (3-D)**

Yapıdaki taşıyıcı elemanlarda can güvenliği, taşıyıcı olmayan elemanlarda ise azaltılmış hasar performans seviyesinin öngörüldüğü performans seviyesidir. Yönetmeliklerde 50 yıl içinde aşılma olasılığı %10'un üstü olarak tanımlanan bir deprem etkisinin yaklaşık %75'ini karşılayabilecek bir güçlendirme işleminin, yapı performans seviyesini sağladığı kabul edilebilir.

- **Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi (5-E veya CP)**

Bu performans seviyesinde deprem etkisine maruz kalmış yapı, yatay yük kapasitesinin sınırına ulaşmış durumdadır. Düşey yüklemeler altındaki stabilitesini ancak koruyabilmektedir. Bu seviye, kodlama yönteminde 5-E olarak ifade edilmekte, ancak genel gösterimde CP (Collapse Prevention) ile temsil edilmektedir. Olası bir artçı sarsıntıda yıkılma tehlikesi bulunduğu için depremin hemen ardından yapının boşaltılması gerekir. Yapının onarılması, çok büyük bir maliyete ve iş gücüne mal olacağından söz konusu değildir. Yapıların önemli bir kısmının bu performans seviyesine sahip olması istenmez. Ancak yeniden yapılmasının onarım işlemine oranla daha elverişli olduğu, geçici bir süre

kullanma amacıyla yapılan, yıkılması halinde can ve mal kaybına yol açmayacak depo, baraka, kulübe ve benzeri yapıların tasarlanmasında öngörülen bir performans seviyesidir.

FEMA-356'da performans seviyelerine karşılık gelen hasar durumları birim yer değiştirme cinsinden Çizelge 3.23.'de gösterildiği gibi ifade edilebilir.

Çizelge 3.23. FEMA-356'ya göre hasar durumları

Hemen Kullanım (IO)	Can Güvenliği (LS)	Göçme Öncesi (CP)
0.0025	0.0075	0.0150

4. ARAŞTIRMA BULGULARI VE TARTIŞMA

4.1.Yapıların Modellenmesi

Doğrusal olmayan yapı analizi yöntemlerinin yönetmeliklere girebilmesi ve yapıların projelendirme safhasında etkin bir biçimde kullanılabilmesi, son çeyrek yüzyılda bilgisayar teknolojilerinde görülen büyük ilerlemelerinin katkısı ile gerçekleşmiştir. Pushover analizinde yapıların artan yatay yüklemeler altında tekrar tekrar çözülmesi, plastik mafsall oluşumları gibi iteratif ve elle yapılacak hesaplamaların çok zor olduğu işlemlerde bilgisayarlar en uygun ve verimli seçenek olmaktadır. Günümüzde bu tip hesaplamalar için özel olarak geliştirilen detaylı yazılımların yanı sıra modern yapı tasarım yönetmelikleriyle paralel olarak mevcut yapı analizi paket programlarında da doğrusal olmayan analize yer vermeye başlanmıştır.

Hangi paket program kullanılırsa kullanılsın, doğrusal olmayan analiz yöntemlerinin uygulanacağı yapının modelleme aşamasında dikkat edilmesi gereken bazı ortak noktalar bulunmaktadır. Bunlar plastik mafsalların özellikleri, yapısal elemanlarda tanımlanacağı bölgeler ve Pushover yüklemeleri ile ilgili yönetmeliklerde uygulanması önerilen yükleme kombinasyonlarıdır.

Bunların dışında yapıda mevcut olan dolgu duvarlar da modellenme kapsamında göz önüne alınmalıdır. Yakın zamanlara kadar deprem analizlerinde hesaplara dâhil edilmeyen dolgu duvarların etkisi, yapılan çalışmalar ve geliştirilen hesap yöntemleri doğrultusunda DBYBHY-2007’de “Bilgilendirme Eki 7F. Dolgu Duvarların Güçlendirilmesi için Yöntemler” başlığı altında ele alınmıştır. Bu tez çalışması kapsamında duvar etkisinin yapı hâkim titreşim periyotlarının belirlenmesi ve elastik davranışın aşılmasına kadar yapılan modellemelere yansıtılması için DBYBHY-2007’de de önerilmiş olan “Eşdeğer Basınç Çubuğu” yöntemi kullanılmıştır.

4.1.1. Modellemelerde Plastik Mafsalların Tanımlanması

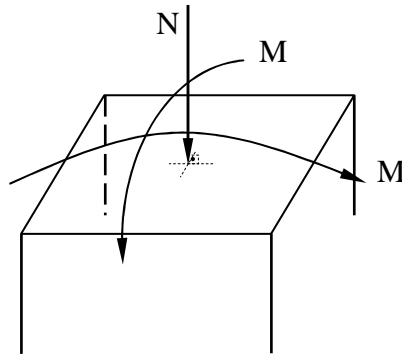
Projesine uygun bir şekilde modellenen yapıda, muhtemel bir deprem esnasında doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin meydana gelebileceği bölgelere plastik mafsallar atanır. Bölüm 3.4.’te de belirtildiği gibi plastik mafsallar, buldukları kesitlerin diğer

kesitlerle fiziksel bağlantısının azalarak kopmasına ve bu bölgelerdeki gerilmelerin komşu bölgelere tam olarak aktarılamamasına neden olur. Yapıda ilk plastik mafsallın oluşması, sistemin doğrusal-elastik davranıştan ayrılarak doğrusal olmayan davranışa geçmesi anlamına gelmektedir. Plastik mafsall hipotezine göre elemanların uç kısımlarında teşkil edilirler.

Kirişlerde plastik mafsalların basit eğilme momenti etkisi ile ortaya çıktığı kabul edilir. Eğilme momentinin en büyük değerine ulaştığı kısımlar olan kirişin uç ve açıklık ortası bölgelerinde doğrusal olmayan şekil değiştirmeler görülür. Ancak uç kısımlarda meydana gelen plastik mafsallar, açıklık ortasında oluşan mafsallara göre yapının stabilitesini çok daha fazla etkiler. Bu nedenle pratik uygulamalarda kirişin açıklık ortasında plastik mafsall tanımlanmamaktadır. Kesme kuvvetleri ise kesitin dönme kapasitesini azaltacağı ve plastik mafsall oluşumunu kısıtlayacağı için hesaba katılmaz. Kısaca modellenen bir kirişin her iki ucuna da sadece eğilme momentlerinin aktarımını etkileyen türde plastik mafsallar atanabilir. Elbette diğer kuvvetlerin de komşu elemanlara iletilmesinde kayıplar vardır ancak yapılan kabuller işlemleri kısaltacaktır.

Kolonlarda ise eğilme momenti sadece uç noktalarda en büyük değerlerine ulaşır. Ancak kolonlar yapıları itibari ile hem aksenal kuvvetlere hem de birbirine dik iki doğrultuda eğilme momentlerine maruz kalmaktadır (Şekil 4.1.). Bu da kolon uç bölgelerinde tanımlanacak plastik mafsalların hem normal kuvvet, hem de moment etkilerini içermesi gerektiği anlamına gelir.

Kiriş ve kolon örneklerinde de görüldüğü gibi plastik mafsalların tüm yapısal elemanlarda aynı türden gerilme kayıplarına neden olacağı söylenemez. Bu sebepten dolayı göz önüne alınan elemanların olası bir yer sarsıntısı sonucu ne tür doğrusal olmayan şekil değiştirmeler yapacağı tespit edilmeli ve en uygun mafsallaşma durumu belirlenmelidir. Plastik mafsallar, buldukları kesitlerde neden olacakları etkilere ve



Şekil 4.1. Kolon kesitine etki eden kuvvetler

kesitlerin donatı durumlarına göre farklı özelliklerde ve isimlerde tanımlanırlar (Çizelge 4.1.). Modellemesi yapılan yapının elemanlarına, deprem etkileri altındaki davranışlarına göre atanırlar.

Çizelge 4.1. Plastik mafsallı türleri, etkileri ve kullanılacağı yerler

Plastik Mafsallı Türü	Bulunduğu Kesite Etkisi	Kullanılabileceği Yapı Elemanları
P	Eksenel kuvvetin iletimini azaltır	Çelik yapılarda iki ucu mafsallı çaprazlar veya kafes kiriş elemanları
V2	Kesitin genişliği doğrultusundaki kesme kuvvetinin iletimini azaltır	Yetersiz etriye bulunan elemanlar, yüksek kirişler, bağ kirişleri, yüksekliği az olan perdeler
V3	Kesitin yüksekliği doğrultusundaki kesme kuvvetinin iletimini azaltır	Yetersiz etriye bulunan elemanlar, yüksek kirişler, bağ kirişleri, yüksekliği az olan perdeler
T	Burulma momentinin iletimini azaltır	Açıklık ortasında saplama kiriş bulunan kirişler
M2	Kesitin yüksekliği doğrultusundaki eğilme momentinin iletimini azaltır	Kirişler
M3	Kesitin genişliği doğrultusundaki eğilme momentinin iletimini azaltır	Kirişler
P-M2-M3	Normal kuvvetin ve birbirine dik doğrultudaki momentlerin iletimini azaltır	Kolonlar ve perdeler

4.1.2. Düşeyde ve Yatayda Yük Kombinasyonları

Yapıların depreme karşı tasarımı, taşıyıcı sistem elemanlarının deprem esnasında hem düşey (sabit ve hareketli yükler) hem de yatay yüklemelerin (katlara gelen taban kesme kuvvetleri) etkisi altında kalacağı hesaba katılarak yapılmaktadır. Yönetmelikler depreme karşı tasarımda kullanılacak olan düşey ve yatay yükler için çeşitli katsayılar ve kombinasyonlar önermiştir. DBYBHY-2007 Bölüm 4.2.4'de önerilen yükleme katsayıları ve kombinasyonları Denklem 4.1 ve Denklem 4.2'de gösterildiği gibidir.

$$1.0 G + 1.0 Q + 1.0 E \quad (4.1)$$

$$0.9 G + E \quad (4.2)$$

Burada G sabit düşey yüklemeleri, Q hareketli düşey yüklemeleri, E ise yatay deprem yüklemelerini ifade eder. Depreme karşı tasarımda yapı Denklem 4.1. ve 4.2.'de verilen kombinasyonlarla çözülür ve yapıyı en çok zorlayacak yükleme seçeneğine göre boyutlandırma yapılır. Bu tez çalışmasındaki yapıların modellenmesinde kullanılan yükleme katsayıları ve kombinasyonları Çizelge 4.2.'de gösterilmiştir.

Çizelge 4.2. Pushover yüklemeleri için katsayı ve kombinasyonlar

Kombinasyonun Adı	Yükleme Katsayıları					
	G	Q	EXP	EXN	EYP	EYN
DUSEY YUK	1.4	1.6				
DUSEYPUSH	1	1				
EXPPUSH	1	1	1			
EXNPUSH	1	1		-1		
EYPPUSH	1	1			1	
EYNPUSH	1	1				-1
09DUSEYPUSH	0.9					
09EXPPUSH	0.9		1			
09EXNPUSH	0.9			-1		
09EYPPUSH	0.9				1	
09EYNPUSH	0.9					-1

Burada DUSEY YUK binadaki mevcut düşey yüklemeleri temsil etmektedir. DUSEYPUSH deprem hesabı için göz önüne alınan düşey yükleri gösterir. Doğrusal olmayan yüklem kombinasyonları EXPPUSH ve EYPPUSH yapı modelinin +X ve +Y yönlerinde, EXNPUSH ve EYNPUSH ise -X ve -Y yönlerinde deprem etkisine maruz kalacağını belirtir. 09 ile başlayan kombinasyonlar ise Denklem 4.2'deki seçeneğin uygulamasıdır.

4.1.3. Duvarların Modellenmesi

Yapıların depreme karşı dayanımlarının hesaplanmasında dolgu duvarların etkisi, geçen yüzyılın ortalarından itibaren incelenmeye başlanmış bir konudur. Günümüzde dâhi birçok tasarım yönetmeliğinde ve yapı analizi programında tuğla dolgu duvarların yapıya sadece sabit bir yük olarak etki ettiği, ancak mukavemete katkıda bulunmadığı kabul edilmektedir. Buna rağmen dolgu duvarların kolonlar arasında teşkil edilerek çerçeve doğrultusundaki yatay yer değiştirmeleri kısmen de olsa kısıtladığı; taşıyıcı sistemin sismik davranışına, modal periyotlarına, mod şekillerine ve yatay yük taşıma kapasitesine katkıda bulunduğu yapılan deneylerde gözlemlenmiştir (Polyakov, 1956; Negro ve Verzeletti, 1996).

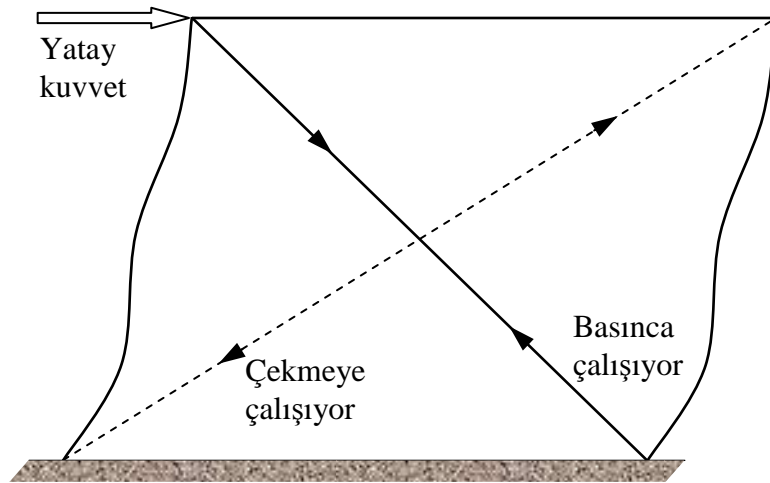
Tuğla duvarların çok katlı yapılardaki etkisinin oldukça karmaşık olması nedeniyle tamamen güvenilir bir modelleme yönteminin geliştirildiği söylenemez.

Burada, w_{duvar} eşdeğer sanal basınç çubuğunun genişliği, λ eşdeğer basınç çubuğu katsayısı, H kolonun boyu, L çerçevenin açıklığı, h duvarın boyu, l duvarın genişliği, E_{duvar} dolgu duvarın elastisite modülü, $E_{\text{çerçeve}}$ çerçeve malzemesinin elastisite modülü, t_{duvar} duvarın kalınlığı, I_{kolon} çerçeveyi oluşturan kolonlardan duvar doğrultusundaki kesiti küçük olanının atalet momenti, θ ise eşdeğer basınç çubuğunun yatayla yaptığı açıdır. Eşdeğer sanal basınç çubukları teşkil edilecekleri çerçeveye, yapı modeline uygulanacak deprem yönünde basınç kuvveti alacak şekilde çapraz olarak yerleştirilir.

DBYBHY-2007'nin yapılardaki dolgu duvarların modellenmesi hakkındaki yaklaşım ve önerileri yönetmeliğin Bilgilendirme Eki 7F. Dolgu Duvarların Güçlendirilmesi İçin Yöntemler başlıklı bölümünde açıklanmış olup genel olarak eşdeğer sanal basınç çubukları yöntemini esas aldığı söylenebilir. Ayrıca ilgili bölümde dolgu duvarın modelleneceği çerçevelerin iki koşulu sağlaması öngörülmüştür.

- Yapı modelinde betonarme çerçeve içinde düzenlenmiş ve köşegen uzunluğunun kalınlığına oranı 30'dan küçük olan dolgu duvarlar göz önüne alınacaktır.
- Duvar yüzey alanına oranı %10'u geçmeyen boşlukların bulunduğu duvarların yapı modeline katılmasına, boşlukların konumu köşegen basınç çubuğu oluşumunu engellememesi koşuluyla izin verilebilir.

Hesaplamlarda tuğla yoğunluğu için 1300 kg/m^3 (TS ISO 9194, 1997), tuğla elastisite modülü için 1000 MPa (DBYBHY, 2007) değeri alınmıştır. Tuğla yoğunluğunun belirlenmesinde modellenen yapılarda genel olarak delikli tuğla kullanıldığı kabul edilmiş; ilgili yönetmelikte verilen $1150 - 1450 \text{ kg/m}^3$ aralığının ortalaması alınarak 1300 kg/m^3 değerine ulaşılmıştır.



Şekil 4.3. Eşdeğer sanal çubuğun basınca çalışması

4.1.4. Yapıların Etabs Programı ile Modellenmesi

Bu tez çalışmasında incelenen binalar yaygın bir kullanıma sahip olan ve CSI firması tarafından geliştirilen Etabs (8. Versiyon, 2004) yapı analizi programı üzerinden modellenmiş ve çözülmüştür.

Yapıların Etabs paket programı ile modellenmesinde genel bir işlem sırası izlenmektedir. Önce bina projesine uygun bir şekilde 3 boyutlu taslağı oluşturulur. Yapıda kullanılan yapı malzemeleri tanımlanır. Bu malzemeler genelde betonarme, çelik ve duvar olarak seçilebilir. Ardından binadaki kiriş, kolon, döşeme, perde, merdiven ve dolgu duvar gibi elemanların kesitleri çizilir ve projeye uygun olarak 3 boyutlu taslağa atanır. Dolgu duvarlar tam dolu ve boşlukların eşdeğer sanal çubuk davranışını engellemediği çerçevelerde teşkil edilir. Plastik mafsallık özellikleri tanımlanır ve muhtemel bir depremde mafsallık oluşacak kiriş ve kolon eleman bölgelerine atanır. Yapıya etki eden düşey ve yatay yüklemeler tanımlanır ve yönetmeliklere önerilen yükleme kombinasyonları oluşturulur. Modelleme bittikten sonra yapı analiz edilerek taşıyıcı sistemdeki gerilmeler, mod şekilleri ve yapının doğal periyotları bulunabilir. Ayrıca yüklemelerin binada meydana getirdiği yer ve şekil değiştirmeler görülebilir. Etabs programında doğrusal olmayan analiz yapılabilmektedir. Etabs programı yapıyı önce düşey, sonra da artan yatay yüklemeler altında çözecektir. Bu analiz ile yapıda muhtemel bir deprem etkisi sonucu oluşacak plastik mafsallar model üstünde görüntülenebilir. İsteğe göre mafsallaşma sürecinin adımları ve seviyesi görülebilir.

4.2. İncelenen Binaların Özellikleri

Betonarme konut tipi yapıların sismik performanslarının bulunması hakkında sayısal örnek olarak Antakya bölgesinde seçilen ve şehrin genel betonarme yapı stokunu temsil edebilen 10 adet bina Etabs analiz programı ile modellenmiş ve hasar görülebilirlik durumları hesaplanmıştır. İncelenen 10 binanın yapısal özellikleri Çizelge 4.3.'de, ilk üç hâkim modunun periyot değerleri Çizelge 4.4.'de, sismik özellikleri Çizelge 4.5.'de ve modellemede esas alınan düşey yüklemeleri Çizelge 4.6.'da verilmiştir. Tez kapsamında ele alınan tüm binalar Çizelge 4.3.'te görüldüğü gibi toplam yapı yüksekliklerine göre küçükten büyüğe doğru sıralanmıştır.

Çizelge 4.3. Modellenen binaların yapısal özellikleri

	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2
Yapım tarihi	1977	1974	1987	1992	1988	1979	1971	1980	1974	1974
Beton cinsi	C16	C16	C16	C16	C16	C16	C16	C16	C16	C14
Donatı cinsi	S220	S220	S220	S220	S220	S220	S220	S220	S220	S220
Bina yüksekliği (m)	14.20	15.00	17.40	18.40	19.50	21.00	24.00	24.00	26.72	29.40
Kat sayısı	Z+3	Z+3	Z+4	Z+5	Z+5	Z+6	Z+7	Z+7	Z+8	Z+8
Kısa doğrultu uzunluğu (m)	12.20	16.15	10.50	11.15	11.80	14.00	19.45	16.70	15.25	22.08
Uzun doğrultu uzunluğu (m)	14.00	21.00	14.60	12.95	12.80	23.20	23.40	18.50	19.00	26.57
Kat alanı (m ²)	173.6	316.3	142.7	133.6	144.7	281.1	433.1	288.7	258.2	408.2
Döşeme kalınlığı (cm)	12	12	12	12	12	12	12	12	12	15
Kat ağırlığı (ton)	101.78	183.01	89.79	95.65	104.33	178.27	292.43	163.56	157.65	389.37
Toplam ağırlık (ton)	483.51	880.58	519.35	644.14	739.66	1235.28	2315.49	1402.70	1340.78	3573.19
Simetriklik	Var	Yok	Yok	Yok	Var	Var	Var	Var	Var	Yok

Çizelge 4.4. Modellenen binaların saniye cinsinden hâkim periyot değerleri

	A-1	A-2	A-3	A-4	A-5	B-1	B-2	B-3	C-1	C-2
1.Mod	0.4594 (u) ⁽¹⁾	0.4836 (b)	0.4699 (b)	0.3662 (b)	0.3686 (b)	0.5738 (b)	0.6012 (b)	0.6813 (b)	0.5935 (b)	0.4802 (k)
2.Mod	0.2697 (b) ⁽²⁾	0.3437 (k)	0.3660 (u)	0.2671 (u)	0.2620 (u)	0.4939 (k)	0.4463 (k)	0.5879 (k)	0.5358 (k)	0.4338 (u)
3.Mod	0.2371 (k) ⁽³⁾	0.2988 (u)	0.3062 (k)	0.1878 (k)	0.2417 (k)	0.3904 (u)	0.3977 (u)	0.5201 (u)	0.4322 (u)	0.3719 (b)

⁽¹⁾: Uzun doğrultu, ⁽²⁾: Burulma, ⁽³⁾: Kısa doğrultu

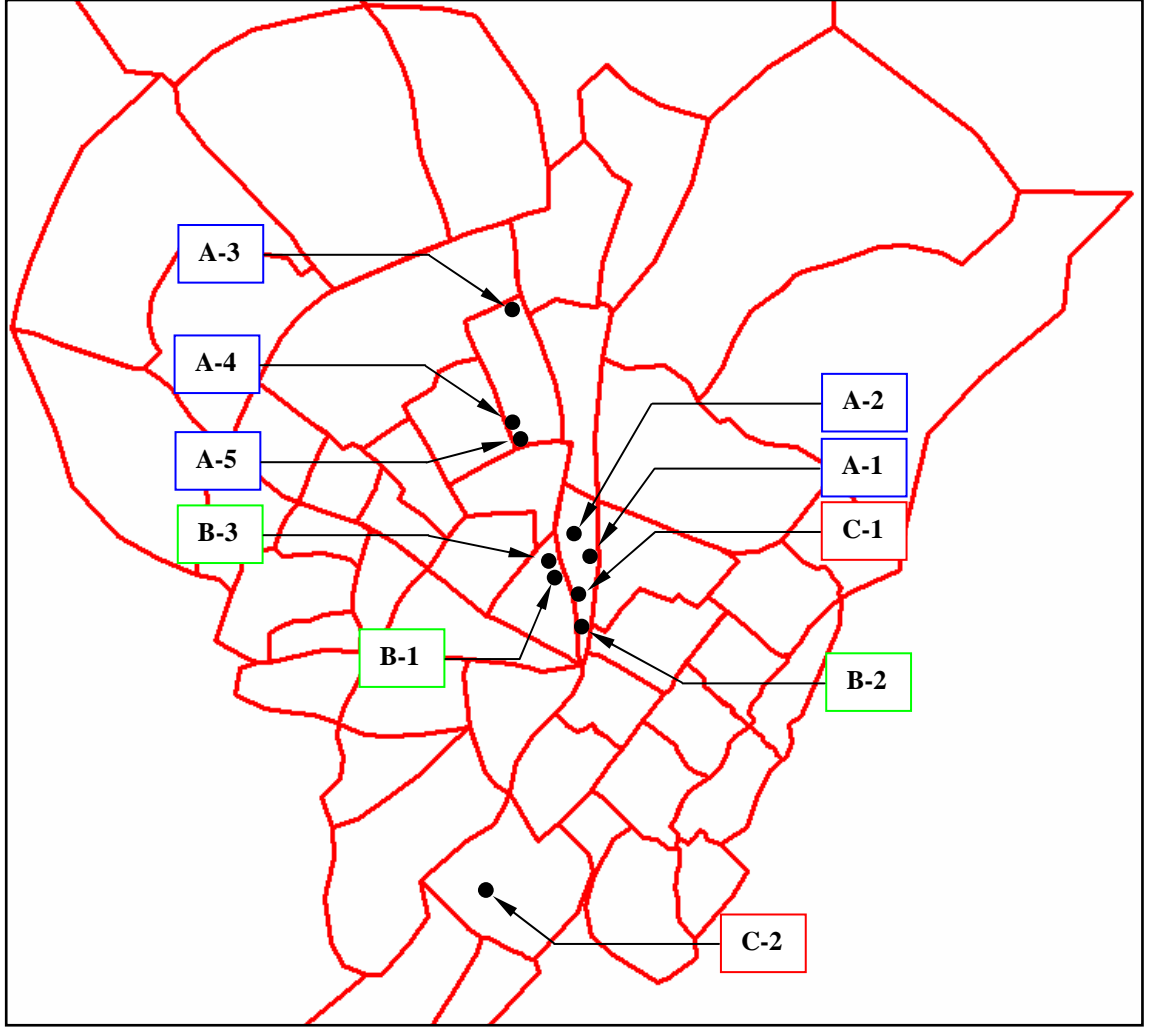
Çizelge 4.5. Modellenen binaların sismik özellikleri

Sismik Özellikler	Değeri
Deprem bölgesi	1. Bölge
Etkin yer ivmesi	0.40
Hesaplarda göz önüne alınacak deprem türü	Tasarım depremi
Deprem yükü dış merkezliği	0.05
Hareketli yük katılım katsayısı	0.30
Bina önem katsayısı	1.0
Taşıyıcı sistem davranış katsayısı	4
Yerel zemin sınıfı	S _D
C _A	0.2419
C _V	0.5632
Yapı davranış türü	C

Çizelge 4.6. Modellemelerde esas alınan düşey yüklemeler

Düşey Yüklemeler	Değeri
Betonarme	24.52 kN/m ³
Mermer	20 kN/m ³
Dolgu duvar	12.75 kN/m ³
Harç	27 kN/m ³
Hareketli	2 kN/m ²

Binaların Antakya bölgesindeki yerleşimleri Şekil 4.4.'de verildiği gibidir. Seçilen 10 binanın tamamı konut tipi betonarme çerçeve sisteme sahip yapılardan meydana gelmiştir. Toplam yapı yüksekliği bakımından 20 metreden kısa 5 bina, 20 – 25 metre arasında 3 bina ve 25 metreden yüksek 2 bina olmak üzere 3 ayrı gruba ayrılmıştır. İlk grup A, ikinci grup B ve üçüncü grup C harfi ile temsil edilmektedir. Her bir grupta binalar yüksekliklerine göre numaralandırılmıştır. 6 binanın projesinde en az bir doğrultuda simetriklik bulunmakta; diğer 4 binada bulunmamaktadır. Simetrik olma durumu genelde 20 metreden yüksek olan binalarda gözlenmiştir. Binaların tamamı 1975 tarihli Türk Deprem Yönetmeliğine göre inşa edildiğinden modelleme sürecinde C16 beton sınıfı ve S220 donatı sınıfı kullanılmıştır. Bu özelliklere sahip binalar, Antakya bölgesindeki konut tipi betonarme yapıların genel karakteristiklerini temsil edebilmektedir. Etabs analiz programı ile yapılan hesaplamalar sonucunda binalardaki hâkim periyotlar genel olarak burulma tipinde mod şekli vermektedir. Bu durumun Pushover analizine yansıtılabilmesi amacıyla yatay deprem yüklemeleri, binaların kütle merkezine 0.05 dışmerkezlik oluşturacak şekilde etki ettirilmiştir.



Şekil 4.4. Modellenen binaların Antakya bölgesindeki yerleşimleri

Modellenen binalara uygulanacak yatay kuvvetlerin belirlenmesi için üçgen yük dağılımı dışında Eşdeğer Yatay Kuvvet, Hâkim Modal Dağılım, SRSS Dağılımı ve Üniform Dağılım yöntemleri de yaygın olarak kullanılmaktadır (FEMA-356, 2000). Bu yöntemler kısaca açıklanacak olursa (Goel ve Chopra, 2004),

- **Eşdeğer Yatay Kuvvet (ELF) Dağılımı:** s_j^* j. kata gelen yatay kuvvet, m_j j. katın kütlesi ve h_j j. katın yerden yüksekliği olmak üzere,

$$s_j^* = m_j * h_j^k \quad (4.6)$$

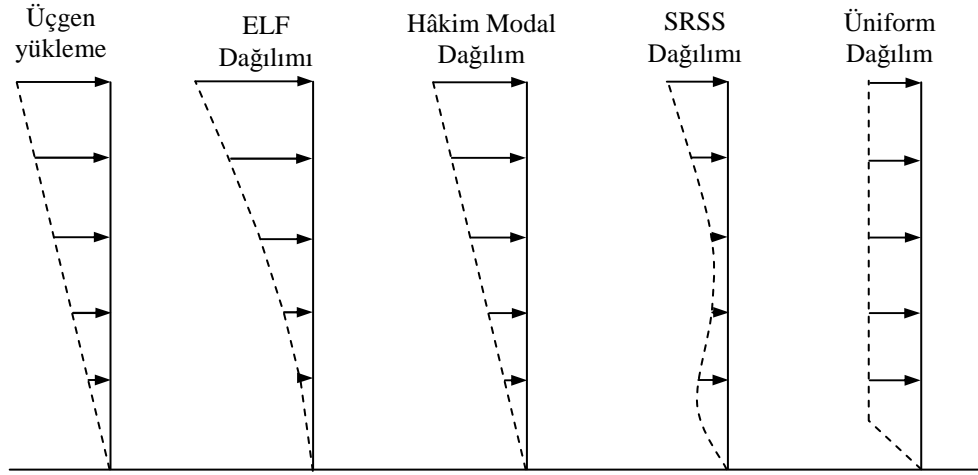
şeklinde tanımlanan yük dağılımıdır. k katsayısı yapının titreşim periyoduna bağlı olup, 0.5 saniyeden küçük periyotlarda 1; 2.5 saniyeden büyük periyotlarda 2 değeri alınır. Ara değerler doğrusal orantı ile bulunabilir. Modal kütle katılım oranı %75'den büyük olan modlarda kullanılması önerilir.

- **Hâkim Modal Dağılım:** φ_{j1} j. katın 1. mod şekli bileşeni olmak üzere,

$$s_j^* = m_j * \varphi_{j1} \quad (4.7)$$

şeklinde tanımlanan yük dağılımıdır. Modal kütle katılım oranı %75'den büyük olan modlarda kullanılması önerilir.

- **SRSS Dağılımı:** Yatay kuvvetler, toplam modal kütle katılım oranı %90'ı aşan modların yapıda meydana getirdiği kesme kuvvetlerinin toplamı olarak ifade edilir. Periyodu 1 saniyeden büyük olan yapılarda kullanılması önerilir.
- **Üniform Dağılım:** Eğer bütün katların kütleleri birbirine eşit ise yatay yükler bu kat kütlelerine eşit olarak alınabilir (Şekil 4.5.).



Şekil 4.5. Yatay yüklemeler için önerilen yöntemler

İncelenen binalardan 4 tanesine (A-3, A-4, C-1 ve C-2 binaları) 106M420 numaralı TÜBİTAK projesi ve 107M445 numaralı TÜBİTAK-DFG projesi dâhilinde zorlanmış titreşim deneyleri uygulanmıştır. Deneyler Antakya bölgesindeki genel konut tipi yapı stokunun belirlenebilmesi ve şehirdeki yapıların muhtemel bir yer sarsıntısı etkisinde gösterecekleri sismik davranışın tahmin edilebilmesi amacıyla uygulanmıştır. Zorlanmış titreşim deneyleri yapının çatı döşemesine titreşim üreten elektromekanik bir düzeneğin monte edilmesi, yapıya kısa ve uzun kenar doğrultularında harmonik titreşimler verilmesi ve kat döşemelerinin uç noktalarına yerleştirilen sensorlarla hız veya ivme gibi değerlerin ölçülmesi şeklinde açıklanabilir. Mustafa Kemal Üniversitesi, Ortadoğu Teknik Üniversitesi ve Weimar-Bauhaus Üniversitesi ortaklığı ile gerçekleştirilen zorlanmış titreşim deneylerinin teknik bilgilerine ve sonuçlarına Geniş

ve ark. (2008)'nın çalışmasında yer verilmiştir. Deneilerin sonuçları ile Etabs modellemelerinden elde edilen modal periyotlar karşılaştırılarak gerçek davranışa ne kadar yaklaşılabildiği belirlenebilmiştir (Çizelge 4.7.).

Çizelge 4.7. Etabs ve titreşim deneyleri yapı periyot sonuçlarının karşılaştırılması

		Kısa Doğrultu (s)	Uzun Doğrultu (s)	Burulma (s)
A-3	Etabs	0.3062 ⁽³⁾	0.3660 ⁽²⁾	0.4699 ⁽¹⁾
	Deney	0.2857	0.2941	-
	% Fark	7.18	24.45	-
A-4	Etabs	0.1878 ⁽³⁾	0.2671 ⁽²⁾	0.3662 ⁽¹⁾
	Deney	0.4160	0.4000	-
	% Fark	-54.86	-33.23	-
C-1	Etabs	0.5358 ⁽²⁾	0.4322 ⁽³⁾	0.5935 ⁽¹⁾
	Deney	0.4166	0.5000	-
	% Fark	28.61	-13.56	-
C-2	Etabs	0.4802 ⁽¹⁾	0.4338 ⁽²⁾	0.3719 ⁽³⁾
	Deney	0.5556	0.6024	-
	% Fark	-13.57	-27.98	-

(1): 1.Mod, (2): 2.Mod, (3): 3.Mod

Çizelge 4.7.'de zorlanmış titreşim deneyi uygulanmış binaların gerçek periyotları ile Etabs modellemesinden elde edilen periyot değerleri karşılaştırılmıştır. İki periyot değeri arasındaki yüzdellik farkların bulunmasında deney sonuçları esas alınmıştır. Yapıların zorlanmış titreşim deneyi ile bulunan periyotları ile Etabs modellemelerinin periyotları arasındaki farklar, binaların inşa sürecindeki meydana gelen işçilik ve malzeme hatalarından kaynaklanmaktadır.

Binalar doğal periyotlarının, mod şekillerinin ve doğrultularının bulunabilmesi için projelerine sadık kalınarak modellenmiştir. Pushover analizinin uygulandığı durumda yapının döşeme ve eşdeğer duvar çubuğu elemanları kaldırılmış, silinen elemanların kütleleri bulunmuş ve buldukları katın kütle merkezine etki ettirilmiştir.

4.3. Çok Katlı Betonarme Binaların Sismik Performanslarının Belirlenmesi

Tezin bu bölümünde Antakya bölgesinde belirlenmiş olan 10 adet betonarme konut tipi yapının hasar görebilirliği, 3. bölümde açıklanan Kapasite Spektrum Yöntemi'nden ve Performans Dayalı Tasarım ilkelerinden faydalanılarak tespit edilmeye çalışılmıştır.

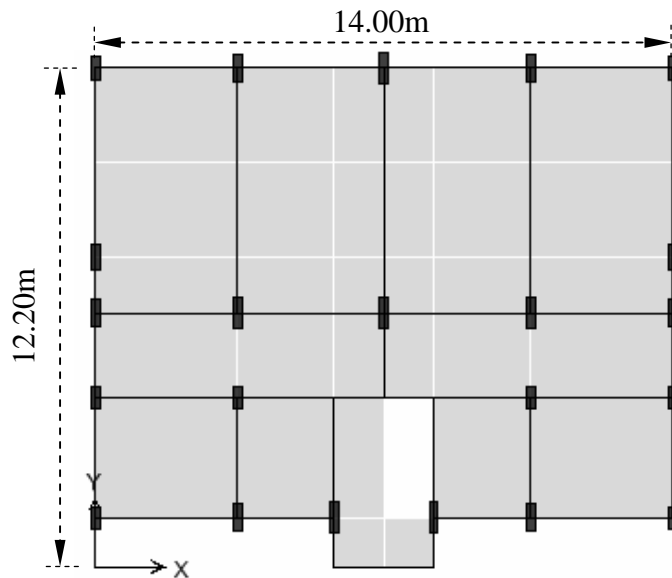
4.3.1. A-1 binasının sismik performansının belirlenmesi

Sismik performansı bulunacak olan A-1 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.6.'da, planı Şekil 4.7.'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.8.'de verilmiştir.

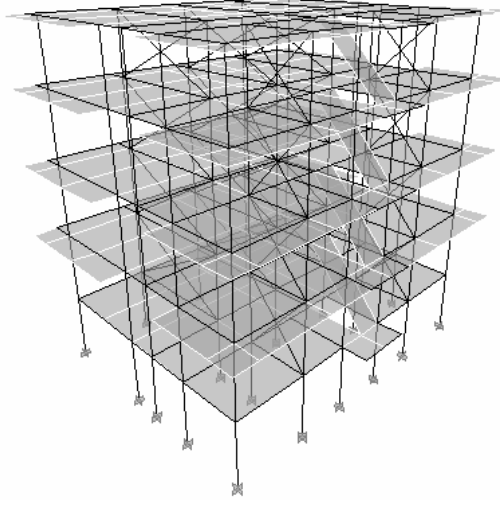
A-1 binası modeline yatay yüklemelerin uygulanması Bölüm 4.2.'de bahsi geçen yöntemlerle yapılmıştır. Bu yöntemlerden SRSS dağılımı A-1 binasının periyodu 1 saniyeden küçük olduğundan; üniform dağılım ise hiçbir katın kütesinin diğer bir kat kütesine eşit olmadığı için uygulanmamıştır. Aynı durum diğer binalarda da geçerlidir.



Şekil 4.6. A-1 binasının ön cepheden fotoğrafı



Şekil 4.7. A-1 binasının planı



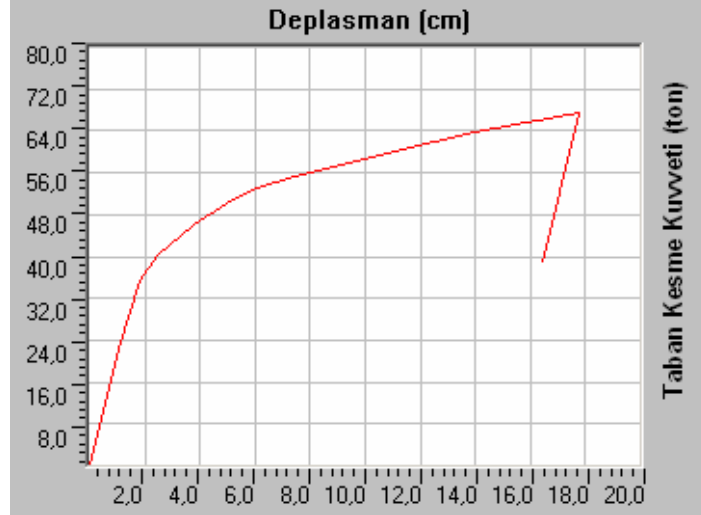
Şekil 4.8. A-1 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

A-1 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna ELF dağılımının EXPPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.8). A-1 binasının EXPPUSH kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.9.'da, ADRS eğrisi Şekil 4.10.'da verildiği gibidir.

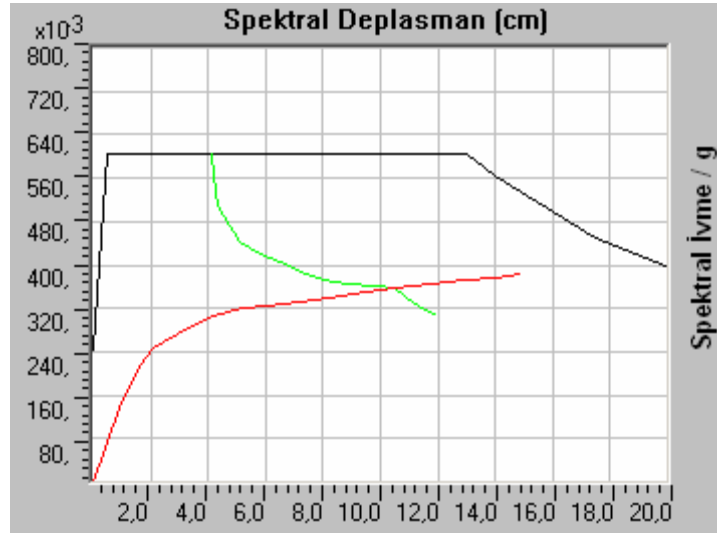
Çizelge 4.8. A-1 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S_a	S_d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S_a	S_d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S_a	S_d (cm)
EXPPUSH	62.30	12.13	0.357	10.174	62.02	12.52	0.356	10.494	62.42	12.23	0.356	10.317
EXNPUSH	61.13	11.24	0.366	9.627	60.87	11.63	0.365	9.958	61.33	11.38	0.366	9.810
EYPPUSH	65.86	1.38	0.480	1.186	65.37	1.41	0.477	1.214	65.96	1.38	0.477	1.188
EYNPUSH	67.33	1.38	0.468	1.216	66.65	1.42	0.463	1.246	67.52	1.38	0.467	1.219
09EXPPUSH	62.41	12.09	0.359	10.140	62.10	12.46	0.357	10.440	62.54	12.17	0.358	10.270
09EXNPUSH	61.27	11.24	0.366	9.609	61.06	11.67	0.365	9.971	61.57	11.44	0.367	9.841
09EYPPUSH	65.47	1.38	0.476	1.187	64.89	1.41	0.473	1.214	65.65	1.37	0.475	1.188
09EYNPUSH	66.86	1.39	0.463	1.222	66.17	1.43	0.459	1.254	67.00	1.39	0.461	1.226

Çizelge 4.8.'de kombinasyonlar için verilen V-d ve S_a - S_d değerleri, söz konusu yükleme kombinasyonunda elde edilen performans noktalarına karşılık gelmektedir. Burada V ton cinsinden taban kesme kuvvetini, d cm cinsinden deplasman değerini, S_a birimsiz spektral ivme katsayısını, S_d ise cm cinsinden spektral deplasman değerini göstermektedir. ELF yatay yük dağılımındaki EXPPUSH kombinasyonu yapıya hem



Şekil 4.9. A-1 binası EXPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi



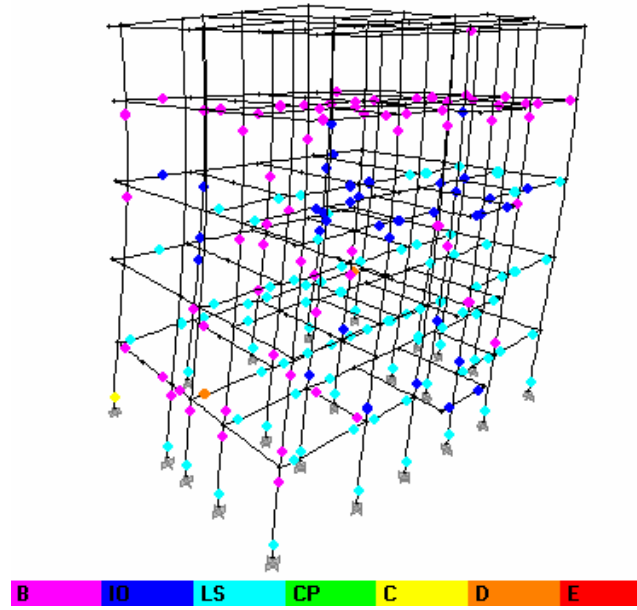
Şekil 4.10. A-1 binası EXPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

yatay kuvvet hem de deplasman bakımından en fazla etkileyen yüklemeye olduğu için seçilmiştir. Diğer bir önemli nokta ise bu yüklemeye kombinasyonunun A-1 binasının hâkim periyot doğrultusu ile uyumlu olmasıdır.

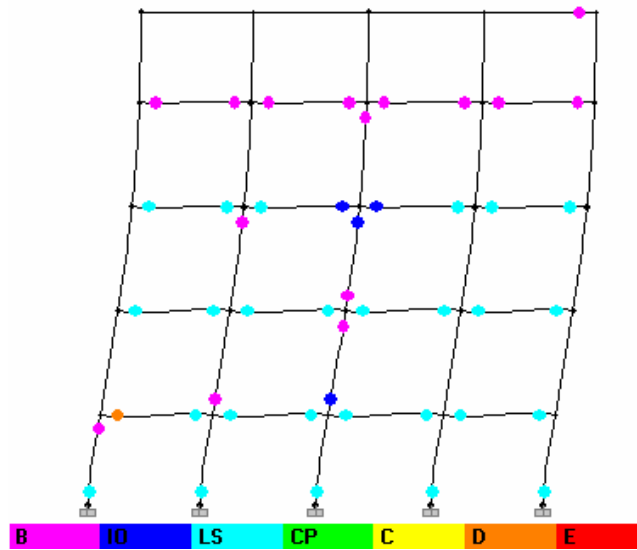
Şekil 4.9.'da A-1 binasının EXPPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yüklemeye etkisinde en fazla 67.45 ton taban kesme kuvvetine ve 17.78 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Performans noktasının da bu değerlerin altında olması beklenir. Şekil 4.10.'da ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve aynı grafikte gösterilmiştir. Kapasite spektrumu yönteminde de

anlatıldığı üzere talep eğrisinin iteratif işlemler sonucu sönümlenmesi, bu grafikte talep eğrisinden başlayan ve kapasite spektrum eğrisini kesen yeşil bir eğri ile temsil edilmiştir. Bu eğrinin kapasite spektrumu eğrisini kestiği nokta yapının performans noktasını verir.

A-1 binasında ELF yatay kuvvet dağılımı altında EXPPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.11.'de model üstünde, Şekil 4.12'de kesit görünüşü olarak verilmiştir.



Şekil 4.11. A-1 binası EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



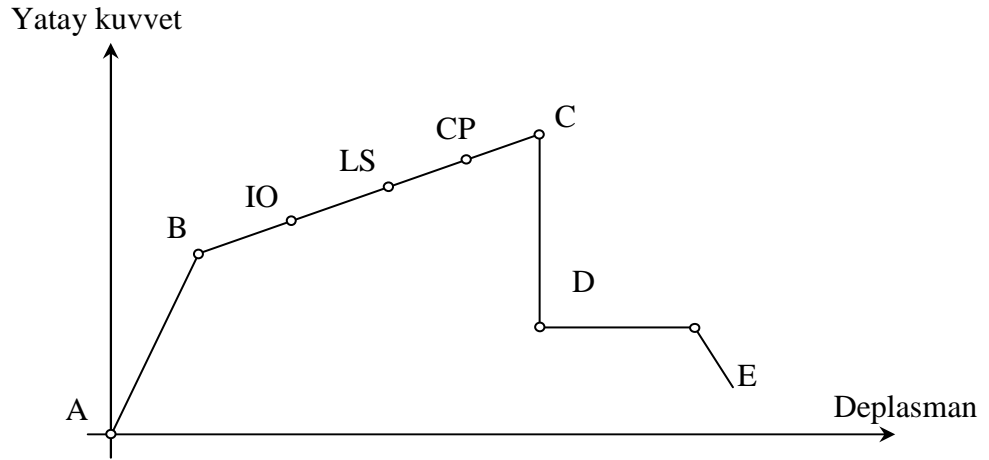
Şekil 4.12. A-1 binası EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Şekil 4.11. ve Şekil 4.12.'de görülen nihai plastik mafsalların hepsi aynı hasar seviyesine sahip değildir. Kirişler, kolonlara oranla daha çok zarar görmektedir. Daha büyük gerilmelere maruz kalan zemin katı kolonlarının plastikleşme ve hasar seviyeleri diğer kat kolonlarına göre yüksektir. Plastik mafsalların hasar seviyeleri temsil edildikleri renge karşılık gelen hasar aralığı ile de gösterilebilir. Bu aralıklar,

- A-B: Doğrusal elastik davranış bölgesi (gösterilmez)
- B-IO: Elastik ötesi-hemen kullanım seviyesi aralığı (minimum hasar, pembe)
- IO-LS: Hemen kullanım-can güvenliği seviyesi aralığı (belirgin hasar, mavi)
- LS-CP: Can güvenliği-göçmenin önlenmesi seviyesi aralığı (ileri hasar, turkuaz)
- CP-C: Göçmenin önlenmesi-göçme sınırı aralığı (göçme öncesi hasar, yeşil)
- C-D: Gerilmenin boşalıp kırılmaların başladığı aralık (sarı)
- D-E: Göçme bölgesi (turuncu)
- E: Tamamen göçme noktası (kırmızı)

şeklinde ifade edilebilir. Bu hasar aralıklarının FEMA-356 yönetmeliği ile uyumlu olduğu görülmektedir. Bu hasar seviyeleri Şekil 4.13.'de bir taslak kapasite eğrisi üzerinde belirtilmiştir. Ayrıca A-1 binasında EXPPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.9.'da verildiği gibi çıkmıştır.

Çizelge 4.9.'da A-1 binasında EXPPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar toplam 15 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı yatay deplasman meydana gelmezken, göçme



Şekil 4.13. Taslak bir kapasite eğrisi üzerinde performans aralıklarının gösterilmesi

Çizelge 4.9. A-1 binasının EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0	0	555	1	0	0	0	0	0	0	
1	1.0613	22.4067	520	36	0	0	0	0	0	0	
2	1.8424	35.3135	490	66	0	0	0	0	0	0	
3	2.4228	40.2157	471	85	0	0	0	0	0	0	
4	3.7918	46.2632	451	103	2	0	0	0	0	0	
5	4.9450	50.2584	425	108	23	0	0	0	0	0	
6	6.0670	53.1644	420	89	47	0	0	0	0	0	
7	7.2097	54.8781	415	57	84	0	0	0	0	0	
8	8.5165	56.7088	413	47	94	2	0	0	0	0	556
9	9.7103	58.3254	409	45	66	36	0	0	0	0	
10	11.3596	60.5113	402	48	53	53	0	0	0	0	
11	12.5281	62.0247	391	56	34	75	0	0	0	0	
12	14.0082	63.7744	386	60	33	77	0	0	0	0	
13	15.4811	65.3381	373	64	31	88	0	0	0	0	
14	16.6737	66.4965	364	67	36	86	0	3	0	0	
15	17.7804	67.4511	364	67	36	86	0	1	2	0	

durumuna ulaşılan 15. adımda bina uzun doğrultuda 67.45 ton yatay yük etkisinde 17.78 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 556 adet plastik mafsallı potansiyeli taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 67'si B-IO, 36'sı IO-LS, 86'sı LS-CP, 1'i C-D ve 2 adedi de D-E hasar seviyeleri aralığında olmak üzere 192 adedi plastik mafsallı davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 62.02 ton taban kesme kuvveti - 12.52 cm çatı yer değiştirmesi değerlerine karşılık gelen adıma göre yapıda 56 adet B-IO, 34 adet IO-LS ve 75 adet LS-CP aralığında plastik mafsallı vardır.

Yapılan pushover analizi sonucu A-1 binasında en kritik plastik mafsalların zemin kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.11.). Yapının performans noktasındaki hasar görülebilirliğini bulmak amacıyla bu katın esas alınması yanlış olmaz. Mevcut yapının performans seviyesi DBYBHY-2007 yönetmeliğinde önerilen ve Bölüm 3.21.3.'de Deprem Performans Seviyeleri başlığında açıklanan kıstaslara göre belirlenmiştir.

DBYBHY-2007'ye göre A-1 binasının hemen kullanım seviyesinde olması için tüm kiriş elemanların en fazla %10'unun belirgin hasar bölgesinde olması, kirişler

dışındaki tüm elemanların ise en fazla minimum hasar seviyesinde olması gerekir. A-1 binasının zemin katında 32 adet kiriş ve 22 adet kolon bulunmaktadır. Performans noktası durumunda bu kirişlerin 15 adedi LS-CP yani ileri hasar aralığında, 1 adedi IO-LS yani belirgin hasar aralığında, 1 adedi B-IO yani minimum hasar aralığında ve 15 adedi ise A-B yani hasar görülmeyen aralıktadır. Kolonlardan 21 tanesinin en az bir ucu LS-CP (ileri hasar) aralığındayken 1 adet kolon ise IO-LS (belirgin hasar) aralığındadır. A-1 binası, ileri hasar seviyesinde kolon elemanlar içerdiğinden hemen kullanım seviyesine sahip olamaz.

Sonraki seviye olan can güvenliği performans seviyesinde kirişlerin en fazla %30'unun ileri hasar seviyesinde olması istenirken A-1 binasında 15 kiriş bu seviyeye ulaşmıştır. Buna göre,

$$\frac{15}{32} = 0.4687 = \%46.87 > \%30 \quad (4.8)$$

olmaktadır. Bir diğer can güvenliği performans seviyesi şartı olarak herhangi bir katta ileri hasar seviyesindeki kolonların, buldukları kata gelen toplam kesme kuvvetinin en fazla %20'sini taşıması gerekmektedir. Zemin kata 62.02 ton kesme kuvveti gelirken bu kattaki ileri hasarlı kolonlar 60.73 ton kesme kuvveti taşımaktadır. Bu kesme kuvvetlerinin oranı,

$$\frac{60.73}{62.02} = 0.98 = \%98 > \%20 \quad (4.9)$$

olduğundan can güvenliği seviyesi şartları sağlanamamış olur.

Bir sonraki seviye olan göçme öncesi performansı durumunda kirişlerin en fazla %20'sinin göçme öncesi hasarı almış olması beklenir. Ancak A-1 binasında bu hasar seviyesine ulaşan bir kiriş yoktur. Diğer şart olarak bir katta her iki ucunda da minimum hasar seviyesi geçilmiş olan kolonların, o kata gelen toplam kesme kuvvetinin en fazla %30'unu taşıması beklenir. Esas alınan zemin kattaki tüm kolonların her iki ucu da minimum hasar seviyesinin üstündedir. Kesme kuvvetleri oranı %100 olacağı için bu şart sağlanmamış olur.

Her üç performans seviyesi şartını da sağlayamayan A-1 binasının göçme durumu performans seviyesine sahip olduğu kabul edilebilir.

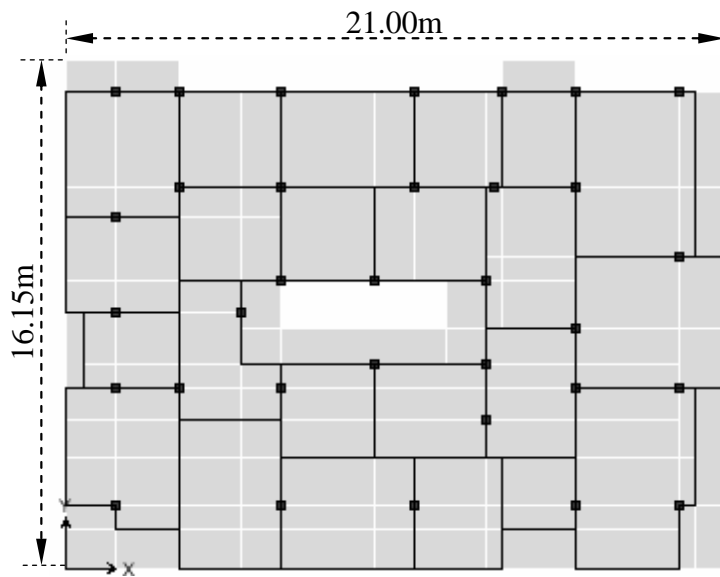
4.3.2. A-2 binasının sismik performansının belirlenmesi

Sismik performansı bulunacak olan A-2 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.14.'de, planı Şekil 4.15.'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.16.'da verilmiştir.

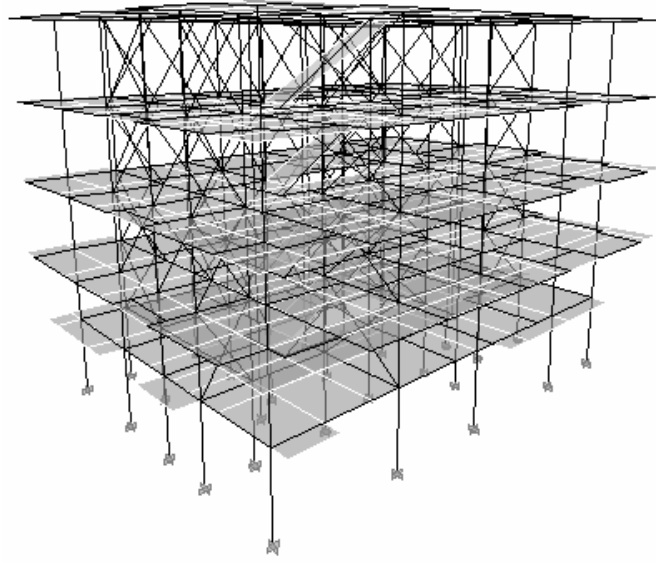
A-2 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna hâkim modal dağılımın 09EYNPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.10). Bu kombinasyon yapının hâkim periyot doğrultusu ile uyumlu olmaktadır.



Şekil 4.14. A-2 binasının ön cepheden fotoğrafı



Şekil 4.15. A-2 binasının planı



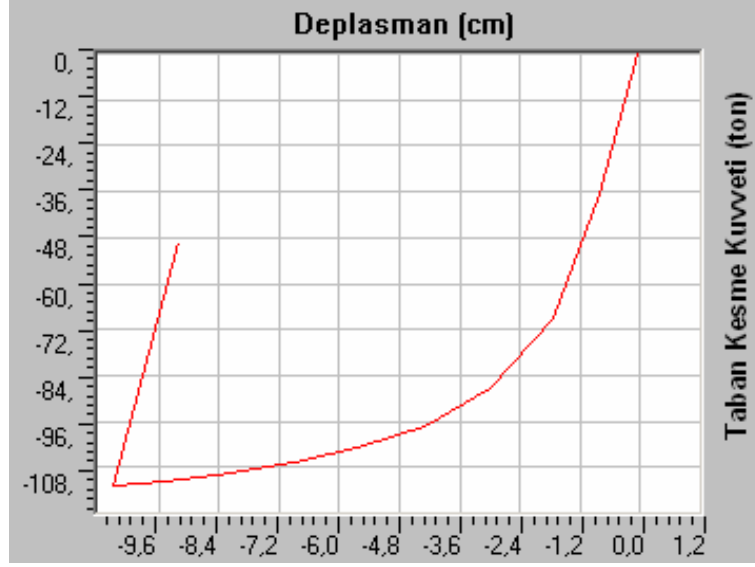
Şekil 4.16. A-2 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

A-2 binasının 09EYNPUSH kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.17.'de, ADRS eğrisi Şekil 4.18.'de verilmiştir.

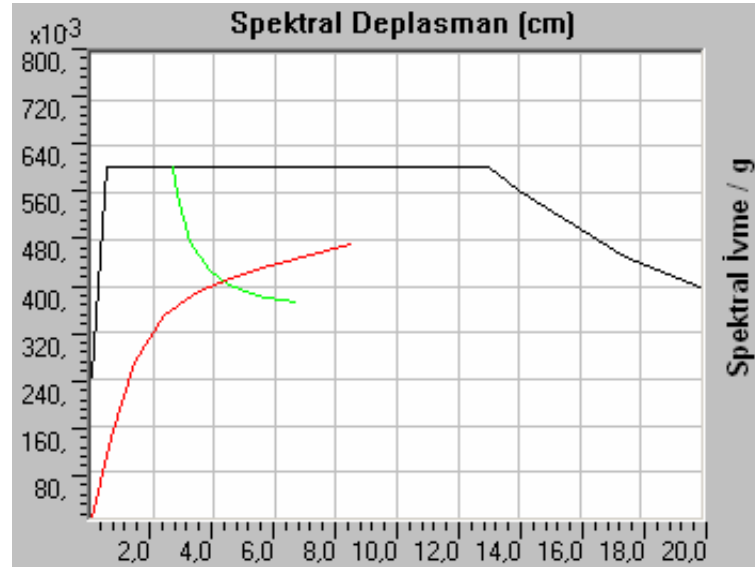
Çizelge 4.10. A-2 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	97.61	3.95	0.456	2.743	97.77	3.96	0.455	2.756	98.30	3.94	0.454	2.754
EXNPUSH	101.28	4.85	0.441	3.287	101.26	4.88	0.440	3.318	101.97	4.85	0.439	3.315
EYPPUSH	104.55	4.59	0.413	3.931	104.57	4.63	0.412	3.968	-	-	-	-
EYNPUSH	101.10	5.24	0.412	4.192	101.28	5.26	0.411	4.219	101.68	5.26	0.409	4.244
09EXPPUSH	97.17	3.99	0.453	2.783	97.42	4.00	0.452	2.794	97.79	3.99	0.451	2.799
09EXNPUSH	100.12	4.82	0.438	3.274	100.27	4.83	0.437	3.289	101.26	4.83	0.438	3.310
09EYPPUSH	103.86	4.64	0.412	3.970	103.92	4.68	0.410	4.006	104.26	4.71	0.409	4.048
09EYNPUSH	100.71	5.25	0.411	4.211	100.83	5.29	0.410	4.251	101.28	5.28	0.407	4.276

Şekil 4.17.'de A-2 binasının 09EYNPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapı bu yükleme etkisinde en çok 112.98 ton taban kesme kuvvetine ve 10.50 cm çatı yer değiştirmesine dayanabilmekte, bu noktadan sonra göçmektedir. Yükleme ve deplasmanlar -Y yönünde olduğundan normal kapasite eğrisinin orijine göre simetriği olarak gözükmektedir (Şekil 4.17.). Şekil 4.18.'de ise

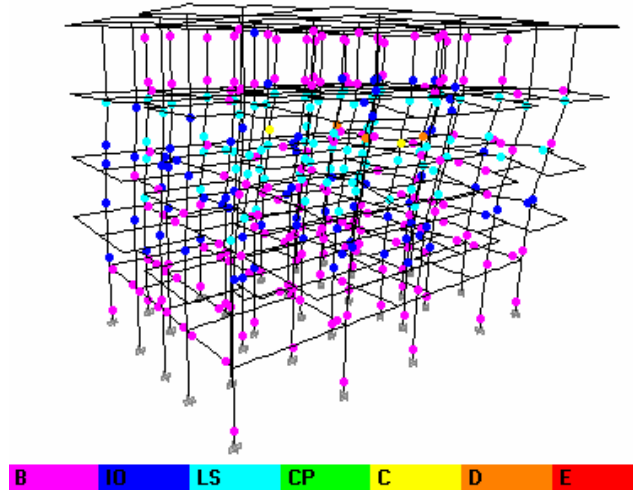


Şekil 4.17. A-2 binası 09EYNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi

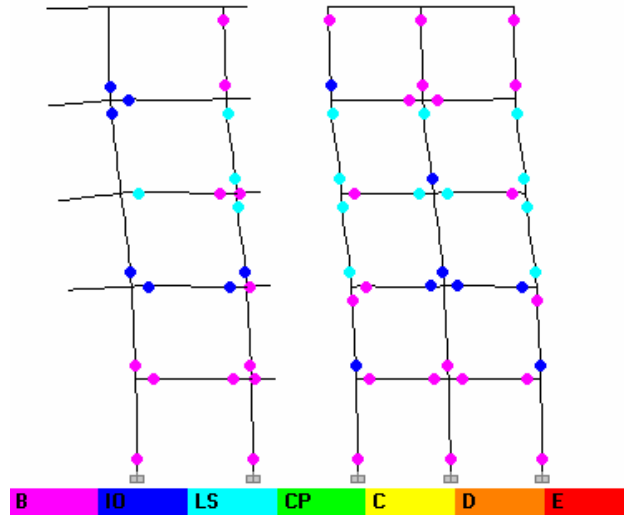


Şekil 4.18. A-2 binası 09EYNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve S_a - S_d grafiğinde gösterilmiştir.

A-2 binasında 09EYNPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.19.'da model üstünde, Şekil 4.20'de kesit görünüşü olarak verilmiştir. Bu binada da kolonlar kirişlere oranla daha büyük hasar değerlerine ulaşmışlardır. A-2 binasında 09EYNPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.11.'de verildiği gibi çıkmıştır.



Şekil 4.19. A-2 binası 09EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.20. A-2 binası 09EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Çizelge 4.11. A-2 binasının 09EYNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0.0684	0	1031	1	0	0	0	0	0	0	
1	-0.8347	-36.2623	959	73	0	0	0	0	0	0	
2	-1.7542	-68.9325	850	171	11	0	0	0	0	0	
3	-4.3000	-97.0782	738	200	94	0	0	0	0	0	
4	-5.6427	-102.8307	710	208	97	17	0	0	0	0	1032
5	-6.8803	-106.4874	693	203	79	57	0	0	0	0	
6	-8.1651	-109.3456	682	191	79	80	0	0	0	0	
7	-10.4957	-112.9827	669	192	81	85	0	2	3	0	

Çizelge 4.11.'de A-2 binasında 09EYNPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar toplam 7 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.07 cm'lik bir yatay deplasman görülmektedirken, göçme durumuna ulaşılan 7. adımda bina kısa doğrultuda 112.98 ton yatay yük etkisinde 10.50 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 1032 adet plastik mafsal potansiyeli taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 192'si B-IO (minimum hasar), 81'i IO-LS (belirgin hasar), 85'i LS-CP (ileri hasar), 2'si C-D ve 3'ü D-E aralığında olmak üzere 363 adedi plastik mafsal davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 101.28 ton taban kesme kuvveti - 5.28 cm çatı yer değiştirmesi değerine karşılık gelen plastik mafsal miktarları, Etabs'ın ara değerleri doğrudan verememesinden dolayı tam olarak bulunamaz. Bu nedenle en yakın ve kritik değerlere sahip olan 102.83 ton - 5.64 cm durumu esas alınmıştır. Söz konusu durumda yapı genelinde 208 adet B-IO (minimum hasar), 97 adet IO-LS (belirgin hasar) ve 17 adet LS-CP aralığında plastik mafsal vardır. Yapılan pushover analizi sonucu A-2 binasında en kritik plastik mafsalların 2. kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.19.). Yapının hasar görülebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 73 adet kiriş ve 33 adet kolon bulunmaktadır. A-2 binası performans noktası için 2. katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsal değerleri Çizelge 4.12.'de, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.13.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.12. A-2 binası 2. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	55	12	6 (%8.2)	0 (%0.0)	73
Kolon	1	4	19	9	33

Çizelge 4.13. A-2 binası 2. kat kesme kuvveti özellikleri

Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	82.82
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	12.9
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	41.39
% B / A (< %20 olmalı)	% 15.57
% C / A (< %30 olmalı)	% 49.97

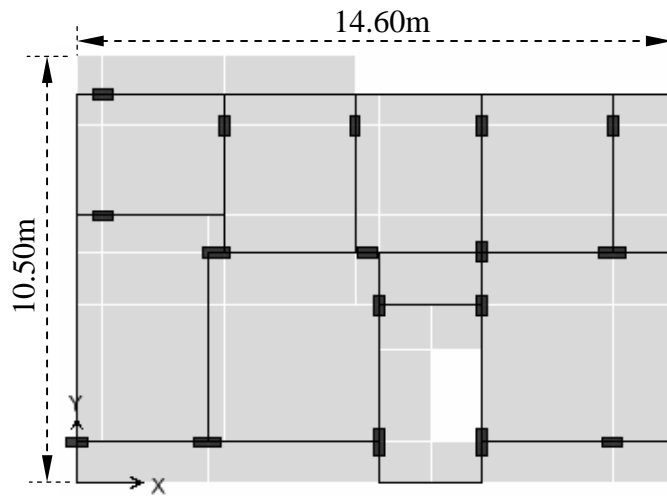
Çizelge 4.12. ve Çizelge 4.13.'e göre A-2 binası göçme durumu performans seviyesine sahiptir.

4.3.3. A-3 binasının sismik performansının belirlenmesi

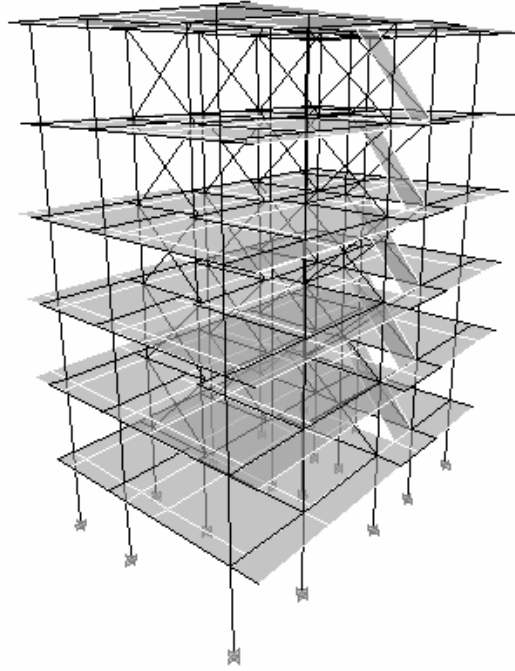
Sismik performansı bulunacak olan A-3 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.21.'de, planı Şekil 4.22.'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.23.'de verilmiştir. A-3 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna ELF dağılımının 09EXPPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.14). A-3 binasının 09EXPPUSH kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.24.'de, ADRS eğrisi Şekil 4.25.'de verildiği gibidir. Ayrıca A-3 binası zorlanmış titreşim deneyi uygulanan binalardan biridir.



Şekil 4.21. A-3 binasının ön cepheden fotoğrafı



Şekil 4.22. A-3 binasının planı

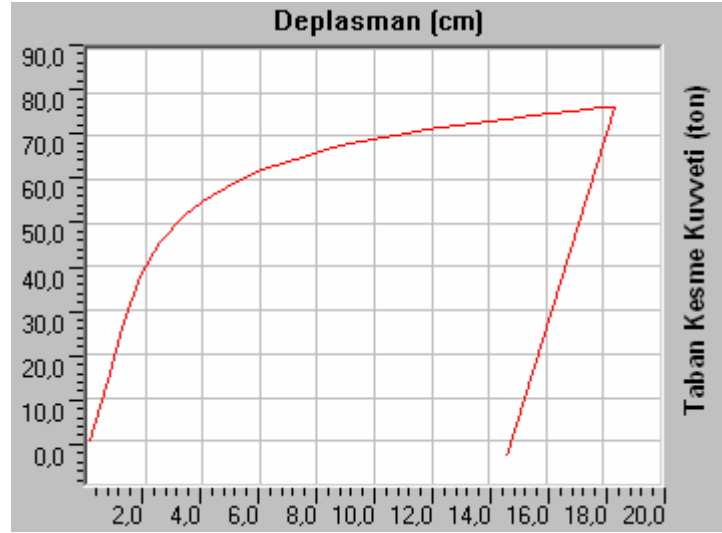


Şekil 4.23. A-3 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

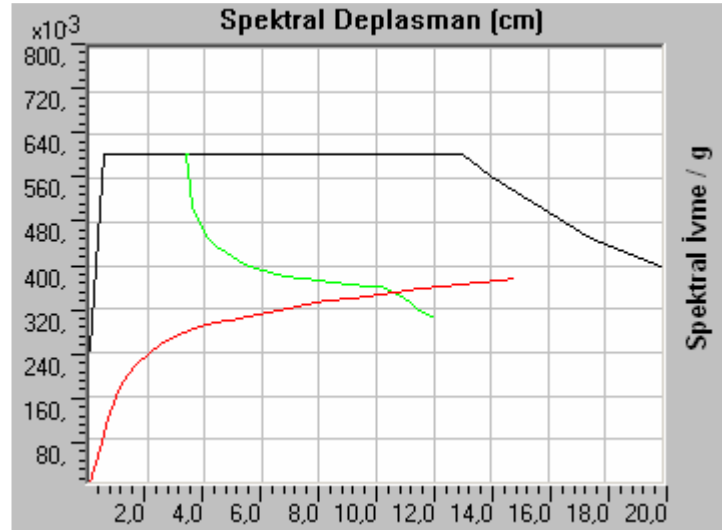
Çizelge 4.14. A-3 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	73.34	13.48	0.352	10.561	73.21	13.48	0.351	10.580	73.74	13.36	0.352	10.542
EXNPUSH	74.01	11.78	0.355	9.226	73.95	11.88	0.354	9.320	74.34	11.56	0.355	9.104
EYPPUSH	-	-	-	-	70.24	9.45	0.346	8.738	-	-	-	-
EYNPUSH	70.34	6.79	0.359	6.609	70.30	6.86	0.359	6.677	70.69	6.70	0.360	6.565
09EXPPUSH	73.04	13.48	0.351	10.592	72.90	13.50	0.350	10.613	-	-	-	-
09EXNPUSH	73.78	12.17	0.352	9.555	73.66	12.35	0.351	9.707	74.01	12.12	0.351	9.572
09EYPPUSH	-	-	-	-	70.05	9.36	0.347	8.708	70.46	9.12	0.348	8.541
09EYNPUSH	-	-	-	-	-	-	-	-	70.64	6.86	0.360	6.700

Şekil 4.24.'de A-3 binasının 09EXPPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 76.79 ton taban kesme kuvvetine ve 18.43 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Şekil 4.25.'de ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve spektral ivme katsayısı – spektral deplasman grafiğinde gösterilmiştir. A-3 binasında 09EXPPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.26.'da model üstünde, Şekil 4.27'de kesit

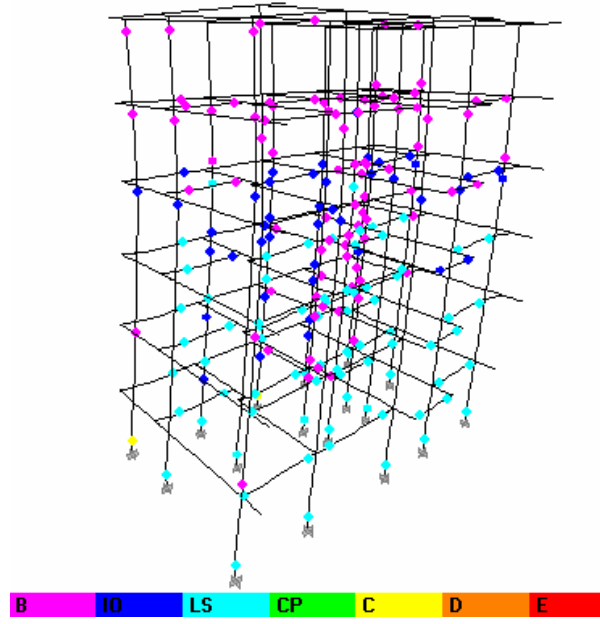


Şekil 4.24. A-3 binası 09EXPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi

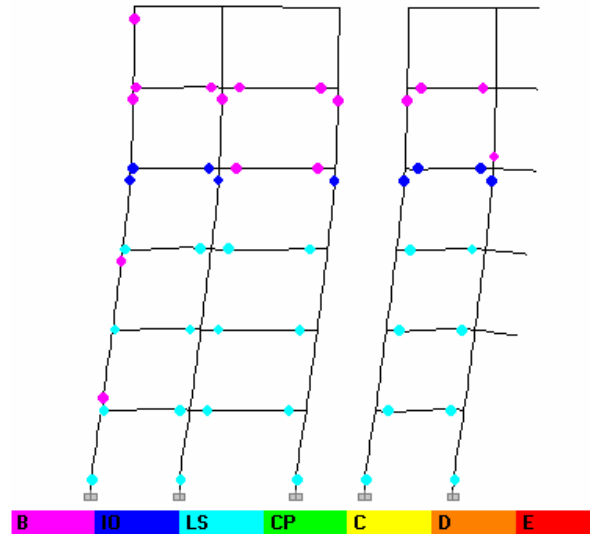


Şekil 4.25. A-3 binası 09EXPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri görünüşü olarak verilmiştir. Mafsalların dağılımına bakarak kirişlerin kolonlardan daha fazla mafsallaşmaya uğradığı görülebilir. A-3 binasında 09EXPPUSH yüklemesi kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.15.'de verildiği gibi çıkmıştır.

Çizelge 4.15.'de A-3 binasında 09EXPPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar toplam 24 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.04 cm'lik bir yatay deplasman görülmekteyken, göçme durumuna ulaşılan 24. adımda bina uzun doğrultuda 76.79 ton yatay yük etkisinde 18.43 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 586



Şekil 4.26. A-3 binası 09EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.27. A-3 binası 09EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Çizelge 4.15. A-3 binasının 09EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0.0445	0	586	0	0	0	0	0	0	0	
1	0.6645	13.8073	585	1	0	0	0	0	0	0	
2	1.2100	25.9563	560	26	0	0	0	0	0	0	586
3	1.8491	37.8479	531	55	0	0	0	0	0	0	
4	2.5318	45.7453	513	73	0	0	0	0	0	0	

Çizelge 4.15. (Devam) A-3 binasının 09EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
5	3.3790	51.6210	502	84	0	0	0	0	0	0	
6	4.0130	55.1027	496	90	0	0	0	0	0	0	
7	4.7952	58.3967	490	95	1	0	0	0	0	0	
8	5.4394	60.4569	481	99	6	0	0	0	0	0	
9	6.0627	62.1391	473	97	16	0	0	0	0	0	
10	6.7530	63.7637	456	94	36	0	0	0	0	0	
11	7.5056	65.3157	450	80	56	0	0	0	0	0	
12	8.3162	66.7542	441	82	63	0	0	0	0	0	
13	9.1422	68.1776	434	84	68	0	0	0	0	0	
14	9.9474	69.3205	424	93	67	2	0	0	0	0	
15	10.7785	70.3667	417	84	69	16	0	0	0	0	586
16	11.7880	71.3717	416	81	67	22	0	0	0	0	
17	12.4080	71.9295	414	67	54	51	0	0	0	0	
18	13.4981	72.9040	404	73	48	61	0	0	0	0	
19	14.5810	73.8477	398	75	48	65	0	0	0	0	
20	15.5534	74.6351	397	74	49	66	0	0	0	0	
21	16.1734	75.1292	393	78	47	68	0	0	0	0	
22	16.9369	75.7164	387	79	43	77	0	0	0	0	
23	17.9188	76.4281	385	80	43	77	0	1	0	0	
24	18.4247	76.7875	378	87	43	76	0	2	0	0	

adet plastik mafsallı potansiyeli taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 87'si B-IO (minimum hasar), 43'ü IO-LS (belirgin hasar), 76'sı LS-CP (ileri hasar) ve 2 tanesi de C-D (gerilmelerin boşalıp kırılmaların başladığı bölge) aralığında olmak üzere 208 adedi plastik mafsal davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 72.90 ton taban kesme kuvveti - 13.50 cm çatı yer değiştirmesi değerine karşılık gelen adımda yapı genelinde 73 adet B-IO (minimum hasar), 48 adet IO-LS (belirgin hasar) ve 61 adet LS-CP (ileri hasar) özelliği gösteren plastik mafsal vardır.

Yapılan pushover analizi sonucu A-3 binasında en kritik plastik mafsalların zemin kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.26.). Yapının hasar görebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 31 adet kiriş ve 17 adet kolon bulunmaktadır. A-3 binası performans noktası için zemin katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsal değerleri Çizelge 4.16.'da, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.17.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.16. A-3 binası zemin kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	18	2	1 (%3.2)	10 (%32.2)	31
Kolon	0	0	0	17	17

Çizelge 4.17. A-3 binası zemin kat kesme kuvveti özellikleri

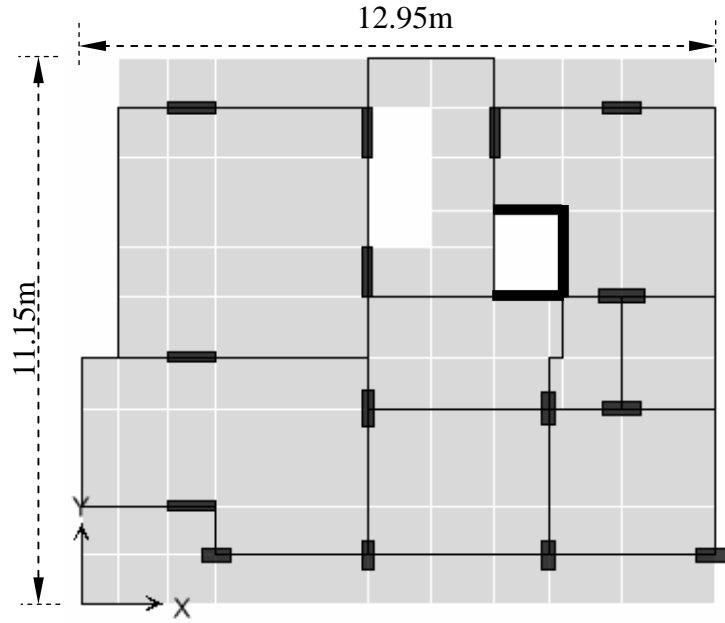
Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	72.90
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	72.90
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	72.90
% B / A (< %20 olmalı)	% 100.0
% C / A (< %30 olmalı)	% 100.0

Çizelge 4.16. ve Çizelge 4.17.'e göre A-3 binası göçme durumu performans seviyesine sahiptir.

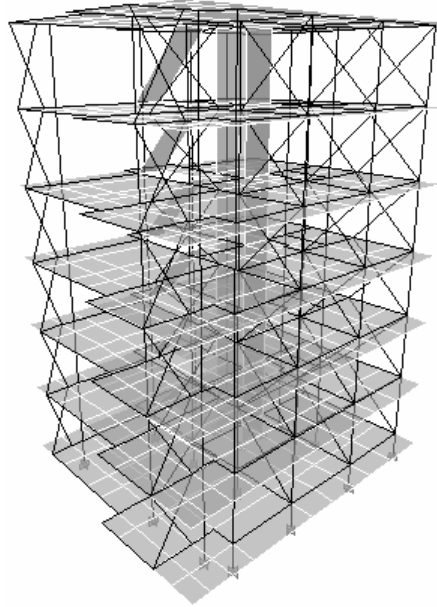
4.3.4. A-4 binasının sismik performansının belirlenmesi

Sismik performansı bulunacak olan A-4 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.28.'de, planı Şekil 4.29.'da, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.30.'da verilmiştir. Ayrıca A-4 binası, zorlanmış titreşim deneyi uygulanmış yapılardan biridir.

**Şekil 4.28.** A-4 binasının ön cepheden fotoğrafı



Şekil 4.29. A-4 binasının planı

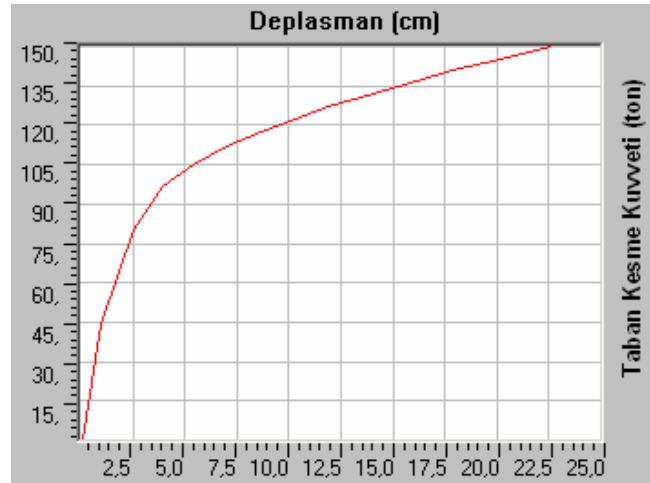


Şekil 4.30. A-4 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

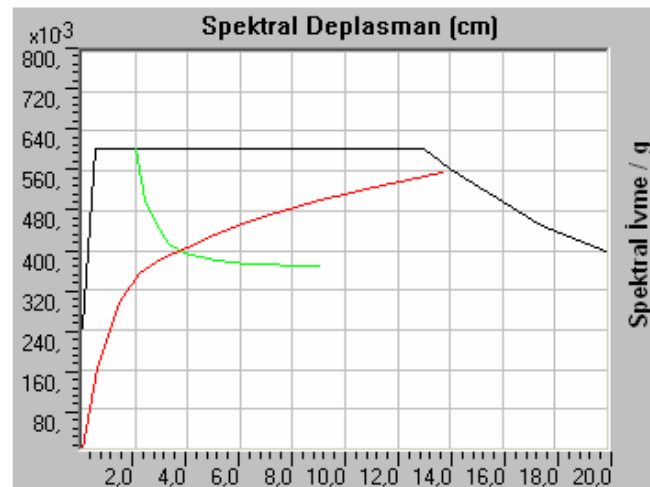
A-4 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna hâkim modal dağılımın 09EYPPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.18). A-4 binasının 09EYPPUSH kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.31.'de, ADRS eğrisi Şekil 4.32.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.18. A-4 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	115.81	4.78	0.450	3.653	112.63	5.25	0.442	3.981	110.54	5.55	0.437	4.196
EXNPUSH	118.35	4.63	0.459	3.314	116.43	5.06	0.456	3.584	115.17	5.35	0.454	3.767
EYPPUSH	113.80	5.47	0.411	3.058	111.38	6.06	0.403	3.403	109.87	6.47	0.400	3.641
EYNPUSH	-	-	-	-	111.71	5.51	0.422	3.363	-	-	-	-
09EXPPUSH	115.42	4.81	0.448	3.677	112.30	5.26	0.440	3.984	110.11	5.55	0.435	4.186
09EXNPUSH	118.43	4.67	0.459	3.336	116.60	5.09	0.456	3.604	115.05	5.38	0.453	3.786
09EYPPUSH	113.62	5.48	0.410	3.072	111.14	6.08	0.402	3.426	109.78	6.49	0.400	3.664
09EYNPUSH	113.62	5.07	0.426	3.095	111.38	5.51	0.421	3.366	-	-	-	-

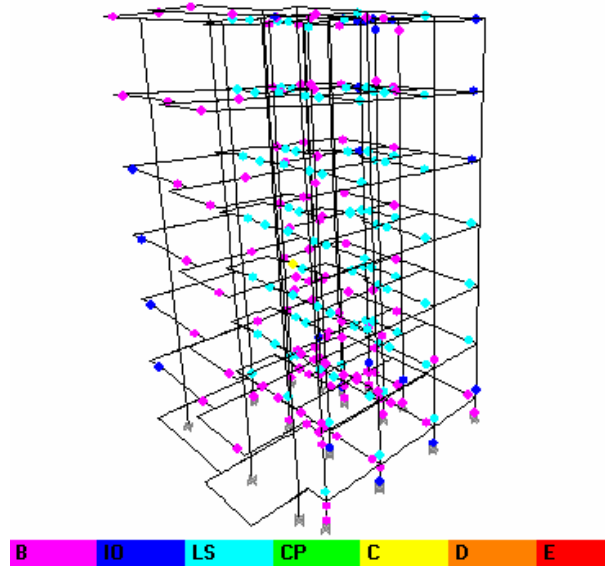


Şekil 4.31. A-4 binası 09EYPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi

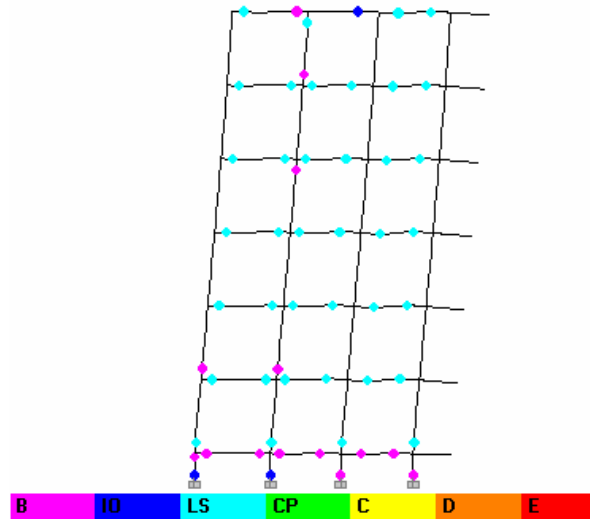


Şekil 4.32. A-4 binası 09EYPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

Şekil 4.31.'de A-4 binasının 09EYPPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 149.81 ton taban kesme kuvvetine ve 22.68 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Şekil 4.32.'de ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve S_a-S_d grafiğinde gösterilmiştir. A-4 binasında 09EYPPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.33.'de model üstünde, Şekil 4.34'de kesit görünüşü olarak verilmiştir. A-4 binasında 09EYPPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.19.'da verildiği gibidir.



Şekil 4.33. A-4 binası 09EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.34. A-4 binası 09EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Çizelge 4.19. A-4 binasının 09EYPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0.0460	0	755	1	0	0	0	0	0	0	
1	0.9450	44.4511	692	64	0	0	0	0	0	0	
2	2.4937	80.0521	638	118	0	0	0	0	0	0	
3	3.9269	96.9519	619	137	0	0	0	0	0	0	
4	5.4202	105.1992	609	142	5	0	0	0	0	0	
5	7.0205	112.0327	592	125	39	0	0	0	0	0	
6	8.6613	117.7680	583	102	71	0	0	0	0	0	
7	10.2759	122.5863	572	97	87	0	0	0	0	0	756
8	11.8605	126.9284	564	94	83	15	0	0	0	0	
9	13.4304	130.8498	556	96	75	29	0	0	0	0	
10	14.9437	134.4193	551	96	57	52	0	0	0	0	
11	16.4583	137.8282	539	104	52	61	0	0	0	0	
12	18.2250	141.5350	530	110	41	75	0	0	0	0	
13	19.8485	144.6919	520	117	24	95	0	0	0	0	
14	22.6819	149.8055	514	120	25	96	0	1	0	0	

Çizelge 4.19.'da A-4 binasında 09EYPPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar toplam 15 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.05 cm'lik bir yatay deplasman görülmekteyken, göçme durumuna ulaşılan 15. adımda bina uzun doğrultuda 149.81 ton yatay yük etkisinde 22.68 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 756 adet plastik mafsallı potansiyeli taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 120'si B-IO (minimum hasar), 25'i IO-LS (belirgin hasar), 96'sı LS-CP (ileri hasar) ve 1'i de C-D (gerilmenin boşalıp kırılmaların başladığı bölge) aralığında olmak üzere 242 adedi plastik mafsallı davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 109.78 ton taban kesme kuvveti - 6.49 cm çatı yer değiştirmesi değerine en yakın ve kritik durum olan 5. adımda (112.03 ton taban kesme kuvveti - 7.02 cm çatı yer değiştirmesi) yapı genelinde 125 adet B-IO (minimum hasar) ve 39 adet IO-LS (belirgin hasar) özelliği gösteren plastik mafsallı vardır. Yapılan pushover analizi sonucu A-4 binasında en kritik plastik mafsalların 1. kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.33.). Yapının hasar görülebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 36 adet kiriş ve 18 adet kolon bulunmaktadır. A-4 binası performans noktası için 1. katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsallı değerleri Çizelge 4.20.'de, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.21.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.20. A-4 binası 1. kattaki taşıyıcı elemanların mafsalsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	19	12	5 (%13.8)	0 (%0.0)	36
Kolon	13	5	0	0	18

Çizelge 4.21. A-4 binası 1. kat kesme kuvveti özellikleri

Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	110.61
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	0.0
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsalsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	0.0
% B / A (< %20 olmalı)	% 0.0
% C / A (< %30 olmalı)	% 0.0

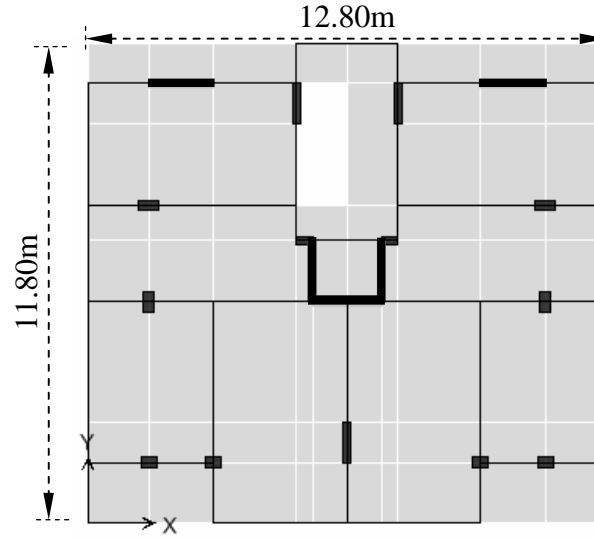
Çizelge 4.20. ve Çizelge 4.21.'e göre A-4 binası can güvenliği performans seviyesine sahiptir.

4.3.5. A-5 binasının sismik performansının belirlenmesi

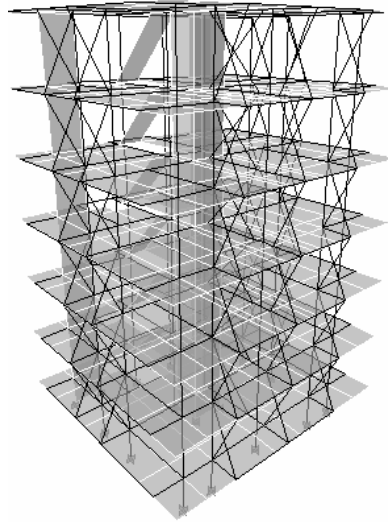
Sismik performansı bulunacak olan A-5 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.35.'de, planı Şekil 4.36.'da, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.37.'de verildiği gibidir.

A-5 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur.

**Şekil 4.35.** A-5 binasının ön cepheden fotoğrafı



Şekil 4.36. A-5 binasının planı



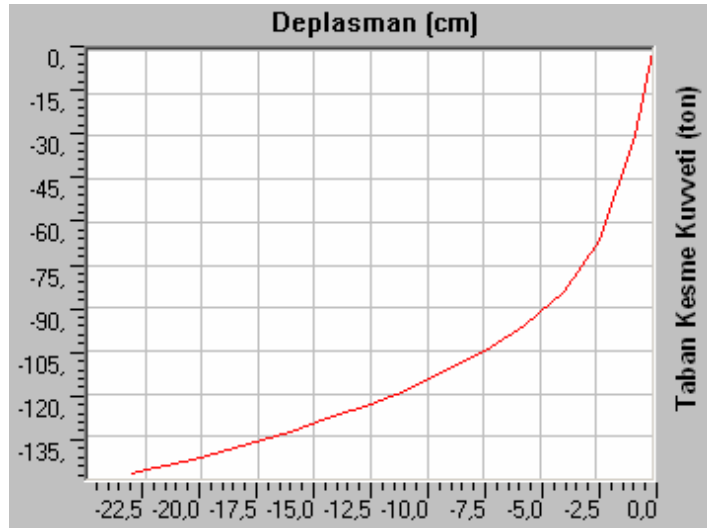
Şekil 4.37. A-5 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

Çizelge 4.22. A-5 binasının performans noktası değerleri

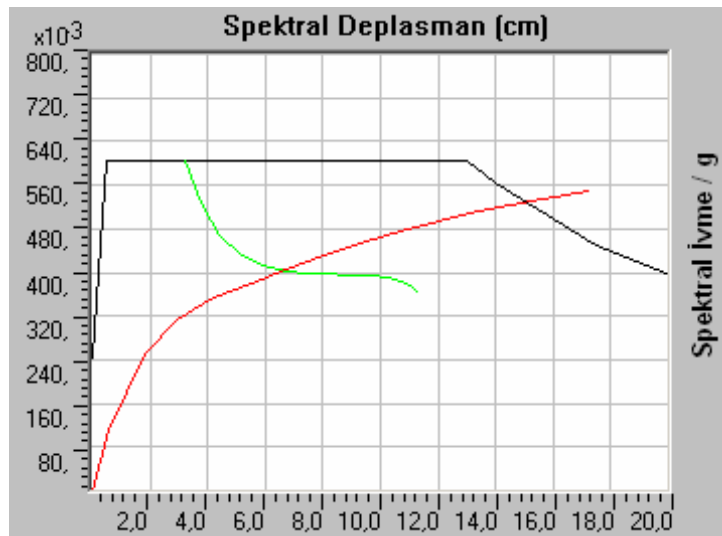
Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	120.71	4.13	0.433	4.022	120.25	4.40	0.432	4.265	119.93	4.63	0.430	4.496
EXNPUSH	124.88	4.44	0.444	4.311	124.31	4.70	0.443	4.562	123.81	4.94	0.443	4.797
EYPPUSH	112.62	7.51	0.409	5.562	111.39	8.09	0.405	5.979	110.67	8.63	0.403	6.369
EYNPUSH	113.32	7.82	0.408	5.747	112.30	8.41	0.406	6.176	111.57	8.99	0.403	6.600
09EXPPUSH	120.93	4.19	0.433	4.072	120.37	4.45	0.431	4.312	120.21	4.70	0.430	4.558
09EXNPUSH	124.45	4.45	0.443	4.327	123.78	4.71	0.442	4.572	123.54	4.96	0.442	4.826
09EYPPUSH	112.34	7.57	0.407	5.598	111.26	8.17	0.404	6.029	110.45	8.73	0.401	6.439
09EYNPUSH	113.16	7.84	0.408	5.765	112.17	8.43	0.405	6.196	111.55	9.01	0.403	6.614

En kritik yükleme durumuna hâkim modal yük dağılımının 09EYNPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.22). A-5 binasının 09EYNPUSH kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.38.'de, ADRS eğrisi Şekil 4.39.'da verildiği gibidir.

Şekil 4.38.'de A-5 binasının 09EYNPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 147.71 ton taban kesme kuvvetine ve 23.14 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Kapasite eğrisinin değerleri, uygulanan yükleme ve meydana gelen deplasmanlar -Y yönünde olduğu için normal eğrinin orijine göre



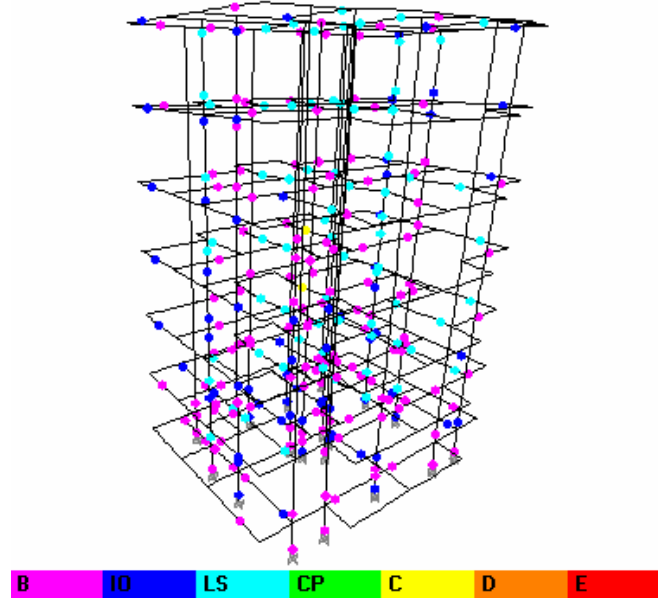
Şekil 4.38. A-5 binası 09EYNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi



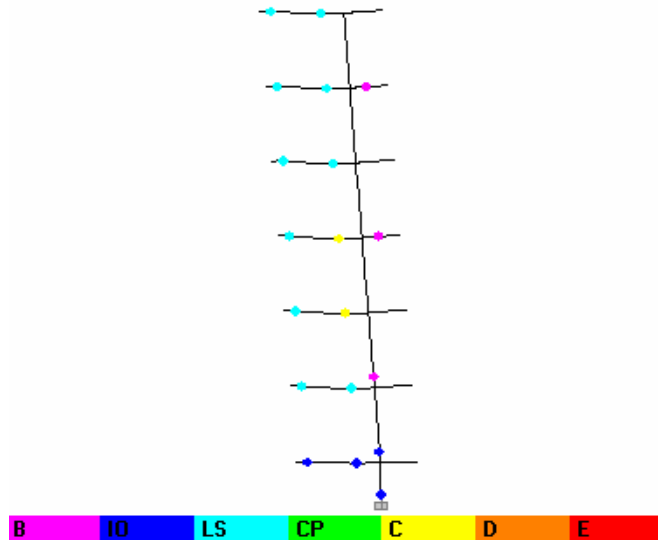
Şekil 4.39. A-5 binası 09EYNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

simetriği olmuştur (Şekil 4.38.). Şekil 4.39.'da ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve spektral ivme katsayısı – spektral deplasman grafiğinde gösterilmiştir.

A-5 binasında 09EYNPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.40.'da model üstünde, Şekil 4.41'de kesit görünüşü olarak verilmiştir. Ayrıca 09EYNPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.23.'de verildiği gibi çıkmıştır.



Şekil 4.40. A-5 binası 09EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.41. A-5 binası 09EYNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Çizelge 4.23. A-5 binasının 09EYNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0.0380	0	716	2	0	0	0	0	0	0	
1	-0.7747	-30.0368	665	53	0	0	0	0	0	0	
2	-2.3775	-66.6869	631	87	0	0	0	0	0	0	
3	-3.9387	-84.4514	601	117	0	0	0	0	0	0	
4	-5.7251	-96.3964	575	125	18	0	0	0	0	0	
5	-7.4717	-105.1073	556	124	38	0	0	0	0	0	
6	-9.1563	-112.1826	529	131	58	0	0	0	0	0	718
7	-10.9499	-118.6473	507	140	65	6	0	0	0	0	
8	-12.5266	-123.6597	488	145	58	27	0	0	0	0	
9	-14.4053	-128.9076	476	147	58	37	0	0	0	0	
10	-16.1145	-133.3528	462	156	59	41	0	0	0	0	
11	-17.9416	-137.8332	442	154	66	56	0	0	0	0	
12	-20.3570	-142.8000	433	150	70	65	0	0	0	0	
13	-23.1372	-147.7078	429	145	69	73	0	2	0	0	

Çizelge 4.23.'de A-5 binasında 09EYNPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar toplam 13 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.04 cm'lik bir yatay deplasman görülmekteyken, göçme durumuna ulaşılan 13. adımda bina kısa doğrultuda 147.71 ton yatay yük etkisinde 23.14 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 718 adet plastik mafsallı taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 145'i B-IO (minimum hasar), 69'u IO-LS (belirgin hasar), 73'ü LS-CP (ileri hasar) ve 2'si de C-D (gerilmelerin boşalıp kırılmaların başladığı bölge) aralığında olmak üzere 289 adedi plastik mafsallı davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 111.55 ton taban kesme kuvveti - 9.01 cm çatı yer değiştirmesi değerine karşılık gelen plastik mafsallı miktarları, Etabs programının ara değerleri doğrudan vermemesinden dolayı tam olarak bulunamaz. Bu nedenle en yakın ve kritik değerlere sahip olan 112.18 ton - 9.15 cm durumu esas alınmıştır. Söz konusu durumda yapı genelinde 131 adet B-IO (minimum hasar) ve 58 adet IO-LS (belirgin hasar) özelliği gösteren plastik mafsallı vardır. Yapılan pushover analizi sonucu A-5 binasında en kritik plastik mafsalların 3. kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.40.). Yapının hasar görebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 31 adet kiriş ve 18

adet kolon bulunmaktadır. A-5 binası performans noktası için 3. katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsal değerleri Çizelge 4.24.'de, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.25.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.24. A-5 binası 3. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	20	6	5 (%16.1)	0 (%0.0)	31
Kolon	14	4	0	0	18

Çizelge 4.25. A-5 binası 3. kat kesme kuvveti özellikleri

Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	94.49
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	0.0
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	0.0
% B / A (< %20 olmalı)	% 0.0
% C / A (< %30 olmalı)	% 0.0

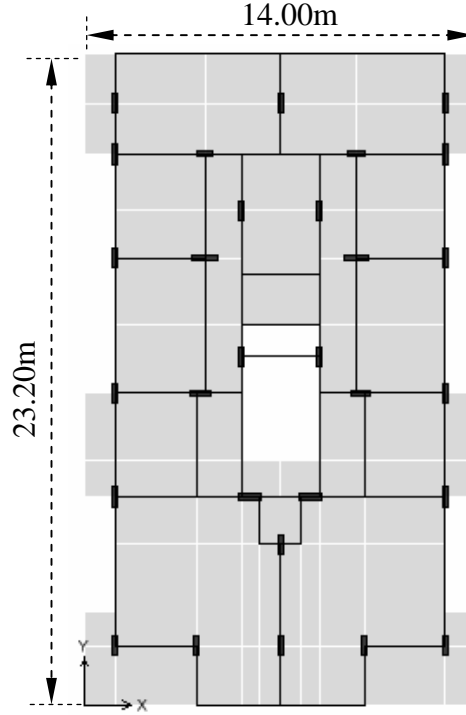
Çizelge 4.24. ve Çizelge 4.25.'e göre A-5 binası can güvenliği performans seviyesine sahiptir.

4.3.6. B-1 binasının sismik performansının belirlenmesi

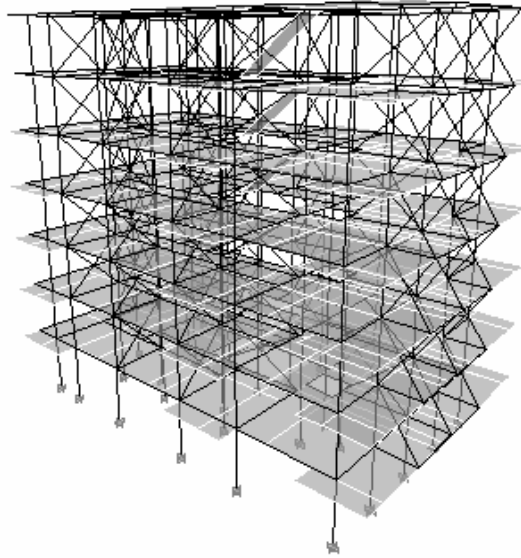
Sismik performansı bulunacak olan B-1 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.42.'de, planı Şekil 4.43.'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.44.'de verildiği gibidir.



Şekil 4.42. B-1 binasının ön cepheden fotoğrafı



Şekil 4.43. B-1 binasının planı

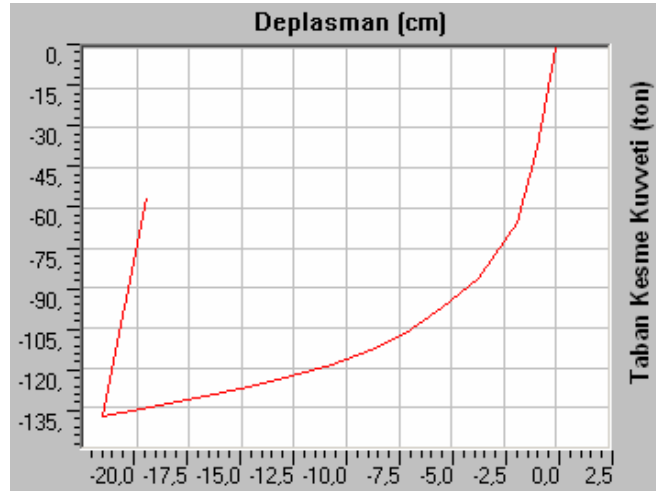


Şekil 4.44. B-1 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

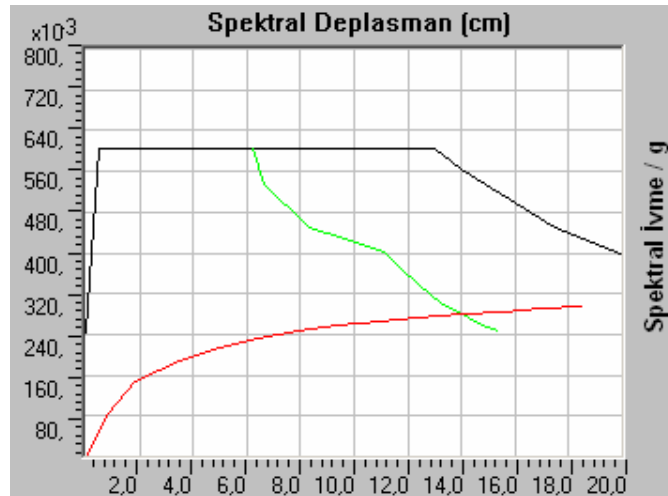
B-1 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna ELF dağılımının 09EXNPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.26). B-1 binasının 09EXNPUSH kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.45.'de, ADRS eğrisi Şekil 4.46.'da verildiği gibidir.

Çizelge 4.26. B-1 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	130.03	16.18	0.280	13.972	129.74	16.22	0.280	13.996	131.71	15.91	0.282	13.861
EXNPUSH	130.01	16.21	0.280	13.981	129.75	16.24	0.279	14.005	131.74	15.95	0.282	13.873
EYPPUSH	156.75	13.77	0.341	10.660	156.46	13.81	0.340	10.688	159.24	13.54	0.344	10.572
EYNPUSH	157.87	13.81	0.339	10.716	157.55	13.85	0.339	10.739	160.27	13.58	0.343	10.617
09EXPPUSH	130.33	16.15	0.281	13.967	130.05	16.19	0.280	13.992	131.99	15.90	0.283	13.867
09EXNPUSH	130.34	16.21	0.280	13.991	130.10	16.24	0.279	14.012	131.99	15.95	0.282	13.884
09EYPPUSH	156.53	13.84	0.339	10.712	156.17	13.87	0.338	10.732	158.92	13.61	0.342	10.622
09EYNPUSH	157.30	13.83	0.339	10.744	157.04	13.86	0.339	10.761	159.57	13.53	0.343	10.601

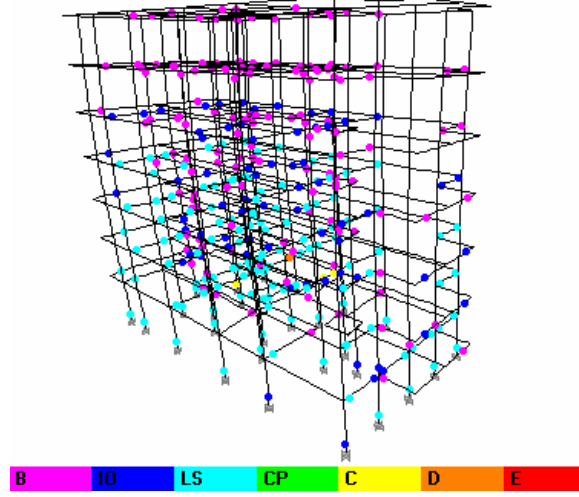


Şekil 4.45. B-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi

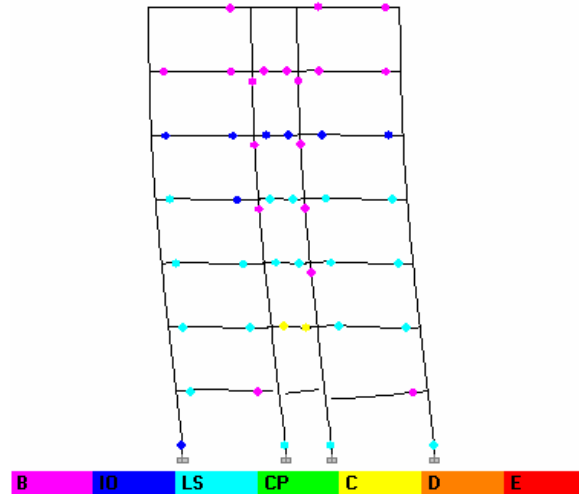


Şekil 4.46. B-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

Şekil 4.45.'de B-1 binasının 09EXNPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 137.99 ton taban kesme kuvvetine ve 21.62 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Kapasite eğrisinin değerleri, uygulanan yükleme ve meydana gelen deplasmanlar $-X$ yönünde olduğu için normal eğrinin orijine göre simetriği olarak görülmektedir (Şekil 4.45.). Şekil 4.46.'da ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve S_a-S_d grafiğinde gösterilmiştir. B-1 binasında 09EXNPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.47.'de model üstünde, Şekil 4.48'de kesit görünüşü olarak verilmiştir. B-1 binasında 09EXNPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.27.'de verilmiştir.



Şekil 4.47. B-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.48. B-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Çizelge 4.27. B-1 binasının 09EXNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	7.57E-04	0	1149	1	0	0	0	0	0	0	
1	-0.9333	-37.4939	1087	63	0	0	0	0	0	0	
2	-1.9112	-65.9223	1025	125	0	0	0	0	0	0	
3	-3.7230	-86.2126	993	157	0	0	0	0	0	0	
4	-5.4684	-97.6635	959	152	39	0	0	0	0	0	
5	-7.2001	-106.8924	931	151	68	0	0	0	0	0	
6	-8.9055	-113.4642	907	145	98	0	0	0	0	0	
7	-10.7228	-118.7914	888	130	115	17	0	0	0	0	1150
8	-12.5908	-123.1781	872	131	105	42	0	0	0	0	
9	-14.2724	-126.5924	855	130	93	72	0	0	0	0	
10	-16.2998	-130.2041	840	136	84	90	0	0	0	0	
11	-18.0089	-132.9791	823	145	66	116	0	0	0	0	
12	-19.8294	-135.5993	809	141	69	127	0	4	0	0	
13	-21.6210	-137.9860	807	143	69	127	0	3	1	0	

Çizelge 4.27.'de B-1 binasında 09EXNPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar 13 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.001 cm'lik bir yatay deplasman görülmekteyken, göçme durumuna ulaşılan 13. adımda bina kısa doğrultuda 137.99 ton yatay yük etkisinde 21.62 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 1150 adet plastik mafsallı taşıyan noktadan (kiriş ve kolon uç bölgeleri) 143'ü B-IO (minimum hasar), 69'u IO-LS (belirgin hasar), 127'si LS-CP (ileri hasar), 3'ü C-D (gerilmenin boşalıp kırılmaların başladığı aralık) ve 1'i de D-E (göçme bölgesi) aralığında olmak üzere 343 adedi plastik mafsallı davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 130.10 ton taban kesme kuvveti - 16.24 cm çatı yer değiştirmesi değerine en yakın adımda 136 adet B-IO (minimum hasar), 84 adet IO-LS (belirgin hasar) ve 90 adet LS-CP (ileri hasar) özelliği gösteren plastik mafsallı vardır.

Yapılan pushover analizi sonucu B-1 binasında en kritik plastik mafsalların zemin kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.47.). Yapının hasar görebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 60 adet kiriş ve 29 adet kolon bulunmaktadır. B-1 binası performans noktası için zemin katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsallı değerleri Çizelge 4.28.'de, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.29.'da verildiği gibidir.

Çizelge 4.28. B-1 binası zemin kattaki taşıyıcı elemanların mafsalsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	35	7	7 (%11.6)	11 (%18.3)	60
Kolon	0	0	15	14	29

Çizelge 4.29. B-1 binası zemin kat kesme kuvveti özellikleri

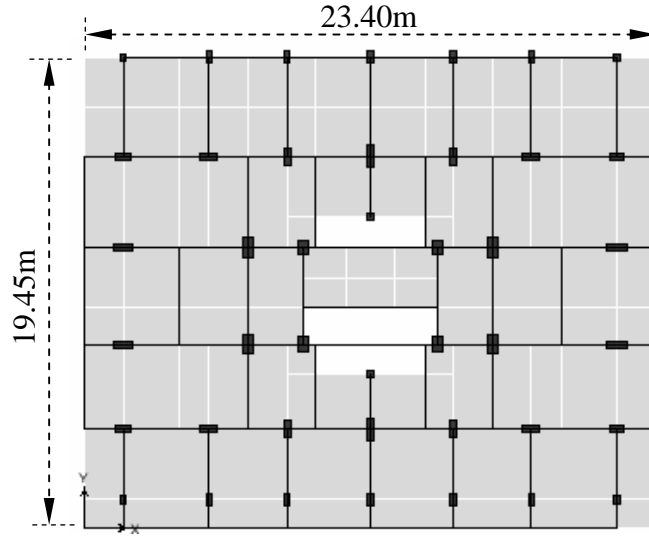
Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	130.2
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	70.2
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsalsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	0.0
% B / A (< %20 olmalı)	% 53.9
% C / A (< %30 olmalı)	% 0.0

Çizelge 4.28. ve Çizelge 4.29.'a göre B-1 binası zemin katındaki kolonların yalnızca birer uçları ileri hasar bölgesindedir. Ayrıca aynı katta ileri hasar almış 11 adet kiriş bulunmaktadır. Çizelgelere göre B-1 binası göçme öncesi performans seviyesine sahiptir.

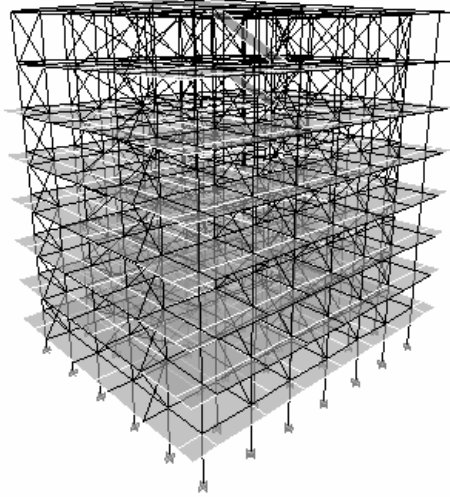
4.3.7. B-2 binasının sismik performansının belirlenmesi

Sismik performansı bulunacak olan B-2 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.49.'da, planı Şekil 4.50.'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.51.'de verilmiştir. B-2 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur.

**Şekil 4.49.** B-2 binasının ön cepheden fotoğrafı



Şekil 4.50. B-2 binasının planı

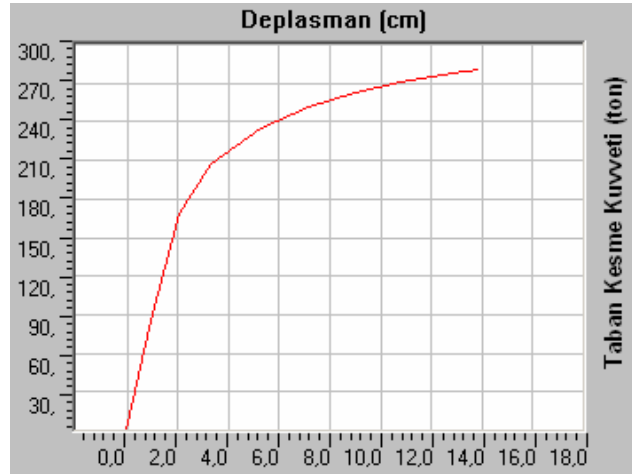


Şekil 4.51. B-2 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

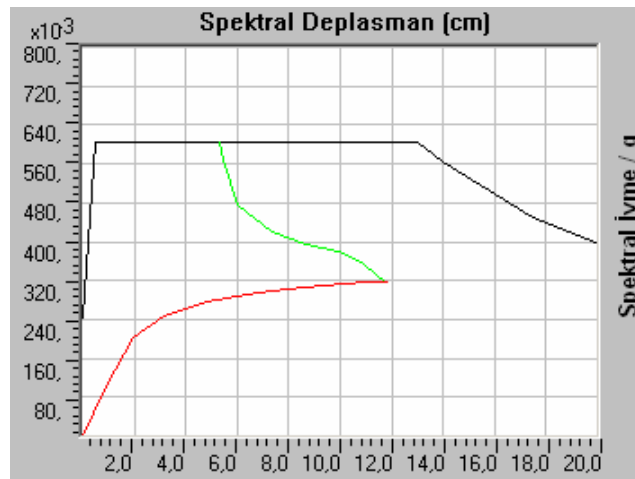
Çizelge 4.30. B-2 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V(Ton)	d(cm)	S _a	S _d (cm)	V(Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V(Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	-	-	-	-	297.80	13.17	0.335	10.629	302.09	12.88	0.338	10.488
EXNPUSH	-	-	-	-	300.91	14.07	0.320	11.064	305.76	14.01	0.320	11.063
EYPPUSH	280.68	13.65	0.318	11.678	-	-	-	-	285.39	13.46	0.321	11.584
EYNPUSH	299.70	13.23	0.325	11.417	-	-	-	-	303.29	13.03	0.327	11.316
09EXPPUSH	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
09EXNPUSH	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
09EYPPUSH	-	-	-	-	-	-	-	-	282.94	13.53	0.318	11.648
09EYNPUSH	303.24	13.01	0.331	11.516	-	-	-	-	311.24	12.84	0.339	11.424

En kritik yüklemeye üçgen dağılımının EYPPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.30). B-2 binasının EYPPUSH kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.52.'de, ADRS eğrisi Şekil 4.53.'de verildiği gibidir.



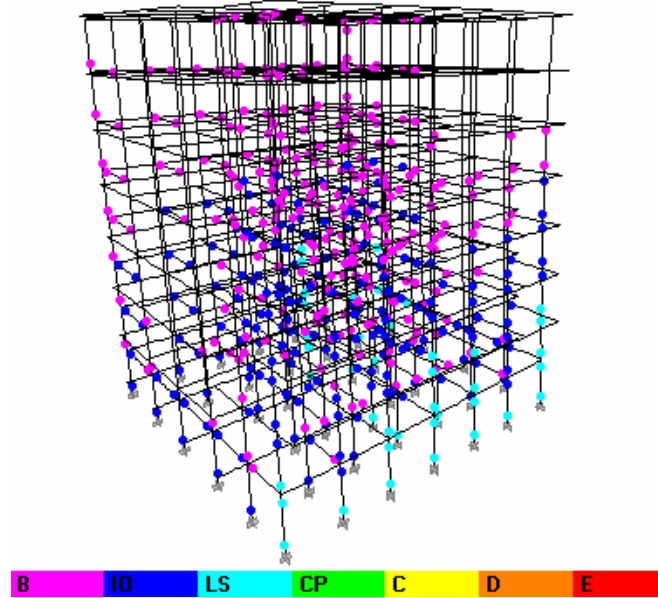
Şekil 4.52. B-2 binası EYPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi



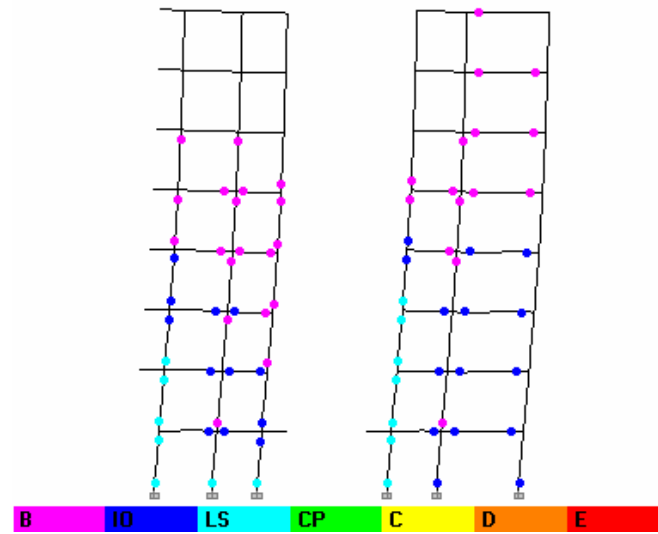
Şekil 4.53. B-2 binası EYPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

Şekil 4.52.'de B-2 binasının EYPPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 281,33 ton taban kesme kuvvetine ve 13,87 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Şekil 4.53.'de ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve S_a-S_d grafiğinde gösterilmiştir. B-2 binasında EYPPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.54.'de model üstünde, Şekil 4.55'de kesit görünüşü olarak verilmiştir. Mafsalların dağılımına bakarak kolonların kirişlerden daha fazla mafsallaşmaya uğradığı görülebilir.

B-2 binasında EYPPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.31.'de verildiği gibi çıkmıştır.



Şekil 4.54. B-2 binası EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.55. B-2 binası EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Çizelge 4.31. B-2 binasının EYPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0.0518	0	1883	1	0	0	0	0	0	0	1884
1	0.9216	85.4502	1759	125	0	0	0	0	0	0	

Çizelge 4.31. (Devam) B-2 binasının EYPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
2	2.0425	168.0964	1629	254	1	0	0	0	0	0	
3	3.3268	206.8372	1532	327	25	0	0	0	0	0	
4	5.2745	235.4444	1494	315	75	0	0	0	0	0	
5	7.1575	251.2935	1451	298	133	2	0	0	0	0	1884
6	8.9989	262.9967	1404	288	184	8	0	0	0	0	
7	10.8296	271.3704	1375	279	205	25	0	0	0	0	
8	13.8700	281.3271	1361	279	204	40	0	0	0	0	

Çizelge 4.31.'de B-2 binasında EYPPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar 8 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.05 cm'lik bir yatay deplasman görülmekteyken, göçme durumuna ulaşılan 8. adımda bina kısa doğrultuda 281.33 ton yatay yük etkisinde 13.87 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 1884 adet plastik mafsal potansiyeli taşıyan noktadan 279'u B-IO (minimum hasar), 204'ü IO-LS (belirgin hasar) ve 40'ı LS-CP (ileri hasar) aralığında olmak üzere 523 adedi plastik mafsal davranışı göstermeye başlamıştır. Bu adım aynı zamanda performans noktasının bulunduğu 280.68 ton taban kesme kuvveti - 13.65 cm çatı yer değiştirmesi değerine en yakın duruma karşılık gelmektedir.

Yapılan pushover analizi sonucu B-2 binasında en kritik plastik mafsalların zemin kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.54.). Yapının hasar görebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 81 adet kiriş ve 42 adet kolon bulunmaktadır.

B-2 binası performans noktası için zemin katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsal değerleri Çizelge 4.32.'de, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.33.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.32. B-2 binası zemin kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	46	6	29 (%35.8)	0 (%0.0)	81
Kolon	0	0	27	15	42

Çizelge 4.33. B-2 binası zemin kat kesme kuvveti özellikleri

Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	281.33
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	73.99
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	281.33
% B / A (< %20 olmalı)	% 26.3
% C / A (< %30 olmalı)	% 100.0

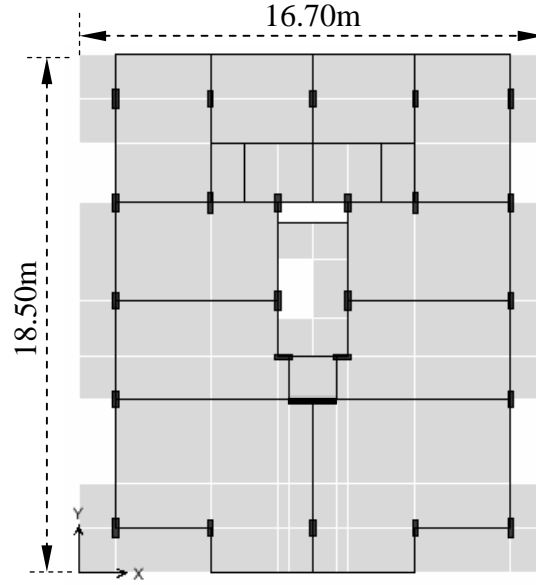
Çizelge 4.32. ve Çizelge 4.33.'e göre B-2 binası zemin katında 29 adet belirgin seviyede hasarlı kiriş ve 15 adet ileri seviyede hasarlı kolon olduğu ve bu kata gelen kesme kuvvetlerinin tamamı belirgin veya ileri hasarlı kolonlar tarafından taşındığı için göçme durumu performans seviyesine sahiptir.

4.3.8. B-3 binasının sismik performansının belirlenmesi

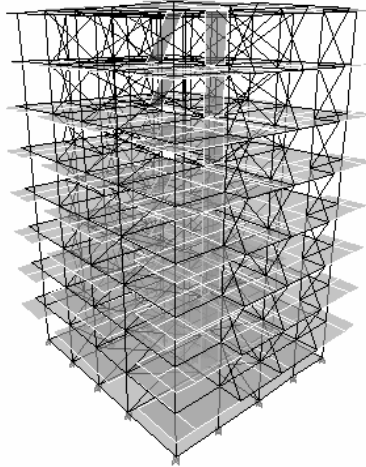
Sismik performansı bulunacak olan B-3 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.56.'da, planı Şekil 4.57.'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.58.'de verildiği gibidir.

B-3 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yüklemeye ELF dağılımının EXPPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.34).

**Şekil 4.56.** B-3 binasının ön cepheden fotoğrafı



Şekil 4.57. B-3 binasının planı

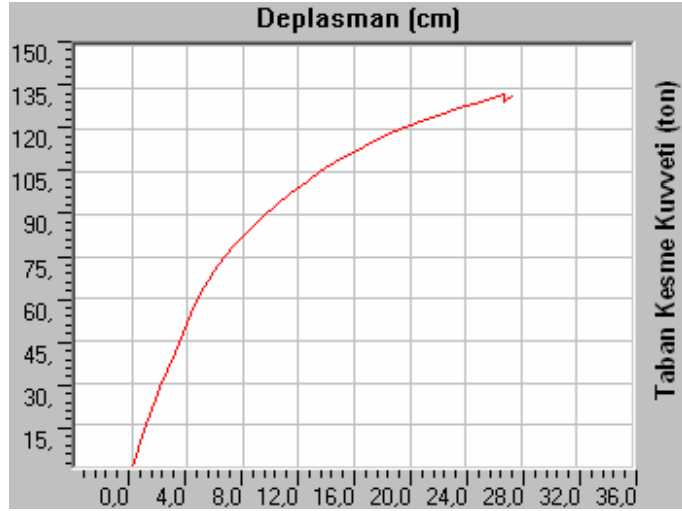


Şekil 4.58. B-3 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

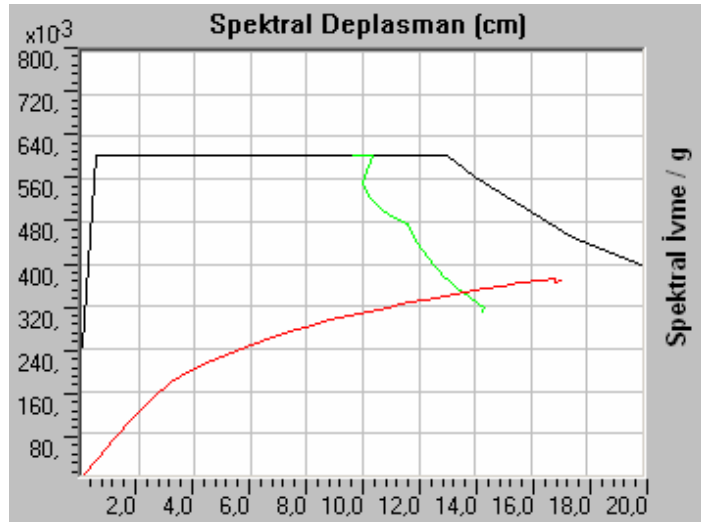
Çizelge 4.34. B-3 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	123.64	21.07	0.346	13.546	123.56	21.08	0.346	13.553	124.40	21.07	0.347	13.549
EXNPUSH	121.87	20.12	0.358	13.311	-	-	-	-	-	-	-	-
EYPPUSH	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EYNPUSH	104.17	14.49	0.270	13.097	-	-	-	-	103.91	14.52	0.269	13.159
09EXPPUSH	123.67	21.07	0.346	13.546	123.56	21.08	0.346	13.553	124.40	21.07	0.347	13.549
09EXNPUSH	121.87	20.12	0.358	13.311	-	-	-	-	-	-	-	-
09EYPPUSH	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
09EYNPUSH	104.17	14.49	0.270	13.097	-	-	-	-	103.91	14.52	0.269	13.159

B-3 binasının EXPPUSH kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.59.'da, ADRS eğrisi Şekil 4.60.'da verildiği gibidir.

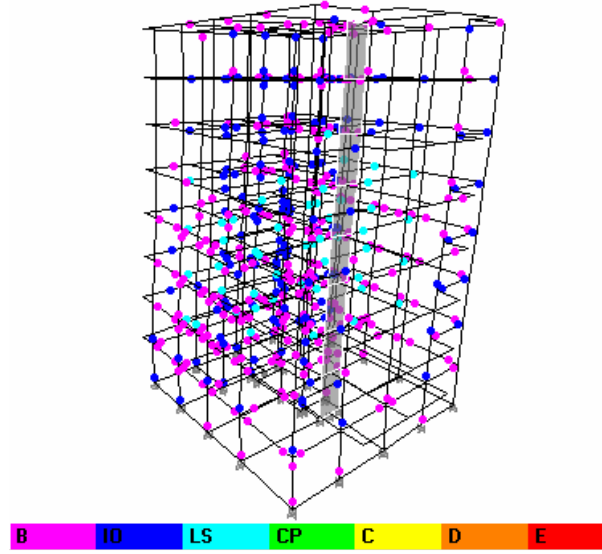


Şekil 4.59. B-3 binası EXPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi

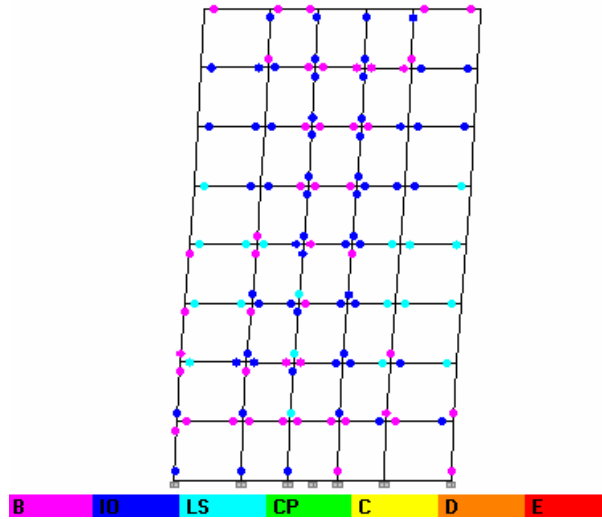


Şekil 4.60. B-3 binası EXPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

Şekil 4.59.'da B-3 binasının EXPPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 131.90 ton taban kesme kuvvetine ve 27.44 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Şekil 4.60.'da yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve spektral ivme katsayısı – spektral deplasman grafiğinde gösterilmiştir. B-3 binasında EXPPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsallar Şekil 4.61.'de model üstünde, Şekil 4.62'de kesit görünüşü olarak verilmiştir.



Şekil 4.61. B-3 binası EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.62. B-3 binası EXPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

B-3 binasında EXPPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.35.'de verildiği gibi çıkmıştır.

Çizelge 4.35. B-3 binasının EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-4.70E-04	0	1204	0	0	0	0	0	0	0	
1	0.9595	13.0083	1204	0	0	0	0	0	0	0	1204
2	1.9195	26.0166	1203	1	0	0	0	0	0	0	

Çizelge 4.35. (Devam) B-3 binasının EXPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
3	2.0799	28.1902	1189	15	0	0	0	0	0	0	
4	3.0803	41.1124	1168	36	0	0	0	0	0	0	
5	4.2563	54.7204	1142	62	0	0	0	0	0	0	
6	5.2311	64.3638	1097	107	0	0	0	0	0	0	
7	6.2687	72.0933	1073	131	0	0	0	0	0	0	
8	7.3335	78.5421	1047	157	0	0	0	0	0	0	
9	8.3298	83.8887	1026	178	0	0	0	0	0	0	
10	9.3982	88.9632	1003	197	4	0	0	0	0	0	
11	10.4567	93.5449	982	215	7	0	0	0	0	0	
12	11.4400	97.4851	959	226	19	0	0	0	0	0	
13	12.5845	101.6946	942	231	31	0	0	0	0	0	
14	13.5498	104.9305	915	244	45	0	0	0	0	0	
15	14.5828	108.2368	896	237	71	0	0	0	0	0	
16	15.6848	111.4021	874	252	78	0	0	0	0	0	1204
17	16.7678	114.2853	853	257	94	0	0	0	0	0	
18	17.8864	117.0217	832	267	105	0	0	0	0	0	
19	18.8923	119.2811	815	274	113	2	0	0	0	0	
20	20.0988	121.6939	800	280	119	5	0	0	0	0	
21	21.1823	123.7519	782	282	128	12	0	0	0	0	
22	22.4496	125.9875	765	289	134	16	0	0	0	0	
23	23.5977	127.8883	750	285	141	28	0	0	0	0	
24	24.6204	129.4939	741	282	143	38	0	0	0	0	
25	25.9320	131.4072	733	277	154	40	0	0	0	0	
26	26.7765	132.5963	730	276	157	41	0	0	0	0	
27	26.7774	130.1520	728	278	157	41	0	0	0	0	
28	27.4372	131.9036	726	274	155	49	0	0	0	0	

Çizelge 4.35.'de B-3 binasında EXPPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar 28 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.004 cm'lik bir yatay deplasman görülmekte iken, göçme durumuna ulaşılan 28. adımda bina kısa doğrultuda 131.90 ton yatay yük etkisinde 27.44 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 1204 adet plastik mafsal potansiyeli taşıyan noktadan 274'ü B-IO (minimum hasar), 155'i IO-LS (belirgin hasar) ve 49'u LS-CP (ileri hasar) aralığında olmak üzere 478 adedi plastik mafsal davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 123.56 ton taban kesme kuvveti - 21.08 cm çatı yer değiştirmesi değerine karşılık gelen adımda (123.75 ton - 21.18 cm) yapı genelinde 282 adet B-IO (minimum

hasar), 128 adet IO-LS (belirgin hasar) ve 12 adet LS-CP (ileri hasar) özelliği gösteren plastik mafsalları oluşmuştur. Yapılan pushover analizi sonucu B-3 binasında en kritik plastik mafsalların 2. kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.61.). Yapının hasar görebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 46 adet kiriş ve 24 adet kolon bulunmaktadır. B-3 binası performans noktası için 2. katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsalları değerleri Çizelge 4.36.'da, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.37.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.36. B-3 binası 2. kattaki taşıyıcı elemanların mafsalları özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	19	14	9 (%19.6)	4 (%8.7)	46
Kolon	10	9	4	1	24

Çizelge 4.37. B-3 binası 2. kat kesme kuvveti özellikleri

Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	113.52
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	0.51
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsalları bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	0.51
% B / A (< %20 olmalı)	% 0.4
% C / A (< %30 olmalı)	% 0.4

Çizelge 4.36. ve Çizelge 4.37.'ye göre B-3 binası can güvenliği performans seviyesine sahiptir.

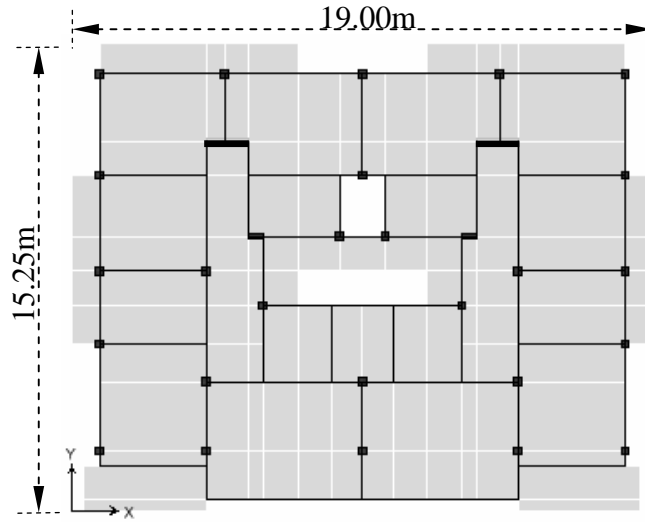
4.3.9. C-1 binasının sismik performansının belirlenmesi

Performansı bulunacak olan C-1 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.63.'de, planı Şekil 4.64.'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.65.'de verilmiştir. Ayrıca C-1 binası zorlanmış titreşim deneyi uygulanmış yapılardan biridir.

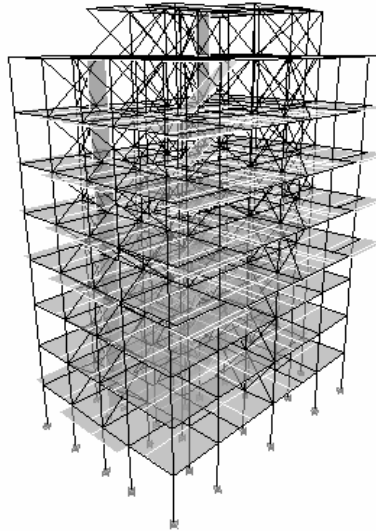
C-1 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna üçgen dağılımın 09EXNPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.38). Bu yükleme kombinasyonu için pushover analizi ile bulunan kapasite eğrisi Şekil 4.66.'da, ADRS eğrisi Şekil 4.67.'de verilmiştir.



Şekil 4.63. C-1 binasının ön cepheden fotoğrafı



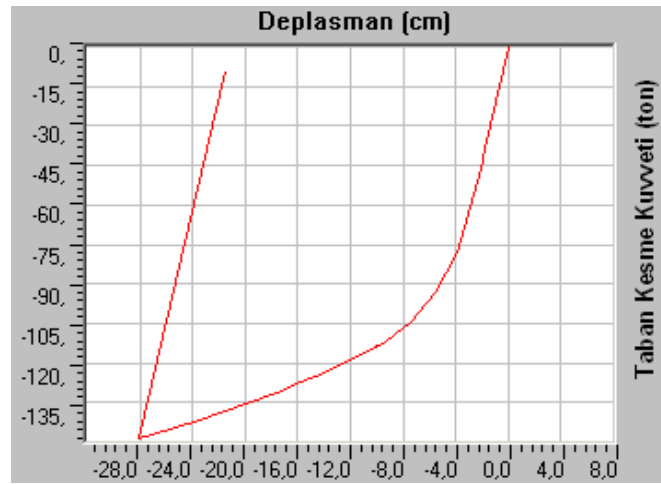
Şekil 4.64. C-1 binasının planı



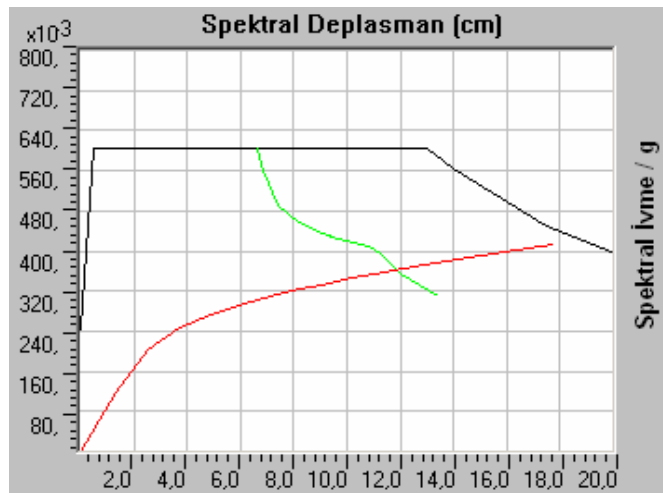
Şekil 4.65. C-1 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

Çizelge 4.38. C-1 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	-	-	-	-	139.67	17.30	0.371	11.587	-	-	-	-
EXNPUSH	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
EYPPUSH	141.27	13.48	0.386	8.997	149.20	12.43	0.371	8.909	142.35	13.94	0.370	9.831
EYNPUSH	-	-	-	-	149.70	13.71	0.366	9.810	142.80	14.69	0.365	10.351
09EXPPUSH	132.47	18.31	0.362	11.789	141.26	17.24	0.373	11.602	-	-	-	-
09EXNPUSH	132.62	18.44	0.362	11.861	141.86	17.20	0.376	11.648	134.00	18.00	0.361	12.034
09EYPPUSH	140.34	13.58	0.386	9.054	148.50	12.65	0.369	9.063	141.61	14.12	0.368	9.951
09EYNPUSH	-	-	-	-	149.18	13.78	0.364	9.865	141.38	14.84	0.363	10.445



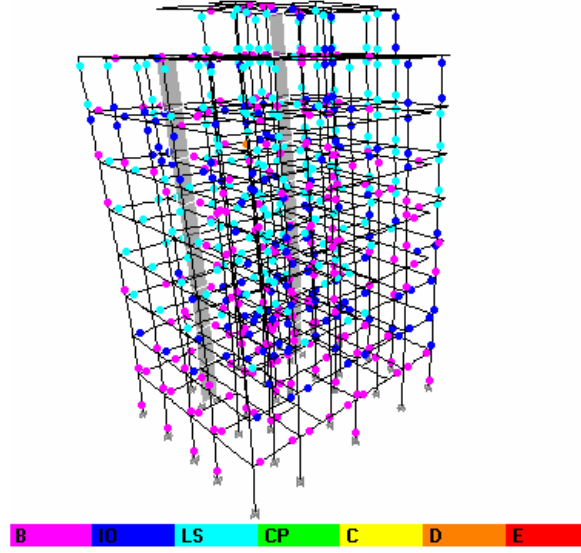
Şekil 4.66. C-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi



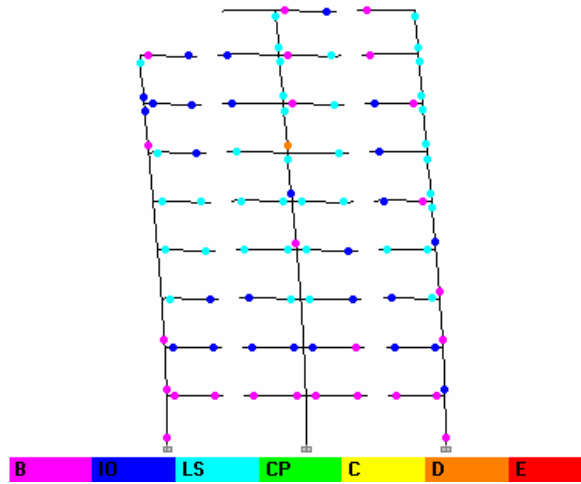
Şekil 4.67. C-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

Şekil 4.66.'da C-1 binasının 09EXNPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 148.39 ton taban kesme kuvvetine ve 28.02 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir. Şekil 4.67.'de ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve S_a-S_d grafiğinde gösterilmiştir. C-1 binasında 09EXNPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.68'de model üstünde, Şekil 4.69'da kesit görünüşü olarak verilmiştir.

C-1 binasında 09EXNPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.39.'da verildiği gibi çıkmıştır.



Şekil 4.68. C-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.69. C-1 binası 09EXNPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

Çizelge 4.39. C-1 binasının 09EXNPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	0.0036	0	1332	0	0	0	0	0	0	0	
1	-1.7340	-38.3933	1330	2	0	0	0	0	0	0	
2	-2.0823	-46.0894	1228	104	0	0	0	0	0	0	
3	-3.8693	-78.1398	1105	227	0	0	0	0	0	0	
4	-5.6138	-93.6237	1022	306	4	0	0	0	0	0	
5	-7.4078	-104.1605	958	354	20	0	0	0	0	0	
6	-9.2911	-111.8453	935	366	31	0	0	0	0	0	
7	-10.0375	-114.3818	935	364	33	0	0	0	0	0	
8	-10.0384	-113.2516	935	362	35	0	0	0	0	0	
9	-10.0742	-113.5382	931	365	36	0	0	0	0	0	
10	-10.1097	-113.7265	891	347	94	0	0	0	0	0	1332
11	-12.0656	-119.1624	873	290	169	0	0	0	0	0	
12	-13.9185	-123.5342	853	258	221	0	0	0	0	0	
13	-15.7661	-127.4763	834	237	252	9	0	0	0	0	
14	-17.6352	-131.1515	808	236	259	29	0	0	0	0	
15	-19.4903	-134.5556	792	233	251	56	0	0	0	0	
16	-21.5165	-138.0999	774	225	227	106	0	0	0	0	
17	-23.5279	-141.4458	753	237	177	165	0	0	0	0	
18	-25.7748	-145.0463	734	238	154	205	0	1	0	0	
19	-28.0225	-148.3888	729	243	154	205	0	0	1	0	

Çizelge 4.39.'da C-1 binasında 09EXNPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar 19 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.003 cm'lik bir yatay deplasman görülmekte iken, göçme durumuna ulaşılan 19. adımda bina uzun doğrultuda 148.39 ton yatay yük etkisinde 28.02 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 1332 adet plastik mafsal potansiyeli taşıyan noktadan 243'ü B-IO (minimum hasar) ve 154'ü IO-LS (belirgin hasar), 205'i LS-CP (ileri hasar) ve 1'i de D-E (göçme bölgesi) aralığında olmak üzere 603 adedi plastik mafsal davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 132.62 ton taban kesme kuvveti - 18.44 cm çatı yer değiştirmesi değerine karşılık gelen plastik mafsal miktarları, Etabs programının ara değerleri doğrudan vermemesinden dolayı tam olarak bulunamamıştır. Bu nedenle en

yakın ve kritik değerlere sahip olan 134.56 ton – 19.49 cm durumu esas alınmıştır. Söz konusu durumda yapı genelinde 233 adet B-IO (minimum hasar), 251 adet IO-LS (belirgin hasar) ve 56 adet LS-CP (ileri hasar) özelliği gösteren plastik mafsal vardır.

Yapılan pushover analizi sonucu C-1 binasında en kritik plastik mafsalların 7. kattaki kiriş ve kolon uçlarında olduğu görülebilir (Şekil 4.68.). Yapının hasar görebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 52 adet kiriş ve 28 adet kolon bulunmaktadır. C-1 binası performans noktası için 7. katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsal değerleri Çizelge 4.40.'da, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.41.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.40. C-1 binası 7. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	38	12	2 (%3.8)	0 (%0.0)	52
Kolon	1	0	16	11	28

Çizelge 4.41. C-1 binası 7. kat kesme kuvveti özellikleri

Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	50.84
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	18.39
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	39.63
% B / A (< %20 olmalı)	% 36.2
% C / A (< %30 olmalı)	% 77.9

Çizelge 4.40. ve Çizelge 4.41.'e göre C-1 binası göçme durumu performans seviyesine sahiptir.

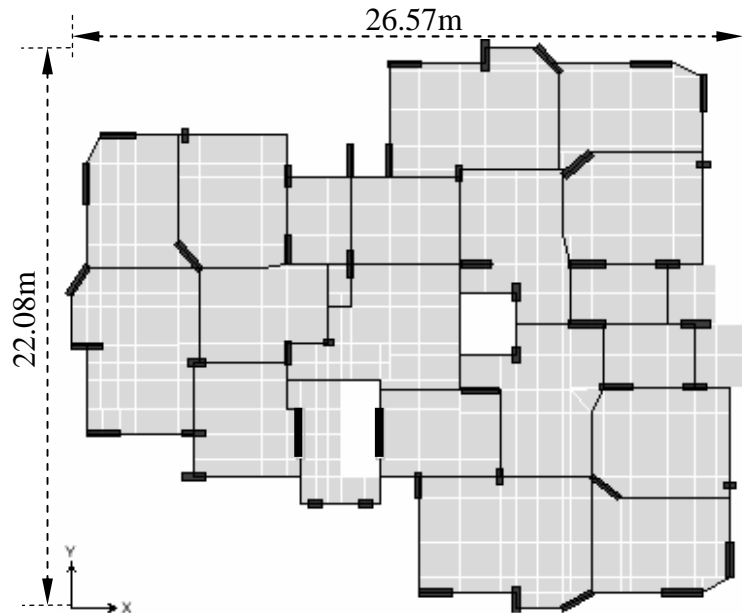
4.3.10. C-2 binasının sismik performansının belirlenmesi

C-2 binası zorlanmış titreşim deneyi uygulanmış yapılardan biridir. Ayrıca tez çalışmasının hazırlandığı sırada söz konusu binada ODTÜ İnşaat Mühendisliği bölümünden Prof. Dr. Güney ÖZCEBE'nin danışmanlığını yaptığı bir güçlendirme çalışması yürütülmektedir. C-2 binasında narin kolon tasarımı, donatılarda korozyon oluşumu ve elemanların paspayı mesafelerindeki kayıplar gibi sorunların görülmesi nedeniyle güçlendirme yapılmaktadır. C-2 binasının ön cepheden fotoğrafı Şekil 4.70.'de, planı Şekil 4.71.'de, 3 boyutlu Etabs modeli Şekil 4.72.'de verilmiştir.

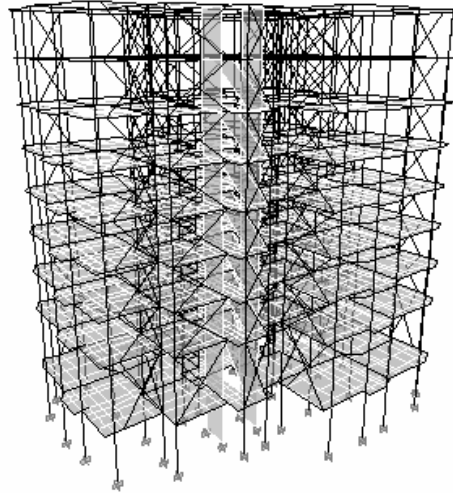
C-2 binası modeline Çizelge 4.2.'de belirtilmiş olan yükleme kombinasyonları uygulanmış ve her bir kombinasyon için yapının performans noktası bulunmuştur. En kritik yükleme durumuna üçgen dağılımın EYPPUSH kombinasyonunda ulaşılmıştır (Çizelge 4.42). C-2 binasının EYPPUSH yüklemesi kombinasyonu için pushover analizi ile elde edilen kapasite eğrisi Şekil 4.73.'de, ADRS eğrisi Şekil 4.74.'de verildiği gibidir.



Şekil 4.70. C-2 binasının ön cepheden fotoğrafı



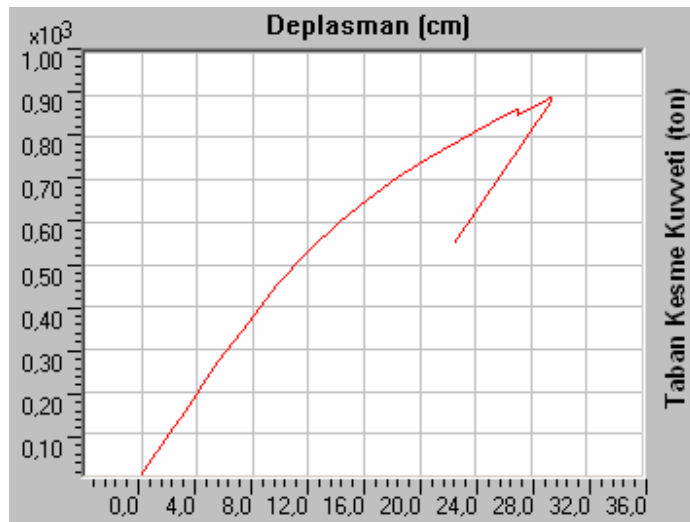
Şekil 4.71. C-2 binasının planı



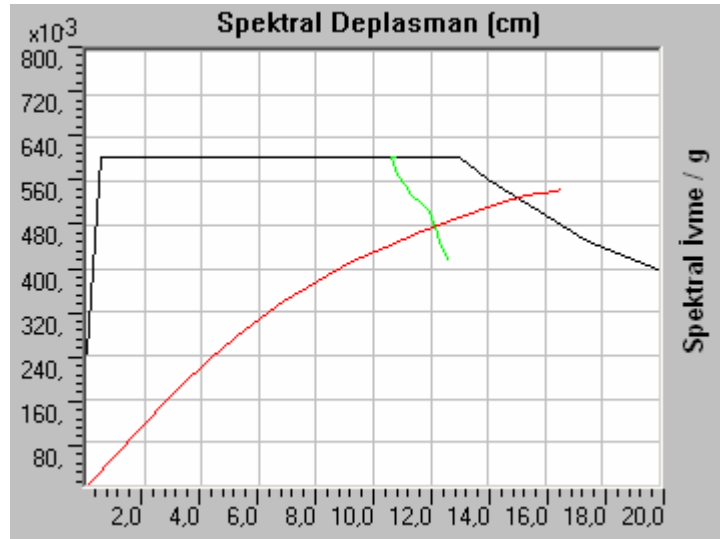
Şekil 4.72. C-2 binasının 3 boyutlu Etabs modeli

Çizelge 4.42. C-2 binasının performans noktası değerleri

Komb.	Üçgen Dağılım				Eşdeğer Yatay Dağılım				Hâkim Modal Dağılım			
	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	V (Ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)
EXPPUSH	708.64	13.18	0.422	12.310	716.38	13.04	0.425	12.209	723.28	12.88	0.428	12.123
EXNPUSH	724.11	12.97	0.445	12.214	732.70	12.81	0.449	12.106	740.12	12.62	0.452	12.016
EYPPUSH	765.29	21.34	0.477	12.113	777.48	21.10	0.483	11.988	789.13	20.80	0.488	11.883
EYNPUSH	743.80	20.82	0.490	12.089	753.95	20.57	0.496	11.955	761.78	20.22	0.498	11.808
09EXPPUSH	707.57	13.24	0.420	12.352	715.33	13.09	0.424	12.240	722.27	12.93	0.426	12.154
09EXNPUSH	-	-	-	-	729.78	12.86	0.447	12.132	738.60	12.67	0.450	12.040
09EYPPUSH	764.31	21.37	0.476	12.115	776.81	21.12	0.482	11.992	787.76	20.82	0.487	11.879
09EYNPUSH	743.33	20.83	0.490	12.097	752.97	20.57	0.495	11.962	761.73	20.26	0.499	11.837



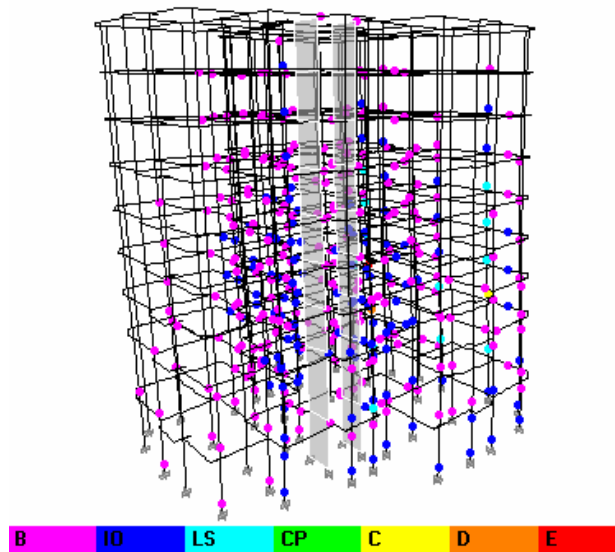
Şekil 4.73. C-2 binası EYPPUSH yüklemesi için kapasite eğrisi



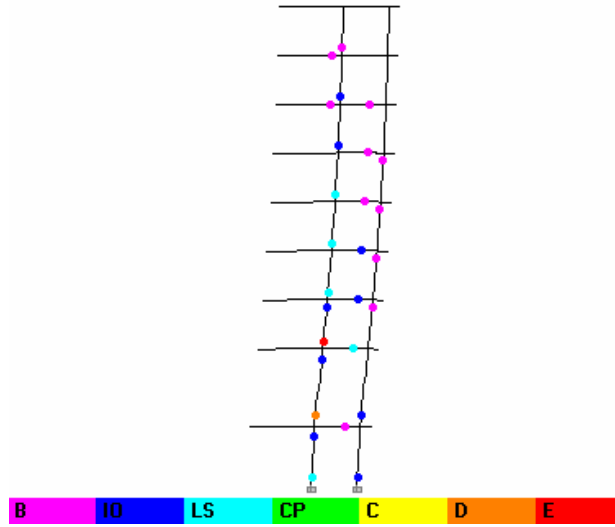
Şekil 4.74. C-2 binası EYPPUSH yüklemesi için kapasite ve talep spektrumu eğrileri

Şekil 4.73.'de C-2 binasının EYPPUSH yüklemesi etkisi ile meydana gelen kapasite eğrisi gösterilmiştir. Yapının bu yükleme etkisinde en fazla 892.21 ton taban kesme kuvvetine ve 29.48 cm çatı yer değiştirmesine dayanabildiği, bu noktadan sonra göçmeye uğradığı görülmektedir.

Şekil 4.74.'de ise yapının kapasite ve talep spektrumları ADRS formatına dönüştürülmüş ve spektral ivme katsayısı – spektral ivme grafiğinde gösterilmiştir. C-2 binasında EYPPUSH yüklemesi ile oluşan nihai plastik mafsalların yerleri Şekil 4.75'de model üstünde, Şekil 4.76'da kesit görünüşü olarak verilmiştir.



Şekil 4.75. C-2 binası EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (3 Boyutlu görünüş)



Şekil 4.76. C-2 binası EYPPUSH yüklemesi plastik mafsalları (kesit görünüşü)

C-2 binasında EYPPUSH yükleme kombinasyonu ile oluşan nihai plastik mafsalların kuvvet ve deplasman durumuna göre miktarları ve seviyeleri Çizelge 4.43.'de verildiği gibi çıkmıştır.

Çizelge 4.43. C-2 binasının EYPPUSH yüklemesindeki plastik mafsallaşma durumu

Adım	Deplasman (cm)	Tab.Kes.Kuv. (Ton)	A-B	B-IO	IO-LS	LS-CP	CP-C	C-D	D-E	>E	Toplam
0	-0.0417	0	2286	0	0	0	0	0	0	0	
1	2.0223	100.7917	2284	2	0	0	0	0	0	0	
2	3.1118	153.9916	2277	9	0	0	0	0	0	0	
3	5.5568	269.6941	2270	16	0	0	0	0	0	0	
4	7.6874	365.8559	2243	43	0	0	0	0	0	0	
5	9.7695	451.8609	2198	87	1	0	0	0	0	0	
6	12.0373	533.4355	2159	122	5	0	0	0	0	0	
7	14.1249	597.7989	2115	159	12	0	0	0	0	0	
8	16.2475	654.9002	2074	188	23	1	0	0	0	0	
9	18.3458	704.1712	2033	216	33	4	0	0	0	0	
10	20.6028	751.1981	1993	233	55	5	0	0	0	0	
11	22.8924	794.7409	1959	243	75	9	0	0	0	0	
12	25.0317	831.9827	1926	254	96	9	0	1	0	0	
13	27.0385	864.4698	1924	251	101	9	0	0	1	0	
14	27.0307	853.8583	1892	262	117	14	0	0	1	0	
15	29.1864	887.0043	1889	263	119	13	0	1	1	0	
16	29.4792	888.0256	1888	264	119	12	0	1	2	0	
17	29.4834	892.2133	1888	264	119	12	0	1	1	1	

2286

Çizelge 4.43.'de C-2 binasında EYPPUSH yüklemesine göre oluşan plastik mafsallar 17 adımda gösterilmiştir. Binada sadece düşey yüklerin bulunduğu 0. adımda, söz konusu yüklerden dolayı meydana gelen 0.04 cm'lik bir yatay deplasman görülmektedirken, göçme durumuna ulaşılan 17. adımda bina kısa doğrultuda 892.21 ton yatay yük etkisinde 29.48 cm yer değiştirme yapmıştır. Bu adımda binadaki toplam 2286 adet plastik mafsal potansiyeli taşıyan noktadan 264'ü B-IO (minimum hasar), 119'u IO-LS (belirgin hasar), 12'si LS-CP (ileri hasar) ve birer tanesi de C-D (gerilmenin boşalıp kırılmaların başladığı aralık), D-E (göçme bölgesi) ve >E (tamamen göçme noktası) aralığında olmak üzere toplam 398 adedi plastik mafsal davranışı göstermeye başlamıştır. Performans noktasının bulunduğu 765.29 ton taban kesme kuvveti - 21.34 cm çatı yer değiştirmesi değerine karşılık gelen plastik mafsal miktarları, Etabs programının ara değerleri doğrudan vermemesinden dolayı tam olarak bulunamaz. Bu nedenle en yakın ve kritik değerlere sahip olan 794.74 ton – 22.89 cm durumu esas alınmıştır. Söz konusu durumda yapı genelinde 243 adet B-IO (minimum hasar), 75 adet IO-LS (belirgin hasar) ve 9 adet LS-CP (ileri hasar) özelliği gösteren plastik mafsal vardır. Yapılan pushover analizi sonucu C-2 binasında en kritik plastik mafsalların 1. kattaki kiriş ve kolon uçlarında oluştuğu görülebilir (Şekil 4.75.). Yapının hasar görülebilirliğini bulmak amacıyla bu kat esas alınmıştır. Bu katta 81 adet kiriş ve 46 adet kolon bulunmaktadır. C-2 binası performans noktası için 1. katın taşıyıcı elemanları ile ilgili plastik mafsal değerleri Çizelge 4.44.'de, kesme kuvvetleri ile ilgili değerleri Çizelge 4.45.'de verildiği gibidir.

Çizelge 4.44. C-2 binası 1. kattaki taşıyıcı elemanların mafsal özellikleri

	A-B	B-IO (minimum)	IO-LS (belirgin)	LS-CP (ileri)	Toplam
Kiriş	54	15	12 (% 14.8)	0 (%0.0)	81
Kolon	26	14	3	3	46

Çizelge 4.45. C-2 binası 1. kat kesme kuvveti özellikleri

Kata gelen toplam kesme kuvveti (ton): A	777.08
İleri hasarlı kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): B	34.13
İki ucunda da minimum hasar seviyesinin üstünde mafsal bulunan kolonların taşıdığı kesme kuvveti (ton): C	0.0
% B / A (< %20 olmalı)	% 4.4
% C / A (< %30 olmalı)	% 0.0

Çizelge 4.44. ve Çizelge 4.45.'e göre C-2 binası can güvenliği performans seviyesine sahiptir.

5. SONUÇ VE ÖNERİLER

Tez çalışması sonucu Antakya bölgesinde seçilmiş olan 10 adet betonarme konut tipindeki binanın Bölüm 4.3.'de hesaplanan performans değerlerine ait bilgiler Çizelge 5.1.'de özetlenmiştir. Ayrıca, Kapasite Spektrumu Yöntemi ile belirlenmiş olan spektral ivme katsayısı – spektral deplasman eğrileri Şekil 5.1., Şekil 5.2. ve Şekil 5.3.'de bina tipleri arasında karşılaştırmalı olarak, Şekil 5.4.'de ise tamamı verilmiştir. Binaların yapısal özellikleri de dikkate alınarak, elde edilen performans seviyeleri hakkında çeşitli yorumlar yapılmıştır.

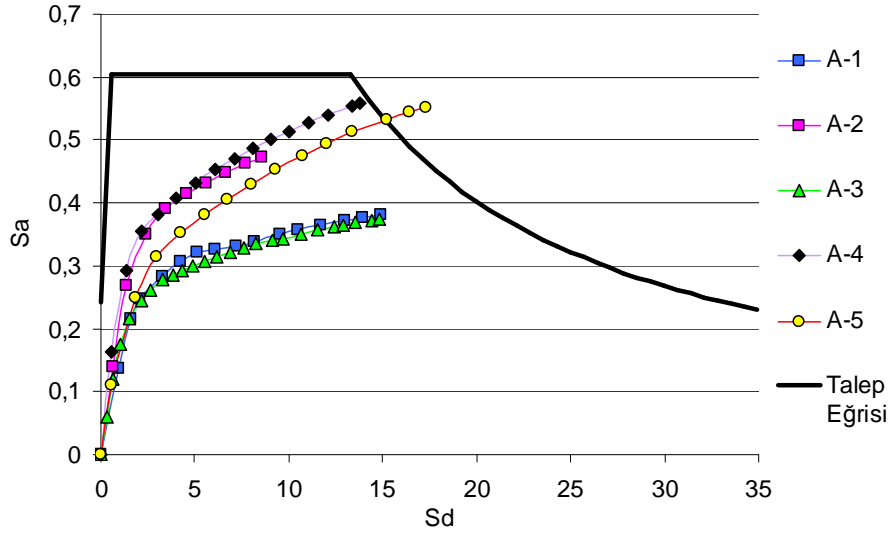
Tüm binalarda en kritik kesit hasarları, genelde yapının asal doğrultusu üzerinde görülen en büyük periyodun doğrultusundaki yükleme durumlarında meydana gelmiştir. Binaların performans seviyelerinin bulunmasında 50 yıllık zaman aralığı içinde aşılma olasılığı %10 olan (tekrarlama süresi yaklaşık 500 yıl) tasarım depreminin etkileri esas alınmıştır. 1975 Türk Deprem Yönetmeliği'ne göre tasarlanmış olan binalarda genel olarak günümüzde kullanılması önerilmeyen BS16 cinsi beton malzemenin ve $\Phi 8$ - $\Phi 10$ cinsi donatıların mevcut olması, zayıf kolon-güçlü kiriş tasarımı yapılmış olması ve zemin katlarda dolgu duvarların ortadan kaldırılmasıyla ortaya çıkan yumuşak kat düzensizlikleri gibi sorunlar söz konusudur. Bu nedenle esas alınan deprem seviyesinde binaların ciddi hasarlar alabileceği öngörülmüştür.

A-1, A-2, A-3, B-2 ve C-1 binaları esas alınan deprem etkisi altında göçme durumu performans seviyesine ulaşmaktadır. Büyük yatay kuvvetler etki etmemesine rağmen bu binalardaki çok sayıda kolon ve kiriş eleman kesitinde ileri seviyede hasar durumu oluşmuştur. Göçme öncesi performans seviyesindeki B-1 binasının 90 adet taşıyıcı eleman kesitinde de ileri hasar durumu gözlenmektedir.

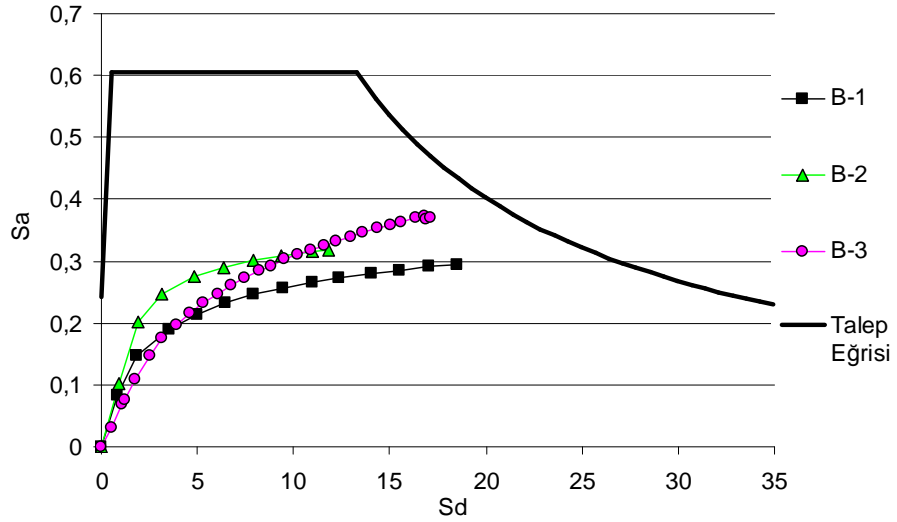
A-4, A-5, B-3 ve C-2 binalarının can güvenliği performans seviyesine sahip oldukları görülmektedir. B-3 binasında 12 ve C-2 binasında 9 adet ileri hasarlı kesit meydana gelmiş, ancak bu kesitlerin genelde kirişlerde bulunması nedeniyle yapılar göçme öncesi duruma ulaşmamıştır. A-4 ve A-5 binalarında kısa ve uzun doğrultularında geniş kolon elemanlarının mevcut olması, yapıların ileri hasarlı kesitlere ve daha kritik performans seviyelerine sahip olmasını önlemektedir. Diğer A tipi binalarla eşdeğer özelliklerde olmalarına rağmen (beton ve çelik sınıfı, yükseklik, eleman boyutları, vs.) bu kolonların varlığı yapıların performansını oldukça etkilemiştir.

Çizelge 5.1. İncelenen binaların performans seviyesi bilgileri

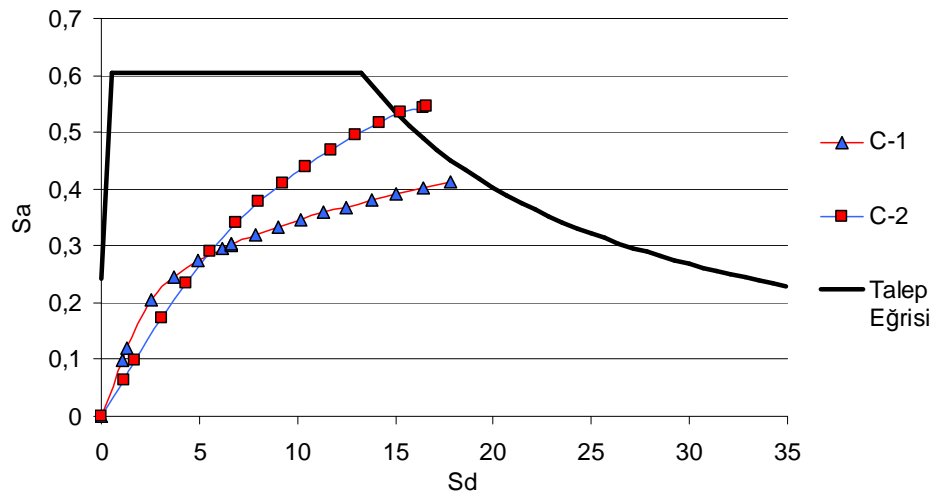
Binalar	Yükleme Türü	Performans Noktası Değerleri				Performans Seviyelerine Göre Eleman Sayıları					Toplam Mafsallı Kesit	Toplam Eleman Sayısı	Performans Seviyesi
		V (ton)	d (cm)	S _a	S _d (cm)	A-B (Hasarsız)	B-IO (Min. Hasarlı)	IO-LS (Bel. Hasarlı)	LS-CP (İleri Hasarlı)	>CP			
A-1	EXPPUSH	62.02	12.52	0.356	10.494	391	56	34	75	0	165	556	Göçme Durumu
A-2	09EYNPUSH	101.28	5.28	0.407	4.276	710	208	97	17	0	322	1032	Göçme Durumu
A-3	09EXPPUSH	72.90	13.50	0.350	10.613	404	73	48	61	0	182	586	Göçme Durumu
A-4	09EYPPUSH	109.78	6.49	0.400	3.664	592	125	39	0	0	164	756	Can Güvenliği
A-5	09EYNPUSH	111.55	9.01	0.403	6.614	529	131	58	0	0	189	718	Can Güvenliği
B-1	09EXNPUSH	130.10	16.24	0.279	14.012	840	136	84	90	0	310	1150	Göçme Öncesi
B-2	EYPPUSH	280.68	13.65	0.318	11.678	1361	279	204	40	0	523	1884	Göçme Durumu
B-3	EXPPUSH	123.56	21.08	0.346	13.553	782	282	128	12	0	422	1204	Can Güvenliği
C-1	09EXNPUSH	132.62	18.44	0.362	11.861	792	233	251	56	0	540	1332	Göçme Durumu
C-2	EYPPUSH	765.29	21.34	0.477	12.113	1959	243	75	9	0	327	2286	Can Güvenliği



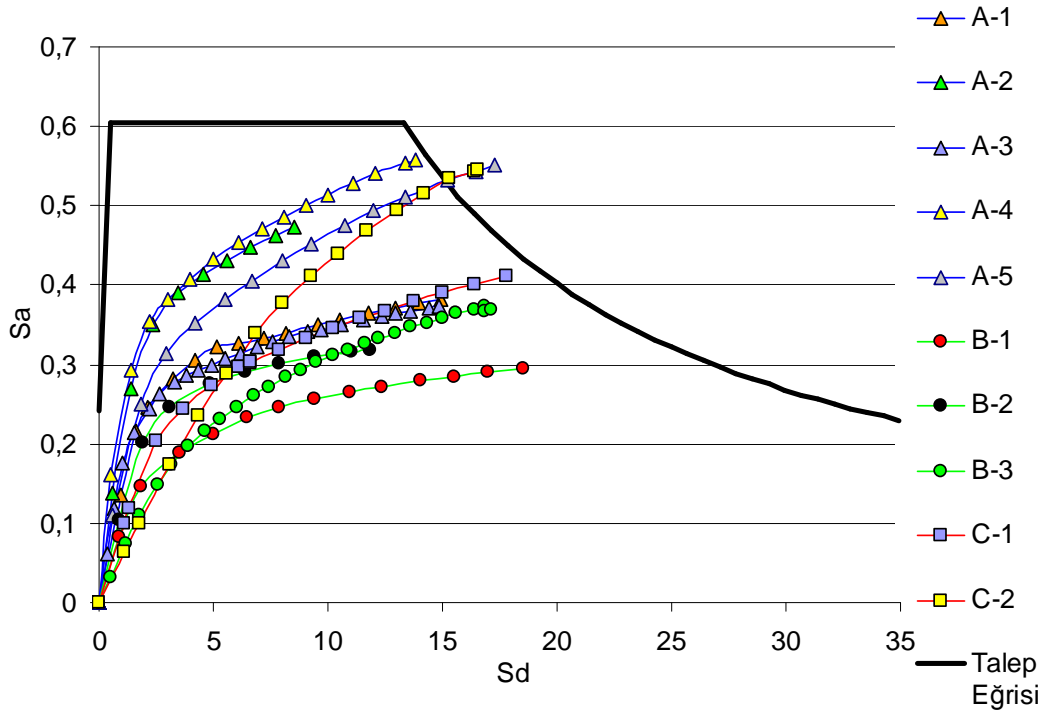
Şekil 5.1. A tipi binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 5.2. B tipi binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 5.3. C tipi binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması



Şekil 5.4. İncelenen bütün binaların spektrum eğrilerinin karşılaştırılması

Bu performans değerlerinden yola çıkarak Antakya bölgesinde 1975 Türk deprem yönetmeliği esas alınarak yapılan binaların, projelerine uygun şekilde inşa edilmeleri durumunda bile günümüzde kabul edilen sismik performans anlayışına göre güvenli bir seviyeye ulaşamadığı belirlenmiştir. Ancak perde ve geniş kolon gibi elemanlarının taşıyıcı sistemde etkin bir şekilde kullanıldığı binalarda can güvenliği performans seviyesi yakalanabilmiştir.

Önemli ve aktif fay hatlarının bulunduğu Antakya bölgesinde konut tipi betonarme binaların genel olarak 1975 Türk Deprem Yönetmeliğine göre yapılmış olduğu dikkate alındığında 50 yıl içinde aşılma olasılığı %10 olan bir deprem etkisi altında bu yapıların büyük bir kısmının orta ve ileri derecede hasarlar alacağı söylenebilir.

KAYNAKLAR

- Afet bölgelerinde yapılacak yapılar hakkında yönetmelik (ABYYHY), 1998. T.C. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.
- Al Chaar, G., Issa. M., Sweeney. S., 2002. Behavior of masonry - infilled nonductile reinforced concrete frames, **Journal of Structural Engineering**, 128 (8): 1055-1063.
- Antoniou, S., and Pinho, R., 2004a. Advantages and limitations of adaptive and nonadaptive force-based pushover procedures. **Journal of Earthquake Engineering**, 8 (4): 497-552.
- Antoniou, S., and Pinho, R., 2004b. Development and verification of a displacement based adaptive pushover procedure. **Journal of Earthquake Engineering**, 8 (5): 643-661.
- Applied Technology Council (ATC) 1996. **Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings**. California seismic safety commission, Report No. SSE 96-01, 342 s, Redwood City, California.
- Aydinoglu, M.N., 2003. An incremental response spectrum analysis procedure based on inelastic spectral deformation for multi-mode seismic evaluation. **Bulletin of Earthquake Engineering**, 1 (1): 3-36.
- Blume, J.A., Newmark, N.M., Corning, L.H., 1961. **Design of multistory reinforced concrete buildings for earthquake motions**. Portland Cement Association, 318 s. Washington DC.
- Bracci, J.M., Kunnath, S.K., and Reinhorn, A.M., 1997. Seismic performance and retrofit evaluation of reinforced concrete structures. **Journal of Structural Engineering (ASCE)**, 123: 3-10.
- Celep, Z., 2007. Betonarme sistemlerde doğrusal olmayan davranış: plastik mafsal kabulü ve çözümleme. **Altıncı Ulusal Deprem Mühendisliği Konferansı**, Çağrılı bildiriler: 167-180, İstanbul.
- Celep, Z., Kumbasar, N., 2005. **Betonarme Yapılar**. Beta Dağıtım, Dördüncü baskı, ISBN 975-95405-3-3, 861 s, İstanbul.
- Celep, Z., Kumbasar, N., 2004. **Deprem mühendisliğine giriş ve depreme dayanıklı yapı tasarımı**. Beta Dağıtım, 700 s, İstanbul.
- Chopra, A.K., 1995. **Dynamics of structures: theory and applications to earthquake engineering**. Prentice Hall, 729 p, New Jersey.

- Chopra, A.K. and Goel, R.K., 1999. **Capacity – Demand Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDOF Systems**. PEER Report 1999/02, Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Chopra, A.K. and Goel, R.K., 2001. **A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for buildings: theory and preliminary evaluation**. PEER 2001/03, 90 p, University of California, Berkeley.
- Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik (DBYBHY)**, 2007. Bayındırlık ve İskân Bakanlığı. Ankara, Türkiye
- Doğangün, A., 2005. **Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı**. Birsen Yayınevi, ISBN 975-511-310-X, 788 s, İstanbul.
- Elnashai, A.S., 2001. Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications. **Structural Engineering and Mechanics**, 12 (1): 51-69.
- Ersoy, U., 1985. **Betonarme-temel ilkeler ve taşıma gücü**. Bizim büro basımevi, 643 s, Ankara,
- Ersoy, U. ve Özcebe, G., 2001. **Betonarme: temel ilkeler, TS-500-2000 ve Türk deprem yönetmeliğine (1998) göre hesap**. Evrim Yayınevi, ISBN: 975-503-138-3, 816 s, İstanbul.
- Ertem, E. ve Türker, K., 2002. Yapıların deprem yükleri altındaki lineer olmayan davranışının belirlenmesinde kullanılan statik yöntemlerin karşılaştırılması. **Bahkesir Üniversitesi IV. Mühendislik-Mimarlık Sempozyumu**, 425–436.
- Fajfar, P. and Fischinger, M., 1988. N2--a method for non-linear seismic analysis of regular buildings. **Ninth World Conference on Earthquake Engineering**. Proceedings Book: 7-3-2, Tokyo-Kyoto, Japan.
- Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000. **Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings (FEMA 356)**. 409 p, Washington D.C.
- Ferguson, P.M., Breen, J.E., Jirsa, J.O., 1988. **Reinforced concrete fundamentals**. Fifth Edition, ISBN:0-471-63694-0, John Wiley & Sons, 746 p, New York.
- Freeman, S.A., 2005. Performance based earthquake engineering during the last 40 years, earthquake engineering: Essentials and applications workshops. EERC METU, July, Ankara.
- Geneş, M.C., Bikçe, M., Kaçın, S., Akyüz, U., Gülkan, P., Abrahamczyk, L., Schwarz, J., 2008. Building monitoring for seismic risk assessment (II): Instrumental testing of RC frame structures and analytical reinterpretation of response

characteristics. **14th World Conference on Earthquake Engineering (WCEE)**, Beijing, China.

- Goel, R.K. and Chopra, A.K., 2004. Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings. **Earthquake Spectra**, 20 (1): 225-254.
- Gülkan, P., and Sözen M.A., 1974. Inelastic responses of reinforced concrete structure to earthquake motions. **Journal Proceedings**, 71 (12): 604-610
- Gupta, B. and Kunnath S.K., 2000. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. **Earthquake Spectra** 16(2), 367–392.
- Hognestad, E., 1951. **A study of combined bending and axial load in R.C. members.** University of Illinois Engineering Exp. Sta. Bull. No. 399.
- Karsan, D.I. and Jirsa, J.O., 1969. Behaviour of concrete under compressive loading. **Journal of Structural Div. (ASCE)**, 95(12):2543–2563.
- Kent, D.C. and Park, R., 1971. Flexural Members with Confined Concrete. **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 97 (7): 1969-1990.
- Krawinkler, H. and Seneviranta, G.D.P.K., (1998). Pros. and cons. of a pushover analysis of seismic performance evaluation. **Engineering Structures**, 20: 452-464.
- López-Menjívar, M.A., 2004. Verification of a displacement-based adaptive pushover method for assessment of 2-d reinforced concrete buildings, PhD Thesis, European School for Advances Studies in Reduction of Seismic Risk (ROSE School), University of Pavia, Italy.
- Mahaney, J.A., Paret, T.F., Kehoe, B.E. and Freeman, S.A., 1993. The capacity spectrum method for evaluating structural response during the loma prieta earthquake. **National Earthquake Conference, Earthquake Hazard Reduction in the Central and Eastern United States: A Time for Examination and Action**, 2: 501-509, Memphis, Tennessee.
- Maheri, M.R., Kousari, R. and Razazan, M., 2003. Pushover tests on steel x-braced and knee-braced RC frames. **Engineering Structures**, 25 (13): 1697-1705.
- Mainstone, R.J., 1971. On the stiffness and strength of infilled frames. **Proceedings of The Institute of Civil Engineers**, 4: 57–90, London, England.
- Mainstone, R.J. and Weeks, G.A., 1970. The influence of bounding frame on the racking stiffness and strength of brick walls. **2nd International Brick Masonry Conference**, 165–171, Watford, England.
- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. and Park, P., 1988. Theoretical stress-strain model for confined concrete. **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 114 (8).

- Moghadam, A.S. and Tso, W.K. 1995. 3-D pushover analysis for eccentric buildings. **Earthquake Engineering: Seventh Canadian Conference**, 285-292.
- Moghadam, A. S., 2002. A pushover procedure for tall buildings. **Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering**, 395, London, United Kingdom.
- Mwafy, A. M. and Elnashai, A. S., 2001. Static pushover versus dynamic collapse analysis of RC buildings. **Journal of Engineering Structures**, 23: 407–424.
- Negro, P. and Verzeletti, G., 1996. Effect of infills on the global behaviour of R/C frames: energy considerations from pseudo-dynamic test., **Earthquake Engineering and Structural Dynamics**, 25 (7): 753–773.
- Özer, E., 2006. Yapı sistemlerinin doğrusal olmayan analizi ders notları. (yayınlanmamış)
- Papanikolaou, V. K. and Elnashai, A. S., 2005. Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis i: methodology. **Journal of Earthquake Engineering**, 9 (6): 923–941.
- Papanikolaou, V. K. and Elnashai, A. S., 2006. Evaluation of conventional and adaptive pushover analysis ii: comparative results. **Journal of Earthquake Engineering**, 10 (1): 127–151.
- Paret, T. F., Sasaki, K. K., Eilbeck, D. H. and Freeman, S. A., 1996. Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects. In Proc. **11th World Conference Earthquake Engineering**, 966, Acapulco, Mexico.
- Polat, Z., Kırçıl, M., Hancıoğlu, B., 2004. Mevcut betonarme binaların deprem güvenliklerinin incelenmesi ve performans yaklaşımı. Y.T.Ü İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği Bölümü, İstanbul,
- Polyakov, S.V., 1956. On the interaction between masonry filler walls and enclosing frame when loaded in the plane of the wall. Translations in Earthquake Engineering Research Institute, Cairns G. L., trans.
- Priestley, M. J. N., 1993. Myths and fallacies in earthquake engineering-conflicts between design and reality, Bulletin, **NZ National Society for Earthquake Engineering**, 26 (3): 329-341.
- Priestley, M. J. N., 2003. Myths and fallacies in earthquake engineering, Revisited, **The Mallet Milne Lecture**, IUSS Press, Pavia, Italy.
- Priestley, M. J. N. and Kowalsky, M. J., 2000. Direct displacement-based seismic design of concrete buildings. Bulletin, **NZ National Society for Earthquake Engineering**, 33 (4): 421–444.

- Roy, H.E.H. and Sözen, M.,1964. Ductility of concrete. **Proceedings of the International Symposium on Flexural Mechanics of R.C., ASCE-ACI Joint Symposium**, Miami.
- Rüsch H. und Hilsdorf, H., 1963. Verformungseigenschaften von beton unter zentrischen zugspannungen. **Materialprüfungsamt für das Bauwesen der Technischen Hochschule München**, 44.
- Saatçioğlu, M. and Razvi, S.R., 1991. An analytical model for confined concrete. Univesity of Ottawa, Dept. of CE, Research Report 9101.
- Saiidi, M. and Sözen, M.A.,1981. Simple nonlinear seismic analysis of R/C structures. **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 107: 937-951.
- Saiidi, M. and Sözen, M.A., 1981. Simple nonlinear seismic response of R/C structures, **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 107: 937-952.
- Sasaki, F., Freeman, S. and Paret, T., 1998. Multi-mode pushover procedure (mmp)- a method to identify the effect of higher modes in a pushover analysis, **Proc. 6th U.S. National Conference on Earthquake Engineering**, Seattle, CD-ROM, EERI, Oakland.
- SEAOC, 1995. **Vision 2000, A Framework for Performance-Based Design**, Structural Engineers Association of California, Vision 2000 Committee, California, USA.
- SEAOC, 1999. **Recommended Lateral Force Requirements and Commentary**. Blue Book, Seventh Edition, Structural Engineers Association of California, C.A.
- SeismoSoft (2006) SeismoStruct - A Computer Program for Static and Dynamic Nonlinear Analysis of Framed Structures (online). Available from URL: <http://www.seismosoft.com>.
- Sheikh, S.A. and Uzumeri, S.M., 1979. Properties of concrete confined by rectangular ties. **AICAP-CEB Symposium, Structural Concrete Under Seismic Action**, Rome, Bulletin No: 132.
- Shibata, A., and Sözen, M. A., 1976. Substitute-Structure method for seismic design in R/C, **Journal of the Structural Division (ASCE)**, 102 (1): 1-18.
- Sinha, B.P., Gerstle, K.H. and Tulin, L.G., 1964. Stres-strain relationship for concrete under cyclic loading. **Journal of ACI**, V.61.
- Tezcan, S., 2003. Aseismic Design of Structures (Pushover Analysis). B.Ü. Ders Notları, İstanbul (yayınlanmamış)

Tso, W.K and Moghadan A.S., 1996. Damage assessment of eccentric multistorey buildings using 3-D pushover analysis. **Eleventh World Conference on Earthquake Engineering**, Acapulco, México.

IDARC2D Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Analysis of Buildings, Technical Report NCEER 96-0010, State University of New York at Buffalo, Buffalo, NY.

Vamvatsikos, D. and Cornell, C. A., 2005. Direct estimation of seismic demand and capacity of multidegree-of-freedom systems through incremental dynamic analysis of single degree of freedom approximation, **Journal of the Structural Div. (ASCE)**, 131 (4): 589-599.

TEŞEKKÜR

Tezin hazırlanması ve sağlıklı sonuçlara ulaşılması aşamalarında bana her türlü desteği vermekten çekinmeyen ve kıymetli zamanını benimle paylaşan danışman hocam Sayın Yrd. Doç. Dr. Mehmet Cemal GENEŞ'e teşekkürlerimi sunarım. Eğitimim boyunca emeği geçen tüm hocalarıma da minnet duygularımı sunmayı bir borç bilirim. Bununla birlikte yaptığı maddi ve manevi yardımlarından dolayı TÜBİTAK kurumuna şükranlarımı sunarım.

Ayrıca bu günlere ulaşmamı sağlayan ve tezimin hazırlanması sırasındaki desteklerinden ve sabırlarından ötürü çok sevdiğim babam Mustafa TEKÖZ'e ve annem Nadire Gülay TEKÖZ'e sonsuz teşekkür ederim. Siz olmasaydınız bulunduğum yerde olamazdım...

Tez çalışmamın ortaya çıkmasında benden manevi desteklerini hiçbir zaman esirgemeyen dostlarım H. Erhan AÇIKYOL'a, Sevil DEMİRHAN'a, Mehmet C. RIŞVANOĞLU'na ve Ersin AYHAN'a en içten teşekkürlerimi sunmak isterim. İyi ki varsınız.

Kazım TEKÖZ
Antakya 2009

ÖZGEÇMİŞ

24 Ocak 1984'de Adana'da doğdum. İlköğretimi Antakya'da İnönü İlkokulu'nda, ortaöğretimi Hatay Nizamettin Özkan İlköğretim Okulu'nda, lise öğretimini ise Selim Nevzat Şahin Anadolu Lisesi'nde tamamladım. 2002 yılında Mustafa Kemal Üniversitesi Mühendislik Mimarlık Fakültesi İnşaat Mühendisliği bölümünü kazandım. Bu bölümden 2006 yılında derece ile mezun oldum ve aynı yıl M.K.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsüne bağlı İnşaat Mühendisliği Yapı Anabilim dalında yüksek lisans öğrenimi görmeye başladım. 2007 yılında Weimar-Bauhaus Üniversitesi'nde (Almanya) yaz okuluna katıldım. İyi derecede İngilizce ve bilgisayar bilmekteyim.