İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME TAŞIYICI BİR SİSTEMİN DEPREM GÜVENLİĞİNİN DEĞİŞİK YÖNTEMLERLE DEĞERLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Deniz Hakan AYDIN

Anabilim Dalı : İNŞAAT MÜHENDİSLİĞİ

Programı : YAPI MÜHENDİSLİĞİ

EKİM 2008

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

BETONARME TAŞIYICI BİR SİSTEMİN DEPREM GÜVENLİĞİNİN DEĞİŞİK YÖNTEMLERLE DEĞERLENDİRİLMESİ

YÜKSEK LİSANS TEZİ

İnş. Müh. Deniz Hakan AYDIN
(501051032)

Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 15 Eylül 2008
Tezin Savunulduğu Tarih : 9 Ekim 2008

Tez Danışmanı : **Prof. Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)**

Diğer Jüri Üyeleri **Prof. Dr. Kadir GÜLER (İ.T.Ü.)**

Doç. Dr. Mustafa ZORBOZAN (Y.T.Ü.)

EKİM 2008

ÖNSÖZ

Yüksek lisans öğrenimim ve tez çalışmam süresince, bana zamanını ayıran ve hiçbir konuda yardımlarını esirgemeyen değerli danışman hocam Sayın Prof. Dr. Zekai CELEP'e teşekkürü bir borç bilir, saygılarımı sunarım.
Hayatım boyunca her türlü desteği benden esirgemeyen ve bu günlere gelmem de en büyük pay sahibi olan sevgili aileme de teşekkür ederim.
Ayrıca yüksek lisans öğrenimim süresince, maddi desteği ile yardımcı olan TÜBİTAK'a en içten teşekkürlerimi sunarım.

Ekim, 2008 İnş.Müh. Deniz Hakan AYDIN

İÇİNDEKİLER

KISALTMALAR **vi**
TABLO LİSTESİ **vii**
ŞEKİL LİSTESİ **ix**
SEMBOL LİSTESİ **xi**
ÖZET **xiii**
SUMMARY **xiv**

1. GİRİŞ **1**

2. BİNALARIN PERFORMANS ESASLI DEĞERLENDİRİLMESİ **4**
2.1. Plastik Mafsal Teorisi 4
2.2. Deprem Yönetmeliği Açısından Değerlendirme Yöntemleri 9
2.2.1. Doğrusal Elastik Değerlendirme Yöntemleri 11
2.2.1.1. Doğrusal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi 13
2.2.1.2. Mod Birleştirme Yöntemi 15
2.2.1.3. Doğrusal Elastik Yöntemlerin Hesap Esasları 17
2.2.2. Doğrusal Elastik Olmayan Değerlendirme Yöntemleri 21
2.2.2.1. Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi 22
2.2.2.2. Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi 29
2.2.2.3. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi 29

3. YAPILARIN DEPREM GÜVENLİĞİ **31**
3.1. Yapıların Doğrusal Olmayan Davranışı 31
3.2. Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Deprem Yükü Azaltma Katsayısı 32
3.3. Mevcut Yapıların Deprem Güvenliği 36
3.3.1. Yapılardan Bilgi Toplanması 37
3.3.2. Yapı Elemanlarının Hasar Sınırları 40
3.3.2.1. Yapı Elemanlarının Güç Tükenmesi Türleri 40
3.3.2.2. Kesit Hasar Sınırları 40
3.3.2.3. Kesit Hasar Bölgeleri 41
3.3.3. Yapı Deprem Performans Seviyeleri 42
3.3.3.1. Hemen Kullanım Durumu 43
3.3.3.2. Can Güvenliği Durumu 43
3.3.3.3. Göçmenin Öncesi 44
3.3.3.4. Göçme Durumu 45
3.3.4. Deprem Etkisi 45

3.3.5. Binalar İçin Hedeflenen Deprem Performans Seviyeleri 46
3.4. FEMA356 da Öngörülen Yapısal Performans Seviyesi ve Aralıkları 47
3.4.1. Hemen Kullanım Performans Seviyesi 47
3.4.2. Hasar Kontrol Performans Aralığı 47
3.4.3. Can Güvenliği Performans Seviyesi 47
3.4.4. Sınırlı Güvenlik Performans Aralığı 48
3.4.5. Yapısal Stabilite Performans Seviyesi 48
3.4.6. Dikkate Alınmayan Durum 49
3.5. FEMA356 da Yapısal Olmayan Performans Seviyesi ve Aralıkları 49
3.5.1. Kullanıma Devam Performans Seviyesi 49
3.5.2.Hemen Kullanım Performans Seviyesi 49
3.5.3. Can Güvenliği Performans Seviyesi 50
3.5.4. Azaltılmış Hasar Performans Seviyesi 50
3.5.5. Dikkate Alınmayan Performans Seviyesi 50
3.6. FEMA356 da Bina Performans Seviyeleri 51
3.6.1. I-A Kullanıma Devam Performans Seviyesi 51
3.6.2. I-B Hemen Kullanım Performans Seviyesi 51
3.6.3. 3-C Can Güvenliği Performans Seviyesi 51
3.6.4. 5-E Yapısal Stabilite Performans Seviyesi 52
3.6.5. 3-D Bina Performans Seviyesi 52
3.6.6. 3-B Bina Performans Seviyesi 52
3.7. FEMA356 da Performans Amaçları 53

4. YAPILARIN ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ 54
4.1. Betonarme Yapıların Deprem Güvenliklerinin Belirlenmesi ve Rehabilitasyonu 54
4.2. Mevcut Durumun Değerlendirilmesi ve Taşıyıcı Sistemin Belirlenmesi 54
4.3. Taşıyıcı Sistemin Deprem Güvenliğinin Belirlenmesi 57
4.4. Betonarme Yapı Sistemlerinin Rehabilitasyonu 60
4.4.1. Onarım Yöntemleri 60
4.4.1.1. Çatlakların onarılması 60
4.4.1.2. Hafif Hasarlı ve Kusurlu Beton Yüzeylerinin Onarılması 61
4.4.1.3. Orta ve Ağır Hasarlı Betonarme Elemanların Onarılması 61
4.4.2. Güçlendirme Yöntemleri 62
4.4.2.1. Mantolama 62
4.4.2.2. Çelik Elemanlarla Bölgesel Güçlendirme 64
4.4.2.3. Yapı Sistemine Yeni Elemanlar Ekleyerek Güçlendirme 64
4.5. Analiz Sonuçlarının Değerlendirilerek Rehabilitasyon Yönteminin Seçimi 67

5. BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE ÖRNEK İNCELEME 70
5.1. Kirişlerde Kesme Kuvveti Kapasitesi 71
5.2. Kolonlarda Kesme Kuvveti Kapasitesi 71

5.3. Kolonlarda Normal Kuvvet Kapasitesi 72
5.4. Kolonlarda Normal Kuvvet Etkisi Düzeyi 72
5.5. Kirişlerde Eğilme Momenti Kapasitesi 72
5.6. Doğrusal Elastik Hesap (Eşdeğer Deprem Yükü) 74
5.6.1. Kirişlerde Eğilme Momenti Kapasitesine Karşı Gelen Kesme Kuvveti 76
5.6.2. Kolonda Karşılıklı Etki Diyagramı 77
5.6.3. Kolonda Eğilme Momenti Kapasitesine Karşılık Gelen Kesme Kuvveti 81
5.6.4. Birleşim Bölgesi Kontrolü 81
5.6.5. Yatay Yerdeğiştirme Kontrolü 81
5.7. Doğrusal Elastik Hesap (Mod Birleştirme) 82
5.7.1. Kat Ağırlıkları ve Kütleleri 83
5.7.2. Kolon ve Kiriş Atalet Momentleri 84
5.7.3. Taban Kesme Kuvveti 84
5.7.4. Modal Kat Kuvvetleri 85
5.7.5. Kesit Etkileri 86
5.8. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Hesap 88
5.9. Doğrusal Elastik Olmayan Değerlendirme Yöntemi(Eşdeğer Deprem Yükü) 89
5.9.1. Kiriş ve Kolonların Akma Eğrilikleri 90
5.9.2. Birim Şekil Değiştirme Kapasitelerinin Kontrolü 92
5.10. Uyarlamalı Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi 93
5.11. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap 100

6. ÖRNEK BİR BİNANIN DOĞRUSAL YÖNTEMLE PERFORMANS ANALİZİ 102
6.1. Bina Genel Bilgileri 102
6.2. Binanın Modellenmesi 103
6.3. Performans Hedefi 104
6.4. Eğilme Rijitlikleri ve Mod Şekli 104
6.5. Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi İle Analiz 106
6.5.1. Eşdeğer Deprem Kuvvetleri (Tasarım Depremi) 106
6.5.2. Kiriş ve Kolonların Moment Kapasitelerinin Hesabı (Mr) 108
6.5.3. Hasar Durumları ve Bina Performansı 110
6.5.4. Eşdeğer Deprem Kuvvetleri (En Büyük Deprem) 116
6.5.3. Hasar Durumları ve Bina Performansı 110
6.6. Mod Birleştirme Yöntemiyle Analiz 119
6.6.1. Deprem Kuvvetleri 119
6.6.2. Hasar Durumları ve Yapı Performansı 122
6.7.Zaman Tanım Alanında Doğrusal Hesap 123

7. ÖRNEK BİR YAPININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE PERFORMANS ANALİZİ 126
7.1. Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemiyle Analiz 126
7.2. Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olamayan Hesap Yöntemiyle Analiz 133

8. SONUÇLAR **138**

KAYNAKLAR **140**

EKLER **142**

ÖZGEÇMİŞ **179**

KISALTMALAR

DBYYHY2007 : Deprem Bölgelerinde Yapılan Yapılar Hakkında Yönetmelik2007
Sap2000 : Structural Analysis Programs
MN : Minimum Hasar
GV : Güvenlik Sınırı
GÇ : Göçme Sınırı
HK : Hemen Kullanım
CG : Can Güvenliği
GÖ : Göçmenin Önlenmesi

TABLO LİSTESİ

Sayfa No

Tablo 2.1 :Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanabileceği Binalar..... 13
Tablo 2.2 :Hareketli Yük Katılım Katsayısı..... 14
Tablo 2.3 :Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırları..... 18
Tablo 2.4 :Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırları..... 18
Tablo 2.5 :Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırları..... 19
Tablo 2.6 :Göreli Kat Ötelemesi Sınırları..... 20
Tablo 2.7 :Birim Şekil Değiştirme Sınırları..... 28
Tablo 3.1 :Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı..... 35
Tablo 3.2 :Bilgi Düzeyi Katsayıları..... 39
Tablo 3.3 :Deprem Etkisi Parametreleri..... 46
Tablo 3.4 :Bina İçin Hedeflenen Deprem Performans Etkileri..... 46
Tablo 3.5 :FEMA356 ya göre Yapısal Performans Seviyeleri..... 48
Tablo 3.6 :Yapısal Olmayan Performans Seviyeleri..... 50
Tablo 3.7 :Hedef Performans Seviyelerinde Oluşması Beklenen Hasarlar 52
Tablo 3.8 :Performans Amaçlarının Sınıflandırılması..... 53
Tablo 5.1 :Düşey Yük Altındaki Çözüm Sonuçları..... 74
Tablo 5.2 :Deprem Yükleri Altındaki Çözüm Sonuçları..... 76
Tablo 5.3 :Kirişlerde Etki / Kapasite Oranı..... 76
Tablo 5.4 :Kirişlerde Donatı Oranı..... 77
Tablo 5.5 :Kirişlerde Kesme Kuvveti Etkisi Oranı..... 77
Tablo 5.6 :Kolon Kesitlerinde r Oranlarının Hesabı..... 80
Tablo 5.7 :Kolonlarda Normal Kuvvet Etkisi Oranı..... 80
Tablo 5.8 :Deprem Yükleri Altındaki Çözüm Sonuçları..... 87
Tablo 5.9 :Kirişlerde r oranı..... 87
Tablo 5.10 :Deprem Yükleri Altındaki Çözüm Sonuçları (Zaman Tanım)..... 88
Tablo 5.11 :Kirişlerde Etki / Kapasite Oranı (Zaman Tanım)..... 89
Tablo 5.12 :Statik İtme Sonuçları..... 90
Tablo 5.13 :Son İtme Adımındaki Plastik Mafsal Dönmeleri..... 90
Tablo 5.14 :Plastik Mafsallardaki Dönme ve Eğrilikler..... 92
Tablo 5.15 :Birim Şekil Değiştirme Sınırları..... 92
Tablo 5.16 :Plastik Mafsal Beton Birim Kısalma ve Donatı Birim Uzamaları.... 93
Tablo 5.17 :Birinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması..... 94
Tablo 5.18 :İkinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması..... 95
Tablo 5.19 :Üçüncü Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması..... 96
Tablo 5.20 :Dördüncü Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması..... 97
Tablo 5.21 :Beşinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması..... 98
Tablo 5.22 :Altıncı Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması..... 99
Tablo 5.23 :Vt – Δ Değerleri..... 100
Tablo 5.24 : Kirişler İçin Kesme Tahkiki..... 101
Tablo 5.25 :Kolonlar İçin Kesme Tahkiki..... 101

Tablo 5.26 :Kolon Kiriş Birleşim Bölgesinin Kesme Kontrolü 101
Tablo 6.1 :Yapının Doğal Titreşim Periyotları 105
Tablo 6.2 :Modal Deplasmanlar 105
Tablo 6.3 :Eşdeğer Deprem Yükleri 107
Tablo 6.4 :Kirişlerin Moment Kapasitesi 108
Tablo 6.5 :C-C Eksenindeki Kolonlardaki Moment Kapasiteleri 109
Tablo 6.6 :C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Oluşan Hasar Durumları 110
Tablo 6.7 :C-C Ekseni Kolonları İçin Oluşan X Yönü Hasar Durumları (Üst) . 111
Tablo 6.8 :C-C Ekseni Kolonları İçin Oluşan X Yönü Hasar Durumları (Alt) . 112
Tablo 6.9 :C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Kesme Tahkiki 113
Tablo 6.10 :C-C Ekseni 1.Kat Kolonları İçin Kesme Tahkiki 113
Tablo 6.11 :Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Kontrolü (X Yönü)..... 114
Tablo 6.12 :Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Kontrolü (Y Yönü)..... 114
Tablo 6.13 :Kiriş ve Kolon Hasar Durumları 115
Tablo 6.14 :Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolleri 116
Tablo 6.15 :Eşdeğer Deprem Yükleri (En Büyük Deprem) 117
Tablo 6.16 :Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (x yönü) 117
Tablo 6.17 :Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (y yönü) 118
Tablo 6.18 :Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (Onarılmış Bina) 118
Tablo 6.19 :X Yönü Modal Etkiler 119
Tablo 6.20 :Y Yönü Modal Etkiler 119
Tablo 6.21 :Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (x yönü) 122
Tablo 6.22 :Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (y yönü) 123
Tablo 6.23 :Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolleri 123
Tablo 6.24 :C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Oluşan Hasar Durumları 124
Tablo 6.25 :Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (x yönü) 124
Tablo 6.26 :Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (y yönü) 125
Tablo 7.1 :Modal Eğri Değerleri 128
Tablo 7.2 :C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Kesme Tahkiki 131
Tablo 7.3 :C-C Ekseni 1.Kat Kolonları İçin Kesme Tahkiki 131
Tablo 7.4 :Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları 132
Tablo 7.5 :Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolleri 133
Tablo 7.6 :0.2T1 ve 2T1 Periyotlarının Kontrolü 134
Tablo 7.7 :C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Kesme Tahkiki 136
Tablo 7.8 :C-C Ekseni 1.Kat Kolonları İçin Kesme Tahkiki 136
Tablo 7.9 :Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Kontrolü (X Yönü)..... 136
Tablo 7.10 :Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Kontrolü (Y Yönü)..... 136
Tablo 7.11 :Kiriş ve Kolon Hasar Durumları 137
Tablo A.1 :Elemanların Kapasiteleri 144
Tablo A.2 :Birinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması 149
Tablo A.3 :İkinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması 150
Tablo A.4 :Üçüncü Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması 151
Tablo A.5 :Dördüncü Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması 152
Tablo A.6 :Beşinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması 153
Tablo A.7 :Altıncı Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması 154
Tablo A.8 : Vt – Δ Değerleri 155
Tablo B.1 :Modal Kapasite Eğrisi Değerleri 157
Tablo B.2 :K Noktasının Eksen Değerleri 158

ŞEKİL LİSTESİ

		Sayfa No
Şekil 2.1	:Eğilme Momenti – Eğrilik Diyagramı	4
Şekil 2.2	:İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı	5
Şekil 2.3	:Mesnet Bölgesinde Mafsal Oluşumu	6
Şekil 2.4	:Plastik Mafsal Boyu	7
Şekil 2.5	:Taban Kesme Kuvveti – Tepe Yerdeğiştirmesi İlişkisi	11
Şekil 2.6	:Kolon Kesitinde (Mk-Nk) Değerinin Bulunması	20
Şekil 2.7	:Statik İtme Eğrisi ve Modal Kapasite Eğrisi	23
Şekil 2.8	:Performans Noktasının Belirlenmesi (T > Tb)	25
Şekil 2.9	:Performans Noktasının Belirlenmesi (T < Tb)	26
Şekil 3.1	:Perde ve Çerçeveli Sistemde Kritik Kesitler	34
Şekil 3.2	:Taşıyıcı Sistem Davranış ve Deprem Yükü Azaltma Katsayısı	36
Şekil 3.3	:Kesit Hasar Sınırları ve Bölgeleri	41
Şekil 3.4	:Elemanlarda Kırılma Türleri ile Hasar Sınırları İlişkisi	42
Şekil 3.5	:Taşıyıcı Sistem Performans Düzeyleri	43
Şekil 3.6	:Hasar Durumlarından Bina Performans Düzeylerine Geçiş	45
Şekil 3.7	:Bina Performans Seviyeleri – Deprem Etkisi – Maliyet İlişkisi	53
Şekil 4.1	:Akış Diyagramı	59
Şekil 4.2	:Kolonun Mantolanmasında Katlar Arasında Süreklilik	63
Şekil 4.3	:Kolonun Mantolamayla Güçlendirilmesine Değişik Örnekler	63
Şekil 4.4	:Eksenel Perde Durumunda Donatı Düzeni	65
Şekil 4.5	:Perdenin Yaratacağı Eksenel Kuvvetin Komşu Kolonlarla Paylaşılması	66
Şekil 5.1	:Betonarme Çerçeve Sistemin Kalıp ve Kat Planları	70
Şekil 5.2	:Kolon ve Kiriş Kesitleri	71
Şekil 5.3	:Oluşturulan Çerçeve Sistemin Hesap Modeli ve Yükleme Durumu	73
Şekil 5.4	:Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları (G+nQ)	74
Şekil 5.5	:Deprem Yükleri Altında Kesit Etkileri	75
Şekil 5.6	:Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları (E)	75
Şekil 5.7	:Kirişlerin Kesme Güvenliği	76
Şekil 5.8	:Kolonda Dengeli Şekil Değiştirme Durumu Etkileri	78
Şekil 5.9	:Kolonun Üst Ucu İçin Etkileşim Diyagramı	79
Şekil 5.10	:Kolonun Alt Ucu İçin Etkileşim Diyagramı	80
Şekil 5.11	:Sistemin Birinci Titreşim Mod Şekli	82
Şekil 5.12	:Modal Kat Kuvvetleri	86
Şekil 5.13	:Kesit Etkileri	86
Şekil 5.14	:Mod Birleştirme Sonucu Ortaya Çıkan Kesit iç Kuvvetleri	87
Şekil 5.15	:Maksimum Moment Değerleri	88
Şekil 5.16	:Taban Kesme Kuvveti – Yerdeğiştirme	89
Şekil 5.17	:Mod Birleştirme Sonucu Ortaya Çıkan Kesit iç Kuvvetleri	93
Şekil 5.18	:Sistemin Vt – Δ Grafiği	93

Şekil 5.19 :Hesap Sonucu Oluşan Plastik Mafsallar 101
Şekil 6.1 :Kiriş Yüklemesine Örnek 103
Şekil 6.2 :Yapının 3 Boyutlu Görünüşü 103
Şekil 6.3 :Farklı Deprem Etkileri İçin İvme Spektrumu 104
Şekil 6.4 :X Doğrultusundaki Modal Deplasmanlar 105
Şekil 6.5 :Y Doğrultusundaki Modal Deplasmanlar 106
Şekil 6.6 :Kolonda Karşılıklı Etki Diyagramı 108
Şekil 6.7 :Kolon Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği 114
Şekil 7.1 :C–C Ekseni Kolon ve Kiriş Elemanlarına Atanan Plastik Mafsallar 127
Şekil 7.2 :X Yönü statik İtme Eğrisi 127
Şekil 7.3 :Modal Eğri ve İki Doğrulu Eğri 128
Şekil 7.4 :Performans Noktası 129
Şekil 7.5 :X Yönünde Oluşan Plastik Mafsallar 129
Şekil 7.6 :Y Yönünde Oluşan Plastik Mafsallar 130
Şekil 7.7 :İvme Spektrumları 134
Şekil 7.8 :Kayıt – 1 X Yönü Plastik Mafsallar 135
Şekil A.1 :Sistemin Plandaki Durumu ve Yükler 142
Şekil A.2 :Etkileşim Diyagramının Ayrıntısı ve Kolonların Kapasitesi 143
Şekil A.3 :Düşey Yükleme 146
Şekil A.4 :Eleman İsimleri ve Plastik Mafsal Beklenen Kesitler 147
Şekil A.5 :M(G+0.3Q) Değerleri 148
Şekil A.6 :Sistemin Vt – Δ Grafiği 155
Şekil B.1 :Modal Kapasite Eğrisi 157
Şekil B.2 :Modal Kapasite Eğrisi ve 2 Doğrulu Gösterim Eğrisi 157
Şekil B.3 :Spektrum Eğrisinde Eksen Değiştirilmesi 158
Şekil B.4 :Spektrum Eğrisi 158
Şekil B.5 :Performans Noktasının Belirlenmesi 160
Şekil C.1 :Yapı Genel Kat Planı 162
Şekil E.1 :Doğrusal Eşdeğer Yöntemde X Yönü Kiriş Hasarları (Tasarım) 168
Şekil E.2 :Doğrusal Eşdeğer Yöntemde Y Yönü Kiriş Hasarları (Tasarım) 168
Şekil E.3 :Doğrusal Eşdeğer Yöntemde X Yönü Kiriş Hasarları (En Büyük) .. 169
Şekil E.4 :Doğrusal Eşdeğer Yöntemde Y Yönü Kiriş Hasarları (En Büyük) .. 169
Şekil E.5 :Doğrusal Modal Yöntemde X Yönü Kiriş Hasarları 170
Şekil E.6 :Doğrusal Modal Yöntemde Y Yönü Kiriş Hasarları 170
Şekil E.7 :Zaman Tanım Alanı Yönteminde X Yönü Kiriş Hasarları 171
Şekil E.8 :Zaman Tanım Alanı Yönteminde Y Yönü Kiriş Hasarları 171
Şekil E.9 :Statik İtme Yönteminde X Yönü Kiriş Hasarları 172
Şekil E.10 :Statik İtme Yönteminde Y Yönü Kiriş Hasarları 172
Şekil E.11 :Zaman Tanım Alanı Yönteminde X Yönü Kiriş Hasarları 173
Şekil E.12 :Zaman Tanım Alanı Yönteminde Y Yönü Kiriş Hasarları 173
Şekil E.13 :Bütün Yöntemlerde X Yönü Kolon Hasarları 174
Şekil E.14 :Bütün Yöntemlerde Y Yönü Kolon Hasarları 174
Şekil F.1 :Yer Hareketi (Kayıt - 1) 176
Şekil F.2 :Yer Hareketi (Kayıt - 2) 176
Şekil F.3 :Yer Hareketi (Kayıt - 3) 176
Şekil G.1 :Onarılmış Yapı Genel Kat Planı 178

SEMBOL LİSTESİ

A(T) **:**Spektral İvme Katsayısı
$\mathbf{A_c}$ **:**Brüt beton alanı
$\mathbf{A_{ck}}$ **:**Sargı donatısı içinde kalan beton alanı
$\mathbf{A_0}$ **:**Etkin Yer İvmesi Katsayısı
$\mathbf{A_S}$ **:**Çekme donatısı alanı
$\mathbf{A'_S}$ **:**Basınç donatısı alanı
a **:**Kesitte dikdörtgene dönüştürülmüş basınç gerilmesi bloğu yüksekliği
$\mathbf{a_n}$ **:**n. moda ait modal ivme
$\mathbf{a_{y1}}$ **:**Birinci moda ait eşdeğer akma ivmesi
b **:**Tablalı kesitte etkili tabla genişliği, kolon enkesit genişliği
$\mathbf{b_w}$ **:**Tablalı kesitte gövde genişliği
$\mathbf{C_{Rn}}$ **:** n. moda ait spektral yerdeğiştirme oranı
d **:**Kirişte faydalı yükseklik
d' **:**Paspayı, beton örtüsü
$\mathbf{d_n}$ **:** n. moda ait maksimum modal yerdeğiştirme
$\mathbf{d_{yn}}$ **:** n. moda ait eşdeğer akma yerdeğiştirmesi
E **:**Elastiklik modülü, deprem etkisi
$\mathbf{E_C}$ **:**Betonun elastiklik modülü
$\mathbf{E_S}$ **:**Donatının elastiklik modülü
$\mathbf{(EI)_e}$ **:**Çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
$\mathbf{(EI)_o}$ **:**Çatlamamış kesite ait etkin eğilme rijitliği
F **:**Kuvvet
$\mathbf{F_c}$ **:**Beton basınç kuvveti
$\mathbf{F_d}$ **:**Tasarım yükü
$\mathbf{F_i}$ **:**Eşdeğer deprem yükü yönteminde i'inci kata etkiyen deprem yükü
$\mathbf{f_c}$ **:**Beton basınç dayanımı
$\mathbf{f_{cd}}$ **:**Beton tasarım basınç dayanımı
$\mathbf{f_{ck}}$ **:**Beton karakteristik basınç dayanımı
$\mathbf{f_{cm}}$ **:**Mevcut beton dayanımı
$\mathbf{f_{ct}}$ **:**Beton çekme dayanımı
$\mathbf{f_{ctd}}$ **:**Beton tasarım çekme dayanımı
$\mathbf{f_{ctk}}$ **:**Beton karakteristik çekme dayanımı
$\mathbf{f_{ctm}}$ **:**Mevcut betonun çekme dayanımı
$\mathbf{f_{yd}}$ **:**Donatı tasarım akma gerilmesi
$\mathbf{f_{yk}}$ **:**Donatı karakteristik akma gerilmesi
$\mathbf{f_{yw}}$ **:**Enine donatı akma dayanımı
$\mathbf{f_{ywd}}$ **:**Etriye donatısının tasarım akma gerilmesi
G **:**Ağırlık
g **:**Yerçekimi ivmesi (9.81 m/s^2)
$\mathbf{g_i}$ **:**Binanın i'inci katındaki toplam ağırlık

$\mathbf{h}$:Kesit yüksekliği
$\mathbf{h_f}$:Tabla Kalınlığı
$\mathbf{h_i}$:Binanın i'inci katının kat yüksekliği
$\mathbf{I}$:Bina önem katsayısı, Atalet momenti
$\mathbf{I_c}$:Brüt beton kesitin atalet momenti
$\mathbf{L_P}$:Plastik mafsal boyu
$\mathbf{M_A}$:Artık moment kapasitesi
$\mathbf{M_D}$:Düşey yüklerden oluşan moment
$\mathbf{M_E}$:Deprem yükleri altında oluşan moment
$\mathbf{M_K}$:Mevcut malzeme dayanımına göre hesaplanan moment kapasitesi
$\mathbf{M_{cr}}$:Kesitte çatlama oluşturan eğilme momenti
$\mathbf{M_d}$:Tasarım eğilme momenti
$\mathbf{M_n}$: n. doğal titreşim moduna ait modal kütle
$\mathbf{M_r}$:Kesitin eğilme momenti tasarım kapasitesi
$\mathbf{M_u}$:Kesitin eğilme momenti taşıma gücü
$\mathbf{m_i}$:Binanın i'inci katının kütlesi
$\mathbf{N_A}$:Artık moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet
$\mathbf{N_D}$:Tasarım eksenel kuvveti
$\mathbf{N_E}$:Deprem yükleri altında oluşan eksenel kuvvet
$\mathbf{N_K}$:Kesit moment kapasitesine karşı gelen eksenel kuvvet
$\mathbf{N_r}$:Kesitin eksenel kuvvet tasarım kapasitesi
$\mathbf{N_u}$:Kesitin eksenel yük taşıma gücü
$\mathbf{n}$:Hareketli yük katılım katsayısı, Bina kat adedi
$\mathbf{Q}$:Hareketli yük
$\mathbf{q_i}$:Binanın i. katındaki toplam hareketli yük
$\mathbf{R}$:Taşıyıcı sistem davranış katsayısı
$\mathbf{R_a}$:Deprem yükü azaltma katsayısı
$\mathbf{r}$:etki/kapasite oranı
$\mathbf{r_s}$:etki/kapasite oranı sınır değeri
$\mathbf{s}$:Etriye aralığı
$\mathbf{S}(T)$:Spektrum katsayısı
$\mathbf{S_{ae}}(T)$:Elastik spektral ivme
$\mathbf{S_{aR}}(T)$:n'inci doğal titreşim modu için azaltılmış spektral ivme
$\mathbf{S_{aen}}$:İtme analizinin n. moda ait doğrusal elastik spektral ivme
$\mathbf{S_{den}}$:İtme analizinin n. moda ait doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme
$\mathbf{S_{di1}}$:Birinci moda ait doğrusal olmayan spektral yerdeğiştirme
$\mathbf{T}$:Binanın doğal titreşim periyodu
$\mathbf{T_A, T_B}$:Spektrum karakteristik periyodları
$\mathbf{T_n}$:Binanın n. moduna ait doğal titreşim periyodu
$\mathbf{u_{xN1}}$:Binanın tepesinde x yönünde birinci moda ait yerdeğiştirme
$\mathbf{u^{(p)}_{xN1}}$:Binanın tepesinde x yönünde birinci moda ait tepe yerdeğiştirme talebi
$\mathbf{V}$:Kesme kuvveti
$\mathbf{V_d}$:Tasarım kesme kuvveti
$\mathbf{V_r}$:Kesitin kesme dayanımı
$\mathbf{w_i}$:i'inci katın, hareketli yük katılım katsayısı kullanılarak hesaplanan ağırlığı
$\boldsymbol{\gamma_m}$:Malzeme katsayısı
$\boldsymbol{\varepsilon}$:Birim boy değişimi
$\boldsymbol{\varepsilon_c}$:Betonda birim kısalma
$\boldsymbol{\varepsilon_{cu}}$:Betonda en büyük birim kısalma
$\boldsymbol{\varepsilon_s}$:Donatıda birim uzama

ε_{su} :Donatıda en büyük birim kısalma ve uzama
ε_{y} :Donatıda akma birim uzama ve kısalması
ε_{yd} :Donatıda tasarım akma birim uzama ve kısalması
ε_{su} :Donatı çeliğinin kopma birim uzama ve kısalması
ρ :Çekme donatısı oranı
ρ' :Basınç donatısı oranı
ρ_{b} :Dengeli donatı oranı
Φ :Donatı çapı
Φ_{p} :Plastik eğrilik
Φ_{t} :Toplam eğrilik
Φ_{xN1} :T Binanın tepesinde x yönü birinci moda ait mod şekli genliği
Γ_{xn} :X deprem doğrultusunda n. moda ait katkı çarpanı
δ_{i} :Binanın i. katındaki göreli kat ötelemesi
ΔF_{N} :Binanın N'inci katına (tepesine) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü
λ :Eşdeğer deprem yükü azaltma katsayısı
θ_{p} :Plastik dönme

BETONARME TAŞIYICI BİR SİSTEMİN DEPREM GÜVENLİĞİNİN DEĞİŞİK YÖNTEMLERLE DEĞERLENDİRİLMESİ

ÖZET

Mevcut yapıların kuvvet esasına dayalı yöntemler yerine, doğrusal olan ve olmayan yöntemler kullanılarak performansının incelenmesi sonucunda; sismik yükler altındaki yapının elastik ötesi davranışı belirlenebilmektedir. Bunun sonucunda yapıda meydana gelebilecek mekanizma durumları, deprem sonrasında gözlenebilecek kapasite kayıpları ve gerekebilecek uygun güçlendirme stratejisinin elde edilmesi mümkün olmaktadır.

Yüksek lisans tezi olarak sunulan mevcut çalışmada, bu yöntemlere ait özet bilgiler verildikten sonra bir yapının deprem performansı doğrusal ve doğrusal olmayan yöntemlerle belirlenerek, bu iki yöntemin karşılaştırılması yapılmıştır. Tezin birinci bölümü konuya giriş ve konuyla ilgili bilgileri içermektedir.

İkinci bölümde, yapı sistemlerinin deprem yükleri altında doğrusal olmayan davranışının göz önüne alınma nedenleri anlatılmış ve ilgili analiz yöntemleri açıklanmıştır.

Üçüncü bölümde, mevcut yapıların deprem performanslarının belirlenmesi ve performansa dayalı tasarım kavramının açıklaması yapılmıştır.

Dördüncü bölümde, yapıların güçlendirilmesi ve bununla ilgili yöntemler yer almaktadır.

Beşinci Bölümde, betonarme yapıların deprem performanslarının belirlenmesi amacıyla, düzlem bir çerçeve örneğinin iki farklı yöntemle hesabı yapılmıştır.

Altıncı bölümde, örnek betonarme bir yapının doğrusal analiz yöntemleriyle performans değerlendirilmesi yapılmıştır.

Yedinci bölümde, aynı yapının doğrusal olmayan yöntemlerle performansının değerlendirilmesi yapılmıştır.

Sekizinci bölümde ise yapılan hesaplamalar ışığında, elde edilen sonuçlar verilmiştir.

EARTHQUAKE SAFETY ANALYSIS OF THE REINFORCED CONCRETE STRUCTURE BY USING DIFFERENT METHODS

SUMMARY

Instead of conventional linear elastic methods, the nonlinear pushover analysis method enable the desinger to analyze the elastoplastic behavior of the structure under seismic loading. Moreover, it is also possible to obtain mechanism states, to determine weak points of the structure under the earthquake loading, and to choose the most efficient strengthening strategy which may be necessary.

The first chapter of the present thesis consists of an introduction to the problem and gives a general information about the seismic evaluation of the existing building by using the linear and the nonlinear methods as described in the Seismic Code (2007).

In the second chapter, the assumptions related to the linear and the nonlinear evaluation of structures under seismic load are explained in detail. The methods used for the linear and nonlinear analysis are defined.

In the third chapter is devoted to the seismic performance evaluations of existing structures as well as the performance based design of structures.

In the fourth chapter the general method of strengthening of structures are explained briefly,as it is given in Seismic Code (2007).

In the fifth chapter a plane concrete frame example is considered, to present the methods in detail. The evaluation is carried out by employing the both method as given in Seismic Code (2007).

In the sixth chapter a concrete structure is investigated to determine the seismic performance by using linear evaluation method.

In the seventh chapter, the same example is considered and evaluation is done by using the nonlinear method.

In the eighth chapter, the results of thesis are given conjunctively.

1.GİRİŞ

Yerkabuğundaki titreşimlerin dalgalar halinde yayılarak geçtikleri ortamları ve yer yüzeyini sarsma olayına deprem hareketi denilmektedir. Ne zaman ve hangi şiddette olabileceği önceden güvenilir ve net bir şekilde tahmin edilemeyen bu doğa olayını engellemek mümkün değildir. Meydana geldiği yerdeki yapıların hasar görmesine ve içindeki canlıların, can kaybına uğramasına neden olabilen bir doğa olayıdır. Jeolojik açıdan gezegenimize faydası olan yer hareketleri, barınma amacı ile yapılan yapıları yıkması nedeniyle, canlılar için bir afete dönüşmekte ve üzücü sonuçlar doğurmaktadır. Can kayıpları, mal ve altyapıya gelen fiziksel hasar ve ekonomik etkinliklerin kaybı bakımından kentsel deprem afetlerinin bedeli ağır olabilir. Kentsel afetler gelişme hevesini zayıflatır ve hasarlara neden olarak, yeniden toparlanmayı çok güç hale getirir.

Türkiye'de can ve mal kaybına yol açabilecek büyüklükte yıkıcı depremlerin geçmişten bugüne süregelmesi ve deprem kuşağındaki bir ülkede yaşadığımız düşünüldüğünde, önümüzdeki yıllarda da karşılaşabileceğimiz depremlerin üzücü sonuçlara neden olabileceği kaçınılmaz bir gerçektir. Türkiye'nin de içinde bulunduğu Akdeniz-Himalaya deprem kuşağı, yerküre üzerindeki iki ana deprem kuşağından biridir.

Büyük çoğunluğu deprem bölgesi olan Türkiye'de mevcut yapıların deprem kuvvetlerini karşılamada ne kadar yetersiz olduğu yaşanan depremler sonucunda görülmüştür. Mevcut yapıların tasarlandıkları dönemdeki şartnamelerdeki eksiklikler, işçilik ve malzeme kalitesindeki düşüklük gibi sebeplerden dolayı deprem taleplerini karşılayamayacak düzeyde olmaları insan hayatı açısından tehlike oluşturmaktadır. Özellikle 1999 İzmit depreminden sonra yaşanan büyük yıkım, betonarme yapıların daha iyi tasarlanması ve işçilik kalitesinin daha yüksek tutulması gerekliliğini göstermiştir.

Yaşanılan depremlerin ülkemizde yüksek oranda hasarlara sebep olması, daha kapsamlı çalışmalar yapılması ve gerçekçi değerlendirme yöntemlerinin ön plana

çıkarılması gerektiğini ortaya koymaktadır. Özellikle yardımcı olarak kullanılan yazılımlar sayesinde tasarım ve projelendirme aşamalarında olası insan hataları en aza indirgenmekte, hassas, karmaşık, ardışık çözümler yapılabilmekte ve analiz süreleri kısaltılarak verimli bir çalışma yapılabilmektedir. Ancak bilgisayar programları ne kadar gelişmiş olursa olsun hiçbir zaman bir mühendisin bilgi ve tecrübesinden yoksun bırakılmamalıdır. Gelişmiş hesap yöntemleri kullanılarak ve değişik olasılıklar gözetilerek yapılan bu analizler kadar, projenin profesyonel kişilerin denetimi altında modern yönetmeliklere uygun olarak hayata geçirilmesi de çok önemlidir.

Her çağdaş yönetmelikte ve yapı tasarım yöntemlerinde ana amaç, insanın afetlerden en az zararla çıkması ve can güvenliğinin sağlanması şeklindedir. Ülkemiz afet yönetmeliği de bu duruma değinmiş ve tasarım depremi (50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10 olan deprem) altında binaların uygun şekilde karşılık vermesi zorunluluğunu belirtmiştir. Bu karşılık, hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarında oluşabilecek hasarların onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can kaybını önlemek amacı ile binaların kısmen veya tamamen göçmesinin önlenmesi şeklindedir.

Depremin oluşturacağı hasarı asgariye indirmek için mevcut yapıların gözden geçirilmesi ve yetersiz görülenlerin onarılması gerekmektedir. Analizlerde genellikle doğrusal hesap yöntemleri kullanılmaktadır. Doğrusal hesap yöntemlerinin yetersiz kaldığı durumlarda daha gerçekçi ve yapının elastik ötesi davranışlarını da hesaba katan doğrusal olmayan analiz yöntemleri devreye girmektedir.

Doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinin kullanılması ile gerçeğe yakın sonuçlar amaçlanmış ve böylece, deprem etkisine uğramış bir binanın ve içerisindeki yapısal olmayan elemanların davranışları ile sismik performanslarını belirleyebilmek amacıyla Performansa Dayalı Analiz kavramı ortaya çıkmıştır.

Performans kavramı, yapının talep edilen sismik yer hareketini karşılayabilme kapasitesi olarak tanımlandırılabilir. Kapasite ise, binanın yapısal ve yapısal olmayan elemanlarının taşıma gücü ve şekil değiştirme yeteneklerine verilen isimdir. Bu durumda bina için birden çok performans seviyesi belirlenebilir. Performans seviyesi yapının tasarım veya güçlendirme çalışmalarının kapsamını değiştirir. Yapının

deprem güvenliği ve depremden sonraki olası güçlendirme maliyeti göz önünde tutularak amaca uygun seçenekler arasından en uygun performans seviyesi seçilebilir.

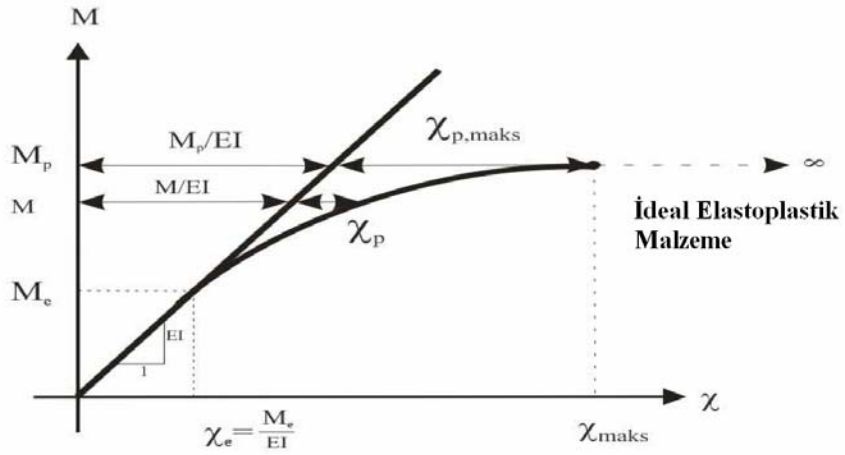
Binalardaki şekil değiştirmelerin kontrol altında tutularak yükleme yapılması esasına dayanan Statik İtme Yöntemi, elastik hesaplamaların yetersizliği karşısında geliştirilmiş ve yapılarda daha gerçekçi bir yol izlemesi yanında doğru sonuçlarda vermesiyle öne çıkmış bir doğrusal olmayan analiz yöntemidir. Bu yöntemde, sabit düşey yükler altında, yatay yüklerin orantılı olarak artırılmasıyla deprem sırasındaki gerçek davranışlar taşıyıcı sistem modeline uygulanır.

Yapılan bu çalışmada, performans kavramı ile doğrusal olan ve doğrusal olmayan statik analiz yöntemlerinden bahsedilmiş daha sonra kapasite spektrum yöntemi detaylı olarak açıklanmıştır. Uygulama kısmında ise bir işyeri binasının statik itme analiziyle deprem güvenliği belirlenmiştir. Yapılan bu analiz neticesinde binanın bölgede oluşabilecek deprem taleplerini karşılayıp karşılayamayacağı araştırılmıştır.

2.BİNALARIN PERFORMANS ESASLI DEĞERLENDİRİLMESİ

2.1 Plastik Mafsal Teorisi

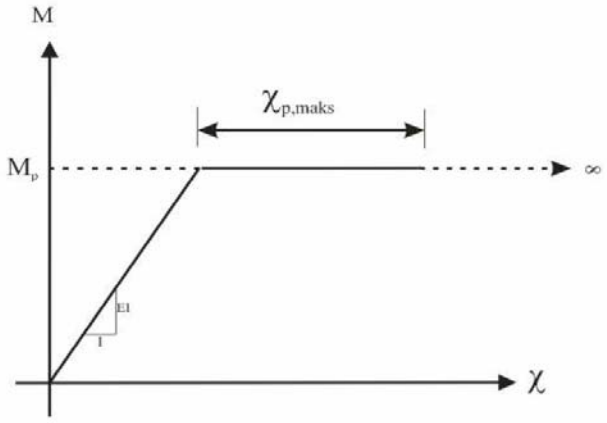
Betonarme kesitlerde moment etkisi altında dönme meydana gelmektedir. Yeterli sünekliğe sahip betonarme kesitlerin eğilme momenti-eğrilik (M-χ) ilişkileri incelendiğinde, esas olarak iki farklı bölgeden oluştukları gözlenmektedir. Birinci bölgede, momentin küçük değerleri için, betonarme kesitlerin davranışı doğrusal-elastik olarak kabul edilebilir. Bu bölgede, beton ve donatı çeliği doğrusal davranış bölgesinde kalmaktadır. Eğilme momentinin artan değerleri için, önce kesitte çatlama ve ardından donatıda akma meydana gelmektedir. Kesitteki gerilmelerin artmasıyla birlikte, beton ve donatı çeliğinde doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin, kesitin davranışında hakim olmaya başlaması, kesitin eğilme momenti-eğrilik bağıntısının doğrusal davranışını terk etmesine neden olmaktadır. Bu bağıntının ikinci bölgesinde, eğri yataya yakın olmaktadır. Plastik davranışın egemen olduğu bu bölgede, kesite etkiyen eğilme momentinde çok küçük artımlar meydana gelirken kesit dönmeleri ile eğrilik hızlı bir şekilde artmakta ve eğriliğin sınır değerine erişmesi sonucunda kesitte güç tükenmesi meydana gelmektedir [1].



Şekil 2.1:Eğrilik Momenti – Eğrilik Diyagramı

Plastik mafsal hipotezinde, bu iki bölge, biri yatay olmak üzere iki doğru parçası ile idealleştirilmektedir. Bu iki doğru kesin bir nokta ile birbirinden ayrılmamasına rağmen, çekme donatısının akmaya erişmesi ve betondaki birim kısalmanın ε_{cu} sınır değerine ulaşması, bu iki doğrusal davranışı birbirinden ayıran nokta olarak kabul edilebilmektedir .

Toplam şekil değiştirmelerin doğrusal şekil değiştirmelere oranı olarak tanımlanan süneklik oranının büyük olduğu ve doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin küçük bir bölgeye yayıldığı sistemlerde, doğrusal olmayan şekil değiştirmelerin plastik mafsal adı verilen belirli kesitlerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde ise sistemin doğrusal elastik davranmaya devam ettiği varsayılabilir. Plastik dönmelerin bu şekilde belirli bir bölgede toplanması, plastik mafsal olarak adlandırılmaktadır. Plastik mafsallarda kesit dönmeleri, eğilme momentinin en büyük değerine (M_p) ulaşması ile ortaya çıkmaktadır. Plastik mafsalı, basit mafsaldan ayıran en önemli özellik, kesitte sabit bir momentin bulunmasıdır.



Şekil 2.2: İdealleştirilmiş Bünye Bağıntısı

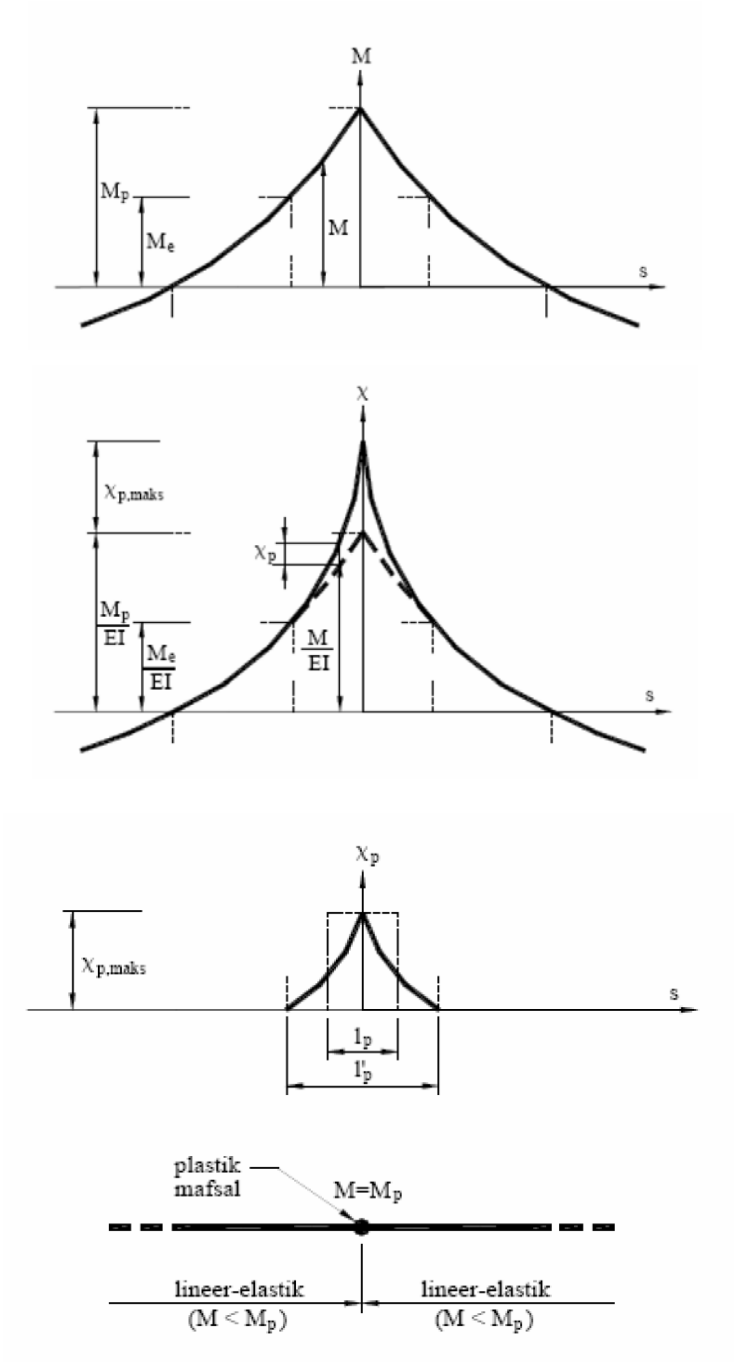
Plastik mafsal hipotezinin uygulanmasında, gerçek eğilme-eğrilik bağıntısı

$$M < M_p \quad \text{için} \quad \chi = \frac{M}{EI} \tag{2.1}$$

$$M = M_p \quad \text{için} \quad \chi \longrightarrow \chi_{p,maks} \tag{2.2}$$

şeklinde iki doğru parçası ile idealleştirilmektedir.(Şekil 2.2) Artan dış yükler altında plastik mafsal dönmelerinin artarak dönme kapasitelerine ulaşması durumunda meydana gelen büyük plastik şekil değiştirmeler nedeni ile kesitteki hasar kabul

edilemez duruma gelmektedir. Sistemin bir veya daha çok kesitindeki plastik mafsalların dönme kapasitelerine erişmesi, elemanın kullanılamaz hale gelmesine, fiili olarak göçme meydana gelmesede, teknik açıdan yapının göçmesine neden olmaktadır.



Şekil 2.3: Mesnet Bölgesinde Mafsal Oluşumu

Plastik şekil değiştirmeler, eleman üzerinde l_p uzunluğunda bir bölgede toplanmakta ve en büyük eğrilik $\chi_{p,maks}$ değerine eşit olmaktadır.(Şekil 2.3) Plastik mafsal hipotezinde, çubuk elemanın üzerinde l_p uzunluğundaki bir bölgede sürekli olarak

yayılmış olan plastik şekil değiştirmelerin, plastik mafsal olarak tanımlanan bir noktada toplandığı varsayılmaktadır. Plastik mafsal dönmesi;

$$\theta_p = \int_{\ell_p'} \chi_p \cdot d_s \qquad \textbf{(2.3)}$$

ile ifade edilmektedir. Bu değer *dönme kapasitesi* adı verilen bir sınır değere eşit olunca kesit güç tükenmesine ulaşır. Plastik mafsalın dönme kapasitesi ise;

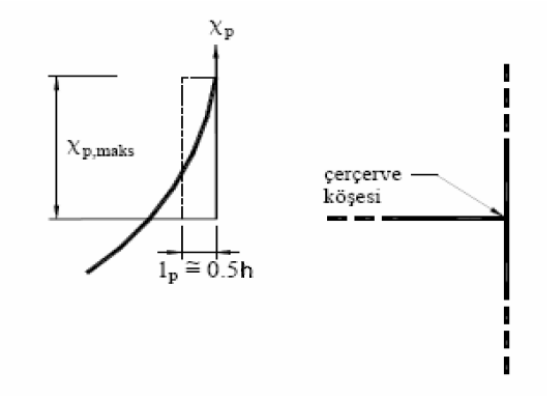
$$\theta_{p,maks} = \int_{\ell_p'} \chi_p \cdot d_s \qquad \left(\chi_p \rightarrow \chi_{p,maks}\right) \qquad \textbf{(2.4)}$$

şeklinde elde edilmektedir. Dönme kapasitesi, yukarıdaki bağıntıya alternatif olarak aşağıda verilen yaklaşık bağıntı ile de elde edilebilmektedir.

$$\theta_p = l_p \cdot \chi_{p,maks} \qquad \textbf{(2.5)}$$

Eğilme davranışının hakim olmasından ötürü *plastik mafsal boyu* olarak adlandırılan *plastik şekildeğiştirme bölgesi*'nin uzunluğu (l_p) için, kesin bir değer verilememekle beraber çalışan doğrultudaki kesit boyutu (h)'nın yarısına eşit alınabilir

$$l_p = 0.5\,h \qquad \textbf{(2.6)}$$



Şekil 2.4: Plastik Mafsal Boyu

Plastik mafsal hipotezinin yapılabilmesi için plastik deformasyonların toplandığı bu bölge çok büyük olmamalıdır. Yığılı plastik davranışı karakterize eden plastik mafsal, belirtilen bu bölgenin tam ortasında noktasal bir eleman olarak idealleştirilebilir.(Şekil 2.4)

Plastik şekil değiştirme bölgesi uzunluğu; moment-eğrilik diyagramına, eleman boyunca eğilme momentinin değişimine, kesit yüksekliğine ve kesitteki normal kuvvete bağlıdır. Örneğin basit kirişin açıklık kesitindeki gibi momentin daha yavaş değiştiği açıklık bölümlerinde elasto-plastik bölge boyu daha büyük olarak ortaya çıkarken, konsol kirişin mesnet bölgesinde olduğu gibi momentin keskin değiştiği bölgelerde plastikleşme bölgesinin boyu daha küçük olmaktadır.

Betonarme yapı sistemlerinde, plastik mafsalların dönme kapasiteleri aşağıdaki etkenlere bağlı olarak değişmektedir:

- Betonun ve beton çeliğinin σ-ε diyagramlarını belirleyen ε_{cu} ve ε_{su} sınır birim boy değişimi değerleri
- Betonun ε_{cu} birim kısalmasını etkileyen sargı donatısının miktarı, şekli ve yerleşim düzeni
- Plastik bölge uzunluğunu etkileyen enkesit boyutları
- Eleman boyunca eğilme momentinin değişimi
- Kesitteki normal kuvvet değeri

$H_w / \ell_w \leq 2.0$ olan perdelerde, eğilme etkisi altında plastik şekildeğiştirmeler göz önüne alınmayacaktır. Sadece eksenel kuvvet altında plastik şekildeğiştirme yapan elemanların plastik şekildeğiştirme bölgelerinin uzunluğu, ilgili elemanın serbest boyuna eşit alınacaktır.

Sonuç olarak plastik mafsal hipotezinin esasları şunlardır:

1) Bir kesitte artan dış yüklerle birlikte, eğilme momenti de artarak M_P plastik moment değerine ulaşınca, o kesitte plastik mafsal oluşmaktadır. Artmaya devam eden dış yükler altında, plastik mafsal gerçek bir mafsal gibi serbestçe dönmekte ve kesitteki eğilme momenti $M=M_P$ olarak kalmaktadır. Plastik mafsaldaki θp plastik dönme değeri artarak $\theta_{P,MAKS}$ dönme kapasitesine erişince sistem kullanılamaz hale gelmekte ve göçmektedir.

2) Plastik mafsallar arasında sistem doğrusal elastik davranmaktadır.

3) Kesite eğilme momenti ile birlikte normal kuvvetin de etkimesi durumunda, M_P plastik momenti yerine, kesitteki N normal kuvvet değerine bağlı olarak karşılıklı etki diyagramından elde edilen indirgenmiş plastik moment (M_P') değeri kullanılmaktadır.

2.2 Deprem Yönetmeliği Açısından Değerlendirme Yöntemleri

Deprem hesabının amacı, mevcut veya güçlendirilmiş binaların deprem performansını belirlemektir. Bu amaçla *doğrusal elastik* veya *doğrusal elastik olmayan* hesap yöntemleri kullanılabilir. Ancak, teorik olarak farklı yaklaşımları esas alan bu yöntemlerle yapılacak performans değerlendirmelerinin birebir aynı sonucu vermesi beklenmemelidir. Aşağıda tanımlanan genel ilke ve kurallar her iki türdeki yöntemler için de geçerlidir.

Deprem etkisinin tanımında, elastik (azaltılmamış) ivme spektrumu kullanılacaktır. Deprem hesabında bina önem katsayısı uygulanmayacaktır.(I =1.0)

Binaların deprem performansı, yapıya etkiyen düşey yüklerin ve deprem etkilerinin birleşik etkileri altında değerlendirilecektir. Hareketli düşey yükler, deprem hesabında göz önüne alınan kütleler ile uyumlu olacak şekilde tanımlanacaktır.

Deprem kuvvetleri binaya her iki doğrultuda ve her iki yönde ayrı ayrı etki ettirilecektir.

Deprem hesabında kullanılacak zemin parametreleri DBYYHY'2007'ye göre belirlenecektir.

Binanın taşıyıcı sistem modeli, deprem etkileri ile düşey yüklerin ortak etkileri altında yapı elemanlarında oluşacak iç kuvvet, yerdeğiştirme ve şekildeğiştirmeleri hesaplamak için yeterli doğrulukta hazırlanacaktır.

Deprem hesabında göz önüne alınacak kat ağırlıkları DBYYHY'2007 göre hesaplanacak, kat kütleleri kat ağırlıkları ile uyumlu olarak tanımlanacaktır.

Döşemelerin yatay düzlemde rijit diyafram olarak çalıştığı binalarda, her katta iki yatay yerdeğiştirme ile düşey eksen etrafında dönme serbestlik dereceleri göz önüne alınacaktır. Kat serbestlik dereceleri her katın kütle merkezinde tanımlanacak, ayrıca ek dışmerkezlik uygulanmayacaktır.

Mevcut binaların taşıyıcı sistemlerindeki belirsizlikler, binadan derlenen verilerin kapsamına göre *bilgi düzeyi katsayıları* aracılığı ile hesap yöntemlerine yansıtılacaktır.

Kısa kolon olarak tanımlanan kolonlar, taşıyıcı sistem modelinde gerçek serbest boyları ile tanımlanacaktır.

Bir veya iki eksenli eğilme ve eksenel kuvvet etkisindeki betonarme kesitlerin etkileşim diyagramlarının tanımlanmasına ilişkin koşullar aşağıda verilmiştir:

(a)Analizde beton ve donatı çeliğinin bilgi düzeyine göre belirlenen *mevcut dayanımları* esas alınacaktır.

(b) Betonun maksimum basınç birim şekildeğiştirmesi 0.003, donatı çeliğinin maksimum birim şekildeğiştirmesi ise 0.01 alınabilir.

(c) Etkileşim diyagramları uygun biçimde doğrusallaştırılarak çok doğrulu veya çok düzlemli diyagramlar olarak modellenebilir.

Betonarme sistemlerin eleman boyutlarının tanımında birleşim bölgeleri sonsuz rijit uç bölgeleri olarak göz önüne alınabilir.

Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait *etkin eğilme rijitlikleri* $(EI)_e$ kullanılacaktır. Daha kesin bir hesap yapılmadıkça, etkin eğilme rijitlikleri için aşağıda verilen değerler kullanılacaktır:

(a) Kirişlerde: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$

(b) Kolon ve perdelerde,

$N_D / (A_c f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda: $(EI)_e = 0.40\ (EI)_o$

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

Eksenel basınç kuvveti N_D'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir. N_D, deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu yüklerin gözönüne alındığı ve çatlamamış kesitlere ait $(EI)_o$ eğilme rijitliklerinin kullanıldığı bir ön düşey yük hesabı ile belirlenecektir.

Deprem hesabı için başlangıç durumunu oluşturan düşey yük hesabı ise, yukarıda belirtildiği şekilde elde edilen etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanılarak, deprem hesabında esas alınan kütlelerle uyumlu yüklere göre yeniden yapılacaktır. Deprem hesabında da aynı rijitlikler kullanılacaktır.

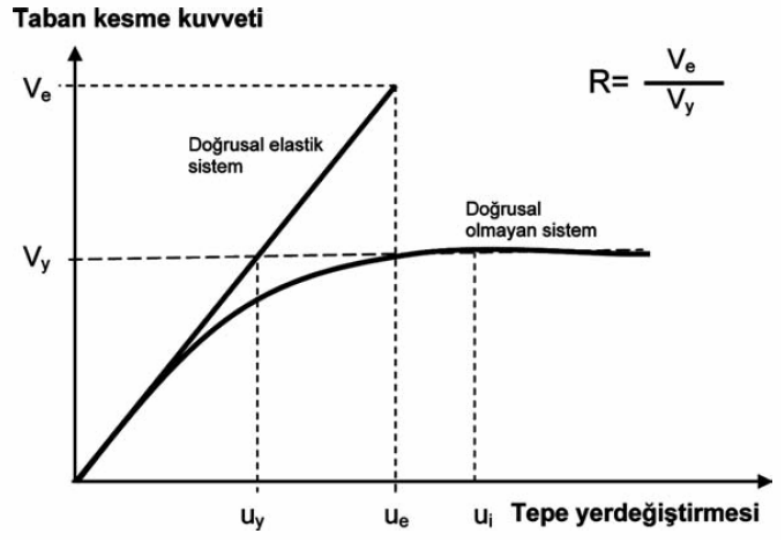
Betonarme tablalı kirişlerin pozitif ve negatif plastik momentlerinin hesabında tabla betonu ve içindeki donatı hesaba katılabilir.

2.2.1 Doğrusal Elastik Değerlendirme Yöntemleri

Doğrusal olan yöntemlerin taşıyıcı sistem davranışı anlamında doğrusal olduğunu kabul etmek doğru değildir. Çözüm işleminin doğrusal yapılmasına karşın, sistemin doğrusal olmayan davranışı göz önüne alınmaktadır.

Yeni binaların tasarımında doğrusal elastik davranış kabulü ile hesaplanan (azaltılmamış) deprem kuvvetleri, tasarlanan yapının elastik ötesi süneklik ve fazla dayanım (tasarım dayanımına göre) özellikleri göz önüne alınarak seçilen deprem yükü azaltma katsayısına (R_a) bölünmesi ile azaltılır. Bu azaltma, binanın kapasite tasarımı ilkelerine uygun olarak tasarlandığında deprem etkileri altında hiçbir elemanda gevrek kırılma olmayacağı ve tüm elemanların benzer süneklik ve fazla dayanım özelliklerine sahip olacağı varsayımına dayanır. Azaltılmış deprem kuvvetleri altında hesaplanan iç kuvvetler, düşey yüklerden kaynaklanan iç kuvvetlerle birleştirilerek elemanların tasarım kuvvetleri belirlenir.

Depremden kaynaklanan tüm iç kuvvetlerin aynı yük azaltma faktörü ile azaltılmasının gerekçesi, binanın deprem sırasında tek dereceli bir sistem gibi davranacağı varsayımıdır. Birden fazla titreşim modunun hesaba katıldığı mod birleştirme yönteminde bu kabul doğru değildir, sadece pratik bir yaklaşıklık sağlar. Esasında bu durumda her mod için ayrı bir R_a katsayısı tanımlamak gereklidir.[2]



Şekil 2.5: Taban Kesme Kuvveti – Tepe Yerdeğiştirmesi İlişkisi

Kapasite tasarımı ilkelerine göre tasarlanan bir binanın deprem etkisi altında tek dereceli bir sistem gibi davranacağını ve dayanım fazlası olmadığını, yani binanın gerçekleşen dayanımının tasarım dayanımına eşit olduğunu kabul edersek, bu durumda binanın doğrusal elastik ve doğrusal olmayan deprem davranışını Şekil 2.5 'de gösterildiği şekilde ifade edebiliriz. Şekilde taban kesme kuvveti (V) ile tepe yerdeğiştirmesi (u) ilişkisi eşdeğer bir tek dereceli sistemi tanımlamaktadır. V_e ve u_e deprem etkisi altında doğrusal elastik sisteme ait taban kesme kuvveti ve yerdeğiştirme talebini göstermektedir. V_y ve u_y tasarlanan sistemin akma dayanımı ve akma yerdeğiştirmesi, u_i deprem etkisi altında doğrusal olmayan sisteme ait yerdeğiştirme talebidir. Bu durumda doğrusal elastik sistem için deprem yükü azaltma katsayısı R, elastik sisteme ait taban kesme kuvveti talebinin (V_e) taban kesme kuvveti kapasitesine (V_y) oranıdır. Tasarlanan sistemin yerdeğiştirme kapasitesi deprem etkisi altında gerçekleşen doğrusal olmayan davranışa ait yerdeğiştirme talebini (u_i) karşıladığı sürece, deprem yüklerinin bir deprem yükü azaltma katsayısı kullanarak azaltılması tutarlıdır. Sünek olarak tasarlanan elemanlardan meydana gelen ve özellikle kuvvetli kolon–zayıf kiriş durumunun sağlandığı binalar yüksek şiddetli deprem etkileri altında dahi yeterli şekildeğiştirme ve yerdeğiştirme kapasitesini sağlayabilmektedir. Betonarme elemanların sünekliği, tüm kritik kesitlerin sargı donatısı kullanılarak sarılması ile önemli miktarda arttırılabilir.

Deprem Yönetmeliği koşullarını yerine getirmeyen mevcut bir binada ise tek bir R katsayısı kullanarak deprem yüklerini azaltmak ve eleman kapasitelerini azaltılmış deprem yükleri ve düşey yük etkilerinin birleşik etkisi altında kontrol etmek doğru değildir. Zira elemanlarının hepsi aynı derecede sünek olmayan bir yapıda tek R katsayısı tanımı geçerli değildir. Bu nedenden dolayı doğrusal elastik performans hesabında deprem yükü azaltma katsayısı uygulanmamış, deprem etkileri azaltılmamış deprem yükleri altında hesap yapılmalıdır.

Doğrusal elastik olarak modellenen bir bina elemanlarının performans kontrolü, kritik kesitlerde azaltılmamış deprem etkisi ve düşey yük etkisi altında hesaplanan iç kuvvetlerin kesit kapasiteleri ile karşılaştırılması sonucunda yapılabilir. Kesit kapasitesinin aşılmasına, ancak kesit yeterli sünekliğe sahipse izin verilebilir. Dolayısıyla eleman kesitlerinde iç kuvvetler cinsinden elde edilen *etki / kapasite oranları* kesitten talep edilen sünekliğin bir göstergesi olmaktadır.

2.2.1.1. Doğrusal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

Bu yöntem, birinci modun etkili olduğu az katlı binalarda ve binada burulma düzensizliğinin sınırlı olduğu durumlarda daha yeterli yaklaşımı sağlar. DBYYHY'2007'da verilen, çeşitli yapısal özelliklere göre, eşdeğer deprem yükü yönteminin uygulanabilme sınırları Tablo(2.1)'de verilmiştir.

Tablo 2.1:Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminin Uygulanabileceği Binalar

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

Bina performansının doğrusal elastik hesap yöntemiyle belirlenmesi durumunda; bodrum üzerinde toplam yüksekliği 25 metreyi ve toplam kat sayısı 8'i aşmayan, ayrıca ek dışmerkezlik göz önüne alınmaksızın hesaplanan burulma düzensizliği katsayısı $\eta_{bi} < 1.4$ olan binalara eşdeğer deprem yükü yöntemi uygulanacaktır.

Binanın tümüne etkiyen, Toplam Eşdeğer Deprem Yükü (taban kesme kuvveti, Vt) göz önüne alınan deprem doğrultusunda, Denklem (2.7) ile belirlenecektir.

$$V_t = \frac{\lambda.W.A(T_1)}{R_a(T_1)} \geq 0.10\, A_0.I.W \qquad \textbf{(2.7)}$$

λ katsayısı bodrum hariç, bir ve iki katlı binalarda 1.0, diğerlerinde 0.85 alınacaktır. Binanın deprem yüklerinin hesaplanmasında kullanılacak toplam ağırlığı, W, Denklem (2.8) ile belirlenecektir.

$$W = \sum_{i=1}^{N} w_i \qquad \textbf{(2.8)}$$

w_i, kat ağırlıkları ise Denklem (2.9) ile hesaplanacaktır.

$$w_i = g_i + n.q_i \tag{2.9}$$

Endüstri binalarında sabit ekipman ağırlıkları için n = 1 alınacak, ancak vinç kaldırma yükleri kat ağırlıklarının hesabında göz önüne alınmayacaktır. Deprem yüklerinin belirlenmesinde kullanılacak çatı katı ağırlığının hesabında kar yüklerinin %30'u gözönüne alınacaktır. DBYYHY'2007'de verilen, çeşitli yapı tiplerinde kullanılacak hareketli yük azaltma katsayısı Tablo (2.2)'de verilmiştir.

Tablo 2.2 : Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)

Binanın Kullanım Amacı	n
Depo, antrepo, vb.	0.80
Okul, öğrenci yurdu, spor tesisi, sinema, tiyatro, konser salonu, garaj, lokanta, mağaza, vb.	0.60
Konut, işyeri, otel, hastane, vb.	0.30

Denklem (2.7) ile hesaplanan toplam eşdeğer deprem yükü, bina katlarına etkiyen eşdeğer deprem yüklerinin toplamı olarak Denklem (2.10) ile ifade edilir.

$$V_t = \Delta F_N + \sum_{i=1}^{N} F_i \tag{2.10}$$

Binanın N' inci katına (tepe noktasına) etkiyen ek eşdeğer deprem yükü ΔF_N'in değeri Denklem (2.11) ile belirlenecektir.

$$\Delta F_N = 0.0075\, N\, V_t \tag{2.11}$$

Toplam eşdeğer deprem yükünün ΔF_N dışında geri kalan kısmı, N' inci kat dahil olmak üzere, bina katlarına Denklem (2.12) ile dağıtılacaktır.

$$F_i = (V_t - \Delta F_N)\frac{w_i H_i}{\sum_{j=1}^{N} w_j H_j} \tag{2.12}$$

2.2.1.2. Mod Birleştirme Yöntemi

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

Herhangi bir n' inci titreşim modunda göz önüne alınacak azaltılmış ivme spektrumu ordinatı Denklem (2.13) ile belirlenecektir.

$$S_{aR}(T_n) = \frac{S_{ae}(T_n)}{R_a(T_n)} \qquad \textbf{(2.13)}$$

Bina performansını belirlemek amacıyla mod birleştirme yönteminin kullanılmasında Denklem (2.13)'de R_a=1 alınacaktır. Uygulanan deprem doğrultusu ve yönü ile uyumlu olan eleman iç kuvvetlerinin ve kapasitelerinin hesabında, bu doğrultuda hakim olan modda elde edilen iç kuvvet doğrultuları esas alınacaktır.

Hesaba katılması gereken yeterli titreşim modu sayısı, Y, gözönüne alınan birbirine dik x ve y yatay deprem doğrultularının her birinde, her bir mod için hesaplanan etkin kütle'lerin toplamının hiçbir zaman bina toplam kütlesinin %90'ından daha az olmaması kuralına göre belirlenecektir:

$$\sum_{N=1}^{Y} M_{XN} = \sum_{N=1}^{Y} \frac{L_{xn}^2}{M_n} \geq 0.90 \sum_{N=1}^{Y} m_i \qquad \textbf{(2.14)}$$

$$\sum_{N=1}^{Y} M_{YN} = \sum_{N=1}^{Y} \frac{L_{yn}^2}{M_n} \geq 0.90 \sum_{N=1}^{Y} m_i \qquad \textbf{(2.15)}$$

Denklem (2.14) ve Denklem (2.15)'te yer alan L_{xn} ve L_{yn} ile modal kütle M_n'nin ifadeleri, kat döşemelerinin rijit diyafram olarak çalıştığı binalar için aşağıda verilmiştir:

$$L_{xn} = \sum_{i=1}^{N} m_i . \Phi_{xin} \qquad \textbf{(2.16)}$$

$$L_{yn} = \sum_{i=1}^{N} m_i . \Phi_{yin} \qquad \textbf{(2.17)}$$

$$M_n = \sum_{i=1}^{N} \left(m_i \Phi_{xin}^2 + m_i \Phi_{yin}^2 + m_{\theta i} \Phi_{\theta in}^2 \right) \quad \textbf{(2.18)}$$

Binaya etkiyen toplam deprem yükü, kat kesme kuvveti, iç kuvvet bileşenleri, yerdeğiştirme ve göreli kat ötelemesi gibi büyüklüklerin her biri için ayrı ayrı uygulanmak üzere, her titreşim modu için hesaplanan ve eşzamanlı olmayan maksimum katkıların istatistiksel olarak birleştirilmesi için uygulanacak kurallar aşağıda verilmiştir:

$T_m < T_n$ olmak üzere, gözönüne alınan herhangi iki titreşim moduna ait doğal periyotların daima $T_m / T_n < 0.80$ koşulunu sağlaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Karelerin Toplamının Kare Kökü Kuralı uygulanabilir.

Yukarıda belirtilen koşulun sağlanamaması durumunda, maksimum mod katkılarının birleştirilmesi için Tam Karesel Birleştirme Kuralı uygulanacaktır. Bu kuralın uygulanmasında kullanılacak çapraz korelasyon katsayıları'nın hesabında, modal sönüm oranları bütün titreşim modları için %5 olarak alınacaktır.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda, birleştirilerek elde edilen bina toplam deprem yükü V_{tB}'nin, Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi'nde Denklem (2.10)'dan hesaplanan bina toplam deprem yükü V_t'ye oranının aşağıda tanımlanan β değerinden küçük olması durumunda ($V_{tB} < \beta V_t$), Mod Birleştirme Yöntemi'ne göre bulunan tüm iç kuvvet ve yerdeğiştirme büyüklükleri, Denklem (2.19)'a göre büyütülecektir.

$$B_D = \frac{\beta V_t}{V_{tB}} B_B \quad \textbf{(2.19)}$$

Deprem yönetmeliğinde tanımlanan A1, B2 veya B3 türü yapı düzensizliklerinden en az birinin binada bulunması durumunda Denklem (2.19)'da β=0.90, bu düzensizliklerden hiçbirinin bulunmaması durumunda ise β =0.80 alınacaktır.

2.2.1.3 Doğrusal Elastik Yöntemlerin Hesap Esasları

Doğrusal elastik yöntemler, eğilme momentinin kritik olduğu sünek elemanlarda uygulanır. Kesme kuvveti veya basınç kuvvetinin kritik olduğu, gevrek elemanlarda uygulanmaz. Kolon, kiriş ve perdelerin süneklik kontrolleri TS500'den yapılır. Birleşim bölgesi kesme kuvveti, kesme dayanımını aşıyorsa kolon-kiriş birleşim bölgesi gevrek olarak adlandırılır.

Mevcut binaların analizi, yeni yapılan binalara uygulanan yöntemin genişletilmişi sayılabilir. Yöntemde kesit ve elemanların dayanımı esas alınır. Taşıyıcı sistem x ve y doğrultularında, R_a=1 alınarak ayrı ayrı yüklenir. Bu şekilde eş değer deprem yükü yönteminde azaltılmamış deprem kuvveti sisteme statik olarak verilir. Mod birleştirme yönteminde ise, deprem etkisini tanımlayan spektrum eğrisinin azaltılmaması sağlanmış olur.

Deprem yüklemesi sonrasında kolon, kiriş ve perdelerde, eğilme momenti M_e ve eksenel kuvvet N_e bulunur. Bununla beraber malzeme katsayıları ile azaltma yapmadan f_{cm} ve f_{ym} kullanılarak kesitlerin eğilme momenti kapasitesi M_k ve eksenel kuvvet kapasitesi N_k hesaplanır. Bu kapasite momentinden düşey yüklerin talep ettiği değer çıkarılarak deprem etkisinin karşılanmasına kalan *Artık Kapasite* bulunur. Artık kapasite ifadeleri, Denklem (2.20) ve Denklem (2.21) de gösterilmektedir.

$$M_A = M_K - M_{G+Q} \tag{2.20}$$

$$N_A = N_K - N_{G+Q} \tag{2.21}$$

Doğrusal elastik hesap yöntemleri ile yapı elemanlarının hasar sınırlarının belirlenmesinde, elemanların kritik kesitlerinin etki/kapasite oranları (r) cinsinden ifade edilen sayısal değerler kullanılmaktadır. Yukarıdaki denklemler vektöriyel olduğundan eğilme etki/kapasite oranının hesaplanmasında, uygulanan deprem kuvvetinin yönü dikkate alınmalıdır. Denklem (2.22) ve Denklem(2.23) de r oranının nasıl hesaplanacağı gösterilmektedir.

r = Deprem Etkisi / Deprem Etkisine Kalan Kapasite

$$r = \frac{M_E}{M_A} = \frac{M_E}{M_K - M_{G+Q}} \tag{2.22}$$

$$r = \frac{N_E}{N_A} = \frac{N_E}{N_K - N_{G+Q}} \qquad \textbf{(2.23)}$$

Kolon, kiriş ve perde elemanlar için, etki/kapasite oranlarının sınır değerleri aşağıdaki tablolarda verilmektedir. Hesaplanan etki/kapasite oranları, elemanlar için verilen ilgili sınır değerler ile karşılaştırılarak, elemanların hangi hasar bölgesinde bulunduğu hesaplanabilir. Elemanın en fazla hasarlı kesiti, elemanın hasarını belirlemektedir.

Tablo 2.3: Betonarme Kirişler İçin Hasar Sınırları (r_s)

Sünek Kirişler			**Hasar Sınırı**		
$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\, f_{ctm}}$ (1)	**MN**	**GV**	**GÇ**
≤ 0.0	Var	≤ 0.65	3	7	10
≤ 0.0	Var	≥ 1.30	2.5	5	8
≥ 0.5	Var	≤ 0.65	3	5	7
≥ 0.5	Var	≥ 1.30	2.5	4	5
≤ 0.0	Yok	≤ 0.65	2.5	4	6
≤ 0.0	Yok	≥ 1.30	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≤ 0.65	2	3	5
≥ 0.5	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	4

Tablo 2.4: Betonarme Kolonlar İçin Hasar Sınırları (r_s)

Sünek Kolonlar			**Hasar Sınırı**		
$\frac{N_K}{A_c f_{cm}}$ (1)	Sargılama	$\frac{V_e}{b_w d\, f_{ctm}}$ (2)	**MN**	**GV**	**GÇ**
≤ 0.1	Var	≤ 0.65	3	6	8
≤ 0.1	Var	≥ 1.30	2.5	5	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≤ 0.65	2	4	6
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Var	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≤ 0.1	Yok	≤ 0.65	2	3.5	5
≤ 0.1	Yok	≥ 1.30	1.5	2.5	3.5
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≤ 0.65	1.5	2	3
≥ 0.4 ve ≤ 0.7	Yok	≥ 1.30	1	1.5	2
≥ 0.7	–	–	1	1	1

Tablo 2.5: Betonarme Perdeler İçin Hasar Sınırları (r_s)

Sünek Perdeler	**Hasar Sınırı**		
Perde Uç Bölgesinde Sargılama	**MN**	**GV**	**GÇ**
Var	3	6	8
Yok	2	4	6

Azaltılmamış deprem yükünün mevcut kapasite ile karşılanması durumu olsaydı (r) katsayısının 1 den küçük olması beklenirdi. Bu durumda sistem elastik ötesi davranış yapmayacağı için yapıda hiç hasar beklenmezdi. Ancak deprem etkisinin elastik ötesi davranışla karşılanması söz konusu olduğundan r > 1 olmaktadır.

Doğrudan sünekliğe bağlı olan r katsayısının sınır değeri; kesitte kabul edilecek hasar seviyesine, sünekliği kötü yönde etkileyen kesme kuvveti ile normal kuvvet değerine ve sünekliğe katkısı olan sargı donatısının yönetmelikte öngörülen düzeyde bulunmasına bağlı olarak değişmektedir.

Sonuç olarak belirli bir hasar bölgesinin aşılmaması için Denklem (2.24) ve Denklem(2.25) in sağlanması gerekmektedir. Bu denklemlerin sağlanmaması kesitte öngörülen hasarın aşıldığını gösterir.

$$r = \frac{M_E}{M_K - M_{G+Q}} \leq r_S \qquad \textbf{(2.24)}$$

$$r = \frac{N_E}{N_K - N_{G+Q}} \leq r_S \qquad \textbf{(2.25)}$$

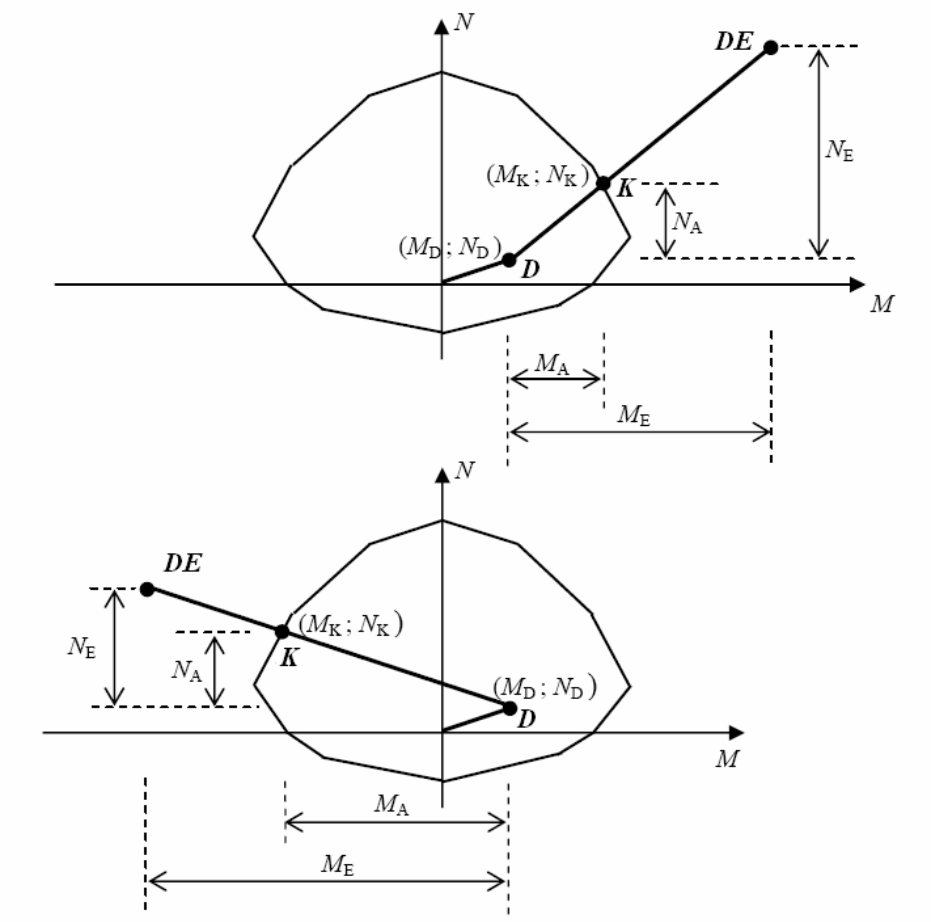
Yeni binalarda taşıyıcı sistem için ön görülen tek bir R_a katsayısı mevcut iken, mevcut binada taşıyıcı eleman kesiti esasına göre *r=etki/kapasite oranları* biçiminde hesaplanmakta ve ön görülen sınır değerler ile karşılaştırılmaktadır. Bunun sebebi, mevcut taşıyıcı sistem elemanlarının sahip olduğu süneklik düzeyi farklıdır. Yeni binalarda ise süneklik düzeyinin bütün elemanlarda tasarımda uygun şartları sağlayarak belirli bir seviye de tutulması mümkündür.

Doğrusal elastik yöntemde göreli kat ötelemelerininde sınırlandırılması öngörülür. Sınır değerler Tablo (2.6) da verilmektedir. Tabloda h_{ji} kat yüksekliğini, δ_{ji} ise belirli bir kattaki kolonun veya perdenin üst ucunun alt ucuna göre göreli ötelemesini göstermektedir.

Tablo 2.6: Göreli Kat Ötelemesi Sınırları

Göreli Kat Ötelemesi Oranı	Hasar Sınırı		
	MN	GV	GÇ
δ_{ji} / h_{ji}	0.01	0.03	0.04

Etki/Kapasite oranının hesabında, kolon moment kapasitesi normal kuvvete de bağlı olduğundan, kirişlerdeki kapasite momentinin bulunuşundan biraz daha detaylıdır. Şekil(2.6) da D noktası düşey yüklerden oluşan kuvvet çiftini göstermektedir. DE(M_{E+D},N_{E+D}) noktası, düşey yük etkisi ile R_a=1 alınarak hesaplanan deprem etkisinin toplamlarına karşılık gelmektedir. D-DE doğrusunun etki diyagramını kestiği nokta kesit kapasitesini göstermektedir.



Şekil 2.6: Kolon Kesitinde (M_k , N_k) Değerlerinin Bulunması

Sonuç olarak yöntemin hesap adımları aşağıdaki gibidir;

- Sistem G + n.Q yükleri altında analiz edilerek M_D ve N_D kesit etkileri bulunur.
- R_a=1 alınarak deprem yüklemesi yapılır, M_E ve N_E kesit etkileri hesaplanır.
- Taşıyıcı sistemin kolon ve kirişlerinin uç kesitlerinin pozitif ve negatif M_K ve N_K kapasiteleri hesaplanır.
- Bütün kolon ve kirişlerin kesme kuvveti ile normal kuvvet kapasiteleri TS500'e göre hesaplanır ve mevcut değerlerle karşılaştırılarak sünek veya gevrek güç tükenmesi olduğuna karar verilir.
- Sünek elemanlarda *r=etki/kapasite oranları* hesaplanır ve ilgili sınır değerler ile karşılaştırılarak kesitin hasar bölgesi belirlenir.
- Kolon ve kirişlerin uç kesitleri için belirlenen hasar bölgelerinde eleman hasar sınırları, kat ve taşıyıcı sistem performans durumu belirlenir.
- Göreli kat ötelemesi sınırları kontrol edilir.
- Belirlenen performans durumunun verilen bina için kabul edilip edilemeyeceğine karar verilir.

2.2.2 Doğrusal Elastik Olmayan Değerlendirme Yöntemleri

Doğrusal olmayan hesap yöntemlerinin doğrusal elastik hesap yöntemlerine göre en önemli avantajı, artan yükler altında sistemde bulunan yapısal elemanlar sırayla kapasitelerine ulaştıkça, bu elemanlar tarafından taşınamayan yüklerin diğer elemanlara dağılmasına (yeniden dağılım) izin vermesidir. Böylece iç kuvvet dağılımı daha gerçekçi olarak hesaplanabilmektedir. Dezavantajı ise doğrusal olmayan çözüm yöntemlerinin henüz standartlaşmamış olmasıdır. Doğrusal elastik çözüm yapan mevcut hesap programları kullanılamaz ve daha fazla ayrıntıya ihtiyaç duyan programlar gerekir. Ayrıca deprem etkisinin altında performans değerlendirmesine esas teşkil eden doğrusal olmayan sisteme ait maksimum yerdeğiştirmelerin yeterli hassasiyetle hesaplanamaması, ancak yaklaşık yöntemlerle tahmin edilebilmesi ayrı bir dezavantajdır.

DBYYHY'2007'de doğrusal olmayan davranışa ait performans değerlendirmesi için iki ayrı hesap yöntemi verilmektedir. Bu yöntemler; *Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* ve *Artımsal Mod Birleştirme* yöntemleridir. Doğrusal olmayan yöntemlerde eşdeğer deprem yükleri bir defada değil adım adım arttırılarak uygulanır. Bundan dolayı bu yöntemler "statik itme analizi" olarak adlandırılır. İki ayrı doğrusal olmayan yöntemin farkını göz önüne alınan mod sayısı belirler. Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi tek mod üzerinden yapılırken, Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi çok modlu hesap yöntemidir.

2.2.2.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi

Bu yöntem tek modlu statik itme analizi olup, birinci modun etkili olduğu az katlı binalarda ve burulma düzensizliğinin sınırlı olduğu durumlarda yeterli yaklaşım sağlar. Yönetmeliğe göre;

- Toplam kat adedi 8'i aşmayan binalarda
- Burulma düzensizlik katsayısı 1.4 den küçük olan binalarda
- Deprem doğrultusundaki birinci titreşim moduna ait etkin kütle oranı 0.70 den büyük olan binalarda bu yöntem uygulanabilir.

Yöntem, taşıyıcı sistemin yatay kapasitesi ile deprem etkisi talebinin buluşturularak, depremli duruma karşı gelen performans durumunun belirlenmesi olup aşağıdaki adımlardan oluşmaktadır.

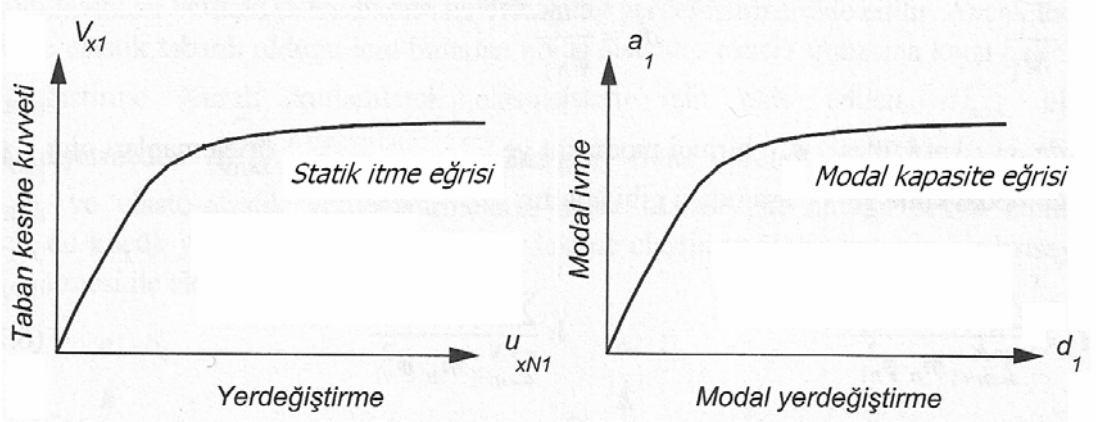
- Kapasite eğrisinin belirlenmesi
- Deprem etkisinin talep eğrisinin belirlenmesi
- İki eğrinin kesiştirilerek taşıyıcı sistemde dengenin oluştuğu bina performans durumunun belirlenmesi
- Performans durumunda iç kuvvetler ve şekil değiştirme durumunun incelenerek sağlanan performans durumunun hedeflenene uygun olup olmadığının tespiti

Taşıyıcı sistemin geometrisi, kesit ve malzeme özellikleri ile taşıyıcı sistem elastik ötesi davranışı göz önüne alınarak sistem adım adım yüklenir. Toplam yatay yük ile en üst noktanın yer değiştirmesi arasındaki ilişki elde edilir. Yatay yükün değişimi birinci titreşim modu ve kat kütleleri ile orantılı kabul edilir.

Statik itme analizi için aşağıdaki kabuller yapılır;

- Plastik şekil değiştirmelerin belirli kesitte toplandığı varsayılarak plastik mafsal kabulü kullanılır.
- Plastik mafsal boyu kesit yüksekliğinin yarısı olarak kabul edilir. ($L_P = 0.5$ h)
- Plastik mafsalların, en çok zorlanan kolon ve kirişlerin uçlarında, perdelerde ise her katta kat seviyesinde oluşabileceği kabul edilir.
- Eğilme momenti ile normal kuvvet bulunan kolon kesitlerinde plastik mafsal kesitlerinin güç tükenmesi çizgileri mevcut malzeme dayanımları kullanılarak belirlenir ve eğrisel değişimin yeterli yaklaşıklıkla ifade edilebileceği kabul edilir.
- Tablalı kirişlerde tabladaki beton ve donatının kesit kapasitesine katkısı olduğu kabul edilir.
- Betonarme elemanlarda daha gerçekçi olması sebebiyle çatlamış kesit eğilme rijitlikleri kabul edilir.

Statik itme eğrisi, taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışla karşıladığı yatay kuvveti ve bu yatay yerdeğiştirme arasındaki ilişkiyi gösterir. (Şekil 2.7)



Şekil 2.7: Statik İtme Eğrisi ve Modal kapasite Eğrisi

Bu eğrinin adımlarında kesitlerde plastik mafsalların ortaya çıkış sırasının izlenmesi ve sistemin davranışının değerlendirilmesi, analiz açısından büyük kolaylık sağlar. Statik itme eğrisi, daha sonra talep eğrisiyle bir araya getirilebilmesi için bir eksen değişimine tabi tutulur. Taban kesme kuvveti modal ivmeye, en üst katın yerdeğiştirmesi ise modal yer değiştirmeye dönüştürülür.

Statik itme eğrisine uygulanan koordinat dönüşümü ile koordinatları "modal yerdeğiştirme - modal ivme" olan modal kapasite eğrisi aşağıdaki şekilde elde edilebilir:

1) (i)'inci itme adımında birinci moda ait (deprem doğrultusunda hakim) modal ivme Denklem (2.26) dan elde edilir.

$$a_1^{(i)} = \frac{V_{x1}^{(i)}}{M_{x1}} \qquad \textbf{(2.26)}$$

Burada, $V_{x1}^{(i)}$, deprem doğrultusunda (i)' inci itme adımı sonunda elde edilen birinci moda ait taban kesme kuvvetini, M_{x1} x deprem doğrultusunda doğrusal elastik davranış için tanımlanan birinci moda ait etkin kütleyi göstermektedir.

2) (i)'inci itme adımında birinci moda ait modal yerdeğiştirmenin hesabı için ise, aşağıdaki bağıntıdan yararlanılabilir:

$$d_1^{(i)} = \frac{u_{xN1}^{(i)}}{\phi_{xN1}\,\Gamma_{x1}} \qquad \textbf{(2.27)}$$

Modal katkı çarpanı Γ_{x1}, x deprem doğrultusunda taşıyıcı sistemin başlangıç adımındaki doğrusal elastik davranışı için tanımlanan L_{x1} ve M_{x1}'den yararlanılarak aşağıdaki şekilde elde edilir:

$$\Gamma_{x1} = \frac{L_{x1}}{M_{x1}} \qquad \textbf{(2.28)}$$

Statik itme analizi sonucunda yukarıda açıklandığı şekilde elde edilen modal kapasite eğrisi ile elastik davranış spektrumu göz önüne alınarak, birinci moda ait maksimum modal yerdeğiştirme hesaplanır.

$$d_1^{(p)} = S_{di1} \qquad \textbf{(2.29)}$$

Doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1}, itme analizinin ilk adımında hesaplanan birinci moda ait, $T_1^{(1)}$ başlangıç periyoduna karşı gelen, lineer spektral yerdeğiştirme S_{de1}'e bağlı olarak Denklem (2.30) ile elde edilir.

$$S_{di1} = C_{R1}\, S_{de1} \qquad \textbf{(2.30)}$$

Doğrusal elastik spektral yerdeğiştirme S_{de1}, itme analizinin ilk adımında birinci moda ait elastik spektral ivme S_{ae1} 'den hesaplanır:

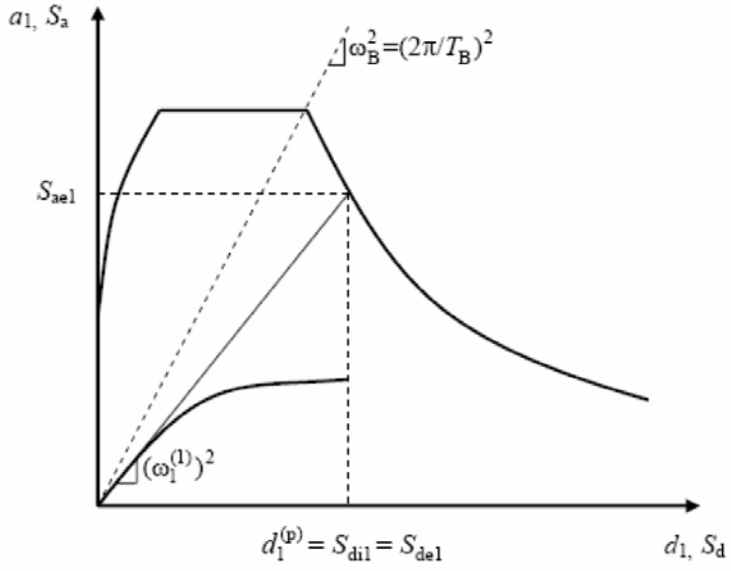
$$S_{de1} = \frac{S_{ae1}}{(\omega_1^{(1)})^2} \qquad \textbf{(2.31)}$$

Spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1}, başlangıç periyodu $T_1^{(1)}$ 'e bağlı olarak, aşağıdaki şekilde belirlenebilir ($T_1^{(1)} = 2\pi/\omega_1^{(1)}$).

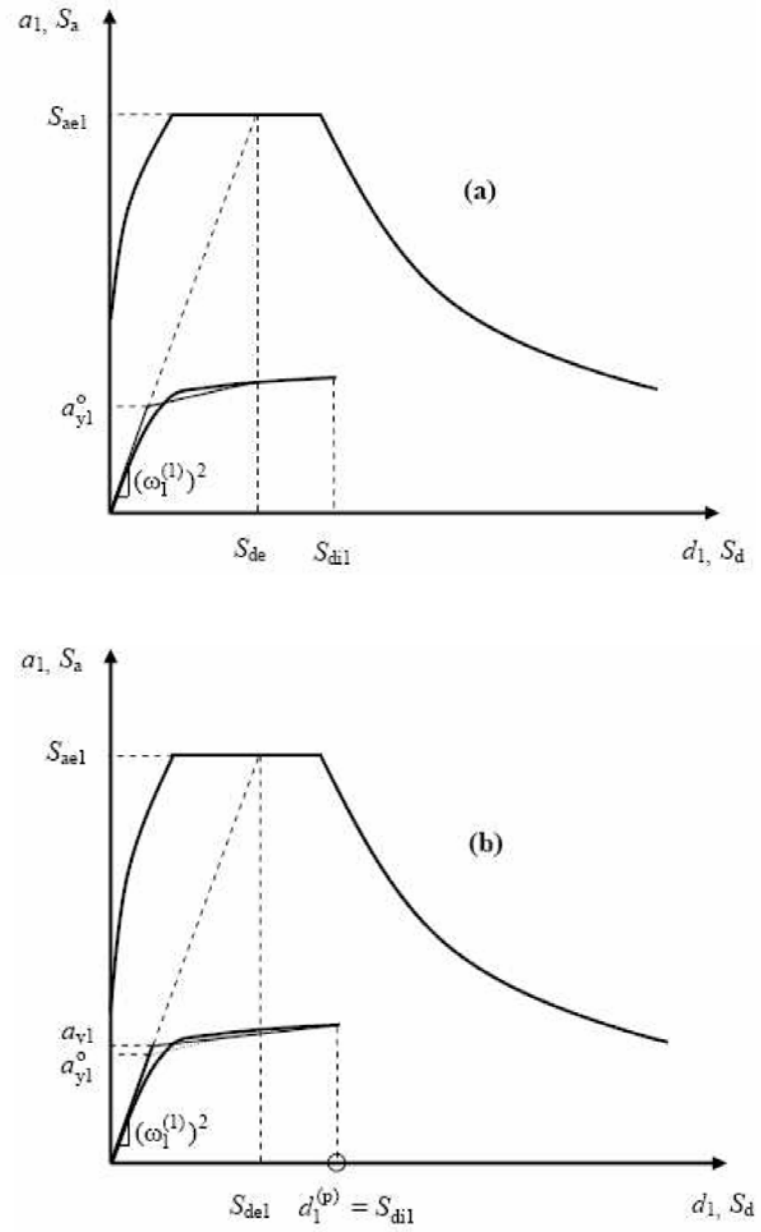
$T_1^{(1)}$ başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B' ye eşit veya daha uzun olması durumunda ($T_1^{(1)} \geq T_B$) doğrusal elastik olmayan spektral yerdeğiştirme S_{di1}, eşit yerdeğiştirme kuralı uyarınca S_{de1} değerine eşit alınır. Buna göre Denklem (2.30)'deki spektral yerdeğiştirme oranı:

$$C_{R1} = 1 \qquad \textbf{(2.32)}$$

değerini almaktadır. Şekil (2.8)'de ve Şekil (2.9)'da birinci titreşim moduna ait ve koordinatları (d_1, a_1) olan modal kapasite diyagramı ile koordinatları spektral yerdeğiştirme (S_d) – spektral ivme (S_a) olan davranış spektrumu bir arada gösterilmektedir.



Şekil 2.8: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} \geq T_B$)



Şekil 2.9: Performans Noktasının Belirlenmesi ($T_1^{(1)} < T_B$)

$T_1^{(1)}$ Başlangıç periyodunun, ivme spektrumundaki karakteristik periyot T_B' den daha kısa olması durumunda ($T_1^{(1)} < T_B$) ise, spektral yerdeğiştirme oranı C_{R1}, ardışık yaklaşımla aşağıdaki şekilde hesaplanacaktır:

a) İtme analizi sonucunda elde edilen modal kapasite diyagramı, Şekil(2.9) (a)'da gösterildiği üzere, yaklaşık olarak iki doğrulu bir diyagrama dönüştürülür. Bu diyagramın başlangıç doğrusunun eğimi, itme analizinin ilk adımındaki (i=1) doğrunun eğimi olan birinci moda ait öz değere $(\omega_1^{(1)})^2$ eşit alınır. ($T_1^{(1)} = 2\pi/\omega_1^{(1)}$)

b) Ardışık yaklaşımın ilk adımında C_{R1} = 1 kabulü yapılarak, eşdeğer akma noktası'nın koordinatları eşit alanlar kuralı ile belirlenir. Şekil(2.9) (a)'da görülen a_{y1}^{o} esas alınarak C_{R1} aşağıda şekilde tanımlanır:

$$C_{R1} = \frac{1}{R_{y1}}\left[1 + (R_{y1} - 1)\frac{T_B}{T_1^{(1)}}\right] \geq 1 \qquad \textbf{(2.33)}$$

Bu bağıntıda R_{y1} birinci moda ait dayanım azaltma katsayısını göstermektedir:

$$R_{y1} = \frac{S_{ae1}}{a_{y1}} \qquad \textbf{(2.34)}$$

c) Denklem (2.30)'e göre hesaplanan S_{di1} esas alınarak eşdeğer akma noktası'nın koordinatları, Şekil (2.9) (b)'de gösterildiği üzere, eşit alanlar kuralı ile yeniden belirlenir ve bunlara göre a_{y1}, R_{y1} ve C_{R1} tekrar hesaplanır. Ardışık iki adımda elde edilen sonuçların kabul edilebilir ölçüde birbirlerine yaklaştıkları adımda ardışık yaklaşıma son verilir.

Son itme adımı i = p için Denklem (2.29)'e göre belirlenen modal yerdeğiştirme istemi $d_1^{(p)}$ 'nin Denklem (2.35)'de yerine konulması ile x deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirmesi istemi elde edilir:

$$u_{uxN1}^{(p)} = \phi_{xN1}\,\Gamma_{x1}\,d_1^{(p)} \qquad \textbf{(2.35)}$$

Buna karşı gelen diğer tüm istem büyüklükleri (yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvet istemleri) mevcut itme analizi dosyasından elde edilebilir veya tepe yerdeğiştirmesi istemine ulaşıncaya kadar yapılacak yeni bir itme analizi ile hesaplanır.

Performans noktasının belirlenmesinden sonra, depremin talebine karşı sistemin elasto-plastik davranışla yapacağı yerdeğiştirme, plastik mafsal yerleri, θ_p plastik mafsal dönmeleri ve dolayısıyla ϕ_p plastik eğrilikleri bulunur. Bu plastik eğriliklere kesitin plastikleşmeye erişinceye kadar yaptığı ϕ_y akma eğriliği de eklenince kesitin ϕ_t toplam eğriliği elde edilir.

$$\phi_P = \theta_P / L_P \qquad \textbf{(2.36)}$$

$$\phi_t = \phi_y + \phi_P \quad \textbf{(2.37)}$$

Kesitteki eğilme momenti ve normal kuvvet belirli olduğundan, bu değerler yardımıyla kesitteki şekil değiştirme durumu hesap edilebilir. Tablo (2.7)deki performans durumlarına ait sınır değerlerle karşılaştırma yapılarak kesitin bulunduğu hasar durumu elde edilir. Bu adımdan sonraki adımlarda doğrusal elastik yöntemlerde olduğu gibi, kesitlerden elemanlara ve katlara geçilerek binanın performans durumu belirlenir.

Tablo 2.7: Birim Şekil Değiştirme Sınırları

Şekil Değiştirme Sınırı	Hasar Sınırı	
	Betonda Birim Kısalma	Donatıda Birim kısalma ve uzama ε_{su}
Minimum Hasar Sınırı	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	0.010
Güvenlik Sınırı	$\varepsilon_{cg} = \min[0.0035 + 0.010\rho_S / \rho_{SM} ; 0.0135]$	0.040
Göçme Sınırı	$\varepsilon_{cg} = \min[0.0040 + 0.014\rho_S / \rho_{SM} ; 0.0180]$	0.060

Tablo(2.7)'de hasar sınırının ilerlemesiyle donatıda daha büyük şekil değiştirmelere müsaade edildiği görülmektedir. Betonda minimum hasar sınırında en dış betondaki ε_{cu} birim kısalma esas alınırken, güvenlik ve göçme sınırında enine donatı içinde kalan betonun ε_{cg} birim kısalması esas alınır. Sonuç olarak yöntemin adımları aşağıdaki gibi özetlenebilir;

- Mevcut taşıyıcı sistem G+nQ yükleri altında çözülerek kesit etkileri hesap edilir.
- Taşıyıcı sistemde plastik mafsal oluşması beklenen kesitlerinin G+nQ yüklemesindeki normal kuvvetler altında, pozitif ve negatif eğilme momenti kapasiteleri hesaplanır. Kolon ve perdelerde deprem etkisinde normal kuvvette değişiklik olacağı için bu kapasite değerlerinde de değişiklik olacaktır.
- Sisteme birinci titreşim modu ve kat kütleleri ile orantılı uygulanan yatay yük etkisi altındaki statik itme eğrisi elde edilir. Bulunan bu eğri modal kapasite eğrisine dönüştürülür.

- Göz önüne alınan depreme bağlı olarak (kullanma, tasarım ve en büyük deprem) periyot-spektral ivme eğrisi oluşturulur. Bu eğriden spektral yerdeğiştirme-spektral ivme eğrisine geçilir.
- Bulunan deprem talep ve sistem kapasite eğrileri kullanılarak binanın performans noktası elde edilir.
- Performans noktasında bulunan modal yerdeğiştirme talebinden, taşıyıcı sisteme ait iç kuvvet, yerdeğiştirme ve şekil değiştirme talebi belirlenir.
- Bulunan şekil değiştirmeler, kesit hasar sınırlarına karşı gelen beton ve donatı şekil değiştirmeleri ile karşılaştırılarak kesitin bulunduğu hasar bölgesi belirlenir.
- Kiriş ve kolonların uç kesitleri için belirlenen hasar bölgeleri esas alınarak, taşıyıcı sistemin verilen deprem etkisindeki deprem performansı belirlenir.
- Bina için belirlenen performans düzeyinin kabul edilip edilemeyeceğine karar verilir.

2.2.2.2 Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

Bu yöntemde, önce doğrusal elastik sistemin titreşim modları hesaplanır ve her moda ait modal kuvvetler binaya birbirinden bağımsız şekilde ayrı ayrı uygulanarak statik itme analizi yapılır. Ancak her modun statik itme analizi sırasında oluşan elastik ötesi etkiler birbirinden bağımsız olamayacağı için bu durumun bazı ilave yaklaşık hesaplarla düzeltilmesi gerekir. Daha sonra elde edilen modal değerler bir istatistiksel yöntemle birleştirilir.

Yöntemin amacı, birinci modal kütlenin davranışa yeterli katkıda bulunmadığı durumlarda (yüksek binalar ve taşıyıcı sisteminde düzensizlik bulunan binalar gibi) sonuca ulaşmaktır. Taşıyıcı sistemin davranışını temsil eden yeterli sayıda doğal titreşim mod şekli esas alınarak yapılır.

2.2.2.3 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi

Bu yöntemde taşıyıcı sistemdeki doğrusal olmayan davranış göz önüne alınarak kabul edilen bir deprem hareketi altında taşıyıcı sistemin hareket denklemi sayısal olarak çözülerek, doğrusal davranışta olduğu gibi, sistemin bütün elastik ve plastik şekil değiştirmeleri, yerdeğiştirmeleri ve kesit iç etkileri zamana bağlı olarak bulunur.

Sistemde plastik mafsal dönmesi, beton ve donatının birim uzalma - kısalma talepleri belirlenir. Yöntemde kabullerin çok sayıda olması sonuçların yorumlanmasında özenli olmayı gerektirir. Ayrıca, seçilen deprem kaydının yönetmelikte verilen spektrum eğrisi ile uyuşması ve olabildiğince çok sayıda kayıtla çözüm yapılması önerilir.

Zaman tanım alanında doğrusal elastik olmayan hesap yapılması durumunda, taşıyıcı sistem elemanlarının tekrarlı yükler altındaki dinamik davranışını temsil eden iç kuvvet – şekil değiştirme bağıntıları, teorik ve deneysel geçerlilikleri kanıtlanmış olmak kaydı ile ilgili literatürden yararlanılarak tanımlanacaktır. Doğrusal veya doğrusal olmayan hesapta, üç yer hareketi kullanılması durumunda sonuçların maksimumu, en az yedi yer hareketi kullanılması durumunda ise sonuçların ortalaması tasarım için esas alınacaktır.

3. YAPILARIN DEPREM GÜVENLİĞİ

3.1 Yapıların Doğrusal Olmayan Davranışı

DBYYHY'2007, diğer ülkelerin yönetmeliklerinde olduğu gibi yeni yapılacak binaların depreme dayanıklı tasarımında, "*hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal ve yapısal olmayan sistem elemanlarının herhangi bir hasar görmemesi, orta şiddetteki depremlerde yapısal ve yapısal olmayan elemanlarda oluşabilecek hasarın sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalması, şiddetli depremlerde ise can güvenliğinin sağlanması amacı ile kalıcı yapısal hasar oluşumunun sınırlandırılmasını*" öngörmektedir. Mevcut binaların değerlendirmesi ve güçlendirilmesinde ise, genel olarak bu kural çerçevesinde kalınarak yeni binalara göre daha ayrıntılı ve farklı bir yaklaşım öngörülmüştür. Deprem Yönetmeliği'nde verilen bütün kayıtları üç ana bölümde toplamak mümkündür:

1. Yönetmelik binanın kullanım amacına ve bulunduğu deprem bölgesine, binanın taşıyıcı sisteminin özelliği ile taşıyıcı sistemin statik ve dinamik parametrelerine bağlı olarak bir deprem etkisi tanımlar. Bu etki *Tasarım Depremi* olarak adlandırılır. Tasarım Depremi, orta şiddetteki bir deprem olarak ve *Bina Önem Katsayısı* I = 1 olan binalar için, ilgili bölgede 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı % 10 olacak şekilde belirlenir. Burada 50 yıl binanın ömrü ile ilgili olmayıp, sadece kabul edilen bir ölçüdür. Tasarımda deprem etkisi taşıyıcı sistemin doğrusal olmayan davranışı öngörülerek bulunan deprem etkisi R_a Deprem Yükü Azaltma Katsayısı ile azaltılır. *Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi* veya *Mod Birleştirme Yöntemi* kullanılarak deprem etkisi altında taşıyıcı sistemde oluşacak yükler hesap edilir. Bu etkileri karşılayacak şekilde kesit tasarımı (geometrisi ve donatısı) yapılır.
2. Yönetmelik, taşıyıcı elemanların hasarı yanında taşıyıcı olmayan elemanların da hasarının azaltılmamış deprem yükü altında, yatay yerdeğiştirmelerinin sınırlandırılmasını öngörür. Bu sınırlandırma ikinci mertebe etkilerin sınırlandırılması olarak kabul edilebileceği gibi, belirli ölçüde daha az etki

meydana getirecek olan hafif şiddetteki depremlerde binalardaki yapısal olmayan sistem elemanlarındaki hasarın minimuma indirilmesi olarak da kabul edilebilir.

3. Yönetmelik daha küçük olasılıkla daha büyük deprem etkilerinin ortaya çıkabileceğini öngörür. Ekonomik olmaması sebebiyle daha büyük deprem etkilerinin yukarıdaki çerçevede karşılanması tasarımı yapan inşaat mühendisinden beklenmez ve büyük bir depremde yapısal hasarın sınırlandırılarak can kaybının en aza indirilmesi amaçlanır. Yönetmelik bunun için, gevrek güç tükenmesi biçimlerini önlemeyi hedefler ve kapasite tasarımını öne çıkarır.

3.2 Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Deprem Yükü Azaltma Katsayısı

Yönetmelik tasarım depreminde, binanın taşıyıcı sisteminde yapısal elemanlarda oluşacak hasarı kabul ederek sınırlı ve onarılabilir düzeyde kalmasını öngörür. Bu kabul, yani sınırlı hasarın kabul edilmesi, taşıyıcı sistemin elastik ötesi davranışının kullanılmasına karşı gelir. Ancak, taşıyıcı sistemin düşey yükler ve deprem yükleri altında elasto-plastik kabullerle çözümünün yapılması, değişik açılardan uygulaması zordur. Öncelikle böyle bir çözümde yük birleştirmesi (süperpozisyon) geçerli olmayacağı için, her yükleme durumunun ayrı olarak çözülmesi gerekir. Bu tür bir çözümde plastik mafsal kullanılması en basit bir yöntemdir. Ancak, bu durumda plastik mafsal özelliklerinin belirlenmesi için, kesit geometrisi yanında donatının da önceden tahmin edilmesi gerekir.

Plastik mafsal kabulü en gerçekçi anlamda sadece basit eğilme durumunda geçerlidir. Kesitte basınç normal kuvvetinin bulunması, plastik mafsal özelliklerini değiştirdiği gibi, mafsal boyunu da uzatır. Plastik mafsal özelliklerinin belirlenmesinde genellikle kesme kuvvetinin ve burulma momentinin etkisi göz önüne alınmaz. İki doğrultuda eğilme momentinin bulunması ise, plastik mafsal kabulünü daha karmaşık duruma getirir. Özellikle burulma düzensizliği bulunan yapılarda, düzensizlik arttıkça plastik mafsal kabullerinin gerçekliliği azalır.

Elasto-plastik çözüm için daha ayrıntılı malzeme parametrelerinin değerleri gereklidir. Böyle bir çözüm Eşdeğer Deprem Yükü ve Mod Birleştirme Yöntemleri'nde olduğu gibi statik türden olabileceği gibi, Zaman Tanım Alanında Çözüm Yöntemi gibi çok daha kapsamlı olabilir. Bu sebepten elasto-plastik çözüm

sonucu bulunacak taşıyıcı sistem yatay yük kapasitesi ile elastik çözüm yaparak bulunacak eşdeğer yatay yük kapasitesi arasında bir geçiş katsayısı tanımlanması amaçlanmıştır. Gerçekte böyle bir geçiş katsayısı taşıyıcı sistem türüne bağlı olduğu gibi, elemandaki iç kuvvet dağılımına ve güç tükenme durumuna bağlı olarak ortaya çıkar. Deprem Yönetmeliği aşağıda verildiği gibi, bu geçiş katsayısını sadece taşıyıcı sistem türüne ve kapasite tasarım esaslarının uygulanma kapsamına bağlamıştır.

Binanın taşıyıcı sistemi olabildiğince düzenli ise, malzeme ve kesit parametreleri için uygun ve gerçekçi kabuller yapılabiliyorsa, elasto-plastik çözümden daha gerçekçi sonuçlar almak ve taşıyıcı sistemin davranışını daha gerçekçi belirlemek mümkündür.

TS500 de yapılan kesit hesabı kabulleri ile tasarlanmış bir taşıyıcı sistemin güç tükenme yükü aşağıdaki sebeplerden dolayı daha fazladır:

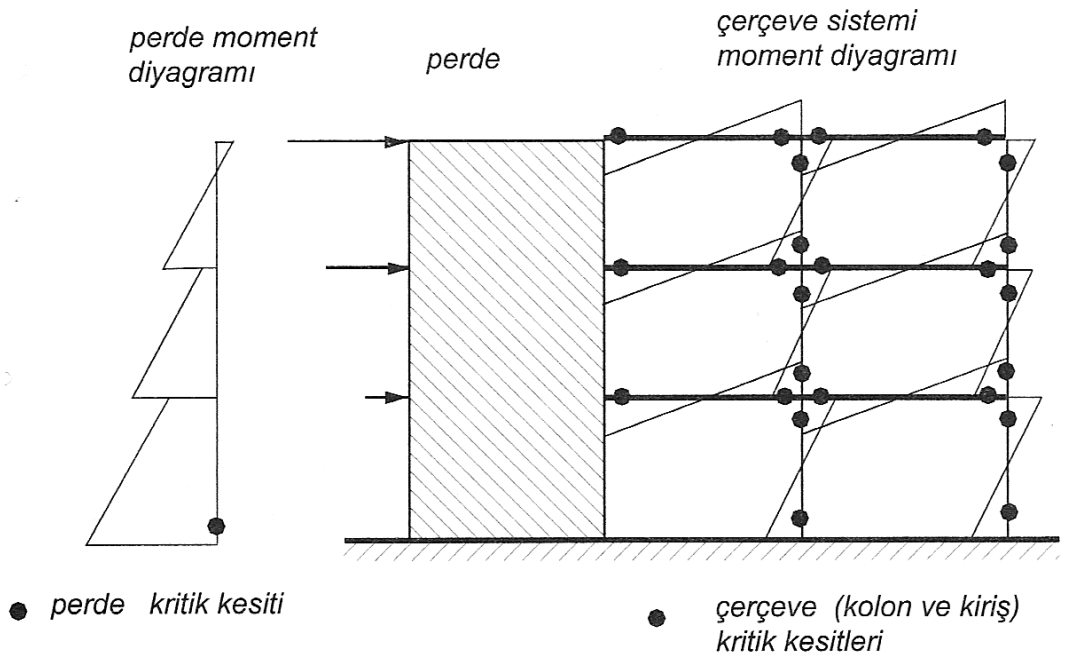
- Elasto-plastik çözümde plastik mafsalların oluşumu ile kesitler birbiriyle yardımlaşacak ve iç kuvvet dağılımında aşırı zorlanan kesitlerde plastik dönmeler (sınırlı hasarlar) meydana gelirken, diğer kesitler devreye girecek ve böylece taşıyıcı sistemin güç tükenme yükü artacaktır. Sistemin hiperstatiklik derecesi artıkça, güç tükenmesine daha fazla plastik mafsal oluşumu ile erişileceği için, güç tükenme yükü yine artacaktır.

  Yatay yük altındaki perde türünde taşıyıcı sistem elemanlarda kritik kesit mesnet olup, bir tanedir. Buna karşılık kolon ve kirişlerden oluşan çerçeve sistemi incelendiğinde, kritik kesit kolon ve kirişlerin uç kesitleridir.(Şekil3.1) Sayıları basit olarak kolon ve kiriş sayısının toplamının iki katı olarak kabul edilebilir. Bu açıklamadan çerçeve türünde taşıyıcı sistemlerin elastik ve elasto-plastik çözümle bulunacak güç tükenme yüklerinin oranının daha büyük olduğu söylenebilir. Tablo(3.1)'de verilen değerlerin bu sonucu yansıttığı kolayca görülebilir. Boşluklu perdelerin, boşluksuz perdelerle çerçeve sistemi arasında kaldığı kabul edilirse, aynı tablodaki değerlerin bunu da yansıttığı fark edilebilir.

- Elasto-plastik davranışta yükleme arttıkça plastik mafsalların oluşarak güç tükenmesi yükünün büyük değerlere erişmesi, ancak taşıyıcı sistem kesitleri ve elemanlarının sünek tasarımla yapılması şartıyla mümkündür. Kesit ve elamanlarda süneklik sağlandığında, elastik ve elasto-plastik çözümle bulunacak güç tükenme yüklerinin oranının da daha büyük olduğu söylenebilir. Böylece

kapasite tasarımı uygulanarak gevrek güç tükenmesi önlenecektir. Deprem Yönetmeliği süneklik düzeyi yüksek sistemlerde kapasite tasarımını öngörmektedir. Tablo (3.1) de verilen R değerleri incelendiğinde, beklendiği gibi süneklik düzeyi yüksek sistemlerde daha büyük değerler öngörülmüştür.

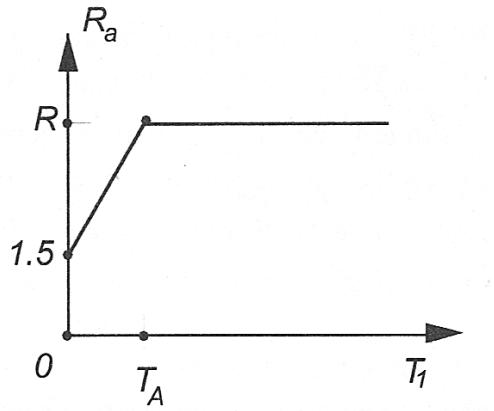
- Taşıyıcı sistemlerin elastik ve elasto-plastik çözümle bulunacak güç tükenme yüklerinin oranının 1.5 den büyük olması için, sistemin güç tükenmesine gelmeden yerdeğiştirme yapabilmesi gerekir. Eğer sistem çok rijitse, elasto-plastik davranış ortaya çıkmayacağı için $R_a \approx 1.5$ olarak ortaya çıkar. Deprem Yönetmeliği'nde bu sonuç, Şekil (3.2)'deki eğri ile verilmiştir. Buna göre periyodu küçük olan rijit sistemlerde $1.5 \le R_a \le R$ değişimi öngörülmüştür. Sistem rijitliği azaldıkça periyodu büyüyeceği için $Ra = R$ gibi büyük bir değer kabul edilir.
- Kesit tasarımında beton ve donatı için f_{cd} ve f_{yd} tasarım dayanımları kullanılmaktadır. Karakteristik $f_{ck} = 1.50\ f_{cd}$ ve $f_{yk} = 1.15\ f_{yd}$ dayanımları bu değerlerden daha büyüktür. Ayrıca donatı kopma dayanımı $f_{su} = 1.20\ f_{yk}$ pekleşme sebebiyle karakteristik dayanımından daha büyüktür.



Şekil 3.1: Perde ve Çerçeveli Sistemde Kritik Kesitler

Tablo 3.1: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı (R)

BİNA TAŞIYICI SİSTEMİ	*Süneklik Düzeyi Normal Sistemler*	*Süneklik Düzeyi Yüksek Sistemler*
(1) YERİNDE DÖKME BETONARME BİNALAR		
(1.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar	4	8
(1.2) Deprem yüklerinin tamamının bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı binalar.....	4	7
(1.3) Deprem yüklerinin tamamının boşluksuz perdelerle taşındığı binalar.....	4	6
(1.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar..	4	7
(2) PREFABRİKE BETONARME BİNALAR		
(2.1) Deprem yüklerinin tamamının bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen çerçevelerle taşındığı binalar	3	7
(2.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.....	—	3
(2.3) Deprem yüklerinin tamamının prefabrike veya yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdelerle taşındığı, çerçeve bağlantıları mafsallı olan prefabrike binalar..	—	5
(2.4) Deprem yüklerinin, bağlantıları tersinir momentleri aktarabilen prefabrike çerçeveler ile yerinde dökme boşluksuz ve/veya bağ kirişli (boşluklu) perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar.....	3	6
(3) ÇELİK BİNALAR		
(3.1) Deprem yüklerinin tamamının çerçevelerle taşındığı binalar.....	5	8
(3.2) Deprem yüklerinin tamamının, üstteki bağlantıları mafsallı olan kolonlar tarafından taşındığı tek katlı binalar.....	—	4
(3.3) Deprem yüklerinin tamamının çaprazlı perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından taşındığı binalar		
(a) *Çaprazların merkezi olması durumu*.....	4	5
(b) *Çaprazların dışmerkez olması durumu*.....	—	7
(c) *Betonarme perdelerin kullanılması durumu*.....	4	6
(3.4) Deprem yüklerinin çerçeveler ile birlikte çaprazlı çelik perdeler veya yerinde dökme betonarme perdeler tarafından birlikte taşındığı binalar		
(a) *Çaprazların merkezi olması durumu*.....	5	6
(b) *Çaprazların dışmerkez olması durumu*.....	—	8
(c) *Betonarme perdelerin kullanılması durumu*.....	4	7



Şekil 3.2: Taşıyıcı Sistem Davranış Katsayısı ve Deprem Yükü Azaltma Katsayısı

Deprem Yönetmeliği, kapasite tasarımını öne çıkararak tasarım depremi etkisinde ve daha büyük depremlerde sünek güç tükenmesinin oluşmasını sağlamayı amaçlamaktadır. Bu husus doğrusal olmayan elasto-plastik davranışın kullanıldığını göstermektedir.

Deprem Yönetmeliği'nde bulunan kavramlardan; kolonların kirişlerden güçlü olması, kiriş ve kolonların kesme kuvveti kapasitesinin eğilme kapasitesinden yüksek olması, kiriş ve kolonların deprem etkisinde en çok zorlanan kesitlerinde sargı donatısı öngörerek betonda sınırlı da olsa süneklik sağlanması, perdelerin de en çok zorlanan kesitleri olan mesnet bölgelerinde (kritik perde yüksekliği) ve perde uç bölgelerinde sargı donatısının öngörülmesi kapasite tasarımı kapsamında sayılabilir.

Perde tasarım momentinin, perde kritik yüksekliğinde (potansiyel plastik mafsal bölgesi) sabit değişim ve yükseklik boyunca momentin değişimini doğrusal biçimde kabul edilmesi ve tabandaki perde kesme kuvvetinin tasarımda kesitin eğilme momenti kapasitesine uygun olarak arttırılması da sünek güç tükenmesinin oluşturulması olarak görülebilir.

3.3 Mevcut Binaların Deprem Güvenliği

Deprem bölgelerinde bulunan mevcut binaların ve bina türündeki yapıların deprem etkileri altındaki davranışlarının değerlendirilmesinde uygulanacak hesap kuralları, güçlendirme kararlarında esas alınacak ilkeler ve güçlendirilmesine karar verilen binaların güçlendirme tasarımı ilkeleri DBYYHY'2007 Bölüm 7' de verilmiştir. Yönetmeliğin bu bölümü diğer taraftan güçlendirilecek binalar için de kullanılabilir. Yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan bina için bir ön güçlendirme önerisi

hazırlanıp, mevcut bina güçlendirme önerisi ile beraber mevcut bina gibi ele alınabilir. Eğer yapılan inceleme yeterli güvenliği ortaya çıkarıyorsa, kabul edilen güçlendirmenin uygun seçildiği anlaşılır. Eğer, güçlendirme önerisine rağmen yetersizlik devam ediyorsa, bu durumda güçlendirmenin yetersiz olduğu anlaşılır.

Mevcut binaların deprem güvenliğinin belirlenmesi işlemi üç adım olarak düşünülebilir:

1. *Kapasitenin belirlenmesi:* Mevcut binanın taşıyıcı sistem elemanlarının geometrik ve mekanik özelliklerinin belirlenmesi. Bu bilgileri kullanarak deprem etkisinde zorlanması beklenen eleman kesit kapasitelerinin hesabı.
2. *Talebin belirlenmesi:* Göz önüne alınacak deprem etkisinin seçilmesi ve bu depremde binada ortaya çıkacak kesit etkileri, şekil değiştirme ve yer değiştirmelerin hesabı.
3. *Karşılaştırma ve sonuç:* Eleman ve kesitlerde bulunan kapasite ve talebin karşılaştırılarak beklenen hasar durumunun (taşıyıcı sistem performans durumunun) belirlenmesi. Bu durumun kabul edilebilir veya edilemez olmasına karar verilmesi.

3.3.1 Yapıdan Bilgi Toplanması

Mevcut binaların deprem performanslarının değerlendirilmesinde kullanılmak üzere, taşıyıcı sistem geometrisine, elemanların en kesit özelliklerine, malzeme karakteristiklerine ve zemin özelliklerine ilişkin bilgiler, binaların projelerinden, ilgili raporlarından, binada yapılacak gözlem ve ölçümler ile binadan alınacak malzeme örneklerine uygulanacak deneylerden elde edilebilir. Binalardan toplanan bilginin kapsam güvenirliğine bağlı olarak yönetmelikte üç farklı bilgi düzeyi tanımlanmış ve bilgi düzeyleri için eleman kapasitelerine uygulanacak bilgi düzeyi katsayıları verilmiştir.

a) Sınırlı bilgi düzeyi: Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değildir. Taşıyıcı sistem özellikleri binada yapılacak ölçümlerle belirlenir.

Bina Geometrisi Açısından

- Taşıyıcı sistem plan rölevesinin elde edilmesi
- Kısa kolon vb. olumsuzlukların, komşu binalarla ilişkilerin işlenmesi

- Temel sisteminin kontrol çukuru açılarak belirlenmesi

Eleman Detayları Açısından

- Binanın yapıldığı tarihteki minimum donatı varsayımı
- Her katta kolon ve kirişlerin %10'unda (en az birer adet) pas payı sıyrılarak doğrulama yapılması, çelik sınıfının gözle tesbit edilmesi
- Pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde tahribatsız yöntemlerle donatı tesbiti yapılması
- *Donatı gerçekleşme katsayısı* 'nın belirlenmesi

Malzeme Özellikleri Açısından

- Her katta en az iki beton örneği (kolon veya perde) alınması
- Beton kapasite dayanımı = En düşük basınç dayanımı
- Çelik kapasite dayanımı = Karakteristik akma dayanımı

b) Orta bilgi düzeyi: Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcut değilse, sınırlı bilgi düzeyine göre daha fazla ölçüm yapılır. Eğer mevcut ise sınırlı bilgi düzeyinde belirtilen ölçümler yapılarak proje bilgileri doğrulanır.

Bina Geometrisi Açısından

- Proje yoksa taşıyıcı sistem plan rölevesinin elde edilmesi, varsa mevcut projenin yapıya uygunluğunun tesbiti
- Kısa kolon vb. olumsuzlukların, komşu binalarla ilişkilerin işlenmesi
- Temel sisteminin kontrol çukuru açılarak belirlenmesi

Eleman Detayları Açısından

- Her katta kolon ve kirişlerin %20'sinde (en az ikişer adet) pas payı sıyrılarak doğrulama yapılması, çelik sınıfının gözle tesbit edilmesi
- Pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde tahribatsız yöntemlerle donatı tesbiti yapılması
- *Donatı gerçekleşme katsayısı* 'nın belirlenmesi

Malzeme Özellikleri Açısından

- Her katta en az üç, her 400 m^2'den en az bir, toplam en az 9 beton örneğinin (kolon veya perdelerden) alınması
- Beton kapasite dayanımı = Ortalama - standart sapma
- Çelik kapasite dayanımı = Karakteristik akma dayanımı

c) Kapsamlı bilgi düzeyi: Binanın taşıyıcı sistem projeleri mevcuttur. Proje bilgilerinin doğrulanması amacıyla yeterli düzeyde ölçümler yapılır.

Bina Geometrisi Açısından

- Mevcut projenin yapıya uygunluğunun tesbiti
- Kısa kolon vb. olumsuzlukların, komşu binalarla ilişkilerin işlenmesi
- Temel sisteminin kontrol çukuru açılarak belirlenmesi

Eleman Detayları Açısından

- Her katta kolon ve kirişlerin %10'unda (en az birer adet) pas payı sıyrılarak doğrulama yapılması, çelik sınıfının gözle tesbit edilmesi
- Pas payı sıyrılmayan elemanların %20'sinde tahribatsız yöntemlerle donatı tesbiti yapılması
- *Donatı gerçekleşme katsayısı* 'nın belirlenmesi

Malzeme Özellikleri Açısından

- Her katta en az üç, her 200 m^2'den en az bir, toplam en az 9 beton örneği (kolon veya perdelerden), bir adet donatı örneği alınması
- Beton kapasite dayanımı = Ortalama - standart sapma
- Çelik kapasite dayanımı = Karakteristik akma dayanımı (projede verilen çelik sınıfı özelliklerine uygun ise)

Tablo 3.2: Bilgi Düzeyi Katsayıları

Bilgi Düzeyi	Bilgi Düzeyi Katsayısı
Sınırlı	0,75
Orta	0,90
Kapsamlı	1,00

Bütün bilgi düzeylerinde *fyk* donatı mevcut akma gerilmesi olarak donatı karakteristik gerilmesi kullanılır. Binanın bilgi düzeyine göre, eleman kapasitelerinin hesabında *Bilgi Düzeyi Katsayıları* kullanılır. Böylece bilgi toplamaktaki belirsizlik göz önüne alınmış olur. Sınırlı bilgi düzeyinde belirsizlik daha büyük olduğu için kapasite %30 oranında azaltılır. Buna karşılık kapsamlı bilgi düzeyinde belirsizliğin olmadığı kabul edilerek azaltma yapılmaz. Kapasite hesabında beton ve donatının malzeme dayanımları, γ_m malzeme katsayıları ile azaltılmaz ve mevcut malzeme dayanımları kullanılır.

3.3.2 Yapı Elemanlarında Hasar Sınırları

Yapıların deprem etkileri altındaki performanslarının değerlendirilmesi genel olarak iki farklı kritere göre yapılabilmektedir. Doğrusal elastik değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan ve dayanım (kuvvet) bazlı değerlendirme adı verilen birinci tür değerlendirmede, yapı elemanlarının dayanım kapasiteleri elastik deprem yüklerinden oluşan ve doğrusal teoriye göre hesaplanan etkilerle karşılaştırılmakta ve yapı elemanının sünekliğini göz önüne alan, eleman bazındaki bir tür deprem yükü azaltma katsayıları çerçevesinde, binadan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Doğrusal elastik olmayan değerlendirme yöntemlerinin esasını oluşturan, yerdeğiştirme ve şekil değiştirme bazlı değerlendirmenin esas alındığı ve genel olarak malzeme ile geometri değişimleri bakımından doğrusal olmayan sistem hesabına dayanan yöntemlerde ise, belirli bir deprem etkisi için binadaki yerdeğiştirme istemine ulaşıldığında, yapıdan beklenen performans hedefinin sağlanıp sağlanmadığı kontrol edilmektedir. Her iki yaklaşımda da, yapı elemanları için hasar sınırları ve hasar bölgeleri tanımlanmıştır.

3.3.2.1 Yapı Elemanlarının Güç Tükenmesi Türleri

Hasar sınırlarının belirlenmesinde, yapı elemanları "sünek" ve "gevrek" olarak iki sınıfa ayrılmaktadır. Sünek ve gevrek elaman tanımları, elemanların kapasitelerine hangi kırılma şekliyle ulaştıkları ile ilgilidir.

3.3.2.2 Kesit Hasar Sınırları

Sünek elemanlar için kesit düzeyinde üç sınır durum tanımlanmıştır. Bunlar *Minimum Hasar Sınırı* (MN), *Güvenlik Sınırı* (GV) ve *Göçme Sınırı* (GÇ)'dır**.** Minimum hasar sınırı kritik kesitte elastik ötesi davranışın başlangıcını, güvenlik

sınırı kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırını, göçme sınırı ise kesitin göçme öncesi davranışının sınırını tanımlamaktadır. Gevrek olarak hasar gören elemanlarda bu tür bir tanımlama geçerli değildir.

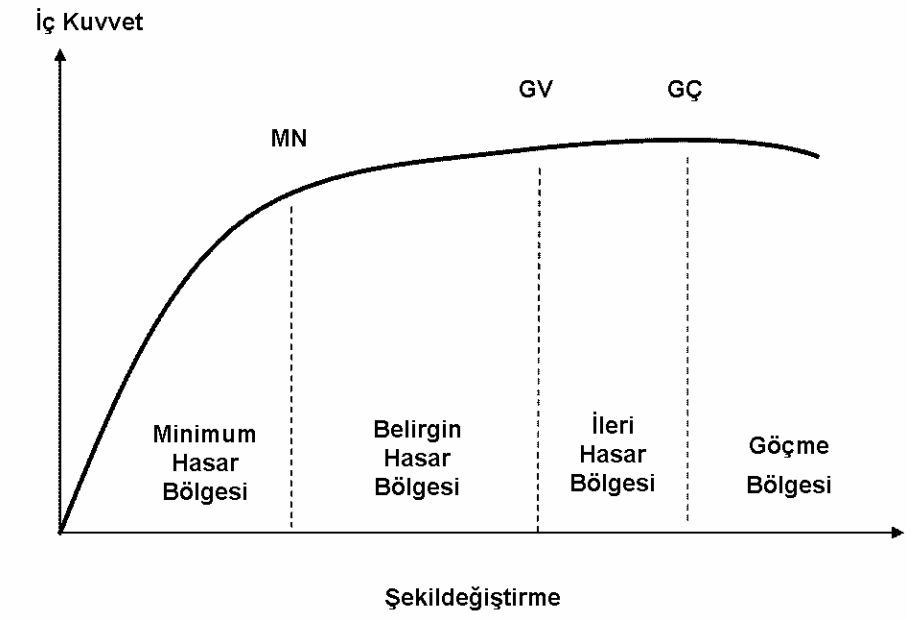
Kesit için bu sınırların matematiksel olarak tanımlanması kolay değildir. Yönetmelikte doğrusal elastik değerlendirme yönteminde bu sınır kuvvet (kesit etkisi) esas alınarak Denklem (3.1) deki gibi tanımlanmıştır.

$$r = \frac{E}{K - (G + Q)} \leq r_{SINIR} \qquad \textbf{(3.1)}$$

Burada (K) kesitin ilgili kapasitesini göstermektedir. Bu ifade; (E) karşılanması beklenen elastik deprem etkisinin, (G+Q) düşey etkilerinden geriye kalan kapasiteye oranı olarak görülebilir.

3.3.2.3 Kesit Hasar Bölgeleri

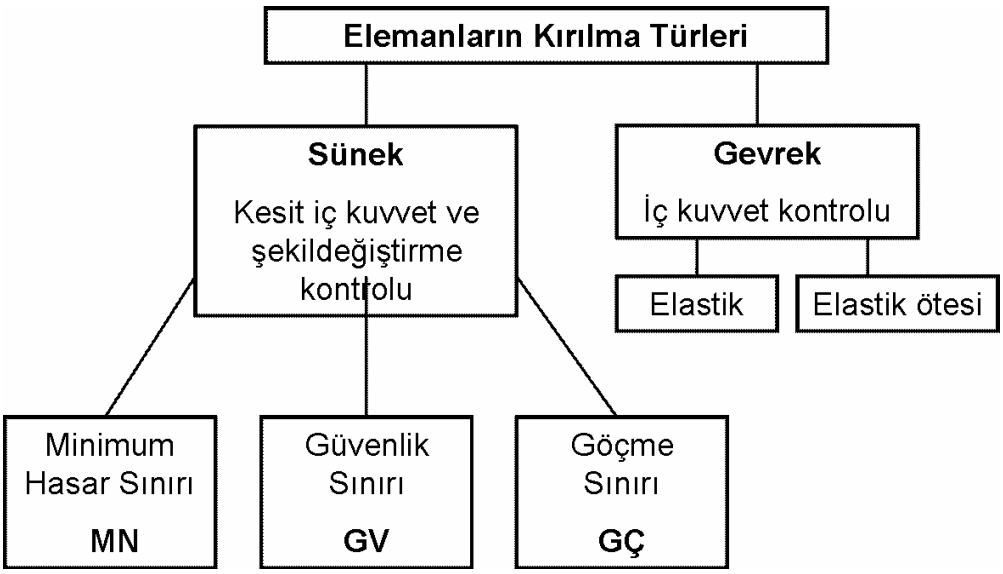
Kritik kesitleri MN' ye ulaşmayan elemanlar *Minimum Hasar Bölgesi*'nde, MN ile GV arasında kalan elemanlar *Belirgin Hasar Bölgesi*'nde, GV ve GÇ arasında kalan elemanlar *İleri Hasar Bölgesi*'nde, GÇ' yi aşan elemanlar ise *Göçme Bölgesi*'nde kabul edilecektir.



Şekil 3.3: Kesit Hasar Sınırları ve Bölgeleri

Bu eğri üzerinde elastik ötesi davranışın belirgin başlangıcı Minimum Hasar Sınırı (MN) ve iç kuvvetlerin azalarak güç tükenmesinin ortaya çıkması Göçme Sınır (GÇ) nispeten kolayca tanımlanabilir. Güvenlik Sınırı (GV) ise, kesitin dayanımını güvenli olarak sağlayabileceği elastik ötesi davranışın sınırı olarak bu iki sınırın arasında ortaya çıkar. Bu sınırlar arasında Şekil (3.3) de verilen hasar bölgeleri ortaya çıkar.

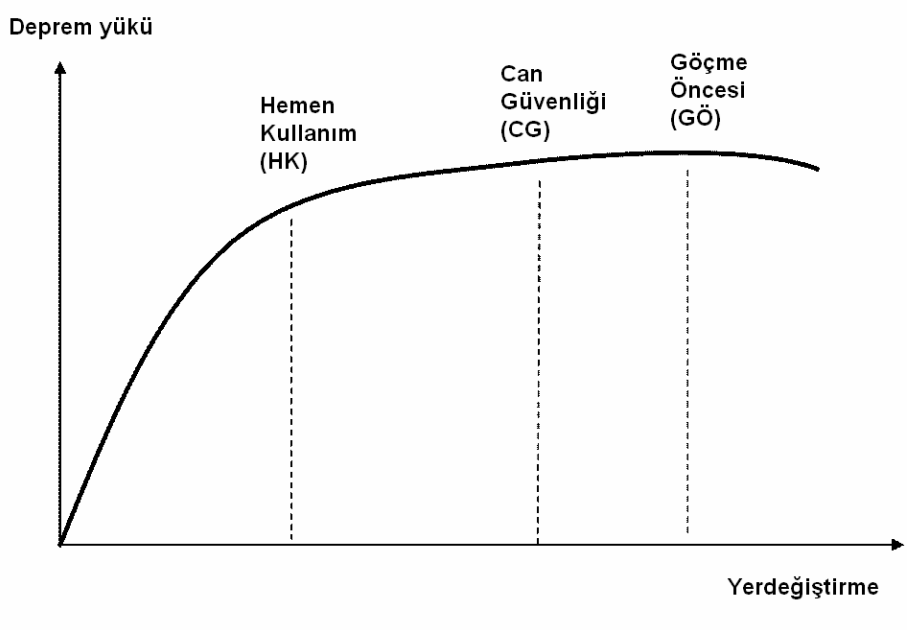
Elemanların kırılma türleri ile hasar sınırları ilişkisi şematik olarak Şekil (3.4) te verilmiştir.



Şekil 3.4 : Elemanlarda Kırılma Türleri ile Hasar Sınırları İlişkisi

3.3.3 Yapı Deprem Performans Seviyeleri

Yapıların deprem performansı, uygulanan deprem etkisi altında yapıda oluşması beklenen hasarın durumu ile ilişkilidir ve dört farklı hasar durumu için tanımlanmıştır. Deprem geçirmiş binaların deprem sonrası hasar durumlarının belirlenmesi için de aynı tanımlar kullanılabilir. Performans seviyeleri Şekil (3.5) te görülmektedir. Elastik davranışa benzetilebilecek ilk bölümden sonra elasto-plastik davranışı simgeleyen bir bölüm ortaya çıkar. Bu eğri üzerinde elastik ötesi davranışın belirgin başlangıcı sınırlı hasara karşı geldiği için, Hemen Kulanım Performans Düzeyi (HK) olarak isimlendirilir. Dış statik deprem yükünün azalmaya yüz tutması taşıyıcı sistemde güç tükenmesinin ortaya çıkmasına işaret eder ve Göçme Öncesi Performans Düzeyi (GÖ) olarak bilinir. Can Güvenliği Performans Düzeyi (CG) taşıyıcı sistemin elastik ötesi şekil değiştirmelerle yatay yük kapasitesini güvenli olarak sağlayabileceği sınırı olarak tanımlanır.



Şekil 3.5: Taşıyıcı Sistem Performans Düzeyleri

3.3.3.1 Hemen Kullanım Durumu

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanlarda oluşan hasar minimum düzeydedir. Elemanlar rijitlik ve dayanım özelliklerini korumaktadırlar. Yapıda kalıcı ötelenmeler oluşmamıştır. Az sayıda elemanda akma sınırı aşılmış olabilir.

Yapısal olmayan elemanlarda çatlamalar görülebilir, ancak bunlar onarılabilir düzeylerdedir. Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %10'u belirgin hasar bölgesine geçiyor, ancak diğer taşıyıcı elemanlarının tümü minimum hasar bölgesinde kalıyorsa bina Hemen Kullanım Durumu'nda kabul edilir. Güçlendirilmesine gerek yoktur.

3.3.3.2 Can Güvenliği Durumu

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların bir kısmında hasar görülür, ancak bu elemanlar yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü korumaktadırlar. Düşey elemanlar düşey yüklerin taşınması için yeterlidir. Yapısal olmayan elemanlarda hasar bulunmakla birlikte dolgu duvarlar yıkılmamıştır. Yapıda az miktarda kalıcı ötelenmeler oluşabilir; ancak gözle fark edilebilir değerlerde değildir.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine geçebilir. Ancak ileri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan

kesme kuvvetine katkısı %20'nin altında olmalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesindedir. Bu durumda bina Can Güvenliği Durumu'nda kabul edilir.

Can güvenliği durumunun kabul edilebilmesi için herhangi bir katta alt ve üst kesitlerinin ikisinde birden minimum hasar sınırı aşılmış olan kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetinin, o kattaki tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine oranının %30'u aşmaması gerekir. En üst katta ileri hasar bölgesindeki düşey elemanların kesme kuvvetleri toplamının, o kattaki tüm kolonların kesme kuvvetlerinin toplamına oranı en fazla %40 olabilir.

Hasar durumu kirişlerde oran olarak verilirken, kolonlarda kolon kesme kuvvetine bağlı olarak verilmesi, önemli ve daha çok önemli kolonların ayrılabilmesi bakımından dikkat çekicidir. En üst katın, taşıyıcı sistem kararlılığındaki daha az etkili durumu da dile getirildiği görülmektedir. Ayrıca kolonun iki ucunun da hasar bölgesine erişmesi anlamlı bir şekilde olumsuz bir durum olarak kabul edilmektedir.

Binanın güçlendirilmesine, güvenlik sınırını aşan elemanların sayısına ve yapı içindeki dağılımına göre karar verilmektedir.

3.3.3.3 Göçmenin Öncesi Durumu

Uygulanan deprem etkisi altında yapısal elemanların önemli bir kısmında hasar görülür. Bu elemanların bazıları yatay rijitliklerinin ve dayanımlarının önemli bölümünü yitirmişlerdir. Düşey elemanlar düşey yükleri taşımada yeterlidir; ancak bazıları eksenel kapasitelerine ulaşmıştır. Yapısal olmayan elemanlar hasarlıdır, dolgu duvarların bir bölümü yıkılmıştır. Yapıda kalıcı ötelemeler oluşmuştur.

Herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda kirişlerin en fazla %20'si ve kolonların bir kısmı göçme bölgesine geçebilir. Ancak göçme bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine toplam katkısı %30'nin altında olmalıdır ve bu elemanların durumu yapı kararlılığını bozmamalıdır.

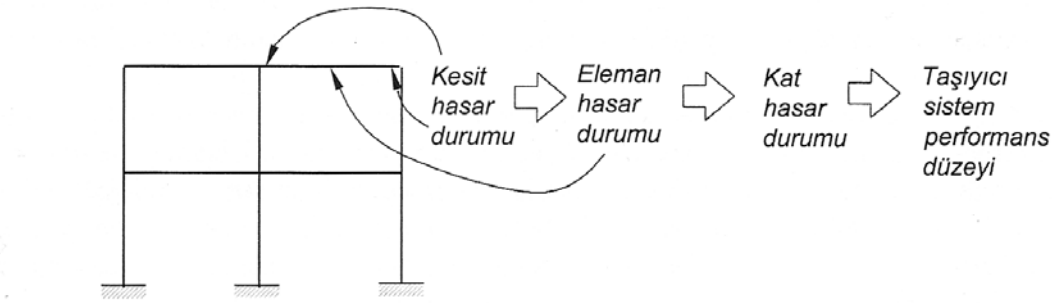
Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi, belirgin hasar bölgesi veya ileri hasar bölgesindedir. Bu durumda bina Göçmenin Önlenmesi Durumu'nda kabul edilir.

Binanın mevcut durumunda kullanımı can güvenliği bakımından sakıncalıdır ve bina güçlendirilmelidir. Ancak güçlendirmenin ekonomik verimliliği değerlendirilmelidir.

Sünek elemanlar için Şekil (3.5) de olduğu gibi çeşitli hasar durumları tanımlanırken, gevrek elemanların taşıma güçlerine eriştikten sonra doğrudan göçme duruma geldiği kabul edilmektedir. Burada da hasar durumu kirişlerde oran olarak verilirken, kolonlarda kolon kesme kuvvetine bağlı olarak verilmektedir. Ayrıca kolonun iki ucunun da hasar bölgesine erişmesi olumsuz ve güçlü kolon kavramı olumlu bir durum olarak kabul edilmektedir

3.3.3.4 Göçme Durumu

Yapı uygulanan deprem etkisi altında göçme durumuna ulaşır. Düşey elemanların bir bölümü göçmüştür. Göçmeyenler düşey yükleri taşıyabilmektedir, ancak rijitlikleri ve dayanımları çok azalmıştır. Yapısal olmayan elemanların büyük çoğunluğu göçmüştür. Yapıda belirgin kalıcı ötelenmeler oluşmuştur. Yapı tamamen göçmüştür veya yıkılmanın eşiğindedir ve daha sonra meydana gelebilecek hafif şiddette bir yer hareketi altında bile yıkılma olasılığı yüksektir. Binanın güçlendirme uygulanmadan, mevcut durumu ile kullanılması can güvenliği bakımından sakıncalıdır. Bununla beraber, güçlendirme ekonomik olmayabilir.



Şekil 3.6: Hasar Durumlarından Bina Performans Düzeylerine Geçiş

3.3.4 Deprem Etkisi

Mevcut binaların deprem güvenlik ve performanslarının değerlendirilmesinde göz önüne alınmak üzere, üç farklı deprem etkisi tanımlanmıştır. Tasarım Depremi, bina önem katsayısı 1,00 olan yeni konut binaları için göz önüne alınan deprem etkisini göstermektedir. Bunun yanında En Büyük Deprem'in yeni projelendirilen toplumsal önemli binalar için gözönüne alınan deprem etkisine belirli bir yaklaşıklıkla karşı geldiği söylenebilir. Yeni binalarda bu deprem etkisi bina önem katsayısının 1,00 den

büyük seçilmesi ile oluşur. Kullanım depremi yeni bir etki olarak görülebilir. Dönüş periyotları incelendiğinde kullanım depreminin binanın ömrü boyunca maruz kalabileceği bir deprem olarak kabul edilebilir. Tasarım depremi ise, binanın ömrü boyunca maruz kalma ihtimali düşük bir etkidir. En büyük depremi ise, binaya en az ihtimalle etkir. Yönetmelikte diğer iki depremin spektrumu, tasarım depreminkine bağlı olarak yaklaşık olarak verilmiştir. Tablo (3.3) de deprem özellikleri gösterilmektedir.

Tablo 3.3: Deprem Etkisi Parametreleri

Deprem Türü	Aşılma olasılığı	Esas alınan zaman aralığı	Ortalama dönüş periyodu
Kullanım Depremi	%50	50 yıl	72 yıl
Tasarım Depremi	%10	50 yıl	474 yıl
En Büyük Deprem	%2	50 yıl	2475 yıl

3.3.5 Binalar İçin Hedeflenen Deprem Performans Düzeyleri

Mevcut veya güçlendirilecek binaların deprem güvenliğinin belirlenmesinde esas alınacak deprem etkileri ve hedeflenecek performans düzeyleri Tablo (3.4) de verilmektedir.

Tablo 3.4:Binalar İçin Hedeflenen Deprem Performans Hedefleri

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

Yeni binalar için bina önem katsayısıyla karşılanması öngörülen deprem etkisi arttırılır. Deprem yönetmeliğinde tanımlanan ivme spektrumu, 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan deprem etkisini esas almaktadır. 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan depremin ivme spektrumu, yönetmelikte tanımlanan spektrumun yaklaşık olarak yarısı, 50 yılda aşılma olasılığı %2 olan depremin ivme spektrumu ise yönetmelikte tanımlanan spektrumun yaklaşık 1,5 katı olarak kabul edilmektedir.

3.4 FEMA-356 da Öngörülen Yapısal Performans Seviyeleri ve Aralıkları

Yapısal performans seviyeleri SP-n şeklinde gösterilir.(n rakamı belirtmektedir) Yapısal performans seviyeleri: Hemen Kullanım, Hasar Kontrolü, Can Güvenliği, Sınırlı Güvenlik ve Yapısal Stabilite olmak üzere beş durumdur.

3.4.1 Hemen Kullanım Performans Seviyesi (Immediate Occupancy, IO) SP-I :

Deprem sonra çok sınırlı hasar meydana gelmiştir. Binanın taşıyıcı sisteminin depremden önceki bütün taşıyıcılık özelliği ve kapasitesi hemen hemen devam etmektedir. İnsanlar açısından yapısal göçmenin neden olacağı hayati tehlike riski yoktur ve yapı kullanım için güvenlidir.

3.4.2 Hasar Kontrol Performans Aralığı (Damage Control, DC) SP-2 :

Can güvenliğinin ötesine giderek hasarında belirli ölçüde sınırlandırılmasına karşılık gelir. Yönetmeliklerde yeni binalar için 50 yıllık bir süre içinde aşılma olasılığı %10 olarak tanımlanan deprem etkisinde öngörülen performans seviyesi bu aralığa düşer.

Bu aralık Hemen Kullanım ile Can Güvenliği Performans seviyeleri arasında kalır. Özellikle tarihi önemi bulunan yapıların korunması için bu performans aralığı seçilir.

3.4.3 Can Güvenliği Performans Seviyesi (Life Safety, LS) SP-3 :

Deprem sonrası taşıyıcı sistemde önemli sayılabilecek hasar olmasına karşılık, binanın yerel veya toptan göçmesi söz konusu değildir. Binada bu duruma ulaşmayı önleyecek bir ek kapasite kalmıştır. Yapısal elemanların düşme veya yerinden çıkma durumu oluşmamıştır. Yaralanmaların muhtemel olmasına karşın, can güvenliği tehlikesi bulunmamaktadır.

3.4.4 Sınırlı Güvenlik Performans Aralığı (Limited Safety, LIF) SP-4:

Bu terim gerçekte belirli bir performans seviyesi olmayıp, deprem sonrası hasar seviyesini belirten bir aralıktır. Binaların güçlendirilmesinde tam anlamıyla can güvenliğinin sağlanamaması durumunda göz önüne alınabilir. Bu aralık Can Güvenliği ile Yapısal Stabilite Performans seviyeleri arasındadır.

3.4.5 Yapısal Stabilite Performans Seviyesi (Structural Stability, SS) SP-5:

Taşıyıcı sistem güç tükenmesi sınırında bulunmaktadır. Yatay kuvveti karşılayan sistemde önemli hasarlar oluşmuş olup, yanal rijitlik ve dayanımda azalmalar başlamıştır. Buna rağmen düşey yük taşınmaya devam etmektedir.

Yapı stabilitesi korunduğu halde depremden sonra olması muhtemel artçı sarsıntılarda yapının yıkılma tehlikesi vardır. Eğer teknik açıdan mümkün olabilirse, yapının depremden sonra tekrar kullanımı için, maliyet açısından yüksek bir güçlendirme gerekmektedir.

Yapısal stabilite performans seviyesinin yeni binalarda maksimum deprem etkisi altında sağlanması tavsiye edilir. Bu seviyenin daha hafif bir deprem etkisinde sağlanması halinde, gelebilecek daha yüksek bir depremde yapı güç tükenmesi ile karşı karşıya kalacağı için uygun değildir.
FEMA-356 da Öngörülen yapısal performans seviyeleri ve aralıkları Tablo (3.5) te toplu olarak gösterilmiştir.

Tablo 3.5: FEMA-356 ya Göre Yapısal Performans Seviyeleri

Performans Seviyesi	Performans Aralığı	Tanım
SP – 1		Hemen kullanım performans seviyesi
	SP – 2	Hasar kontrolü performans aralığı
SP – 3		Can güvenliği performans seviyesi
	SP – 4	Sınırlı güvenlik performans aralığı
SP – 5		Yapısal stabilite performans seviyesi
SP – 6		Hasarın göz önüne alınmadığı performans seviyesi

3.4.6 Dikkate Alınmayan Durum (Not Considered, NC) SP-6:

Bu herhangi bir performans seviyesi değildir. Yapısal olmayan elemanların (asma tavan, duvarlar, yüzey kaplamaları vb) sismik değerlendirilmesinde ve onarılmasında kullanılır. Örneğin içerisinde manevi değeri yüksek olan eşyaların bulunduğu bir yapının yıkılması durumunda dahi bu değerli eşyaların zarar görmemesi istenebilir. Yapının korunmasının yanında içindeki eşyaların ayrıca korunmasının gerektiği bu performans seviyesi ile belirtilir.

3.5 Fema-356'da Öngörülen Yapısal Olmayan Performans Seviyeleri ve Aralıkları

Yapısal olmayan performans seviyeleri ve aralıkları bir başlık ve harf ile gösterilmektedir. Numara yapısal olmayan performans sayısı olarak adlandırılır ve NP-n şeklinde gösterilir.(n numarayı belirtir) Yapısal olmayan performans seviyeleri: *Kullanıma Devam, Hemen Kullanım, Can Güvenliği ve Azaltılmış Hasar* olmak üzere dört farklı durumu gösterir.

Bina dayanımına etkileri yoktur ve güçlendirme uygulamaları için teknik kriterlerin belirlenmesi amacıyla kullanılırlar. Diğer bir yapısal olmayan performans seviyesi ise *Dikkate Alınmayan Durumdur* ve yapı sahibi tarafından sismik değerlendirme ve güçlendirme amacıyla istenebilir.

3.5.1 Kullanıma Devam Performans Seviyesi (Operational), NP-A:

Deprem sonrasında yapısal olmayan elemanlarda kullanımı önleyen hasar durumu söz konusu değildir. Bölme duvarlar, havalandırma ile ısıtma elemanları, haberleşme elemanları, tesisat ve dış cephe kaplamaları yapısal olmayan elemanlar olmakla beraber, ihmal edilebilecek ölçüde bozulma ve dağınıklık oluşmasına karşın yapı genelinde ki teçhizat ve makineler çalışıyor durumdadır.

3.5.2 Hemen Kullanım Performans Seviyesi (Immediate Occupancy), NP-B:

Yapısal olmayan elemanların ve sistemlerin yerinde kaldığı deprem sonrası hasar durumudur. Giderilebilecek boyutta küçük hasarlar olabilir, temizlik gerekebilir. Sismik güvenlik durumu henüz etkilenmemiştir.

3.5.3 Can Güvenliği Performans Seviyesi (Life Safety), NP-C:

Deprem sonrası taşıyıcı sistemde önemli sayılabilecek hasar oluşmasına karşılık, binanın yerel veya toptan göçmesi söz konusu değildir. Binada bu duruma ulaşmayı engelleyecek bir ek kapasite kalmıştır. Yapıda mevcut teçhizat ve ekipmanın tamir edilmesi gerekli olabilir. Hayati tehlikeye etki edebilecek bir durum yoktur.

3.5.4 Azaltılmış Hasar Performans Seviyesi (Reduced Hazard), NP-D:

Bu deprem sonrası hasar durumunda ise yapısal olmayan elemanlarda ve sistemlerde ciddi hasarlar oluşmuştur. İnsanların yaralanması muhtemeldir ancak gruplar halinde zarar görmeleri beklenmez. Bu yapılar deprem sonrasında çevrelerinde ve kendi içlerinde tehlikeli durumlar yaratmazlar.

3.5.5 Dikkate Alınmayan Performans Seviyesi (Not Considered), NP-E:

Yapının depreme karşı gösterdiği tepkide etkili olmayan elemanlar dikkate alınmaz. Yapının genel durumu hakkında mühendise veya yapı sahibine tasarım olanağı sunmaktadır.

Yapının statik hesabı yapılırken yapısal olmayan elemanların depreme karşı göstereceği tepki hesaplara katılmasa da deprem anında belli miktarda binaya katkıları olmaktadır. Örneğin taşıyıcı sistem içerisine yerleşmiş ve düzgün örülmüş duvarların yanal yükün %15 kadarını aldıkları düşünülmektedir. Deprem nedeniyle duvarlara gelen enerji, duvarda çatlaklara neden olacağından yapının sönüm kabiliyetinde artış olacaktır. Bu nedenle yapısal elemanlar kadar yapısal olmayan elemanlarında montajına özen gösterilmelidir. FEMA-356 da öngörülen yapısal olmayan performans seviyeleri ve aralıkları Tablo(3.6) da toplu olarak gösterilmiştir.

Tablo 3.6: Yapısal Olamayan Performans Seviyeleri

Performans Seviyesi	Tanım
NP – A	Kullanıma Devam Performans Seviyesi
NP – B	Hemen Kullanım Performans Seviyesi
NP – C	Can Güvenliği Performans Seviyesi
NP – D	Azaltılmış Hasar Performans Seviyesi
NP – E	Dikkate Alınmayan Performans Seviyesi

3.6 FEMA-356 da Bina Performans Seviyeleri

Bina performans seviyeleri, taşıyıcı sistemin durumunu gösteren "Yapısal Performans Seviyesi" ile taşıyıcı olmayan elemanların durumunu gösteren "Yapısal Olmayan Performans Seviyesi" tanımlarının ortak düşünülmesi ile oluşturulurlar. Kombinasyonlardan en çok kullanılanları: I-A, I-B, 3-C, 5-E, 3-D, 3-B performans seviyeleridir.

3.6.1 I-A Kullanıma Devam Performans Seviyesi:

Yapısal hemen kullanım (SP-I) ve yapısal olmayan kullanıma devam (NP-A) performans seviyelerinin ortak ele alınmasıyla oluşan durumdur. Binanın yapısal olan ve yapısal olmayan elemanlarındaki hasar, kullanıma devamı etkilemez. Can güvenliği riski söz konusu değildir ve binada onarıma ihtiyaç yoktur.

3.6.2 I-B Hemen Kullanım Performans Seviyesi:

Yapısal hemen kullanım (SP-I) ve yapısal olmayan hemen kullanım (NP-B) performans seviyelerinin çakıştığı durumdur. Binada oldukça az hasar görülmektedir. Taşıyıcı elemanların dayanımı, sünekliği ve rijitliği korunmaktadır.

Bu performans seviyesi önemli binalar için öngörülen seviye olup, binanın hacimleri ve sistemleri kullanılabilecek durumdadır. Binada bulunan eşyalarda küçük onarımlara ihtiyaç duyulabilir.

3.6.3 3-C Can Güvenliği Performans Seviyesi:

Yapısal can güvenliği (SP-3) ve yapısal olmayan can güvenliği (NP-C) performans seviyelerinin ortak durumudur. Taşıyıcı sistemde hasar mevcuttur ancak, önemli bir kapasite kalmıştır ve taşıyıcı olmayan elemanlarda hasar kontrol altındadır. Bu hasarlardan dolayı can güvenliği riski çok düşük bir olasılıktır. Deprem sonrası yangın tehlikesi ve kimyasal tehlike olabilir.

Bu seviye, günümüzde yönetmeliklerin yeni binalar için öngörmüş olduğu performans seviyesinden biraz daha düşük olarak tanımlanmıştır. Yönetmeliklerde taşıyıcı sistemin bu seviyeye göre daha fazla yer değiştirme yapacağı düşünülür.

3.6.4 5-E Yapısal Stabilite Performans Seviyesi:

Yapısal stabilite (SP-5) ve yapısal olmayan elemanların hasarının göz önüne alınmadığı (NP-E) performans seviyelerinin birlikte ele alındığı durumdur. Yapının düşey yük taşıyan sistemi ancak ayaktadır ve artçı depremler için ek bir kapasite kalmamıştır. Bu depremlerde yıkılma olasılığı yüksektir. Taşıyıcı olan ve taşıyıcı olmayan elemanlardaki hasardan dolayı can güvenliği riski mevcuttur. Yapısal olmayan elemanların kat rölatif yer değiştirmeleri ve hasarı kontrol edilemez.

3.6.5 3-D Bina Performans Seviyesi:

Yapısal can güvenliği (SP-3) ve yapısal olmayan elemanlarda azaltılmış hasar (NP-D) performans seviyelerinin ortak ele alındığı durumdur. Yönetmeliklerde bulunan 50 yılda %10 olasılıklı deprem tanımına karşılık gelen ve deprem kuvvetlerinin %75'ini alarak yapılan güçlendirmeyle ortaya çıkan performans seviyesidir.

3.6.6 3-B Bina Performans Seviyesi:

Yapısal can güvenliği (SP-3) ve yapısal olmayan hemen kullanım (NP-B) performans seviyelerinin çakıştığı durumdur. Bu seviyede taşıyıcı elemanlardaki hasar, binanın kullanımına engel teşkil etmemektedir.

Tablo 3.7:Hedef Performans Seviyelerinde Oluşması Beklenen Hasarlar

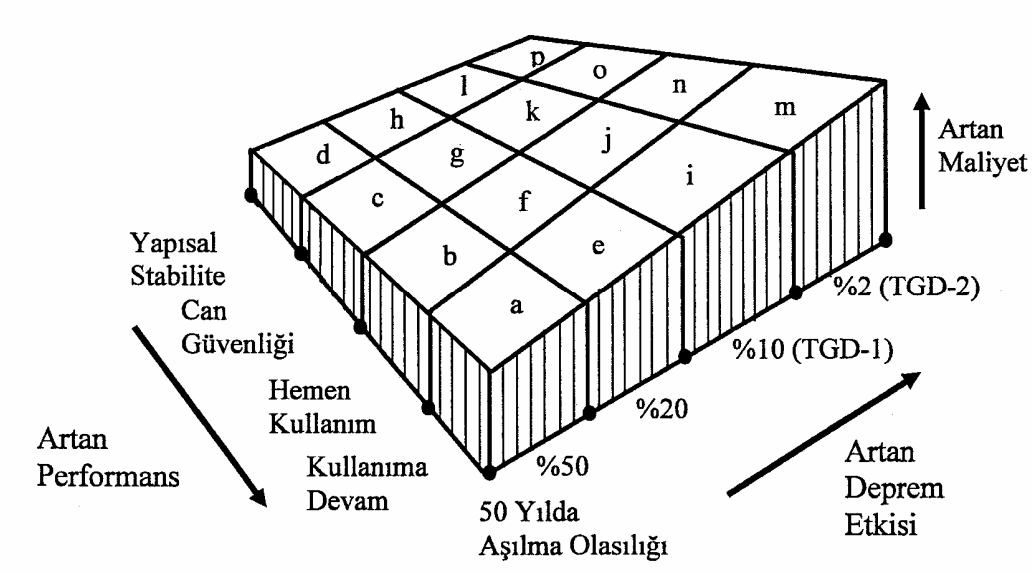
Hasar	Hedeflenen Yapı Performans Seviyeleri			
	Yapısal Stabilite	Can Güvenliği	Hemen Kullanım	Kullanıma Devam
	Ağır	Orta	Hafif	Çok Hafif
Genel Durum	Çok küçük bir rijitlik ve dayanım kalmıştır, ancak kolonlar yük taşımaya devam etmektedir. Yapı göçmenin eşiğindedir. Dolgu duvarlar çatlamıştır.	Tüm katlarda belli bir rijitlik ve dayanım vardır. Kirişlerin çoğu işlevseldir. Duvarlarda devrilme gibi olaylar yoktur. Küçük boyutta kalıcı ötelenme vardır. Binada güçlendirme ekonomik değildir.	Kalıcı boyutta ötelenme yoktur. Yapı ilk durumundaki rijitlik ve dayanıma sahiptir. Cephe kaplamalarında, bölme duvarlarda küçük çatlaklar olabilir. Asansörler kullanıma devam edebilir. Yangın tertibatı sorunsuzdur.	Kalıcı boyutta ötelenme yoktur. Yapı ilk durumundaki rijitlik ve dayanıma sahiptir. Su, asansör, yangın tesisatı kullanılabilir durumdadır.

3.7 FEMA-356 da Performans Amaçları

Binaların performans amacı, öngörülen deprem hareketi için hedeflenen bina performans seviyesi ile belirtilebilir. Aynı zamanda güvenlik hedefleri olarakta adlandırılan ve Tablo (3.8) de gösterilen performans amaçları, tek başına seçilip kullanılabileceği gibi birlikte de kullanılabilir. Bina performans seviyesi, maliyet ilişkisi ve güvenlik hedefleri Şekil (3.7) de gösterilmiştir.

Tablo 3.8: Performans Amaçlarının Sınıflandırılması

	Bina Performans Seviyesi			
Deprem Hareketi	Kullanıma Devam Performans Seviyesi (1-A)	Hemen Kullanım Performans Seviyesi (1-B)	Can Güvenliği Performans Seviyesi (3-C)	Yapısal Stabilite Performans Seviyesi (5-E)
%50 / 50 Yıl Servis Depremi	a	b	c	d
%20 / 50 Yıl	e	f	g	h
%10 / 50 Yıl Tasarım Depremi	i	j	k	l
%2 / 50 Yıl Maksimum Deprem	m	n	o	p



Şekil 3.7: Bina Performans Seviyeleri – Deprem Etkisi – Maliyet İlişkisi

4. YAPILARIN ONARIM VE GÜÇLENDİRİLMESİ

4.1 Betonarme Yapıların Deprem Güvenliklerinin Belirlenmesi ve Rehabilitasyonu

Yapı sistemlerinin dış yükler ve özellikle deprem etkileri altındaki gerçek davranışlarını incelemek amacıyla yürütülen kuramsal ve deneysel araştırmalarda elde edilen sonuçlar ve bunların deprem yönetmeliklerine aktarılması ile oluşan tasarım ilkeleri, deprem bölgelerinde yeni inşa edilecek olan yapıların yeterli bir güvenliğe sahip olacak şekilde tasarımına olanak sağlamaktadır. (İmar ve İskan Bakanlığı, 1975,1996)

Ancak bilindiği gibi, yeni inşa edilecek olan yapıların yeterli bir deprem güvenliğine sahip olacak şekilde tasarımının ve yapımının sağlanması, olası yeni depremlerde meydana gelebilecek can ve mal kaybının önlenmesi veya azaltılması için yeterli değildir. Bunun yanında, deprem bölgelerindeki mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi ve yeterli güvenlikte olmayan yapıların iyileştirilmesi de önemli bir yer tutmaktadır.

Mevcut yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesinde uygulanan yöntemlerin bir grubunu analitik yöntemler oluşturmaktadır. Bu yöntemlerde mevcut yapının gerçek durumunu temsil eden bir taşıyıcı sistem hesap modeli kurulmakta ve bu modelin statik veya dinamik yöntemlerle analizi yapılarak deprem güvenliği belirlenmektedir.

4.2 Binada Mevcut Durumun Değerlendirilmesi ve Taşıyıcı Sisteminin Belirlenmesi

Deprem bölgesindeki bir binada can güveliğinin sağlanması bakımından kabul edilemeyecek hasarın meydana gelebileceği durumlar aşağıdaki gibi sıralanabilir:

a) Binanın tümünün göçü

b) Binanın bir bölümünün tamamen göçmesi

c) Bina giriş ve çıkışının kurtarma işlemlerini engelleyecek şekilde kapanması.

Mevcut bir binanın bu açıdan zayıf noktalarının belirlenmesi önemlidir. Bu tür değerlendirmeler, bina için yapılacak ilk çalışmayı oluşturur ve değişik yaklaşıklıkta yapılabilir. Bunlardan en basiti binayı dolaşıp, taşıyıcı sistemi hakkında bilgi toplayıp, bunu değerlendirmek olarak ifade edilebilir. Binanın yönetmelik kurallarını kullanarak deprem altındaki kesit etkilerinin hesap edilmesi, bunların taşınabilecek kesit kapasiteleri ile karşılaştırılması ise, en ayrıntılı değerlendirmeye karşı gelir.

Binaların sayısının çok olduğu durumunda ilk eleme için, kesin güvenli ve kesin güvensiz binaların ayrılması bakımından, basit değerlendirme yöntemi uygun olurken, her iki sınıfa sokulamayan mevcut bir binanın durumunun belirlenmesi için daha ayrıntılı incelemenin yapılması gerekir.

Mevcut binada yapılacak ayrıntılı incelemede, binanın durumuna göre taşıyıcı sistemin veya malzeme kalitesinin tespit edilmesinde daima belirsizliklerle karşı karşıya bulunulacağı gözden uzak tutulmamalıdır. İncelemeyi yapan mühendisin bu belirsizlikleri en aza indirmesi ve mevcut belirsizlik seviyesini gözden geçirerek her türlü incelemeyi uygun bir seviyede tutması önemlidir. Örneğin, taşıyıcı sistemi belirsizlikler içeren bir binada ayrıntılı bir dayanım hesabının yapılması gerçekçi olmaz.

Mevcut bir binanın incelenmesi aşağıdaki adımlardan geçilerek yapılabilir.

a) Binanın mimari rölevesinin hazırlanması: Genellikle eski binaların projesini bulmak mümkün değildir. Hazırlanacak rölevede binanın hacimlerinin kullanım şekilleri, kapı ve pencere yerleri ile boyutlarının belirtilmesi gerekir. Banyo ve mutfak gibi ıslak hacimlerde tesisatın bağlı olduğu yerler gösterilmelidir. Mevcut bir mimari plan varsa, bunun yerinde uygunluğu kontrol edilerek gerekli değişiklikler işlenmelidir.

b) Binanın taşıyıcı sistem rölevesinin hazırlanması: Binanın betonarme projesi yoksa hazırlanacak rölevede; kiriş kolon ve perde yerlerinin ve boyutlarının belirtilmesi ve kat yüksekliklerinin bulunması gerekir. Kolon ve perdelerin yerleşim durumu ile kirişlerin plandaki düzeninin belirlenmesi için bazı duvarların kırılması gerekebilir.

Özellikle, kirişlerin bölme duvarları içinde kalması veya asmolen döşemelerde geniş kirişlerin döşeme içinde bulunması taşıyıcı sistemin belirlenmesinde büyük zorluk oluşturur. Binada, yer yer zemin açılarak temel düzeni, temelin geometrik boyutları, derinliği ve bağ kirişlerinin durumu belirlenmelidir. Temellerin yerel veya dışardan

açılması yeterli olabilir. Eğer binanın taşıyıcı sistem ve betonarme kesit hesapları ile ilgili çizimleri varsa, eleman boyutları bakımından kontrol edilmeli ve gerekli değişiklikler plana işlenmelidir. İnceleme sırasında taşıyıcı elemanlarda tespit edilen çatlaklar, beton dökülmeleri ve korozyon hasarları binanın taşıyıcı sistem rölevesinin üzerine işlenmeli, bunların yerel olması durumunda epoksi reçinesi enjeksiyonuyla veya temizlenerek tamir harcı ile kesitin onarımına gerek olup olmadığına karar verilmelidir. Bu önlemlere çatının binaya bağlı olup olmadığı, kalkan duvarlarının ve bacanın durumu gibi hususlar işaretlenerek, yerinde alınacak tedbire karar verilmelidir. Bu tedbirler, çatının döşemeye bağlanması, bacaların kısaltılması, duvarlara düşey ve yatay hatıl konulması şeklinde olabilir.

c) Binada beton kalitesinin belirlenmesi: Binada beton kalitesi en az üç karot numunesi alarak belirlenmelidir. Karot sayısı binanın büyüklüğüne göre arttırılabilirse de, bulunan mukavemetin ortalama bir değer olacağı ve bunların alındıkları elemanları zayıflatacağı düşünülerek, sayının çoğaltılması tercih edilmeyebilir. Özellikle, eski binalarda kolon kesitlerinin küçük olması ve perde bulunmaması sebebiyle bazı durumlarda karot alınabilecek uygun yer bulunamayabilir ve tahribatsız deney sonuçları ile yetinmek gerekli olabilir. Genel durumda karot değerleri, her katta en az üç kolon veya perdede yapılacak darbeli çekiç deneyleri ve ses hızı ölçümü deneyleri ile karşılıklı korelasyon kurularak yaygınlaştırılır. Güvenlik belirlenmesinde ve güçlendirme projesinin hazırlanmasında beton dayanımı daima karot deneyleri ile desteklenmelidir. Karotların varsa perdelerden alınması tercih edilmeli ve donatının kesilmemesine özen gösterilmelidir

d) Binada donatı kalite ve düzeninin belirlenmesi: Binada bodrum veya zemin katta açılacak en az üç kolonda beton örtüsü kaldırılarak boyuna donatı ve enine donatı miktarı ile düzeni tespit edilmelidir. Kolonların biri bütün kenarlarından açılabilirse de, diğerlerinin bir veya iki kenardan açılması mevcut sistemi zayıflatmamak bakımından tercih edilmelidir. Benzer şekilde seçilecek üç kirişte donatı, açıklıkta ve mesnet kesitine yakın alttan bakılarak, boyuna donatı düzeni, pilye sayısı ve enine donatı aralığı ve çapı tespit edilebilir. Yurdumuzdaki mevcut binalarının pek çoğunda bodrum katlarda korozyon hasarı önemli bir sorundur. Böyle bir durumda, donatılarda korozyon nedeniyle çap küçülmesi belirlenmelidir.

e) Geoteknik bilgilerin belirlenmesi: Temel zeminine ait geoteknik bilgiler için muayene çukuru açılabileceği ve sondaj yapılabileceği gibi, çevrede yapılan benzer çalışmalardan da faydalanılabilir. Geoteknik inceleme sonucu muhtemel güçlendirme sistemi ile doğrudan ilgili parametreler olan, zeminin tabii birim hacim ağırlığı, zemin emniyet gerilmesi ve yatak katsayısı verilmelidir. Bölgedeki deprem durumu gözönüne alınarak, zemin karakteristik periyotları ve etkin yer ivmesi katsayısı da belirtilmelidir. Yeraltı su seviyesi hakkında bilgi ve binadaki temel durumu ile temel derinliği de geoteknik inceleme sırasında tespit edilebilir.

4.3 Taşıyıcı Sistemin Deprem Güvenliğinin Belirlenmesi

Yurdumuzda çerçeveli taşıyıcı sistem türü çok yaygındır. Çerçeve elemanlarında, örneğin kolonlarda, etriye aralıklarının büyüklüğü betonun yanal basınç etkisinin düşük olmasına ve yükleme sırasında betonun dayanımını daha erken kaybetmesine dolayısıyla da sünekliğin daha az olmasına neden olur.

Donatı eklerinde yeterli aderans boyunun sağlanmamış olması, kolonların ve kirişlerin bu bölgelerde dayanımının düşük olmasına sebep olur. Kayma donatısının veya kenetleme boyunun yeterli olmaması, eğilme güç tükenmesinden önce sünek olmayan kayma güç tükenmesinin meydana gelmesine neden olur. Kiriş-kolon birleşimlerinde yeterli enine ve boyuna donatıların bulunmaması, birleşim bölgelerini güç tükenmesine götürebilir. Özellikle asmolen döşemeli binalarda çerçeve sisteminin rijitliğinin düşük olması, deprem etkileri altında büyük yanal yer değiştirmelerin oluşmasına ve taşıyıcı olmayan elemanlarda hasar oluşmasına sebep olur.

Deprem güvenliğinin belirlemesinin ilk adımı olarak binanın taşıyıcı sisteminin durumu ve varsa taşıyıcı sistem çözümlemesi incelenmelidir. Taşıyıcı sistemde yüklerin iletilmesinde açıkça belirlenen önemli bir eksiklik, güvenliğin olmadığına karar verilmesi için yeterli olabilir. (Alt katlarda kolon kaldırılması gibi).

Bina taşıyıcı sisteminin sağlaması gereken yönetmelik koşullardan bazıları, sünekliğin sağlanması ile ilgili hususlar ve kapasite tasarım ilkeleridir. Mevcut binaların taşıyıcı sistem elemanları bu koşulları genellikle sağlamaz. Bunlardaki eksiklikler bir ölçüde taşıyıcı sistem davranış katsayısı, dolayısıyla deprem yükü azaltma katsayısı seçimi ile gözönüne alınabilir.

Taşıyıcı sistemin durumuna göre süneklikle ilgili konular; taşıyıcı sistemde düzenlik durumu, etriye sıklaştırması, beton kalitesi, donatı düzeni gibi hususlar ve kapasite tasarımı ile ilgili konular; kuvvetli kolon tasarımı, kiriş-kolon birleşim bölgesi, kesme kuvveti hesabının mevcut eğilme donatısına göre yapılması gibi hususlardır. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı çerçeve türünden yapılarda R=4 (normal süneklikte yapı) ve R=8 (yüksek süneklikte yapı) arasında bir değer seçilerek gözönüne alınabilir. Perdeli yapılar için de aynı durum yapılabilir.

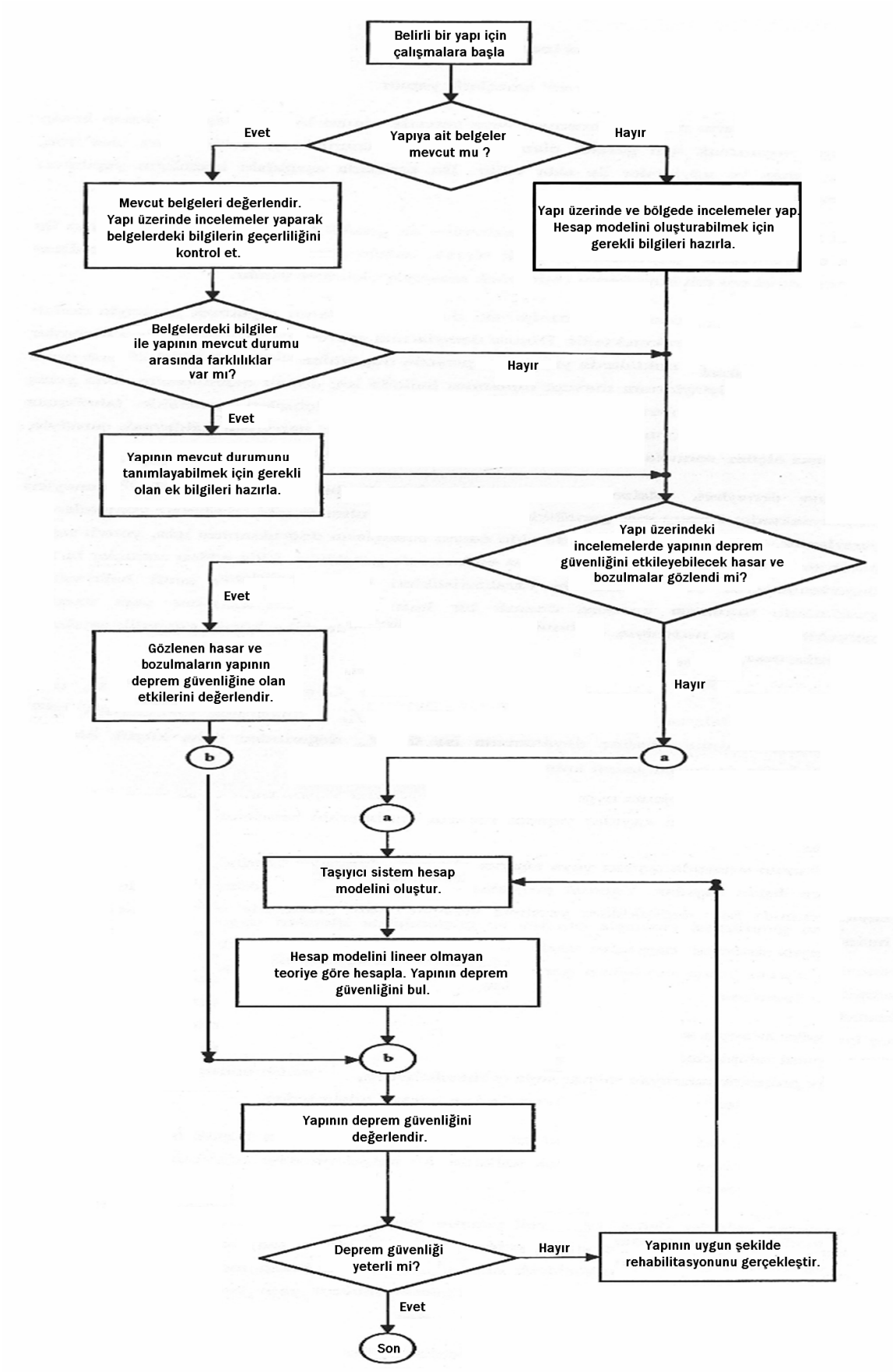
Mevcut yapının süneklik seviyesi en başta olmak üzere, beton kalitesinin ve donatı durumunun belirlenmesinde pek çok belirsizlik söz konusudur. Bu nedenle deprem güvenliği belirlemesinin, matematiksel bir problemin çözümü olmadığı unutulmamalıdır. Çözüm ve kontroller birden fazla beton kalitesi ve deprem yükü azaltma katsayısı için yapılmalı ve karşılaştırılarak sonuca ulaşılmalıdır.

Kesit kontrolünde, eğer binanın projesi yoksa sınırlı sayıda yapılan donatı tespitleri gözönüne alınabileceği gibi, minimum donatı şartları da kullanılabilir. Yapılan bu inceleme ile taşıyıcı sistemin deprem yüklemesi altındaki davranışı belirlenir ve güvenlik seviyesi göz önüne alınarak güçlendirmenin gerekip gerekmediğine karar verilir.

Yapılan çalışmaların sonuçları bina için hazırlanan bir güvenlik raporunda özetlenmelidir. Bu raporda yapının mevcut taşıyıcı sistemi, arazinin geoteknik durumu ve malzeme çalışmaları bildirilmelidir. Ayrıca, özellikle zemin kat başta olmak üzere bütün kolonlar için detaylı bilgilerin bulunduğu bir güvenlik tablosu hazırlanmalıdır. Yeterli deprem güvenliğine sahip olmayan yapılar, analiz sonuçlarından elde edilen veriler de hesaba katılarak, uygun şekilde güçlendirilir.

Sonuç olarak; betonarme yapıların deprem güvenliklerinin belirlenmesi için bir akış diyagramı hazırlanmış ve Şekil(4.1) de verilmiştir. (Özer, Pala, Orakdöğen, 1997) Bu akış diyagramına göre, izlenmesi gereken yol şu ana adımlardan oluşmaktadır.

- Yapıya ait belgelerin sağlanması ve değerlendirilmesi
- Mevcut yapı üzerinde incelemeler yapılması
- Taşıyıcı sistem hesap modelinin oluşturulması
- Hesap modelinin lineer olmayan teoriye göre hesabı
- Yapının deprem güvenliğinin değerlendirilmesidir.



Şekil 4.1: Akış Diyagramı

4.4 Betonarme Yapı Sistemlerinin Rehabilitasyonu

Bir yapının rehabilitasyonu, yapı taşıyıcı sisteminin dış etkiler altındaki güvenliğinin öngörülen bir düzeye çıkarılması amacıyla yapılan onarım ve güçlendirme işlemlerinin tümünü kapsamaktadır.

4.4.1 Onarım Yöntemleri

Kullanım süresi içinde deprem, çevresel etkenler ile benzeri nedenlerle meydana gelen hasar ve bozulmaların giderilerek yapı elemanlarının, yapının ilk konumuna getirilmesi veya yapım sırasında oluşan kusurların ortadan kaldırılması amacıyla yapılan işlemlere onarım denilmektedir.

Bir yapı sisteminin onarılması, yapıya ek bir güvenlik kazandırılması için yeterli değildir. Yapı güvenliğinin arttırılması, ancak güçlendirme önlemleri ile sağlanabilmektedir.

Bir yapı sisteminin onarılmasında izlenen yol şu aşamalardan oluşmaktadır.

a) Hasar, bozulma ve kusurların türlerini, nedenlerini, geometrik özelliklerini ve hasarlı elemanların yapı içindeki konumlarını belirten ayrıntılı bir hasar rölevesinin hazırlanması

b) Hasar, bozulma ve kusurların türlerine ve özelliklerine bağlı olarak, uygulanması gereken onarım yöntemlerinin ve kullanılacak onarım malzemelerinin seçimi

c) Bu bilgileri içeren bir onarım projesinin hazırlanması

d) Onarımın uygulanması.

Aşağıda, çeşitli hasar, kusur ve bozulmaların giderilmesi amacıyla uygulanmakta olan onarım yöntemleri kısaca anlatılmıştır.

4.4.1.1 Çatlakların Onarılması

Çatlakların onarılmasında uygulanan genel yöntem, enjeksiyon yöntemidir. Bu yöntemde, çatlak kalınlığına bağlı olarak, reçine veya çimento harcı kullanılır. Enjeksiyon malzemesi belirli aralıklarla açılan deliklerden basınç ile uygulanarak çatlaklar doldurulur.

Çatlak genişliğinin 0.1 - 0.3 mm arasında olması halinde, çok kere onarıma gerek olmamaktadır. Genişliği 0.1 - 5.0 mm arasında olan çatlaklara reçine, 2.0 - 5.0 mm

kalınlıklı çatlaklara reçine katkılı çimento harcı uygulanabilir. Çatlak genişliğinin daha büyük olduğu durumlarda ise, betonun sökülerek çatlaklı bölgenin yeniden betonlanması daha uygun olmaktadır.

4.4.1.2 Hafif Hasarlı ve Kusurlu Beton Yüzeylerinin Onarılması

Yapım kusurları nedeniyle boşluklar içeren, deprem ve benzeri nedenlerle hafif hasar gören veya çevresel etkiler (sülfat, asit etkisi vb) ile bozulan beton yüzeylerinin onarılmasında sıra ile şu işlemler uygulanır:

- Hafif hasarlı olan beton sökülür,
- Beton yüzeyi pürüzlendirilir, temizlenir ve gerekli görüldüğünde reçine uygulanır,
- Bu şekilde hazırlanan yüzey üzerine reçine katkılı beton dökülür.

Onarılacak bölgenin büyüklüğüne bağlı olarak, yeni beton içine ek donatı konulması da gerekebilir.

4.4.1.3 Orta ve Ağır Hasarlı Betonarme Elemanların Onarılması

Özellikle deprem etkileri nedeniyle betonu ezilerek parçalanmış, boyuna donatısı ve etriyeleri kopmuş veya burkulmuş olan betonarme elemanların onarımı için, hasarlı bölgenin büyük ölçüde veya tamamen yenilenmesi gerekmektedir.

Orta ve ağır hasarlı betonarme elemanların yenilenmesinde ilk yapılması gereken işlem yenilenecek yapı elemanı dolaylarında geçici askıya alma önlemlerinin alınması ve böylece onarım sırasında yapı güvenliğinin sağlanmasıdır.

Daha sonra, yenilenmesi gereken bölgedeki donatı ve beton kaldırılarak, yukarıdaki paragrafta açıklandığı şekilde, mevcut beton yüzeyi yeni beton dökümüne hazırlanır. Yeni betonun boyuna ve enine donatısı hazırlanarak yerine yerleştirilir ve kaynaklama veya mekanik yöntemler kullanılarak mevcut donatıya bağlanır. Onarılacak bölge düşük rötreli betonla doldurularak onarım işlemi tamamlanır.

Bu onarım yönteminde, çok kere mevcut betonun en kesiti ve donatısı aynen korunur. Ancak, hasarın yapı için önemli olan bir bölgede meydana gelmesi veya söz konusu elemana ayrıca güçlendirme uygulanmasının gerekmesi halinde, en kesit boyutları büyütülerek donatı arttırılabilir.

4.4.2. Güçlendirme Yöntemleri

Yeterli güvenlikte olmayan bir yapı sisteminin dayanımını (yük taşıma kapasitesini), rijitliğini, stabilitesini ve sünekliğini arttırmak suretiyle, yapı güvenliğini öngörülen bir düzeye çıkartmak amacıyla yapılan işlemlere *güçlendirme* denilmektedir.

Güçlendirme, yukarıda belirtilen amaçlardan birine veya bir kaçına yönelik olarak yapılabilir. Bir yapının güçlendirilmesi için o yapının herhangi bir nedenle, örneğin depremden dolayı, hasar görmüş olması gerekmemektedir.

Uygulamada, yapı güvenliğindeki yetersizliğin nedenlerine bağlı olarak, çeşitli güçlendirme yöntemlerinden yararlanılmaktadır.

4.4.2.1 Mantolama

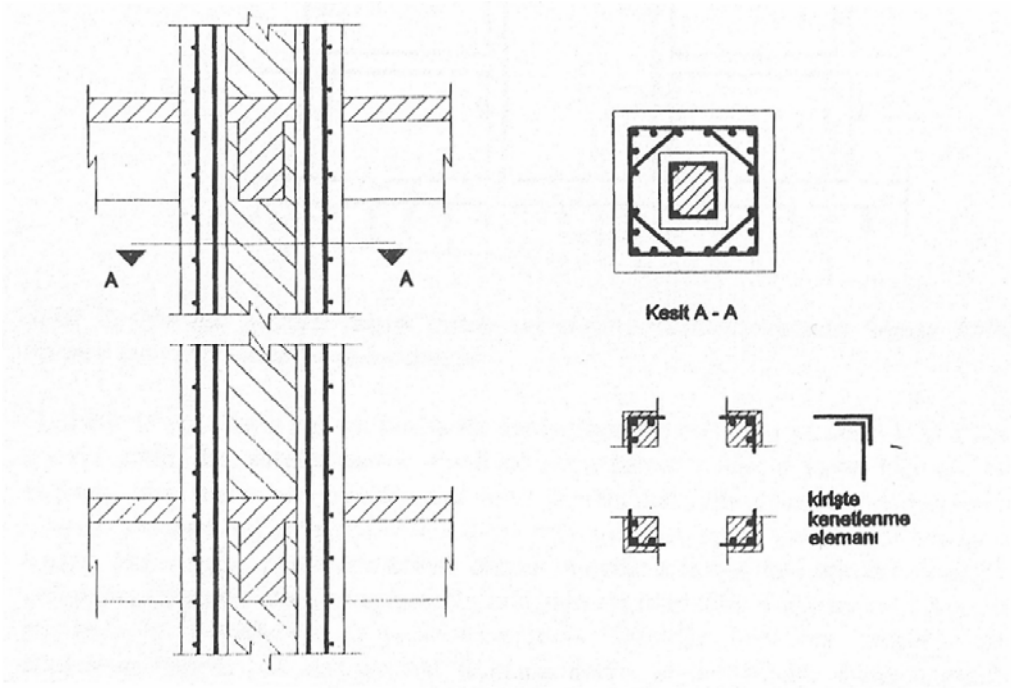
Mantolama, betonarme yapı elemanının en kesitini büyüterek en kesit özelliklerini olumlu yönde değiştirmek amacıyla yapılan güçlendirme yöntemi olarak tanımlanabilir. Bu yöntem ile bir yapı elemanının dayanımının, rijitliğinin, stabilitesinin ve sünekliğinin arttırılabilmesi mümkün olabilmektedir. Mantolama işlemi bölgesel bir güçlendirme olmakla beraber, yapının tümünün güvenliğine de dolaylı yoldan katkı sağlamaktadır.

Mantolama işlemi yapı elemanının tüm yüzeylerine uygulanabildiği gibi, bazı hallerde elemanın bazı yüzeylerine veya döşemelerde olduğu gibi elemanın bir yüzüne uygulanabilir.

Mantolamada betonarmeden veya yapı çeliğinden yararlanılır. Betonarme mantolamada, mevcut beton yüzeyindeki paspayı tabakası kaldırılır. Yüzey temizlenerek yeni beton dökümüne hazır hale getirilir. Daha sonra, manto donatısı hazırlanarak yerine yerleştirilir ve beton dökülür. Manto betonunun kalınlığı ve manto donatısının miktarı, öngörülen güçlendirme düzeyine göre belirlenir.

Birbirine komşu olan yapı elemanlarının mantolanmasında, örneğin ardışık kat kolonları mantolanırken, mantonun sürekliliğinin sağlanması önem kazanmaktadır.Şekil (4.2)

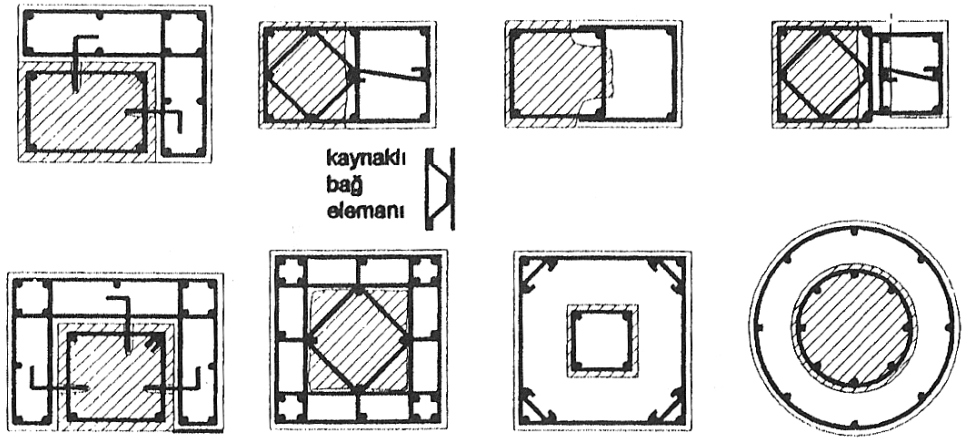
Mantolama ile kolon rijitliğinin dolayısı ile taşıyıcı sistemde iç kuvvet dağılımının değişeceği unutulmamalıdır. Dikkatsiz biçimde seçilecek kolonlarda mantolama yapılması plandaki rijitlik merkezini değiştireceği için deprem etkilerini arttırabilir.



Şekil 4.2: Kolonun Mantolanmasında Katlar Arasında Süreklilik

Bazı hallerde, mimari nedenlerle veya güçlendirme işlemlerine hız kazandırmak amacıyla, çelik mantolamaya başvurulabilir. Çelik mantolama çeşitli şekillerde yapılabilir. Güçlendirmenin amacına ve öngörülen güçlendirme düzeyine bağlı olarak, sürekli çelik manto uygulanması veya elemana çelik iskelet geçirme yöntemlerinden birine başvurulabilir.

Çelik ile mantolamada, mevcut beton ile çelik manto arasındaki boşluk, rötre yapmayan çimento harcı veya reçine katkılı harç ile doldurulmalıdır. Aynca, çelik mantonun yangına ve korozyona karşı dayanıklılığını arttırmak için önlem alınmalıdır. Mantolama örnekleri Şekil (4.3) te verilmektedir.



Şekil 4.3: Kolonun Mantolamayla Güçlendirilmesine Değişik Örnekler

4.4.2.2 Çelik Elemanlarla Bölgesel Güçlendirme

Bazı betonarme yapı elemanlarının belirli bölgelerinde dayanımın ve plastik şekil değiştirme kapasitesinin (dönme kapasitesinin) arttırılması gerektiğinde veya özellikle düğüm noktalarında sünekliğin arttırılması amacıyla, çelik elemanlar ile bölgesel güçlendirme yöntemine başvurulabilir.

Bu yöntemde, elemanın boyuna veya enine doğrultularında düzenlenen çelik elemanlar beton yüzeyine reçine veya reçineli harç ile yapıştırılır. Boyuna doğrultudaki elemanlar daha çok eğilme dayanımının arttırılması amacıyla, enine doğrultudaki çelik elemanlar ise dönme kapasitesinin ve süneklik düzeyinin yükseltilmesi için uygulanırlar.

Özellikle kiriş mesnetlerinde, elemanın kesme dayanımını arttırarak kesme kırılmasının önlenmesi amacıyla da bu yöntemden yararlanılabilir.

4.4.2.3 Yapı Sistemine Yeni Taşıyıcı Elemanlar Ekleyerek Güçlendirme

Mevcut yapı sisteminin tümsel dayanımını, rijitliğini, stabilitesini arttırmak ve bazı hallerde yapının süneklik düzeyini yükseltmek için genellikle bu yönteme başvurulur. Yapı sistemine yeni taşıyıcı elemanlar eklenmesi çeşitli şekillerde gerçekleştirilebilir.

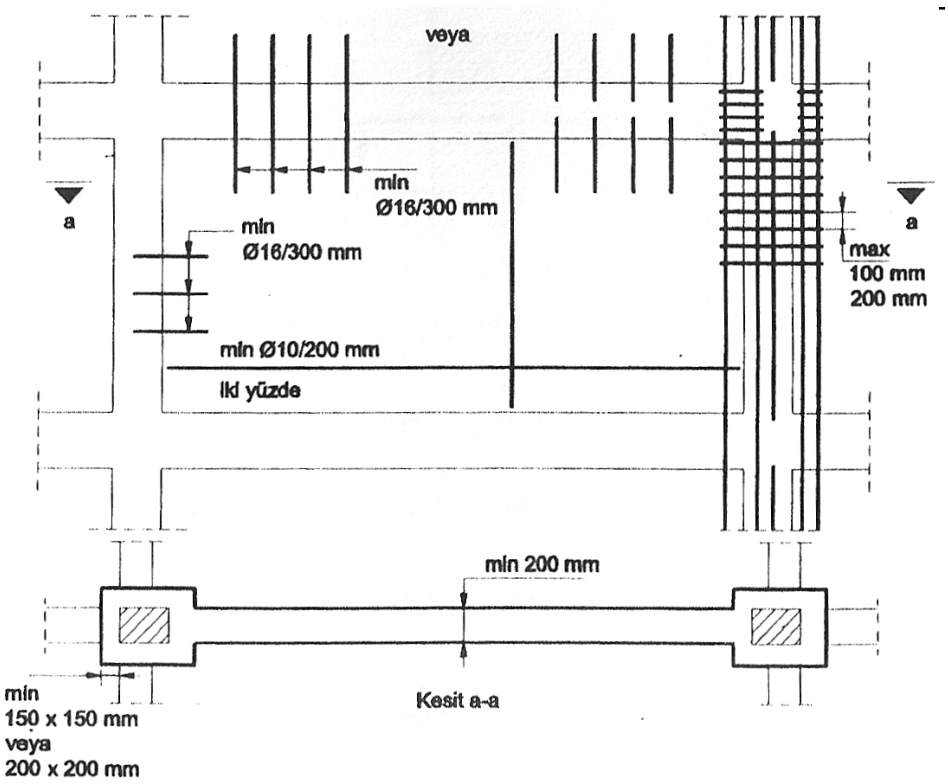
a) Yapıya Yeni Betonarme Perdeler Eklenmesi

Bu yöntemde, yapının iç bölgesine veya yapı çevresine gerekli sayıda ve boyutta yeni betonarme perdeler eklenerek, yatay yüklerin bir bölümünün bu elemanlara aktarılması sağlanır.

Perde yerlerinin seçiminde, yapının mimari karakterinin, cephe görünüşlerinin ve işlevinin olumsuz yönde etkilenmemesine özen gösterilir. Yapıya yeni betonarme perdeler eklenmesinde özellikle şu hususlar göz önünde tutulmalıdır.

- Ek perdelerin plandaki konumları yapı sisteminin yatay yükler altındaki davranışını olumsuz yönde etkilemeyecek şekilde düzenlenmeli, yeni yapı sisteminin mümkün olduğu ölçüde düzenli olması sağlanmalıdır.
- Mevcut yapı sistemi ile ek betonarme perdeler arasındaki iç kuvvetlerin güvenle aktarılmasını sağlayacak şekilde birleşim detayları oluşturulmalıdır.

- Yeni perdelere komşu olan mevcut yapı elemanlarında meydana gelebilecek ilave kesit zorları hesaba katılmalı, gerekirse bu elemanlar güçlendirilmelidir.
- Yapıya etkiyen yüklerin üst yapıdan temellere kadar güvenle aktarılması sağlanmalı, ek betonarme perdelerin temelleri bu esasa göre boyutlandırılmalıdır.
- Mevcut yapıya eklenen perdelerin boyutlandırılmasında, süneklik düzeyi yüksek perdeler için öngörülen koşullar sağlatılmalı, böylece yapının sünekliği arttırılmalıdır.



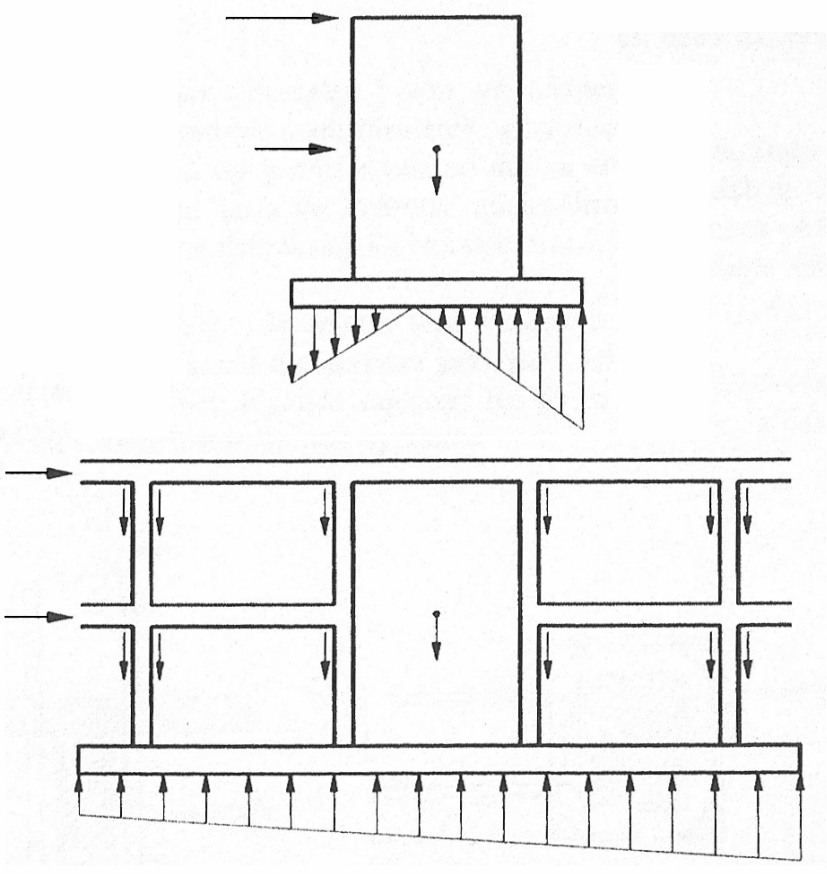
Şekil 4.4: Eksenel Perde Durumunda Donatı Düzeni

b) Çerçeve Gözlerinin Donatılı Beton Duvarla Doldurulması

Bu yöntemde, mevcut yapı sistemindeki bazı çerçeve gözleri donatılı beton ile doldurulur ve dolgu betonu, çevresindeki kiriş ve kolonlara ankraj çubukları ile bağlanarak yeni bir perde oluşturulur. Böylece, yapıya etkiyen deprem yüklerinin bir bölümünün bu perdeler ile karşılanması sağlanır.

Bu şekilde oluşturulan yeni perdenin mevcut yapı ile uyumunun sağlanması ve işlevini tam olarak yerine getirebilmesi için bazı önlemlerin alınması gerekmektedir.

- İçi donatılı beton ile doldurulacak olan çerçevelerin plandaki konumları uygun şekilde seçilmeli ve oluşturulan yeni taşıyıcı sistemin mümkün olduğu ölçüde düzenli olması sağlanmalıdır.
- Donatılı beton duvarı mevcut kiriş ve kolonlara bağlayan ankraj elemanları, kirişlerden duvara etkiyen yatay kuvvetleri ve duvardan uçlardaki kolonlara etkiyen düşey kuvvetleri güvenle aktaracak şekilde boyutlandırılmalıdır.
- Oluşturulan yeni taşıyıcı sistemde perde uç bölgeleri konumuna gelen mevcut kolonlar kendilerine etkiyen iç kuvvetleri de güvenle taşıyabilmeli, gerekirse bu elemanlar mantolama veya benzeri yöntemlerle güçlendirilmelidir.
- Perde uç kolonlarındaki toplam kuvvetlerin zemine güvenle aktarılmasını sağlayacak önlemler alınmalıdır.



Şekil 4.5: Perdenin Yaratacağı Eksenel Kuvvetin Komşu Kolonlarla Paylaşılması

4.5 Analiz Sonuçlarının Değerlendirilerek Rehabilitasyon Yönteminin Seçimi

Betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertebe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için geliştirilen yük artımı yönteminin temel amaçlarından biri, deprem güvenliği yeterli olmayan yapılarda, yetersizliklerin nedenlerini belirleyerek, rehabilitasyona esas olacak verilerin elde edilmesidir.

Geliştirilen yük artımı yönteminde, incelenen betonarme yapı sisteminin artan dış yükler altındaki lineer olmayan davranışı sürekli olarak izlenebilmektedir. Diğer taraftan, düğüm noktalarının yerdeğiştirme bileşenlerinin yanında, sistemin plastik şekil değiştirmeleri de bilinmeyenlerin arasında yer almaktadır. Böylece dış yük parametresinin her değeri için;

- Sistemin tüm· düğüm noktalarının yer değiştirmeleri ile elemanların rölatif yer değiştirmeleri,
- Elemanların uç kuvvetleri ve iç kuvvetleri,
- Oluşan plastik kesitler, bunların türleri ve yapı sistemleri içindeki dağılımları,
- Plastik kesitlerdeki plastik şekil değiştirmeler,
- Elemanların plastik şekil değiştirmeleri için üst sınır oluşturan dönme kapasiteleri ve birim burulma açısı kapasiteleri doğrudan doğruya elde edilmekte, ayrıca yapı sisteminin birinci ve ikinci mertebe limit ve göçme yükleri hesaplanabilmektedir.

Aşağıda, rehabilitasyon yöntemlerinin seçiminde, mevcut yapı sisteminin lineer olmayan teoriye göre hesabı sonunda elde edilen bilgilerden nasıl yararlanılabileceği anlatılmaktadır.

a) İncelenen yapı sisteminin deprem güvenliğinin, öngörülen güvenliğin çok altında olması halinde, yapıya yeni taşıyıcı elemanlar ekleyerek dayanım, rijitlik ve stabilitenin arttırılması uygun olmaktadır.

b) Özellikle narin yapılarda, birinci mertebe limit yüke karşı gelen yük parametresi öngörülen deprem güvenliğini sağlamakla birlikte, ikinci mertebe limit yük bu güvenliğin altında değer alabilir. Bu sonuç, incelenen yapıda ikinci mertebe etkilerinin önemli olduğunu ve göçmenin stabilite yetersizliği nedeniyle meydana geldiğini gösterir. Bu durumda, yapının bölgesel veya tümsel stabilitesini arttırmak amacıyla güçlendirme önlemlerinin alınması gerekmektedir. Bölgesel güçlendirme

önlemleri stabilite yetersizliğinin söz konusu olduğu bölgedeki mevcut yapı elemanlarının rijitliklerini arttırarak, örneğin mantolama suretiyle, tümsel güçlendirme önlemleri ise mevcut yapıya yeni taşıyıcı elemanlar ekleyerek gerçekleştirilebilir.

c) Süneklik düzeyinin sınırlı olduğu betonarme yapı sistemlerinde göçme, genellikle plastik kesitlerdeki dönme kapasitesinin aşılması suretiyle meydana gelmektedir. Mevcut yapı sisteminin analizi sırasında bu durumla karşılaşılması halinde, plastik kesitlerin dönme kapasitelerini arttırarak göçmenin ertelenmesi ve dolayısıyla göçme güvenliğinin arttırılması mümkün olmaktadır. Plastik kesitlerin dönme kapasitelerinin arttırılması ise, söz konusu kesitler dolayında alınacak bölgesel güçlendirme önlemleri ile örneğin mantolama veya enine doğıultuda düzenlenen çelik elemanlar suretiyle, sağlanabilir.

d) Bazı yapı sistemlerinde, genellikle tasarım veya yapım hatalarından kaynaklanan nedenlerle, bölgesel mekanizmalar (örneğin kiriş veya kat mekanizmaları) oluşarak göçme meydana gelebilir. Bu gibi durumlarla karşılaşılması halinde, bölgesel mekanizmanın meydana geldiği yapı elemanlarının dayanımlarını arttıracak önlemler alınarak yapının göçme güvenliği arttırılabilir.

e) Yapı sistemlerinde göçmenin bir diğer nedeni, sistemde oluşan büyük yer değiştirmeler ve rölatif yer değiştirmelerdir. Geliştirilen yük artımı yönteminin her adımında tüm yer değiştirmeler ve rölatif yer değiştirmeler elde edildiğinden, bu tür göçmenin meydana gelip gelmediği kolaylıkla saptanabilmektedir. Göçmenin, toplam yatay yer değiştirmenin büyük değerler alması sonucunda meydana gelmesi halinde, tüm yapı rijitliğini arttıracak önlemler alınır. Bu amaçla sisteme yeni taşıyıcı elemanlar, örneğin perdeler eklenir. Rölatif yer değiştirmelerin önemli olduğu yapılarda ise, bölgesel rijitleştirme yöntemleri uygulanır.

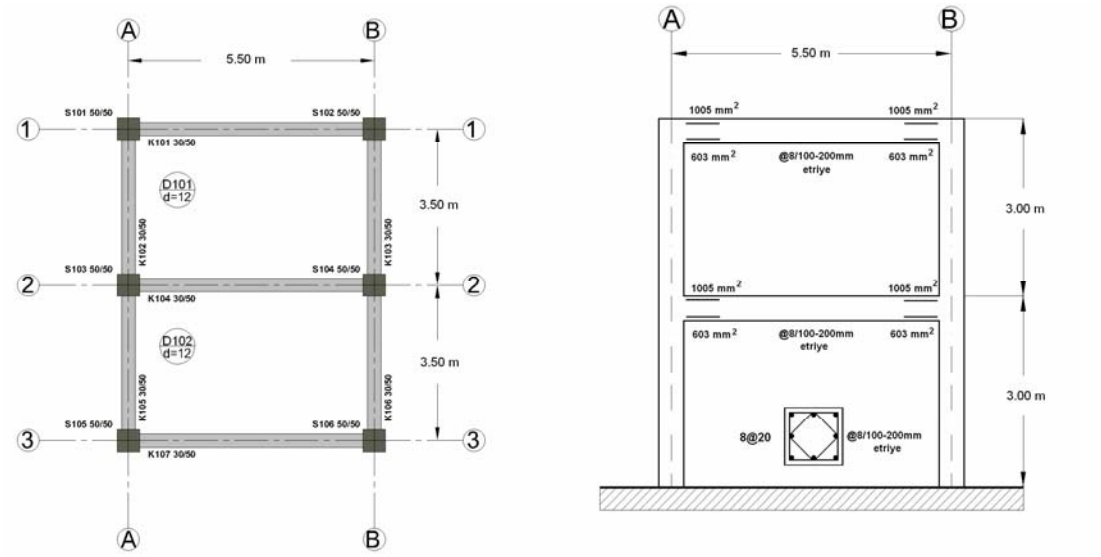
f) Bir yapı sisteminin deprem güvenliğinin arttırılmasında uygulanabilecek diğer bir yol deprem etkilerini azaltmaktır. Bilindiği gibi, deprem etkileri yapının süneklik düzeyi ile yakından ilgilidir. Geliştirilen yöntemde, incelenen yapı sisteminin yük parametresi - yerdeğiştirme bağıntısı elde edilmekte ve toplam yer değiştirmenin lineer yer değiştirmeye oranı olarak tanımlanan sistem süneklik katsayısı kolaylıkla hesaplanabilmektedir. Bu şekilde belirlenen süneklik katsayısının arttırılması istendiğinde, öngörülen süneklik düzeyine uygun olarak, yük parametresi-

yerdeğiştirme bağıntısını değiştirmek amacıyla çeşitli güçlendirme önlemleri alınabilir.

g) Yük artımı yönteminin her adımında oluşan plastik kesitler ve bunların yapı içindeki dağılımı elde edildiğinden, bazı yapı elemanlarının dayanımını arttıracak bölgesel güçlendirme önlemleri uygulanarak, plastik kesit dağılımı istenildiği şekilde değiştirilebilir. Örneğin, daha güçlü kolon koşulunun sağlanması öngörülen bir yapı sisteminde, bu koşulun sağlanmadığı belirlenen düğüm noktalarında birleşen kolonlara mantolama veya çelik elemanlar ile bölgesel güçlendirme uygulanabilir.

5. BETONARME BİNALARIN DEPREM PERFORMANSLARININ BELİRLENMESİ ÜZERİNE ÖRNEK İNCELEME

Bu kısımda, iki katlı ve tek açıklıklı basit bir betonarme çerçeve modelinin deprem etkileri altındaki performansı incelenecektir. Sayısal inceleme, 2 nolu aksın geçtiği çerçeve sistemde yapılacaktır.



Şekil 5.1: Betonarme Çerçeve Sistemin Kalıp ve Kat Planı

Taşıyıcı sistemin genel özellikleri aşağıda verilmiştir.

Kolonlar : 0.50m × 0.50m d'=0.05m

Kirişler : 0.30m × 0.50m d'=0.04m

Döşeme : 12 cm

Beton Cinsi : C20 ($f_{cm} = 20\ N/mm^2$, $f_{ctm} = 1.6\ N/mm^2$, $E_C = 28000\ N/mm^2$)

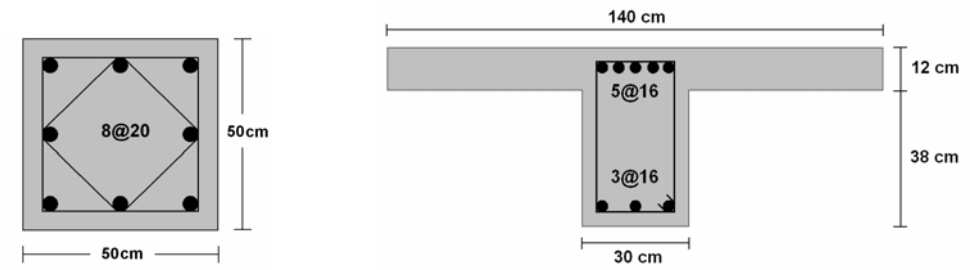
Çelik Cinsi : S220 ($f_{ym} = 220\ N/mm^2$, $E_S = 200000\ N/mm^2$)

Etriye : S220 ($f_{ywm} = 220\ N/mm^2$, $E_S = 200000\ N/mm^2$)

Deprem Bölgesi : Ao = 0.4

Zemin Sınıfı : Z2 (Ta = 0.15 s, Tb = 0.40 s)

Düşey Yükler : $G = 15.75\ kN/m$, $Q = 12.25\ kN/m$



Şekil 5.2: Kolon ve Kiriş Kesitleri

5.1 Kirişlerde Kesme Kuvveti Kapasitesi:

Sistemdeki kirişlerde;

$A_{sw} = 2@8 = 100\ mm^2$, $s = 200\ mm$ dir.

$$V_r = 0.8\ V_{cr} + V_w \qquad \textbf{(5.1)}$$

$$V_r = (0.8 \times 0.65\ f_{ctm}\ b_w\ d) + (A_{sw}\ f_{ywm}\ d/s)$$

$$V_r = (0.8 \times 0.65 \times 1.6 \times 300 \times 460) + (100 \times 220 \times 460 / 200)$$

$$V_r = 165659\ N = 165.66\ kN$$

$$V_{r\,max} = 0.22\ f_{cm}\ b_w\ d \qquad \textbf{(5.2)}$$

$$V_{r\,max} = 0.22 \times 20 \times 300 \times 460$$

$V_{r\,max} = 607200\ N = 607.2\ kN$ olarak bulunur.

5.2 Kolonlarda Kesme Kuvveti Kapasitesi:

Normal kuvvet etkisini yok sayarak, kirişlerdekine benzer şekilde Denklem(5.1)'e göre kolon kesme kuvveti kapasitelerini hesaplayabiliriz.

Kolonlarda $A_{sw} = 2@8 + 2@8\sqrt{2} = 172\ mm^2$, $s = 200\ mm$ dir.

$$V_r = (0.8 \times 0.65 \times 1.6 \times 500 \times 450) + (172 \times 220 \times 450 / 200)$$

$V_r = 272340\ N = 272.34\ kN$ bulunur.

5.3 Kolonlarda Normal Kuvvet Kapasitesi:

$$N_{r\,max} = 0.5\, f_{cm}\, b\, h \qquad \textbf{(5.3)}$$

$$N_{r\,max} = 0.5 \times 20 \times 500 \times 500$$

$$N_{r\,max} = 2500000\ N = 2500\ kN$$

5.4 Kolonlarda Normal Kuvvet Etkisi Düzeyi:

DBYYHY'2007'e göre; Eğilme etkisindeki betonarme elemanlarda çatlamış kesite ait etkin eğilme rijitlikleri (*EI*)e kullanılacaktır. Eksenel basınç kuvveti N_D'nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılabilir.

Örnekteki kolonlarda $A_C = 250000\ mm^2$ dir.

1.Kat kolonları;

$$N_{G+Q} / (A_C\, f_{cm}) = 105000 / (250000 \times 20) = 0.0210$$

2.Kat kolonları;

$$N_{G+Q} / (A_C\, f_{cm}) = 52500 / (250000 \times 20) = 0.0105$$

Değerler 0.1 den küçük olduğundan kolonlarda da $(EI)_e = 0.4(EI)_o$ alınacaktır.

5.5 Kirişlerde Eğilme Momenti Kapasitesi:

Negatif Moment;

$$0.85\, f_{cm}\, b_w\, a = A_S^{'}\, f_{ym} \qquad \textbf{(5.4)}$$

$$0.85 \times 20 \times 300 \times a = 1005 \times 220$$

$$a = 43\ mm$$

$$M_r = A_S^{'}\, f_{ym}(d - 0.5a) \qquad \textbf{(5.5)}$$

$$M_r = 1005 \times 220 \times (460 - 0.5 \times 43) = 96941637\ Nmm$$

$$M_r = 96.94\ kNm$$

Pozitif Moment;

$$b = b_w + 0.2L_P \qquad \textbf{(5.6)}$$

$L_P = L$ (Basit Mesnet)

$$b = 300 + 0.2(5500) = 1400 \text{ mm}$$

$$0.85\, f_{cm}\, b\, a = A_S\, f_{ym} \qquad \textbf{(5.7)}$$

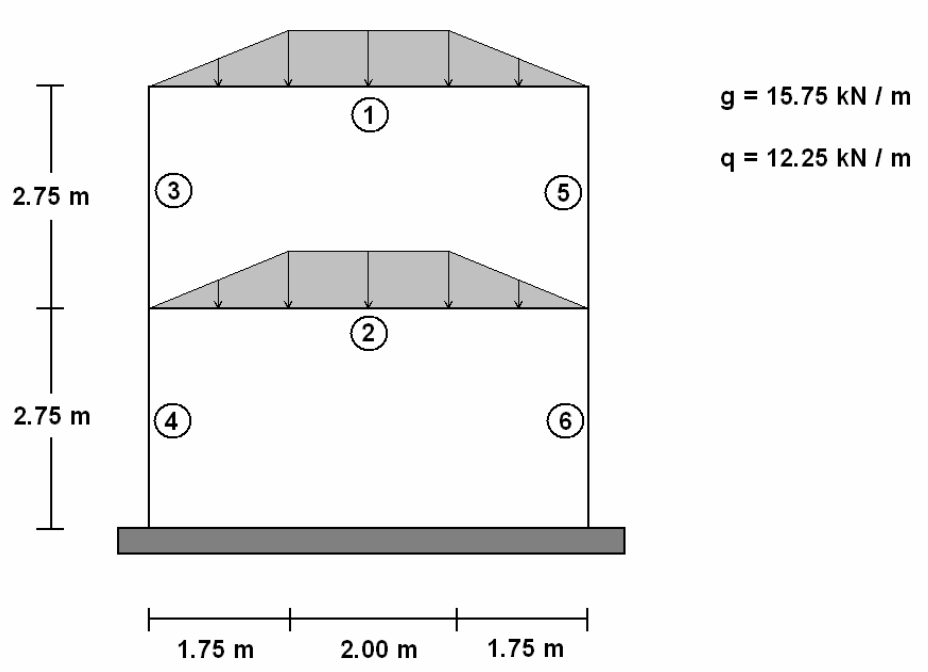
$$0.85 \times 20 \times 1400 \times a = 603 \times 220$$

$$a = 6 \text{ mm}$$

$$M_r = A_S\, f_{ym}(d - 0.5a) \qquad \textbf{(5.8)}$$

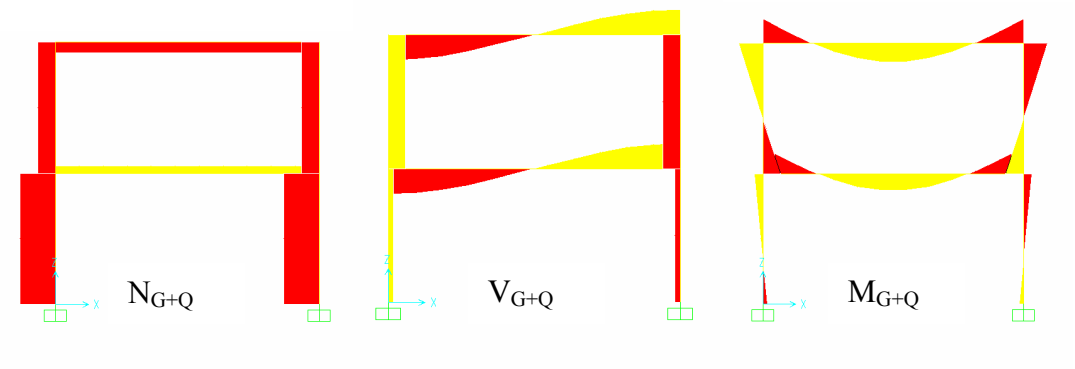
$$M_r = 603 \times 220 \times (460 - 0.5 \times 6) = 60672403 \text{ Nmm}$$

$M_r = 60.67$ kNm olarak bulunur.



Şekil 5.3: Oluşturulan Çerçeve Sistemin Hesap Modeli ve Yükleme Durumu

Statik analizlerde, kolon ve kirişler için atalet momentleri $(I)_e = 0.4(I)_o$ olarak alınarak hesap yapılacaktır.



Şekil 5.4: Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları (G+0.3Q)

Tablo 5.1: Düşey Yük Altındaki Çözüm Sonuçları

Düşey Yükler Altındaki İç Kuvvetler (G+0.3Q)				
Eleman	Uç	Normal Kuvvet (kN)	Kesme Kuvveti (kN)	Moment (kNm)
Kiriş (1)	sol-sağ	-	± 36.42	- 35.83
Kiriş (2)	sol-sağ	-	± 36.42	- 38.75
Kolon (3)	üst-alt	- 36.42	+ 22.53	+ 35.83 / - 26.11
Kolon (4)	üst-alt	- 72.84	+ 6.91	+ 12.64 / - 6.36
Kolon (5)	üst-alt	- 36.42	- 22.53	- 31.83 / + 26.11
Kolon (6)	üst-alt	- 72.84	- 6.91	- 12.64 / + 6.36

5.6 Doğrusal Elastik Hesap (Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi) :

Sistemin düşey yükler altında analizi sonucunda elde edilen 1. doğal titreşim periyodu $T_1 = 0.202s$ dir. (Ra=1, I=1)

A_0=0.4 λ=1 $S(T_1$=0.202s)=2.5

$$A(T_1) = A_0 \,.\, I \,.\, S(T_1) \qquad \textbf{(5.9)}$$

$$A(T_1) = 0.4 \times 1.0 \times 2.5 = 1.00$$

$$V_t = \lambda \,.\, W \,.\, A(T_1) / R_a \qquad \textbf{(5.10)}$$

$$V_t = 1 \times 186.94 \times 1/1 = 186.94 \text{ kN}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \text{ N } V_t \qquad \textbf{(5.11)}$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times 2 \times 186.94 = 2.80 \text{ kN}$$

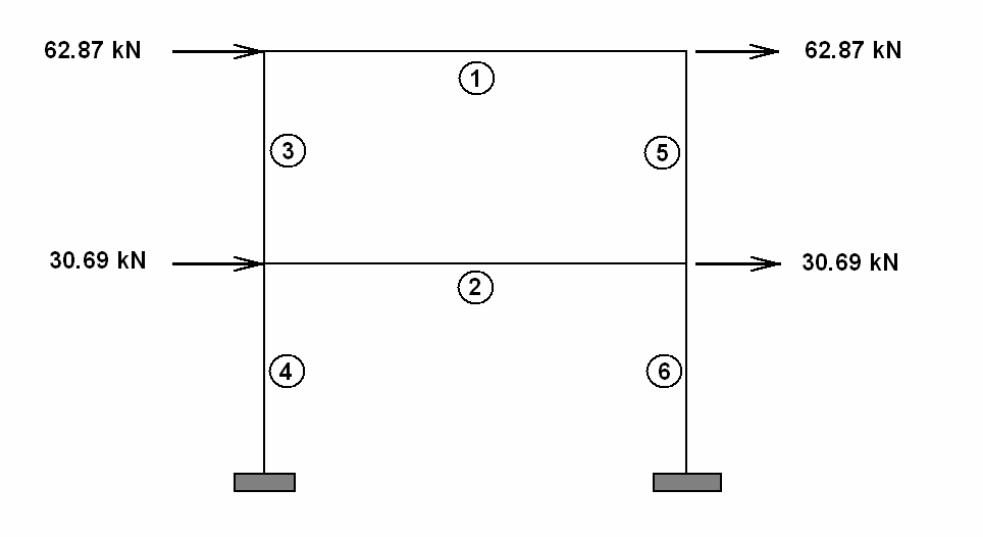
Kat kütleleri ve yükseklikleri eşit olduğu için, kat deprem kuvvetleri;

$$F_1 = (V_t - \Delta F_N)/3 \qquad \textbf{(5.12)}$$

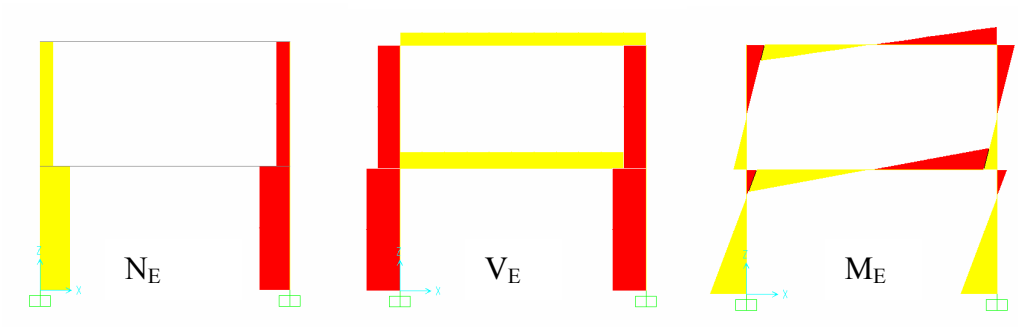
$$F_1 = (186.94 - 2.8)/3 = 61.38\,kN$$

$$F_2 = 2F_1 + \Delta F_N \qquad \textbf{(5.13)}$$

$$F_2 = 2 \times 61.38 + 2.80 = 125.56\,kN$$



Şekil 5.5: Deprem Yükleri Altında Kesit Etkileri



Şekil 5.6: Normal Kuvvet, Kesme Kuvveti ve Moment Diyagramları (E)

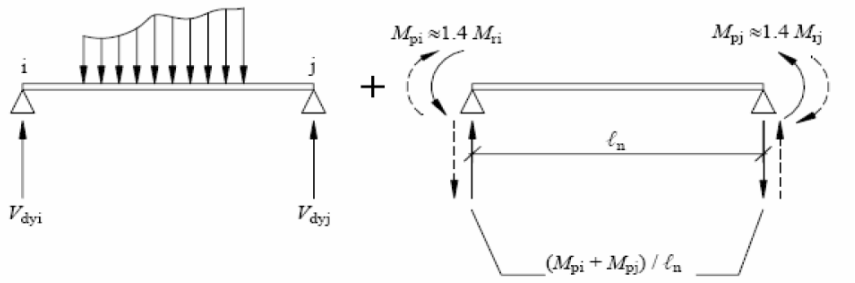
Tablo 5.2: Deprem Yükleri Altındaki Çözüm Sonuçları

Deprem Yükleri Altındaki İç Kuvvetler (E)				
Eleman	Uç	Normal Kuvvet (kN)	Kesme Kuvveti (kN)	Moment (kNm)
Kiriş (1)	sol-sağ	-	+ 36.80	± 101.20
Kiriş (2)	sol-sağ	-	+ 46.51	± 127.91
Kolon (3)	üst-alt	+ 36.80	+ 62.78	- 101.2 / + 71.44
Kolon (4)	üst-alt	+ 83.32	+ 93.47	- 56.47 / + 200.57
Kolon (5)	üst-alt	- 36.80	+ 62.78	- 101.2 / + 71.44
Kolon (6)	üst-alt	- 83.32	+ 93.47	- 56.47 / +200.57

Tablo 5.3: Kirişlerde r = etki / kapasite oranı

Kiriş Mesnet Tepkileri				
Kiriş ve Yükleme	Mr (kNm)	Md=Mg+Mq (kNm)	Me (kNm)	r = Me / (Mr - Md)
Kiriş (1) G+Q+E	+ 60.67	- 35.83	+ 101.20	1.05
Kiriş (1) G+Q-E	- 96.94	- 35.83	- 101.20	1.66
Kiriş (2) G+Q+E	+ 60.67	- 38.75	+ 127.91	1.29
Kiriş (2) G+Q-E	- 96.94	- 38.75	- 127.91	2.20

5.6.1 Kirişlerde Eğilme Momenti Kapasitelerine Karşı Gelen Kesme Kuvveti



Şekil 5.7: Kirişlerin Kesme Güvenliği

Kiriş 1 ve 2 nin eğilme momenti kapasitelerine karşı gelen kesme kuvveti;

$$\frac{M_{r\,sol} + M_{r\,sağ}}{\ell_n} + V_{dy} \qquad \textbf{(5.14)}$$

$$\frac{60.67 + 96.94}{4.50} + 36.42 = 71.44\,\text{kN} < V_r = 165.66\,\text{kN}$$

Kirişte dengeli donatı oranı;

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{3}{3 + 1.1} = 0.732$$

$$\rho_b = 0.85\, k_1\, k_x\, \frac{f_{cm}}{f_{ym}} \qquad \textbf{(5.15)}$$

$\rho_b = 0.85 \times 0.85 \times 0.732 \times \frac{20}{220} = 0.04808$ olarak bulunur.

Tablo 5.4: Kirişlerde Donatı Oranı

Kesit	A_S (mm^2)	A'_S (mm^2)	ρ_b %	$\rho = A_S/(b_w d)$ %	$\rho' = A_S'/(b_w d)$ %	$(\rho-\rho')/\rho_b$ %
1	1005	603	4.808	0.728	0.437	+ 0.06061
2	603	1005	4.808	0.437	0.728	- 0.06061

Tablo 5.5: Kirişlerde Kesme Kuvveti Etkisi Oranı

Kiriş	V_{g+q} (N)	V_e (N)	$V_{g+q+e} / (b_w d f_{ctm})$
1	36420	36800	0.3316
2	36420	46510	0.3756

5.6.2 Kolonda Karşılıklı Etki Diyagramı

Betonarme bir kesitin karşılayabileceği eğilme momenti ve normal kuvvet sınır değerleri beton ve donatı için kabul edilecek gerilme ve şekil değiştirme bağıntıları kullanılarak hesap edilebilir ve *Karşılıklı Etki Diyagramı* olarak bilinen bu diyagram bir eksen takımında çizilebilir.

$$N_{o\,ÇEKME} = A_S\, f_{ym} \qquad \textbf{(5.16)}$$

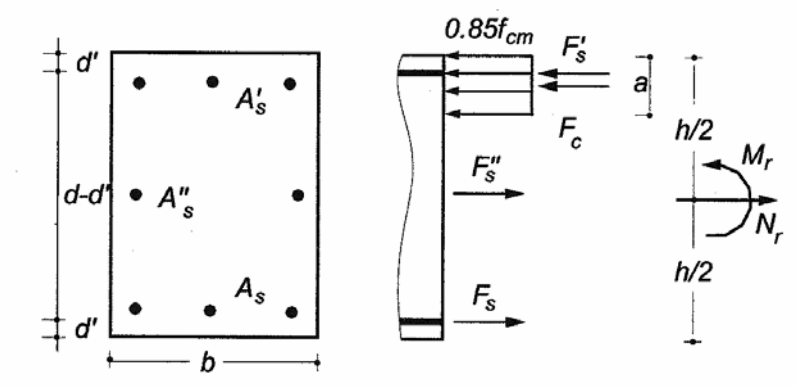
$N_{o\,ÇEKME} = 2512 \times 220 = 552640$ N

$N_{o\,ÇEKME} = 552.64$ kN

$$N_{o\,BASINÇ} = A_S\, f_{ym} + 0.85\, f_{cm}\, b\, h \qquad \textbf{(5.17)}$$

$N_{o\,BASINÇ} = (2512 \times 220) + (0.85 \times 20 \times 500 \times 500) = 4802640$ N

$N_{o\,BASINÇ} = 4802.64$ kN



Şekil 5.8: Kolonda Dengeli Şekil Değiştirme Durumu Etkileri

Dengeli durum için;

$$\frac{x}{d} = \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_y} = \frac{3}{3+1.1} = 0.732$$

$$x = 0.732\, d = 0.732 \times 450$$

$$x = 329 \text{ mm}$$

$$a = 0.85\, x = 0.85 \times 329$$

$$a = 280 \text{ mm}$$

$$F_C = 0.85\, f_{cm}\, b\, a = 0.85 \times 20 \times 500 \times 280 = 2380000 \text{ N}$$

$$F_C = 2380 \text{ kN}$$

$$F_S = A_S\, \sigma_S$$

$$F_S = 942 \times 220 = 207240 \text{ N}$$

$$F_S = 207.24 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_s' = \varepsilon_{cu} \frac{x - d'}{x} = 0.03 \frac{329 - 50}{329} = 0.00254$$

$$\sigma_S' = 220 \text{ MPa}$$

$$F_S' = A_S' \sigma_S'$$

$$F_S' = 942 \times 220 = 207240 \text{ N}$$

$$F_S' = 207.24 \text{ kN}$$

$$\varepsilon_s'' = \varepsilon_{cu}\frac{x - d''}{x} = 0.03\frac{329 - 250}{329} = 0.00072$$

$$\sigma_S'' = E\,\varepsilon_S''$$

$$\sigma_S'' = 200000 \times 0.00072$$

$$\sigma_S'' = 144\ \text{MPa}$$

$$F_S'' = A_S''\,\sigma_S''$$

$$F_S'' = 628 \times 144 = 90432\ \text{N}$$

$$F_S'' = 90.43\ \text{kN}$$

$$N_r = F_C + F_S''$$

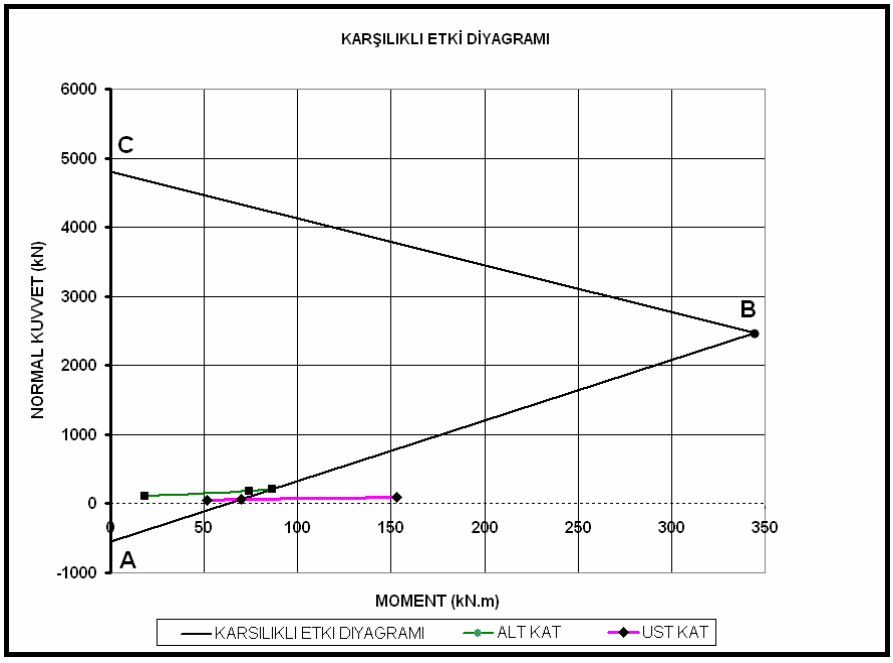
$$N_r = 2380 + 90.43 = 2470.43\ \text{kN}$$

$$M_r = F_c\,(0.5h - 0.5a) + F_s\,(0.5h - d') + F_s'(0.5h - d')$$

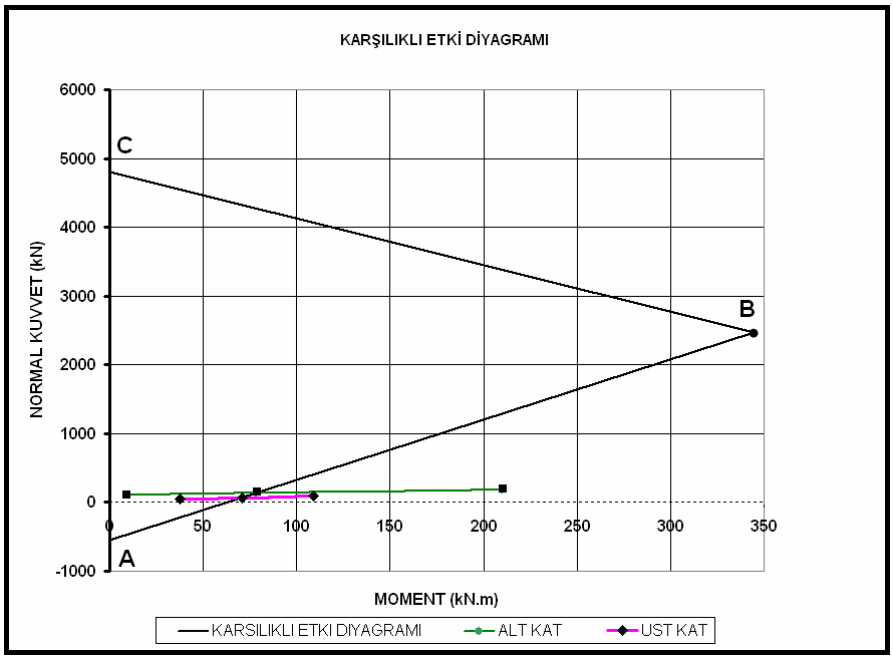
$$M_r = 2380000\,(0.5 \times 500 - 0.5 \times 280) + 207240\,(0.5 \times 500 - 50) + 207240(0.5 \times 500 - 50)$$

$$M_r = 261800000 + 41448000 + 4144800 = 344696000\ \text{N.mm}$$

$$M_r = 344.7\text{kNm}$$



Şekil 5.9: Kolonun Üst Ucu İçin Etkileşim Diyagramı



Şekil 5.10: Kolonun Alt Ucu İçin Etkileşim Diyagramı

Tablo 5.6: Kolon Kesitinde r Oranlarının Hesabı

Kolon Üst Ucu				
Eleman	Mr (kNm)	Md=Mg+Mq (kNm)	Me (kNm)	r = Me / (Mr - Md)
Kolon 3	64.67	-35.83	101.20	1.03
Kolon 5	64.67	35.83	101.20	3.51
Kolon 4	86.47	-12.63	56.47	0.57
Kolon 6	86.47	12.63	56.47	0.77
Kolon Alt Ucu				
Kolon 3	70.96	-26.11	71.44	0.74
Kolon 5	70.96	26.11	71.44	1.60
Kolon 4	78.26	-6.36	200.57	2.37
Kolon 6	78.26	6.36	200.57	2.79

Tablo 5.7: Kolonlarda Normal Kuvvet Etkisi Oranı

Kolon	N_{G+Q+E} (kN)	$N_{G+Q+E} / (A_C f_{c m})$
kat 1	73.22	0.01464
kat 2	156.16	0.03123

5.6.3 Kolonlarda Eğilme Momenti Kapasitelerine Karşı Gelen Kesme Kuvveti:

Kat kolonlarının eğilme momentine karşı gelen kesme kuvvetleri aşağıdaki Denklem(5.18) ile hesaplanır ve Denklem(5.2) ile karşılaştırılır.

$$\frac{M_{r\,alt} + M_{r\,ust}}{\ell_n} \qquad \textbf{(5.18)}$$

Üst kat için;

$$\frac{M_{r\,ust} + M_{r\,alt}}{\ell_n} = \frac{67.64 + 86.47}{2.50} = 61.64\,kN < V_r = 272.11\,kN$$

Alt kat için;

$$\frac{M_{r\,ust} + M_{r\,alt}}{\ell_n} = \frac{70.96 + 78.26}{2.50} = 59.69\,kN < V_r = 272.11\,kN$$

bulunur.

5.6.4 Birleşim Bölgesi Kontrolü (Kuşatılmamış):

Kolon ve kiriş bölgesi kontrolleri;

$$V_r = 0.45\,b_w\,h_c\,f_{cm} \qquad \textbf{(5.19)}$$

$$V_r = 0.45 \times 300 \times 500 \times 20 = 1350000\ N$$

$$V_r = 1350\,kN$$

$$V_r = 1.25\,A_S\,f_{ym} \qquad \textbf{(5.20)}$$

$$V_r = 1.25 \times 1005 \times 220 = 276460\ N$$

$$V_r = 276.46\,kN < V_r = 1350\,kN$$

bulunur. Bu kontrolde birleşim bölgeleri gereken şartları sağlamaktadır.

5.6.5 Yatay Yer Değiştirme Kontrolü:

Üst kat $(\delta_1 + \delta_2) = 17.9\,mm$

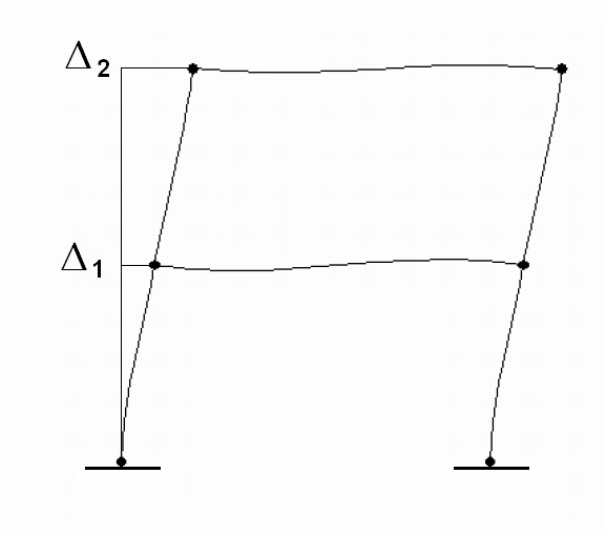
Alt kat $\delta_2 = 7.6\,mm$

$$\frac{\delta_1}{h_1} = \frac{10.3}{3000} = 0.00343$$

$$\frac{\delta_2}{h_2} = \frac{7.6}{3000} = 0.00253$$

Kesit hasar bölgeleri, bu elemanların etki/kapasite oranları ile sınır değerlerinin karşılaştırılmasıyla elde edilir.

5.7 Doğrusal Elastik Hesap (Mod Birleştirme Yöntemi) :



Şekil 5.11: Sistemin Birinci Titreşim Mod Şekli (T_1=0.202 sn)

Birinci Titreşim periyot ve mod şekilleri;

$T_1 = 0.202\,\text{s}$ $\Delta_1 = 0.1416\,\text{m}$ $\Delta_2 = 0.3385\,\text{m}$

$\phi_1 = [0.418 \quad 1.000]^T$

$S(T_1 = 0.202\,\text{s}) = 2.50$ olarak bulunur.

İkinci Titreşim periyot ve mod şekilleri ise;

$T_2 = 0.0518\,\text{s}$ $\Delta_1 = 0.3385\,\text{m}$ $\Delta_2 = -0.1416\,\text{m}$

$\phi_2 = [1.000 \quad -0.418]^T$

$S(T_2 = 0.0518\,\text{s}) = 1.518$ bulunmaktadır.

$R_a = 1$ $I = 1$ $A_0 = 0.4$

5.7.1 Kat Ağırlıkları ve Kütleleri

2 nolu aksın geçtiği çerçeve sistemi esas alınarak, kat ağırlık ve kütlesi aşağıdaki gibi hesaplanır.

$g_1 = 7.875\ \text{kN/m}$

$G = 2g_1 = 2 \times 7.875 = 15.75\ \text{kN/m}$

$q_1 = 6.125\ \text{kN/m}$

$Q = 2q_1 = 2 \times 6.125 = 12.25\ \text{kN/m}$

Sabit yüklerden dolayı oluşan ağırlık;

$G_1 = G \times (\text{KirisBoyu}) = 15.75 \times 3.75 = 59.06\ \text{kN}$

Kiriş zati ağırlığı (KZA);

$KZA = 0.30 \times 0.50 \times 25.00 \times 5.50 = 20.63\ \text{kN}$ bulunur.

$G_{KAT} = G_1 + KZA$

$G_{KAT} = 59.06 + 20.63 = 79.69\ \text{kN}$

$Q_{KAT} = Q \times (\text{KirisBoyu}) = 12.25 \times 3.75 = 45.94\ \text{kN}$

Kat ağırlıkları ve toplam ağırlık;

$W_1 = W_2 = G_{KAT} + nQ_{KAT}$

$n = 0.30$ (işyeri)

$W_1 = W_2 = 79.69 + 0.30 \times 45.94 = 93.47\ \text{kN}$

$W_T = W_1 + W_2 = 186.94\ \text{kN}$ olarak bulunur.

Kat kütlesi ise;

$$m = \frac{W}{g_{yer}}$$

$m = \frac{93.47}{9.81} = 9.53\ \text{kNs}^2/\text{m}$ dir.

5.7.2 Kolon ve Kiriş Atalet Momentleri

Bölüm(2.2) ye göre kolon ve kirişler için atalet momentleri $(I)_e = 0.4(I)_o$ olarak alınarak hesap yapılacaktır.

$$I_{Kiriş} = 0.40 \times \frac{b\,h^3}{12}$$

$$I_{Kiriş} = 0.40 \times \frac{0.30 \times 0.1250}{12} = 0.00125\,m^4$$

$$I_{Kolon\,X} = I_{Kolon\,Y}$$

$$I_{Kolon} = 0.4 \times \frac{0.50 \times 0.1250}{12} = 0.0020833\,m^4$$

5.7.3 Taban Kesme Kuvvetleri

Taban kesme kuvvetlerinin hesaplanma adımları aşağıdaki gibidir.

$$A(T_1) = A_0.I.S(T_1)/R_a$$

$$A(T_1) = 0.40 \times 1.00 \times 2.50/1 = 1.00$$

$$A(T_2) = A_0.I.S(T_2)/R_a$$

$$A(T_2) = 0.40 \times 1.00 \times 1.518/1 = 0.607$$

$$M_1 = \phi_1^T\ m\ \phi_1$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.418^2 + 1.00) = 11.20\,kNs^2/m$$

$$M_2 = \phi_2^T\ m\ \phi_2$$

$$M_2 = 9.53 \times (0.418^2 + 1.00) = 11.20\,kNs^2/m$$

$$L_1 = m\ \phi_1$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.418 + 1.00) = 13.51\,kNs^2/m$$

$$L_2 = m\ \phi_2$$

$$L_2 = 9.53 \times (1.00 - 0.418) = 5.55\,kNs^2/m$$

$\Gamma_1 = L_1 / M_1$

$\Gamma_1 = 13.51/11.20 = 1.207$

$\Gamma_2 = L_2 / M_2$

$\Gamma_2 = 5.55/11.20 = 0.496$

$\overline{M_1} = \Gamma_1 \, L_1$

$\overline{M_1} = 1.207 \times 13.51 = 16.307 \, \text{kNs}^2/\text{m}$

$\overline{M_2} = \Gamma_2 \, L_2$

$\overline{M_2} = 0.496 \times 5.55 = 2.753 \, \text{kNs}^2/\text{m}$

$\text{EKO(1)} = \overline{M_1} / M_T = 16.307/(9.53 + 9.53) = 0.86$

$V_{b1} = \overline{M_1} \, g \, A(T_1) / R_a$

$V_{b1} = 16.307 \times 9.81 \times 1.00/1.00 = 159.97 \, \text{kN}$

1.Mod etkin kütle oranı 0.90'ı geçmediğinden 2.Mod etkileri de dikkate alınmalıdır.

$\text{EKO(2)} = \overline{M_2} / M_T = 2.753/(9.53 + 9.53) = 0.14$

$V_{b2} = \overline{M_2} \, g \, A(T_2) / R_a$

$V_{b2} = 2.753 \times 9.81 \times 0.607/1.00 = 16.37 \, \text{kN}$

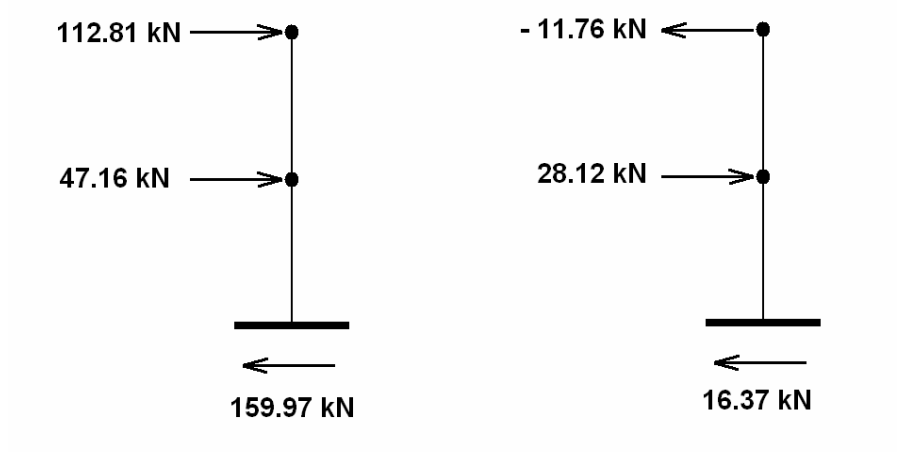
5.7.4 Modal Kat Kuvvetleri

Tabana gelen kesme kuvvetleri kat kütlesi ve mod genliği ile orantılı olarak Denklem(5.21) esas alınarak katlara dağıtılır.

$$f_{ji} = V_{bi} \frac{m_j \, \phi_{ji}}{m_i \phi_{ii} + m_j \phi_{ji}} \qquad \textbf{(5.21)}$$

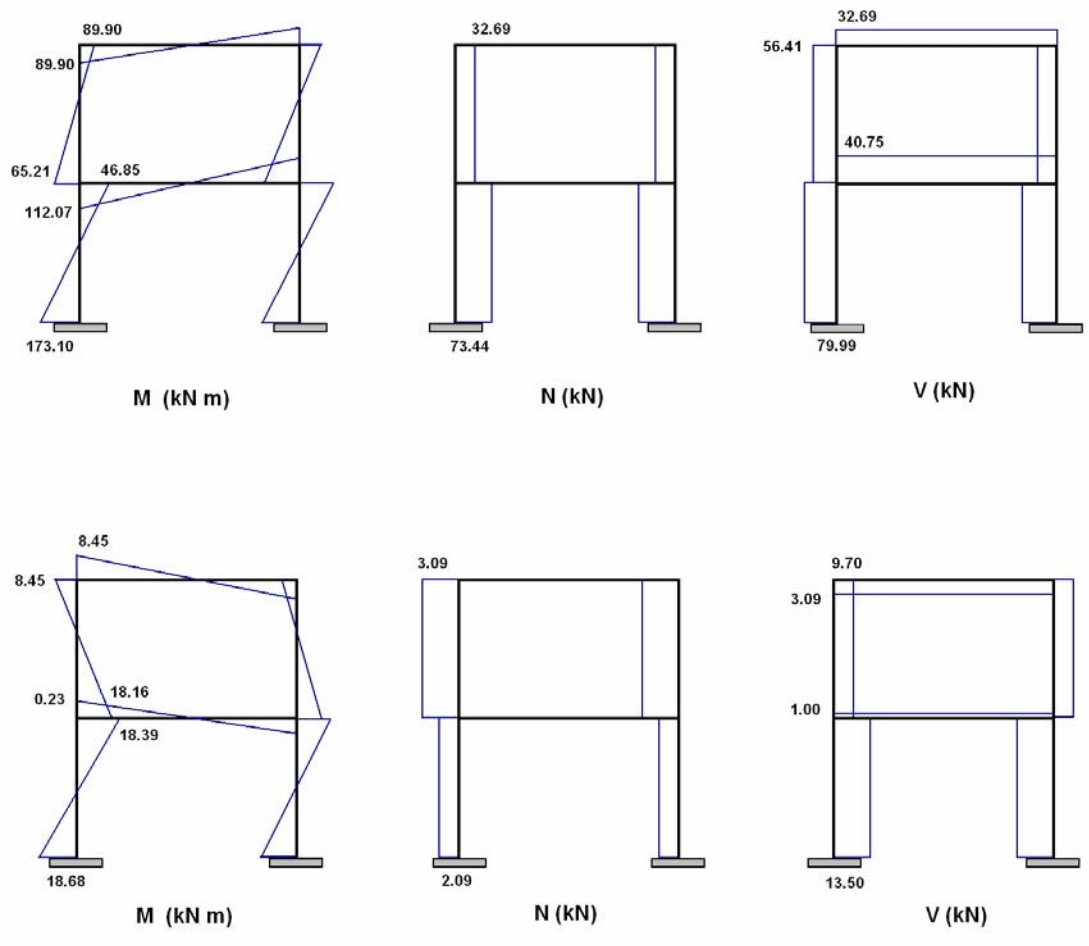
$$f_{11} = 159.97 \frac{0.418\text{m}}{1.00\text{m} + 0.418\text{m}} = 47.16 \, \text{kN} \qquad f_{21} = 159.97 \frac{1.00\text{m}}{1.00\text{m} + 0.418\text{m}} = 112.81 \, \text{kN}$$

$$f_{12} = 16.37 \frac{1.00\text{m}}{1.00\text{m} - 0.418\text{m}} = 28.12 \, \text{kN} \qquad f_{22} = 16.37 \frac{-0.418\text{m}}{1.00\text{m} - 0.418\text{m}} = -11.76 \, \text{kN}$$



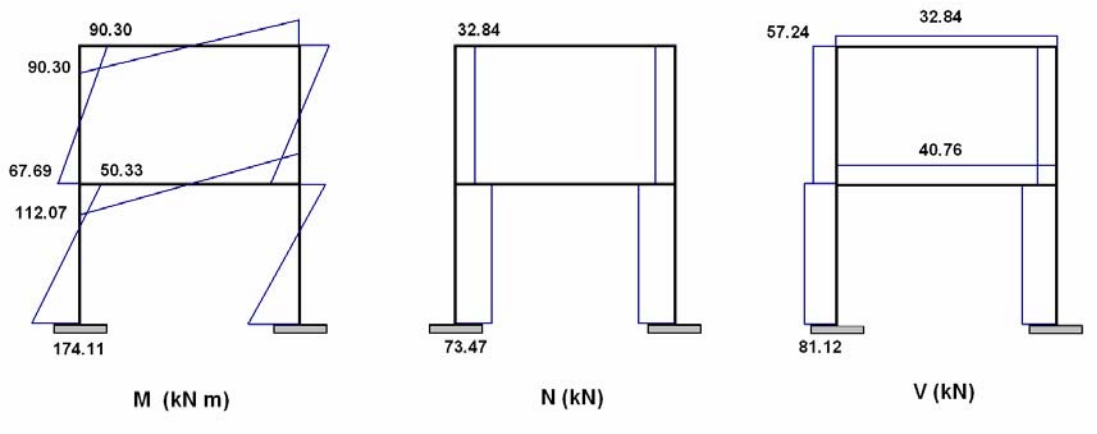
Şekil 5.12: Modal Kat Kuvvetleri

5.7.5 Kesit Etkileri



Şekil 5.13: Kesit etkileri

Bu modal kesit etkileri karelerin toplamı karekökü kuralı uygulanarak toplanırsa Şekil(5.14) deki gibi kesit etkileri bulunur.



Şekil 5.14: Mod Birleştirme Sonucu Ortaya Çıkan Kesit iç Kuvvetleri

Tablo 5.8 : Deprem Yükleri Altındaki Çözüm Sonuçları

Deprem Yükleri Altındaki İç Kuvvetler (E)				
Eleman	Uç	Normal Kuvvet (kN)	Kesme Kuvveti (kN)	Moment (kNm)
Kiriş (1)	sol-sağ	-	+ 32.84	± 90.30
Kiriş (2)	sol-sağ	-	+ 40.76	± 112.07
Kolon (3)	üst-alt	+ 32.84	+ 57.24	- 90.30 / + 67.69
Kolon (4)	üst-alt	+ 73.47	+ 81.12	- 50.33 / + 174.11
Kolon (5)	üst-alt	- 32.84	+ 57.24	- 90.30 / + 67.69
Kolon (6)	üst-alt	- 73.47	+ 81.12	- 50.33 / +174.11

Tablo 5.9: Kirişlerde r = etki / kapasite oranı

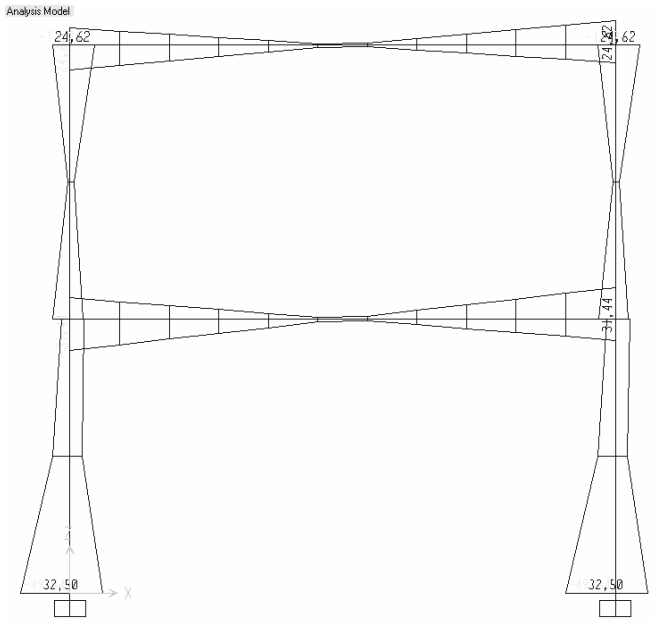
Kiriş Mesnet Tepkileri				
Kiriş ve Yükleme	Mr (kNm)	Md=Mg+Mq (kNm)	Me (kNm)	r = Me / (Mr - Md)
Kiriş (1) G+Q+E	+ 60.67	- 35.83	+ 90.30	0.94
Kiriş (1) G+Q-E	- 96.94	- 35.83	- 90.30	3.64
Kolon (2) G+Q+E	+ 60.67	- 38.75	+ 112.07	1.13
Kolon (2) G+Q-E	- 96.94	- 38.75	- 112.07	1.93

Bu adımdan sonrası Bölüm(5.6) da ki Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde olduğu gibidir.

5.8 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Hesap Yöntemi

Bu yöntemin bir yapıya uygulanabilmesi için bazı şartlar öngörülmektedir. Bu şartları sağlayan üç yer hareketi kullanılmıştır. Bu kayıtlar yönetmelikte bulunan, spektrum eğrisine olabildiğince yakın olacak şekilde seçilmiştir.

Kayıtların yapıya etkitilmesiyle oluşan maksimum moment değerleri Şekil (5.15) de ve Tablo (5.10) da verilmektedir.



Şekil 5.15: Maksimum Moment Değerleri

Tablo 5.10 : Deprem Yükleri Altındaki Çözüm Sonuçları (Zaman)

Deprem Yükleri Altındaki İç Kuvvetler (E)				
Eleman	Uç	Normal Kuvvet (kN)	Kesme Kuvveti (kN)	Moment (kNm)
Kiriş (1)	sol-sağ	-	+ 6.27	± 24.61
Kiriş (2)	sol-sağ	-	+7.71	± 31.44
Kolon (3)	üst-alt	6.30	+15.14	- 17.24 / +17.01
Kolon (4)	üst-alt	14.65	+ 25.37	- 8.62 / + 46.84
Kolon (5)	üst-alt	6.30	+15.14	- 17.24 / +17.01
Kolon (6)	üst-alt	14.65	+ 25.37	- 8.62 / + 46.84

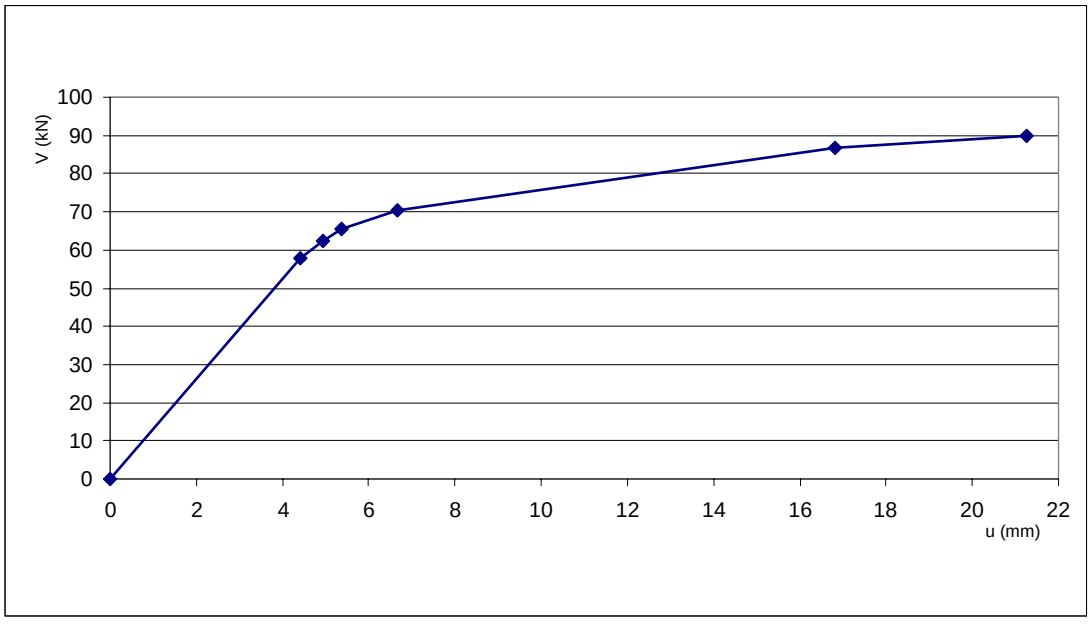
Tablo 5.11: Kirişlerde r = etki / kapasite oranı

Kiriş Mesnet Tepkileri				
Kiriş ve Yükleme	Mr (kNm)	Md=Mg+Mq (kNm)	Me (kNm)	r = Me / (Mr - Md)
Kiriş (1) G+Q+E	+ 60.67	- 35.83	+24.61	0.99
Kiriş (1) G+Q-E	- 96.94	- 35.83	-24.61	0.41
Kolon (2) G+Q+E	+ 60.67	- 38.75	+ 31.44	1.43
Kolon (2) G+Q-E	- 96.94	- 38.75	- 31.44	0.54

Bu adımdan sonrası Bölüm(5.6) da ki Eşdeğer Deprem Yükü Yönteminde olduğu gibidir.

5.9 Doğrusal Elastik Olmayan Değerlendirme Yöntemi (Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi)

Doğrusal Elastik Olamayan yöntemle analiz detayları EK-A da verilmiştir. Hesap sonucunda bulunan Taban Kesme Kuvveti – Yerdeğiştirme eğrisi Şekil (5.16) te verilmektedir.



Şekil 5.16: Taban Kesme Kuvveti – Yerdeğiştirme

Tablo 5.12: Statik İtme Sonuçları

	u (mm)	V (kN)
1	4.406	57.60
2	4.927	62.33
3	5.352	65.32
4	6.640	70.20
5	16.805	86.71
6	21.251	89.70

Spektral İvme – Spektral Yerdeğiştirme Eğrisi elde edildikten sonra gerekli çözümlemeler sonucunda hakim moda ait modal yer değiştirme aşağıdaki değer bulunmuştur. Hesap detayları EK – B de verilmektedir.

Tablo 5.13: Son İtme Adımındaki Plastik Mafsal Dönmeleri

Eleman	Uç	Mafsal No	N	M_P	Plastik Dönme
Kiriş 1	Sol		-	60.67	
Kiriş 1	Sağ		-	-78.71	
Kiriş 2	Sol	5	-	60.67	0.00274
Kiriş 2	Sağ	4	-	-96.94	0.00308
Kolon 3	Üst		11.08	-60.67	
Kolon 3	Alt		11.08	21.90	
Kolon 4	Üst		18.82	-38.96	
Kolon 4	Alt	3	42.76	67.74	0.00325
Kolon 5	Üst	1	48.25	-68.52	0.00742
Kolon 5	Alt	6	58.23	35.47	0.00182
Kolon 6	Üst		126.87	-53.18	
Kolon 6	Alt	2	101.40	74.62	0.00632

5.9.1 Kirişlerin ve Kolonların Akma Eğrilikleri

Toplam eğriliklerin hesaplanabilmesi için akma eğriliklerinin de bulunması gerekmektedir. Kiriş kesitinde akma eğrilikleri aşağıdaki gibi hesaplanır.

Negatif Eğilme Momenti;

$A_S = 1005\,mm^2 \qquad \rho = 0.00728 \qquad d = 460\,mm$

$A_s^{'} = 603\,mm^2$ $\rho' = 0.00437$ $d' = 40\,mm$

$$n = E_S / E_C = 200/28 = 7.14 \quad \textbf{(5.22)}$$

$$\varepsilon_y = f_{ym} / E_S = 220/200000 = 0.0011 \quad \textbf{(5.23)}$$

$$k_X = \sqrt{(\rho+\rho')^2 n^2 + 2(\rho+\rho' d'/d)n} - (\rho+\rho')n = 0.259 \quad \textbf{(5.24)}$$

$$x = k_x\, d \quad \textbf{(5.25)}$$

$$x = 0.259 \times 460 = 119\,mm$$

$$\phi_y = \varepsilon_y / (d - x) \quad \textbf{(5.26)}$$

$\phi_y = 0.0011/(460-119) = 3.226 \times 10^{-3}$ radyan/m bulunmaktadır.

Pozitif Eğilme Momenti;

$A_s^{'} = 1005\,mm^2$ $\rho' = 0.00728$ $d' = 460$

$A_S = 603\,mm^2$ $\rho = 0.00437$ $d = 40$

$k_X = 0.198$

$x = 91\,mm$

$\phi_y = \varepsilon_y / (d - x)$

$\phi_y = 0.0011/(460-91) = 2.98 \times 10^{-3}$ radyan/m

bulunur. Kolonların akma eğrilikleri ise aşağıdaki formül yardımıyla bulunmaktadır. Akma eğrilikleri bulunduktan sonra toplam eğriliğin hesabına geçilir.

$$N_{G+Q+E} = 0.5b\,a\,f_{cm} - A_S f_y + A_S^{'}\sigma_S^{'} - A_S^{''}\sigma_S^{''} \quad \textbf{(5.27)}$$

$\phi_P = \theta_P / L_p$

$L_P = 0.5h$

$\phi_t = \phi_P + \phi_y$

Sistemin toplam dönme ve eğrilikleri Tablo (5.14) de verilmektedir.

Tablo 5.14: Plastik Mafsallardaki Dönme ve Eğrilikler

Eleman	Uç	Mafsal No	Plastik Dönme θ_P (radyan)	Plastik Eğrilik ϕ_P (1/m)	Akma Eğriliği ϕ_y (1/m)	Toplam Eğrilik ϕ_t (1/m)
Kolon 5	Üst	1	0.00742	0.02968	0.00364	0.0333
Kolon 6	Alt	2	0.00632	0.02520	0.00322	0.0281
Kolon 4	Alt	3	0.00325	0.01300	0.00370	0.0167
Kiriş 2	Sağ	4	0.00314	0.01257	0.00331	0.01588
Kiriş 2	Sol	5	0.00274	0.01096	0.00298	0.0139
Kolon 5	Alt	6	0.00182	0.00728	0.00298	0.0103

5.9.2 Birim Şekil Değiştirme Kapasitelerinin Kontrolü

Kesitteki eğilme momenti ve normal kuvvet belirli olduğundan, bu değerler yardımıyla kesitteki şekil değiştirme durumu hesap edilebilir. Denklem (5.27)

Buradaki değerler Tablo (5.15) deki performans durumlarına ait sınır değerlerle karşılaştırılarak kesitin bulunduğu hasara durumu elde edilir. Bu adımdan sonraki adımlarda kesitlerden elemanlara ve katlara geçilerek binanın performans durumu belirlenir.

Tablo 5.15: Birim Şekil Değiştirme Sınırları

Şekil Değiştirme Sınırı	Hasar Sınırı	
	Betonda Birim Kısalma	Donatıda Birim kısalma ve uzama ε_{su}
Minimum Hasar Sınırı	$\varepsilon_{cu} = 0.0035$	0.010
Güvenlik Sınırı	$\varepsilon_{cg} = \min\left[0.0035 + 0.010\rho_S / \rho_{SM} ; 0.0135\right]$	0.040
Göçme Sınırı	$\varepsilon_{cg} = \min\left[0.0040 + 0.014\rho_S / \rho_{SM} ; 0.0180\right]$	0.060

Tablo 5.16: Plastik Mafsallardaki Beton Birim Kısalma ve Donatı Birim Uzamaları

Eleman	Uç	Toplam Eğrilik ϕ_t (1/m)	N (kN)	X (mm)	ε_{cu}	ε_{su}
Kolon 5	Üst	0.0333	61.76	44	0.00147	0.01352
Kolon 6	Alt	0.0281	-	51	0.00143	0.01151
Kolon 4	Alt	0.0167	126.87	36	0.00061	0.00692
Kiriş 2	Sağ	0.0159	18.82	47	0.00075	0.00641
Kiriş 2	Sol	0.0139	-	7	0.00009	0.00629
Kolon 5	Alt	0.0103	-	7	0.00007	0.00421

5.10 Uyarlamalı Artımsal Mod Birleştirme Yöntemi

Bu kısımda 2. modun etkisi de hesaba katılmaktadır. Taban kesme kuvvetlerinin hesaplanma adımları Bölüm (5.7.3) te anlatılmaktadır. $T_1 = 0.202s$ $T_2 = 0.052s$

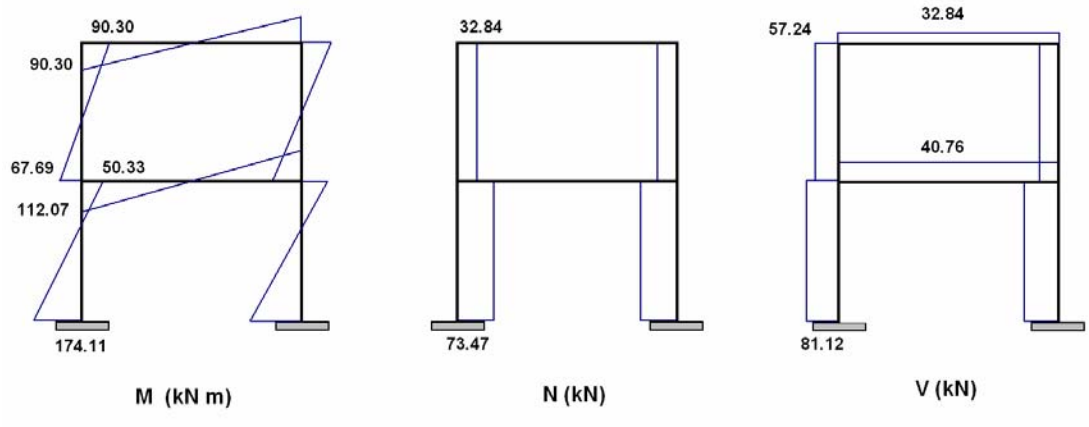
$$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 16.307 \times 9.81 \times 1.00 / 1.00 = 159.97\,\text{kN}$$

$$V_{b2} = \overline{M_2}\, g\, A(T_2) / R_a$$

$$V_{b2} = 2.753 \times 9.81 \times 0.607 / 1.00 = 16.37\,\text{kN}$$

Bu kuvvetler Bölüm (5.7.4) teki gibi katlara dağıtılır ve Ek-A daki yöntemle birinci mafsal yeri tespit edilir. Yöntemler arasındaki fark 2. modun karelerin karekökü yöntemiyle ilave edilmesidir.



Şekil 5.17: Mod Birleştirme Sonucu Ortaya Çıkan Kesit iç Kuvvetleri

Tablo 5.17: Birinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	-35.83	-	90.28	1.06	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-35.83	-	-90.28	0.67	-	-96.94
Kiriş 2 Sol	-	-38.75	-	112.07	0.88	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-38.75	-	-112.07	0.50	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-36.42	35.83	32.84	-90.28	1.09	-0.65	-63.09
Kolon 3 Alt	-36.42	-26.11	32.84	67.69	1.31	6.41	62.28
Kolon 4 Üst	-72.84	12.63	73.47	-50.33	1.44	32.56	-59.30
Kolon 4 Alt	-72.84	-6.36	73.47	174.11	0.43	-41.48	67.74
Kolon 5 Üst	-36.42	-35.83	-32.84	-90.28	**0.36**	-48.25	-68.52
Kolon 5 Alt	-36.42	26.11	-32.84	67.69	0.67	-58.23	69.65
Kolon 6 Üst	-72.84	-12.63	-73.47	-50.33	1.50	-182.92	-83.87
Kolon 6 Alt	-72.84	6.36	-73.47	174.11	0.39	-101.81	74.62

Birinci adımın sonucunda ΔF_{k1}=0.36 bulunmuş olup 1.Plastik Mafsal Kolon5 Üst kesitinde oluşmuştur. E yüklemesinin sonuçlarının 0.36 katsayısıyla çarpılması gerekmektedir. Taban kesme kuvveti ile yerdeğiştirme arasındaki grafiğin değerleri de bu katsayı ile çarpılmalıdır.

$$V_b = 0.36 \times \sqrt{159.97^2 + 16.37^2} = 58.06\,\text{kN}$$

$$u_1 = \phi\,\Gamma\,S_d\,[T_1 / 2\pi]^2\,\Delta F$$

$$u_1 = 1.00 \times 1.207 \times 9810 \times [0.202 / 2\pi]^2 \times 0.36 = 4.406\,\text{mm}$$

$$u_2 = 0.418 \times 0.607 \times 0.495 \times 9810 \times [0.052 / 2\pi]^2 \times 0.36 = 0.03\,\text{mm}$$

$$u = 0.36 \times \sqrt{u_1^{\,2} + u_2^{\,2}} = 4.417\,\text{mm}$$

Bundan sonraki hesap Kolon5 üst kısımda mafsal oluşmuş sistem üzerine yapılacağı için yeni sistemin T periyotları ve mod şekilleri gerekmektedir.

$T_1 = 0.236$ s $\qquad \phi_1 = [0.347 \quad 1.00]$

$T_2 = 0.057$ s $\qquad \phi_2 = [1.00 \quad -0.347]$

$$M_1 = \phi_1^T \, m \, \phi_1$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.347^2 + 1.00) = 10.68 \, kNs^2/m$$

$$L_1 = m \, \phi_1$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.347 + 1.00) = 12.84 \, kNs^2/m$$

$$\Gamma_1 = L_1 / M_1$$

$$\Gamma_1 = 12.84 / 10.68 = 1.202$$

$$\overline{M_1} = \Gamma_1 \, L_1$$

$$\overline{M_1} = 1.202 \times 12.84 = 15.432 \, kNs^2/m$$

$$V_{b1} = \overline{M_1} \, g \, A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 15.432 \times 9.81 \times 1.00 / 1.00 = 151.39 \, kN$$

$$V_{b2} = \overline{M_2} \, g \, A(T_2) / R_a$$

$$V_{b2} = 3.63 \times 9.81 \times 0.628 / 1.00 = 22.36 \, kN$$

Tablo 5.18: İkinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k1}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	-3.10	-	87,78	0.7265	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0,00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	1.98	-	139,37	0.4211	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-80.73	-	-136,00	0.1192	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-24.59	3.10	15,75	-87,78	0.7540	-12.71	-63.09
Kolon 3 Alt	-24.59	-1.69	15,75	124,51	0.5138	-16.49	62.28
Kolon 4 Üst	-46.36	-5.44	66,32	-22,84	2.3583	110.04	-59.30
Kolon 4 Alt	-46.36	56.22	66,32	177,19	0.0650	-42.04	67.74
Kolon 5 Üst	-48.25	-68.52	-15,75	0,00	-	-48.25	-68.52
Kolon 5 Alt	-48.25	49.74	-15,75	100,96	0.1973	-51.36	69.65
Kolon 6 Üst	-99.32	-29.77	-66,32	-39,78	1.3600	-189.52	-83.87
Kolon 6 Alt	-99.32	68.76	-66,32	187,21	**0.0313**	-101.40	74.62

İkinci plastik mafsal Kolon6 alt kısımda oluşmaktadır. (ΔF_{k2}=0.0313)

Bu adım sonunda taban kesme kuvveti ve yerdeğiştirme artımı;

$$\Delta V_b = 0.0313 \times \sqrt{151.39^2 + 22.36^2} = 4.79\,\text{kN}$$

$$\Delta u = 0.0313 \times \sqrt{\Delta u_1^{\,2} + \Delta u_2^{\,2}} = 0.521\,\text{mm}$$

Üçüncü adım için, yeni iki mafsallı sistemin periyodları ve mod şekilleri;

$T_1 = 0.270$ s. $\qquad \phi_1 = \begin{bmatrix} 0.364 & 1.00 \end{bmatrix}$

$T_2 = 0.065$ s. $\qquad \phi_2 = \begin{bmatrix} 1.00 & -0.364 \end{bmatrix}$

$$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 15.64 \times 9.81 \times 1.00 / 1.00 = 153.58\,\text{kN}$$

$$V_{b2} = \overline{M_2}\, g\, A(T_2) / R_a$$

$$V_{b1} = 3.405 \times 9.81 \times 0.66 / 1.00 = 22.05\,\text{kN}$$

Tablo 5.19:Üçüncü Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k2}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	-0.35	-	94.69	0.6444	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	6.35	-	175.68	0.3092	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-84.99	-	-157.65	0.0758	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-24.09	0.35	16.90	-94.69	0.6700	-12.77	-63.09
Kolon 3 Alt	-24.09	2.21	16.90	89.73	0.6695	-12.78	62.28
Kolon 4 Üst	-44.28	-6.16	77.70	-90.42	0.5877	1.39	-59.30
Kolon 4 Alt	-44.28	61.77	77.70	306.22	**0.0193**	-42.76	67.74
Kolon 5 Üst	-48.75	-68.52	-16.90	0.00	-	-48.75	-68.52
Kolon 5 Alt	-48.75	52.90	-16.90	128.90	0.1300	-50.94	69.65
Kolon 6 Üst	-101.40	-31.01	-77.70	-32.39	1.6317	-228.18	-83.87
Kolon 6 Alt	-101.40	74.62	-77.70	0.00	-	-101.40	74.62

Üçüncü adım sonunda kolon 4 alt kısım mafsallaşmıştır. (ΔF_{k3}=0.0193)

$$\Delta V_b = 0.0193 \times \sqrt{153.58^2 + 22.05^2} = 3.03\,\text{kN}$$

$$\Delta u = 0.0193 \times \sqrt{\Delta u_1^{\,2} + \Delta u_2^{\,2}} = 0.425\,\text{mm}$$

Dördüncü adım için, üç mafsallı sistemin periyodları ve mod şekilleri;

$T_1 = 0.395$ s

$\phi_1 = \begin{bmatrix} 0.572 & 1.00 \end{bmatrix}$

$T_2 = 0.077$ s

$\phi_2 = \begin{bmatrix} 1.00 & -0.572 \end{bmatrix}$

$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1) / R_a$

$V_{b1} = 17.75 \times 9.81 \times 1.00 / 1.00 = 174.12\,\text{kN}$

$V_{b2} = \overline{M_2}\, g\, A(T_2) / R_a$

$V_{b1} = 1.313 \times 9.81 \times 0.708 / 1.00 = 9.12\,\text{kN}$

Tablo 5.20:Dördüncü Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k3}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	1.49	-	145.15	0.4077	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	9.77	-	322.22	0.1580	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-88.06	-	-316.68	**0.0280**	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-23.76	-1.49	26.58	-145.15	0.4244	-12.48	-63.09
Kolon 3 Alt	-23.76	3.96	26.58	99.64	0.5853	-8.21	62.28
Kolon 4 Üst	-42.77	-7.92	142.84	-225.15	0.2282	-10.17	-59.30
Kolon 4 Alt	-42.77	67.74	142.84	0.00	-	-42.77	67.74
Kolon 5 Üst	-49.08	-68.52	-26.58	0.00	-	-49.08	-68.52
Kolon 5 Alt	-49.08	55.41	-26.58	63.45	0.2245	-55.04	69.65
Kolon 6 Üst	-102.91	-31.65	-142.84	-254.95	0.2048	-132.17	-83.87
Kolon 6 Alt	-102.91	74.62	-142.84	0.00	-	-102.91	74.62

Dördüncü adım sonunda Kiriş 2 sağ kısım mafsallaşmıştır. (ΔF_{k4}=0.0280)

$$\Delta V_b = 0.0280 \times \sqrt{174.12^2 + 9.12^2} = 4.90\,\text{kN}$$

$$\Delta u = 0.0280 \times \sqrt{\Delta u_1^{\,2} + \Delta u_2^{\,2}} = 1.29\,\text{mm}$$

Beşinci adım için, dört mafsallı sistemin periyodları ve mod şekilleri;

$T_1 = 0.60$ s $\qquad \phi_1 = \begin{bmatrix} 0.555 & 1.00 \end{bmatrix}$

$T_2 = 0.077$ s $\qquad \phi_2 = \begin{bmatrix} 1.00 & -0.555 \end{bmatrix}$

$$A(T_1) = A_0.I.S(T_1)/R_a$$

$$A(T_1) = 0.40 \times 1.00 \times 1.807 / 1 = 0.723$$

$$A(T_2) = 0.40 \times 1.00 \times 1.770 / 1 = 0.708$$

$$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 17.75 \times 9.81 \times 0.723 / 1.00 = 124.93\,\text{kN}$$

$$V_{b2} = 1.446 \times 9.81 \times 0.708 / 1.00 = 10.05\,\text{kN}$$

Tablo 5.21: Beşinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k4}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	5.56	-	247.58	0.2226	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	18.81	-	316.63	**0.132**	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-96.94	-	0.00	-	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-23.02	-5.56	45.02	-247.58	0.2323	-12.56	-63.09
Kolon 3 Alt	-23.02	6.76	45.02	95.30	0.5827	3.21	62.28
Kolon 4 Üst	-38.76	-14.24	102.87	-223.03	0.2021	-17.97	-59.30
Kolon 4 Alt	-38.76	67.74	102.87	0.00	-	-38.76	67.74
Kolon 5 Üst	-49.82	-68.52	-45.02	0.00	-	-49.82	-68.52
Kolon 5 Alt	-49.82	57.19	-45.02	-121.30	0.1428	-45.20	69.65
Kolon 6 Üst	-106.92	-38.80	-102.87	-121.30	0.3716	-145.15	-83.87
Kolon 6 Alt	-106.92	74.62	-102.86	0.00	-	-106.92	74.62

Beşinci adım sonunda Kiriş 2 sol kısım mafsallaşmıştır. (ΔF_{k5}=0.132)

$$\Delta V_b = 0.1322 \times \sqrt{124.93^2 + 10.05^2} = 16.57\,\text{kN}$$

$$\Delta u = 0.132 \times \sqrt{\Delta u_1^{\,2} + \Delta u_2^{\,2}} = 10.165\,\text{mm}$$

Son adım için, beş mafsallı sistemin periyodları ve mod şekilleri;

$T_1 = 0.93\text{s}$ $\qquad \phi_1 = \begin{bmatrix} 0.543 & 1.00 \end{bmatrix}$

$T_2 = 0.077\ \text{s}$ $\qquad \phi_2 = \begin{bmatrix} 1.00 & -0.543 \end{bmatrix}$

$$V_{b1} = \overline{M_1}\ g\ A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 17.53 \times 9.81 \times 0.510 / 1.00 = 87.70\,\text{kN}$$

$$V_{b2} = \overline{M_2}\ g\ A(T_2) / R_a$$

$$V_{b1} = 1.533 \times 9.81 \times 0.708 / 1.00 = 10.65\,\text{kN}$$

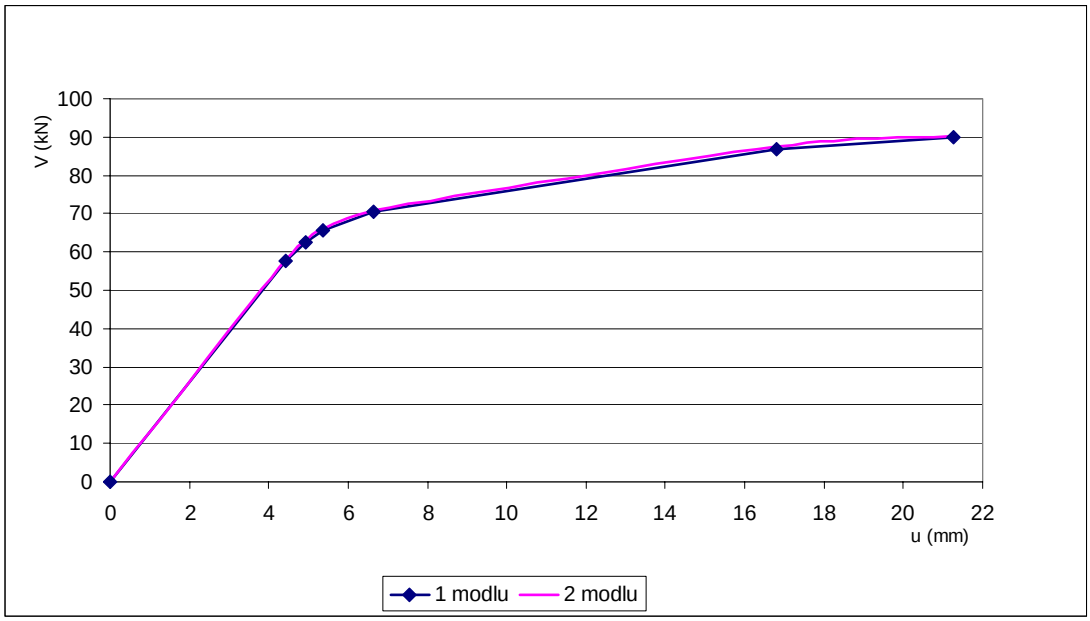
Tablo 5.22: Altıncı Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k5}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF_{k6}	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	38.29	-	397.08	0.0564	-	51.83
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	60.67	-	0.00	-	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-96.94	-	0.00	-	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-17.07	-38.29	72.04	-397.08	0.0624	-14.61	-51.83
Kolon 3 Alt	-17.07	19.35	72.04	-75.83	0.3259	-14.61	16.77
Kolon 4 Üst	-25.16	-43.72	72.04	-75.83	0.2054	-22.70	-46.31
Kolon 4 Alt	-25.16	67.74	72.04	0.00	-	-22.70	67.74
Kolon 5 Üst	-55.77	-68.52	-72.04	0.00	-	-58.23	-68.52
Kolon 5 Alt	-55.77	41.15	-72.04	-166.78	**0.034**	-58.23	35.47
Kolon 6 Üst	-120.52	-54.83	-72.04	-166.78	0.1741	-122.98	-60.52
Kolon 6 Alt	-120.52	74.62	-72.04	0.00	-	-120.52	74.62

Altıncı adım sonunda Kolon 5 alt kısım mafsallaşmıştır. (ΔF_{k6}=0.034)

$$\Delta V_b = 0.034 \times \sqrt{87.70^2 + 10.65^2} = 3.01\,\text{kN}$$

$$\Delta u = 0.034 \times \sqrt{\Delta u_1^{\,2} + \Delta u_2^{\,2}} = 4.45\,\text{mm}$$



Şekil 5.18: Sistemin Δ ve V_T Grafiği

Tablo 5:23: Δ ve V_T Değerleri

	Δ (mm)	**V_T (kN)**
1	4.418	58.06
2	4.939	62.85
3	5.364	65.88
4	6.652	70.77
5	16.818	87.34
6	21.264	90.34

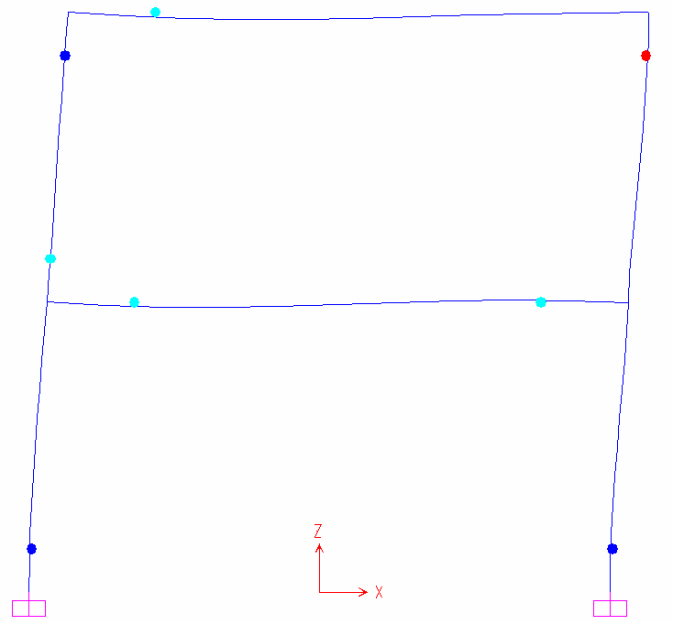
Grafiği incelediğimiz zaman 1 modlu eğri ile 2 modlu eğri hemen hemen üst üstte çakışmaktadır. Bunun sebebi 2.modun katkısının az olmasındandır.

Bu aşamadan sonra Ek-B verilen yöntemle spektral çözüme geçilir ve sistemin performans noktası araştırılır.

5.11 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemi

Bu hesapta yönetmelikteki şartları sağlayan üç yer hareketi kullanılmıştır. Bu kayıtlar yönetmelikte bulunan, spektrum eğrisine olabildiğince yakın olacak şekilde seçilmiştir. EK-F de bu kayıtlar verilmektedir.

Bu yer hareketleri altında hesap yapıldığında Şekil (5.19)'deki gibi plastik mafsallar meydana gelmektedir. Gerekli kontroller ise aşağıdaki tablolarda verilmektedir.



Şekil 5.19: Hesap Sonucu Oluşan Plastik Mafsallar

Tablo 5.24: Kirişler İçin Kesme Tahkiki

Eleman	V_T (kN)	V_r (kN)	Kontrol
Üst Kiriş	64.26	165.66	√
Alt Kiriş	74.53	165.66	√

Tablo 5.25: Kolonlar İçin Kesme Tahkiki

Eleman	V_T	V_r	Kontrol
Üst Kolon (3)	49.58	272.34	√
Üst Kolon (5)	49.58	272.34	√
Alt Kolon (4)	45.16	272.34	√
Alt Kolon (6)	45.16	272.34	√

Tablo 5.26: Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü

Eleman	Ve (kN)	Vr (kN)	Kontrol
Alt Kolon	231.13	1350	√
Üst Kolon	276.46	1350	√

Bu noktadan sonra hesap Bölüm(5.8.2) ile benzer şekilde devam eder. Bulunan değerler sınır değerlerle kıyaslanarak elemanların hasar durumları ve binanın performans durumu tespit edilir.

6. ÖRNEK BİR BİNANIN DOĞRUSAL YÖNTEMLE PERFORMANS ANALİZİ

6.1 Bina Genel Bilgileri

İncelenen yapı, planda 25m×15m boyutlarında olan, 5 katlı betonarme bir işyeri binasıdır. Yapıda x doğrultusunda 5, y doğrultularında 3 açıklık bulunmakla beraber, kat yükseklikleri 3m dir. Kat kolonları 45cm×45cm, kirişler 30cm×50cm ve döşemeler 15cm'dir. Kat planları detaylı olarak EK-C de verilmiştir.

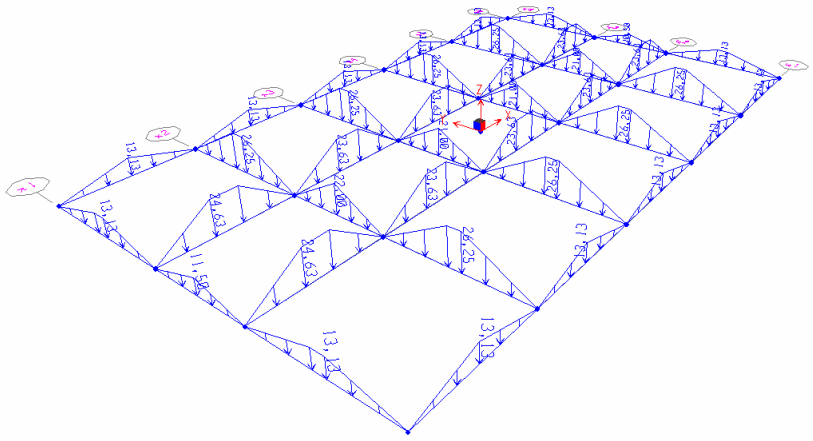
1998 Deprem Yönetmeliğine göre tasarlanmış ve SAP2000 programında üç boyutlu olarak modellenmiştir. Döşemelerden gelen yükler TS500 e göre belirlenip üçgen ve yamuk seklinde kirişlere dış yük olarak etkitilmiştir. Her katta döşemelerin düzlemleri içinde rijit diyafram olarak davrandığı kabulü ile rijit diyafram tanımlanması yapılmıştır.

Kat Sayısı	:5 Kat
Kat Yüksekliği	:3 m
Döşeme Kalınlığı	:15 cm
Döşeme Tipi	:Kirişli Plak Döşeme
Hareketli Yük Katılım Katsayısı (n)	:0.3
Deprem Bölgesi	:1.Derece
Etkin Yer İvmesi Katsayısı	:$A_0 = 0.4$
Zemin Sınıfı	:Z2
Spektrum Karakteristik Periyotları	:$T_A = 0.15$ sn $T_B = 0.40$ sn
Beton Sınıfı	:C25
Çelik Sınıfı	:S420
Bilgi Düzeyi	:Kapsamlı
Kullanım Türü	:İşyeri

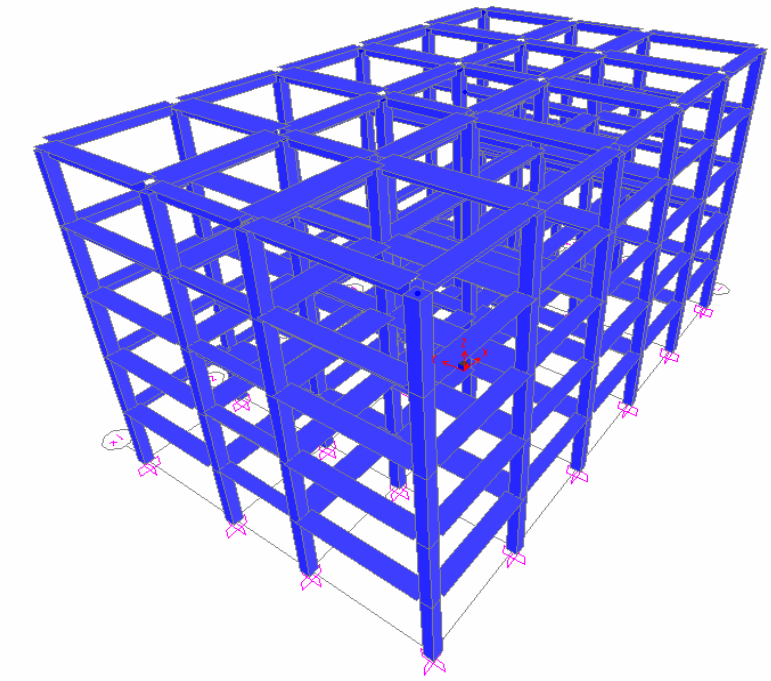
6.2 Binanın Modellenmesi

Bina modellenirken ilk önce sistemin eksenleri tanımlanarak çubuk elamanlar atanmıştır. Beton ve donatı çeliğine ait malzeme özellikleri, kolon ve kirişlere ait kesit geometrileri tanımlanarak ilgili elemanlara atanmıştır ve sistemin geometrik şekli oluşturulmuştur. Kesitler tanımlanırken mevcut donatılarda tanımlanmıştır.

Döşemelerden gelen yükler dış yük olarak kirişlere aktarılmıştır. Kirişlerdeki yükler üçgen ve yamuk yayılı yük şeklinde hesaplanmıştır.



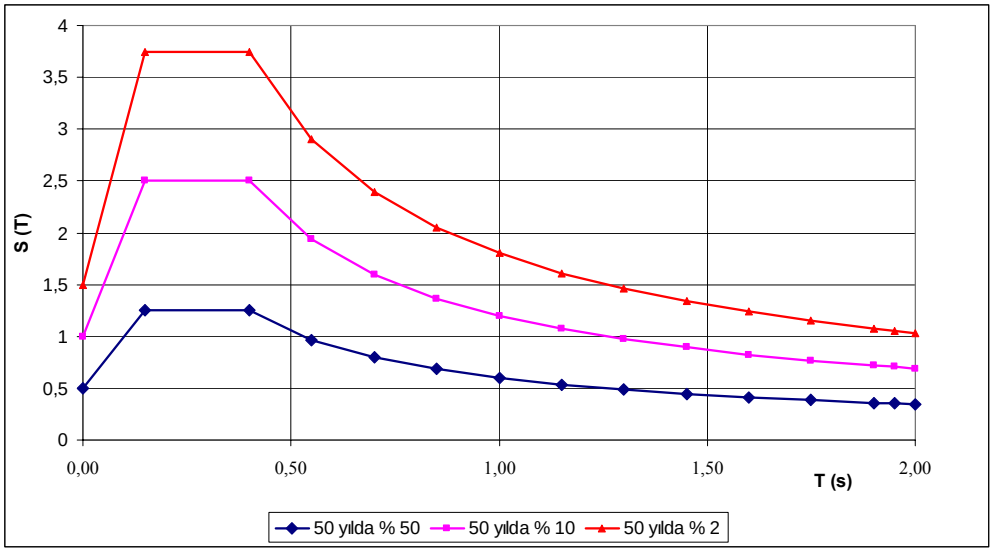
Şekil 6.1: Kiriş Yüklemesine Örnek



Şekil 6.2: Yapının 3 Boyutlu Görünüşü

6.3 Performans Hedefi

Yeni yapılacak binalar da deprem yüklerinin hesabı için tanımlanan ivme spektrumu 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan tasarım depremini esas almaktadır. Fakat bu depreme ek olarak mevcut binaların değerlendirilmesinde ve güçlendirme tasarımında kullanılmak üzere farklı deprem düzeyleri tanımlanmıştır Şekil(6.3).



Şekil 6.3: Farklı Deprem Etkileri İçin İvme Spektrumu

İncelenen yapıda ki performans hedefi 50 yılda aşılma olasılığı % 10 olan deprem de can güvenliği performans hedefidir. Tez kapsamında yapı, 50 yılda içinde aşılma olasılığı % 2 olan deprem altında da incelenmiş ve performans durumu incelenmiştir.

6.4 Eğilme Rijitlikleri ve Mod Şekilleri

Sistem modellenirken eğilme etkisindeki betonarme elemanların akma öncesi doğrusal davranışları için çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri tanımlanmalıdır. Bu amaçla kirişler için $0.40EI_0$ olarak dikkate alınmıştır. Kolonlar için ise düşey yükler altında okunan eksenel yüklere bağlı olarak,

$N_D/(A_c f_{cm}) \leq 0.10$ olması durumunda :$0.40\ EI_0$

$N_D/(A_c f_{cm}) \geq 0.40$ olması durumunda :$0.80\ EI_0$

değerleri kullanılmalıdır. N_D nin ara değerleri için doğrusal enterpolasyon yapılarak çatlamış kesite ait eğilme rijitlikleri tüm sistem için tanımlanmalıdır

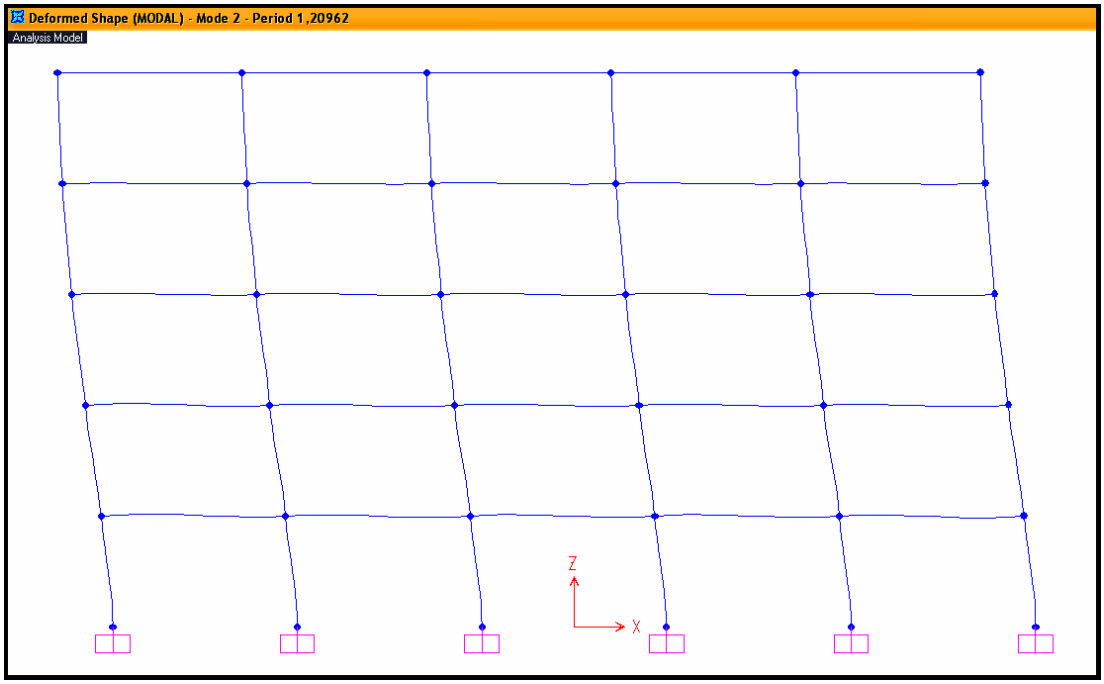
Bütün taşıyıcı sistem elemanlarının rijitlikleri tanımlandıktan sonra modal analiz yapılıp her iki doğrultu için bulunan doğal titreşim periyotları Tablo(6.1) de ve modal deplasmanlar Tablo(6.2) de verilmiştir.

Tablo 6.1: Yapının Doğal Titreşim Periyotları (sn)

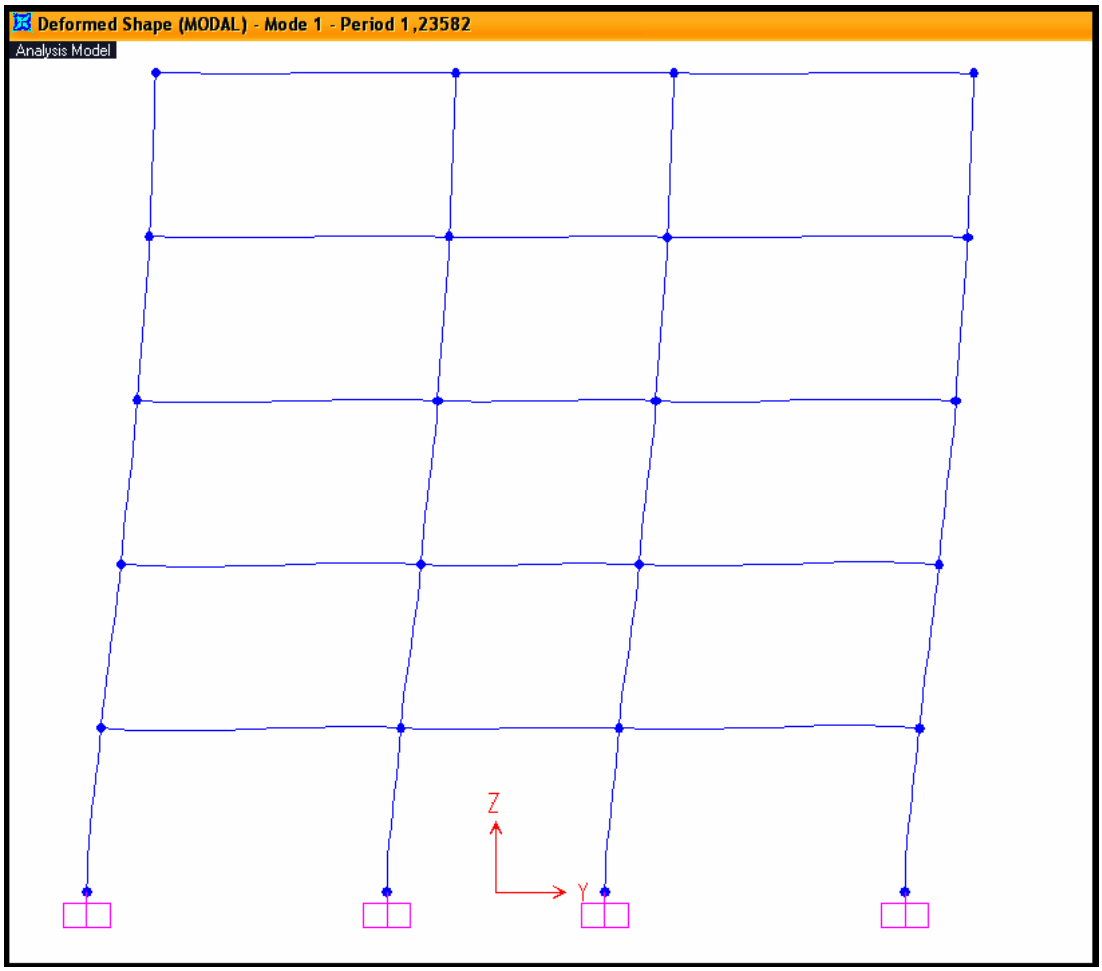
T_X	T_Y
1.210	1.236

Tablo 6.2: Modal Deplasmanlar

	Φ_X	Φ_Y
Kat 5	0.0250	0.0252
Kat 4	0.0228	0.0230
Kat 3	0.0185	0.0186
Kat 2	0.0124	0.0125
Kat 1	0.0053	0.0054



Şekil 6.4: X Doğrultusundaki Modal Deplasmanlar



Şekil 6.5: Y Doğrultusundaki Modal Deplasmanlar

6.5 Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemi ile Analiz

6.5.1 Eşdeğer Deprem Kuvvetleri (Tasarım Depremi)

Yapılan çalışmada tasarım depremi ivme spektrumu kullanılarak deprem yükleri hesaplanmıştır. Deprem yüklerinin hesaplanmasında deprem yükü azaltma katsayısı R_a=1 ve bina önem katsayısı I=1 olarak alınmıştır. Tasarım depremi altındaki X yönü deprem yükleri aşağıdaki gibi bulunmaktadır.

$T=1.210sn > T_B=0.40$

$$S(T=1.210sn)=2.5\left(\frac{0.40}{1.210}\right)^{0.8}=1.031$$

$$A(T)=A_0\, I\, S(T)$$

$$A(T_X=1.210sn)=0.4\times1\times1.031=0.413$$

$$V_t = \lambda\, W_t\, A(T) / R$$

$$V_T = 0.85 \times 23482.64 \times 0.413 / 1 = 8233.52\ \text{kN}$$

En üst kata etkitilecek ilave kuvvet ΔF_N ;

$$\Delta F_N = 0.0075\ N\ V_T$$

$$\Delta F_N = 0.0075 \times 5 \times 8233.52 = 308.75\ \text{kN}$$

bulunur. Kat4 ve Kat5 e etkiyen deprem yüklerinin hesabı örnek olarak verilmiştir.

$$F_5 = (V_T - \Delta F_N)\frac{w_5 H_5}{\sum w_i H_i} + \Delta F_N$$

$$F_5 = (8233.52 - 308.75)\frac{58651.95}{205445.85} + 308.75 = 2571.16\ \text{kN}$$

$$F_4 = (V_T - \Delta F_N)\frac{w_4 H_4}{\sum w_i H_i}$$

$$F_4 = (8233.52 - 308.75)\frac{58717.56}{205445.85} = 2264.94\ \text{kN}$$

Katlara etkiyen, X ve Y doğrultularındaki tüm deprem kuvvetleri Tablo(6.3) te gösterilmektedir.

Tablo 6.3: Eşdeğer Deprem Yükleri

	h (m)	H_i (m)	W_i (kN)	W_i x H_i	F_i – X (kN)	F_i – Y (kN)
KAT 5	3.00	15.00	3910.13	58651.95	2571.16	2527.81
KAT 4	3.00	12.00	4893.13	58717.56	2264.94	2226.75
KAT 3	3.00	9.00	4893.13	44038.17	1698.71	1670.06
KAT 2	3.00	6.00	4893.13	29358.78	1132.47	1113.37
KAT 1	3.00	3.00	4893.13	14679.39	566.24	556.69
TOPLAM			23482.65	205445.85	8233.52	8094.67

Bulunan bu yükler ek dışmerkezlik olmadan yapının kütle merkezinden etkitilir. Dış yüklerden kaynaklanan etkilerin hesaplamalarında ise G+0.3Q yüklemesi kullanılmıştır. (n = 0.3 işyeri)

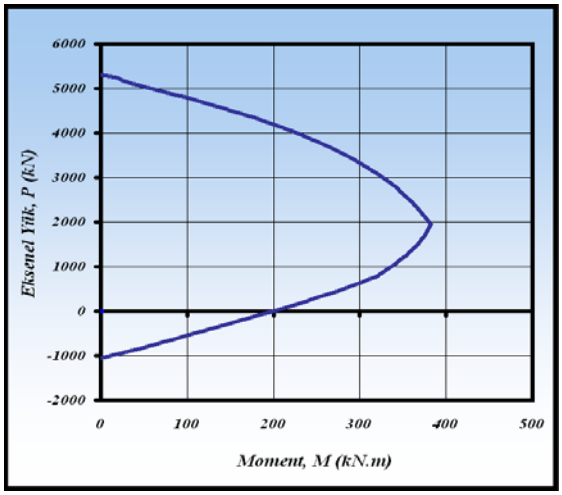
6.5.2 Kiriş ve Kolonların Moment Kapasitelerinin Hesabı (M_r)

Yapıdaki kirişlerin eğilme momenti kapasiteleri, kirişlerdeki mevcut donatılar göz önüne alınarak kirisin her iki ucu için negatif ve pozitif moment kapasitesi şeklinde yapılmıştır. Yapıdaki kiriş sayısının fazla olmasından dolayı bütün katlardaki kirişleri ayrı ayrı modellemek yerine sadece zemin kat kirişlerindeki donatılar tanımlanmış ve bütün katlardaki donatıların aynı oldukları varsayılmıştır.

Tablo 6.4: Kirişlerin Moment Kapasitesi

Kiriş	Mr+	Mr-	As	As'
101,105,116,120	114.22	180.24	603	1005
102,103,104 117,118,119	113.97	180.24	603	1005
106,110,111,115	115.23	180.24	603	1005
107,108,109 112,113,114	114.98	180.24	603	1005
121,126,130,138	114.47	180.24	603	1005
122,123,124,125 134,135,136,137	115.36	180.24	603	1005
127,132	113.71	180.24	603	1005
128,129,130,131	114.60	180.24	603	1005

Yapıdaki kolonların eğilme momenti kapasitelerini hesaplayabilmek için kolon elemanlarının mevcut donatı düzenine göre eksenel yük altındaki karşılıklı etki diyagramlarının elde edilmesi gerekmektedir.



Şekil 6.6: Kolonlarda Karşılıklı Etki Diyagramı (45cm×45cm)

Tablo 6.5: C-C Eksenindeki Kolonlardaki Moment Kapasiteleri (kN.m)

ELEMAN	UÇ	N_D	Mr	UÇ	N_D	Mr
513	alt uç	134.87	199.70	üst uç	119.12	197.70
514	alt uç	243.57	219.20	üst uç	227.82	217.01
515	alt uç	233.20	217.40	üst uç	217.45	215.23
516	alt uç	226.70	214.60	üst uç	210.95	212.45
517	alt uç	232.54	216.80	üst uç	216.79	214.63
518	alt uç	131.20	195.60	üst uç	115.45	193.64
413	alt uç	317.34	232.10	üst uç	301.59	230.01
414	alt uç	517.50	264.80	üst uç	501.75	262.42
415	alt uç	500.20	262.10	üst uç	484.45	259.74
416	alt uç	487.70	260.30	üst uç	471.95	257.96
417	alt uç	495.90	261.40	üst uç	480.15	259.05
418	alt uç	309.70	225.60	üst uç	293.95	223.57
313	alt uç	499.27	318.30	üst uç	483.52	315.44
314	alt uç	793.20	366.90	üst uç	777.45	363.60
315	alt uç	767.40	362.80	üst uç	751.65	359.53
316	alt uç	749.30	360.10	üst uç	733.55	356.86
317	alt uç	761.20	361.80	üst uç	745.45	358.54
318	alt uç	487.67	316.40	üst uç	471.92	313.55
213	alt uç	680.90	348.60	üst uç	665.15	345.46
214	alt uç	1069.90	405.30	üst uç	1054.15	401.65
215	alt uç	1035.30	401.90	üst uç	1019.55	398.28
216	alt uç	1010.70	398.50	üst uç	994.95	394.91
217	alt uç	1026.50	406.60	üst uç	1010.75	402.94
218	alt uç	665.40	346.40	üst uç	649.65	343.28
113	alt uç	862.88	377.40	üst uç	847.13	374.00
114	alt uç	1350.91	430.60	üst uç	1335.16	426.72
115	alt uç	1305.70	426.90	üst uç	1289.95	423.06
116	alt uç	1279.59	424.60	üst uç	1263.84	420.78
117	alt uç	1323.89	428.40	üst uç	1308.14	424.54
118	alt uç	845.62	374.70	üst uç	829.87	371.33

6.5.3 Hasar Durumları ve Bina Performansı

Kolon ve kirişlerin etki/kapasite oranları (r), uygulanan deprem yönü dikkate alınarak, Bölüm 2.2.13 te anlatıldığı gibi elde edilir. Kesitlerin artık eğilme momenti kapasiteleri, kesitlerin eğilme momenti kapasiteleri ile düşey yükler altında bu kesitlerde hesaplanan eğilme momentlerinin farkları alınarak elde edilir. Kiriş ve kolonlar için hesaplanan etki/kapasite oranlarının ilgili sınır değerler ile karşılaştırılması sonucu kesit hasar bölgeleri belirlenir.

Kiriş ve kolonlar için (r) değerleri Tablo (2.3) ve Tablo (2.4) te verilmiştir. Aşağıdaki tabloda ise yapının C-C ekseninin 1.kat kirişleri için hasar durumları yer almaktadır. Kirişlerde sargılama durumu olarak, sargılamanın "var" olduğu kabul edilmiştir.

Tablo 6.6: C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Oluşan Hasar Durumları

Eleman	Mr	Md	Me	$\frac{\rho-\rho'}{\rho_b}$	$\frac{V}{b_w d f_{ctm}}$	r kesit	r sınır	Hasar Sınırı
K111 G+Q-E	115.23	-53.68	667.19	-0.0926	1.285	3.95	5.05	GV
K111 G+Q+E	-180.24	-73.69	-667.19	-0.0926	1.319	6.26	8.00	GÇ
K112 G+Q-E	114.98	-64.24	502.74	-0.0926	1.076	2.81	5.69	GV
K112 G+Q+E	-180.24	-67.13	-502.74	-0.0926	1.073	4.45	5.70	GV
K113 G+Q-E	114.98	-64.10	512.70	-0.0926	1.100	2.87	5.61	GV
K113 G+Q+E	-180.24	-65.39	-512.70	-0.0926	1.101	4.46	5.62	GV
K114 G+Q-E	114.98	-64.24	502.74	-0.0926	1.049	2.81	5.77	GV
K114 G+Q+E	-180.24	-67.13	-502.74	-0.0926	1.054	4.45	5.76	GV
K115 G+Q-E	115.23	-53.68	667.19	-0.0926	1.304	3.95	5.00	GV
K115 G+Q+E	-180.24	-73.69	-667.19	-0.0926	1.277	6.26	8.07	GÇ

Tablo 6.7: C-C Eksenindeki Kolonlar İçin X Yönü Hasar Durumları (Üst uç)

ELEMAN	M_R	M_{G+Q}	M_E	r	Hasar Sınırı
S513	197.70	40.61	-144.69	0.61	MN
S514	217.01	-3.15	-231.90	1.08	MN
S515	215.23	0.15	-224.70	1.04	MN
S516	212.45	-0.15	-224.70	1.06	MN
S517	214.63	3.15	-231.90	1.06	MN
S518	193.64	-40.61	-144.69	0.95	MN
S413	230.01	28.15	-260.91	1.01	MN
S414	262.42	-1.00	-393.51	1.51	MN
S415	259.74	0.50	-379.01	1.46	MN
S416	257.96	-0.50	-379.01	1.47	MN
S417	259.05	1.00	-393.51	1.51	MN
S418	223.57	-28.15	-260.91	1.34	MN
S313	315.44	29.50	-328.50	0.95	MN
S314	363.60	-2.00	-516.26	1.43	MN
S315	359.53	0.50	-492.97	1.37	MN
S316	356.86	-0.50	-492.97	1.38	MN
S317	358.54	2.00	-516.26	1.43	MN
S318	313.55	-29.50	-328.50	1.16	MN
S213	345.46	29.39	-361.21	0.96	MN
S214	401.65	-2.72	-586.46	1.47	MN
S215	398.28	0.25	-555.37	1.39	MN
S216	394.91	-0.25	-555.37	1.41	MN
S217	402.94	2.72	-586.46	1.45	MN
S218	343.28	-29.39	-361.21	1.15	MN
S113	374.00	21.68	-312.77	0.79	MN
S114	426.72	-1.37	-481.79	1.13	MN
S115	423.06	0.25	-455.93	1.08	MN
S116	420.78	-0.25	-455.93	1.08	MN
S117	424.54	1.37	-481.79	1.13	MN
S118	371.33	-21.68	-312.77	0.89	MN

Tablo 6.8: C-C Eksenindeki Kolonlar İçin X Yönü Hasar Durumları (Alt uç)

ELEMAN	M_R	M_{G+Q}	M_E	r	Hasar Sınırı
S513	199.70	-33.73	72.88	0.31	MN
S514	219.20	2.10	172.18	0.79	MN
S515	217.40	0.15	163.12	0.75	MN
S516	214.60	-0.15	163.12	0.76	MN
S517	216.80	-2.10	172.18	0.79	MN
S518	195.60	33.73	72.88	0.45	MN
S413	232.10	-29.23	188.21	0.72	MN
S414	264.80	1.50	343.37	1.30	MN
S415	262.10	-0.50	325.04	1.24	MN
S416	260.30	0.50	325.04	1.25	MN
S417	261.40	-1.50	343.37	1.31	MN
S418	225.60	29.23	188.21	0.96	MN
S313	318.30	-28.70	280.50	0.81	MN
S314	366.90	2.10	481.02	1.32	MN
S315	362.80	-0.50	455.37	1.25	MN
S316	360.10	0.50	455.37	1.27	MN
S317	361.80	-2.10	481.02	1.32	MN
S318	316.40	28.70	280.50	0.97	MN
S213	348.60	-30.97	350.66	0.92	MN
S214	405.30	3.46	589.46	1.47	MN
S215	401.90	-0.25	554.57	1.38	MN
S216	398.50	0.25	554.57	1.39	MN
S217	406.60	-3.46	589.46	1.44	MN
S218	346.40	30.97	350.66	1.11	MN
S113	377.40	-10.80	583.25	1.50	MN
S114	430.60	2.82	665.82	1.56	MN
S115	426.90	-0.25	653.15	1.53	MN
S116	424.60	0.25	653.15	1.54	MN
S117	428.40	-2.82	665.82	1.54	MN
S118	374.70	10.80	583.25	1.60	MN

Tablo 6.9: C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Kesme Tahkiki

Eleman	V_{G+Q}	M_r^+	M_r^-	$M_r^+ + M_r^-$	ℓ_n	$V_d + \frac{M_r^+ + M_r^-}{\ell_n}$	V_r	Kontrol
K111 sol	68.52	115.23	-180.24	295.47	5	127.61	225.77	√
K111 sağ	77.08	115.23	-180.24	295.47	5	136.17	225.77	√
K112 sol	68.43	114.98	-180.24	295.22	5	127.47	225.77	√
K112 sağ	67.94	114.98	-180.24	295.22	5	126.98	225.77	√
K113 sol	68.21	114.98	-180.24	295.22	5	127.25	225.77	√
K113 sağ	68.16	114.98	-180.24	295.22	5	127.20	225.77	√
K114 sol	61.62	114.98	-180.24	295.22	5	120.66	225.77	√
K114 sağ	62.94	114.98	-180.24	295.22	5	121.98	225.77	√
K115 sol	73.43	115.23	-180.24	295.47	5	132.52	225.77	√
K115 sağ	66.70	115.23	-180.24	295.47	5	125.80	225.77	√

Tablo 6.10: C-C Ekseni 1.Kat Kolonları İçin Kesme Tahkiki

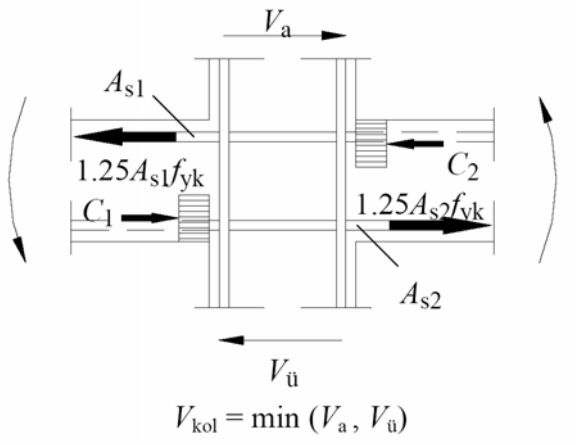
Eleman	$M_{r\ ust}$	$M_{r\ alt}$	$\frac{M_r^+ + M_r^-}{\ell_n}$	Vr	Kontrol
S113	374.00	377.40	165.14	333.39	√
S114	426.72	430.60	188.42	333.39	√
S115	423.06	426.90	186.80	333.39	√
S116	420.78	424.60	185.79	333.39	√
S117	424.54	428.40	187.46	333.39	√
S118	371.33	374.70	163.96	333.39	√

Kirişlerin kolona dört taraftan birleşmesi ve her bir kirişin genişliğinin birleştiği kolon genişliğinin 3/4'ünden daha az olmaması durumunda, kolon-kiriş birleşimi kuşatılmış birleşim olarak tanımlanacaktır.

Göz önüne alınan deprem doğrultusunda kolon-kiriş birleşim bölgelerindeki kesme kuvveti, Denklem(6.1) ile hesaplanmıştır.

$$V_e = 1.25 f_{yk}(A_S^{'} + A_S) - V_{kol} \qquad \textbf{(6.1)}$$

Kirişin kolona sadece bir taraftan saplandığı öbür tarafta devam etmediği durumlarda $A_{s2}=0$ alınmıştır. Tasarım depremi etkisi altında yapılan hesaplarda kolon-kiriş birleşim bölgelerinin kesme güvenliğini sağladığı görülmüştür.



Şekil 6.7: Kolon-Kiriş Birleşim Bölgelerinin Kesme Güvenliği

Tablo 6.11: Kolon Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü (X yönü)

Eleman	V_{kol} (kN)	Ve (kN)	Vr (kN)	Kontrol
S113	217.17	310.63	1518.75	√
S114	383.94	460.26	2025.00	√
S115	369.53	474.67	2025.00	√
S116	370.60	473.60	2025.00	√
S117	380.81	463.39	2025.00	√
S118	256.73	270.90	1518.75	√

Tablo 6.12: Kolon Kiriş Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü (Y yönü)

Eleman	V_{kol} (kN)	Ve (kN)	Vr (kN)	Kontrol
S113	379.80	147.83	1518.75	√
S114	398.27	445.93	2025.00	√
S115	398.92	445.28	2025.00	√
S116	398.89	445.31	2025.00	√
S117	398.04	446.16	2025.00	√
S118	379.57	148.06	1518.75	√

Tablo 6.13: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

X yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	20	0	0	0
	4.kat	20	0	0	0
	3.kat	6	10	4	0
	2.kat	0	16	4	0
	1.kat	0	16	4	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0
Y yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	18	0	0	0
	4.kat	10	8	0	0
	3.kat	2	16	0	0
	2.kat	0	14	4	0
	1.kat	0	14	4	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0

Yukarıdaki hesaplamalar, tasarım depreminde "Can Güvenliği" için yapılmıştır. Can güvenliği performans seviyesinde; herhangi bir katta, uygulanan her bir deprem doğrultusu için yapılan hesap sonucunda, kirişlerin en fazla %30'u ve kolonların bir kısmı ileri hasar bölgesine geçebilir.

İleri hasar bölgesindeki kolonların, tüm kolonlar tarafından taşınan kesme kuvvetine katkısı %20'nin altında olmalıdır. Diğer taşıyıcı elemanların tümü minimum hasar bölgesi veya belirgin hasar bölgesindedir. Bu durumda bina Can Güvenliği Durumu'nda kabul edilir.

Tablo(6.13) de ki değerler ışığında, ileri hasar bölgesine geçen elemanlar olmasına karşın, yapı Can Güvenliği Durumunu sağlamaktadır.

İncelenen yapıda can güvenliği performans düzeyi için göreli kat ötelemeleri kontrolleri Tablo(6.14) de verilmektedir.

Tablo 6.14: Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolleri

X yönü	δ_i/h_i	Yönetmelik Sınırı	Kontrol
Kat 5	0.0051	0.04	√
Kat 4	0.0092	0.04	√
Kat 3	0.0124	0.04	√
Kat 2	0.0141	0.04	√
Kat 1	0.0106	0.04	√
Y yönü	δ_i/h_i	Yönetmelik Sınırı	Kontrol
Kat 5	0.0053	0.04	√
Kat 4	0.0095	0.04	√
Kat 3	0.0128	0.04	√
Kat 2	0.0145	0.04	√
Kat 1	0.0107	0.04	√

6.5.4 Eşdeğer Deprem Kuvvetleri (En Büyük Deprem)

En Büyük Deprem altındaki X yönü deprem yükleri aşağıdaki gibi bulunmaktadır.

$T=1.210sn > T_B=0.40$

$$S(T=1.210sn)=1.5\times 2.5\left(\frac{0.40}{1.210}\right)^{0.8}=1.547$$

$$A(T)=A_0\, I\, S(T)$$

$$A(T_X=1.210sn)=0.4\times 1\times 1.547=0.619$$

$$V_t=\lambda\, W_t\, A(T)/R$$

$$V_T=0.85\times 23482.64\times 0.619/1=12365.39\,kN$$

En üst kata etkitilecek ilave kuvvet ΔF_N ;

$$\Delta F_N=0.0075\, N\, V_T$$

$$\Delta F_N=0.0075\times 5\times 12365.39=463.71\,kN$$

Katlara etkiyen, X ve Y doğrultularındaki tüm deprem kuvvetleri Tablo(6.15) te gösterilmektedir.

Tablo 6.15: Eşdeğer Deprem Yükleri (En Büyük Deprem)

	h (m)	H_i (m)	W_i (kN)	W_i x H_i	F_i – X (kN)	F_i – Y (kN)
Kat 5	3.00	15.00	3910.13	58651.95	3861.47	3796.02
Kat 4	3.00	12.00	4893.13	58717.56	3401.56	3343.91
Kat 3	3.00	9.00	4893.13	44038.17	2551.17	2507.93
Kat 2	3.00	6.00	4893.13	29358.78	1700.78	1671.96
Kat 1	3.00	3.00	4893.13	14679.39	850.39	835.98
Toplam			23482.65	205445.85	12365.38	12155.80

Bulunan bu yükler ek dışmerkezlik olmadan yapının kütle merkezinden etkitilir ve kesit tesirleri bulunur. Daha sonra Bölüm (6.5.2) deki gibi devam eder. Elemanların hasar durumları Tablo (6.16) ve Tablo (6.17) de verilmektedir.

Tablo 6.16: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (x yönü)

X Yönü Hasar Sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	20	0	0	0
	4.kat	0	20	0	0
	3.kat	0	16	4	0
	2.kat	0	0	16	4
	1.kat	0	0	16	4
Kolonlar	5.kat	0	24	0	0
	4.kat	0	24	0	0
	3.kat	0	24	0	0
	2.kat	0	24	0	0
	1.kat	0	24	0	0

Tablo 6.17: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (y yönü)

Y yönü Hasar Sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	18	0	0	0
	4.kat	0	18	0	0
	3.kat	0	10	8	0
	2.kat	0	0	10	8
	1.kat	0	0	10	8
Kolonlar	5.kat	0	24	0	0
	4.kat	0	24	0	0
	3.kat	0	24	0	0
	2.kat	0	24	0	0
	1.kat	0	24	0	0

Yukarıdaki hesaplamalar, En Büyük Depremde "Can Güvenliği" için yapılmıştır. Can güvenliği performans seviyesini sağlamamaktadır. Binanın kesinlikle onarıma ihtiyacı vardır. Tavsiye edilen güçlendirme planı EK – G de verilmektedir. Onarılmış yapı "Can Güvenliği" Performansını belirgin biçimde sağlamaktadır. Tablo (6.18)

Tablo 6.18: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (Onarılmış Bina)

X yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	20	0	0	0
	4.kat	20	0	0	0
	3.kat	20	0	0	0
	2.kat	20	0	0	0
	1.kat	20	0	0	0
Y yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	18	0	0	0
	4.kat	18	0	0	0
	3.kat	18	0	0	0
	2.kat	18	0	0	0
	1.kat	18	0	0	0
Kolonlar X ve Y yönü	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0

6.6 Mod Birleştirme Yöntemi ile Analiz

6.6.1 Deprem Kuvvetleri

Yapılan hesaplarda sistemin birinci titreşim periyodu T_1 = 1.210 sn bulunmuştur. Yönetmelikte etkin kütle oranının %90 dan büyük olması istenmektedir. Bu sebeple periyotların etkin kütle oranlarını belirlememiz gerekir.

Tablo 6.19: X Yönü Modal Etkiler

	Φ_1	Φ_2	m	$m.\Phi_1$	$m.\Phi_2$	$m.\Phi_1^2$	$m.\Phi_2^2$
Kat 5	0.0250	- 0.0242	398.59	9.965	- 9.646	0.249	0.233
Kat 4	0.0228	- 0.0074	498.79	11.372	- 3.691	0.259	0.027
Kat 3	0.0185	0.0142	498.79	9.228	7.083	0.171	0.101
Kat 2	0.0124	0.0243	498.79	6.185	12.121	0.077	0.295
Kat 1	0.0053	0.0151	498.79	2.644	7.532	0.014	0.114
			2393.75	39.393	13.398	0.770	0.770

Tablo 6.20: Y Yönü Modal Etkiler

	Φ_1	Φ_2	m	$m.\Phi_1$	$m.\Phi_2$	$m.\Phi_1^2$	$m.\Phi_2^2$
Kat 5	0.0252	- 0.0241	398.59	10.044	- 9.606	0.253	0.232
Kat 4	0.0230	- 0.0072	498.79	11.472	- 3.591	0.264	0.026
Kat 3	0.0186	0.0143	498.79	9.277	7.133	0.173	0.102
Kat 2	0.0125	0.0241	498.79	6.235	12.021	0.078	0.290
Kat 1	0.0054	0.0149	498.79	2.693	7.432	0.015	0.111
			2393.75	39.722	13.388	0.782	0.760

$$M_{X1} = \frac{\left(\sum m\Phi_1\right)^2}{\sum m\Phi_1^{\,2}}$$

$$M_{X1} = \frac{(39.393)^2}{0.770} = 2015.34\ \text{kNm/s}^2$$

$$\text{EKO(1)} = \frac{2015.34}{2393.75} = 0.842$$

$$M_{X2} = \frac{\left(\sum m\Phi_2\right)^2}{\sum m\Phi_2{}^2}$$

$$M_{X2} = \frac{(13.398)^2}{0.770} = 233.13\ \text{kNm/s}^2$$

$$EKO(2) = \frac{233.13}{2393.75} = 0.097$$

X doğrultusundaki birinci ve ikinci periyotların etkin kütle oranları toplamı %93.9 olduğundan, yönetmelikteki şartı sağlamaktadır. Hesabı Y yönünde de yaparsak;

$$M_{Y1} = \frac{\left(\sum m\Phi_1\right)^2}{\sum m\Phi_1{}^2}$$

$$M_{Y1} = \frac{(39.722)^2}{0.782} = 2017.69\ \text{kNm/s}^2$$

$$EKO(1) = \frac{2017.69}{2393.75} = 0.843$$

$$M_{Y2} = \frac{\left(\sum m\Phi_2\right)^2}{\sum m\Phi_2{}^2}$$

$$M_{Y2} = \frac{(13.388)^2}{0.760} = 235.84\ \text{kNm/s}^2$$

$$EKO(2) = \frac{235.84}{2393.75} = 0.099$$

bulunur. Y yönündeki hesaptaki etkin kütle oranı %94.2 olduğundan, birinci ve ikinci periyot üzerinden yapılacak analiz yeterlidir.

$$\Gamma_{X1} = \frac{\sum m\Phi_1}{\sum m\Phi_1{}^2}$$

$$\Gamma_{X1} = \frac{39.393}{0.770} = 51.16$$

T_{X1}=1.210sn > T_B=0.40

$$S(T1 = 1.21\,sn) = 2.5\left(\frac{0.40}{1.210}\right)^{0.8} = 1.03$$

$$A(T) = A_0\, I\, S(T)$$

$$A(T_{X1} = 1.210sn) = 0.4 \times 1 \times 1.03 = 0.412$$

$$V_{TX1} = M_x \cdot g \cdot A(T) / R$$

$$V_{TX1} = 2015.34 \times 9.81 \times 0.412 / 1 = 8145.44\,kN$$

$$\Gamma_{X2} = \frac{\sum m\Phi_2}{\sum m\Phi_2^{\,2}}$$

$$\Gamma_{X2} = \frac{13.398}{0.770} = 17.41$$

T_{X2}=0.393sn < T_B=0.40

$$S(T2 = 0.393\,sn) = 2.50$$

$$A(T) = A_0\, I\, S(T)$$

$$A(T_{X2}) = 0.4 \times 1.00 \times 2.50 = 1.00$$

$$V_{TX2} = M_x \cdot g \cdot A(T) / R$$

$$V_{TX2} = 233.26 \times 9.81 \times 1 / 1 = 2288.28\,kN$$

$$\Gamma_{Y1} = \frac{39.722}{0.782} = 50.80$$

T_{Y1}=1.236 sn > T_B=0.40

$$S(T = 1.236\,sn) = 2.5\left(\frac{0.40}{1.236}\right)^{0.8} = 1.014$$

$$A(T_Y = 1.236\,\text{sn}) = 0.4 \times 1 \times 1.014 = 0.406$$

$$V_{TY1} = M_Y \;\; g \;\; A(T) / R$$

$$V_{TY1} = 2017.69 \times 9.81 \times 0.406 / 1 = 8036.18\,\text{kN}$$

$$\Gamma_{Y1} = \frac{13.388}{0.760} = 17.62$$

$$S(T_{Y2} = 0.40\,\text{sn}) = 2.50$$

$$A(T_{Y2} = 0.40\,\text{sn}) = 0.4 \times 1 \times 2.50 = 1.00$$

$$V_{TY2} = M_{Y2} \;\; g \;\; A(T_{Y2}) / R$$

$$V_{TY2} = 235.91 \times 9.81 \times 1 / 1 = 2314.28\,\text{kN}$$

Bulunan bu kuvvetler katlara, mod şekli ve kat kütleleri ile orantılı olacak şekilde dağıtılır. Daha sonraki adımlar Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemindeki gibidir.

6.6.2 Hasar Durumu ve Yapı Performansı

Hesaplamalar sonucunda Tablo (6.21) deki değerler bulunmuştur. Tablo (6.22) de ise göreli kat ötelemeleri kontrolleri verilmektedir.

Tablo 6.21: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (X Yönü)

X yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	20	0	0	0
	4.kat	20	0	0	0
	3.kat	6	10	4	0
	2.kat	0	16	4	0
	1.kat	0	16	4	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0

Tablo 6.22: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (Y yönü)

Y yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	18	0	0	0
	4.kat	10	8	0	0
	3.kat	2	16	0	0
	2.kat	0	14	4	0
	1.kat	0	14	4	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0

Tablo 6.23: Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolleri

X yönü	δ_i/h_i	Sınır		Y yönü	δ_i/h_i	Sınır	
Kat 5	0.0051	0.04	√	Kat 5	0.0054	0.04	√
Kat 4	0.0092	0.04	√	Kat 4	0.0096	0.04	√
Kat 3	0.0124	0.04	√	Kat 3	0.0128	0.04	√
Kat 2	0.0141	0.04	√	Kat 2	0.0145	0.04	√
Kat 1	0.0106	0.04	√	Kat 1	0.0107	0.04	√

Tablo (6.22) incelendiğinde, birinci ve ikinci katlardaki kiriş hasarlarının ileri hasar bölgesine geçtiği, üst katlardaki kirişlerin hasarlarının ise belirgin ve minimum hasar bölgelerinde kaldığı görülmektedir. Bina "Can Güvenliğini" sağlamamaktadır. Yapının onarılması uygundur.

6.7 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Hesap Yöntemi

Hesapta bu şartları sağlayan üç yer hareketi kullanılmıştır. Bu kayıtlar yönetmelikte bulunan, spektrum eğrisine olabildiğince yakın olacak şekilde seçilmiştir. EK-F de bu kayıtlar verilmektedir.

Yapılan hesaplama sonucundaki gerekli kontroller aşağıdaki tablolarda verilmiştir.

Tablo 6.24: C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Oluşan Hasar Durumları

Eleman	Mr	Md	Me	$\frac{\rho - \rho'}{\rho_b}$	$\frac{V}{b_w d f_{ctm}}$	r kesit	Hasar Sınırı
K111 G+Q-E	115.23	-53.68	753.21	-0.0926	1.251	4.46	GV
K111 G+Q+E	-180.24	-73.69	-652.28	-0.0926	1.219	6.12	GÇ
K112 G+Q-E	114.98	-64.24	562.73	-0.0926	1.273	3.14	GV
K112 G+Q+E	-180.24	-67.13	-564.81	-0.0926	1.176	4.95	GV
K113 G+Q-E	114.98	-64.10	632.15	-0.0926	1.120	3.53	GV
K113 G+Q+E	-180.24	-65.39	-632.15	-0.0926	1.123	5.47	GV
K114 G+Q-E	114.98	-64.24	550.64	-0.0926	1.049	3.09	GV
K114 G+Q+E	-180.24	-67.13	-562.84	-0.0926	1.254	4.97	GV
K115 G+Q-E	115.23	-53.68	652.28	-0.0926	1.405	3.86	GV
K115 G+Q+E	-180.24	-73.69	-752.22	-0.0926	1.372	6.96	GÇ

Tablo 6.25: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (x yönü)

X yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	20	0	0	0
	4.kat	20	0	0	0
	3.kat	6	12	2	0
	2.kat	0	16	4	0
	1.kat	0	16	4	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0

Tablo 6.26: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları (y yönü)

Y yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	18	0	0	0
	4.kat	8	10	0	0
	3.kat	2	16	0	0
	2.kat	0	14	4	0
	1.kat	0	14	4	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0

Yukarıdaki tablolar incelendiğinde, birinci ve ikinci katlardaki kiriş hasarlarının ileri hasar bölgesine geçtiği, üst katlardaki kirişlerin hasarlarının ise belirgin ve minimum hasar bölgelerinde kaldığı görülmektedir. Bina "Can Güvenliğini" sağlamamaktadır.

7. ÖRNEK BİR YAPININ DOĞRUSAL OLMAYAN YÖNTEMLERLE PERFORMANS ANALİZİ

7.1 Artımsal Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemiyle Analiz

Bu bölümde Bölüm 6 da hesap modelinin oluşturulduğu aynı yapı kullanılarak, yapının doğrusal olmayan analizi ve performans değerlendirilmesi yapılacaktır. Eşdeğer deprem yükleri yerine statik itme verileri tanımlanacaktır.

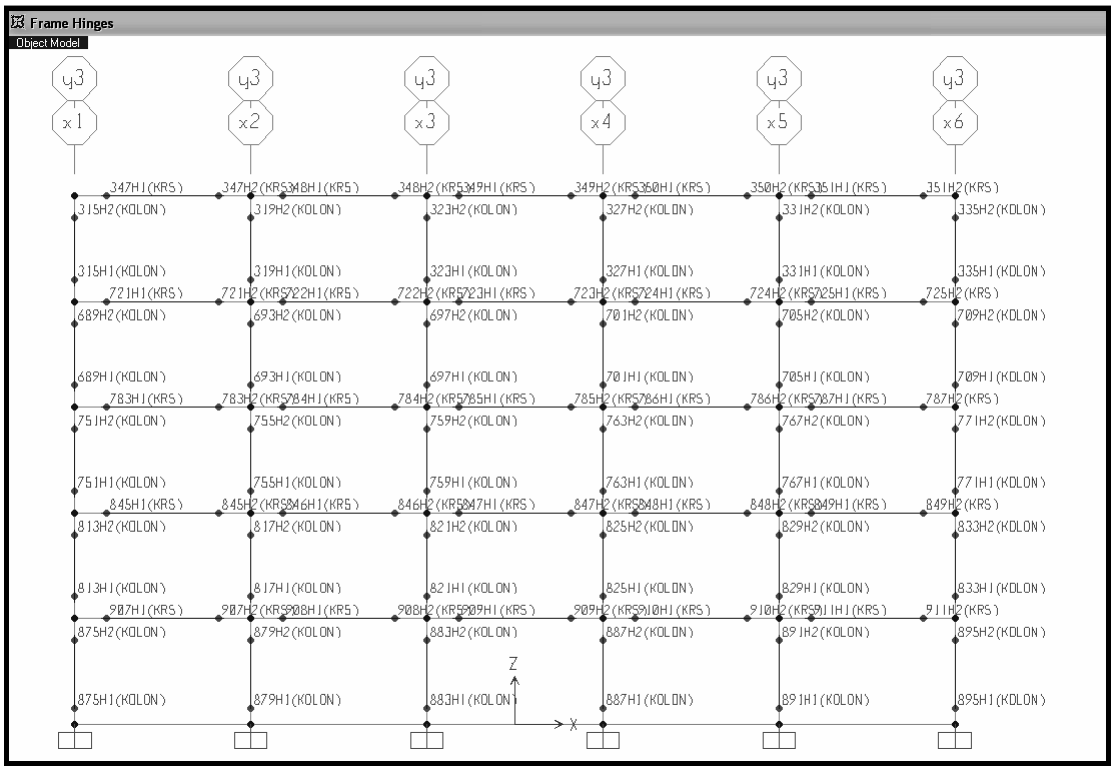
Statik itme analizi iki aşamadan oluşmaktadır. Birinci aşamada kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılır. Bu aşama bina üzerine yüklerin girilmesi ve bu yüklerin oluşturacağı deplasman değerlerinin elde edilmesi ile son bulmaktadır.

İkinci aşama yanal ötelemenin yapılacağı aşamadır ve depremden dolayı oluşan yatay kuvvetler için oluşmaktadır. Yapıya, program tarafından kütle merkezlerinden yatay kuvvet uygulanmaktadır. Yatay yüklerin hangi oranda arttırılacağı, programa tanımlanır.

Statik itme verilerinin tanımlanması için kolon ve kiriş elemanlarına plastik mafsallar atanmıştır. Yapıdaki kolonlar için hem eğilme hem de normal kuvvet etkilerini dikkate alan PMM, kirişler için sadece eğilmeyi dikkate alan M3 mafsalları kullanılmıştır. Yapıdaki elemanların kesit uçlarına 0 ve 1 rölatif mafsallar tanımlanmaktadır.

Eşdeğer deprem yükü dağılımı, her katta deprem doğrultusundaki hakim doğal titreşim mod şekli genliği ile ilgili kütlenin çarpımından elde edilen değerle orantılı olacak şekilde girilir. Daha sonra programa ulaşabileceği maksimum yerdeğiştirme tanımlanır. Bu değer yaklaşık olarak bina yüksekliğinin % 4 ‘ü olarak alınmaktadır.

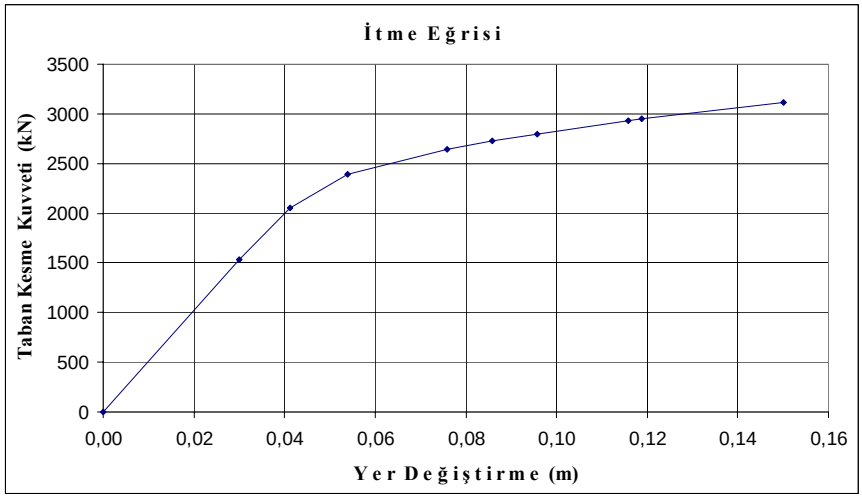
Uygulanan yatay yükler sonucunda yapı şekil değiştirme yapmakta ve plastik mafsallar oluşmaya başlamaktadır. Bu işlem yapı yük taşıyamaz hale gelene kadar, belirlenen maksimum şekil değiştirmeye ulaşana kadar veya yapıdaki herhangi bir eleman göçme durumuna gelinceye kadar devam etmektedir.



Şekil 7.1: C – C Ekseni Kolon ve Kiriş Elemanlarına Atanan Plastik Mafsallar

Yapılan analiz sonucunda, her bir ötelenme adımı için binanın karşıladığı taban kesme kuvveti ile yapının tepe noktası yer değiştirmesi değerleri program tarafından kaydedilir. Analizin sona erdiği noktadaki yatay kuvvet yapının maksimum taban kesme kuvvetine ve oluşabilecek maksimum yer değiştirmeye karşılık gelmektedir.

Sistem ilk önce sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler altında belirli bir değere kadar lineer olmayan statik itme analizi yapılarak eksenleri taban kesme kuvveti ve tepe yer değiştirmesi olan statik itme eğrisi elde edilir.



Şekil 7.2: X Yönü Statik İtme Eğrisi

Elde edilen bu eğri Bölüm (6.6) daki değerler kullanılarak, EK-B de anlatılan yöntemle Modal Eğriye dönüştürülür.

$$M_X = \frac{(39.393)^2}{0.770} = 2015.34\ \text{kNm/s}^2$$

$$\Gamma_X = \frac{39.393}{0.770} = 51.17$$

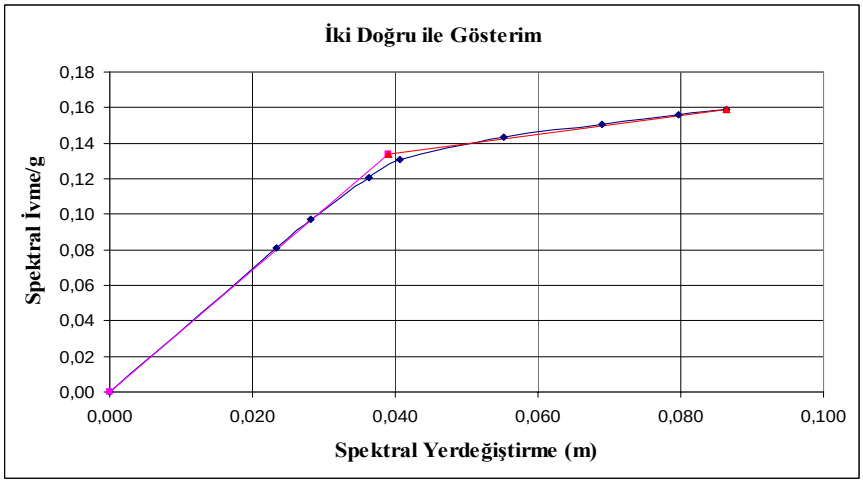
$$\Phi_{X5} \cdot \Gamma_X = 1.279$$

$$a_i = \frac{V_i}{M_X} \qquad d_i = \frac{u_i}{\phi_{X5} \cdot \Gamma_X}$$

Bu formüller yardımıyla Tablo(7.1) deki değerlere ulaşılır. Daha sonra bu eğri 2 doğru ile gösterilen eğriye çevrilir.(Şekil 7.3)

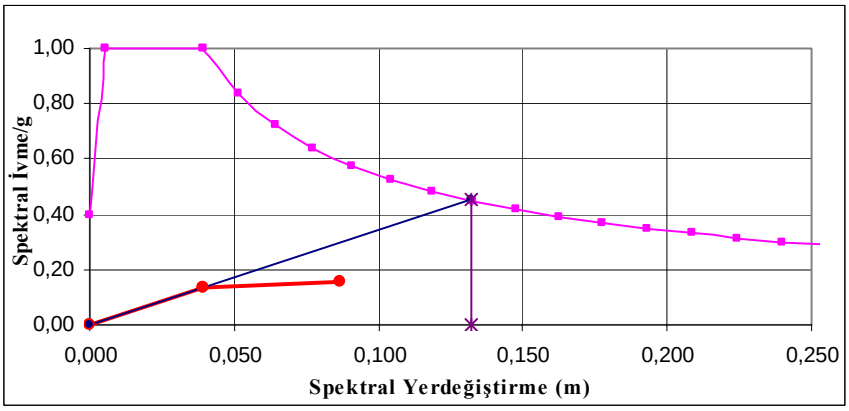
Tablo 7.1: Modal Eğri Değerleri

u_i	V_i	M_X	Φ_{X5}	Γ_X	a	d_i	a/g
0	0	2015.34	0.025	51.17	0.793	0	0.0000
0.0300	1598.61	2015.34	0.025	51.17	0.793	0.0234	0.0808
0.0361	1922.77	2015.34	0.025	51.17	0.954	0.0282	0.0972
0.0464	2390.75	2015.34	0.025	51.17	1.186	0.0363	0.1209
0.0521	2588.17	2015.34	0.025	51.17	1.284	0.0407	0.1309
0.0705	2830.23	2015.34	0.025	51.17	1.404	0.0551	0.1431
0.0882	2984.01	2015.34	0.025	51.17	1.480	0.0689	0.1509
0.1020	3083.70	2015.34	0.025	51.17	1.530	0.0797	0.1559
0.1105	3144.10	2015.34	0.025	51.17	1.560	0.0864	0.1590



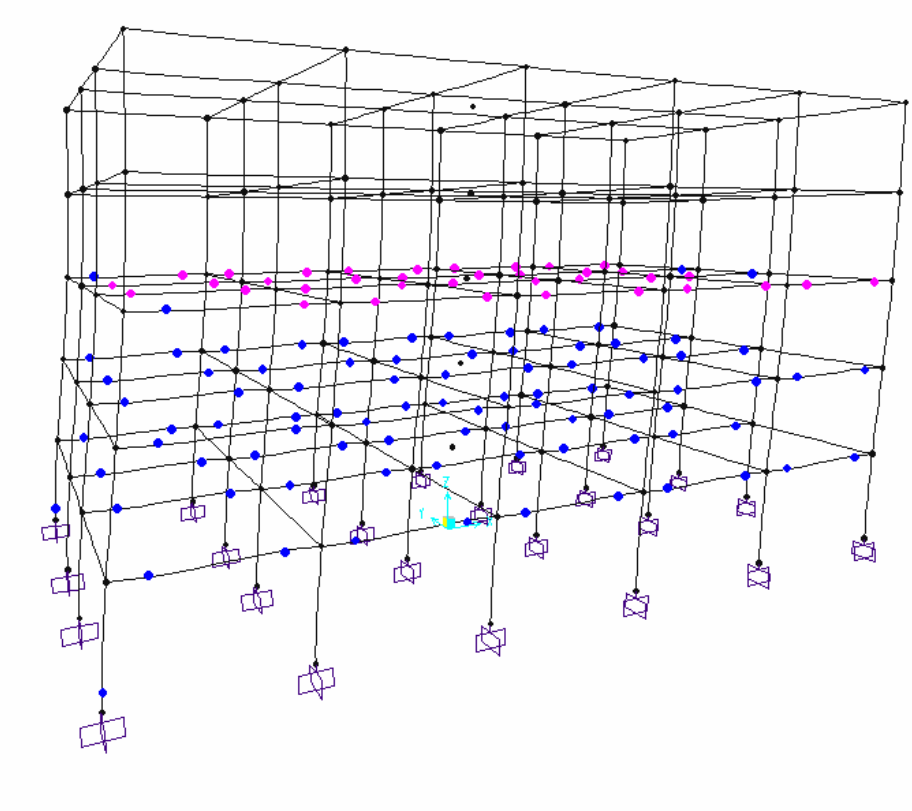
Şekil 7.3: Modal Eğri ve İki Doğrulu Eğri

İki doğrulu eğri yardımıyla, yapının performans noktasının bulunmasına geçilir. Orjinden geçen doğrunun Modal Spektrum eğrisini kestiği nokta, sistemin performans noktasıdır.



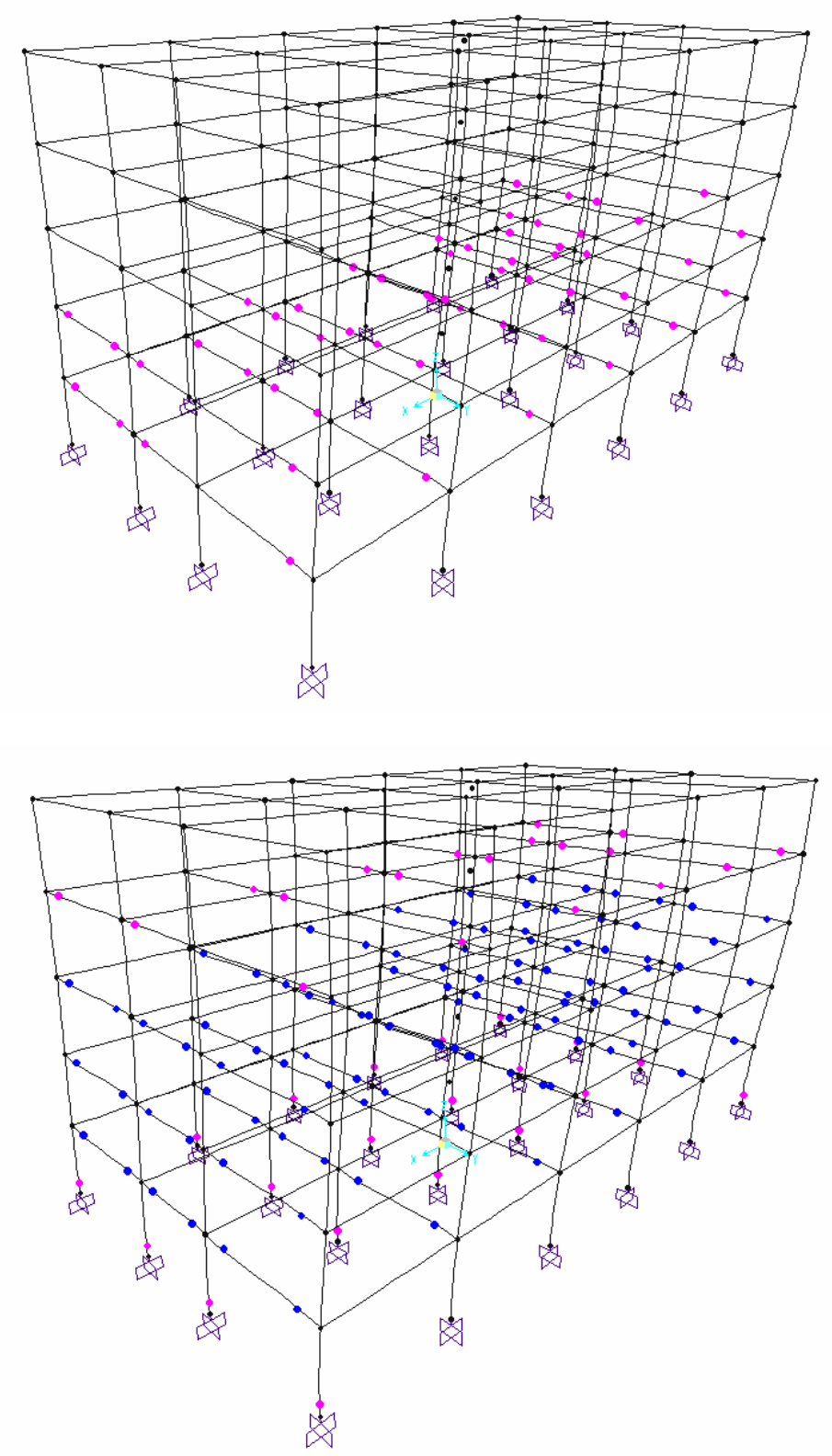
Şekil 7.4: Performans Noktası

Yapılan hesaplama sonucunda sistemin performans noktası d=0.132 m bulunmuştur. Bu analizden sonra, yapı bu değere kadar itilerek, yapıda oluşması beklenen hasarlar incelenir. Yapının hasar durumuna göre onarılıp onarılmayacağına karar verir. Aşağıdaki şekilde plastik mafsal oluşumları verilmiştir.



Şekil 7.5: X Yönünde Oluşan Plastik Mafsallar

Aynı işlemler Y doğrultusu için yapıldığında, performans noktası d=0.137m bulunmaktadır. Yapı bu değere kadar itildiğinde ise aşağıdaki şekillerdeki plastik mafsallar oluşmaktadır.



Şekil 7.6: Y Yönünde Oluşan Plastik Mafsallar

Performans noktasına kadar itilen yapıdaki elemanların kesme kuvvetleri, TS500'e göre belirlenen kesme dayanımlarıyla karşılaştırılmalıdır. Bu suretle gevrek davranış olup olmadığı kontrol edilir.

Kirişler için kesme kuvveti dayanımı;

$$V_r = 0.8\, V_{cr} + V_w$$

$$V_r = 0.8 \times 0.65\, f_{ctm} b_w d + A_{sw}\, f_{wym}\, d / s$$

$$V_r = 0.8 \times 0.65 \times 1.8 \times 300 \times 460 + 2 \times 50 \times 420 \times 460 / 200 = 225768\ \text{N}$$

$$V_r = 225.77\ \text{kN}$$

Kolonlar için kesme kuvveti dayanımı (Normal Kuvvet=0) ;

$$V_r = 0.8\, V_{cr} + V_w$$

$$V_r = 0.8 \times 0.65\, f_{ctm} b_w d + A_{sw}\, f_{wym}\, d / s$$

$$V_r = 0.8 \times 0.65 \times 1.8 \times 450 \times 400 + (2 \times 50 + 50\sqrt{2}) \times 420 \times 460 / 200 = 333387\ \text{N}$$

$V_r = 333.39\text{kN}$ bulunmaktadır.

Tablo 7.2: C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Kesme Tahkiki

Eleman	V_T	V_r	Kontrol
K111	135.05	225.77	√
K112	130.58	225.77	√
K113	130.33	225.77	√
K114	124.63	225.77	√
K115	132.18	225.77	√

Tablo 7.3: C-C Ekseni 1.Kat Kolonları İçin Kesme Tahkiki

Eleman	V_T	V_r	Kontrol
S113	101.01	333.39	√
S114	143.32	333.39	√
S115	143.29	333.39	√
S116	143.42	333.39	√
S117	143.08	333.39	√
S118	117.09	333.39	√

Elemanların kırılma türü incelendiğinde, gevrek kırılma oluşmayacağı anlaşılmıştır. Bu aşamadan sonra elemanların hasar durumlarının incelenmesi gerekmektedir. İncelemeden sonra yapının onarılıp onarılmayacağına karar verilir. Yapı Can Güvenliği Durumunu sağlamalıdır.

Tablo7.4: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

X yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	20	0	0	0
	4.kat	20	0	0	0
	3.kat	8	12	0	0
	2.kat	0	20	0	0
	1.kat	0	20	0	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0
Y yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	18	0	0	0
	4.kat	18	0	0	0
	3.kat	0	18	0	0
	2.kat	0	18	0	0
	1.kat	0	18	0	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0

Yukarıdaki tablo incelendiğinde, belirgin hasar bölgesi ve ileri hasar bölgesine geçen eleman olmadığından yapı Can Güvenliği Durumunu sağlamaktadır.

Yapıda oluşan göreli kat ötelemelerinin kontrolleri de yapılmadır. Tablo(7.5) de bu değerler verilmektedir.

Tablo 7.5: Göreli Kat Ötelemeleri Kontrolleri

X yönü	δ_i/h_i	Sınır		Y yönü	δ_i/h_i	Sınır	
Kat 5	0.0022	0.04	√	Kat 5	0.0026	0.04	√
Kat 4	0.0055	0.04	√	Kat 4	0.0072	0.04	√
Kat 3	0.0101	0.04	√	Kat 3	0.0130	0.04	√
Kat 2	0.0121	0.04	√	Kat 2	0.0146	0.04	√
Kat 1	0.0070	0.04	√	Kat 1	0.0083	0.04	√

7.2 Zaman Tanım Alanında Doğrusal Olmayan Hesap Yöntemiyle Analiz

Bu bölümde, Zaman Tanım Alanı Yöntemiyle yapının durumu incelenmiştir. Yönetmelik bu hesapta uygulanmak üzere bazı şartlar öngörmektedir. Bu şartlar aşağıdaki gibidir.

1. Kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmayacaktır.
2. Deprem yer hareketlerinin sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalaması $A_0 g$ 'den daha küçük olmayacaktır.
3. Her bir ivme kaydına göre %5 sönüm oranı için bulunan spektral ivme değerlerinin ortalaması, göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T1'e göre 0.2T1 ile 2T1 arasındaki periyotlar için, yönetmelikte tasarım için tanımlanan spektrumun $S_{ae}(t)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmayacaktır.

Bu yöntemde yönetmelikteki ana kuralların ötesine geçilerek, deprem mühendisliği bilgileri ile gerçek veya üretilmiş bir deprem kaydının kullanılması gerekir. Boyutlama sırasında gerçek deprem kaydının esas alınması, hesaba esas alınan depremin büyüklüğü, merkez üssü, odak uzaklığı ve zemin koşullarının gerçek durumla en iyi şekilde uyuşturulması bakımından tercih edilir. Böylece pek çok belirsizlik önlenmiş olur. Deprem kaydının bulunmaması durumunda, deprem hareketini rastgele bir titreşim kabul ederek yapay deprem kayıtları elde edilebilir.

Analizde 17 Ağustos 1999 İzmit Depreminin deprem kayıtları kullanılmıştır. 3 farklı durum için elde edilen yer hareketleri kayıtları EK – F de verilmektedir.

Yönetmelikte sözü geçen koşullarda kuvvetli yer hareketi kısmının süresi, binanın doğal titreşim periyodunun 5 katından ve 15 saniyeden daha kısa olmaması istenmektedir. Yapının X ve Y doğrultularındaki birinci titreşim periyotlarının 5 katı 15 saniyeden küçük olduğundan, bu koşulda minimum süre 15 saniye alınmıştır.

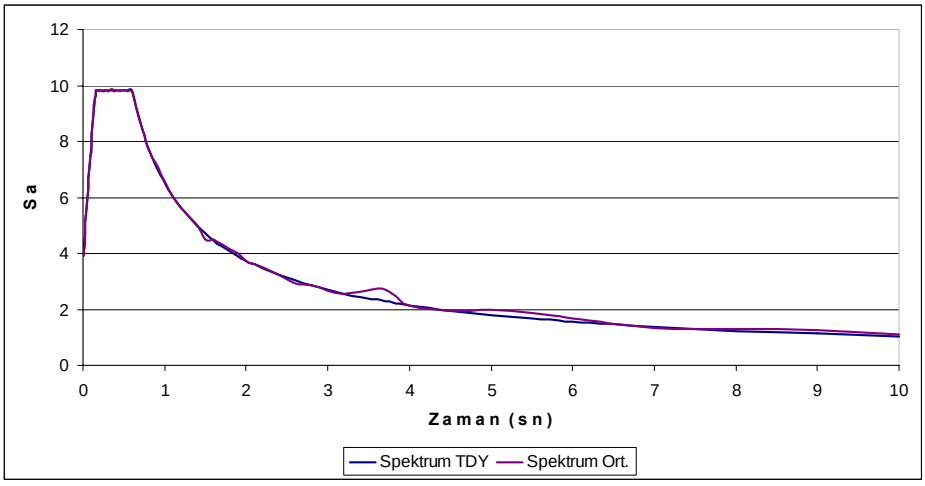
İkinci koşulda sıfır periyoda karşı gelen spektral ivme değerlerinin ortalamasının, A_0g 'den daha küçük olmaması gerekmektedir. Sıfır periyoda karşı gelen ivme değerleri, en büyük yer ivmesine eşittir. Bu değerler 3.924 m/s^2 dir. Bu değerlerin ortalaması alındığında, $A_0g = 0.4g$ koşulunu sağlamalıdır.;

$$(3.924 + 3.924 + 3.924)/3 = 3.924 > 0.4\,g = 3.92$$

Üçüncü kontrolde ise göz önüne alınan deprem doğrultusundaki birinci (hakim) periyot T1'e göre 0.2T1 ile 2T1 arasındaki periyotlar için, yönetmelikte tasarım için tanımlanan spektrumun $S_{ae}(t)$ elastik spektral ivmelerinin %90'ından daha az olmaması istenmektedir. Aşağıdaki tabloda bu değerlerin karşılaştırılması yapılmaktadır. Şekil (7.7) de ise 3 kayıt ve ortalaması ile Tasarım Spektrumunun değerlerinin %90 olarak ele alındığı grafikler görülmektedir. Tablo ve grafikler ışığında bu koşulunda sağlandığı görülmektedir.

Tablo 7.6: 0.2T1 ve 2T1 Periyotlarının Kontrolü

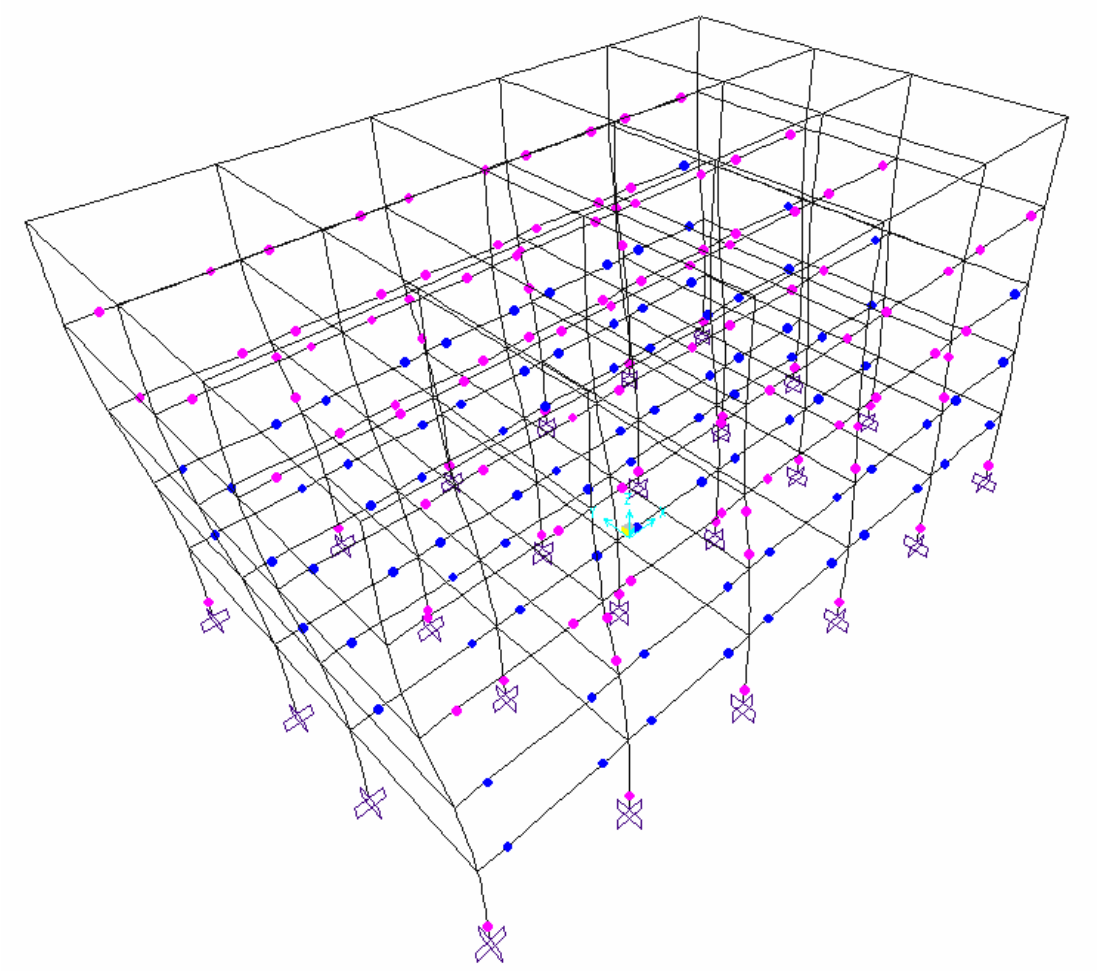
Doğrultu	X		Y	
Yönetmelik Koşulu	0.2 T1	2 T1	0.2 T1	2 T1
Periyotlar (sn)	0.242	2.42	0.247	2.47
Ortalama Spektrum	9.81	2.62	9.81	2.52
0,90 Spektrum	8.83	2.36	8.83	2.06



Şekil 7.7: İvme Spektrumları

Analizden önce, kütlelerle uyumlu düşey yüklerin göz önüne alındığı bir doğrusal olmayan statik analiz yapılmıştır. Bu analiz sonuçları Zaman Tanım Alanı analizinin başlangıç koşulları olarak dikkate alınmıştır.

Zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yönteminde, kesit hasarlarının belirlenmesinde yapıya uygulanmış üç farklı ivme kaydının yapıda oluşturduğu maksimum sonuçlar değerlendirmede kullanılmaktadır. Şekil(7.8) de Kayıt 1 durumunda X yönü için oluşan plastik mafsallar görülmektedir.



Şekil 7.8: Kayıt 1 X Yönü Plastik Mafsallar

Tüm kayıtlar göz önüne alınarak yapılan incelemeler sonucunda C-C kesiti 1. kat kirişleri ve kolonlarında oluşan kesme kuvveti istemleri Tablo (7.7) ve Tablo (7.8)da verilmektedir. Tablolardaki değerlere bakıldığında elemanların kırılma türünün sünek davranış göstereceği anlaşılmaktadır.

Tablo 7.7: C-C Ekseni 1.Kat Kirişleri İçin Kesme Tahkiki

Eleman	V_T	V_r	Kontrol
K111	128.62	225.77	√
K112	124.68	225.77	√
K113	125.51	225.77	√
K114	124.60	225.77	√
K115	128.57	225.77	√

Tablo 7.8: C-C Ekseni 1.Kat Kolonları İçin Kesme Tahkiki

Eleman	V_T	V_r	Kontrol
S113	182.51	333.39	√
S114	235.66	333.39	√
S115	232.33	333.39	√
S116	235.91	333.39	√
S117	232.82	333.39	√
S118	211.36	333.39	√

Tablo 7.9: Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü (X yönü)

ELEMAN	V_{kol} (kN)	Ve (kN)	Vr (kN)	Kontrol
S113	80.74	446.69	1518.75	√
S114	158.16	687.09	2025.00	√
S115	156.84	687.26	2025.00	√
S116	158.74	686.57	2025.00	√
S117	156.93	687.19	2025.00	√
S118	113.16	413.29	1518.75	√

Tablo 7.10: Kolon Birleşim Bölgesi Kesme Kontrolü (Y yönü)

ELEMAN	V_{kol} (kN)	Ve (kN)	Vr (kN)	Kontrol
S113	147.39	696.75	1518.75	√
S114	147.51	696.59	2025.00	√
S115	147.56	696.16	2025.00	√
S116	147.71	696.37	2025.00	√
S117	147.56	695.56	2025.00	√
S118	147.02	697.81	1518.75	√

Bu aşamadan sonra elemanların hasar durumlarının incelenmesi gerekmektedir. Yapı Can Güvenliği Durumunu sağlamalıdır. Tablo (7.11) de X ve Y yönleri için Hasar Durumları verilmektedir.

Tablo7.11: Kiriş ve Kolonların Hasar Durumları

X yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	20	0	0	0
	4.kat	18	2	0	0
	3.kat	12	8	0	0
	2.kat	0	12	8	0
	1.kat	0	12	8	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0
Y yönü hasar sınırı		MN	GV	GÇ	> GÇ
Kirişler	5.kat	18	0	0	0
	4.kat	14	4	0	0
	3.kat	10	8	0	0
	2.kat	0	10	8	0
	1.kat	0	10	8	0
Kolonlar	5.kat	24	0	0	0
	4.kat	24	0	0	0
	3.kat	24	0	0	0
	2.kat	24	0	0	0
	1.kat	24	0	0	0

Yukarıdaki tablo incelendiğinde, birinci ve ikinci katlardaki kiriş hasarlarının ileri hasar bölgesine geçtiği, üst katlardaki kirişlerin hasarlarının ise belirgin ve minimum hasar bölgelerinde kaldığı görülmektedir. Kolonların tümünün hasarları ise minimum hasar bölgesinde bulunmaktadır. Yapının Can Güvenliği Durumunu sağlaması için alt katlarındaki kirişlerinde güçlendirilme yapılması uygun görülebilir.

8. SONUÇLAR

Bu tez çalışmasında, betonarme binaların deprem performanslarının belirlenmesinde Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemlerin karşılaştırılması yapılmıştır. Yapılan hesaplar sonucunda, elde edilen başlıca sonuçlar aşağıda açıklanmıştır.

1- Bu çalışmada, seçilen taşıyıcı sistem modelleri, 2007 Türk Deprem Yönetmeliği'nde öngörülen doğrusal ve doğrusal olmayan hesap yöntemleri kullanılarak analiz edilmiş ve bu yapıların deprem performansları belirlenmiştir. Yöntemlerden elde edilen sonuçlar karşılaştırılmıştır.

2- Doğrusal Elastik Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemiyle yapının analizinde yapı, ileri hasar bölgesine geçen kirişler olmasına karşın, kendisinden beklenen Can Güvenliği Performans Seviyesini sağlamaktadır.

3- Doğrusal Elastik Modal Analiz Yöntemiyle yapının analizinde yapı, minimum ve belirgin hasar bölgesine geçen kirişler olmakla beraber, Can Güvenliği Performans Seviyesini sağlamamaktadır.

4- Doğrusal Elastik Olmayan Eşdeğer Deprem Yükü Yöntemiyle (Statik İtme Analizi) yapılan hesaplar sonucunda, yapıdaki hasarların ileri boyutlarda olmadığı ve Can Güvenliği Performans Seviyesini sağladığı görülmüştür. Bazı elemanlarda belirgin ve minimum hasarlar oluşmaktadır.

5- Doğrusal Olmayan Zaman Tanım Alanı Yöntemiyle analizde, birinci ve ikinci kat kirişlerinde ileri hasar seviyesini geçen kirişler bulunmaktadır. Bu kirişlerin, kat toplam kirişine oranı %30 u aştığından, yapı Can Güvenliği Performansını sağlamamaktadır. Üst katlarda ise belirgin hasar ve minimum hasar seviyelerinde hasara sahip kirişler bulunmaktadır. Bütün yapı kolonlarında ise, minimum seviyede hasar bulunup, can güvenliği seviyesi için yeterlidir.

6- Zaman Tanım Alanı Yöntemi ile Statik İtme Yöntemini karşılaştırdığımızda, zaman tanım alanındaki seçilen deprem kayıtlarının yapıdaki hasar düzeylerinde önemli etkisi olmuştur. Yöntemin temelini oluşturan, deprem hareketinin yapı üzerindeki etkisinin gerçek durumla en iyi şekilde benzeştirilmesi konusundaki

hassaslık, sonuçlarda net bir şekilde görülmektedir. Aynı yapının başka bir bölgede inşa edilmesi durumunda, farklı deprem kayıtları ve farklı katsayılar altında, değişik hasar durumları vereceği açıktır. Bu noktada mühendisin seçimleri ve tecrübesi önem kazanmaktadır.

7- Doğrusal ve Doğrusal Olmayan Yöntemler karşılaştırıldığında, düşey elemanlarda bulunan hasar durumlarının birbirlerine yakın olduğu, kirişlerde ise (r) katsayısındaki hassaslıktan dolayı farklılıklar oluştuğu görülmüştür.

8- Yapıdaki hasarların bölgesel dağılımına bakıldığında, alt katlardaki kirişlerde oluşan hasarlar, yukarı katlardaki kirişlerde oluşan hasarlara oranla fazladır. Kolonlarda ise yapının kenar kolonları, iç kısımlardaki kolonlara nazaran daha fazla zorlanmaktadır.

KAYNAKLAR

[1] **Özer, E.,** 2007 Yapı Sistemlerinin Lineer Olmayan Analizi Ders Notları.

[2] **Sucuoğlu, H.,** 2006. Türkiye Mühendislik Haberleri / Sayı:444-445 2006/4-5 TMMOB İnşaat Mühendisleri Odası, Ankara.

[3] **Celep, Z.,** 2007 Betonarme Taşıyıcı Sistemlerde Doğrusal Olmayan Davranış ve Çözümleme, İstanbul.

[4] **Celep, Z., Kumbasar, N.,**1993. Örneklerle Betonarme, İstanbul.

[5] **Celep, Z., Kumbasar, N.,** 2004**.** Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta Dağıtım, İstanbul.

[6] **Özmen, G.,** 1999.Türkiye Deprem Yönetmeliğine Göre Tasarım Uygulamaları Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul.

[7] **Doğangün, A.,** 2002. Betonarme Yapıların Hesap ve Tasarımı, Birsen Yayınevi İstanbul.

[8] **Çağatay, İ. H. ve Güzeldağ, S.,**2002.Yeni Deprem Yönetmeliği (TDY–98) SAP2000N Uygulamaları, Birsen Yayınevi, İstanbul.

[9] **TS500 (2000),** 2000. Betonarme Yapıların Hesap ve Yapım Kuralları, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[10] **Deprem Yönetmeliği, 2007.** Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik, *Bayındırlık ve İskân Bakanlığı*, Ankara.

[11] **Aydınlıoğlu,N., Celep,Z., Özer,E., Sucuoğlu,H.,** 2007. Deprem Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik – Örnekler Kitabı, Bayındırlık ve İskân Bakanlığı, Ankara.

[12] **FEMA 356,** 2000**.** Prestandart and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, *Federal Emergency Management Agency*, Washington.

[13] **ATC 40,** 1996**.** Seismic Evaluation and Retrofit of Reinforced Concrete Buildings, *Applied Technology Council*, California.

[14] **TS498,** 1997. Betonarme Elemanlarının Boyutlandırılmasında Alınacak Yükler, *Türk Standartları Enstitüsü,* Ankara.

[15] **SAP2000** Three Dimensional Static and Dynamic Finite Elemet Analysis and Design of Structure, Computers and Structures Inc.2000.

[16] **Celep, Z., Kumbasar, N.,** 2001.Yapı Dinamiği, Beta Dağıtım, İstanbul.

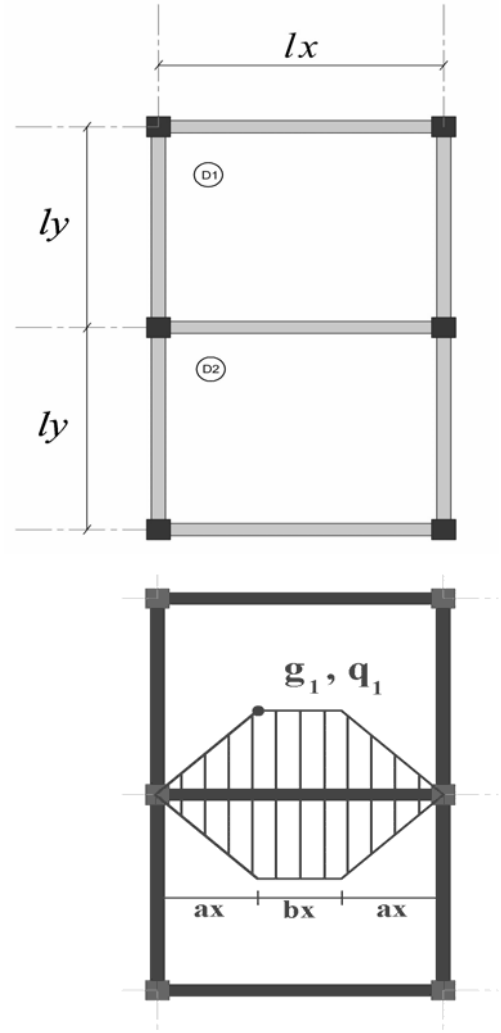
[17] **Bayülke, N.,**2001 Depremde Zarar Gören Yapıların Onarım ve Güçlendirilmesi, İnşaat Mühendisleri Odası, İzmir.

[18] **Atımtay, E.,** 2001. Çerçeveli ve Perdeli Betonarme Sistemlerin Tasarımı, Temel Kavramlar ve Hesap Yöntemleri, ODTÜ, Ankara.

[19] **XTRACT 2001.** Cross Sectional Analysis of Components, Imbsen Software System, Sacramento.

EK – A

A.1 Sistemin Genel Özellikleri



Şekil A.1: Sistemin Plandaki Durumu ve Yükler

A.2 Geometrik Özellikler

Kat Yüksekliği= 3 m

lx= 5.50 m *ly*= 3.50 m

ax= 1.75m bx= 2.00 m

Kolonlar = 50 × 50 cm Paspayı= 5 cm

Kirişler = 30 ×50 cm Paspayı= 4 cm

Döşemeler = 12 cm

A.3 Malzeme Özellikleri

Beton Cinsi = C 2 0 Ec = 28 GPa

γ_{beton} = 25 kN / m^3

Çelik Cinsi = S 2 2 0 Es = 200 GPa

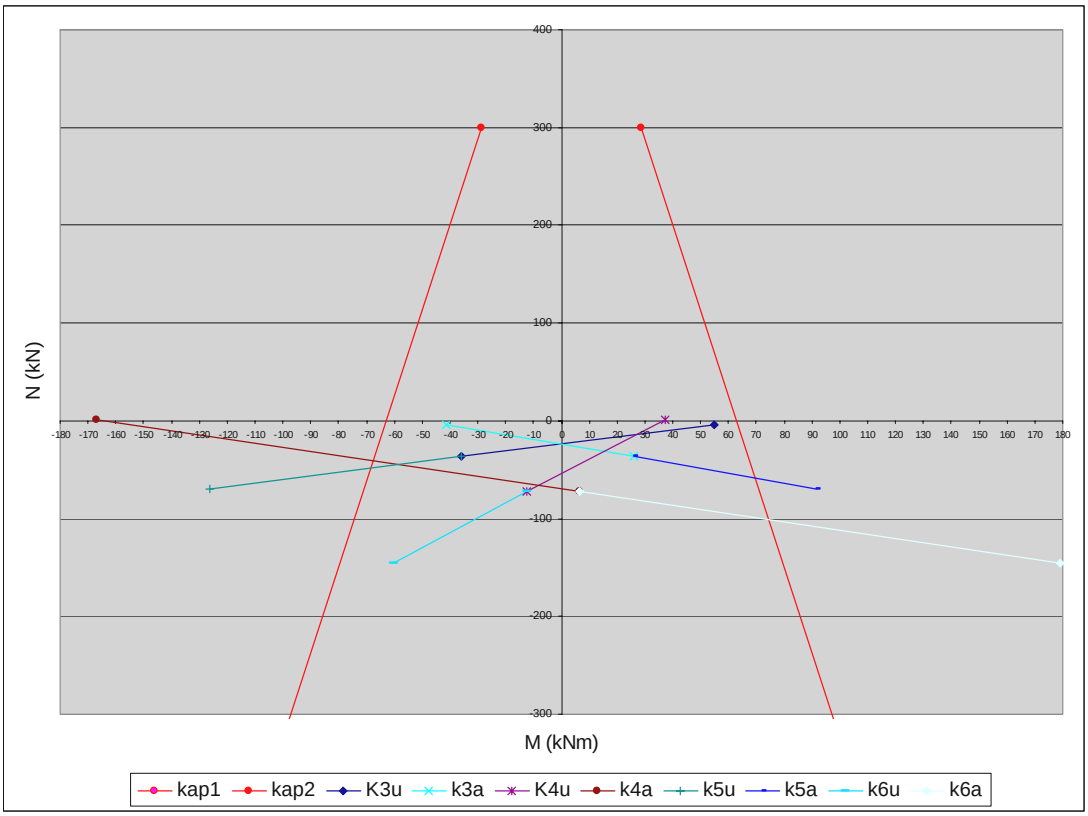
A.4 Yükleme Parametreleri

Hareketli Yük = 3.5 kN / m^2

Kaplama = 1.5 kN / m^2

A.5 Kapasiteler

Kolonların kapasiteleri, Eksenel yük ve Moment değerlerine bağlı olarak, aşağıdaki grafik yardımıyla yapılabilir. Etkileşim diyagramı, kırmızı ile gösterilmiştir. Etkileşim diyagramının elde edilişi Bölüm (5) te anlatılmıştır. Grafikte verilen diğer eğriler; kolonların M_D,N_D değerleri ile M_E,N_E değerlerini birleştiren doğru parçalarıdır. Bu eğrilerin, Etkileşim Diyagramını kestiği (veya uzantılarının keseceği) noktalar, elemanın Normal kuvvet ve Moment kapasitelerini vermektedir.



Şekil A.2: Etkileşim Diyagramının Ayrıntısı ve Kolonların Kapasitesi

Bu grafikten elde edilen sonuçlar Tablo (A.1) de verilmektedir. Kiriş kapasiteleri ise Bölüm (5.5) te hesaplanmıştır.

Tablo A.1: Elemanların Kapasiteleri

	Kapasiteler	
	N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-96.94
Kiriş 2 Sol	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-0.65	-63.09
Kolon 3 Alt	6.41	62.28
Kolon 4 Üst	32.56	-59.30
Kolon 4 Alt	-41.48	67.74
Kolon 5 Üst	-48.25	-68.52
Kolon 5 Alt	-58.23	69.65
Kolon 6 Üst	-182.92	-83.87
Kolon 6 Alt	-101.81	74.62

A.6 Atalet Momentleri

Kolonlar

$$I = 0.4 \times I_{brüt} = 0.4 \times \frac{b.h^3}{12} = 0.4 \times \frac{0.5 \times 0.5^3}{12} = 0.00208333 \quad m^4$$

Kirişler

$$I = 0.4 \times I_{brüt} = 0.4 \times \frac{b.h^3}{12} = 0.4 \times \frac{0.3 \times 0.5^3}{12} = 0.0012500 \quad m^4$$

A.7 Yüklemelerin Hesaplanması (g_1 , q_1 , G , Q, E)

Döşemelerden Bir Tanesinin Alanı = *lx.ly* = 5.5 x 3.5 = 19.25 m^2

(g_1) Değerinin Bulunması

Döşeme =	0.12	x	25.00	x	19.25	=	57.75	kN
Kaplama =			1.50	x	19.25	=	28.88	kN
			1 Döşemenin Ağırlığı (DA)			=	86.63	kN

Döşeme alanları ile ağırlıkları arasında orantı kurarak, g_1 değerini bulabiliriz.

$$\frac{\frac{l_y a_x}{2}}{l_y l_x} = \frac{\frac{g_1 l_y}{2}}{(DA)}$$

$$\frac{\frac{3.5\times 1.75}{2}}{3.5\times 5.5} = \frac{\frac{g_1\times 3.5}{2}}{(86.63)} \qquad \boxed{g_1 = 7.875\ \text{kN/m}}$$

(q_1) Değerinin Bulunması

Hareketli Yükten Oluşan Ağırlık (HYOA)= $3.50\times 19.25 = 67.38$ kN

$$\frac{\frac{l_y a_x}{2}}{l_y l_x} = \frac{\frac{q_1 l_y}{2}}{(HYOA)}$$

$$\frac{\frac{3.5\times 1.75}{2}}{3.5\times 5.5} = \frac{\frac{q_1\times 3.5}{2}}{(67.38)} \qquad \boxed{q_1 = 6.125\ \text{kN/m}}$$

(G) Değerinin Bulunması

Hesabı yapılacak olan orta çerçeve 2 döşemeden de yük aldığı için;

$$G = 2g_1 = 2\times 7.875 = 15.75\ \text{kN/m}$$

(Q) Değerinin Bulunması

$$Q = 2q_1 = 2\times 6.125 = 12.25\ \text{kN/m}$$

(G + 0.3 Q) Yüklemesi

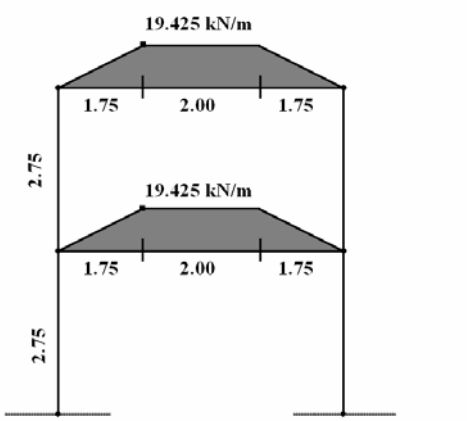
$$G + 0.3Q = 15.75 + 0.3\times 12.25 = 19.425\ \text{kN/m}$$

(E) Yüklemesi

E yüklemesi, sistemin 1.mod şekliyle orantılı olacak şekilde etkitilir.

$$\phi_1 = [1.00 \quad 0.418]$$

A.8 Yükleme Durumu



Şekil A.3: Düşey Yükleme

A.9 Hesap Yöntemi

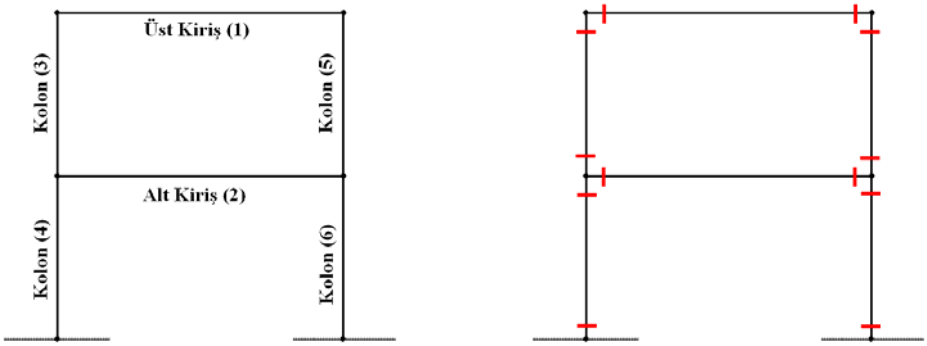
Sisteme (G+0.3Q) yüklemesi yapılır ve ardından E yüklemesi ilave edilir. Elemanlara gelen moment değerlerinin, eleman kapasitesine ulaşıp ulaşmadığının kontrolü yapılır. (G+0.3Q+E) yüklemesi altında elemanlardan herhangi birinin moment kapasitesine ulaşması zor bir ihtimal olduğu için, E yüklemesi altındaki moment değerleri bir ΔF katsayısıyla çarpılır ve (G+0.3Q) yüklemesindeki moment değerleriyle toplanır. (Eğer sistemde (G+0.3Q+E) yüklemesinde kapasiteyi aşmış eleman varsa ΔF; 1 den küçük pozitif ondalık bir sayıdır) Eşitliğin sağ tarafına ise elemanların moment kapasiteleri yazılır (G+0.3Q+ ΔF.E=Kapasite). Bu eşitliklerdeki en küçük ΔF değeri (ΔF_k denilirse), sistemde ilk plastik mafsalın oluşmasını sağlayan değerdir.

Dikkat edilmesi gereken bir husus; kolonlarda hesap yapılırken eşitliğin sağ tarafındaki kapasite değerinin işaretinin, eşitliğin sol tarafındaki ΔF nin önündeki katsayı değerinin işaretiyle aynı olması gerekliliğidir. Kirişler için hesap yapılırken ise, ΔF nın önündeki katsayı değeri pozitif ise eşitliğin sağ tarafına kirişin pozitif moment kapasitesi, eğer negatif ise eşitliğin sağ tarafına kirişin negatif moment kapasitesinin yazılması gerekmektedir.

1.Plastik mafsal oluştuktan sonra mafsallı sisteme sadece E yüklemesi yapılır. Bu sefer eşitliğin sol tarafında (G+0.3Q+ ΔF_{k1}.E+ ΔF.E) bulunurken sağ tarafı yine eleman kapasitelerine eşitlenir. En küçük ΔF değeri sistemde 2. Plastik mafsalın oluşmasını sağlayan ΔF_{k2} değeridir.

Bu işlemler, sistem mekanizma durumuna gelinceye kadar uygulanır. Her adımda Tepe yer değiştirmesi ile taban kesme kuvvetleri kümülatif olarak toplanarak (Δ-V_T) grafiği elde edilir.

Şekil(A.4) te, eleman isimleri ve sistemde plastik mafsal oluşabilecek muhtemel noktalar gösterilmiştir.



Şekil A.4: Eleman İsimleri ve Plastik Mafsal Beklenen Kesitler

A.10 Taban Kesme Kuvvetleri

Taban kesme kuvvetlerinin hesaplanma adımları aşağıdaki gibidir. T = 0.202s

$$A(T_1) = A_0.I.S(T_1)/R_a$$

$$A(T_1) = 0.40 \times 1.00 \times 2.50/1 = 1.00$$

$$M_1 = \phi_1^T \, m \, \phi_1$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.418^2 + 1.00) = 11.20 \, kNs^2/m$$

$$L_1 = m \, \phi_1$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.418 + 1.00) = 13.51 \, kNs^2/m$$

$$\Gamma_1 = L_1/M_1$$

$$\Gamma_1 = 13.51/11.20 = 1.207$$

$$\overline{M_1} = \Gamma_1 \, L_1$$

$$\overline{M_1} = 1.207 \times 13.51 = 16.307 \, kNs^2/m$$

$$EKO(1) = \overline{M_1}/M_T = 16.307/(9.53+9.53) = 0.86$$

$$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 16.307 \times 9.81 \times 1.00/1.00 = 159.97\,kN$$

A.11 Modal Kat Kuvvetleri

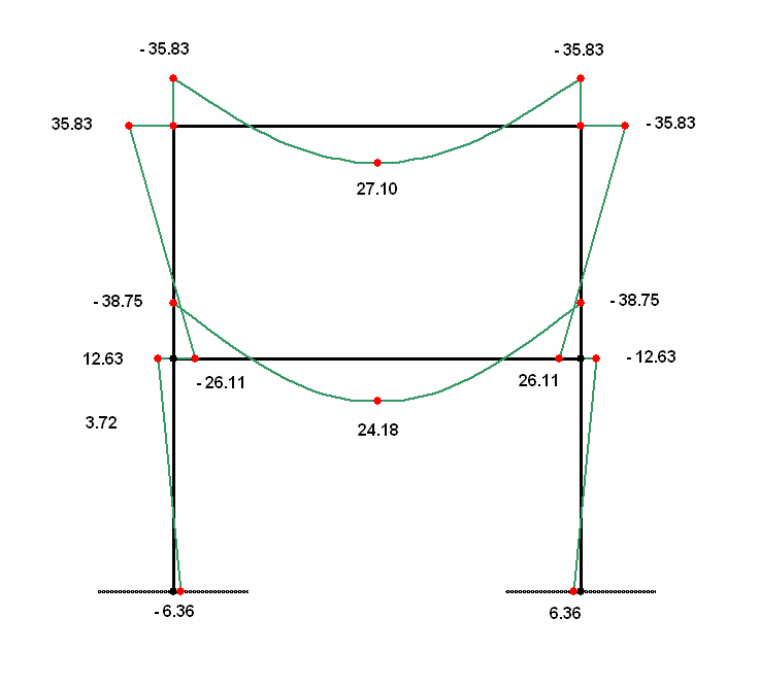
Tabana gelen kesme kuvvetleri kat kütlesi ve mod genliği ile orantılı olarak katlara dağıtılır. Bu kuvvetleri katlara dağıtılmasıyla elde edilen moment ve Eksenel kuvvet değerleri Tablo (A.2) de verilmektedir.

$$f_{11} = 159.97 \frac{0.418m}{1.00m + 0.418m} = 47.16\,kN \qquad \text{(Alt kat)}$$

$$f_{21} = 159.97 \frac{1.00m}{1.00m + 0.418m} = 112.81\,kN \qquad \text{(Üst Kat)}$$

A.12 Plastik Mafsalların Oluşumu

G+0.3Q Yüklemesi Altındaki Moment Değerleri Şekil (A.4) te verilmektedir.



Şekil A.5: $M_{G+0.3Q}$ Değerleri

Tablo A.2: Birinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	-35.83	-	90.28	1.06	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-35.83	-	-90.28	0.67	-	-96.94
Kiriş 2 Sol	-	-38.75	-	112.85	0.88	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-38.75	-	-112.85	0.50	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-36.42	35.83	32.73	-90.28	1.09	-0.65	-63.09
Kolon 3 Alt	-36.42	-26.11	32.73	65.45	1.31	6.41	62.28
Kolon 4 Üst	-72.84	12.63	73.35	-46.83	1.44	32.56	-59.30
Kolon 4 Alt	-72.84	-6.36	73.35	172.66	0.43	-41.48	67.74
Kolon 5 Üst	-36.42	-35.83	-32.73	-90.28	**0.36**	-48.25	-68.52
Kolon 5 Alt	-36.42	26.11	-32.73	65.45	0.67	-58.23	69.65
Kolon 6 Üst	-72.84	-12.63	-73.35	-47.40	1.50	-182.92	-83.87
Kolon 6 Alt	-72.84	6.36	-73.35	172.66	0.39	-101.81	74.62

Birinci adımın sonucunda ΔF_{k1}=0.36 bulunmuş olup 1.Plastik Mafsal Kolon5 Üst kesitinde oluşmuştur. 2. mafsalın hesabında bize gereken başlangıç koşullarını sağlamak amacıyla, E yüklemesinin sonuçlarının 0.36 katsayısıyla çarpılması gerekmektedir.

Taban kesme kuvveti ile yerdeğiştirme arasındaki grafiğin değerleri de bu katsayı ile çarpılmalıdır.

$$V_b = 0.36 \times 159.97 = 57.60\,\text{kN}$$

$$u_1 = \Gamma_1 \, S_{de1} \, \Delta F_k$$

$$u_1 = 1.207 \times 9810 \times \left[0.202 / 2\pi\right]^2 \times 0.36 = 4.406\,\text{mm}$$

2. Mafsal Analizi için gereken taban kesme kuvvetleri aşağıda verilmektedir. Bundan sonraki hesap Kolon5 üst kısımda mafsal oluşmuş sistem üzerine yapılacağı için yeni sistemin T periyodu ve mod şekli gerekmektedir. (T = 0.236 s)

$$\phi = \begin{bmatrix} 0.347 & 1.00 \end{bmatrix}$$

$$A(T_1) = A_0 . I . S(T_1) / R_a$$

$$A(T_1) = 0.40 \times 1.00 \times 2.50 / 1 = 1.00$$

$$M_1 = \phi_1^T \, m \, \phi_1$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.347^2 + 1.00) = 10.68 \, kNs^2/m$$

$$L_1 = m \, \phi_1$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.347 + 1.00) = 12.84 \, kNs^2/m$$

$$\Gamma_1 = L_1 / M_1$$

$$\Gamma_1 = 12.84 / 10.68 = 1.202$$

$$\overline{M_1} = \Gamma_1 \, L_1$$

$$\overline{M_1} = 1.202 \times 12.84 = 15.432 \, kNs^2/m$$

$$EKO(1) = \overline{M_1} / M_T = 15.432 / (9.53 + 9.53) = 0.81$$

$$V_{b1} = \overline{M_1} \, g \, A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 15.432 \times 9.81 \times 1.00 / 1.00 = 151.39 \, kN$$

$$f_{11} = 151.39 \frac{0.347m}{1.00m + 0.347m} = 38.98 \, kN \quad f_{21} = 151.39 \frac{1.00m}{1.00m + 0.347m} = 112.39 \, kN$$

Tablo A.3: İkinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k1}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	-3.10	-	87.67	0.7265	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	1.98	-	139.37	0.4211	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-80.73	-	-136.00	0.1192	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-24.59	3.10	15.74	-87.67	0.7540	-12.71	-63.09
Kolon 3 Alt	-24.59	-1.69	15.74	123.63	0.5138	-16.49	62.28
Kolon 4 Üst	-46.36	-5.44	66.31	-16.86	2.3583	110.04	-59.30
Kolon 4 Alt	-46.36	56.22	66.31	176.46	0.0650	-42.04	67.74
Kolon 5 Üst	-48.25	-68.52	-15.74	0.00	-	-48.25	-68.52
Kolon 5 Alt	-48.25	49.74	-15.74	100.03	0.1973	-51.36	69.65
Kolon 6 Üst	-99.32	-29.77	-66.31	-37.09	1.3600	-189.52	-83.87
Kolon 6 Alt	-99.32	68.76	-66.31	186.57	**0.0313**	-101.40	74.62

İkinci plastik mafsal Kolon6 alt kısımda oluşmaktadır. (ΔF_{k2}=0.0313)

Bu adım sonunda taban kesme kuvveti ve yerdeğiştirme artımı;

$$\Delta V_b = 0.0313 \times 151.39 = 4.73\,\text{kN}$$

$$u_1 = \Gamma_1 \, S_{de1} \, \Delta F_k$$

$$\Delta u_1 = 1.202 \times 9810 \times \left[0.236/2\pi\right]^2 \times 0.0313 = 0.521\,\text{mm}$$

Üçüncü adım için, yeni iki mafsallı sistemin periyodu (T = 0.270 s) dir.

$$\phi = \begin{bmatrix} 0.364 & 1.00 \end{bmatrix}$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.364^2 + 1.00) = 10.79\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.364 + 1.00) = 12.99\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$\Gamma_1 = 12.99/10.79 = 1.204$$

$$\overline{M_1} = 1.204 \times 12.99 = 15.64\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 15.64 \times 9.81 \times 1.00/1.00 = 153.43\,\text{kN}$$

Tablo A.4:Üçüncü Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k2}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	-0.35	-	94.58	0.6444	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	6.35	-	175.65	0.3092	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-84.99	-	-157.64	0.0758	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-24.09	0.35	16.89	-94.58	0.6700	-12.77	-63.09
Kolon 3 Alt	-24.09	2.21	16.89	87.83	0.6695	-12.78	62.28
Kolon 4 Üst	-44.28	-6.16	77.69	-87.83	0.5877	1.39	-59.30
Kolon 4 Alt	-44.28	61.77	77.69	305.14	**0.0195**	-42.76	67.74
Kolon 5 Üst	-48.75	-68.52	-16.89	0.00	-	-48.75	-68.52
Kolon 5 Alt	-48.75	52.90	-16.89	128.36	0.1300	-50.94	69.65
Kolon 6 Üst	-101.40	-31.01	-77.69	-29.28	1.6317	-228.18	-83.87
Kolon 6 Alt	-101.40	74.62	-77.69	0.00	-	-101.40	74.62

Üçüncü adım sonunda kolon 4 alt kısım mafsallaşmıştır. (ΔF_{k3}=0.0195)

$$\Delta V_b = 0.0195 \times 153.43 = 2.99\,\text{kN}$$

$$u_1 = \Gamma_1\, S_{de1}\, \Delta F_k$$

$$\Delta u_1 = 1.204 \times 9810 \times \left[0.270/2\pi\right]^2 \times 0.0195 = 0.425\,\text{mm}$$

Dördüncü adım için, üç mafsallı sistemin periyodu (T = 0.395 s) dir.

$$\phi = \begin{bmatrix} 0.572 & 1.00 \end{bmatrix}$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.572^2 + 1.00) = 12.65\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.572 + 1.00) = 14.98\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$\Gamma_1 = 14.98/12.65 = 1.184$$

$$\overline{M_1} = 1.184 \times 14.98 = 17.75\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1)/R_a$$

$$V_{b1} = 17.75 \times 9.81 \times 1.00/1.00 = 174.12\,\text{kN}$$

Tablo A.5:Dördüncü Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k3}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	1.49	-	145.05	0.4077	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	9.77	-	322.21	0.1580	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-88.06	-	-316.68	**0.0280**	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-23.76	-1.49	26.57	-145.05	0.4244	-12.48	-63.09
Kolon 3 Alt	-23.76	3.96	26.57	98.55	0.5853	-8.21	62.28
Kolon 4 Üst	-42.77	-7.92	142.84	-224.77	0.2282	-10.17	-59.30
Kolon 4 Alt	-42.77	67.74	142.84	0.00	-	-42.77	67.74
Kolon 5 Üst	-49.08	-68.52	-26.57	0.00	-	-49.08	-68.52
Kolon 5 Alt	-49.08	55.41	-26.57	62.01	0.2245	-55.04	69.65
Kolon 6 Üst	-102.91	-31.65	-142.84	-254.67	0.2048	-132.17	-83.87
Kolon 6 Alt	-102.91	74.62	-142.84	0.00	-	-102.91	74.62

Dördüncü adım sonunda Kiriş 2 sağ kısım mafsallaşmıştır. (ΔF_{k4}=0.0280)

$$\Delta V_b = 0.0280 \times 174.12 = 4.88\,\text{kN}$$

$$u_1 = \Gamma_1 \, S_{de1} \, \Delta F_k$$

$$\Delta u_1 = 1.184 \times 9810 \times \left[0.395/2\pi\right]^2 \times 0.0280 = 1.288\,\text{mm}$$

Beşinci adım için, dört mafsallı sistemin periyodu T = 0.60s ve $\phi = \left[0.555 \quad 1.00\right]$dir.

$$A(T_1) = A_0.I.S(T_1)/R_a \qquad A(T_1) = 0.40 \times 1.00 \times 1.807/1 = 0.723$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.555^2 + 1.00) = 12.47\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.555 + 1.00) = 14.82\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$\Gamma_1 = 14.82/12.47 = 1.189$$

$$\overline{M_1} = 1.189 \times 14.82 = 17.61\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1) / R_a$$

$$V_{b1} = 17.75 \times 9.81 \times 0.723/1.00 = 124.93\,\text{kN}$$

Tablo A.6: Beşinci Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

	G + 0.3Q+E ΔF_{k4}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	5.56	-	247.51	0.2226	-	60.67
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	18.81	-	316.62	**0.1322**	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-96.94	-	0.00	-	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-23.02	-5.56	45.00	-247.51	0.2323	-12.56	-63.09
Kolon 3 Alt	-23.02	6.76	45.00	94.02	0.5827	3.21	62.28
Kolon 4 Üst	-38.76	-14.24	102.86	-222.60	0.2021	-17.97	-59.30
Kolon 4 Alt	-38.76	67.74	102.86	0.00	-	-38.76	67.74
Kolon 5 Üst	-49.82	-68.52	-45.00	0.00	-	-49.82	-68.52
Kolon 5 Alt	-49.82	57.19	-45.00	-120.54	0.1428	-45.20	69.65
Kolon 6 Üst	-106.92	-38.80	-102.86	-120.54	0.3716	-145.15	-83.87
Kolon 6 Alt	-106.92	74.62	-102.86	0.00	-	-106.92	74.62

Beşinci adım sonunda Kiriş 2 sol kısım mafsallaşmıştır. (ΔF_{k5}=0.1322)

$$\Delta V_b = 0.1322 \times 124.93 = 16.51\,\text{kN}$$

$$u_1 = \Gamma_1 \, S_{de1} \, \Delta F_k$$

$$\Delta u_1 = 1.189 \times 9810 \times \left[0.60/2\pi\right]^2 \times 0.1322 = 10.165\,\text{mm}$$

Son adım için, beş mafsallı sistemin periyodu T = 0.93s ve $\phi = \left[0.543 \quad 1.00\right]$dir.

$$A(T_1) = A_0.I.S(T_1)/R_a \qquad A(T_1) = 0.40 \times 1.00 \times 1.273/1 = 0.510$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.543^2 + 1.00) = 12.35\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.543 + 1.00) = 14.71\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$\Gamma_1 = 14.71/12.35 = 1.192$$

$$\overline{M_1} = 1.192 \times 14.71 = 17.53\,\text{kNs}^2/\text{m}$$

$$V_{b1} = \overline{M_1}\, g\, A(T_1)/R_a$$

$$V_{b1} = 17.53 \times 9.81 \times 0.510/1.00 = 87.70\,\text{kN}$$

Tablo A.7: Altıncı Adım Sonunda Elemanların Kapasiteye Ulaşması

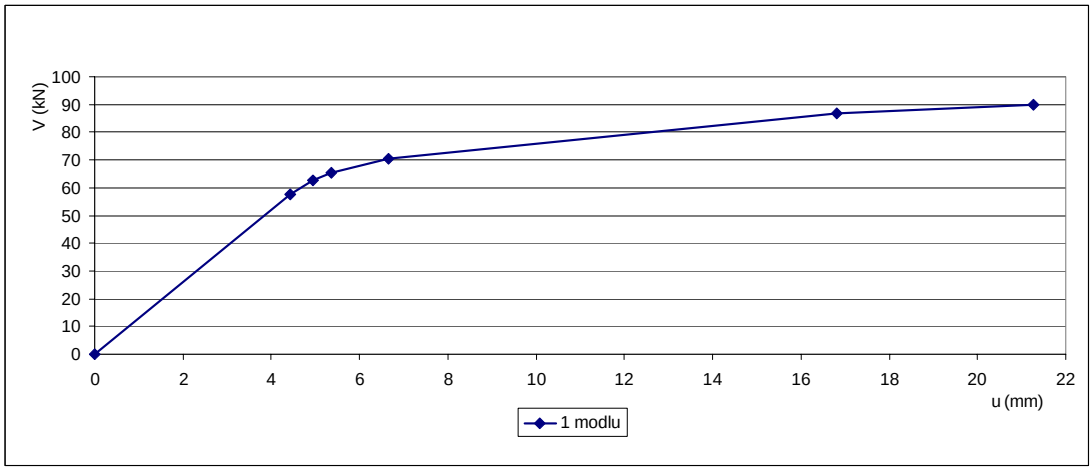
	G + 0.3Q+E ΔF_{k5}		E		ΔF	G + 0.3Q+E ΔF_{k6}	
	N (kN)	M (kNm)	N (kN)	M (kNm)		N (kN)	M (kNm)
Kiriş 1 Sol	-	38.29	-	397.03	0.0564	-	51.83
Kiriş 1 Sağ	-	-68.52	-	0.00	-	-	-68.52
Kiriş 2 Sol	-	60.67	-	0.00	-	-	60.67
Kiriş 2 Sağ	-	-96.94	-	0.00	-	-	-96.94
Kolon 3 Üst	-17.07	-38.29	72.03	-397.03	0.0624	-14.61	-51.83
Kolon 3 Alt	-17.07	19.35	72.03	-74.30	0.3259	-14.61	16.77
Kolon 4 Üst	-25.16	-43.72	72.03	-74.30	0.2054	-22.70	-46.31
Kolon 4 Alt	-25.16	67.74	72.03	0.00	-	-22.70	67.74
Kolon 5 Üst	-55.77	-68.52	-72.03	0.00	-	-58.23	-68.52
Kolon 5 Alt	-55.77	41.15	-72.03	-166.19	**0.0341**	-58.23	35.47
Kolon 6 Üst	-120.52	-54.83	-72.03	-166.19	0.1741	-122.98	-60.52
Kolon 6 Alt	-120.52	74.62	-72.03	0.00	-	-120.52	74.62

Altıncı adım sonunda Kolon 5 alt kısım mafsallaşmıştır. (ΔF_{k6}=0.0341)

$$\Delta V_b = 0.0341 \times 87.70 = 2.98\,\text{kN}$$

$$u_1 = \Gamma_1 S_{de1} \Delta F_k$$

$$\Delta u_1 = 1.192 \times 9810 \times [0.93/2\pi]^2 \times 0.0341 = 4.446\,\text{mm}$$



Şekil A.6: Sistemin Δ ve V_T Grafiği

Tablo A.8: Δ ve V_T Değerleri

	Δ (mm)	**V_T (kN)**
1	4.406	57.60
2	4.927	62.33
3	5.352	65.32
4	6.640	70.20
5	16.805	86.71
6	21.251	89.70

EK – B

B.1 Statik İtme Eğrisinin Modal Kapasite Eğrisine Dönüştürülmesi

Taban Kesme Kuvveti – Yerdeğiştirme Grafiği plastik mafsalların ortaya çıkma sırasının izlenmesi ve sistemin davranışının değerlendirilmesi bakımından önemli bilgiler içerir. Statik itme eğrisinin daha sonra Talep eğrisiyle bir araya getirilebilmesi için bir eksen değişimine tabi tutulması gerekir. V_T değeri Modal İvme (a)ve Δ değeri Modal yerdeğiştirme (d) ye dönüştürülür. Dönüşüm işlemin hesap adımları aşağıda verilmiştir.

$$M_1 = \phi_1^T \, m \, \phi_1$$

$$M_1 = 9.53 \times (0.418^2 + 1.00) = 11.20 \, kNs^2/m$$

$$L_1 = m \, \phi_1$$

$$L_1 = 9.53 \times (0.418 + 1.00) = 13.51 \, kNs^2/m$$

$$\Gamma_1 = L_1 / M_1$$

$$\Gamma_1 = 13.51/11.20 = 1.207$$

$$\overline{M_1} = \Gamma_1 \, L_1$$

$$\overline{M_1} = 1.207 \times 13.51 = 16.307 \, kNs^2/m$$

Mod Şekli

$$\phi_1 = \begin{bmatrix} 0.339 & 0.142 \end{bmatrix}$$

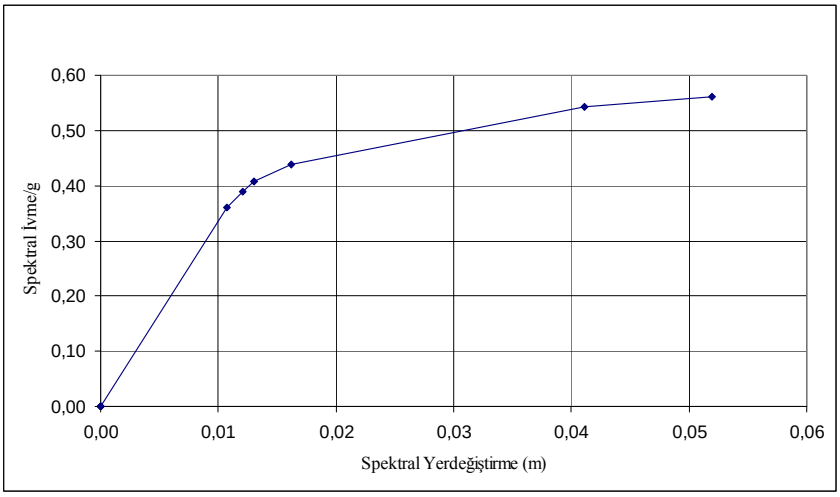
$$\phi_{1N} = 0.339$$

$$a_i = \frac{V_i}{M_1}$$

$$d_i = \frac{u_i}{\phi_{1N} \cdot \Gamma_1}$$

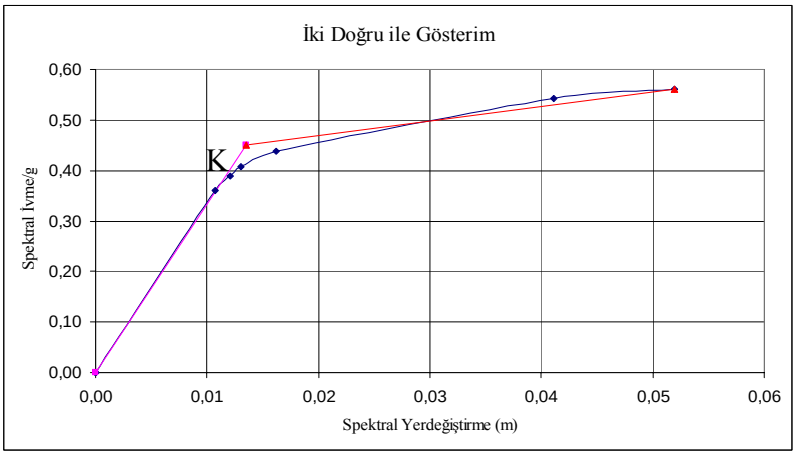
Tablo B.1: Modal Kapasite Eğrisinin Değerleri

u_i (m)	V_i (kN)	M_1	ϕ_1 (m)	Γ_1	a_i	**x**	**y**
0	0	0	0	0	0	0	0
4.406	57.60	16.307	0.339	1.207	4.678	0.0108	0.3601
4.927	62.33	16.307	0.339	1.207	5.024	0.0120	0.3896
5.352	65.32	16.307	0.339	1.207	5.196	0.0131	0.4083
6.640	70.20	16.307	0.339	1.207	5.467	0.0162	0.4388
16.805	86.71	16.307	0.339	1.207	6.295	0.0411	0.5420
21.251	89.70	16.307	0.339	1.207	6.523	0.0519	0.5607



Şekil B.1: Modal Kapasite Eğrisi

Modal kapasite eğrisinin altında kalan alanla, 2 doğrulu grafiğin altında kalan alan eşit olmalıdır. K noktası bu eşitliğe en yakın sonucu veren değeri sağlamaktadır.

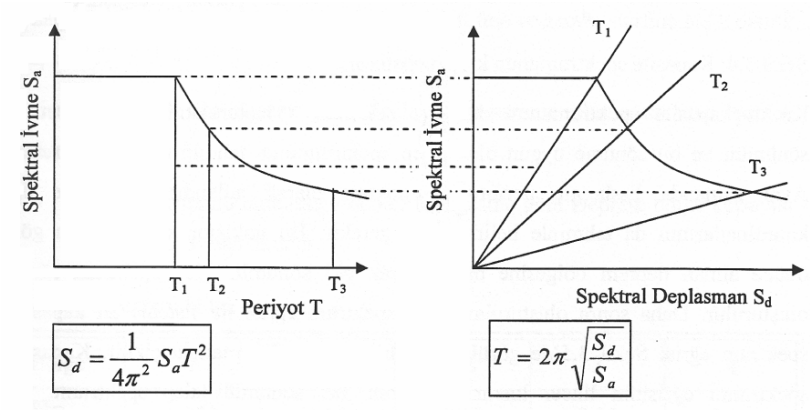


Şekil B.2: Modal Kapasite Eğrisi ve 2 Doğrulu Gösterim Eğrisi

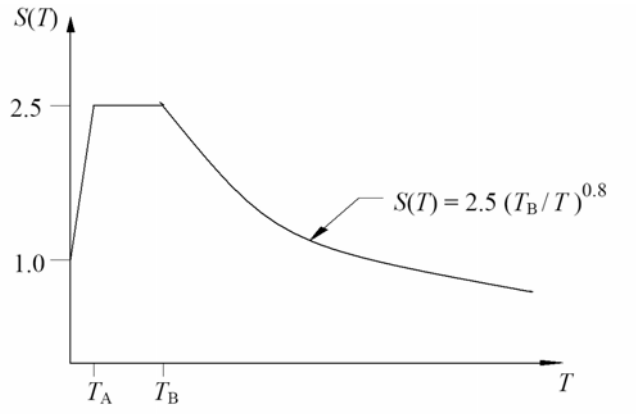
Tablo B.2 : K Noktasının Eksen Değerleri

Nokta	X	Y
K	0.0135	0.451

B.2 Spektral İvme – Spektral Deplasman Eğrisi



Şekil B.3: Spektrum Eğrisinde Eksen Değiştirilmesi



Şekil B.4: Spektrum Eğrisi

Spektrum Katsayısı, S(T), yerel zemin koşullarına ve bina doğal periyodu T'ye bağlı olarak Aşağıdaki denklemler ile hesaplanacaktır

$$S(T) = 1 + 1.5\frac{T}{T_A} \qquad 0 < T < T_A$$

$$S(T) = 2.5 \qquad T_A < T < T_B$$

$$S(T) = 2.5\left(\frac{T_B}{T}\right)^{0.8} \qquad T_B < T$$

Bu sistem için deprem performansının belirlenmesinde aşılma olasılığı 50 yılda %10 olan deprem düzeyi esas alınarak işlem yapılmıştır.

T_A=0.15 sn

T_B=0.40 sn

Örnek olarak T=0,65sn için Sa ve Sd değerlerini hesaplarsak;

T=0.65sn > T_B=0.40

$$S(T = 0.65sn) = \frac{S_A}{0.4g} = 2.5\left(\frac{0.40}{0.65}\right)^{0.8} = 1.695$$

$$\frac{S_A}{g} = \frac{1.695}{2.5} = 0.678$$

$$S_A = 0.678g$$

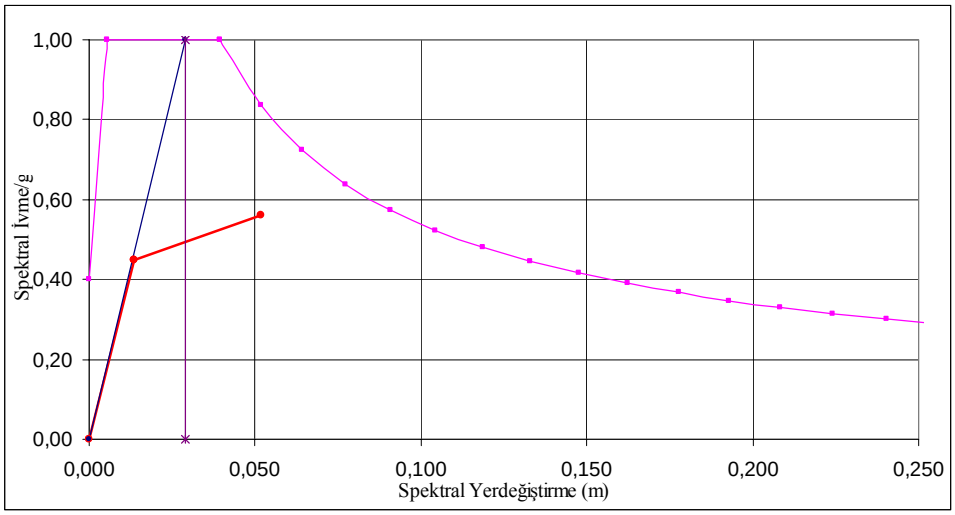
$$S_D = \frac{T^2}{(2\Pi)^2} \cdot S_A = \frac{0.65^2}{39.478} \times 0.678 \times 9.81 = 0.071\,m$$

B.3 Performans Noktasının Bulunması

Kapasite ve Talep Eğrilerinin kesiştirilmesi ile depremin talebine sistemin verdiği cevap yani karşı gelen denge konumu bulunur. Ancak bu kesişmenin yapılabilmesi iki eğrinin aynı türden olması gerekir.

Deprem Yönetmeliği'nde kapasite eğrisinin talep eğrisi gibi elastik duruma çevrilmesi ile dönüşümün yapılması önerilir. Bu işlem kapasite eğrisinin başlangıç teğetinin çizilmesiyle kolayca yapılır. Bu teğetle elastik talep (spektrum) eğrisinin kesimi ile hem gözönüne alınan depremin talebi hem de sistemin ona verdiği yatay yerdeğiştirme elde edilir. Ancak, her iki eğri de elastik tabanlı olduğu için bulunan nokta da sistemin elastik olmasına karşı gelir.

Eşit Yerdeğiştirme Kuralı kullanılarak elastik sistem için elde edilen d_{max}^{e} elastik yer değiştirmeden d_{max}^{ep} elasto-plastik olana geçilir. Buna göre periyodu büyük yapılarda elastik ve elasto-plastik yer değiştirmelerin yaklaşık olarak eşit olduğu kabul edilirken, periyodu küçük yapılarda elasto-plastik yerdeğiştirme elastik yer değiştirmenin bir katsayı ile (C_R) büyütülmesi ile elde edilir:



Şekil B.5: Performans Noktasının Belirlenmesi

2 Doğrulu kapasite eğrisinin başlangıç teğetinin Spektral ivme eğrisini kestiği yer bize performans noktasını vermektedir. Talep eğrisini elastik bölümde kestiği için ek işlem yapmamız gerekmektedir..Yapılan hesap sonucunda S_d=0.029 m bulunmuştur.

Bulunan bu değerden yararlanılarak çerçeve sistem için göz önüne alınan deprem doğrultusundaki tepe yerdeğiştirme istemi hesaplanır ve yapı bu değere kadar itilir.

$$R_y = \frac{g}{0.451g} = 2.217$$

$$C_R = \frac{1}{R_Y}\left[1+(R_Y-1)\frac{T_B}{T_1}\right]$$

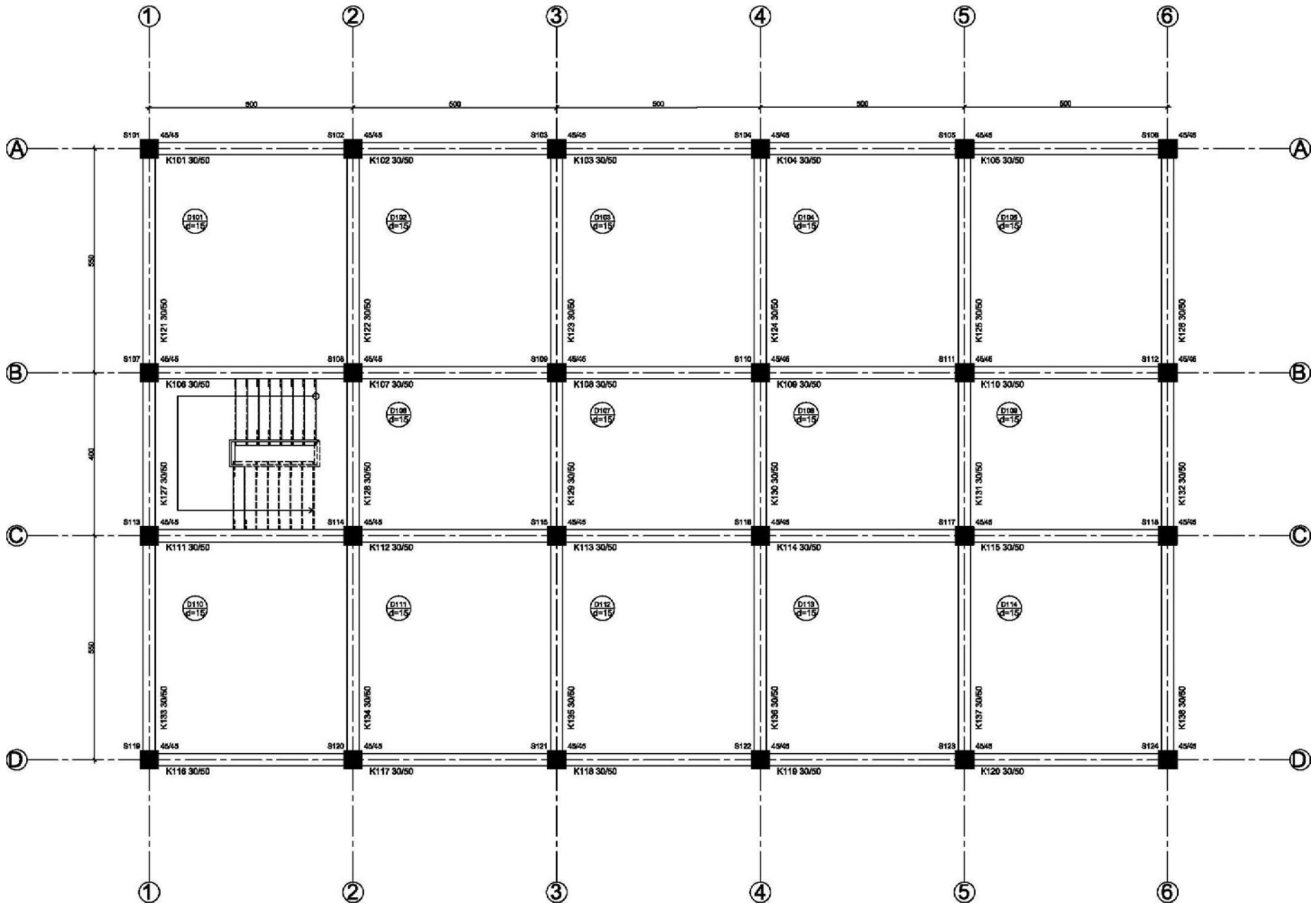
$$C_R = \frac{1}{2.217}\left[1+(2.217-1)\frac{0.40}{0.202}\right] = 1.538$$

$$d_{max} = C_R d_1$$

$$d_{max} = 1.538 \times 0.029 = 0.043\text{m}$$

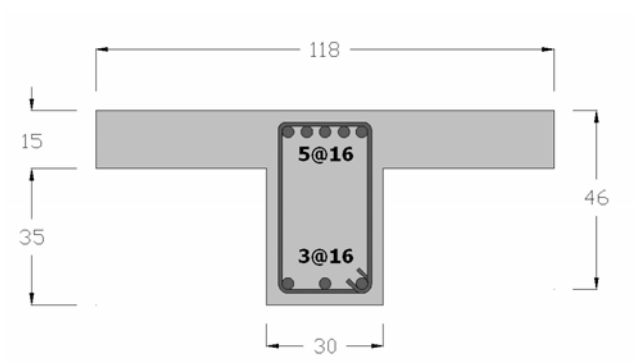
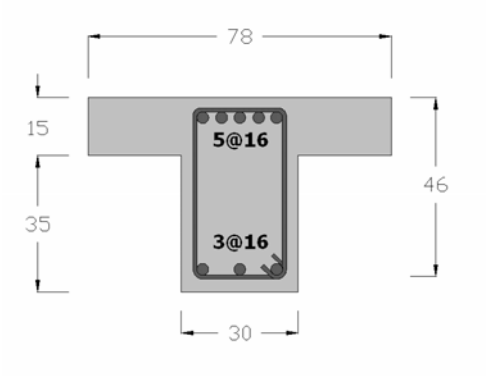
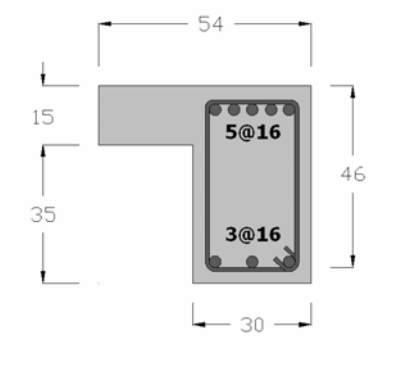
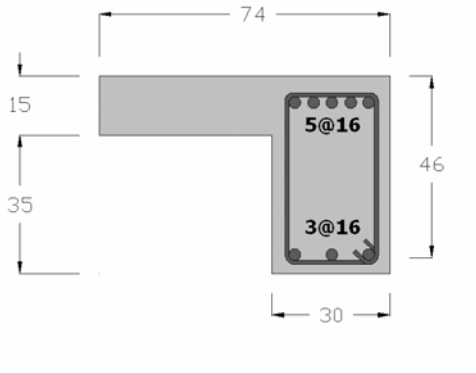
Yapının performans noktası; di = 0.043 m olarak bulunmuştur.

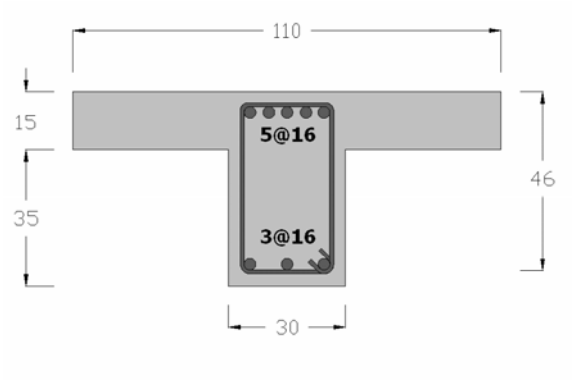
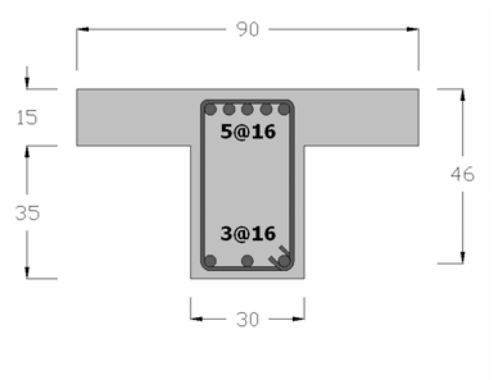
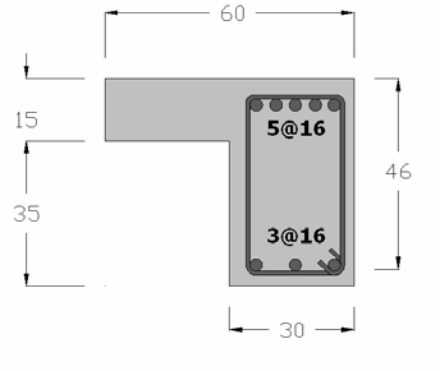
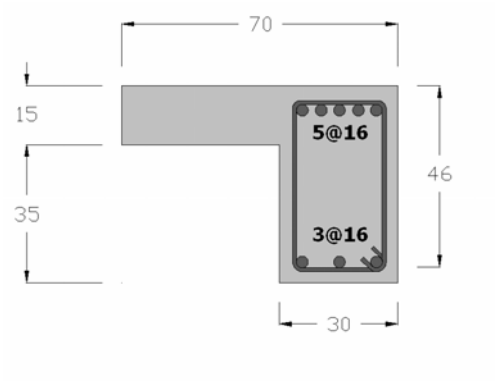
EK – C


1
2
3
4
5
6
A
B
C
D
500
550
400
550
S101
S102
S103
S104
S105
S106
S107
S108
S109
S110
S111
S112
S113
S114
S115
S116
S117
S118
S119
S120
S121
S122
S123
S124
45/45
K101 30/50
K102 30/50
K103 30/50
K104 30/50
K105 30/50
K106 30/50
K107 30/50
K108 30/50
K109 30/50
K110 30/50
K111 30/50
K112 30/50
K113 30/50
K114 30/50
K115 30/50
K116 30/50
K117 30/50
K118 30/50
K119 30/50
K120 30/50
K121 30/50
K122 30/50
K123 30/50
K124 30/50
K125 30/50
K126 30/50
K127 30/50
K128 30/50
K129 30/50
K130 30/50
K131 30/50
K132 30/50
K133 30/50
K134 30/50
K135 30/50
K136 30/50
K137 30/50
K138 30/50
D101 d=15
D102 d=15
D103 d=15
D104 d=15
D105 d=15
D106 d=15
D107 d=15
D108 d=15
D109 d=15
D110 d=15
D111 d=15
D112 d=15
D113 d=15
D114 d=15

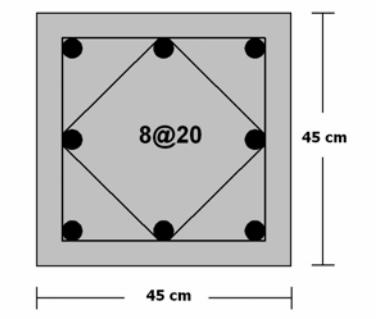
EK – D

D.1 – Yapıdaki Kirişlerin Kesit Özellikleri

	K122,K222,K322,K422,K522 K123,K223,K323,K423,K523 K124,K224,K324,K424,K524 K125,K225,K325,K425,K525 K134,K234,K334,K434,K534 K135,K235,K335,K435,K535 K136,K236,K336,K436,K536 K137,K237,K337,K437,K537
	K128,K228,K328,K428,K528 K129,K229,K329,K429,K529 K130,K230,K330,K430,K530 K131,K231,K331,K431,K531
	K127,K227,K327,K427,K527 K132,K232,K332,K432,K532
	K121,K221,K321,K421,K521 K126,K226,K326,K426,K526 K133,K233,K333,K433,K533 K138,K238,K338,K438,K538

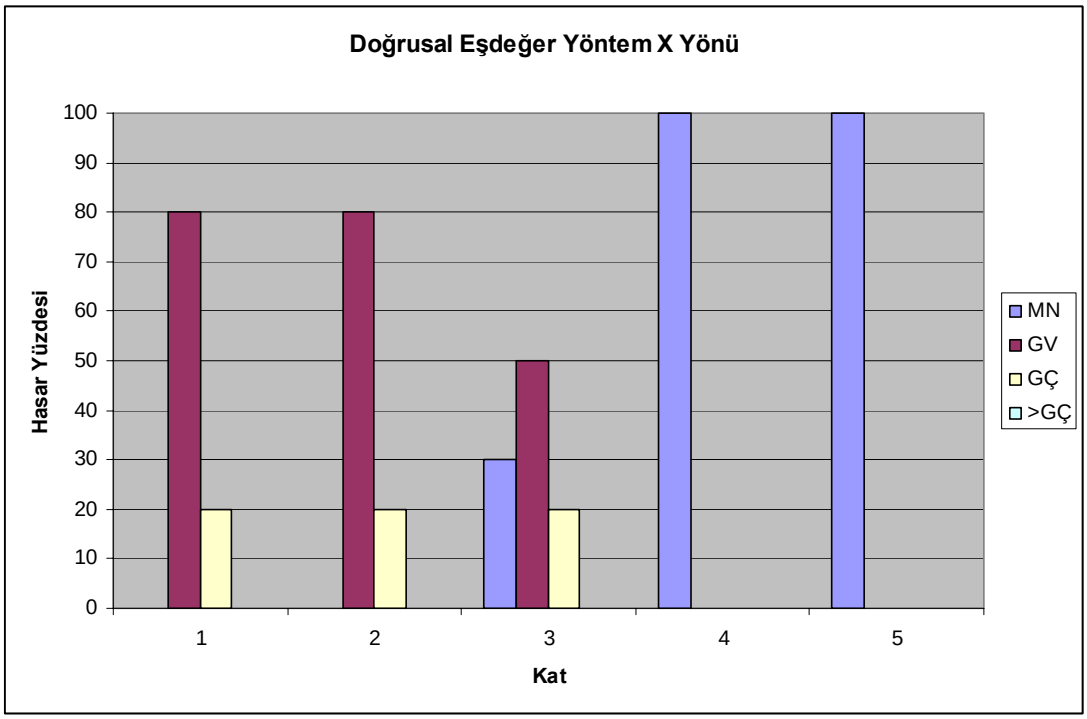
	K107,K207,K307,K407,K507 K108,K208,K308,K408,K508 K109,K209,K309,K409,K509 K112,K212,K312,K412,K512 K113,K213,K313,K413,K513 K114,K214,K314,K414,K514
	K106,K206,K306,K406,K506 K110,K210,K310,K410,K510 K111,K211,K311,K411,K511 K115,K215,K315,K415,K515
	K102,K202,K302,K402,K502 K103,K203,K303,K403,K503 K104,K204,K304,K404,K504 K117,K217,K317,K417,K517 K118,K218,K318,K418,K518 K119,K219,K319,K419,K519
	K101,K201,K301,K401,K501 K105,K205,K305,K405,K505 K116,K216,K316,K416,K516 K120,K220,K320,K420,K520

D.2 – Yapıdaki Kolonların Kesit Özellikleri

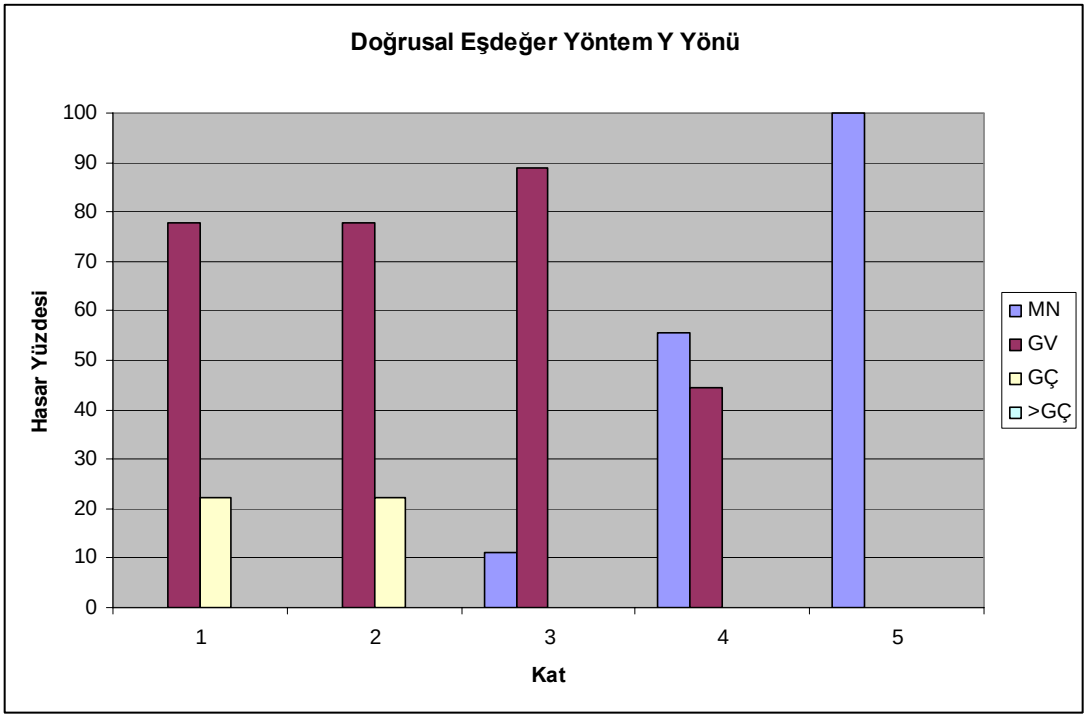
	Tüm Kolonlar

EK – E

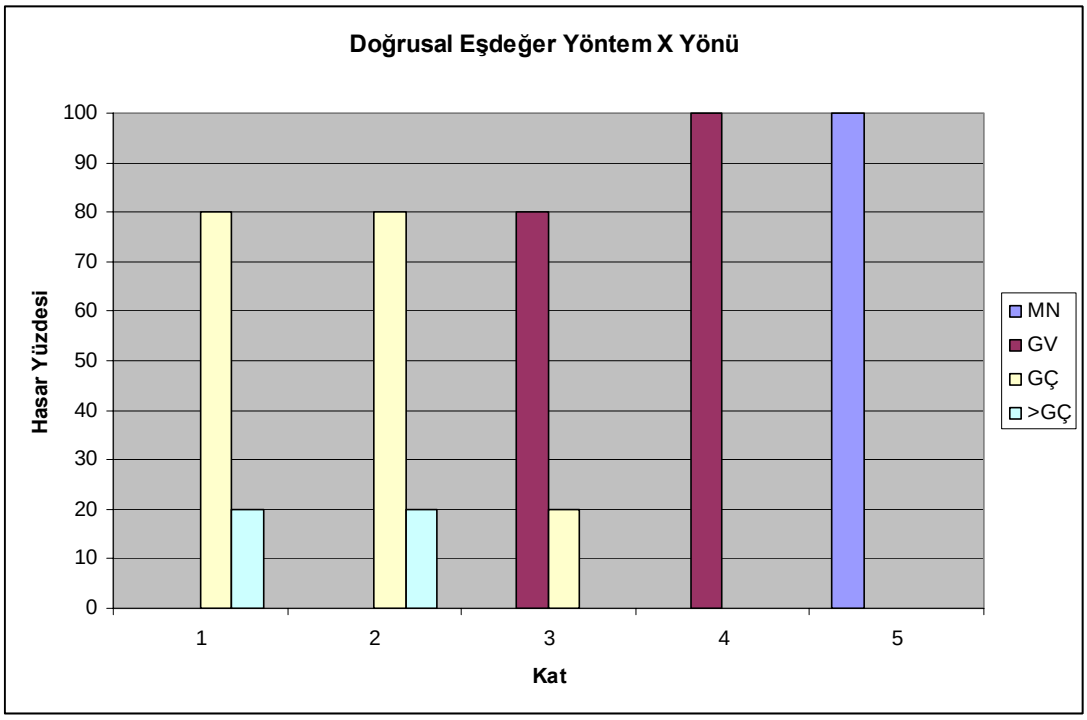
E.1 - Kiriş Hasar Yüzdeleri



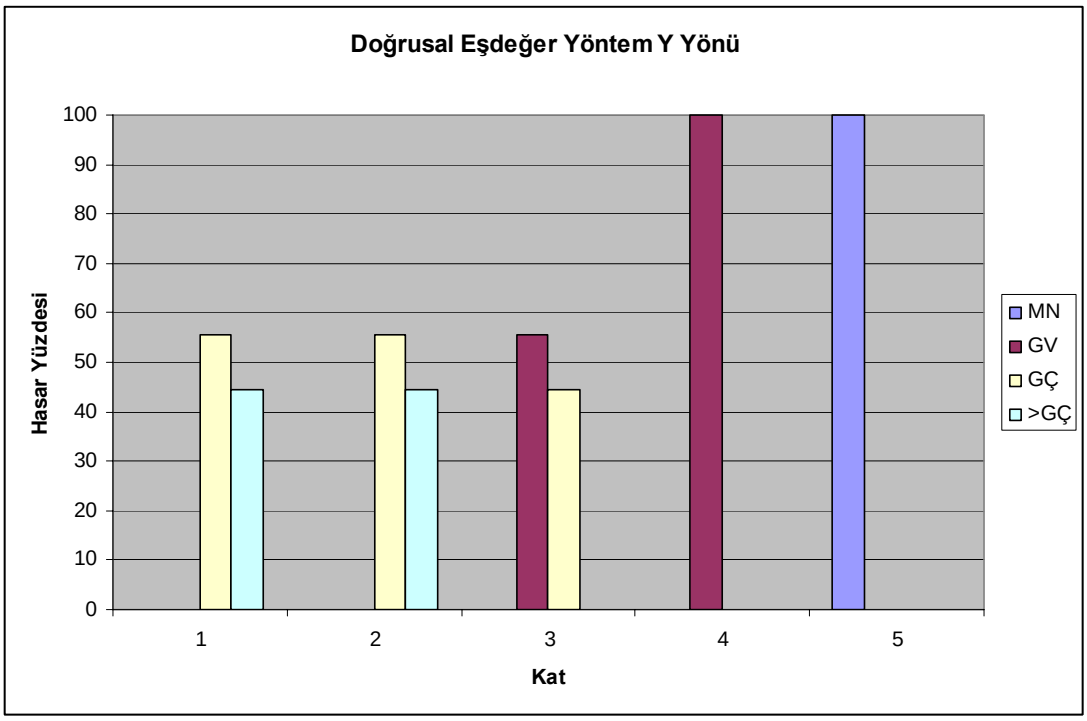
Şekil E1: Doğrusal Eşdeğer Yöntemde X Yönü Kiriş Hasarları (Tasarım)



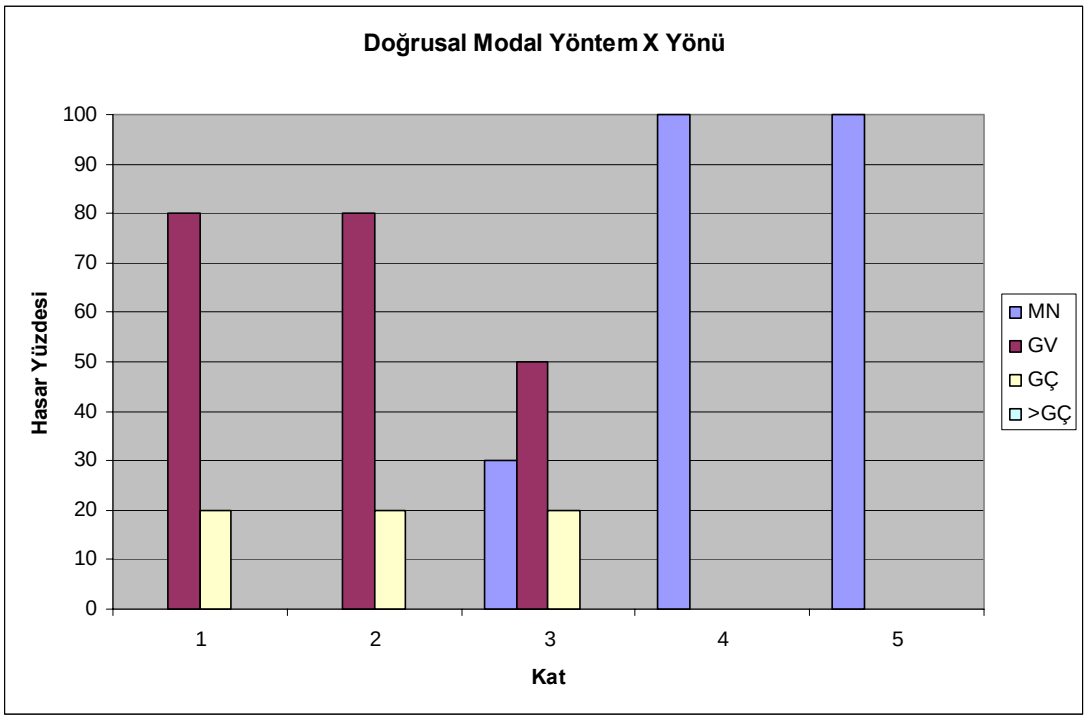
Şekil E2: Doğrusal Eşdeğer Yöntemde Y Yönü Kiriş Hasarları (Tasarım)



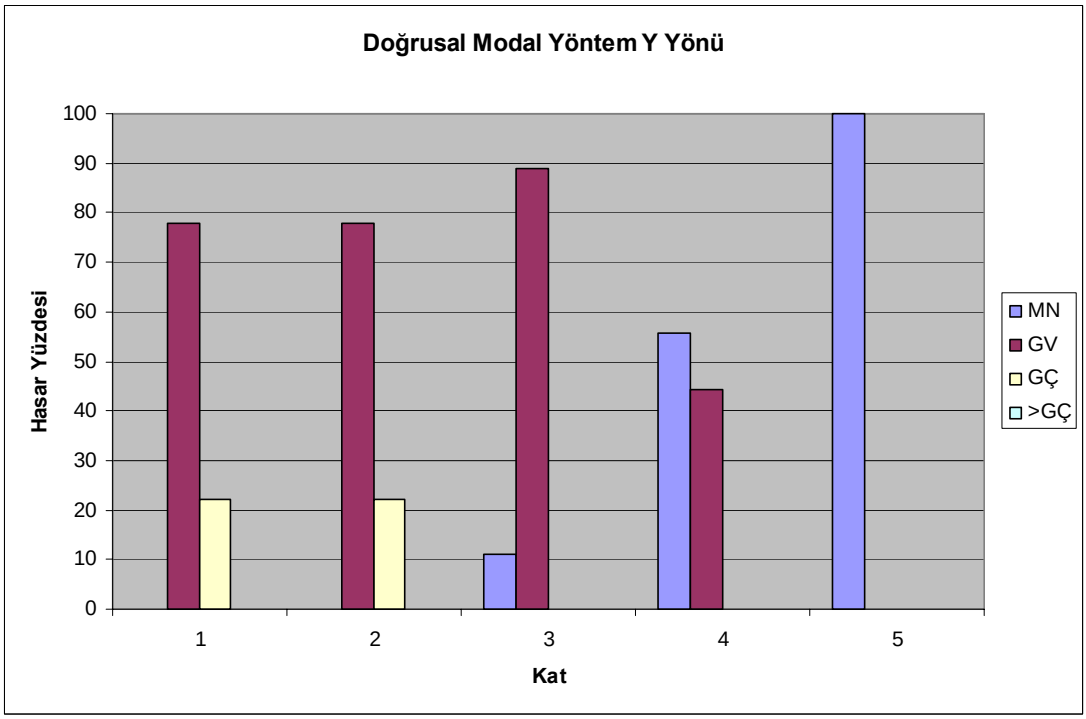
Şekil E3: Doğrusal Eşdeğer Yöntemde X Yönü Kiriş Hasarları (En Büyük Deprem)



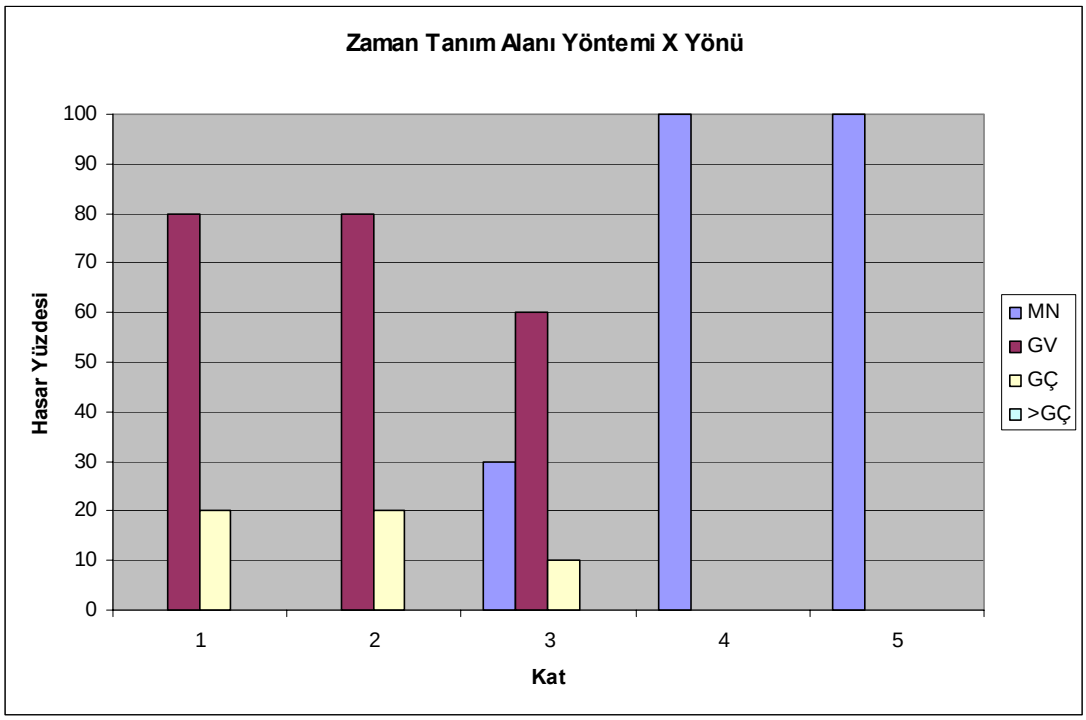
Şekil E4: Doğrusal Eşdeğer Yöntemde Y Yönü Kiriş Hasarları (En Büyük Deprem)



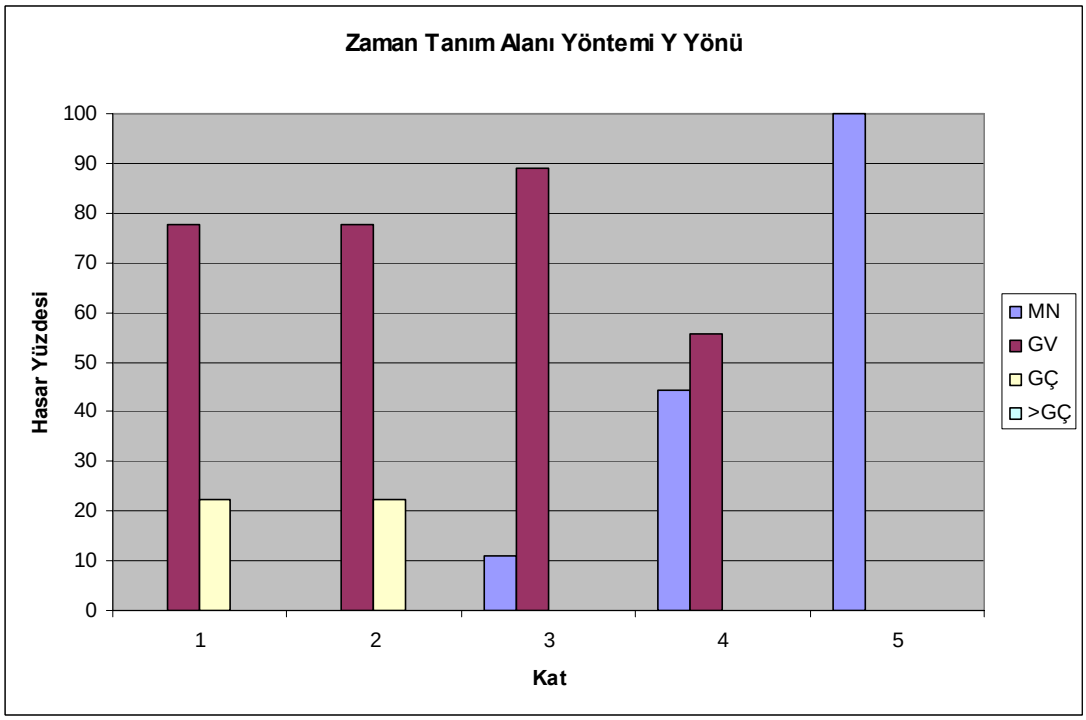
Şekil E5: Doğrusal Modal Yöntemde X Yönü Kiriş Hasarları



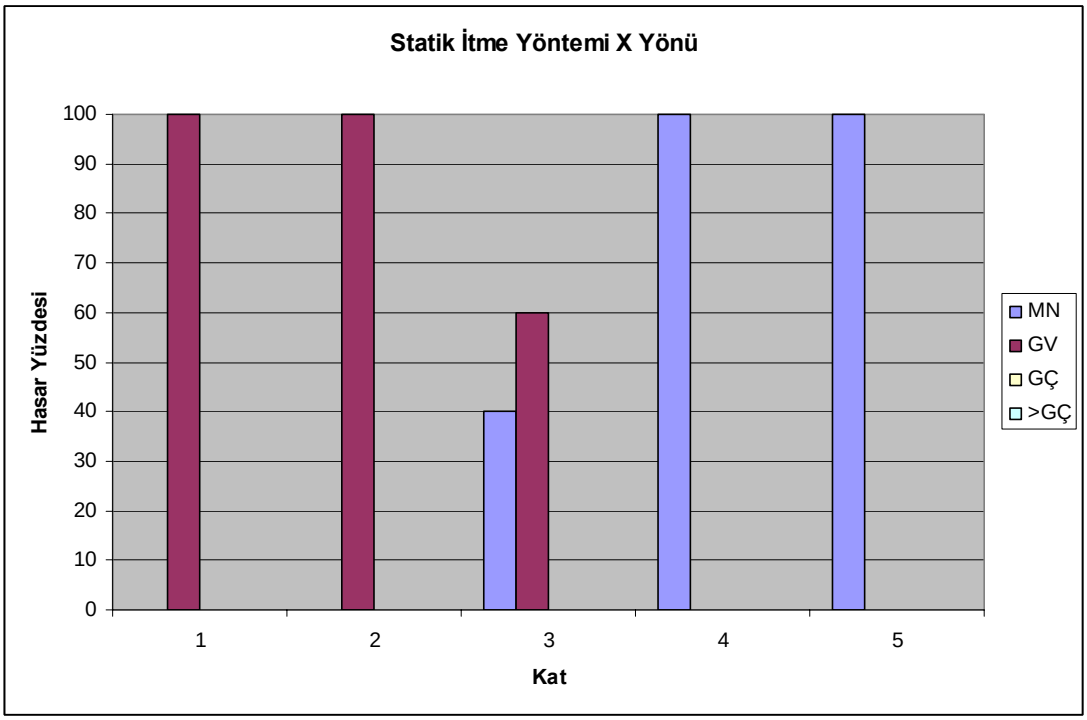
Şekil E6: Doğrusal Modal Yöntemde Y Yönü Kiriş Hasarları



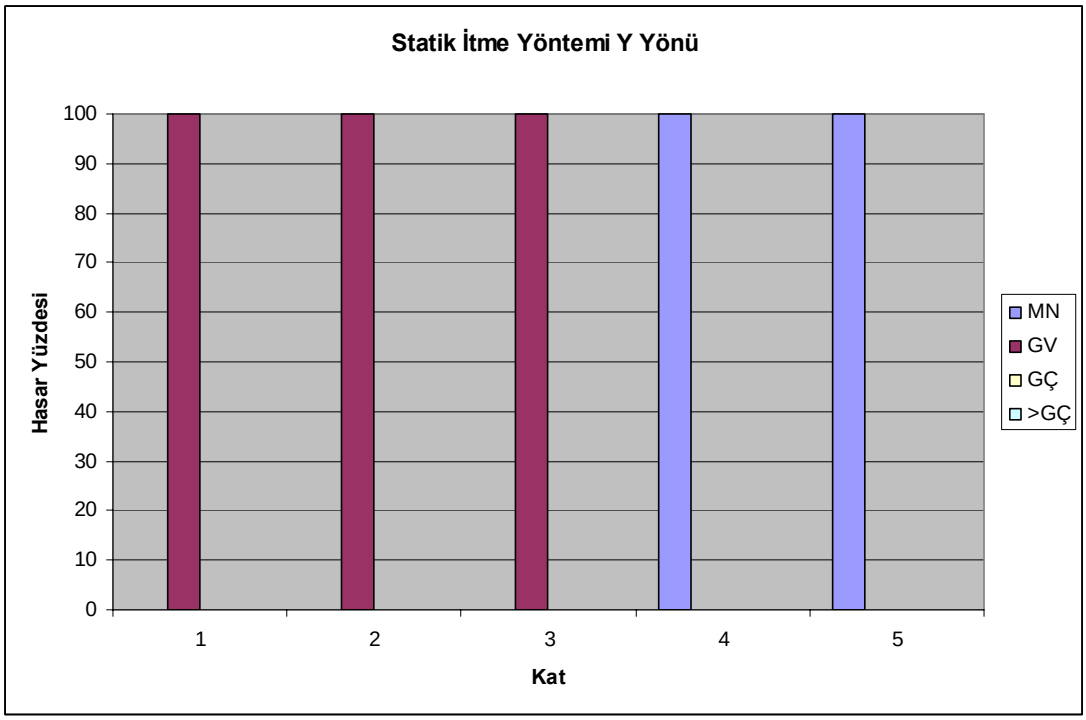
Şekil E7: Zaman Tanım Alanı Yönteminde X Yönü Kiriş Hasarları (Doğrusal)



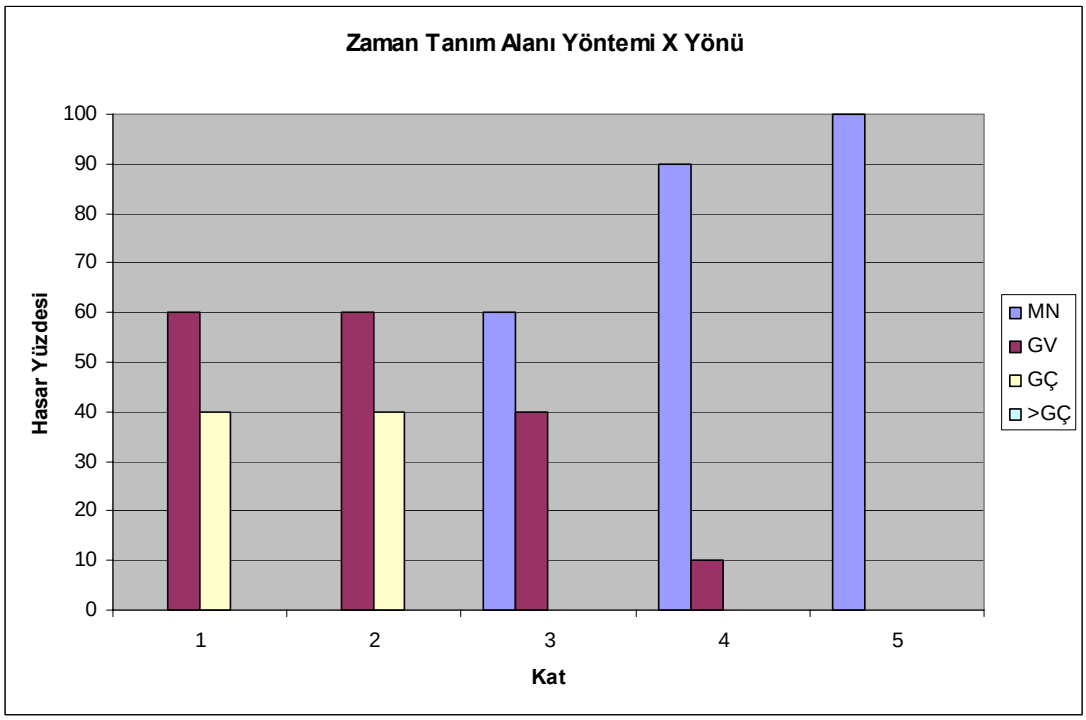
Şekil E8: Zaman Tanım Alanı Yönteminde Y Yönü Kiriş Hasarları (Doğrusal)



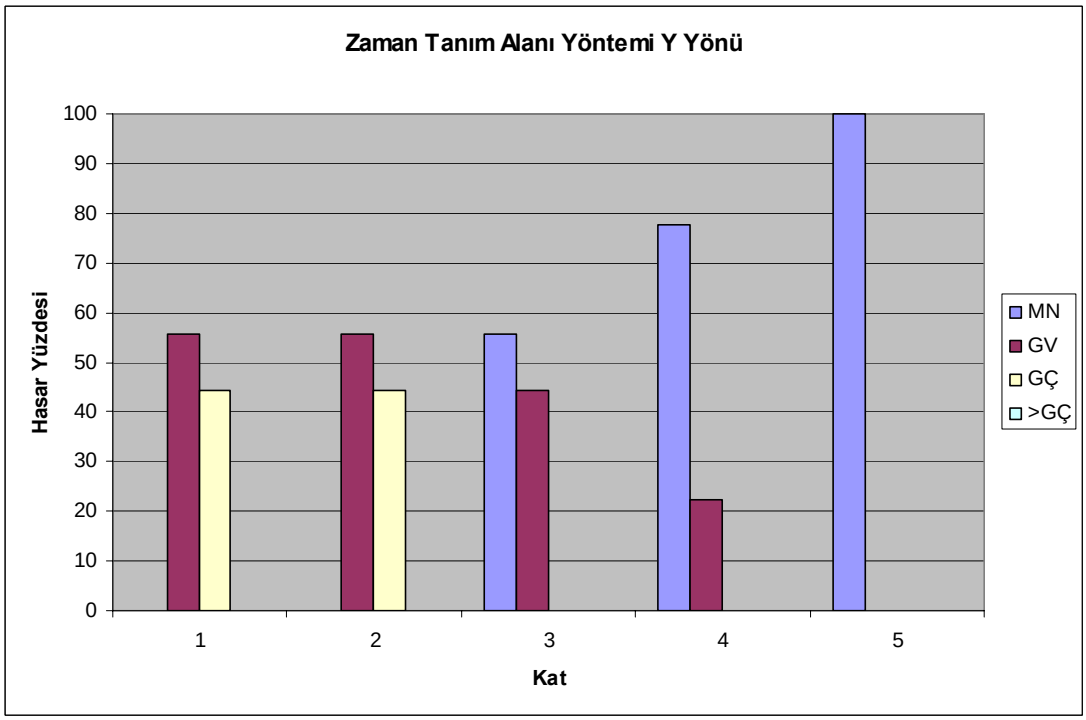
Şekil E9: Statik İtme Yönteminde X Yönü Kiriş Hasarları



Şekil E10: Statik İtme Yönteminde Y Yönü Kiriş Hasarları

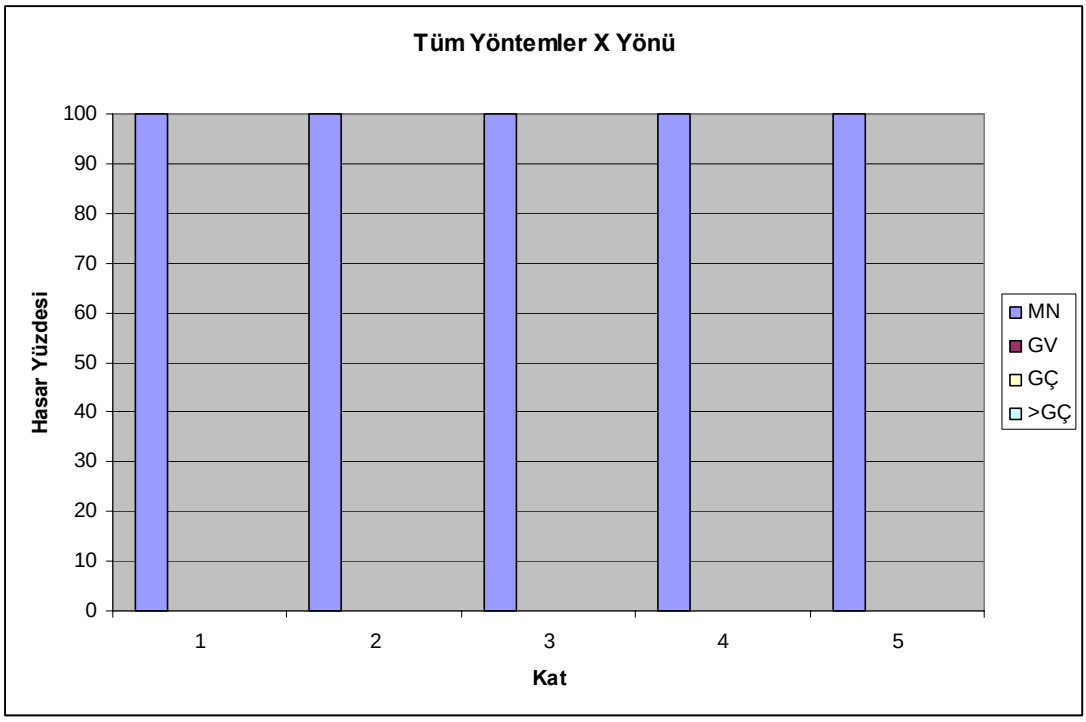


Şekil E11: Zaman Tanım Alanı Yönteminde X Yönü Kiriş Hasarları

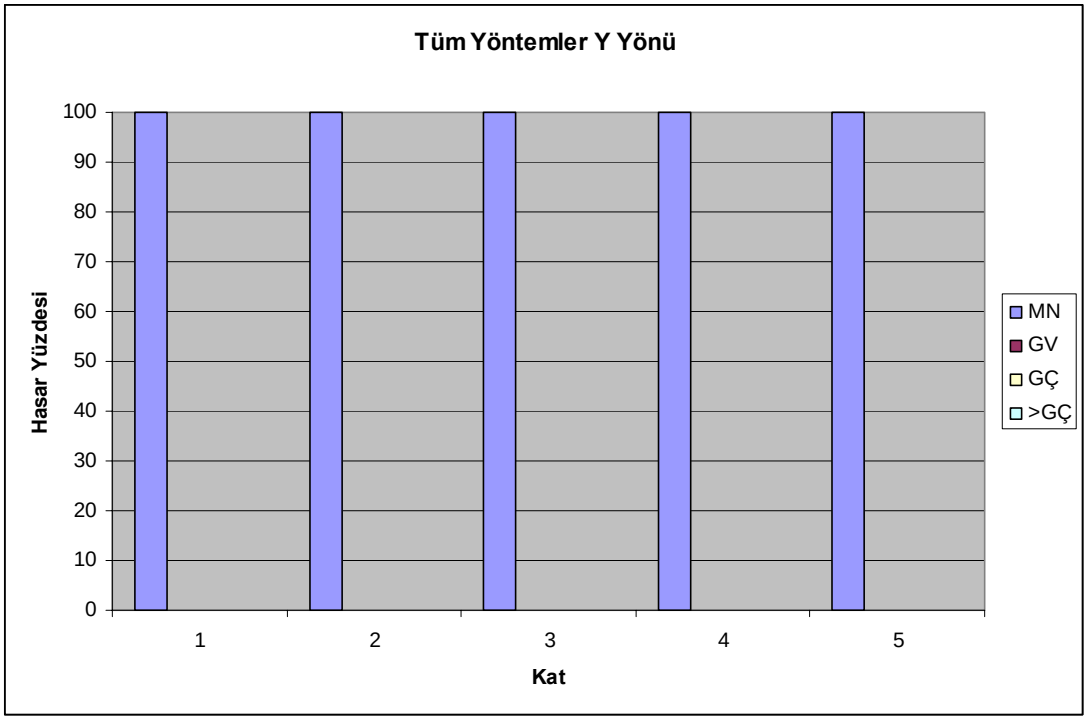


Şekil E12: Zaman Tanım Alanı Yönteminde Y Yönü Kiriş Hasarları

E.2 - Kolon Hasar Durumları

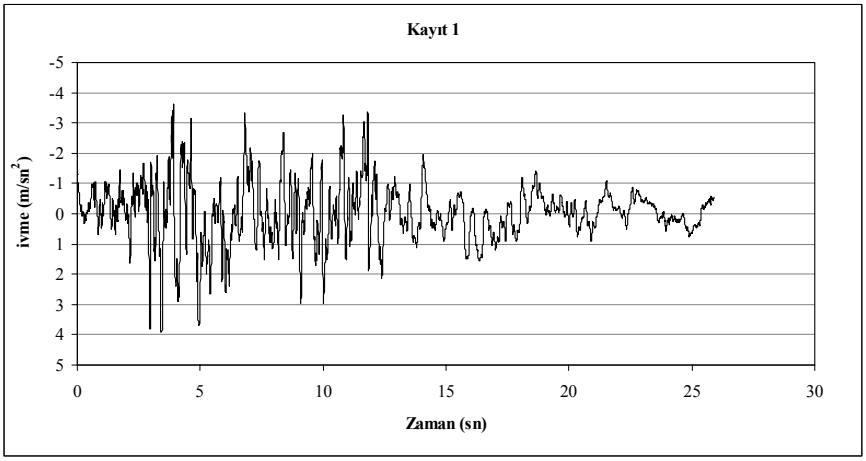


Şekil E13: Bütün Yöntemlerde X Yönü Kolon Hasarları

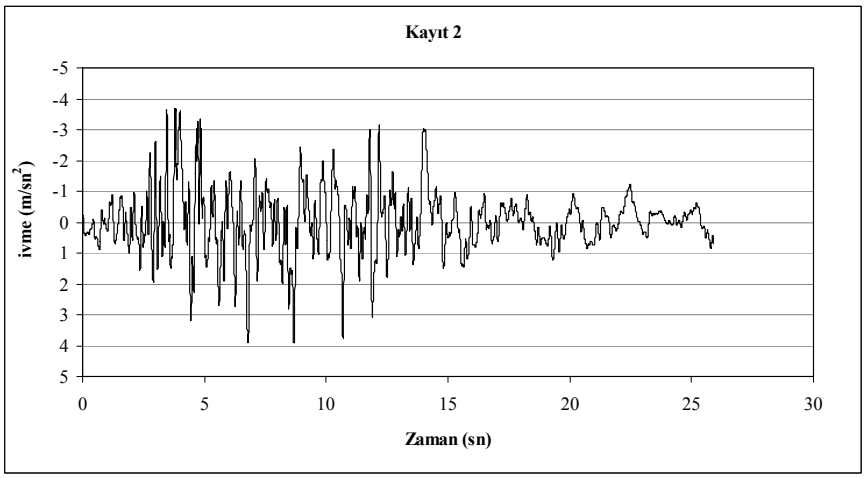


Şekil E14: Bütün Yöntemlerde Y Yönü Kolon Hasarları

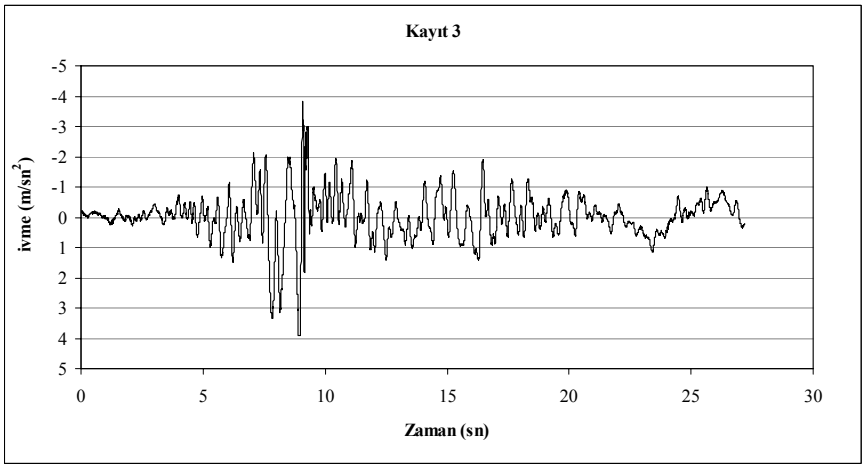
EK – F



Şekil F.1: Yer Hareketi (Kayıt – 1)

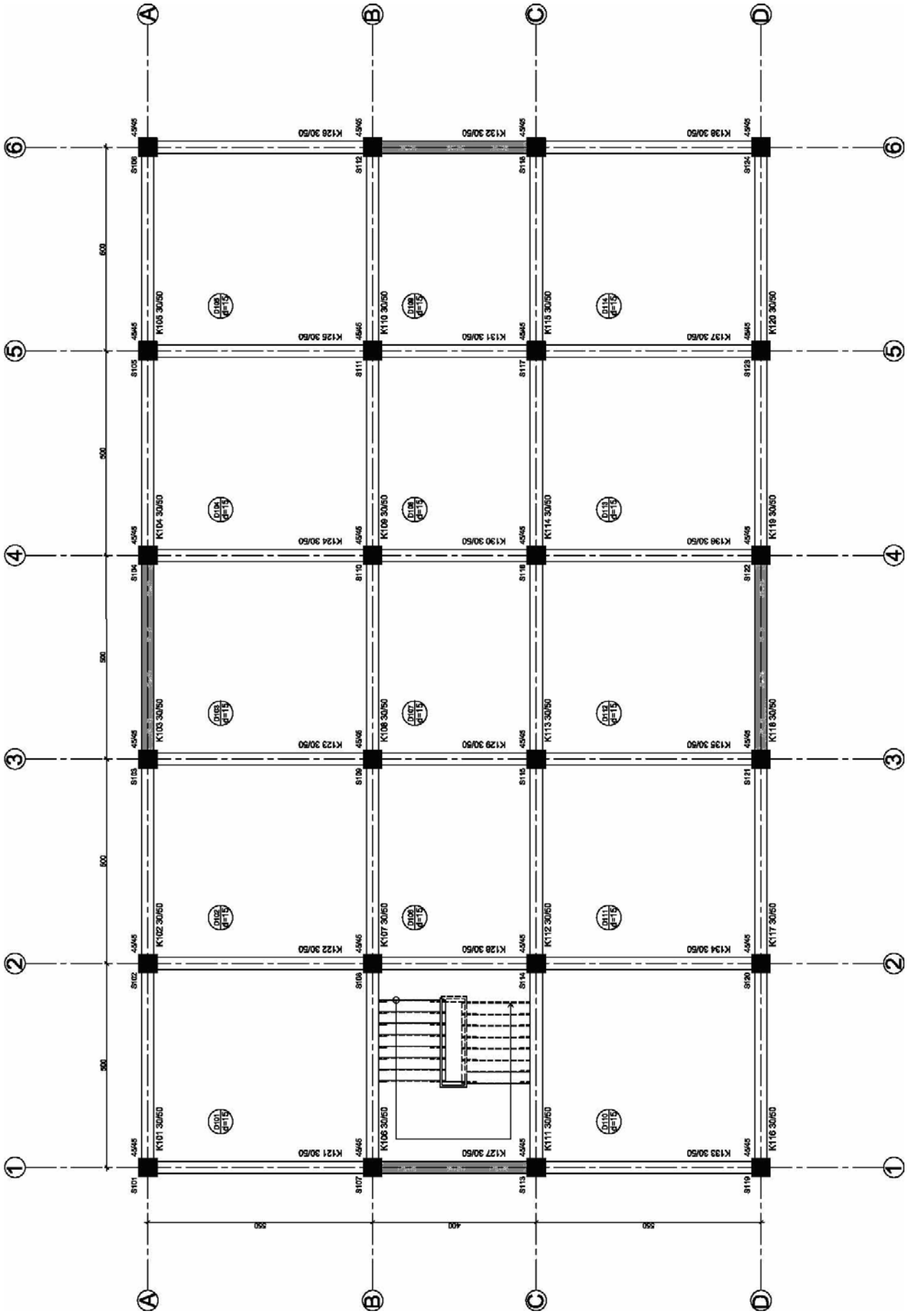


Şekil F.2: Yer Hareketi (Kayıt – 2)



Şekil F.3: Yer Hareketi (Kayıt – 3)

EK – G


A
B
C
D
1
2
3
4
5
6
K101 30/50
K102 30/50
K103 30/50
K104 30/50
K105 30/50
K106 30/50
K107 30/50
K108 30/50
K109 30/50
K110 30/50
K111 30/50
K112 30/50
K113 30/50
K114 30/50
K115 30/50
K116 30/50
K117 30/50
K118 30/50
K119 30/50
K120 30/50
K121 30/50
K122 30/50
K123 30/50
K124 30/50
K125 30/50
K126 30/50
K127 30/50
K128 30/50
K129 30/50
K130 30/50
K131 30/50
K132 30/50
K133 30/50
K134 30/50
K135 30/50
K136 30/50
K137 30/50
K138 30/50
550
400
550
600
600
600
600
D101 d=15
D102 d=15
D103 d=15
D104 d=15
D105 d=15
D106 d=15
D107 d=15
D108 d=15
D109 d=15
D110 d=15
D111 d=15
D112 d=15
D113 d=15
D114 d=15
D115 d=15

ÖZGEÇMİŞ

Deniz Hakan AYDIN 1981 yılında Münih'te doğdu. İlk öğrenimini Kazım Karabekir İlköğretim Okulu'nda, orta öğrenimini Bahçelievler Lisesi'nde tamamladı. 2004 yılında İstanbul Üniversitesi Mühendislik Fakültesi İnşaat Mühendisliği Bölümünden mezun olup, 2005 yılında İstanbul Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı'na bağlı Yapı Mühendisliği Programı'nda öğrenimine başladı.