

İSTANBUL TEKNİK ÜNİVERSİTESİ ★ FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ

**BETON KALİTESİ DÜŞÜK BETONARME BİNALARIN
DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Alper ACER**

**Anabilim Dalı: İnşaat Mühendisliği
Programı: Deprem Mühendisliği**

Tez Danışmanı: Prof.Dr. Hasan BODUROĞLU

TEMMUZ 2006

**BETON KALİTESİ DÜŞÜK BETONARME BİNALARIN
DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ İNCELENMESİ**

**YÜKSEK LİSANS TEZİ
İnş. Müh. Alper ACER
(501031204)**

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 11 Temmuz 2006
Tezin Savunulduğu Tarih : 13 Haziran 2006**

Tez Danışmanı : Prof.Dr. Hasan BODUROĞLU

Diğer Jüri Üyeleri : Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü)

Prof.Dr. Turgut KOCATÜRK (Y.T.Ü)

TEMMUZ 2006

ÖNSÖZ

Bu çalışmada yapıların taşıyıcı sistem davranış katsayıları incelenmiş ve bu davranış katsayılarının yapılar üzerindeki etkileri incelenmiştir

Yüksek lisans tez çalışmalarım süresince, bilgi ve deneyimlerini paylaşarak çalışmalarımda beni teşvik eden danışman hocam Sayın Prof.Dr.Hasan BODUROĞLU'na en içten duygularıyla teşekkürlerimi sunarım. Tez çalışmam boyunca ilgi ve yardımlarıyla bana destek olan İnş.Yük.Müh.Dr.Haluk SESİGÜR'e teşekkür ederim. Ayrıca, tezime olan katkılarından dolayı PROTEK Proje' ye teşekkür ederim

Yüksek lisans öğrenimim boyunca desteklerini hiç eksik etmeyen aileme şükranlarımı sunmaktan kıvanç duyarım.

Haziran 2006

İstanbul

Alper ACER

İnşaat Mühendisi

İÇİNDEKİLER

ÖNSÖZ	ii
KISALTMALAR	vi
TABLO LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
SEMBOL LİSTESİ	x
ÖZET	xii
SUMMARY	xiv
1. GİRİŞ	1
1.1 Yük Azaltım Faktörü Spektrumu	2
1.2 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı	5
2. YAPI DAVRANIŞ KATSAYISI “YÜK AZALTIM FAKTÖRÜ” (R)	6
2.1 Yük Azaltım Faktörünün Ortaya Çıkışı ve Gelişim Süreci	6
2.1.1 Giriş	6
2.1.2 Yük Azaltım Katsayısı R’nin Gelişim Süreci	7
2.2 R_w Katsayısının Gelişim Süreci	10
2.3 Deprem Yüğü Azaltım Faktörünün Kullanımı	11
2.3.1 Giriş	11
2.3.2 Sismik Yapı Şartnamelerinde R katsayısı	12
2.3.2.1 Avrupa Şartnamesinde R katsayısı	12
2.3.2.2 Japon Şartnamesinde R katsayısı	12
2.3.2.2 Meksika Yönetmeliğinde R katsayısı	15
2.3.3 Özet	15
2.4 Deprem Yüğü Azaltma Katsayısı R ’nin İçeriği	17
2.4.1 Dayanım Faktörü (R_{Os})	18
2.4.2 Dayanım Faktörünün Hesaplanması	18
2.4.3 Süneklik Faktörü (R_μ)	20
3. KONU İLE İLGİLİ YAPILAN ÇALIŞMALAR	21
3.1 Newmark ve Hall	21
3.2 Lai ve Biggs	22
3.3 Riddel ve Newmark	24
3.4 Elghadamsi ve Mohraz	26
3.5 Riddell, Hidalgo ve Cruz	27
3.6 Arias ve Hidalgo	28
3.7 Nassar and Krawinkler	29
3.8 Vidic, Fajfar ve Fischinger	30
3.9 Miranda	32
3.10 Gakuho ve Kazuhiko	35
3.11 Sonuçlar	39
4. YÜK AZALTIM FAKTÖRÜNÜ ETKİLEYEN DEĞİŞKENLER	40
4.1 Sönüm Oranının Yük Azaltım Faktörüne Etkisi	40

4.1.1 Sönüm Oranının da Göz önüne Alan Yük Azaltım Faktörü	40
4.2 Çevrimsel Modellerin Yük Azaltım Faktörü Üzerindeki Etkisi	45
4.2.1 Giriş	45
4.2.3 Bilineer Modelde İkinci Eğimin Etkisi	48
4.2.4 Dayanımı Azalan (Strength Degradation) Modelin Yük Azaltım Faktörüne Etkisi	49
4.2.5 Rijitliği Azalan (Stiffness Degradation Modelin Yük Azaltım Faktörüne Etkisi	50
4.2.6 Pinching Modelin Yük Azaltım Faktörüne Etkisi	51
4.3 Zemin Durumunun Yük Azaltım Faktörüne Etkisi	53
4.4 Deprem Şiddetinin Etkisi	55
4.5 Deprem Merkez Uzaklığının Etkisi	55
4.6 Sonuçlar	57
5. YAPILARIN LİNEER OLMAYAN STATİK HESABI ve ZAMAN TANIM ALANINDA ÇÖZÜMÜ	58
5.1 Giriş	58
5.2 Yapıların Yük Artırım Yöntemi ile Çözümü (Pushover Analiz)	58
5.2.1 Yapıların Yük Artırım Yöntemindeki Bazı Kabuller	58
5.3 Kullanılan Bilgisayar Programları	60
5.3.1 Etabs Programının Kullanımı ve Tanıtımı	60
5.3.2 Yardımcı Bilgisayar Programları	62
5.3.2.1 Kolon Kesiti Akma Yüzeyleri için Yazılmış Excel Programı	62
5.3.2.2 Kesit Moment-Eğrilik Bağıntısını Elde Etmek için Kullanılan Xtract Programı	63
5.4 Yapı Elemanlarında Yaklaşık Plastik Mafsal Kapasiteleri ve Malzeme Davranışı için Yaklaşık Hesap Yöntemleri	66
5.4.1 Gerilme_Birim Şekil Değiştirme Bağıntıları	66
5.4.1.1 Aşırı Basınç Altındaki Betonarme Elemanlarda Gerilme-Birim Şekil Değiştirme Bağıntıları	66
5.4.1.2 Beton Çeliğ için Gerilme-Uzama Bağıntıları	67
5.4.1.3. Moment Eğrilik Bağıntıları ve Kesitsel Süneklik	67
5.4.2 Plastik Mafsal, Plastik Mafsal Kapasitesi ve Kesitsel Süneklik	67
5.4.2.1. Plastikleşmiş Bölgenin Etkili Uzunluğunun ve Betonun Maksimum Birim Kısılma Miktarının Deneysel Bulguları	69
5.4.2.1.1. Baker Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular	69
5.4.2.1.2. Corley Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular	70
5.4.2.1.3. Mattock Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular	71
5.4.2.1.4. Sawyer Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular	71
5.4.2.1.5. Saatçioğlu-Razvi Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular	71
5.4.3. Kesitlerin Plastik Mafsal Kapasiteleri	71
5.4.3.1. Kirişlerin Plastik Mafsal Kapasiteleri ve Maksimum Birim Uzama Bağıntıları (Sadece Eğilmeye Çalışan Elemanlar)	71

5.4.3.2. Kolonların Plastik Mafsal Kapasiteleri ve Maksimum Birim Uzama Bağıntıları (Eğilme ile beraber Normal Kuvvete Çalışan Elemanlar)	74
5.4.3.3 Çevrimsel Yükleme Altındaki Kesitin Davranışı	75
6. DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ HESAP YÖNTEMİ ve BELİRLENMESİ	76
6.1 Yapı Davranış Katsayısının Hesap Prosedürü	76
6.1.1 Tek Serbestlik Dereceli Bir Sistemin Elastik Spektrumun Hesaplanması	78
6.2 Çerçevelerin R Katsayılarının Hesaplanması	79
6.2.1 R Katsayısının Hesabında İzlenen Yol	79
6.2.2 Analizde Kullanılan Parametreler	81
6.2.3 Analizde kullanılan Çerçeveler	82
6.2.3.1 Çerçeve - 1 'in Analizi	82
6.2.3.1.1 Çerçeve - 1 'in Deprem Kuvvetinin Hesabı	82
6.2.3.1.2 Çerçeve – 1' in Elastik Analizi :	83
6.2.3.1.3 Çerçeve - 1 'in Çubuk Kesitlerinin Donatı Bilgileri	84
6.2.3.2 Çerçeve - 2 'in Analizi	85
6.2.3.2.1 Çerçeve - 2 'in Deprem Kuvvetinin Hesabı	85
6.2.3.2.2 Çerçeve – 2' nin Elastik Analizi	86
6.2.3.2.3 Çerçeve - 1' in Çubuk Kesitlerinin Donatı Bilgileri	87
6.2.4 Çerçevelerin Lineer Olmayan Statik Analizi	87
6.2.4.1 Çerçeve – 1 İçin Lineer Olmayan Statik Analizi	87
6.2.4.2 Çerçeve – 2 İçin Lineer Olmayan Statik Analizi	91
6.2.5 Çerçevelerin Z ₁ Zemin Sınıfına Göre Analizi	94
6.2.5.1 Çerçeve -1' in Z ₁ Zemin Sınıfına Göre Analizi	94
6.2.5.2 Çerçeve -2' nin Z ₁ Zemin Sınıfına Göre Analizi	95
6.2.6 R Katsayılarının Geçmişte Yapılan Çalışmalar İle Karşılaştırılması	97
6.2.6.1 Newmark ve Hall	97
6.2.6.2 Miranda ve Bertero	97
6.2.6.3 Miranda	97
6.3 Çok Katlı Bir Betonarme Yapının Deprem Davranış Katsayısının Belirlenmesi	98
6.3.1 İncelenen Binanın Özellikleri	99
6.3.2 Deprem Etkileri	99
6.3.2 Binanın Doğrusal Olmayan İtme Analizi	99
6.3.2.1 Global Kapasite Eğrileri	99
6.3.2.2 Modal Kapasite Eğrisi	100
6.3.2.3 Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi	100
6.3.3 Deprem Davranış Katsayısının Belirlenmesi	104
7. SONUÇLAR	105
KAYNAKLAR	107
EKLER	109
ÖZGEÇMİŞ	113

KISALTMALAR

ACI	: American Concrete Institute
BSL	: Building Standart Law
İDMP	: İstanbul Deprem Master Planı
NEHRP	: National Earthquake Hazards Reduction Program
SDOF	: Single Degree of Freedom System
SEAOC	: Structural Engineers Association of California
UBC	: Uniform Building Code

TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 2.1 : Birçok çerçeve sistemi için K ve R_w değerleri.....	11
Tablo 2.2 : 1981 Japon Yapı Standartları Kanunu İçerisinde Yer Alan Betonarme Çerçevesel Binalar İçin D_s Katsayıları	14
Tablo 2.3 : Sağlam Zeminler için ve $T=0,1-1,0$ sn için Davranış Katsayılarının Karşılaştırılması.....	16
Tablo 3.1 : Lai ve Biggs Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörü Hesabı için	23
Tablo 3.2 : Riddell, Hidalgo ve Cruz Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörü Hesabı İçin Kullanılan Parametreler.....	28
Tablo 3.3 : Nassar and Krawinkler Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörü Hesabı için Kullanılan Parametreler.....	30
Tablo 3.4 : a ve b Parametreleri ($\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0.02$).....	36
Tablo 3.5 : a ve b Parametreleri ($\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0.05$)	37
Tablo 4.1 : Farklı Çevrimsel Modellerin Etkisiyle R_μ Faktörünün Ortalama Artım/Azalış	52
Tablo 5.1 : Kolon Plastik Mafsal Performans Seviyeleri.....	61
Tablo 5.2 : Kiriş Plastik Mafsal Performans Seviyeleri.....	62
Tablo 5.3 : $\frac{1}{85k}$ parametresinin bazı ε_{cu} değerlerine karşı gelen ortalama değerleri	73
Tablo 6.1 : Çerçeve – 1 in Kuvvet – Yerdeğiştirme Değerleri.....	88
Tablo 6.2 : Z_3 Zemin Sınıfı için Verilmiş Elastik Tasarım İvme Spektrum	89
Tablo 6.3 : Çerçeve – 1 için Elde Edilmiş Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral	90
Tablo 6.4 : Çerçeve – 2' nin Kuvvet – Yerdeğiştirme Değerleri	91
Tablo 6.5 : Çerçeve – 2 için Elde Edilmiş Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeğiştirme Değerleri	92
Tablo 6.6 : Gerçek R_μ Değerleri ile Geçmişteki Yapılan Çalışmalardan Elde Edilen R_μ Değerlerinin Karşılaştırılması	98
Tablo 6.7 : Çerçevelerin Farklı Zemin Gruplarına Göre Elde Edilen R katsayıları	98
Tablo 6.8 : Binanın X ve Y Doğrultularında Modal Yerdeğiştirme İstemi.....	102
Değerleri	

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 1.1 : Yerdeğiştirme süneklik isteminin değişimi ile sisteme etkiyen yatay kuvvetin değişimi	3
Şekil 1.2 : Lineer ve sabit sünekliğe sahip sistemin nonlineer davranış spektrumu.....	4
Şekil 1.3 : R_{μ} hesabı için iterasyon yöntemi döngüsü.....	4
Şekil 2.1 : R Katsayısının Kullanımı ile Elastik Davranış Spektrumunun Tasarım Spektrum Seviyesine İndirgenmesi (1. Dep. Bölgesi).....	8
Şekil 3.1 : Newmark ve Hall Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri	23
Şekil 3.2 : Lai ve Biggs Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri	24
Şekil 3.3 : Riddell ve Newmark Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri.....	26
Şekil 3.4 : Elghadamsi ve Mohraz tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri.....	27
Şekil 3.5 : Riddell, Hidalgo ve Cruz Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri.....	28
Şekil 3.6 : Hidalgo ve Arias Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri.....	29
Şekil 3.7 : Nassar and Krawinkler Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri.....	30
Şekil 3.8 : Vidic, Fajfar ve Fischinger Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri.....	31
Şekil 3.9 : Miranda Tarafından Zemin Gruplarına Göre Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri.....	33
Şekil 3.10 : Eşitlik 35 -37 Kullanılarak Kayalık ve Alüvyon Zeminler için Hesaplanmış Yük Azaltım Faktörü ile Gerçek Yük Azaltım Faktörünün Karşılaştırılması.....	34
Şekil 3.11 : İdealleştirilmiş Yük Azaltım Faktörleri	36
Şekil 3.12 : Eşitlik (38) deki a ve $a+(1/b)$ Parametrelerinin Grafikselsel Gösterimi.....	38
Şekil 4.1 : Yük Azaltım Faktörünün Tanımı	41
Şekil 4.2 : Eşdeğer Sönüm Oranı ξ_h	42
Şekil 4.3 : Farklı Sönüm Oranları İçin Yük Azaltım Faktörünün Değişimi	44
Şekil 4.4 : Analizde Kullanılan Çevrimsel Modeller (a) Bilineer Model; (b) (Dayanımı Azalan Model) Strength Degradation Model; (c) Rijitliği Azalan Model (Stiffness Degradation Model) (d) Pinching Model.....	46
Şekil 4.5 : Sadeleştirilmiş R_{μ} Faktörünün Gerçeğe Uygunluğu	47
Şekil 4.6 : R_{μ} Faktörünün karşılaştırılması ($\mu=6$)	47
Şekil 4.7 : Bilineer Modelde İkinci Eğimin R_{μ} Faktörüne Etkisi	48
Şekil 4.8 : Dayanımı Azalan Modelin R_{μ} Faktörüne Etkisi.....	49

Şekil 4.9	: Rijitlik Azalışının R_{μ} Faktörüne Etkisi	50
Şekil 4.10	: Pinching Modelinin R_{μ} Faktörüne Etkisi	51
Şekil 4.11	: Yerel Zemin Durumunun Yük Azaltım Faktörüne Etkisi.....	53
Şekil 4.12	: Yerel Zemin Durumunun Yük Azaltım Faktörünün Dağılımına Etkisi	54
Şekil 4.13	: Kayalık Zeminler Üzerinden Elde Edilen Deprem Kayıtları Kullanılarak Deprem Büyüklüğünün Yük Azaltım Faktörüne Etkisi	55
Şekil 4.14	: Kayalık Zeminler Üzerinden Elde Edilen Deprem Kayıtları Kullanılarak Deprem Merkez Uzaklığının Yük Azaltım Faktörüne Etkisi	56
Şekil 5.1	: Karşılıklı Etki Diyagramını Temsil Eden Akma Yüzeyleri	60
Şekil 5.2	: Etabs Programın Mafsal Özelliklerini Tanımladığı Arayüz	61
Şekil 5.3	: Programın Akma Yüzeylerini gösteren Grafik	63
Şekil 5.4	: Akma Yüzeyleri için Excel Programının Veri Girişi.....	64
Şekil 5.5	: Basınç Altındaki Elemanda Gerilme-Birim Şekil Değ. Grafiği	66
Şekil 5.6	: Çeliklerin Gerilme-Uzama Grafiği	67
Şekil 5.7	: Betonarme Kesin Moment-Eğrilik İlişkisi.....	68
Şekil 5.8	: Plastik mafsal oluşmuş kesitteki plastik mafsal parametreleri.....	70
Şekil 5.9	: Çeliğin Akma Sınırına Ulaştığı Andaki Kesit Profili Birim Uzaması.....	72
Şekil 5.10	: Eğilme Etkisindeki Betonarme Kesit.....	72
Şekil 5.11	: Eğilme ve Normal Kuvvet Etkisindeki Betonarme Kesit	74
Şekil 5.12	: Tekrarlı ve Yön Değiştiren Yükler Altında Moment Eğrilik Bağlantısı	75
Şekil 6.1	: Yapının Lineer Olmayan Davranış Eğrisi.....	76
Şekil 6.2	: TDY 98 Yönetmeliğinde Tanımlanan Z_3 Sınıfı Zeminler ve 1. Derece Deprem bölgesi İçin Elastik Tasarım İvme Spektrum.....	78
Şekil 6.3	: TDY 98 Yönetmeliğinde Tanımlanan Z_3 Sınıfı Zeminler ve 1. Derece Deprem bölgesi İçin İvme-yerdeğiştirme Spektrumu	78
Şekil 6.4	: Çerçeve-1 'in kesit - yapı boyutları ve yükleme durumu.....	82
Şekil 6.5	: Çerçeve – 1' nin Elastik Hesabı Sonucu Comb2' deki Moment Diyagramı	84
Şekil 6.6	: Çerçeve-2 Kesit için Yapı Boyutları ve Yükleme Durumu	85
Şekil 6.7	: Çerçeve – 2' nin Elastik Hesabı Sonucu Comb2' deki Moment Diyagramı	86
Şekil 6.8	: Çerçeve – 1' in Kuvvet – Yerdeğiştirme Grafiği.....	88
Şekil 6.9	: Çerçeve – 1' in Elastik İvme – Yerdeğiştirme Spektrumu	91
Şekil 6.10	: Çerçeve – 2' nin Kuvvet – Yerdeğiştirme Grafiği.....	92
Şekil 6.11	: Çerçeve – 2' nin Elastik İvme – Yerdeğiştirme Spektrumu	93
Şekil 6.12	: Çerçeve – 1' nin Z_3 Zemin Sınıfına Göre Elastik İvme – Yerdeğiştirme Spektrumu	95
Şekil 6.13	: Çerçeve – 2' nin Z_3 Zemin Sınıfına Göre Elastik İvme – Yerdeğiştirme Spektrumu	96
Şekil 6.14	: X Doğrultusunda Statik İtme Eğrisi.....	100
Şekil 6.15	: Y Doğrultusunda Statik İtme Eğrisi.....	100
Şekil 6.16	: X Doğrultusuna Modal Kapasite Eğrisi	103
Şekil 6.17	: Y Doğrultusuna Modal Kapasite Eğrisi	103

SEMBOL LİSTESİ

R_{μ}	: Süneklik azaltım faktörü
μ	: Süneklik yerdeğiştirme faktörü
μ_i	: Süneklik yerdeğiştirme istemi
T	: Doğal yapı periyodu
T_0	: Zemin hakim periyodu
m	: Yapı kütlesi
c	: Viskoz sönüm katsayısı
k	: Sistemin rijitliği
u_y	: Sistemin ilk plastikleşme olduğu andaki yerdeğiştirmesi
u_{max}	: Sistemin maksimum yerdeğiştirmesi
$u(t)$	: Sistemin zamana bağlı yerdeğiştirmesi
$\ddot{u}_g(t)$	: Deprem yer ivmesi
R_{os}	: Mukavemet faktörü
$S_{elastik}$	: Hesaplanan elastik kuvvet istemi
S_{dizayn}	: Yapı dizayn kuvveti
$S_{mekanizma}$	: Sistemin göçme kuvveti
R	: Yapı davranış katsayısı veya dizayn kuvveti azaltım faktörü
A	: Maksimum zemin ivmesi
D	: Maksimum zemin yerdeğiştirmesi
V	: Maksimum zemin hızı
ϕ_{ea}	: Maksimum zemin ivmesi büyütme faktörü
ϕ_{ev}	: Maksimum zemin yerdeğiştirmesi büyütme faktörü
ϕ_{ed}	: Maksimum zemin hızı büyütme faktörü
F_y	: Sistemin plastikleşme kuvveti
α ve β	: Lai ve Biggs 'in yük azaltım faktörü için kullandığı katsayılar
F_R^{EL}	: Lineer histeresis modele sahip titreşimin maksimum döngü kuvvet
F_Y^{NL}	: Bilineer histeresis modele sahip titreşimin maksimum döngü kuvvet
ξ_{EL}	: Lineer responsun hesaplanmasında varsayılan sönüm oranı
ξ_{NL}	: Bilineer responsun hesaplanmasında varsayılan sönüm oranı

ξ_h	: Vizkos sönüm oranı
ξ_{eq}	: Eşdeğer Sönüm Oranı
ΔW	: Histerik davranıştaki enerji yutumu
W	: Elastik enerji
f_{ck}	: Beton karakteristik silindir basınç dayanımı
χ_u	: Betonarme kesitin maksimum eğrilik oranı
χ_y	: Betonarme kesitin akma eğrilik oranı
I_p	: Plastikleşmiş bölgenin ortalama etkili uzunluğu
ϕ_p	: Plastik dönme kapasitesine
ϕ_u	: Maksimum dönme kapasitesine
μ_s, μ'_s	: Betonarme kesitin mekaniksel çelik oranı
C	: Yapı periyot fonksiyonu
W_t	: Yapının toplam zati yüküdür.
K	: Deprem katsayısı (R'nin ilk hali)
V_e	: Depremden dolayı oluşan taban kesme kuvveti
S	: Deprem yükü hesabında zemin cinsine bağlı bir katsayı
A_v	: Zemin etkin pik hızı
C	: Spektral şekil katsayısı
S_i	: Mevki katsayısı
β_0	: İtibari-ivme spektrumuna karşı gelen büyütme katsayısı
η	: Sistemin eşdeğer viskoz sönümü
R_t	: Zemin cinsinin bir fonksiyonu olarak çeşitlilik gösteren spektral şekil
Z	: Sismik bölge katsayısı
A_i	: Yapıların sismik kuvvetlerin düşey dağılımı
C_0	: Yer ivmesinin en yüksek değeri

BETON KALİTESİ DÜŞÜK BETONARME BİNALARIN DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ İNCELENMESİ

ÖZET

Şiddetli deprem bölgelerinde, yapıların yeterli güvenlik seviyesinde ekonomik bir şekilde tasarımı, yapıların deprem yükleri etkisi altındaki lineer olmayan davranışları ve süneklik düzeyiyle çok yakından ilişkilidir. Bu durum betonarme yapılar için sünek yapı tasarımının önemini daha da arttırmıştır. Süneklik düzeyi yüksek bir yapının maruz kalacağı yatay yükün süneklik düzeyi normal bir yapının maruz kalacağı yatay yüke göre çok daha az olması, performans seviyesinin daha yüksek olması ve daha ekonomik bir çözüm olması bu tür yapılara verilen önemin doğruluğunu göstermektedir.

Son yıllardaki teknolojik gelişmelerle ortaya çıkan bilgisayar programlar yardımı ile oldukça zahmetli ve zaman alıcı bir yöntem olan yapıların lineer olmayan analizi kolaylıkla ve çok kısa bir sürede yapılabilmektedir. Bu çalışmada yardımcı paket bilgisayar programı kullanılarak, kesitlerin plastikleşme özellikleri belirlenerek kullanılan bilgisayar programına veriler aktarılmıştır ve kuvvet yerdeğiştirme eğrileri elde edilmiştir. Burada hesaplanan bütün çerçeveler için beton kalitesi 11 MPa ve çelik kalitesi S5500 yapı malzemeleri kullanılmış, Ayrıca TDY97 yönetmeliğinde tanımlanan 1. deprem bölgesi ve Z_3 zemin sınıfı kullanılarak analizler yapılmıştır.

Bütün bu hususlar dikkate alınarak farklı periyotlara ve süneklik düzeyine sahip tek serbestlik dereceli sistemlerin lineer olmayan davranışları farklı iki zemin cinsi için incelenmiş, bunun sonucunda deprem davranış katsayıları belirlenmiştir. Ayrıca R katsayılarının R_{μ} ve R_{os} parametreleri elde edilmiş, geçmişte yapılan çalışmalar ile karşılaştırmalar yapılmıştır.

Tez esas itibariyle yedi bölümden oluşmaktadır.

Tezin birinci bölümünde taşıyıcı sistem davranış katsayısı ve süneklik hakkında kısaca bilgiler verilmiştir.

Tezin ikinci bölümünde ise taşıyıcı sistem davranış katsayısı olan “R” nin ortaya çıkışı ve gelişim süreci, değişik ülkelerde kullanım şekli ve bu katsayıyı oluşturan ana unsurlar hakkında bilgiler verilmiştir.

Üçüncü bölümde ise taşıyıcı sistem davranış katsayısı için geçmişteki yapılan çalışmalar anlatılmış ve bu çalışmaların karşılaştırılması yapılmıştır.

Dördüncü bölümde geçmişte yapılan analizler sonucunda taşıyıcı sistem davranış katsayısını etkileyen faktörler anlatılmış, etki faktörleri parametrik olarak verilmiş ve gerçek davranış katsayıları ile karşılaştırmaları yapılmıştır.

Beşinci bölümde ise yapıların lineer olmayan statik (İtme) analiz hakkında bilgiler verilmiş ve analiz de yapılan bazı kabuller ve malzeme modelleri anlatılmıştır.

Tezin altıncı bölümünde ise R katsayısının hesap algoritması verilmiş, 2 adet tek açıklıklı, 2 farklı tek serbestlik dereceli çerçeve ve 2 farklı zemin grubu için taşıyıcı sistem davranış katsayıları hesaplanmıştır. Öncelikle çerçevelerin elastik analizi yapılmış, çerçeve elemanları boyutlandırılmış ve lineer olmayan analiz yapılarak taşıyıcı sistem davranış katsayıları belirlenmiş. Ayrıca geçmişte elde edilen parametrik fonksiyonlar ile karşılaştırma yapılmış ve çok katlı bir betonarme binanın taşıyıcı sistem davranış katsayısı hesaplanmıştır

Tezin son bölümü olan yedinci bölümde ise yapılan bu çalışmaların sonuçları açıklanmıştır.

AN INVESTIGATION OF THE SEISMIC LOAD REDUCTON FACTOR FOR THE LOW CONCRETE QUALITY REINFORCED CONCRETE STRUCTURE BUILDINGS

SUMMARY

It is very economical and safety way to design of the structure by the consideration of nonlinear behaviour. This situation is very important to design ductile structures. The advantages of the system are minimum design loads which are produced by the earthquakes.

In recent years, nonlinear analysis of the structures which is very complex and time consuming way to solve the building is easily analysed with computer programs. In this study a computer programme is used to obtain force deformation relations. During the calculations the material properties for reinforced concrete and steel members are taken into account namely characteristic compressive strength to 11 MPa and for steel 5500. Furthermore seismic zone factor is considered to 1 and local site class in considered in the 1998 earthquake code, namely Z3 corresponding to soft oil.

Nonlinear behaviour of single degree of freedom systems are investigated which have different periods and ductility ratios and seismic reduction factors are obtained, similarly R_{μ} and R_{os} parameters are calculated and compared with the ones which where found in the literature.

This study consists of seven sections. In the first section a brief information is given about the seismic load reduction factor and ductility. In the second section the evaluation of the seismic load reduction factor and its applications in different countries are explained. In addition the variables which considered to obtained the load reduction factor are given.

In the third section, Results of the various investigations for strength reduction factors carried out over the last 30 years are reviewed, and their results are presented in a common format and a comparison between the present study and the existing studies are given.

In the fourth section, the factors which influenced the load reduction factors are explained and their effects are parametrically given. Consequently the comparison between real response reduction factors and R factors are explained.

In the fifth section, a comprehensive information is given about the nonlinear statical analysis (pushover). Materail models and assumptions are explained in details.

In the sixth section, the computation algorithm of the load reduction factor is given and load reduction factors for a single degree of freedom system which has two spans are obtained for two different soil conditions. Firstly, Frame section dimentions are obtained with an elastic design concept after, Doing pushover analysis R coefficien was determined . Moreover, the comparison are made with the literature and calculated force reduction factor for Multistorey reinforced-concrete buildings.

In the last section, the conclusion are explained.

1. GİRİŞ

Deprem yükü azaltma katsayısı, lineer olmayan davranışı göz önüne alarak, elastik kuvvet talebinden inelastik kuvvet talebinin hesabı için kullanılır. Son yıllarda oluşan şiddetli depremler ve yapı hasarlarının incelenmesi sonucu, yapıları, gevrek davranıştan uzaklaştırıp daha sünek davranışa zorlanmaları diğer bir deyimle süneklikleri artırılmasının gerekliliği anlaşılmıştır. Son 30 yılı aşan süredir deprem yükü azaltma katsayısı hakkında araştırmalar yapılmaktadır. Kuvvet azaltım faktörünün gerçekliliği ve doğruluğu hakkında araştırmalar yapılmış ve yük azaltım faktörünü etkileyen parametreler incelenmiştir. Yük azaltım faktörünü etkileyen bir çok etkenin var olduğu bulunmuştur.

Depreme dayanıklı hesap yöntemlerinde belirtilen tasarım yatay kuvvetleri, genel olarak çeşitli yer hareketlerinde sisteme etkileyen elastik sınırdaki yatay kuvvetten daha az, bazı durumlarda çok daha az olmaktadır. Binaların sismik analizlerinde kullanılan yük azaltım faktörünün gerçekçiliği hakkında birçok araştırmacı endişelerini dile getirmiştir. Binaların yük azaltım faktörünün doğruluğunun kanıtı depreme dayanıklı tasarım yöntemlerinde gösterilmiştir. Kuvvet azalımı, yapının çevrimsel enerji yutabilme kapasitesi (lineer olmayan çevrimsel davranıştan dolayı yükteki azalma) ile sağlanmış ve yük azaltım faktörü olarak tanımlanmıştır. Deprem yükü azaltım faktörü, şiddetli deprem hareketi esnasında, yapının elastik olmayan deformasyonu (yapıdaki hasarlar) yapması sonucunda bulunan minimum yatay kuvvetin, yeteri doğrulukta hesaplanabilmesi için gerekli bir parametredir.

Son 30 yılı aşkın bir süredir yük azaltım faktörü çeşitli araştırmacıların konusu olmuştur. Uzun bir süre yapılan araştırmaların sonucu olarak yük azaltım faktörü deprem hesaplarını içeren yöntemler de yer almıştır. Bütün bu çalışmaların amacı, yük azaltım faktörünün yeniden gözden geçirilmesi, sonuçların genel bir format çerçevesinde gösterilmesi ve depreme dayanıklı tasarım içinde yer alan sonuçların değerlendirilmesidir.

Yapılan çalışmalar sonucunda birçok yönetmelikte yük azaltım katsayılarıyla ilgili formüller verilmiştir. Ayrıca R katsayısının hesaplanması oldukça zahmetli bir çalışma gerektirdiği için süneklik düzeyi yüksek ve süneklik düzeyi normal yapı tipleri için sabit R katsayıları tanımlanmış ve deprem hesaplarında bu R katsayıları kullanılmaya başlanmıştır.

1.1 Deprem Yüğü Azaltım Faktörünün Spektrumu

Herhangi bir yapıdaki taşıyıcı elemanların, yerel (kat ve taşıyıcı elemanlar) süneklik istemleri, kapasitelerinden daha düşük bir değeri alınarak boyutlandırılıp detaylandırılırsa, uygun bina deprem tasarımı sağlanmış olur. Bundan dolayı, yapılar tasarımında, daha önceden hesaplanan ve yerel süneklik isteminin kontrolü sonucu olan yapısal yerdeğıştirme süneklik istemini sınırlandırmak için sistemin yatay yük taşıma kapasitesinin hesaplanması gerekmektedir. Sistemin verilen herhangi bir deprem etkisinde, inelastik yerdeğıştirme kapasitesi genel olarak yerdeğıştirme süneklik oranı ile verilir. Bu değeri (μ) maksimum rölatif yerdeğıştirmenin (u_{max}), ilk plastikleşme anındaki yerdeğıştirmeye (u_y) oranı olarak ifade edilir.

$$\mu = \frac{u_{max}}{u_y} \quad (1.1)$$

Tek serbestlik dereceli bir sistemin, bir deprem etkisi altındaki davranışını temsil eden diferansiyel denklemi aşağıdaki gibidir.

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_g(t) \quad (1.2)$$

Burada :

- m : sistemin kütlesi
- c : Sönüm oranı
- k : Sistemin başlangıç rijitliği
- $\ddot{u}_g(t)$: Deprem hareketinin ivmesi
- $u(t)$: Deprem etkisinde sistemin yerdeğıştirmesi

Tek serbestlik dereceli bir sistemin başlangıç periyodu;

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{mu_y}{F_y}} \quad (1.3)$$

(1.3) bağıntısında;

- T : Sistemin başlangıç periyodu
- m : Sistemin kütlesi
- k : Sistemin başlangıç rijitliği

Süneklik azaltım faktörü R_μ (çevrimsel histerik davranıştan dolayı), elastik yük isteminin inelastik yük istemine oranıdır. Şekil 1.2 'den yola çıkarak Eşitlik 1.4 çıkarılmıştır.

$$R_\mu = \frac{F_y(\mu = 1)}{F_y(\mu = \mu_i)} \quad (1.4)$$

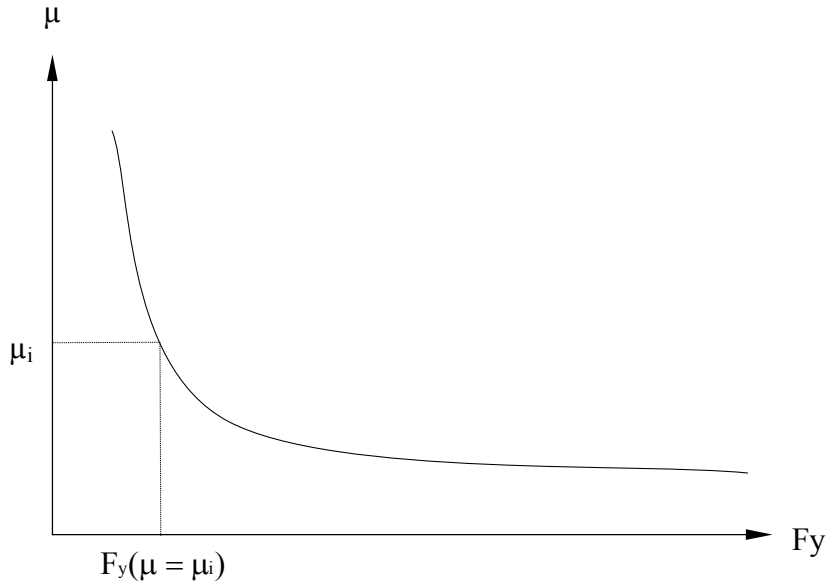
(1.4) bağıntısında;

$F_y(\mu = 1)$: Herhangi bir deprem hareketi altında, sistemde plastikleşme oluşmaksızın sisteme gelen yatay kuvveti.

$F_y(\mu = \mu_i)$: Sisteme etkiyen aynı deprem hareketi altında, yerdeğiştirme süneklik oranına sahip sisteme gelen yatay plastikleşme kuvveti.

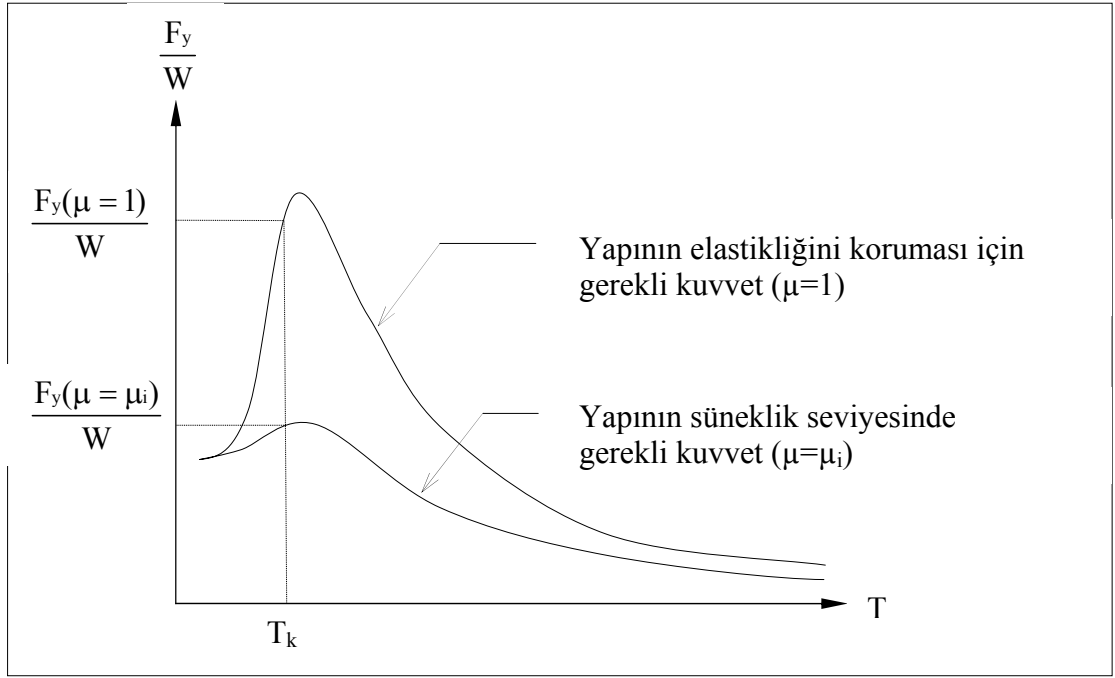
Genellikle, bir deprem hareketi esnasında, yapının inelastik davranış özelliği arttıkça, yatay plastikleşme kuvveti azalmaktadır (deprem yükü azaltım faktörü artmakta). Bu değişim Şekil 1.1 'de şematik olarak gösterilmiştir.

Verilen bir deprem hareketi ve maksimum tahmin edilen yerdeğiştirme süneklik istemi μ_i için esas problem, yapının sahip olduğu yerdeğiştirme süneklik isteminin μ_i değerinden büyük olmasından kaçınarak, minimum yatay yerdeğiştirme kapasitesinin $F_y(\mu=\mu_i)$ hesaplanmasıdır. Yatay kuvvetler $F_y(\mu=1)$ ve $F_y(\mu=\mu_i)$ sistemin ağırlığı ile normalize edilirse, lineer elastik davranış spektrumunun ve sabit yerdeğiştirme süneklik oranına sahip lineer olmayan davranış spektrumlarının ordinatlarına karşılık gelir. Bu spektrum Şekil 1.2 'de gösterilmiştir.

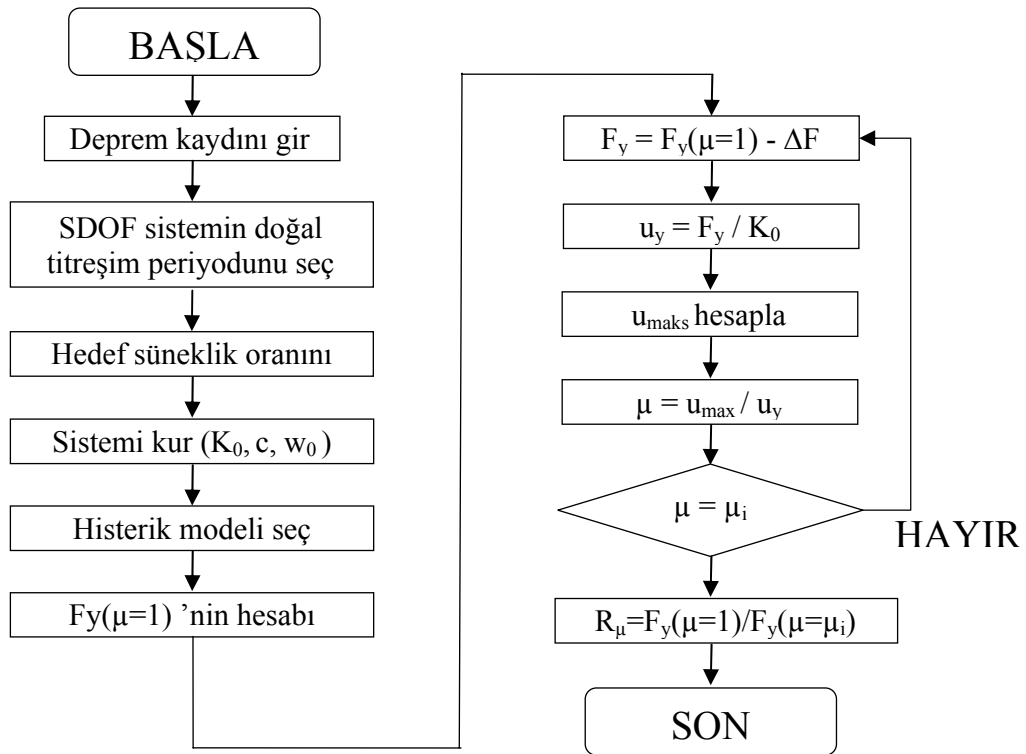


Şekil 1.1 Yerdeğiştirme Süneklik İsteminin Değişimi İle Sisteme Etkiyen Yatay kuvvetin Değişimi

Verilen bir deprem hareketinde, $F_y(\mu=\mu_i)$ değeri çevrimsel iterasyon sonucunda bulunmaktadır. Verilen her periyot ve yerdeğiştirme süneklik oranı (μ_i) için yatay plastikleşme değeri (F_y), önceden tahmin edilen μ_i değerinin belli bir tolerans ile hesaplanan μ değerine eşit olana kadar iterasyon yöntemi ile bulunur. Bu iterasyonun hesabı şematik olarak Şekil 3.3 'de verilmiştir.



Şekil 1.2 Lineer ve sabit sünekliğe sahip sistemin lineer olmayan davranış spektrumu
Verilen bu iterasyon herhangi bir deprem hareketine maruz kalmış sistem için süneklik faktörünün hesabını göstermektedir.



Şekil 1.3 R_μ Hesabı için İterasyon Yöntemi Döngüsü

1.2 Çalışmanın Amacı ve Kapsamı

Bu çalışmanın amacı, deprem yükü azaltım katsayısı olan R' nin hesap prosedürünü incelemek, ele alınan farklı periyottaki ve beton kalitesi düşük çerçevelerin R katsayılarının hesaplanması ve zemin sınıfının R katsayısına etkisini araştırmaktır.

2. YAPI DAVRANIŞ KATSAYISI “DEPREM YÜKÜ AZALTIM FAKTÖRÜ” (R)

2.1 Deprem yükü azaltım Faktörünün Ortaya Çıkışı ve Gelişim Süreci

2.1.1 Giriş

1957 yılında, California Yapı Mühendisleri Birliği'ne (SEAOC “Structural Engineers Association of California”) bağlı bir komite California için deprem yönetmeliği oluşturma çalışmalarına başlamıştır. Bu çalışmalar “Blue Book” olarak isimlendirilen SEAOC Recommended Lateral Force Requirements “Yatay kuvvetler için tavsiye edilen şartlar” olarak 1959 yılında yayınlanmıştır. Ortaya çıkan bu yönetmelik 1960 yılında dağıtılmaya başlanmıştır. 1959 yılında yayınlanan "Blue Book" ta yer alan depreme dayanıklı tasarım yönetmeliği, UBC' de mevcut olan deprem yönetmeliği ile önemli farklılıklar içermekteydi. Başlarda, minimum tasarım taban kesme kuvveti sisteminin türüne göre bulunmaktaydı. Taban kesme kuvveti için ortaya konulan eşitlik aşağıda verilmiştir.

$$V_e = KCW \quad (2.1)$$

(2.1) bağıntısında;

K : Deprem Katsayısı

C : Yapı periyot fonksiyonu

W : Yapının toplam zati yüküdür.

K katsayısı, yatay yük taşıyan perdelerin mevcut olduğu taşıyıcı sistemler için 1.33, perde ve moment aktaran çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler için 0.8, moment aktaran çerçeveler için 0.67 olarak verilmiştir. C parametresi tasarım davranış spektrumunun şekli olarak tanımlanmakta ve şu formül ile hesaplanmaktadır :

$$C = \frac{0.05}{\sqrt[3]{T}} \quad (2.2)$$

(2.2) bağıntısında;

T : Yapı titreşim periyodu

“Blue Book” olarak geliştirilen depreme dayanıklı tasarım yönetmeliği sadece California için çıkarılan bir önetmelikti. California'nın sismik açıdan bütün bölgeler aynı olduğu kabul edilmekte, bu yüzden C parametresine ihtiyaç duyulmamaktaydı.

UBC 1961 (ICBO, 1961) de öngörülen sismik şartlar için 1959'da yayınlanan "Blue Book" ta belirtilen deprem şartları esas alınmıştır. Farklı deprem bölgelerinin etkisini dikkate almak için Z katsayısı önerilmiştir. Burada Z katsayısı; en yüksek sismik harekete sahip olan 3. bölgede 1.0, orta derecede sismik harekete sahip 2. bölgede 0.5, düşük sismik harekete sahip 1. bölgede 0.25 olarak alınmıştır. UBC 1961'de (Uniform Building Code) en düşük tasarım taban kesme kuvveti şu şekilde hesaplanmaktaydı:

$$V_e = ZKCW \quad (2.3)$$

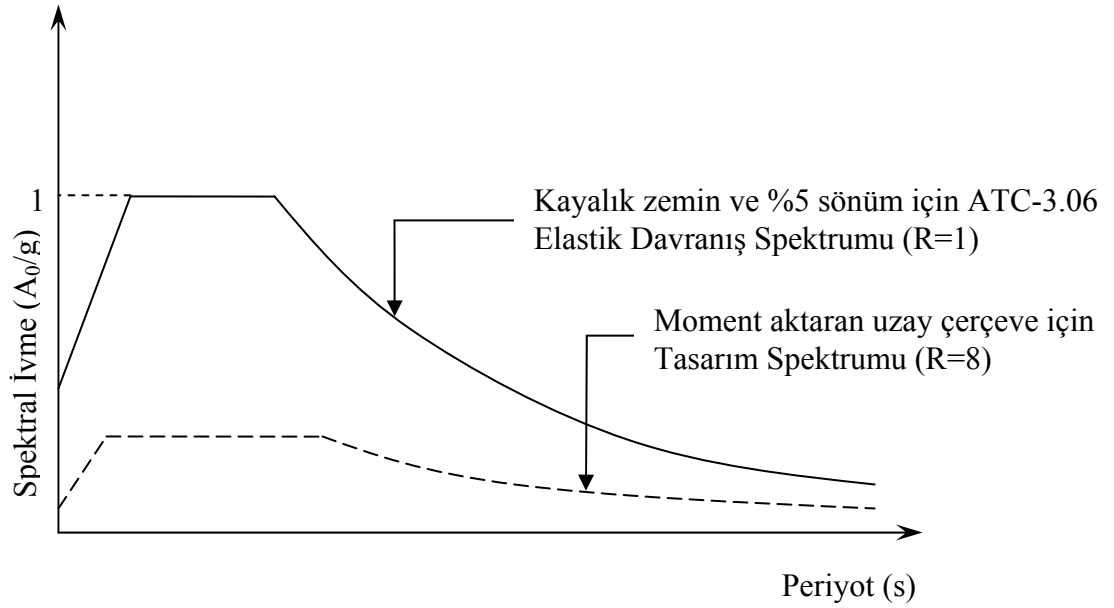
2.1.2 Deprem yükü azaltım Katsayısı R'nin Gelişim Süreci

ATC - 3-06'nın yayınlanması, deprem mühendisliği açısından ABD'de çok önemli bir adım olarak görülmüştür. ATC - 3-06, daha önceki deprem yönetmeliklerinden önemli farklılıklar içermektedir. Bu farklılıklar aşağıdaki şekilde verilmektedir.

1. Yapı kullanım kategorilere göre sismik tehlikeye maruz kalma grupları içerisinde sınıflandırmalar
2. Ulusal sismik risk haritaları,
3. Elastik dinamik analizler için veriler,
4. Yanal yer değiştirme için üst sınır değerler,
5. Zemin-yapı etkileşimi için şartlar,
6. Emniyet gerilmesi yerine malzemelerin dayanımlarını esas alan hesap yöntemi,
7. Taşıyıcı sistem davranış katsayısı olan R katsayısının. K katsayısı yerine kullanılmıştır.

ATC – 3-06'da R katsayısı hakkında şu bilgiler verilmektedir ;

1. R katsayısı, tasarım deprem risk değerini, ekonomikliği ve lineer olmayan davranışı göz önüne alarak kuvvet değerlerindeki azalmayı yansıtacak şekilde önerilmektedir.
2. Yer hareketlerinin beklenen etkilerini azaltmak için kullanılan "R" katsayısının geliştirilmesindeki amaç, yapının elastik ötesi davranışından faydalanarak daha düşük tasarım kuvvetleriyle yapıyı çözümlemektir. Şekil 2.1 'de R katsayısının kullanımı ile elastik spektral talebin, tasarım spektrumu seviyesine düşürülmesi gösterilmiştir.



Şekil 2.1 R Katsayısının Kullanımı ile Elastik Davranış Spektrumunun Tasarım Spektrum Seviyesine İndirgenmesi (1. Deprem bölgesi)

Açıklamalardan anlaşılacağı üzere R katsayısı çarpan olarak değil, bölen olarak paydada yer almıştır. Periyodun hesaplanmadığı yapılar için taban kesme kuvveti eşitliği şu şekilde verilmiştir;

$$V_e = \frac{2.5 A_0}{R} W \quad (2.4)$$

(2.4) bağıntısında;

V_e : Taban kesme kuvveti

A_0 : Yer hareketinin etkin yer ivme katsayısı

R : Deprem yükü azaltma faktörü

W : Yapı toplam zati ağırlığı

(2.4) denklemindeki 2.5 çarpanı dinamik büyütme çarpanı olarak adlandırılmıştır.

İki nedenden dolayı ATC -3-06 'da sadece yatay deprem yükleri hesaba katılmaktadır. Birinci neden; yapıların her zaman, yatay yüklerin oluşturduğundan daha büyük iç kuvvetler oluşturan düşey yüklere dayanacak şekilde tasarlanmış olması, düşey sismik hareketler için zaten bir kapasite rezervine sahip olmasıdır. İkinci neden ise; 1970' li yıllarda yapılan analizler sonucunda kullanılan hesap yöntemlerinde düşey yer hareketi etkilerinin sebep olduğu davranışların, yatay hareketlerin oluşturduklarından daha az şiddetli olmasındandır.

Yapı titreşim periyodunu içeren, taban kesme kuvveti denklemi ATC – 3-06’ da şu şekilde verilmiştir.

$$V_e = \frac{1.2 A_v S}{RT^{0.67}} W \quad (2.5)$$

Burada;

A_v : Zemin etkin pik hızı,

S : Zemin cinsine göre verilen katsayı,

T : Yapı titreşim periyodu.

Zemin cinsi katsayısı, deprem etkisi altında, zemin özelliklerinin yapıya etkileyen deprem yükü üzerindeki büyütme özelliğini dikkate almak için kullanılan bir parametredir.

ATC-3-06’da S parametresi 1.0 ile 1.5 arasında bir değer almaktadır.

ATC-3-06’ da R katsayısının oluşturulmasına katılan uzmanlar, ilk olarak komite elemanlarının kendi tecrübelerine dayanarak her yapı sistemi için R katsayıları geliştirdiklerini belirtmişlerdir. ATC-3-06’ da belirtilen R değeri, uzmanların görüş birliği sonucunda saptadıkları değerlerdir.

R katsayısını geliştiren komite içerisinde bulunan Pinkham, moment aktaran özel betonarme çerçeveleri için R katsayısının gelişim sürecini şöyle açıklamıştır :

R katsayısının maksimum değeri, 1976 UBC (1974 “Blue Book”) de emniyet gerilmesi tasarımı için hesaplanan V_w denkleminin ATC-3-06’ da taşıma gücü dizaynı için hesaplanan V denklemine eşitlenmesi (Eşitlik 2.7) ile bulunmuştur. Burada belirtilen, deprem performansın tasarım taban kesme kuvvetinin arttırılması ile geliştirilemeyeceği, ancak daha iyi bir detaylandırma ile yapının sismik performansının artacağıdır.

Moment aktaran betonarme çerçeveleri için, yapı titreşim periyodun 1,0 saniyeye eşit olduğu durumda R ’ nin maksimum değeri şöyle hesaplanır.

$$V_w \left(\frac{1.67}{1.33} \right) = \left(\frac{V}{0.9} \right) \quad (2.6)$$

(2.6) bağıntısında;

V_w : Deprem hesabında emniyet gerilmesini esas alan taban kesme kuvveti

V : Deprem hesabında taşıma gücünü esas alan taban kesme kuvveti

$$ZIKCS_i W \left(\frac{1.67}{1.33} \right) = \frac{1.2 AS}{0.9 RT^{0.97}} W \quad (2.7)$$

(2.7) bağıntısında;

Z : Deprem Bölge Katsayısı

I : Bina önem katsayısı

K : Deprem Katsayısı

C : Spektral Katsayı ($\frac{1}{(15\sqrt{T})}$)

S_i : Mevki Katsayısı

Z=1 T=1.0 I=1 S_i=1.5 A_v=0.4 S=1.2

Değerleri denklem (2.7) de yerine koyulursa;

$$(0.1256)K = \frac{0.64}{R} \quad (2.8)$$

$$R = \frac{5.1}{K} \quad (2.9)$$

UBC 1976 ‘da K değeri moment aktaran çerçeve sistemlerde 0,67 olarak önerilmiştir. Buradan yola çıkarak R’ nin ATC – 3-06 şartnamesindeki değeri hesaplanmıştır.

$$R = \frac{5.1}{0.67} \cong 8 \quad (2.10)$$

R taşıyıcı sistem davranış katsayısı moment aktaran özel çerçevelerden oluşan betonarme yapılar için maksimum 8 değerini almıştır.

2.2 R_w Katsayısının Gelişim Süreci

Emniyet gerilmesine göre hesap için yapısal davranış katsayısı değeri (R_w) SEAOC’ un sismoloji komitesi tarafından ortaya konulmuş ve “1988 Blue Book” ta yayınlanmıştır (SEAOC 1988). SEAOC, emniyet gerilmesi esasına dayanan tasarımdan, taşıma gücünü esas alan tasarıma geçişini kolaylaştırmak için R_w katsayısını seçmiştir.

R_w katsayısı da R’ ye benzer şekilde, K katsayısı ile ters orantılıdır. 1985 UBC’ deki K değeri ile 1988 UBC’ deki R_w değeri arasındaki ilişki aşağıda verilmiştir.

Taban kesme kuvvetinin hesabı için UBC’ de verilen denklem aşağıda verilmiştir.

$$V_D = (ZIKCS)W \quad (2.11)$$

Dizayn taban kesme kuvvetinin hesabı için Blue Book 1988 ve UBC 1994’de önerilen denklem aşağıda verilmiştir.

$$V_D = \frac{ZIKCS}{R_w} W \quad (2.12)$$

Bu eşitlikte, I=1 alınmıştır. C faktörü eşitlik (2.12) de 2,75' lik maksimum değere sahiptir ve şu şekilde tanımlanmıştır.

$$C = \frac{1.255}{T^{0.67}} \quad (2.13)$$

Eşitlik (2.11) de CS=0,14 ve Z=1 olarak alınırsa ve eşitlik (2.12) de C=2,75 ve Z=0,4 değerleri alınırsa;

$$K(0.14)C = \frac{(2.75)(0.14)}{R_w} \quad (2.14)$$

$$R_w = \frac{7.86}{K} \cong \frac{8}{K} \quad (2.15)$$

(2.10) ve (2.15) denklemleri eşitlenerek;

$$R_w = \frac{7.86}{5.1} R \cong 1.54R \quad (2.16)$$

Tablo 2.1 Birçok çerçeve sistemi için K ve R_w değerleri

Çerçeve Sistemler	1985 UBC	1988 UBC
Perdeli Yapı	K = 1.33	R _w = 6
Çift yönlü Çelik ve Beton	K = 0.80	R _w = 10
Sünek Çelik ve Beton	K = 0.67	R _w = 12
Diğer	K = 1.0	R _w = 8

2.3 Deprem Yüğü Azaltım Faktörünün Kullanımı

2.3.1 Giriş

Deprem yüğü azaltım katsayısı bir çok ülkenin sismik dizayn şartnamesinde yer almaktadır. Deprem yüğü azaltım katsayısı Avrupa, Japonya, Meksika ve diğer ülkelerde sismik dizaynda kullanıldığı gibi, yine ABD' de köprülerin sismik dizaynında kullanılmıştır.

2.3.2 Sismik Yapı Şartnamelerinde R katsayısı

2.3.2.1 Avrupa Şartnamesinde R katsayısı

Eurocode 1988 (CEC 1988) da yer alan deprem hesabına yönelik yöntem, tek aşamalı bir tasarım yöntemidir ve taşıma gücü seviyesine yönelik olarak elastik spektral davranışı periyoda bağlı olarak azaltmaktadır. Spektral davranışı azaltma katsayısı ($\bar{q}$) aşağıda görülmektedir [13].

$T < T_1$ için;

$$\bar{q} = \frac{1 + \frac{T}{T_1}(\eta\beta_0 - 1)}{1 + \frac{T}{T_1}[\eta\beta_0/(q - 1)]} \quad (2.17)$$

$T > T_1$ için;

$$\bar{q} = q$$

Burada;

T : Yapının doğal titreşim periyodu

T_1 : Dizayn spektrumunun karakteristik periyodu

q : Malzeme cinsi, yapı dayanımı ve rijitlik dağılımının bir fonksiyonu olarak çeşitlilik gösteren sistem davranış katsayısı

η : Sistemin eşdeğer viskoz sönümü

β_0 : İtibari-ivme spektrumuna karşı gelen büyütme katsayısı (2,5' e eşit alınır)

q değeri betonarme çerçeve sistemler için 1 ile 5 arasında değişmektedir. Kısa periyot aralığında elastik kuvvet talebinin şiddetini azaltmak için sünellik kullanılmamaktadır.

İnelastik yanal yerdeğiştirme değeri (d_s), 1988 Eurocode içerisinde, azaltılmış deprem kuvveti ve davranış katsayısı q 'nun hesaplanmasında kullanılan yerdeğiştirme değerlerinin (d_e) bir sonucu olarak hesaplanmıştır. $T < T_1$ için $q/\bar{q}$ oranı 1,0 değerine eşittir ve inelastik yanal yerdeğiştirme değerleri elastik yanal yerdeğiştirme değerlerine eşittir.

2.3.2.2 Japon Şartnamesinde R katsayısı

Japon 1981 Yapı Standart Kanunu (IAEE, 1992) yapıların sismik tasarımı için iki aşamalı yöntem öngörmektedir. İlk aşamada yapılan hesapta, NEHRD

yönetmeliğinde benimsenen yaklaşıma benzer bir yol takip edilmiştir. Burada, hesap yöntemi olarak emniyet gerilmeleri esas alınmakta ve emniyet gerilmesinin akma gerilmesine eşit olduğu kabul edilmektedir. İkinci aşamada yapılan tasarımda, dayanım ve süneklik için kesin bir değerlendirme öngörülmektedir. Bu aşama şiddetli bir yer hareketi karşısında dayanımın ve sünekliğin yeterli olup olmadığının kontrolü olarak kabul edilmektedir. Ahşap yapılar ve az katlı yapılar için ikinci aşamadaki tasarım yöntemine gerek duyulmamıştır. Diğer yapılarda ise, yükseklikleri 31-60m aralığında yer alan bütün binalar, hem birinci aşama hem de ikinci aşamaya göre tasarlanır. 60m Üzerindeki yapılar için ise Bayındırlık Bakanlığı' nın onayı gerekmektedir.

Birinci aşamaya göre tasarımda her kattaki deprem katsayı (C_i) dört farklı değişkenle ifade edilmiştir [13].

$$C_i = ZR_t A_i C_0 \quad (2.18)$$

(2.18) bağıntısında;

Z : Deprem bölge katsayısı,

R_t : Zeminin cinsinin bir fonksiyonu olarak çeşitlilik gösteren spektral şekli tanımlar,

A_i : Binaya etkiyen deprem kuvvetlerinin yapının yüksekliği boyunca dağılımı,

C_0 : Yer ivmesinin en büyük değeri.

Depremselliği fazla olan sismik bölgelerde $Z=1,0$ olmaktadır. Yumuşak zemin üzerindeki ahşap yapılar hariç, $C=0,2$ olmaktadır. Deprem hesabında herhangi bir i . kattaki kesme kuvveti (Q_i) şu şekilde tanımlanmaktadır;

$$Q_i = C_i W_i \quad (2.19)$$

Burada;

W_i : Yapının i . katındaki toplam ağırlıktır.

Birinci aşama için yapılan tasarımda, azaltılmamış deprem kuvvetleri kullanılmaktadır. Öngörülen sismik kuvvetler için katlarda meydana gelen görelî kat ötelemeler, aksi belirtilmedikçe kat yüksekliğinin %5 ile sınırlandırılmıştır. Özel durumlarda ise görelî kat ötelemeleri için sınır değeri olarak, kat yüksekliğinin %8' ine kadar müsaade edilmektedir.

İkinci aşamaya göre yapılan hesapta, mühendisler planın dış merkezliğini, yanal rijitliğin dağılımını, bazı durumlar için minimum yönetmelik gerekliliklerini ve her katın en yüksek yatay yük taşıma kapasitesini göz önüne alırlar. En büyük yatay yük taşıma kapasitesi plastik analiz kullanılarak hesaplanır.

$$Q_u = D_s F_{es} Q_{ud} \quad (2.20)$$

Burada;

F_{es} : Yapı taşıyıcı sistem düzenliliğinin bir ölçüsüdür,

D_s : Çerçeve sistemine bağlı bir süneklik katsayısı

Q_{ud} : Önemli deprem hareketleri için taban kesme kuvveti

İkinci tasarım aşamasında yanal yerdeğiştirme kontrolü yapılmamaktadır.

$$F_{es} = F_e \cdot F_s \quad (2.21)$$

F_e : Binanın plandaki düzensizliğinin bir ölçüsüdür,

F_s : Binanın yüksekliği boyunca yanal rijitliğin dağılımının üniformluğunu yansıtır.

F_e ve F_s 1.0 (düzenli) ve 1.5 (çoğunlukla düzensiz) arasında değerler almaktadır. Süneklik faktörü (D_s), malzeme kalitesi, çerçeve sisteminin türüne ve ana davranış parametrelerinin bir fonksiyonu olarak farklılık gösterir. Malzeme çelik veya betonarme olarak belirtilmiştir. Kompozit (çelik-betonarme karma) yapılar ise betonarme başlığı altında verilmiştir.

Tablo 4.2' de betonarme yapılar için 1981 Yapı Standartı'ndan alınan D_s değerleri gösterilmektedir. Kompozit yapılar için D_s değerleri tablodaki değerlerden 0.05 azaltılarak elde edilmektedir.

Tablo 2.2 1981 Japon Yapı Standartları Kanunu İçerisinde Yer Alan Betonarme Çerçevesiz Binalar İçin D_s Katsayıları

ELEMENLERİN DAVRANIŞI	ÇERÇEVE TÜRÜ		
	Sünek Moment Aktaran Çerçeve	Betonarme Perdeli Çerçeve	(1) ve (2) Dışında Kalan
Mükemmel Sünekliğe Sahip Elemanlar	0.30	0.40	0.35
İyi Sünekliğe Sahip Elemanlar	0.35	0.45	0.40
Kötü Sünekliğe Sahip Elemanlar	0.40	0.50	0.45
Zayıf Sünekliğe Sahip Elemanlar	0.45	0.55	0.50

2.3.2.2 Meksika Yönetmeliğinde R katsayısı

1987 Mexico City Yapı Yönetmeliğinde, elastik spektral davranışı taşıma gücü seviyesine indirmek için deprem azaltma katsayısı kullanılmaktadır. Davranış, azaltma faktörü (Q') yapı periyoduna bağlıdır [13].

$T < T_A$ için;

$$Q' = 1 + \frac{T}{T_A}(Q - 1) \quad (2.22)$$

$T > T_A$ için;

$$Q' = Q \quad (2.23)$$

(2.22) ve (2.23) bağıntılarında;

T : Yapı titreşim periyodu

T_A : Zemin hakim periyodu

Q : Malzeme türü, bina dayanımı ve rijitlik dağılımının bir fonksiyonu olarak çeşitlilik gösteren taşıyıcı sistemin davranış faktörüdür. (1,0 ve 4,0 aralığında değerler almaktadır)

İnelastik yerdeğiştirme değerleri, Mexico City Yapı Yönetmeliğinde azaltım faktörü Q ve azaltılmış deprem kuvvetleri kullanılarak hesaplanan yerdeğiştirme değerlerinin bir sonucu olarak hesaplanmaktadır. $T > T_A$ halinde ise Q/Q' oranı 1.0 değerini aşmakta ve inelastik yer değiştirme değerleri de elastik yerdeğiştirme değerlerini aşmaktadır. $T > T_A$ halinde ise Q/Q' oranı 1.0 değerine eşit olmakta ve inelastik yer değiştirme değerleri elastik yer değiştirme değerlerine eşit olmaktadır.

2.3.3 Özet

Yapıların deprem tasarımı ile ilgili deprem yükü azaltma katsayısının Avrupa (Eurocode 1988), Japonya (Building Standart Law 1981) ve Meksika (Mexico City Building Code 1987) yönetmeliklerindeki uygulamalarından bahsedildi. Amerikan yönetmeliğinden ve buradaki farklı ülkelerin yönetmeliklerinden elde edilen sonuçların tamamı, kayalık zeminler üzerinde farklı süneklik özelliği gösteren 3 farklı çerçeve sistemi göz önüne alınmıştır. Bu çerçeve sistemler aşağıda verilmiştir.

1. Betonarme perdeli çerçeveler,
2. Moment aktaran betonarme uzay çerçeveler,
3. Moment aktaran çelik uzay çerçeveler.

Tablo 2.3, ele alınan bütün yönetmeliğindeki R değerini karşılaştırmalı olarak göstermektedir. Karşılaştırılan bu deprem yönetmeliklerinden yalnızca Japonya 1981, R katsayısını elastik spektral davranışın taşıma gücü esaslı tasarım seviyesine indirgenmesini içermemektedir.

Tablo 2.3' de R katsayılarının karşılaştırılması verilmiştir. Amerikan şartnamesine göre tasarlanan bir binada, Avrupa ve Meksika yönetmeliklerine göre hesap edilenden daha fazla hasara müsaade edildiği görülecektir.

Tablo 2.3 Sağlam Zeminler için ve $T=0,1-1,0$ s için Davranış Katsayılarının Karşılaştırılması

Yapısal Sistem	Periyot	Avrupa	Japonya	Meksika	ABD
Betonarme Perdeli Çerçeveler	$T = 0.1$ s	2.0	2.5	2.5	5.5
	$T = 1.0$ s	3.5	2.5	4.0	5.5
Betonarme Moment Çerçeveleri	$T = 0.1$ s	2.3	3.3	2.5	8.0
	$T = 1.0$ s	5.0	3.3	4.0	8.0
Çelik Moment Çerçeveleri	$T = 0.1$ s	2.5	4.0	2.5	8.0
	$T = 1.0$ s	6.0	4.0	4.0	8.0

Avrupa ve Meksika yönetmeliklerinde yük taşıma kapasitesindeki rezerv dayanım hesaba katılmamakta, bu iki yönetmelikte sadece süneklik bir ölçü olarak ele alınmakta, buna karşı Amerikan şartnamesinde rezerv mukavemet ve süneklik birlikte dikkate alınmaktadır.

NEHRP (R) ve Japon BSL ($1/D_s$) şartnamelerindeki deprem yükü azaltma katsayısına katılan değerler arasında direk bir karşılaştırma yapmak oldukça zordur. NEHRP şartnamesinde R, elastik kuvvetleri tasarım için taşıma gücü seviyesine indirgemekte kullanılır. BSL şartnamesinde ise katsayı, ikinci seviye yöntemlerinde, elastik kuvvetleri çerçeve sistemin maksimum dayanımıyla karşılaştırmak için indirgemekte kullanılır. Bu maksimum taşıma gücü değeri ya lineer olmayan statik analiz ya da plastik analiz yöntemleri kullanılarak hesaplanmakta ve ilk plastik mafsall oluşumunda tasarımda göz önüne alınan taşıma gücü %100 olarak aşılabilirliği belirtilmektedir. ABD' deki çoğu çerçeve sistemlerin maksimum taşıma kapasitelerinin dizaynında göz önüne alınan dayanımlarının iki veya üç katı olduğu varsayıldığından ve benzer şekilde R değerinin de $1/D_s$ değerinin iki veya üç kat

kadar aştığı kabul edildiğinden ABD ve Japonya’ da yapılan çerçeve sistemlerin birbirine benzer olduğu görülmektedir.

2.4 Deprem yükü azaltım Katsayısı R ’nin İçeriği

R faktörünün ortaya atılması ile birçok araştırma (Freeman 1990; Uang 1991; ATC 1995a ve b) tarafından tamamlanmış ve yayınlanmıştır. Geçmiş çalışmalarda öne sürülen (ATC 1995a) R katsayısı formülü 2 faktörden oluşmaktadır.

$$R = R_{OS} R_{\mu} \quad (2.24)$$

(2.24) bağıntısında;

R_{OS} : Dayanım Faktörü

R_{μ} : Süneklik Faktörünü

olarak verilmiştir.

Eiştirlik (2.24) ‘de dayanım faktörü, Berkeley Araştırmacıları ve Freeman (1990) tarafından çıkarılan formüllere benzerlik göstermektedir. Berkeley formülünden farklı olarak geliştirilen Freeman formülü dayanım ve süneklik faktörünün olan tasarım spektrum azaltım faktörü olarak tanımlanmaktadır. ATC-34 (ATC 1995b) projesinin bir parçası olarak geliştirilen mukavemet faktörü, her bir ana deprem doğrultusundaki binaların yanal sismik çerçevelerin güvenliğini temsil eder.

Üçüncü faktör olan, viskoz sönümün de etkisini göz önüne almak için, viskoz sönüm faktörünün (R_{ξ}) etkisi, yeni deprem yükü azaltım faktörüne eklenmesi düşünülmektedir. Viskoz sönüm faktörü lineer olmayan bir çerçeve sisteminde yanal yerdeğiştirmelerin azaltılması için kullanılabilir. Fakat, özellikle yüksek sönümlü çerçeveler için kuvvet-yerdeğiştirme davranışının orantılı olarak azaltılmasında kullanılmamaktadır.

Eştirlik 2.24 ‘de çerçeve sistemler için yatay ve düşey düzensizliklerin etkileri ihmal edilmiştir. Düzensizlik etkilerinin göz önüne alınması, düzenlilik faktörü kullanılarak R’ nin azaltılması ile mümkündür. Düzenlilik faktörünü açıklayan birçok yönetmelik bulunmaktadır (Japan 1981 “Building Standart Law”, ATC-34 “ATC 1995b”).

2.4.1 Dayanım Faktörü (R_{OS})

Bir yapının maksimum yatay yük dayanımı (yatay yük taşıma kapasitesi) V_y , genellikle dizayn yatay mukavemetinden V_d daha büyüktür. Çünkü yapı elemanları tasarım için gerekli mukavemetten daha fazla kapasiteye sahip olacak şekilde tasarlanmaktadır. Örnek olarak, uzun periyotlu çerçeve sistemlerde, yönetmeliğe bağlı olarak göreceli kat öteleme ve maksimum yanal yerdeğiştirme limitleri göz önüne alındığında, dayanım için gerekenden büyük eleman kesitlerine ihtiyaç duyulabilir. Yanal ötelemeleri sınırlandırılmış çerçeve sistemleri için büyük kesit seçimi, periyoda bağlı dayanım katsayılarının oluşmasına neden olabilir. Verilen bir çerçeve sistemi için V_y / V_d oranı, bölgenin depremselliğine ve yapı yüksekliğine bağlı olarak farklılık gösterir. Depremselliği düşük bölgelerde yer alan yapılar, depremselliği yüksek olan bölgelere göre daha farklı rezerv dayanım değerine sahip olacaktır. Çünkü deprem yüklerinin yerçekimi yüklerine oranı farklıdır. Bölgesel yapı uygulamalarındaki farklılıklar mukavemet faktörü değerini etkilemektedir.

2.4.2 Dayanım Faktörünün Hesaplanması

Dayanım faktörünün hesabında lineer olmayan statik analiz (Pushover Analysis) yöntemi kullanılmaktadır. İtme analizi olarak ta isimlendirilen yöntem oldukça basit hesap kriterine dayanmaktadır. Fakat, yapı elemanlarının davranışları ve yapının sınır durumlarının belirlenmesi gerekmektedir. Elemanların ve yapının sınır durumları (yerdeğiştirme ve elemanların plastik dönmeleri) belirlendikten sonra itme analizi yöntemi uygulanarak yapının göçme yükü bulunur. Bulunan bu göçme yükü ve dizayn kuvveti kullanılarak dayanım faktörü hesaplanır.

$$R_{OS} = \frac{V_y}{V_d} \quad (2.25)$$

Dayanım katsayısının belirlenmesinde, araştırmacılar bir çok tarafından lineer olmayan dinamik analiz yapılmıştır.

Bu araştırmacılarından biri Freeman (1990), biri 4. , diğeri ikisi 3. deprem bölgesi olmak üzere 3 açıklıklı ve 3 katlı moment aktaran çelik çerçeveler için mukavemet faktörünü araştırmıştır. Hesaplamalar sonucunda her bir deprem bölgesi için dayanım faktörlerini 1.9, 3.6, 3.3 olarak elde edilmiştir. En eski çalışmalardan biri olan ve Freeman (ATC 1982b) tarafından yapılmış ve analizde 4 ve 7 katlı moment aktaran betonarme çerçeveler kullanılmıştır. Analizler sonucunda dayanım katsayısı, yaklaşık olarak sırayla 2,8 ve 4,8 olarak hesaplanmıştır.

Diğer bir çalışma ise, Osteraas ve Krawinkler (1990) tarafından yapılmıştır. Bu çalışmada, moment aktaran çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistem ile, bina çerçeve dış

cephesinde yer alan moment aktaran çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistem ve çaprazları merkezi birleştirilmiş çerçevelerden oluşan taşıyıcı sistemler kullanılarak dayanım faktörü belirlenmeye çalışılmıştır.

Bu çerçevelerin analizinde bazı varsayımlar yapılmıştır;

1. Deprem yükleri UBC’de tanımlanan deprem bölgesi ve zemin türü S’ ye göre tespit edilmiş,
2. Zati yük 3.35 kN/m^2 olarak alınmış,
3. Hareketli yük 1.44 kN/m^2 olarak alınmış,
4. Çerçeveler 24 m^2 plan alanı oluşturacak şekilde 3 ve 5 açıklıklı olarak tasarlanmıştır,
5. Bina yüksekliğine bağlı olarak basitleştirilmiş elastik periyot bağıntısı kullanılarak yapının titreşim periyodu hesaplanmıştır.

Osteraas ve Krawinkler araştırmalarında ele aldıkları üç çerçeve sistemi için 1.8 ve 6.5 arasında değişen dayanım faktörleri elde etmişlerdir. Analizler sonucunda mukavemet faktörü, moment aktaran çerçevelerden oluşan sistem için 2.1, yapının cephesinde yer alan moment aktaran çerçevelerinden oluşan yapılar için 1.8, merkezi birleştirilmiş çaprazlı çerçevelerden oluşan yapılar için mukavemet faktörü 2.2 değerlerini almıştır.

Uang ve Maarouf (1993), 1989 Loma Prieta depreminden etkilenen iki binayı analiz etmişlerdir. Analizlerde, binalardan biri 13 katlı çelik çerçeveli, diğeri 6 katlı, cephelerinde betonarme moment aktaran çerçeveler çeklindedir. Bu iki yapı için dayanım faktörü sırasıyla 4.0 ve 1.9 olarak hesaplanmıştır..

Hwang ve Shinozuka (1994), UBC’de tanımlanan deprem bölgesi 2’ de yer alan moment aktaran çerçevelerinden oluşan 4 katlı bina üzerinde analizler yapmışlardır. Bu yapı için tasarım yatay kuvveti $0.09W$ ’ dir. Binanın yatay yük taşıma kapasitesi $0.26W$ olarak hesaplanmıştır. Bunun sonucunda çerçeve sistem üzerinde herhangi bir hasar sınırlandırılması alınmadığından dayanım katsayısının 2.2 olduğu görülmüştür. Hasar kontrol seviyesi, performans seviyesi olarak belirlendiğinde mukavemet faktörünün yaklaşık olarak 1.6 ‘ya düştüğü saptanmıştır.

Buradaki analizlerden görülebileceği gibi her yapının dayanım faktörü periyoda ve üzerinde bulunduğu sismik bölgesine göre değişmektedir.

2.4.3 Süneklik Faktörü (R_μ)

Süneklik bir kesitin veya bir elemanın veya bir taşıyıcı sistemin dış yükte önemli bir değişme olmaksızın elastik sınırın ötesinde şekil değiştirme, dolayısı ile yerdeğiştirme yapma özelliğinin bir ölçüsü olarak tanımlanabilir.

Taşıyıcı sistemin veya elemanların sünekliği, işaret değiştiren ve sistemi elastik sınırın ötesinde zorlayan etkiler altında taşıyıcı elemanların yardımlaşmasını sağlamak yanında enerji yutması sonucunu doğurduğundan, düşey yükler altındaki projelendirmeden daha çok dinamik deprem yüklerinin karşılanmasında önem teşkil etmektedir. Seyrek meydana gelecek şiddetli deprem etkisini, yapının elastik davranışının üzerinde şekil değiştirerek karşılanması öngörülür. Böyle bir durumda ise elastik olmayan davranış önem kazanır. Yapının elastik sınırı geçip, sünerek kesit zorlarında önemli artmalar olmadan şekil değiştirmesi arzu edilir, bu yolla depremin dinamik etkisi, elastik ve geri dönüşümü olmayan enerji türüne dönüşerek yutulmakta ve sönmelenmektedir. Bir doğrultuda yükleme durumunda ortaya çıkan çevrimlerin geniş olması ile süneklik artar. Süneklik ölçüsü için en yaygın olan formül;

$$\mu = u_{\max} / u_y \quad (2.26)$$

şeklinde verilebilir.

Sismik parametreler olan; yerdeğiştirme kapasitesi, süneklik ve süneklik oranı birbirleri ile çok yakın bağlantılıdır, bu yüzden bu kavramlar genellikle karıştırılır. Örneğin, büyük oranda yerdeğiştirme kapasitesine sahip bir çerçeve küçük sünekliğe ve küçük bir süneklik oranına sahip olabileceği gibi, küçük oranda yerdeğiştirme kapasitesine sahip bir çerçeve de küçük sünekliğe fakat büyük süneklik oranına sahip olabilir.

Süneklik oranı (μ) ; sistem, kat ve eleman seviyelerinde hesaplanabilir. Sistem ve kat seviyelerinde, süneklik oranı, yerdeğiştirme süneklik oranı cinsinden açıklanmıştır. Eleman seviyesinde ise; süneklik oranı, uzama süneklik oranı, eğrilik süneklik oranı ve dönme süneklik oranı cinsinden açıklanmıştır. Süneklik katsayısı çerçeveler sistemleri için lineer olmayan davranışın bir ölçüsüdür.

Yerdeğiştirme sünekliğinin hesabının güvenilir bir şekilde yapılması arzu edildiğinden, süneklik katsayısının hesabı için yerdeğiştirme sünekliği ve süneklik katsayısı arasında bir ilişki türetilmiştir. Bu, yakın yıllar içerisinde birçok araştırmacı tarafından araştırma konusu olarak seçilmiştir. Bölüm 3' te yapılan bu çalışmalardan bahsedilmektedir.

3. KONU İLE İLGİLİ YAPILAN ÇALIŞMALAR

R_μ faktörü, hem taşıyıcı sistemin karakteristik değerleriyle (sönüm, çevrimsel davranış ve titreşim periyodu) hem de oluşan yer hareketinin bir fonksiyonudur. Birçok araştırmacı deprem yükü azaltım katsayısı hakkında araştırmalar yapmıştır. Buradaki çalışmalarda farklı zeminler üzerinden alınan deprem kayıtları ile tek serbestlik dereceli sistemler analiz edilmiş ve R katsayısının bir parametresi olan R_μ katsayısı fonksiyon olarak elde edilmiştir. Analizlerden ve sonuçlardan bahsetmeden önce şimdiye kadar yapılmış, konuyla ilgili çalışmalardan [14], bu çalışmalardan yapılan karşılaştırmalardan ve sonuçlarından bahsetmek uygun olacaktır.

3.1 Newmark ve Hall

18 Mayıs 1940 California depremine ait El Centro ivme kaydının kuzey-güney bileşeninin elastik ve inelastik ivme spektrumlarından ve herhangi bir yer hareketi etkisindeki tek serbestlik dereceli sistemin davranışından yola çıkarak araştırmacılar bazı gözlemler yapmışlardır. Bu gözlemlerin sonuçları aşağıda maddeler halinde sıralanmıştır.

- i. Düşük frekans (uzun periyot) ve orta frekans spektral bölgelerinde elastik ve elastik olmayan bir sistem, aynı maksimum yerdeğiştirmeyi yapmaktadır.
- ii. Yüksek frekans (kısa periyot) bölgelerinde elastik ve elastik olmayan bir sisteme aynı deprem kuvveti etkimektedir.
- iii. Çok yüksek frekans (çok kısa periyot) bölgelerinde, aynı deprem etkisindeki elastik bir sistemde enerjinin korunumu prensibi ile elde edilen monotonik kuvvet-yerdeğiştirme diyagramındaki maksimum yerdeğiştirme, ideal elasto plastik bir sistemin yaptığı yerdeğiştirmeye eşittir.

Bu gözlemler, inelastik tasarım spektrumun elastik spektrumundan elde edilebileceği önerisini ortaya koymuştur. Bu yöntemlerde elastik spektrum azaltım faktörü her bir periyot bölgesinde farklı değerlerdedir. Yük azaltım faktörü Newmark ve Hall tarafından aşağıdaki bağıntılarla verilmiştir.

$$0 \leq T \leq \frac{T_1}{10} \quad \text{için} \quad R_\mu = 1 \quad (3.1)$$

$$\frac{T_1}{10} \leq T \leq \frac{T_1}{4} \quad \text{için} \quad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \left[\frac{T_1}{4T} \right]^{2.513 \log \left[\frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \right]} \quad (3.2)$$

$$\frac{T_1}{4} \leq T \leq T'_1 \quad \text{için} \quad R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (3.3)$$

$$T'_1 \leq T \leq T_1 \quad \text{için} \quad R_\mu = \frac{T_\mu}{T_1} \quad (3.4)$$

$$T_1 \leq T \leq T_2 \quad \text{için} \quad R_\mu = \mu \quad (3.5)$$

$$T_1 \leq T \leq 10.0s \quad \text{için} \quad R_\mu = \mu \quad (3.6)$$

Sınır periyot değerleri;

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev}.V}{\phi_{ea}.A} \quad (3.7)$$

$$T'_1 = T_1 \frac{\mu}{\sqrt{2\mu - 1}} \quad (3.8)$$

$$T_2 = 2\pi \frac{\phi_{ed}.D}{\phi_{ea}.V} \quad (3.9)$$

bağıntıları ile hesaplanır. Bağıntılardaki A, V, D parametreleri sırasıyla deprem kaydının maksimum zemin ivmesi, maksimum zemin hızı ve maksimum zemin yerdeğiştirmesidir. ϕ_{ea} , ϕ_{ev} ve ϕ_{ed} parametreleri ise elastik tasarım spektrumundaki ivme, hız, yerdeğiştirme bölgelerindeki zemin hareketi büyütme faktörlerini temsil etmektedir.

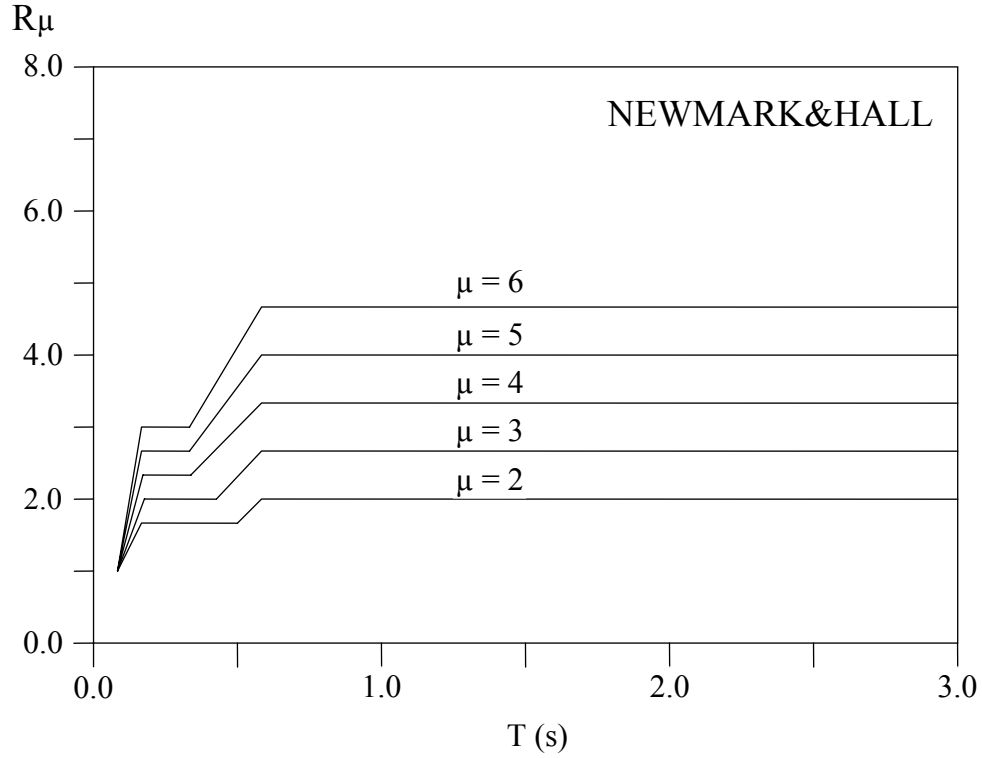
Kuvvet azaltım faktörü, 2. spektral bölgede ($\frac{T_1}{10} \leq T \leq \frac{T_1}{4}$) lineer olmayan değişim göstermekte, $0 \leq T \leq \frac{T_1}{10}$ bölgesinde birim değerini almakta, diğer bölgelerde ($T'_1 \leq T \leq T_1$) ise lineer olarak değişmektedir.

Kuvvet azaltım faktörü, ($\frac{V}{A}$) ve ($\frac{D}{V^2}$) 'nin önerilen ortalama değerleri kullanılarak (1.22 m/s/g ve 0.153 s²/m), ($T_1 = 0.57$ s), $\xi = \%5$ sönüm oranı için $\phi_{ea} = 1.9$, $\phi_{ed} = 1.4$ büyütme katsayıları kullanılarak Şekil 3.1 'de grafiksel olarak gösterilmiştir.

3.2 Lai ve Biggs

Lai ve Biggs yaptıkları çalışmada; 20 adet deprem hareketi kaydının elastik davranış spektrumunu kullanarak, Newmark ve Hall'un tasarım davranış spektrumuna da uygun olarak tasarım inelastik davranış spektrumunun elde etmişlerdir. Analizler logaritmik olarak değişen 0.1 s ile 10 s arasında değişen 50 doğal titreşim periyodu için yapılmıştır. 2 farklı sönüm oranı ve 4 farklı süneklik oranı incelenmiştir. Çalışmalarda elasto-plastik sistemler kullanılmıştır. 3 ayrı spektral bölgenin her birinde azaltım faktörleri kullanılarak elastik spektrum eğrisinin azalımı ile inelastik

spektrum elde edilmiştir. Yük azaltım faktörünün elde edilmesi için gerekli azaltım faktörü aşağıda eşitlikte verilmiştir.



Şekil 3.1 Newmark ve Hall Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri

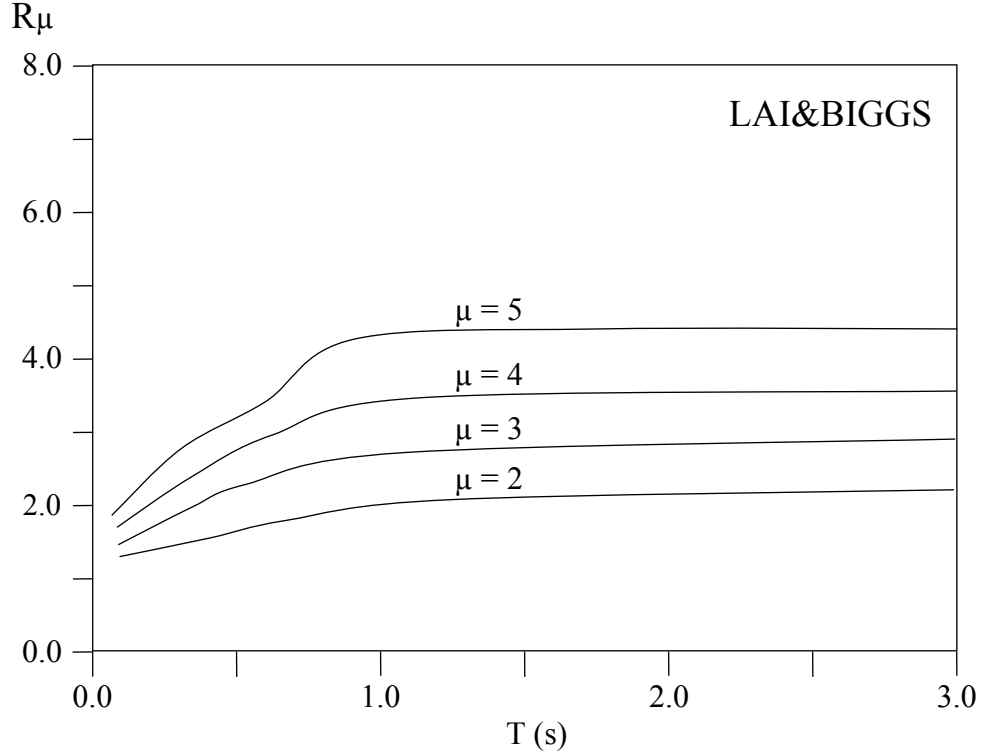
$$R_\mu = \alpha + \beta (\log T) \quad (3.10)$$

(3.10) bağıntısındaki α ve β parametreleri yer değiştirme süneklik oranı ve spektral bölgelere (periyot bölgelere) bağlı olarak Tablo 3.1 'de verilmiştir.

Lai ve Biggs tarafından α ve β sabitleri kullanılarak elde edilen yük azaltım faktörleri Şekil 3.2 'de gösterilmiştir.

Tablo 3. 1 Lai ve Biggs Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörü Hesabı için Kullanılan Katsayılar

PERİYOT BÖLGESİ	KATSAYILAR	$\mu = 2$	$\mu = 3$	$\mu = 4$	$\mu = 5$
$0.1s \leq T \leq 0.5s$	α	1.6791	2.2296	2.6587	3.1107
	β	0.3291	0.7296	1.0587	1.4307
$0.5s \leq T \leq 0.7s$	α	2.0332	2.7722	3.3700	3.8336
	β	2.5320	2.5320	3.4217	3.8323
$0.7s \leq T \leq 4.0s$	α	2.4823	2.4823	2.9853	3.4180
	β	0.2642	0.6605	0.9380	1.1493



Şekil 3.2 Lai ve Biggs Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri

3.3 Riddel ve Newmark

Riddel ve Newmark 'ın deprem yükü azaltım faktörü üzerindeki çalışmaları %2, %5 ve %10 sönüm oranına sahip ideal elasto-plastik sistemler ve $\xi = \%5$ sönüm oranına ve rijitliği azalan çevrimsel modele sahip sistemlerin elastik olmayan davranış spektrumlarının 1-10 arasındaki süneklik değerleri için istatistiksel analizlere dayanmaktadır. Çalışmalar, inelastik analizler için elasto plastik davranış spektrumlarında kullanılan ideal elasto-plastik bilinear sistemlerin ve rijitliği azalan çevrimsel modellerin en büyük davranış spektrumunu içermektedir. Çalışmalar, kaya ve alüvyon zeminlerde elde edilen alınan 10 adet deprem ivme kaydının elastik olmayan davranış spektrumunun istatistiksel incelemesinden oluşmaktadır.

Newmark 'ın daha önceki çalışmalarına benzer olarak yerdeğiştirme süneklik oranına ve spektral bölgelere bağlı olarak yük azaltım faktörünün kullanılmasıyla inelastik spektrumunu elde etmişlerdir. Bu çalışmada Newmark ve Hall'un öne sürdüğü azaltım faktörü yöntemlerinden farklı olarak, azaltım faktörü ξ sönüm oranına bağlı olarak elde edilmiştir. Yük azaltım faktörü R_μ , Newmark ve Riddell yöntemlerine uygun olarak aşağıda verilmiştir.

$$0 \leq T < 0.0303 s \quad \text{ için } \quad R_\mu = 1 \quad (311)$$

$$0.0303 s \leq T < 0.125 s \quad \text{için} \quad R_{\mu} = (P_a \mu - q_a)^{r_a} \left[\frac{1}{8T} \right]^{1.625 \log[(P_a \mu - q_a)^{-r_a}]} \quad (3.12)$$

$$0.125 s \leq T < T'_1 \quad \text{için} \quad R_{\mu} = (P_a \mu - q_a)^{r_a} \quad (3.13)$$

$$T'_1 \leq T < T_1 \quad \text{için} \quad R_{\mu} = \frac{T}{T_1} (P_v \mu - q_v)^{r_v} \quad (3.14)$$

$$T_1 \leq T < T'_2 \quad \text{için} \quad R_{\mu} = (P_v \mu - q_v)^{r_v} \quad (3.15)$$

$$T'_2 \leq T < T_2 \quad \text{için} \quad R_{\mu} = \frac{T}{T_2 P_d \mu^{-r_d}} \quad 1.5 \leq \mu \leq 10 \quad (3.16)$$

$$T_2 \leq T < 10.00 s \quad \text{için} \quad R_{\mu} = \frac{1}{P_d \mu^{-r_d}} \quad 1.5 \leq \mu \leq 10 \quad (3.17)$$

P_a , q_a , r_a , P_v , q_v , P_d and r_d parametreleri aşağıda tanımlanmıştır.

$$P_a = q_a + 1 \quad q_a = 3.0 \xi^{-0.3} \quad r_a = 0.48 \xi^{-0.08} \quad 2 \leq \beta < 10 \quad (3.18)$$

$$P_v = q_v + 1 \quad q_v = 2.7 \xi^{-0.4} \quad r_v = 0.66 \xi^{-0.084} \quad 2 \leq \beta \leq 10 \quad (3.19)$$

$$P_d = 0.87 \xi^{0.055} \quad r_d = 1.07 \quad 2 \leq \beta \leq 10 \quad (3.20)$$

ve sınır periyotları T_1 , T'_1 , T_2 , T'_2

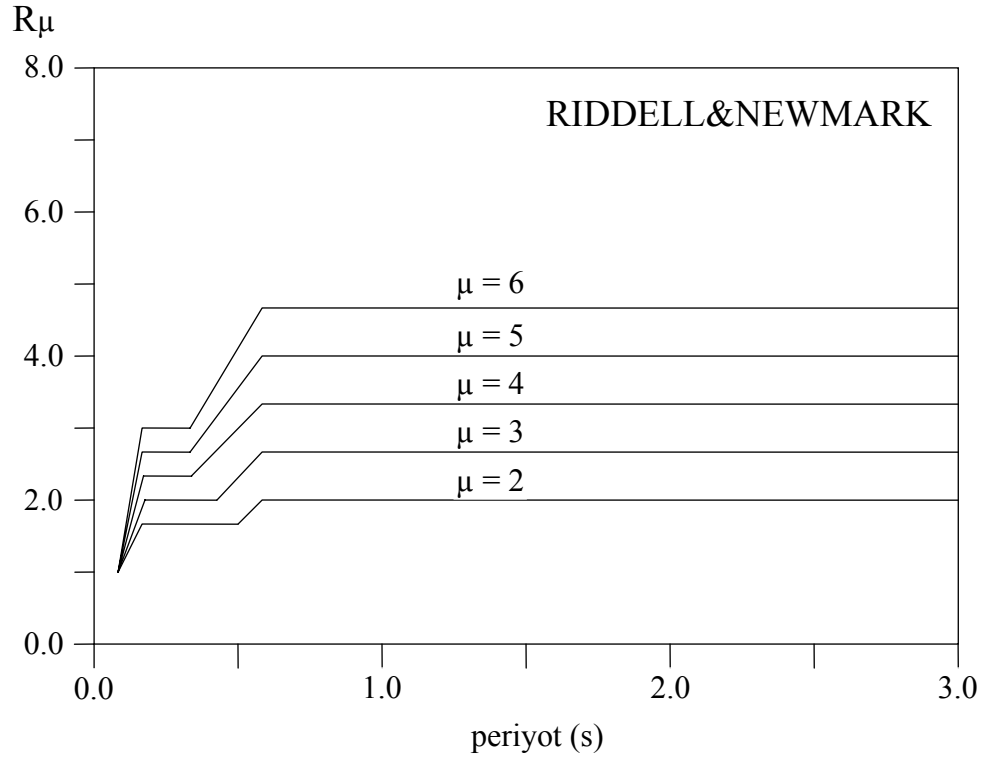
$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A} \quad (3.21)$$

$$T'_1 = T_1 \frac{(P_a \mu - q_a)^{r_a}}{(P_v \mu - q_v)^{r_v}} \quad (3.22)$$

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ed} D}{\phi_{ev} V} \quad (3.23)$$

$$T'_2 = T_2 P_d \mu^{-r_d} (P_v \mu - q_v)^{r_v} \quad (3.24)$$

(3.21), (3.22), (3.23) bağıntılarında; A, V ve D sırasıyla maksimum zemin ivmesi, maksimum zemin hızı ve maksimum zemin yer değiştirmesi; ϕ_{ea} , ϕ_{ev} , ϕ_{ed} değerleri ise elastik tasarım spektrumunun ivme, hız, yer değiştirme spektrum bölgelerinin büyütme faktörleridir. Şekil 3.3 'te $V/A = 1.22$ m/s/g ve $D/V^2 = 2.36$ s²/m ortalama değerleri için ve $\xi = 0.05$ sönüm oranı için hesaplanan $\phi_{ea} = 2.77$, $\phi_{ev} = 2.15$ ve $\phi_{ed} = 2.10$ büyütme değerleri



Şekil 3.3 Riddell ve Newmark Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri

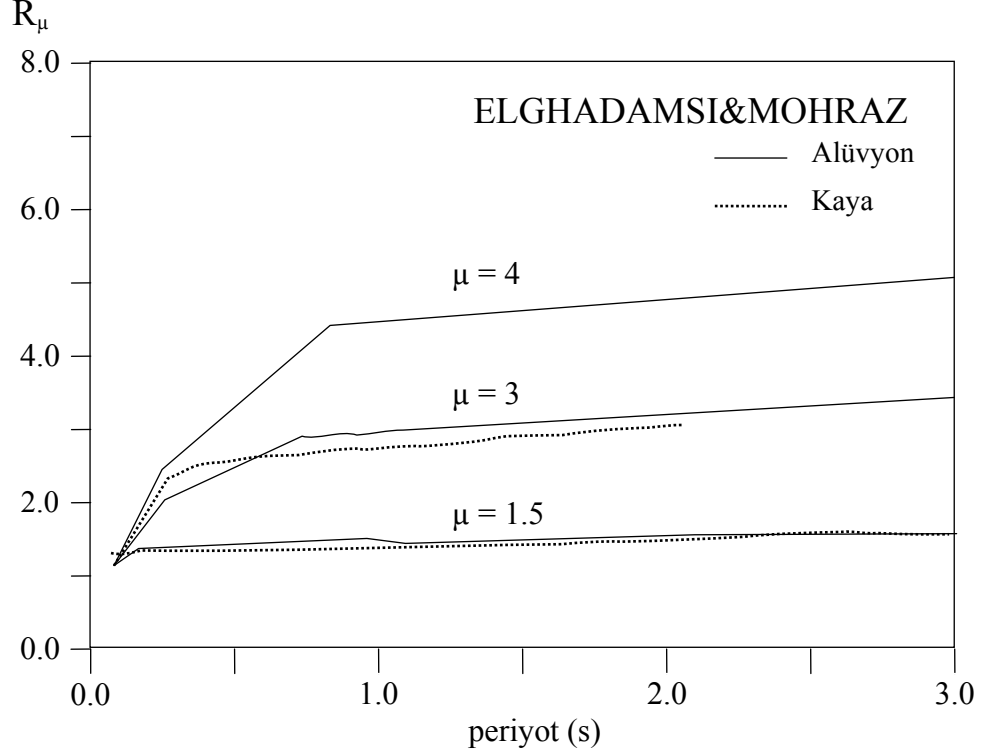
3.4 Elghadamsi ve Mohraz

Elghadamsi ve Mohraz yaptığı çalışma da, zemin durumunun azaltım faktörleri üzerindeki etkilerini incelenmiştir. Bu çalışmada ideal elasto-plastik davranış gösteren tek serbestlik dereceli sistemlere, 50 adet alüvyonlu zeminlerden ve 26 adet kayalık zeminlerden alınan ivme kayıtlar uygulanarak inelastik davranış spektrumları hesaplanmıştır. Bu çalışma, zemin durumunun azaltım faktörüne önemli bir etkisi olmadığını göstermiştir.

İnelastik davranış spektrumunun hesabında, yeni bir statik analiz yaklaşımının kullanıldığı ileri sürülmüştür. Bu çalışmada önerilen yöntemde de, interpolasyon ile iki düzleştirilmiş sınır spektrumundan, inelastik spektrum elde edilmiştir. İnterpolasyon yapılmış elastik olmayan spektrumlar kullanılarak kayalık ve alüvyonlu zeminler için azaltım faktörleri hesaplanmıştır. Sonuç olarak, parametrik olarak bulunan yük azaltım faktörünün, gerçek azaltım faktörüne uygun olduğu Elghadamsi ve Mohraz tarafından Şekil 3.4’de gösterilmiştir.

3.5 Riddell, Hidalgo ve Cruz

Deprem ivme kayıtları kullanılarak, %5 sönüme sahip tek serbestlik dereceli sistemlerin ideal elasto-plastik çevrimsel model kullanılarak analizleri yapılmıştır. Sadeleştirilmiş yük azaltım faktörlerinin, yaklaşık olarak ortalama yük azaltım faktörlerine dayandığı ileri sürülmüştür. Ortalama yük azaltım faktörleri, kesin ortalama yük azaltım faktörünün bir yaklaşımıdır. Bu nedenle, yük azaltım faktörü,



Şekil 3.4 Elghadamsi ve Mohraz tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri

elastik yük istem spektrumunun inelastik talep istem spektrumuna oranının ortalaması şeklinde değil de, ortalama elastik yük istem spektrumunun inelastik yük istem spektrumuna oranı şeklinde bir hesaplama yöntemine gidilmiştir.

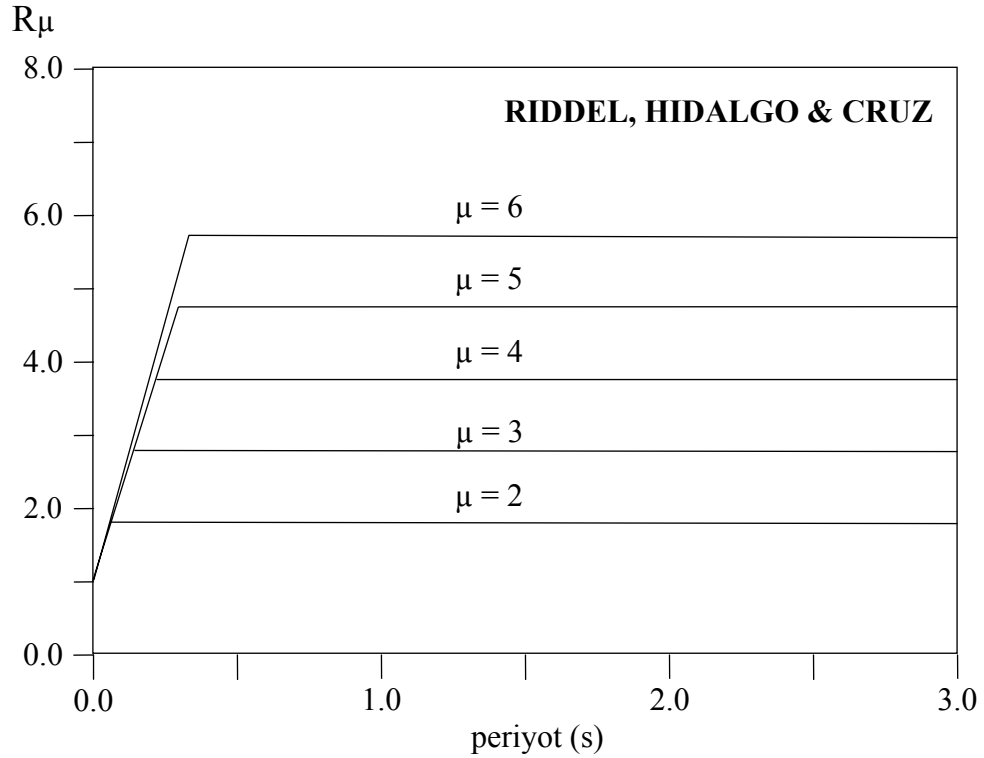
Bu çalışmada, yük azaltım faktörü periyoda bağlı olarak 2 bölgede tanımlanmıştır.

$$0 \leq T \leq T^* \quad \text{için} \quad R_\mu = 1 + \frac{R^* - 1}{T^*} T \quad (3.25)$$

$$T \geq T^* \quad \text{için} \quad R_\mu = R^* \quad (3.26)$$

T^* periyodu 0.1 s ile 0.4 s arasında değerler alırken, süneklik istemi ise 2 ila 10 değerleri için yük azaltım faktörü hesaplanmış ve Tablo 3.2 'de özetlenmiştir.

Yukarıda verilen eşitlikler ve Tablo 3.2 ‘deki parametreler kullanılarak yük azaltım faktörleri hesaplanmış, yük azaltım faktörünün periyot ile ilişkisi Şekil 3.5 ‘de grafiksel olarak gösterilmiştir.



Şekil 3.5 Riddell, Hidalgo ve Cruz Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri

Tablo 3. 2 Riddell, Hidalgo ve Cruz Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörü Hesabı İçin Kullanılan Parametreler

PARAMETRELER	$\mu=2$	$\mu=3$	$\mu=4$	$\mu=5$	$\mu=6$	$\mu=7$	$\mu=8$
R^*	2.0	3.0	4.0	5.0	5.6	6.2	
T^*	0.1	0.2	0.3	0.4	0.4	0.4	0.4

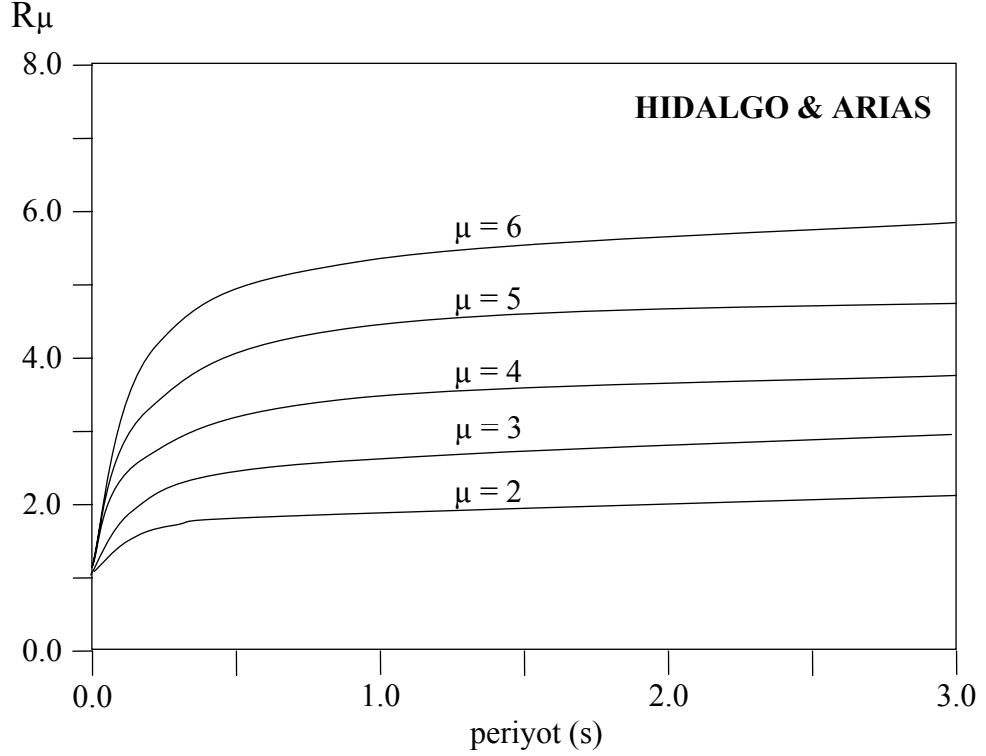
3.6 Arias ve Hidalgo

Arias ve Hidalgo yük azaltım faktörünün ilgili periyot bölgelerinde, uygun lineer olmayan eğrilerle ifadesini göstermişlerdir. Bu çalışmadaki yük azaltım faktörü formülü

$$R_{\mu} = 1 + \frac{T}{kT_0 + \frac{T}{\mu - 1}} \quad (3.27)$$

olarak verilmiştir.

Buradaki kT_0 faktörleri, farklı yer hareketi gruplarına göre değerleri verilmiştir. $T_0=0.2s$ ve $k=0.1$ değerleri için, yük azaltım faktörünün periyot ile ilişkisi Şekil 3.6'de verilmiştir.



Şekil 3.6 Hidalgo ve Arias Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri

3.7 Nassar and Krawinkler

Batı Amerika bölgesinde Alüvyon ve kayalık zeminlerden alınan 15 adet deprem kaydını kullanarak tek serbestlik dereceli lineer olmayan sistemlerin davranışlarını incelemişlerdir. Zemin durumunun etkileri tam olarak incelenmemiştir. Yapısal sistem parametrelerinin; doğal titreşim periyodu, akma seviyesi uzama-pekleşme oranı ve inelastik malzeme davranış tipinin yanı sıra, depremin merkez uzaklığının yük azaltım faktörüne etkileri incelenmiştir. Yapılan çalışmalar sonucunda, deprem merkez uzaklığının ve rijitlik azalmasının yük azaltım faktörüne etkisinin ihmal edilebilir bir etkisi olduğu görülmüştür.

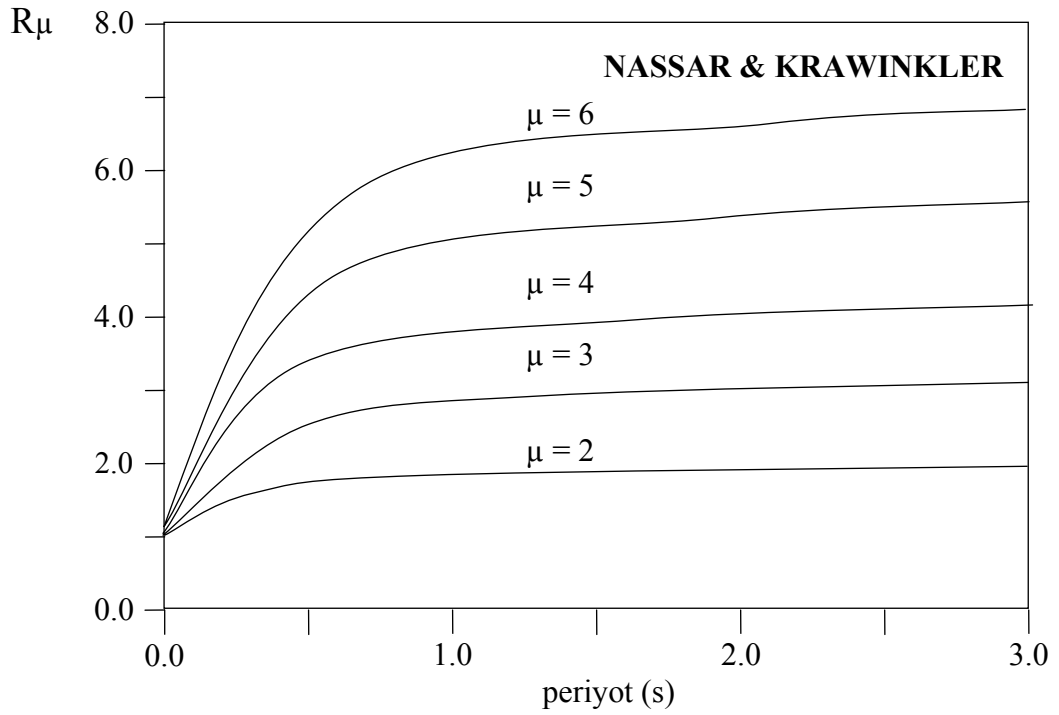
Çalışmada yük azaltım faktörü

$$R_{\mu} = [c(\mu - 1) + 1]^{1/c} \quad (3.28)$$

$$c(T, \alpha) = \frac{T^a}{1 + T^a} + \frac{b}{T} \quad (3.29)$$

bağıntıları ile tanımlanmıştır.

α değeri sistemin akmadan sonraki rijitlik (post_yield stiffness) ve a ve b parametreleri Tablo 3.3 'de verilmiştir.



Şekil 3.7 Nassar and Krawinkler Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri

Tablo 3.3 Nassar and Krawinkler Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörü Hesabı için Kullanılan Parametreler

α	a	b
0.00	1.00	0.42
0.02	1.00	0.37
0.10	0.80	0.29

3.8 Vidic, Fajfar ve Fischinger

Batı Amerika ve 1979 Yugoslavya, Montenegro üzerinde kaydedilen 20 adet deprem kaydı kullanılmıştır. Ayrıca, bilineer ve rijitliği azalan (Q-model) çevrimsel davranış

modeli, kütle ve anlık rijitlikle orantılı vizkos sönüm oranı kullanılarak tek serbestlik dereceli sistemler incelemiştir.

Yük azaltım faktörünün açıklanmasını kolaylaştırmak için 2 bölge tanımlanmıştır. 1. bölge, kısa periyot bölgesi olarak tanımlanmakta ve R_μ değeri $R_\mu=1$ 'den başlayarak lineer olarak artmaktadır. İkinci segment bölgesinde ise R_μ , sabit bir değer almaktadır. Q-Model çevrimsel model malzeme davranışı ile $\xi = \%5$ sönüm oranına sahip sistemler için yapılan hesaplar sonucunda aşağıdaki bağıntılar elde edilmiştir.

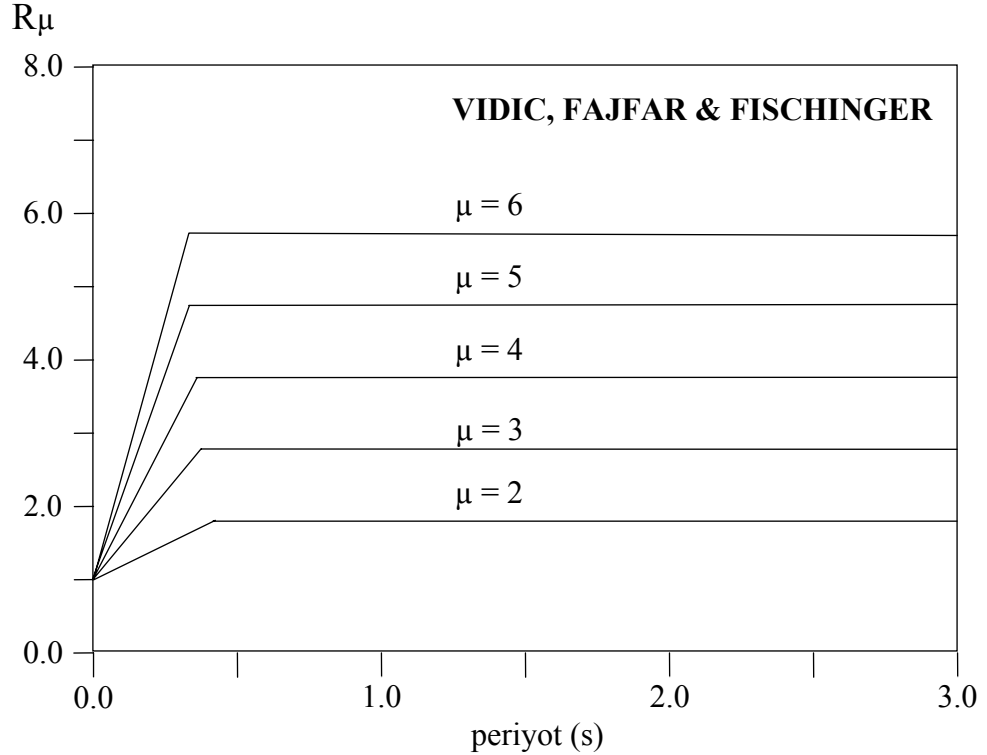
$$T \leq T_0 \quad \text{için} \quad R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_0} + 1.0 \quad (3.30)$$

$$T > T_0 \quad \text{için} \quad R_\mu = \mu \quad (3.31)$$

T_0 değeri için;

$$T_0 = 0.65 \mu^{0.3} T_1 \quad (3.32)$$

$$T_1 = 2\pi \frac{\phi_{ev} V}{\phi_{ea} A} \quad (3.33)$$



Şekil 3.8 Vidic, Fajfar ve Fischinger Tarafından Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri

20 adet deprem kaydı kullanılarak ve ortalama zemin büyütme faktörleri ($\phi_{ea}=2.5$ ve $\phi_{ev}=2.0$) kullanılarak yük azaltım faktörleri hesaplanmış ve Şekil 3.8'de gösterilmiştir.

3.9 Miranda

Çok sayıda deprem kaydı kullanılarak, deprem kayıtlarının karakteristik değişkenlerinin yük azaltım faktörü üzerindeki etkisi araştırılmıştır. Yerel zemin durumunun yük azaltım faktörü üzerindeki etkisini incelemek için farklı depremlerden farklı ve zemin durumlarından elde edilen 124 deprem kaydı kullanılmıştır. Deprem kayıtları alınan zeminler 3 gruba ayrılmıştır.

1. Kayalık zeminlerden alınan deprem kayıtları
2. Alüvyon zeminlerden alınan deprem kayıtları
3. Yumuşak zeminlerden alınan deprem kayıtları

Yük azaltım faktörü, $\xi = \%5$ sönüme sahip ve yerdeğiştirme süneklik oranı 2 - 6 arasında bilineer tek serbestlik dereceli sistemlerin analizi sonucu hesaplanmıştır. Daha sonra ise her bir zemin grubu için ortalama yük azaltım faktörü hesaplanmıştır. Zemin koşullarının yük azaltım faktörüne etkisine ek olarak, depremin merkezinin ve deprem büyüklüğünün yük azaltım faktörüne etkisi incelenmiştir. Bu çalışmaların sonucunda, bütün zemin koşullarının yük azaltım faktörünü etkileyebileceği (özellikle de yumuşak zeminler için), deprem büyüklüğünün ve merkez uzaklığının azaltım faktörü üzerinde ihmal edilebilir etkisi olduğu kanısına varılmıştır.

Yük azaltım faktörünün sade şekli aşağıdaki denklemde verilmiştir.

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1 \quad (3.34)$$

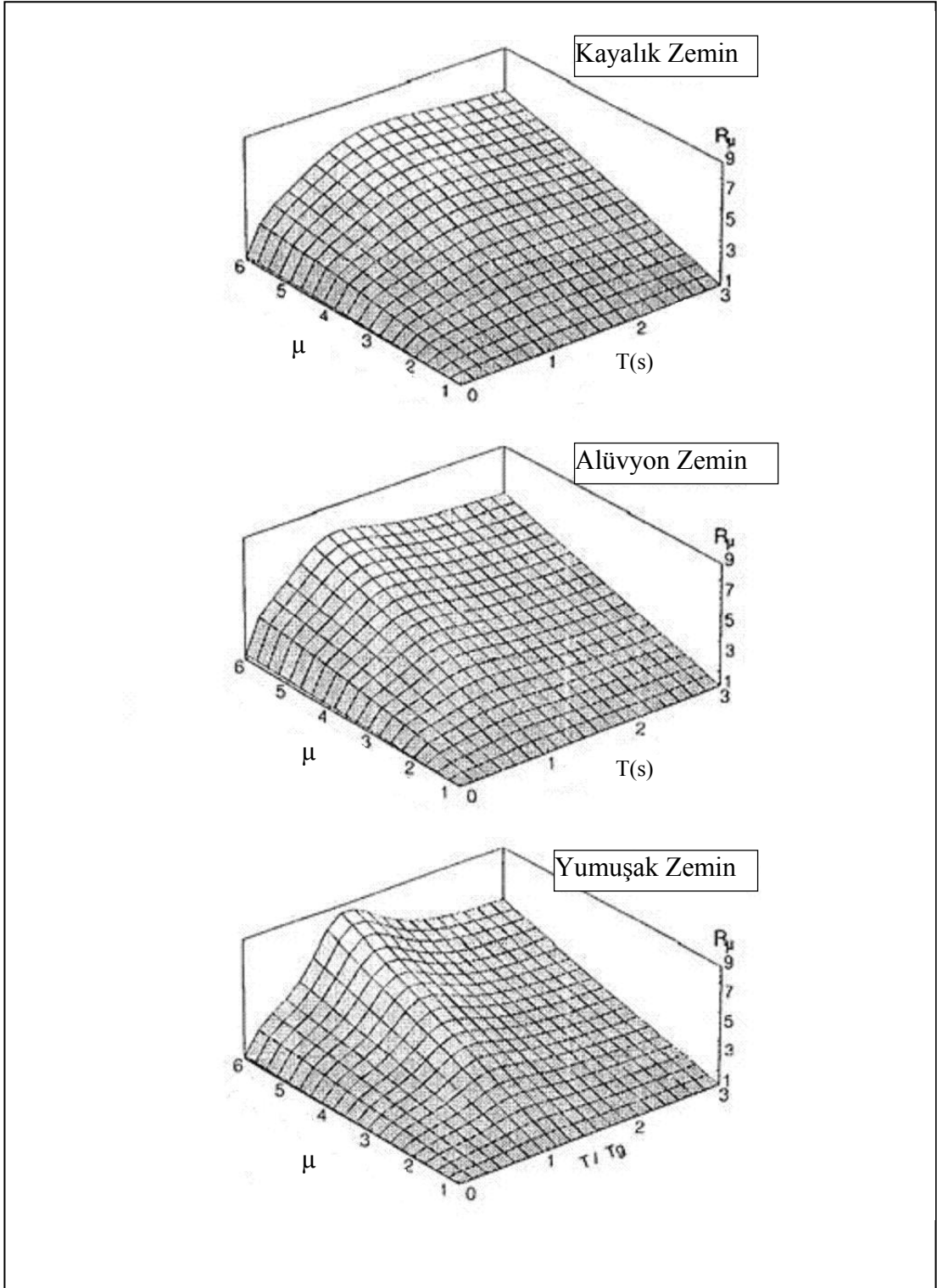
Φ değeri, μ ve T 'nin bir fonksiyonu olarak verilmiştir ve zemin durumuna göre bu fonksiyon aşağıdaki gibidir;

$$\text{Kayalık zeminler için } \Phi = 1 + \frac{1}{10T - \mu T} - \frac{1}{2T} \exp \left[-\frac{3}{2} \left(\ln T - \frac{3}{5} \right)^2 \right] \quad (3.35)$$

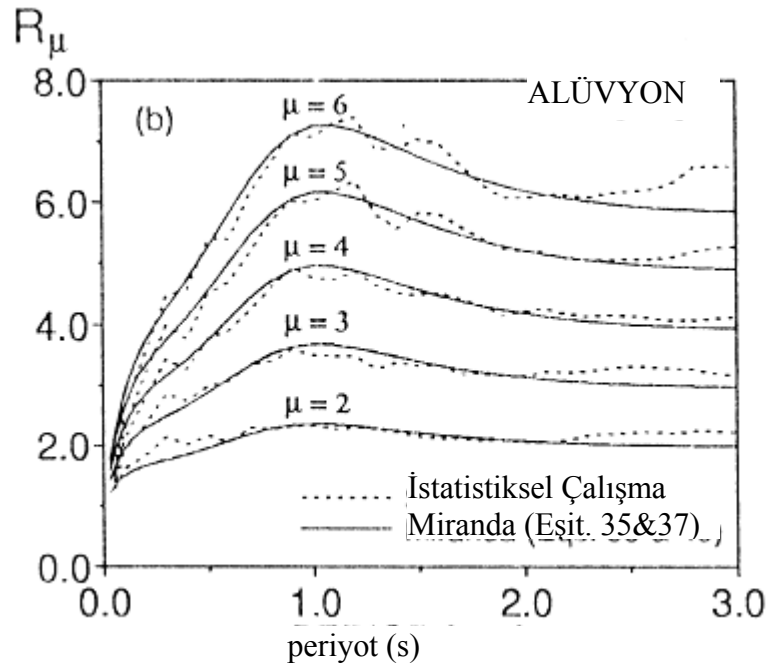
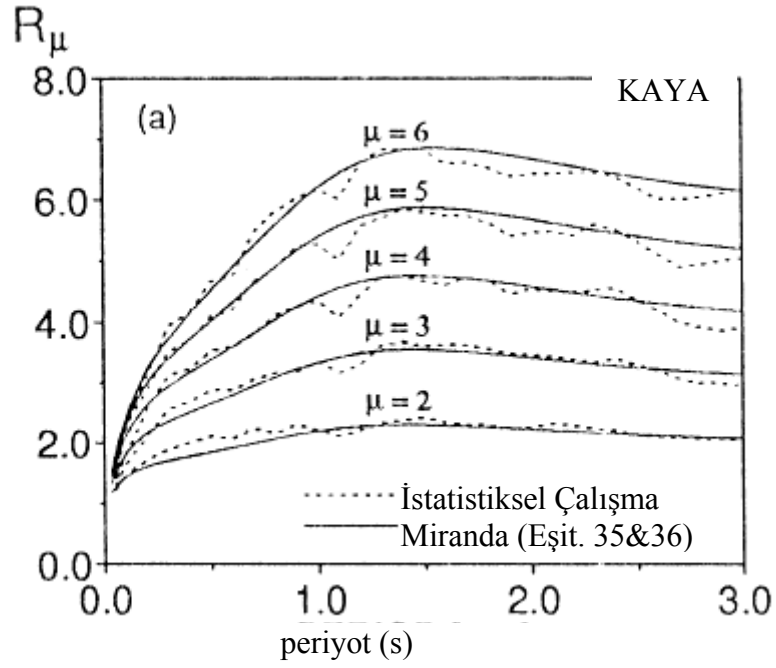
$$\text{Alüvyon zeminler için } \Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right] \quad (3.36)$$

$$\text{Yumuşak zeminler için } \Phi = 1 + \frac{T_g}{3T} - \frac{3T_g}{4T} \exp \left[-3 \left(\ln \frac{T}{T_g} - \frac{1}{4} \right)^2 \right] \quad (3.37)$$

Burada T_g zemin hakim periyodunu göstermektedir. Kayalık ve alüvyonlu zeminlerde zemin hakim periyodunun etkisinin olmadığı fakat yumuşak zeminlerde etkili olduğu denklemlerde görülmektedir. Miranda tarafından çıkarılan denklemlerden elde edilen grafik Şekil 3.9 'de gösterilmektedir [14].



Şekil 3.9 Miranda Tarafından Zemin Gruplarına Göre Elde Edilen Yük Azaltım Faktörleri



Şekil 3.10 Eşitlik 35 -37 Kullanılarak Kayalık ve Alüvyon Zeminler için Hesaplanmış Yük Azaltım Faktörü ile Gerçek Yük Azaltım Faktörünün Karşılaştırılması

3.10 Gakuho ve Kazuhiko

Yapıların deprem hesap yöntemini kullanılarak yük azaltım faktörünü hesaplamışlardır. 70 adet deprem kaydı kullanılarak azaltım faktörü hesaplanmıştır [22]. Yük azaltım faktörü, yer hareketleri ve sönüm oranının etkilerine bağlı olarak lineer ve lineer olmayan davranışa bağlı olarak açıklanmaya çalışılmıştır.

Yük azaltım faktörünün idealleştirilmiş ortalama değeri verilmiş ve Şekil 3.10 'da gösterilmiştir.

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \psi(T) + 1 \quad (3.38)$$

(3.38) bağıntısında $\psi(T)$;

$$\psi(T) = c \frac{T - a}{e^{b(T-a)}} + 1 \quad (3.39)$$

ile ifade edilir ve a, b, c parametreleri hesaplanabilir.

Eşitlik 3.39 'de a parametresi T periyot değerine eşit olduğunda $\psi(T)=1$ olmakta, Eşitlik 3.38 'de $\psi(T)$ değeri yerine yazılırsa $R_{\mu} = \mu$ elde edilmektedir. Bu nokta Şekil 3.10 'de P noktası olarak ifade edilmiştir.

P noktasındaki eğim c ($\mu - 1$) dir. c parametresi ise P noktasının eğiminin, ($\mu - 1$) 'e oranıdır. Q noktası ise R_{μ} 'nin maksimum değeri aldığı bölgedir. Bu noktadaki periyot değeri ile P noktasındaki periyot değeri arasında kalan değer 1/b değerini verir.

$$\frac{dR_{\mu}}{dT} = c (\mu - 1) \frac{1 - b(T - a)}{e^{b(T-a)}} \quad (3.40)$$

R_{μ} değerinin periyoda göre limit değeri alınır;

$$\lim_{T \rightarrow \infty} R_{\mu} = 0 \quad (3.41)$$

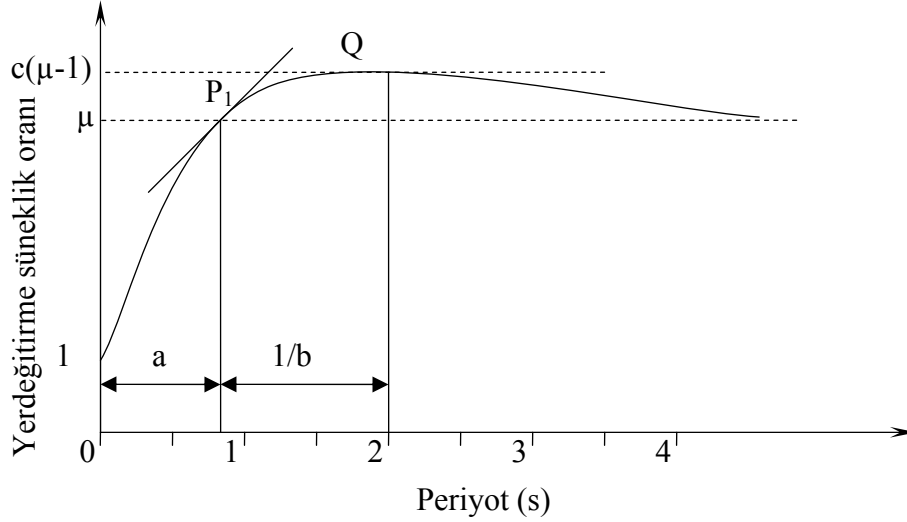
$$c = \frac{1}{ae^{ab}} \quad (3.42)$$

faktörü elde edilir.

Eşitlik (46) ve (43) kullanılarak;

$$\psi(T) = \frac{T - a}{ae^{bT}} + 1 \quad (3.43)$$

olarak elde edilir.



Şekil 3.11 İdealleştirilmiş Yük Azaltım Faktörleri [22]

Şekil 3.11’ de a , $1/b$, $a+(1/b)$ parametreleri grafiksel olarak gösterilmiştir. a parametresi orta sıkı ve sıkı zeminlerde 1.0-1.4 s bölgelerinde, yumuşak zeminlerde ise 1.5-2.4 s bölgelerinde dolaşmaktadır. Bu parametreler, orta sıkı ve sıkı zeminler için hedef süneklik faktörünün (μ_T) 2 – 8 değerleri arasında çok az değişkenlik göstermektedir.

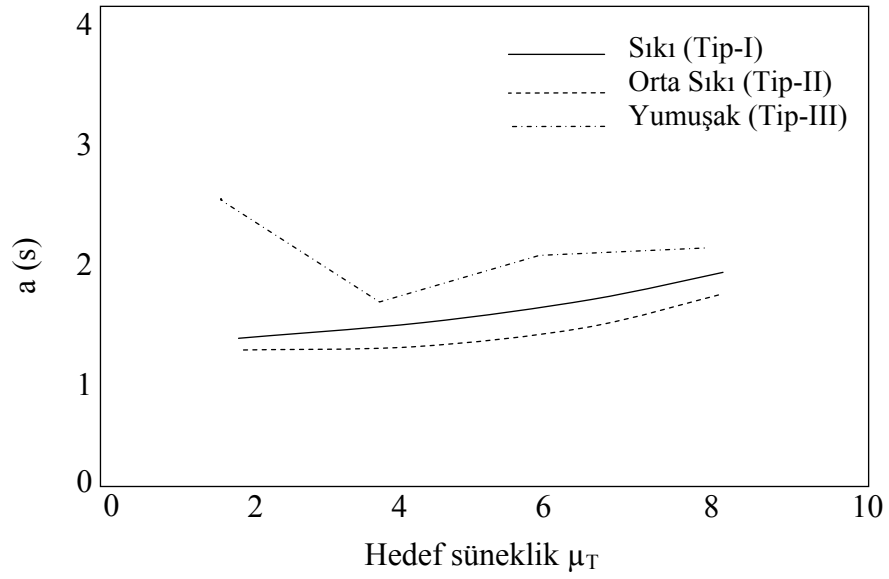
Ayrıca Tablo 3.4 ve 3.5’ te $\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0.02$ ve $\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0.05$ sönüm oranlarının bir kombinasyonu için a ve b parametreleri hesap edilerek gösterilmiştir.

Tablo 3.4 a ve b Parametreleri [22] ($\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0.02$)

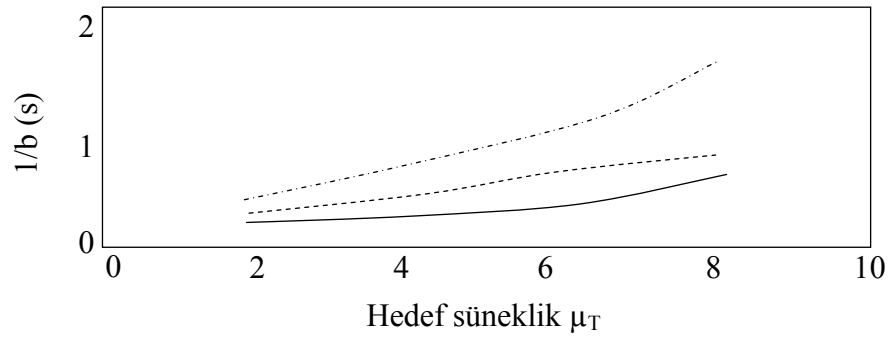
μ_T	a ve b parametreleri	Zemin Durumu		
		Tip - I	Tip - II	Tip - III
2	a	0.152	0.225	0.361
	b	0.289	1.600	1.120
4	a	0.289	0.348	0.600
	b	2.460	1.280	0.902
6	a	0.397	0.432	0.800
	b	1.810	1.140	0.768
8	a	0.507	0.513	0.916
	b	1.140	1.040	0.632

Tablo 3.5 a ve b Parametreleri [22] ($\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0.05$)

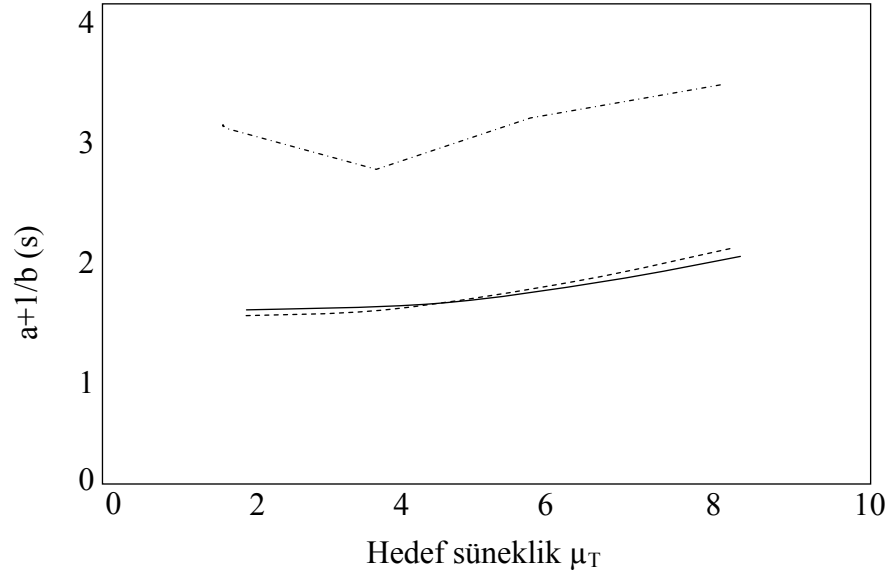
μ_T	a ve b parametreleri	Zemin Durumu		
		Tip - I	Tip - II	Tip - III
2	a	0.226	0.344	0.521
	b	4.140	1.940	1.340
4	a	0.778	0.572	0.976
	b	3.500	1.350	0.994
6	a	0.981	0.725	1.230
	b	2.930	1.150	0.757
8	a	1.230	0.807	1.280
	b	2.570	0.983	0.569



(a) a parametresi



(b) 1/b parametresi



(c) $a+1/b$ parametresi

Şekil 3.12 Eşitlik (38) deki a ve $a+(1/b)$ Parametrelerinin Grafikselsel Gösterimi [22]

3.11 Sonuçlar

1. Her araştırmacı belirledikleri parametrik değerleri kullanarak tek serbestlik dereceli sistemler üzerinde analizler yaparak R_{μ} faktörünü fonksiyonel olarak elde etmişlerdir. Buradaki alışılmalarda sadece Miranda ve Gakuho – Kazuhiko yk azaltım faktörünü zemin durumuna bağlı olarak elde etmişlerdir. Miranda'nın araştırmalarına göre süneklik katsayısı sadece yumuşak zeminler için, zemin hakim periyoduna bağlı olarak değişmektedir.
2. Yük azaltım faktörü değeri, öncelikle yerdeğiştirme süneklik istemi, sisteminin titreşim periyodunun ve zemin durumunun bir fonksiyonu olarak tanımlanmaktadır. Diğer faktörler olan, çevrimsel davranış, sönüm oranı, deprem merkezinin uzaklığı faktörleri çok daha az etkili olduğu için fonksiyon içinde yer almamaktadır.
3. Alüvyon zeminlerdeki sistemler için yk azaltım faktörünün titreşim periyoduna bağımlılığı, kayalık zeminler üzerindeki sistemlerinkinden biraz daha fazla veya daha azdır. Uzun periyot bölgesi hariç (periyot bölgesi $\sim 1.5 - 2.0$ ' den daha büyük olan periyot bölgesi) yumuşak zeminlerdeki yapılar için yk azaltım faktörü, diğer zemin gruplarındaki (alüvyon ve kayalık) sistemlerden oldukça farklıdır. Kısa periyotlu zeminler için (zemin hakim periyodu $T_g=2.3$ s 'den küçük periyotlar için), yumuşak zeminlerdeki sistemlerin yk azaltım faktörü, aynı periyot değeri için hesaplanan kayalık ve alüvyonlu zeminlerdeki sistemlerin yk azaltım faktörlerinden oldukça küçüktür.
4. Yük azaltım faktörü için elde edilen bu fonksiyonel bağıntılar karşılaştırılmış Gerçek R (deprem yükü azaltım katsayısı) katsayısına en yakın bağıntı Miranda tarafından elde edilmiştir.

4. DEPREM YÜKÜ AZALTMA KATSAYISINI ETKİLEYEN DEĞİŞKENLER

4.1 Sönüm Oranının Yük Azaltım Faktörüne Etkisi

Sönüm oranının etkisini alarak bazı çalışmalar yapılmıştır [22]. Bu çalışmalardan birinde Gakuho Watanabe and Kazuhiko Kawashima (Tokyo Institute of Technology) tarafından 70 adet deprem ivme kaydı kullanılarak, yük azaltım faktörünün yer hareketlerinin ve sönüm oranının etkileri açıklanmıştır. Yük azaltım faktörü için yeni bir formül önermişleridir.

Yük azaltım faktörü için geçmişte yapılan araştırmalarda, yapıların depreme dayanıklı tasarımında bu faktörün çok önemli bir yeri olduğu vurgulanmıştır. Fakat büyük depremler olduğundan beri, inelastik deprem yükü hesabında sadece yük azaltım faktörünün kullanılmasının yeterli olmayacağı ayrıca sönüm oranının da önemli bir değişken olarak kullanılması gerektiği belirtilmiştir.

4.1.1 Sönüm Oranını da Göz önüne Alan Yük Azaltım Faktörü

Eğer tek serbestlik dereceli bir sistem, Şekil 4.1 'de gösterildiği gibi ideal elastoplastik çevrimsel model olarak idealize edilirse, R_μ yük azaltım faktörünün tanımı,

$$R_\mu (T, \mu_T, \xi_{EL}, \xi_{NL}) = \frac{F_R^{EL} (T, \mu_T, \xi_{EL}, \xi_{NL})}{F_Y^{NL} (T, \mu_T, \xi_{NL})} \quad (4.1)$$

Burada;

T = Doğal Titreşim periyodu

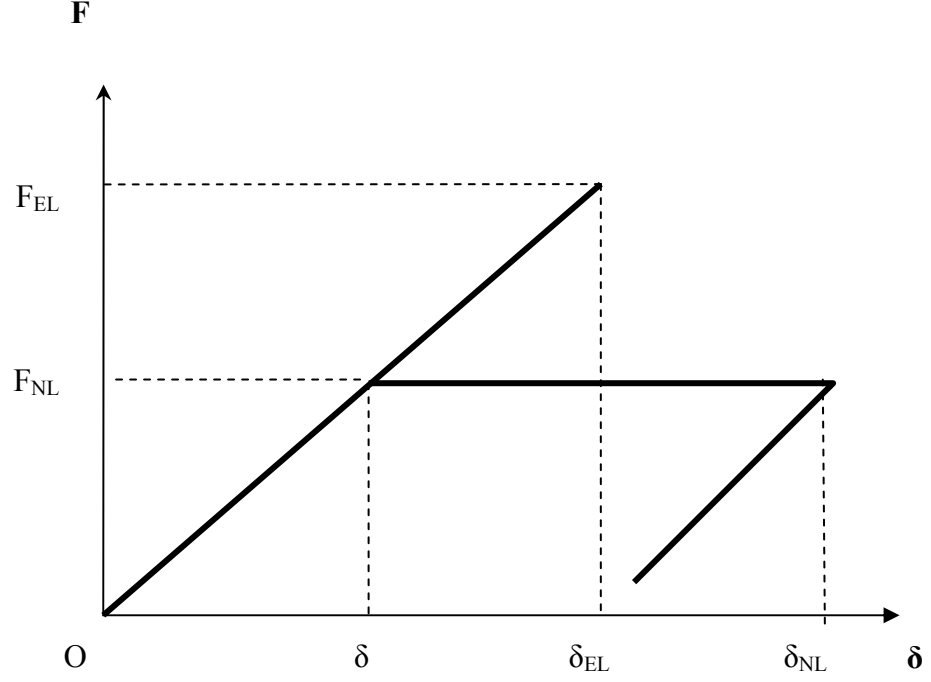
F_R^{EL} = Lineer çevrimsel modelde en büyük kuvvet

F_Y^{NL} = Lineer olmayan çevrimsel modelde en büyük kuvvet

μ_T = Hedef süneklilik faktörü

ξ_{EL} = Lineer davranışın hesaplanmasında varsayılan sönüm oranı

ξ_{NL} = Bilineer davranışın hesaplanmasında varsayılan sönüm oranı



Şekil 4.1 Yük Azaltım Faktörünün Tanımı [22]

T doğal titreşim periyodu, kolonların çatlamış kesit rijitlikleri göz önüne alınarak hesaplanabilir.

Sönüm, yapısal davranış tarafından kontrol edildiğinden önemlidir. Bir yapı şiddetli bir şekilde titreşime zorlanırsa, oldukça büyük çevrimsel davranış gösterir. Bunun nedeni ise sistemin enerji yutma özelliğidir. Örnek olarak, bir köprü yapısında kolonların elastik olmayan eğilme deformasyonu göstermesi, sistemdeki enerjinin yutulmasına katkıda bulunmaktadır. Bu nedenle sönüm oranının hesaplanması, sistemin enerji yutma idealizasyonuna bağlıdır.

Eğer lineer olmayan yapısal elemanlar, elastik lineer elemanlar olarak idealie edilirse, lineer olmayan yapısal elemanların enerji yutma kapasitelerinin de hesaplara etkilmesi gerekmektedir.

ξ_h vizkos sönüm oranı eşitliği genelde bu amaçla kullanılmaktadır.

$$\xi_h = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (4.2)$$

formülüyle hesaplanır.

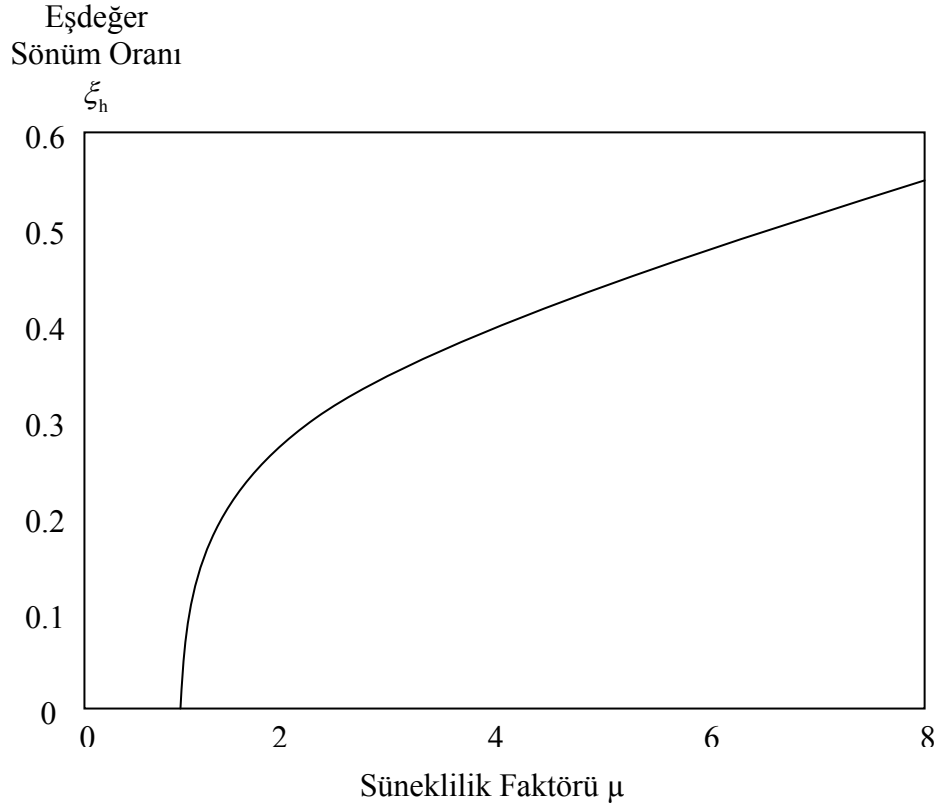
ΔW = Çevrimsel davranıştaki enerjiyi yutma miktarı

W = Elastik enerji

Örnek olarak, titreşime zorlanmış ideal elastoplastik lineer olmayan çevrimde (histeresis), ξ_h sönüm oranı olmak üzere,

$$\xi_h = \frac{2}{\pi} \cdot \frac{\mu - 1}{\mu} \quad (4.3)$$

formülüyle hesaplanır. Şekil 4.2 'de eşdeğer sönüm oranı ile süneklik faktörünün ilişkisi gösterilmiştir.



Şekil 4.2 Eşdeğer Sönüm Oranı ξ_h

$$\xi_{eq} = \xi_h + \xi_{oth} \quad (4.4)$$

Eşitlik 4.1 'de kullanılarak yük azaltım faktörünün (R_μ) hesaplanmasında, lineer ve lineer olmayan hesapta kullanılacak sönüm oranı kabulü önemlidir. Bu kabullerden bazıları aşağıda verilmiştir.

$$\xi_{EL} = \xi_{eq} \quad \text{ve} \quad \xi_{EL} = \xi_{diğer} \quad (4.5)$$

Lineer ve lineer olmayan davranışta enerji yutma miktarı aynıdır. Eşitlik 4.1 'deki yük azaltım faktörü, lineer ve lineer olmayan davranıştaki döngü kuvvetinin farklı

olduğunu göstermektedir. Sonuç olarak Eşitlik 4.1, Salınımın lineer olmayan davranışının etkisini göstermektedir.

2. kabul;

$$\xi_{EL} = \xi_{NL} = \xi_{eq} \quad (4.6)$$

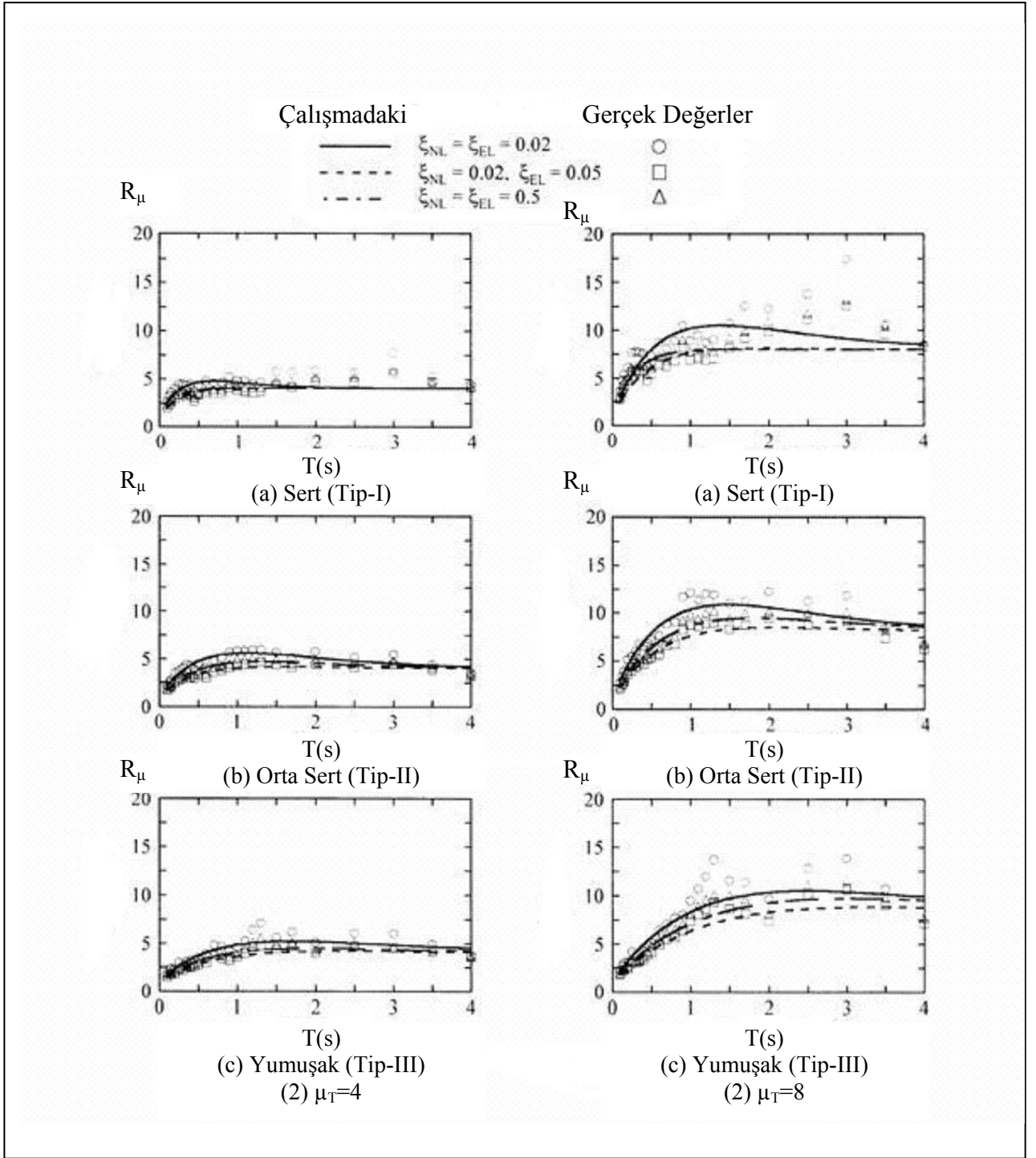
$$\xi_{EL} = \xi_{NL} = \xi_{diğer} \quad (4.7)$$

Eşitlik 4.1'deki yük azaltım faktörü, lineer olmayan davranışın etkilerine ilave olarak lineer ve lineer olmayan davranışlar arasındaki enerjiyi yutma farklılıklarını da içermektedir. Lineer olmayan cevabın belirlenmesinde Eşitlik 4.7 kabul edilerek, lineer olmayan sistem elemanlardaki çevrimsel enerji yutumu, lineer olmayan elemanların inelastik davranışına ek olarak eşlenik sönüm oranı ile hesaplanmaktadır.

Sönüm oranının, yük azaltım faktörü üzerindeki etkisini incelemek için Eşitlik 4.1 kullanılmış, $\xi_{EL} = 0,05$ ve $\xi_{NL} = 0,02$ sönüm oranları kabulü yapılmıştır. Fakat geçmişte yapılan bütün çalışmalarda $\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0,05$ sönüm oranları kullanılmıştır. Ayrıca buradaki analizlerde $\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0,02$ ve $\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0,05$ sönüm oranları kullanılmıştır.

Bölüm 3' de Tablo 3.2 ve 3.3' te $\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0,02$ ve $\xi_{EL} = \xi_{NL} = 0,05$ sönüm oranlarının bir kombinasyonu için a ve b parametreleri hesap edilerek gösterilmiştir.

Şekil 15' te 3 farklı sönüm oranı kabulü ile, ortalama yük azaltım faktörünün ilişkisi gösterilmiştir. Kıyaslamak amacıyla kullanılan 70 yer hareketi kaydının gerçek yük azaltım faktörü değeri hesaplanmıştır. bu grafiklerde farklı zemin durumları için farklı sönüm oranı ve gerçek sönüm oranlarının $\mu=4$ ve $\mu=8$ için R_μ spektrumu verilmiştir. Buradan görülebileceği gibi, yüksek yer değiştirmek süneklik oranı içinsönüm oranının R_μ faktörü üzerindeki etkisinin daha düşük yer değiştirme süneklik oranına göre daha fazladır. Ayrıca yumuşak zeminler üzerinde elde edilen R_μ faktörü diğer zemin gruplarına göre sönüm oranından daha fazla etkilenmektedir. Bütün bu gruplar için kısa periyot bölgesinde sönüm oranının etkisi oldukça azdır.



Şekil 4.3 Farklı Sönüm Oranları İçin Yük Azaltım Faktörünün Değişimi [22]

4.2 Çevrimsel Modellerin Yük Azaltım Faktörü Üzerindeki Etkisi

4.2.1 Giriş

Lee, Han ve Oh tarafından yapılan çalışmada, hesaplamaları kolaylaştırmak için R_μ faktörü fonksiyonel olarak çıkarılmıştır [12]. Kayalık zeminler üzerinden alınan 40 farklı deprem kaydı kullanılarak istatistiksel çalışma yapılmıştır. R_μ faktörü her bir çevrimsel modelin karakteristik parametrelerinin (hedef süneklik oranı ve yapının periyodu) fonksiyonu olarak elde edilmiştir ve çevrimsel modellerin yük azaltım faktörüne etkisi incelenmiştir.

Yük azaltım faktörünün hesabı için en eski ve bilinen çalışmalardan biri Newmark ve Hall' un çalışmalarıdır. 3 adet deprem kaydını kullanarak %5 sönüme sahip tek serbestlik dereceli sistemleri analiz ederek elastik ve inelastik davranış spektrumlarını incelemişlerdir. Bu çalışmalarda R katsayısı, elastik davranış spektrumundan inelastik cevap spektrumunu elde etmek için zemin durumuna ve doğal titreşim periyoduna bağlı olarak fonksiyonel olarak elde edilmiştir. Diğer bir çalışmada, kayalık ve alüvyonlu zeminler üzerinden alınan 10 farklı depremin ivme kaydı kullanılarak R_μ hesabı için istatistiksel çalışma yapmışlardır. Bu çalışmalarda, bilineer (bilinear), dayanımı azalan (strength degradation), rijitliği azalan (stiffness degradation), pinching çevrimsel modeller kullanılarak R_μ faktörü incelenmiştir.

Nassar ve Krawinkler, Doğu Amerika bölgesindeki yumuşak zeminler üzerinden elde edilen deprem kayıtlarını kullanarak bilineer ve rijitliği azalan çevrimsel model için yük azaltım faktörünü hesaplamışlardır. Yapılan çalışma da R faktörünü süneklik, doğal titreşim periyodu ve bilineer modeldeki ikinci eğimin bir fonksiyonu olarak elde etmişlerdir.

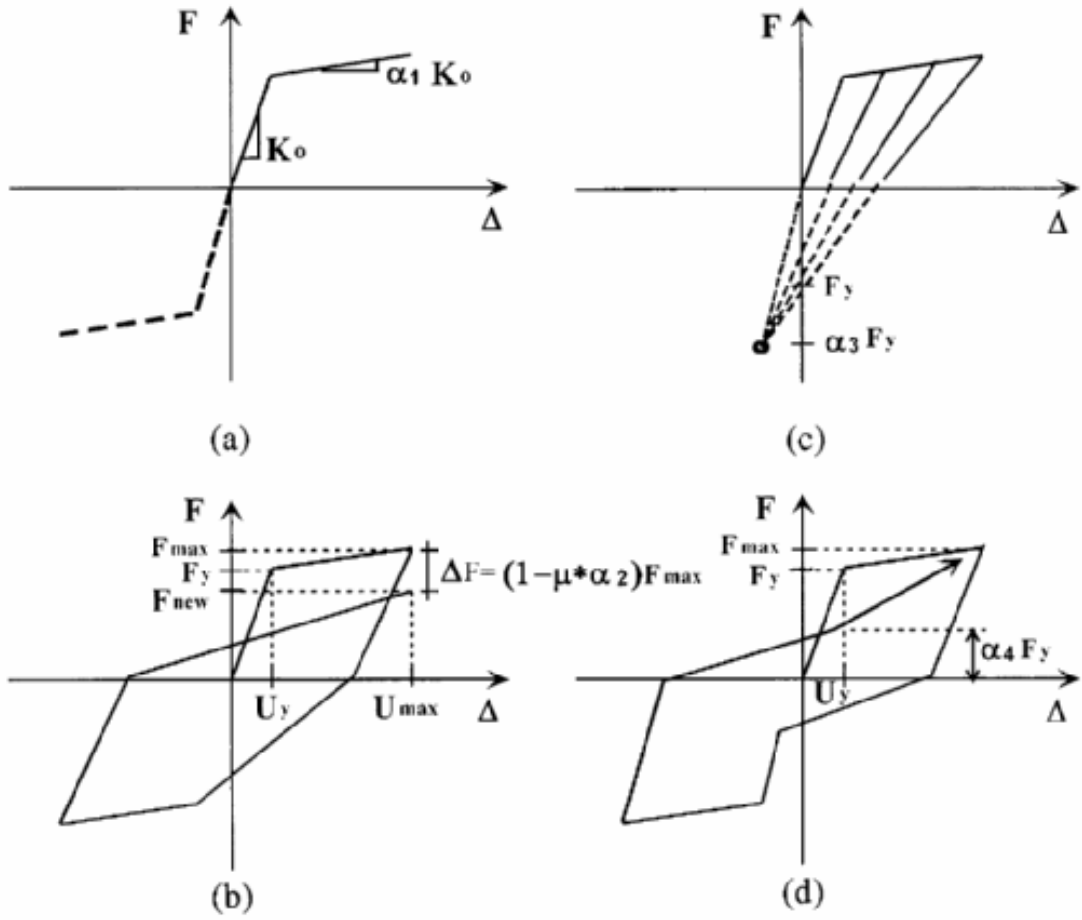
Lee, Han ve Oh tarafından yapılan istatistiksel çalışma için 40 adet deprem ivme kaydı kullanılmıştır. Çalışmada sadece UBC 1988 'de tanımlanan zemin gruplarından Tip 1 (S_1) cinsi zemin grubu için elde edilen deprem kayıtları kullanılmıştır. Ayrıca bu çalışmada kullanılan çevrimsel modeller aşağıda verilmiştir.

Bu çalışmada [12] R_μ faktörünün hesabı için aşağıdaki fonksiyon kullanılmıştır.

$$R_\mu = R(T, \mu) = A_0 \times [1 - \exp(-B_0 \times T)] \quad (4.8)$$

$$A_0 = 0,99 \times \mu + 0,15 \quad (4.9)$$

$$B_0 = 23,69 \times \mu^{-0,83} \quad (4.10)$$



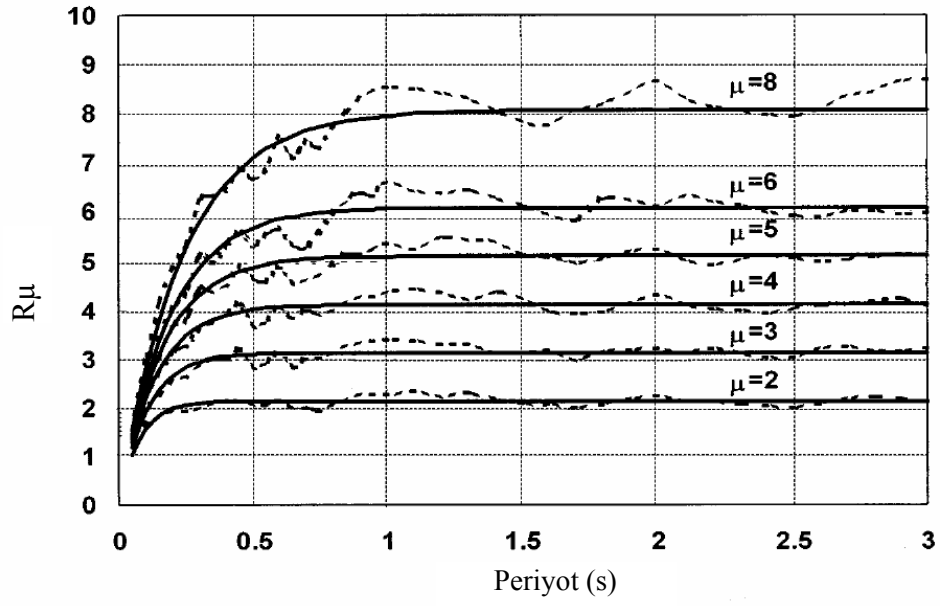
Şekil 4.4 Analizde Kullanılan Çevrimsel Modeller (a) Bilineer Model; (b) (Dayanımı Azalan Model) Strength Degradation Model; (c) Rijitliği Azalan Model (Stiffness Degradation model) (d) Pinching Model

(4.8), (4.9), (4.10) bağıntılarında;

T : Doğal titreşim periyodu

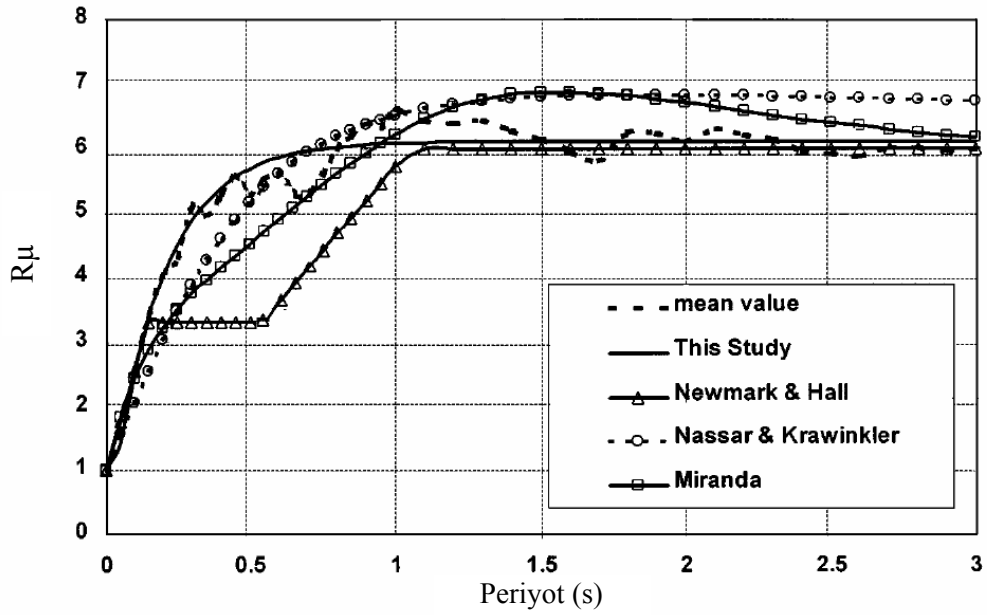
μ : Süneklik oranı

Şekil 4.5 'de R_μ faktörü için sadeleştirilmiş değerlerin gerçek değerlere uygunluğu gösterilmiştir. Burada dolu çizgi ile gösterilen grafik sadeleştirilmiş fonksiyondan, kesikli çizgi ile gösterilmiş grafik ise R_μ faktörünün gerçek değerini gösterir.



Şekil 4. 5 Sadeleştirilmiş R_μ Faktörünün Gerçeğe Uygunluğu

Ayrıca geçmişte yapılmış diğer çalışmalar ile burada yapılan çalışmalar $\mu=6$ için R_μ spektrumu Şekil 4.6'da karşılaştırılmış ve yapılan çalışmanın R_μ spektrumunu en iyi temsil ettiği anlaşılmaktadır [12].



Şekil 4. 6 R_μ Faktörünün karşılaştırılması ($\mu=6$)

4.2.3 Bilineer Modelde İkinci Eğimin Etkisi

Bilineer modelin ikinci eğimi olan α_1 , modelin karakteristik bir parametresidir. Önceleri, bilinear modelin ikinci eğiminin etkisini hesaplamak için $C_{\alpha 1}$ katsayısı kullanılmaktaydı. Bu düzeltme katsayısı ideal elasto plastik model için elde edilen R_μ katsayısını, bilinear modelin etkisini göz önüne alacak şekilde kullanılıyordu. Şekil 4.7 'de farklı bilinear modelin ikinci eğim değerleri ($\alpha_1 = \%0, 2, 5, 7, 10, 15$) kullanılarak elde edilen R_μ spektrumları bulunmaktadır. Bu şekilde, α_1 değerinin artmasıyla, R_μ spektrumu da büyümektedir. Tablo 4.1.(a) 'da farklı ikinci eğim ve hedef süneklik değerleri için ideal elasto plastik modelden elde edilen R_μ faktörü ile, bilinear modelden elde edilen R_μ faktörünün oranını yüzdesel olarak göstermektedir [12]. $C_{\alpha 1}$ bilinear modelin düzeltme katsayısı olmak üzere, bilinear modelin R_μ faktörü aşağıdaki gibi hesaplanmaktadır.

$$R\mu = R(T, \mu) \times C_{\alpha 1} \quad (4.11)$$

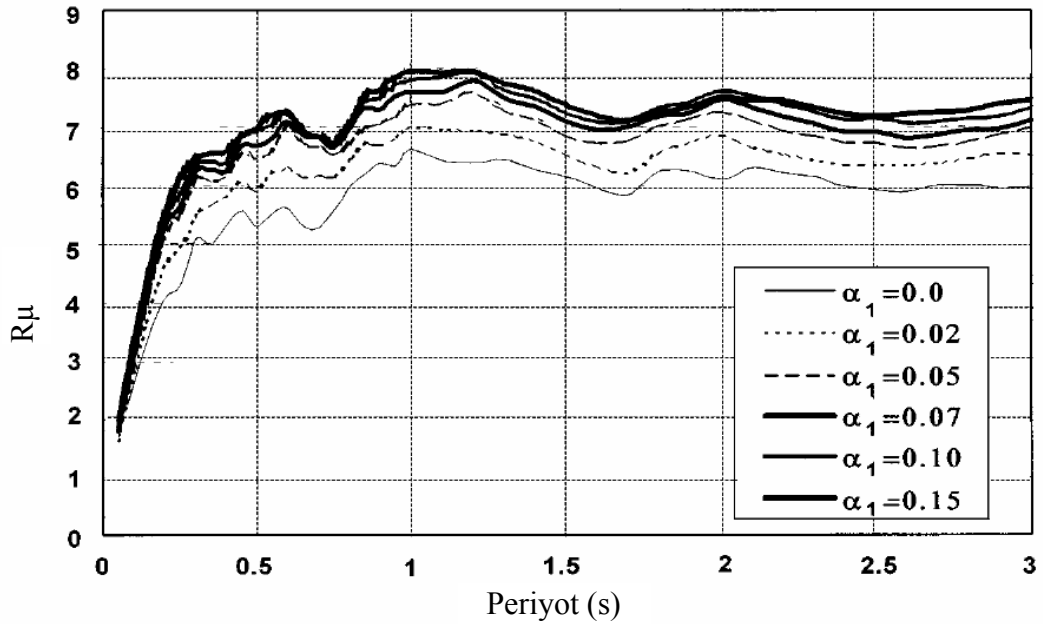
$$C_{\alpha 1} = 1.0 + A_1 \times \alpha_1 + B_1 \times \alpha_1^2 \quad (4.12)$$

Bu formülde A_1 ve B_1 fonsiyonları;

$$A_1 = 2,07 \times \ln(\mu) - 0,28 \quad (4.13)$$

$$B_1 = -10,55 \times \ln(\mu) + 5,21 \quad (4.14)$$

olarak verilmiştir.



Şekil 4. 7 Bilinear Modelde İkinci Eğimin R_μ Faktörüne Etkisi

4.2.4 Dayanımı Azalan (Strength Degradation) Modelin Yük Azaltım Faktörüne Etkisi

Özellikle yatay yük kapasitesi düşük olan betonarme yapılar için dayanım azalım modeli önemli olabilir. Yük azaltım katsayısı (α_2) etkisi göz önüne alınarak, düzeltme fonksiyonu elde etmek için lineer olmayan dinamik analizler yapılarak 56 000 adet R_μ faktörü elde edilmiştir. İstatistiksel analizde 6 adet yük azaltım faktörü incelenmiştir. Farklı (α_2) katsayısı için elde edilmiş R_μ faktörünün grafiği Şekil 4.8 'de gösterilmektedir. Ayrıca Tablo 4.1.(b) 'den, düzeltme faktörü süreklilik isteminin (μ) fonksiyonu olması gerektiği anlaşılmaktadır.

C_{a1} düzeltme fonksiyonuna benzer şekilde, C_{a2} düzeltme fonksiyonu aşağıdaki şekilde hesaplanmaktadır

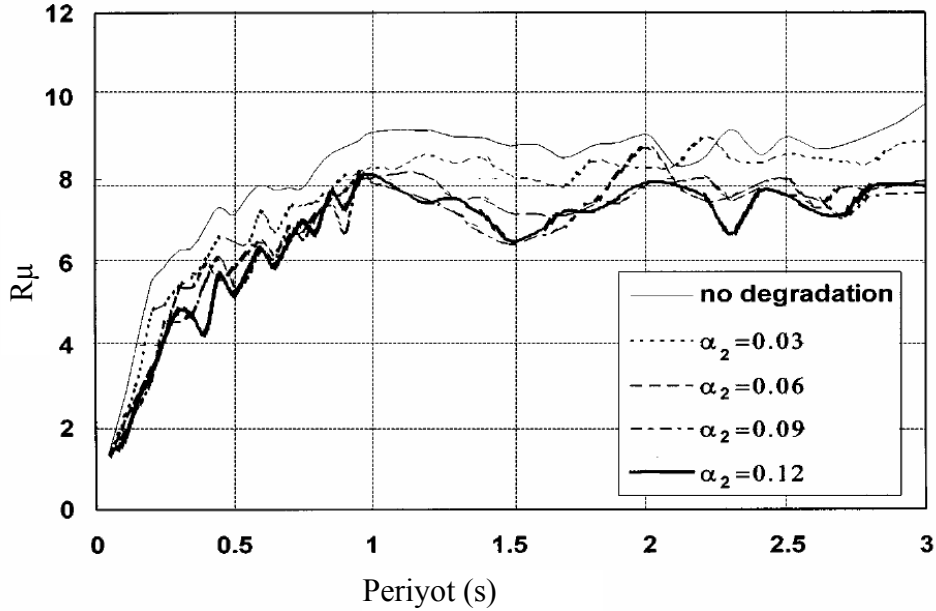
$$R_\mu = R(T, \mu) \times C_{a2} \quad (4.15)$$

$$C_{a2} = \frac{1}{A_2 \times \alpha_2 + B_2} \quad (4.16)$$

Bu formülde A_2 ve B_2 fonksiyonları aşağıda verilmiştir [12].

$$A_2 = 0,2 \times \mu + 0,42 \quad (4.17)$$

$$B_2 = 0,005 \times \mu + 0,98 \quad (4.18)$$



Şekil 4. 8 Dayanımı Azalan Modelin R_μ Faktörüne Etkisi

4.2.6 Pinching Modelinin Yük Azaltım Faktörüne Etkisi

Betonarme elemanların basınç bölgesinde çatlaklar oluşmuşsa, bu çatlaklar pinching in etkisini göstermektedir. Pinching in etkisi çevrimsel döngünün daralmasına, böylece elemanın enerji yutma kapasitesinin düşmesine neden olur. Pinching in etkisi Şekil 4.10’ da gösterilmiştir. $C_{\alpha 4}$ fonksiyonu pinching in etkisini hesaplamak için kullanılır. Farklı pinching seviyeleri için ($\alpha_4=1.0, 0.4, 0.3, 0.2, 0.1, 0.05$) için lineer olmayan dinamik analiz yapılmış ve 67 200 adet R_{μ} faktörü hesaplanarak $C_{\alpha 4}$ fonksiyonu elde edilmiştir.

$C_{\alpha 4}$ fonksiyonu benzer şekilde aşağıdaki gibi hesaplanmıştır.

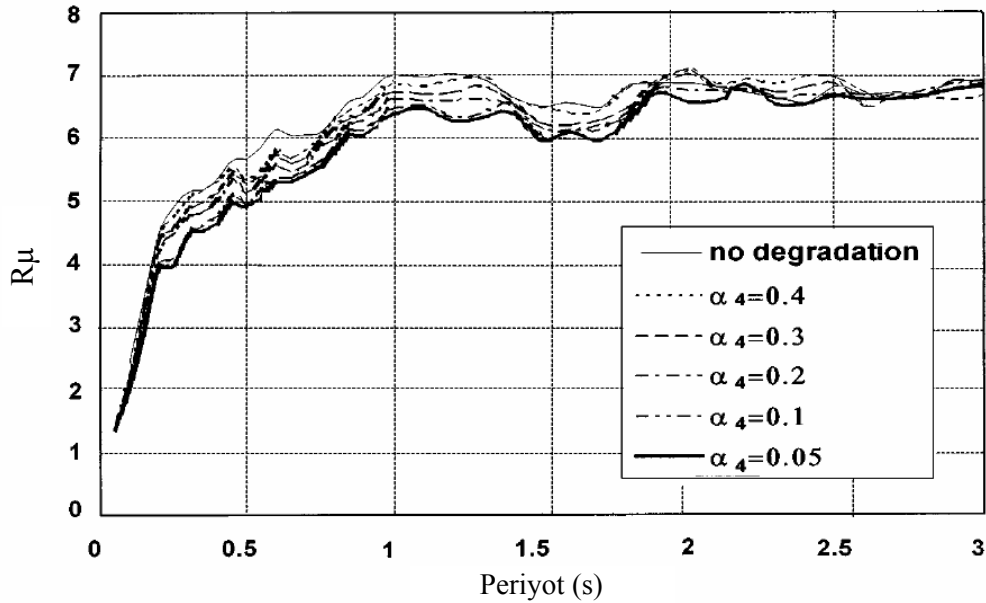
$$R_{\mu} = R(T, \mu) \times C_{\alpha 4} \quad (4.23)$$

$$C_{\alpha 4} = \frac{1}{1 + 0.11 \times \exp(-C_{\alpha 4} \times \alpha_4)} \quad (4.24)$$

Bu formülde C_4 fonksiyonları;

$$C_4 = -1,4 \times \ln(\mu) + 6,6 \quad (4.25)$$

olarak verilmiştir [12].



Şekil 4. 10 Pinching Modelinin R_{μ} Faktörüne Etkisi

Tablo 4. 1 Farklı Çevrimsel Modellerin Etkisiyle R_μ Faktörünün Ortalama Artım/Azalış [12]

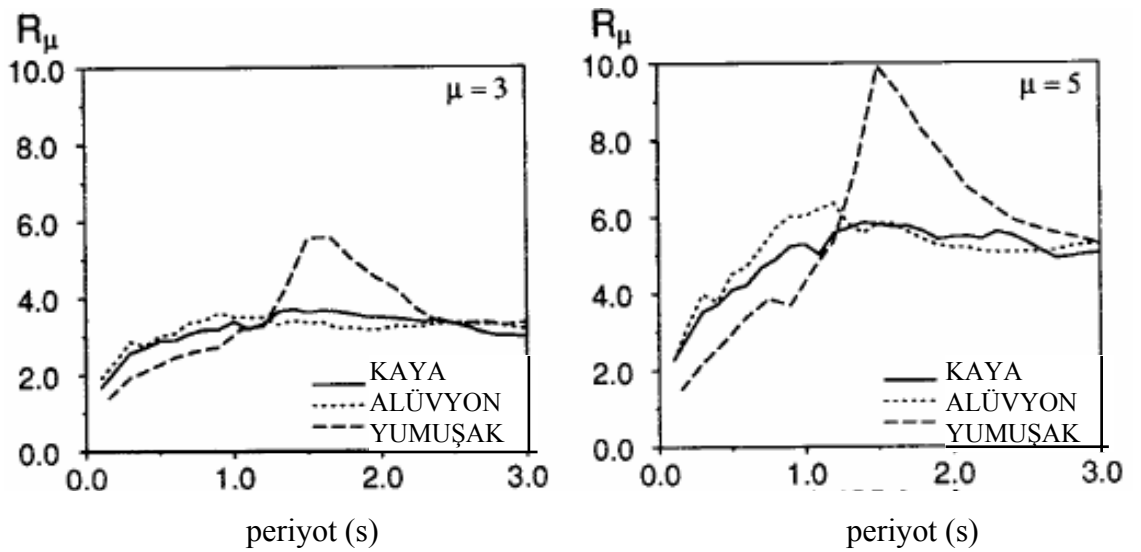
Hedef	(a) İEP modele karşı bilineer modelin R_μ faktörü (%)					
süneklik	$\alpha_1=0\%$	$\alpha_1=2\%$	$\alpha_1=5\%$	$\alpha_1=7\%$	$\alpha_1=10\%$	$\alpha_1=15\%$
$\mu = 2$	100	103	107	109	112	117
$\mu = 3$	100	104	110	113	116	120
$\mu = 4$	100	105	112	116	119	122
$\mu = 5$	100	106	114	118	122	124
$\mu = 6$	100	107	115	119	123	125
$\mu = 8$	100	108	117	122	126	127
Hedef	(b) İEP modele karşı strength degradation modelin R_μ faktörü (%)					
süneklik	$\alpha_2=0\%$	$\alpha_2=3\%$	$\alpha_2=6\%$	$\alpha_2=9\%$	$\alpha_2=12\%$	$\alpha_2=15\%$
$\mu = 2$	100	98	96	94	91	89
$\mu = 3$	100	97	94	92	89	87
$\mu = 4$	100	96	93	90	87	84
$\mu = 5$	100	95	91	88	85	82
$\mu = 6$	100	95	91	87	84	80
$\mu = 8$	100	94	89	85	81	77
Hedef	(c) İEP modele karşı stiffness degradation modelin R_μ faktörü (%)					
süneklik	$\alpha_3=15\%$	$\alpha_3=4\%$	$\alpha_3=2\%$	$\alpha_3=1\%$	$\alpha_3=0.5\%$	$\alpha_3=0\%$
$\mu = 2$	100	99	97	94	91	85
$\mu = 3$	100	99	97	94	91	85
$\mu = 4$	100	99	97	94	91	85
$\mu = 5$	100	99	97	94	91	85
$\mu = 6$	100	99	97	94	91	85
$\mu = 8$	100	99	97	94	91	85
Hedef	(d) İEP modele karşı pinching modelin R_μ faktörü (%)					
süneklik	$\alpha_4=100\%$	$\alpha_4=40\%$	$\alpha_4=30\%$	$\alpha_4=20\%$	$\alpha_4=10\%$	$\alpha_4=5\%$
$\mu = 2$	100	99	98	97	94	92
$\mu = 3$	100	99	98	96	94	92
$\mu = 4$	100	98	97	96	94	92
$\mu = 5$	100	98	97	96	93	92
$\mu = 6$	100	98	97	95	93	92
$\mu = 8$	100	98	96	95	93	92

4.3 Zemin Durumunun Yük Azaltım Faktörüne Etkisi

Deprem etkisi altında kalmış bir lineer olmayan sistemin davranışı, depremin karakteristik yapısı olan ivmenin zamana bağlı değişiminden, bir lineer sisteme göre daha fazla etkilenmektedir. Bu nedenle tahmin edilen bir hedef süneklik için, yük azaltım faktörü yer hareketleri aynı olmasına rağmen (yaklaşık aynı şiddet, hareket zamanı ve frekansa sahip) bir deprem hareketinden diğer deprem hareketine göre büyük değişiklik göstermektedir. Yapı tasarımı için bu ifadenin anlamı; verilen limit yer değiştirme süneklikten daha büyük yer değiştirme süneklik isteminin oluşmasından kaçınmak için gerekli yatay yük taşıma kapasitesi bir deprem hareketinden diğer deprem hareketine göre farklılık göstermektedir.

Verilen bir zemindeki deprem hareketinin, frekans içeriğini ve yer hareketinin süresini etkileyen faktörler deprem büyüklüğü, deprem kaynağına olan uzaklığı ve zemin durumudur. Böylece yük azaltım faktörünü etkileyen bu faktörleri incelemek önemli “R” faktörünün hesabında önemli bir yer teşkil etmektedir.

Zemin durumunun, yük azaltım faktörü üzerindeki etkisi Şekil 4.11 ‘de gösterilmektedir [15]. Kayalık, alüvyon ve yumuşak zeminler üzerindeki ve deprem hareketine maruz kalmış sistemlerin, yer değiştirme hedef süneklik değerleri 3 ve 5 için R_μ spektrumları çizilmiştir. Baskın zemin periyodu (zemin spektrumu köşe periyodu) 1.5s kabul edilen yumuşak zemin durumu için R_μ spektrumu çizilmiştir. Alüvyon zeminler üzerinde deprem hareketine maruz kalmış sistemlerin yük azaltım faktörü, 1.2’ nin altındaki periyot bölgesinde, kayalık zeminlerdeki sistemlerin yük azaltım faktöründen daha büyük değer almaktadır. Bundan dolayı bu periyot

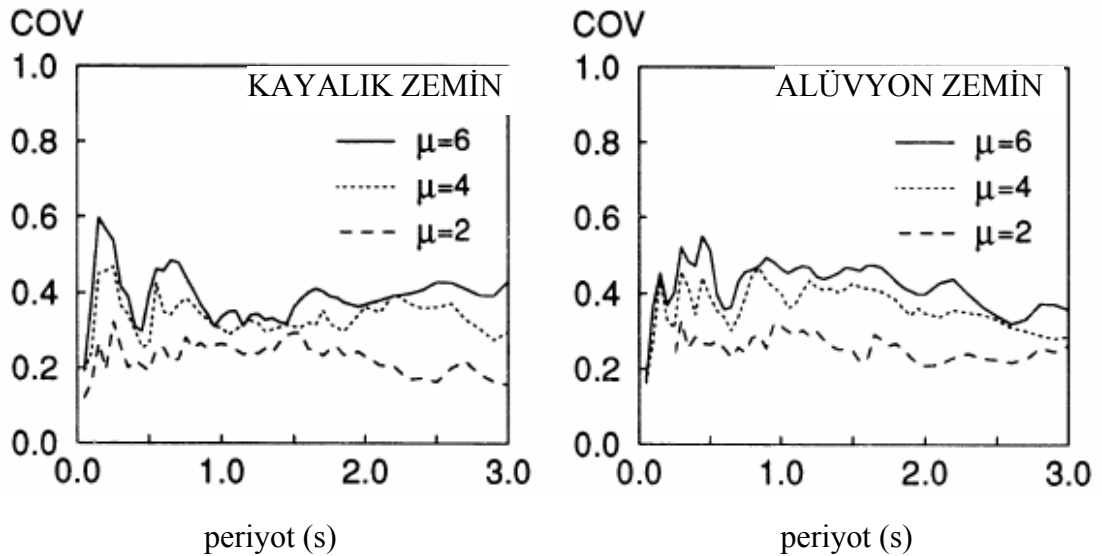


Şekil 4. 11 Yerel Zemin Durumunun Yük Azaltım Faktörüne Etkisi

bölgesinde ($0 < T < 1.2$ s), alüvyonlu zeminler üzerindeki yapıların dizaynı için gerekli yatay yük kapasitesi, kayalık zeminler üzerindeki benzer yapı için aynı seviyedeki inelastik yerdeğiştirmeden kaçınmak için gerekli yanal yük taşıma kapasitesi daha küçüktür. $1.3 \text{ s} < T < 2.4 \text{ s}$ arası periyot bölgesi aralığında kayalık zeminler üzerinde bulunan sistemlerin yük azaltım faktörü, alüvyonlu zeminler üzerindeki yük azaltım faktöründen daha büyüktür.

Bundan dolayı, kayalık ve alüvyonlu zeminler üzerindeki sistemlerin yük azaltım faktörleri arasında bazı farklılıklar mevcuttur. Bu farklılık, yumuşak zeminler üzerindeki sistemlerin yük azaltım faktörü spektrumu kıyaslanırsa, kayalık ve alüvyonlu zeminler üzerindeki R_μ katsayıları arasında az bir fark olduğu görülmektedir. Yine aynı şekilde görüleceği gibi, yumuşak zeminler üzerindeki sistemler için 1.3 s ($T \cong 0.85T_g$) ve 2.3 s ($T \cong 1.5T_g$) arasında yük azaltım faktörünün diğer zemin grupları (kayalık ve alüvyon zeminler) üzerindeki sistemlerin yük azaltım faktörü değerlerinden çok daha büyük değerler aldığı görülmektedir. Kısa periyot aralığında ($0 < T < 1.0$ s) yumuşak zeminler üzerindeki sistemlerin yük azaltım faktörleri, kayalık ve alüvyonlu zeminler üzerindeki sistemlerin sahip olacağı değerden daha küçüktür. Bu ortaya atılan veriler yapı tasarımı için çok önemlidir.

Yerel zemin durumunun yük azaltım faktörü dağılımı üzerindeki etkisi Şekil 4.12 'de gösterilmiştir [15]. Şekil 4.12 'de kayalık alüvyon ve yumuşak zeminler üzerinden elde edilen deprem kayıtları etkisinde ve yer değiştirme süneklik oranı 3 ve 5 olan sistemlerin R_μ faktörünün değişim katsayıları gösterilmiştir. yumuşak zeminler için hakim titreşim periyodu 1.2 olarak kabul edilmiştir. Şekilden de görülebileceği gibi verilen yer değiştirme süneklik oranı için yer değiştirme süneklik oranı için yük



Şekil 4. 12 Yerel Zemin Durumunun Yük Azaltım Faktörünün Dağılımına Etkisi

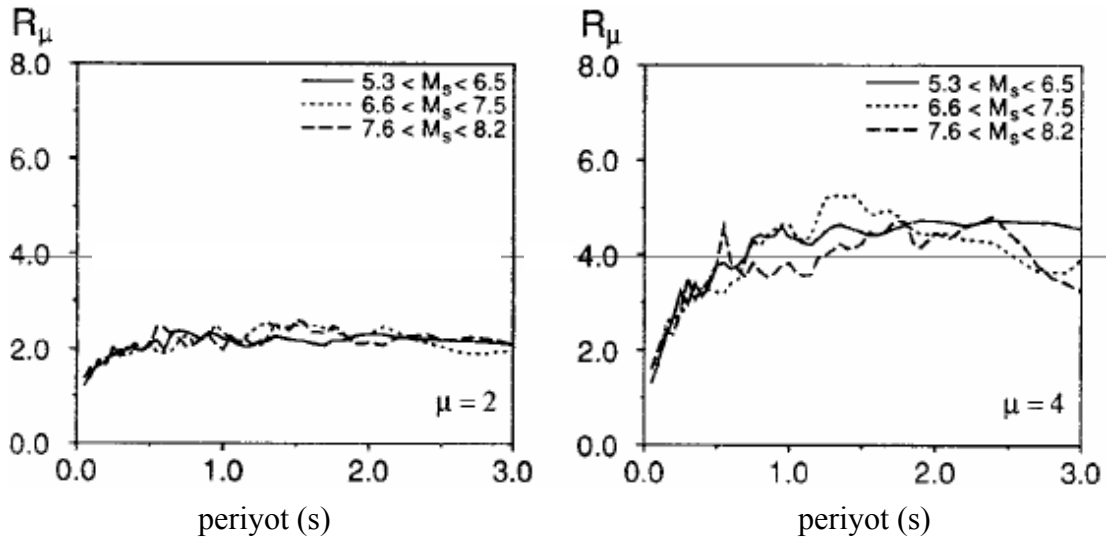
azaltım faktörünün değişim katsayısı (COV “coefficient of variation”) 3 zemin grubu içinde aynı değeri almıştır. Böylece farklı zemin grupları için farklı R_μ katsayısı elde edilmesine rağmen, yük azaltım faktörünün değişkenliği aynı alınmaktadır.

4.4 Deprem Şiddetinin Etkisi

Deprem büyüklüğünün ve merkez uzaklığının tek serbestlik dereceli sistem için elastik yük istemine etkisi Silva ve Green tarafında 1989 yılında gösterilmiştir. Bu incelemede, her bir zemin grubu için hesaplar sonucu ortaya çıkan yük azaltım faktörünün etkisinin, 3 farklı büyüklüğe sahip deprem hareketleri kayıtları için çıkartılmış R_μ faktörü bulunmaktadır. Şekil 4.13 'de deprem büyüklüğü 5,3 ile 8,1 değerleri arasındaki kayalık zeminlerden elde edilen yer hareketi kayıtlarının, süneklik istemi oranı 2 ve 4 olan sistemlere etkilmesi ile elde edilen yük azaltım faktörünün deprem büyüklüğüne etkisi gösterilmektedir [15]. Şekilden de görülebileceği gibi farklı süneklik istemi için R_μ katsayısının hemen hemen 3 farklı büyüklükteki depremler için aynı olduğu ve deprem büyüklüğünün yük azaltım faktörü üzerindeki etkisi ihmal edilebilecek kadar azdır.

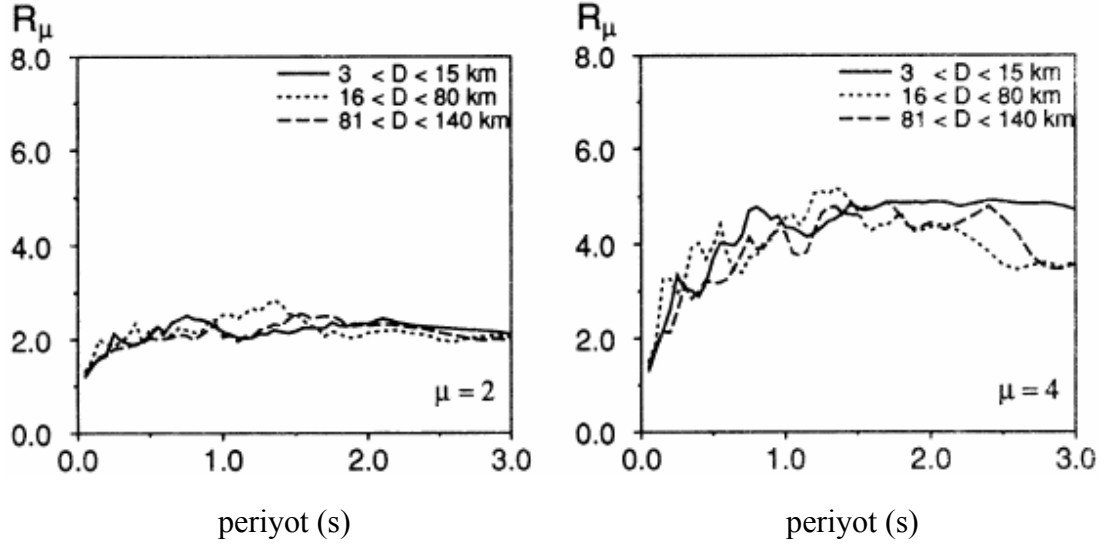
4.5 Deprem Merkez Uzaklığının Etkisi

Deprem merkez uzaklığının, yük azaltım faktörü üzerindeki etkisini göstermek için, merkez uzaklığına göre 3 farklı deprem grubundan (kısa, orta ve uzun merkez uzaklığına sahip) elde edilen yer hareketleri kayıtları için R_μ spektrumları çıkarılmıştır. Şekil 4.14 'de farklı merkez uzaklığına sahip kayalık zeminler üzerinden elde edilen



Şekil 4. 13 Kayalık Zeminler Üzerinden Elde Edilen Deprem Kayıtları Kullanılarak Deprem Büyüklüğünün Yük Azaltım Faktörüne Etkisi

yer hareketi kayıtları kullanılarak, süneklik istemi oranı 2 ve 4 olan sistemlerin R_μ spektrumları gösterilmiştir. görüldüğü gibi R_μ faktörünün spektrumu bütün zemin grupları için aynıdır. Bundan dolayı, deprem merkez uzaklığının yük azaltım faktörü, 1987 Whittier-Narrows Depreminden 33 adet deprem kaydı kullanılarak deprem uzaklığının yük azaltım faktörü üzerindeki etkisini incelemiş ve aynı sonuçlara varmıştır [15].



Şekil 4. 14 Kayalık Zeminler Üzerinden Elde Edilen Deprem Kayıtları Kullanılarak Deprem Merkez Uzaklığının Yük Azaltım Faktörüne Etkisi

4.6 Sonuçlar

1. Yer değiştirme süneklik istemi tarafından kontrol edilen yük azaltım faktörünü en çok etkileyen faktörler; yapı titreşim periyodu, maksimum yer değiştirme süneklik istemi, zemin durumudur. Verilen bir süneklik oranı için, zemin durumu ne olursa olsun, periyodun değişimi ile yük azaltım faktörü önemli farklılıklar göstermektedir. Yük azaltım faktörü 3 farklı zemin grubu için de (kayalık, alüvyon, yumuşak) aşağı yukarı benzer değerler almakta fakat yumuşak zemin grubunda $1.2 < T < 2.3s$ periyot aralığında diğer zemin gruplarına göre çok farklı değerler almaktadır.
2. Deprem merkez uzaklığının ve deprem büyüklüğünün yük azaltım faktörü üzerindeki etkisi ihmal edilebilecek kadar az seviyededir.
3. Lineer olmayan sistemin ikinci eğimi arttıkça süneklik faktörü R_{μ} değeri de artmaktadır. Bundan dolayı R_{μ} değerinin hesabında bilineer modelin ikinci eğiminin etkisi göz önüne alınmaktadır.
4. Çalışmaların neticesinde R_{μ} faktörü, dayanımı azalan, rijitliği azalan ve pinching seviyesinden etkilenmektedir. Etki seviyeleri arttıkça R_{μ} faktörün değeri daha aşağılara düşmektedir. Bu nedenle R_{μ} faktörünün hesabı için çevrimsel modellerin etkisi göz önüne alınmalıdır.
5. Her bir çevrimsel model diğer çevrimsel modellerden bağımsız olarak R_{μ} faktörünü etkilediği varsayılmıştır. Bu nedenle, çevrimsel modelin karakteristikleri birleştirilerek R_{μ} faktörünün hesabı için fonksiyon oluşturulmuştur. Her bir çevrimsel modelin etkileri göz önüne alınarak çıkarılmış fonksiyonel form şu şekildedir [15].

$$R_{\mu} = R(T, \mu) \times C_{\alpha 1} \times C_{\alpha 2} \times C_{\alpha 3} \times C_{\alpha 4}$$

6. Sönüm oranının yük azaltım faktörü üzerindeki etkisi, yapılan analizler sonucunda az da olsa etkilediği anlaşılmaktadır. Yüksek yer değiştirmek süneklik oranı için sönüm oranının R_{μ} faktörü üzerindeki etkisinin daha düşük, yer değiştirme süneklik oranına göre daha fazladır. Ayrıca yumuşak zeminler üzerinde elde edilen R_{μ} faktörü diğer zemin gruplarına göre sönüm oranından daha fazla etkilenmektedir. Bütün zemin grupları için düşük periyot bölgesinde sönüm oranının etkisi oldukça azdır.

5. YAPILARIN LINEER OLMAYAN STATİK İTME HESABI ve ZAMAN TANIM ALANINDA ÇÖZÜMÜ

5.1 Giriş

Lineer olmayan analiz yapılırken, yapı iskeletini oluşturan elemanların lineer olmayan davranışlarının tanımlanması gerekmektedir. Yapı elemanlarının bu davranışları belirli kabuller doğrultusunda yapılabilir. Bu bölümde İtme analizi hakkında bilgiler verilmektedir

5.2 Yapıların Lineer Olmayan Statik İtme Hesabı (Pushover Analiz)

Lineer analiz herhangi bir yapının elastik kapasitesini ve ilk akmanın nerede meydana geleceği hakkında fikir vermekte, fakat plastik mafsallar oluşum sırasında meydana gelecek kuvvet dağılımını ve ortaya çıkan yerdeğiştirmeleri göstermemektedir. Yapıların süneklik faktörünün belirlenmesinde İtme Analizi önemli bir adımı teşkil etmektedir. Bundan dolayı itme analizi doğru uygulanması gerekmektedir. Yapıların yatay yük etkisindeki davranış özelliklerinin ve performanslarının tespitine yönelik olarak yapılan itme analizleri, genel olarak yapıda adım adım arttırılan yanal yüklerin etkisinde rijitlik ile dayanım değişiminin, yapı elemanlarındaki inelastik davranış özellikleri dikkate alınarak hesaplandığı ve bu hesapların belli performans değerleri için tarif edildiği sayısal bir yöntemdir.

İtme analizinde uygulanan iki farklı hesap yöntemi vardır. Bunlar yerdeğiştirme kontrollü analiz ve yük kontrollü analizdir. Yerdeğiştirme kontrollü yöntemde, yapının en üst katındaki (tepesinde) ağırlık merkezinin bulunduğu nokta belirli bir yanal yerdeğiştirme seviyesine ulaşınca kadar yatay yükleme yapılır. Bu yüklemeler belirli aralıklarla arttırılarak her bir adımda yapı elemanlarında ortaya çıkan kuvvet-yerdeğiştirme ilişkileri incelenir.

5.2.1 Yapıların Yük Arttırım Yöntemindeki Bazı Kabuller

Plastik mafsallı hipotezinin geçerli olduğu bir sistemin artan yükler altındaki davranışı;

1. Her plastik mafsallı oluşumundan sonra, o noktaya adi bir mafsallı koymak ve o noktaya M_p momentini dış yük olarak etkitmek suretiyle sistem lineer-elastik teoriye göre çözmek.

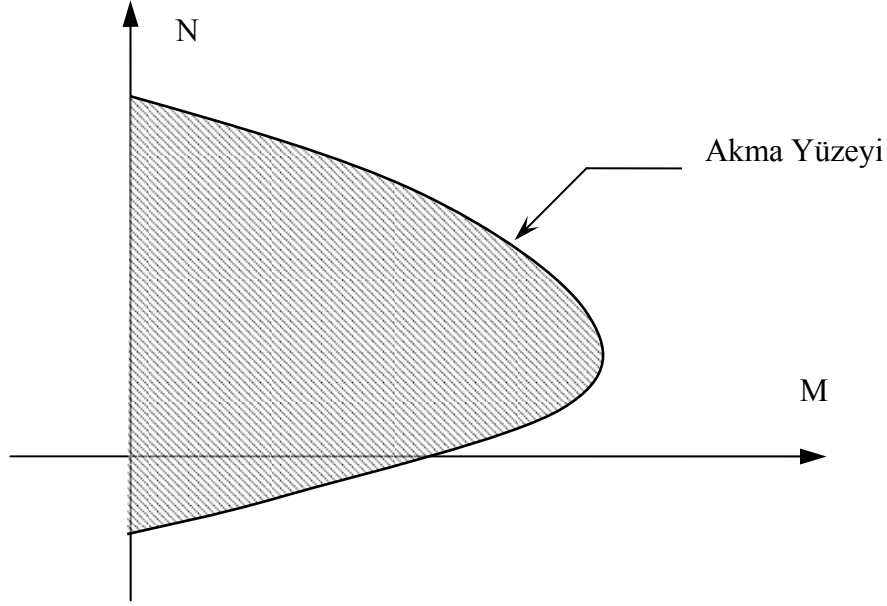
2. Sistem belirli sayıdaki plastik mafsallardan sonra kısmen veya tamamen mekanizma durumuna ulaşır, sistem mekanizma durumuna geçmiştir.
3. Bazen limit yükten önce, plastik mafsalların dönme kapasitesini aşması, büyük yer değiştirmelerin oluşması veya betonarme sistemde büyük çatlaklar suretiyle sistem göçebilir.
4. Elemanlarda normal kuvvet ve kesme kuvvetinden dolayı oluşan plastikleşmeler ihmal edilmiştir.

Seçilen ve çeşitli taşıyıcı sistem davranış katsayılarına göre boyutlandırılmış olan tek serbestlik sistemlere “Yük Artırım” yöntemi uygulanabilmesi için betonarme kesitlerin elasto-plastik davranışlarında aşağıdaki varsayımlar yapılmıştır.

1. Düzlem kesit şekil değiştirmeden sonra düzlem kalır.
2. beton ile donatı arasında tam aderans vardır. Yani çelik hiçbir zaman betondan sıyrılıp kurtulamayacak varsayımı yapılmıştır.
3. Betonun (σ - ϵ) bağıntısı parabolik+dikdörtgen modeline uygundur.
4. Çeliğin (σ - ϵ) bağıntısı lineer kabul edilip pekleşme ihmal edilmiştir.

Betonarme kesitlerin lineer olmayan davranışları aşağıdaki gibi idealleştirilmiştir.

- a. Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde eğilme momenti eğrilik bağıntısı, iki doğrudan meydana gelmektedir. Bu bağıntıdaki eğriliğin (birim dönmenin) maksimum değeri, betonarmeyi oluşturan beton ve çeliğin birim sınır dönmelerine bağlı olarak değişmektedir.
- b. Bileşik eğilme etkisindeki betonarme kesitlerde, karşılıklı etki diyagramı iki doğrultuda hesap yapılacağı için, eğilme momentine karşılık normal kuvvetten oluşan, beton ile çeliğin sınır birim şekil değiştirmelerine göre belirlenen bir eğri ile temsil edilmektedir. Söz konusu eğri şematik olarak şekilde gösterilmiştir.
- c. Kesit zorlarının değerleri bu yüzeyin sınırına eriştikleri zaman, kesitte plastik mafsallardan oluşmakta, daha sonraki analiz adımlarında bu mafsalların varlığı göz önüne alınmaktadır.



Şekil 5. 1 Karşılıklı Etki Diyagramını Temsil Eden Akma Yüzeyi

5.3 Kullanılan Bilgisayar Programları

5.3.1 Etabs Programının Kullanımı ve Tanıtımı

Çerçevelerin lineer olmayan statik analizi Etabs programı yardımı ile hesaplanmıştır. Programda lineer olmayan davranış, sadece kullanıcı tarafından plastik mafsalları (plastic hinges) tanımlanan yerle meydana gelmektedir. Programda sadece çubuk elemanlarda tanımlanabilir. Plastik mafsallar elemanların üzerlerinde herhangi bir noktada tanımlanabilir. Programda moment (M_3), normal kuvvet (N) ve kesmeden (V_2) dolayı oluşan plastik mafsallar tanımlanacağı gibi eğilme ve normal kuvvetin etkileşimini içeren (PMM) plastik mafsalları özellikleri tanımlayabileceğimiz ara yüz bulunmaktadır. Programda bütün mafsalları tipleri için program tarafından oluşturulabileceği gibi kullanıcı tarafından da girilebilecek bir ara yüz sunmaktadır. Yine moment-normal kuvvet etkileşimi yine program tarafından otomatik olarak bulunabileceği gibi program tarafından da tanımlanabilmektedir. Ayrıca, plastik mafsalları performans noktaları da her elemanın moment eğrilik grafiği üzerinde tanımlanarak analizin her adımında performans seviyesi gözlenebilir. Bu performans seviyeleri; hemen kullanım (Immediate Occupancy “IO”), can güvenliği (Life Safety “LS”), Toptan göçmenin önlenmesi (Collapse Prevention “CP”) aşamalarından oluşmaktadır. ATC-40 da yapısal elemanların mafsalları özellikleri eleman tipine ve göçme moduna bağlı olarak verilmektedir.

Frame Hinge Property Data for 100H1 - PMM

Edit:

Point	Moment/Yield	Rotation/Yield
E-	-0.2	-0.025
D-	-0.2	-0.015
C-	-1.1	-0.015
B-	-1	0
A	0	0
B	1	0
C	1.1	0.015
D	0.2	0.015
E	0.2	0.025

☒ Symmetric

Scaling

☐ Calculate Yield Moment Yield Moment:

☐ Calculate Yield Rotation Yield Rotation:

Acceptance Criteria (Plastic Deformation / Yield)

	Positive	Negative
Immediate Occupancy	2.500E-03	
Life Safety	7.500E-03	
Collapse Prevention	0.015	

Şekil 5. 2 Etabs Programın Mafsal Özelliklerini Tanımladığı Arayüz

Kiriş ve kolon gibi yapısal elemanların plastik mafsal özelliklerinin nümerik değerlerinin belirlenmesinde ilgili elemana ait tasarım normal kuvvetleri, tasarım kesme kuvvetleri, enine ve boyuna donatılar dikkate alınmaktadır.

Kolonlar için ilgili değerler;

$$\frac{P}{A_g f_c} \quad , \quad \frac{V}{bd \sqrt{f_c}} \quad (5.1)$$

Kirişler için ilgili değerler;

$$\frac{\rho - \rho'}{\rho_{bal}} \quad , \quad \frac{V}{bd \sqrt{f_c}} \quad (5.2)$$

formülleri ile belirlenir.

ATC-40 da bu formüller uygulanarak kiriş ve kolonlar için plastik mafsal performans seviyeleri verilmiştir. Kolonlar için 11 farklı mafsal özelliği tanımlanmıştır. Bütün kirişler için aynı mafsal özelliği tanımlanmıştır. Tablo 5.1 ve Tablo 5.2 ‘ de kolon ve kirişler için tanımlanan performans seviyeleri verilmektedir [3].

Tablo 5. 1 Kolon Plastik Mafsal Performans Seviyeleri

Mafsal Tipi	a	b	c	IO	LS	CP
1	0.0100	0.015	0.20	0.0050	0.0050	0.0100

2	0.0095	0.014	0.20	0.0045	0.0045	0.0095
3	0.0090	0.013	0.20	0.0040	0.0040	0.0090
4	0.0085	0.012	0.20	0.0035	0.0035	0.0085
5	0.0080	0.011	0.20	0.0030	0.0030	0.0075
6	0.0075	0.010	0.20	0.0025	0.0025	0.0070
7	0.0070	0.009	0.20	0.0020	0.0020	0.0065
8	0.0065	0.008	0.20	0.0015	0.0015	0.0060
9	0.0060	0.007	0.20	0.0010	0.0010	0.0060
10	0.0055	0.006	0.20	0.0005	0.0005	0.0055
11	0.0050	0.005	0.20	0	0	0.005

Tablo 5. 2 Kiriş Plastik Mafsal Performans Seviyeleri

Mafsal Tipi	a	b	c	IO	LS	CP
Kiriş	0.02	0.03	0.20	0.005	0.01	0.02

IO (Immediate Occupancy) : Anında Kullanım

LS (Life Safety) : Can Güvenliği

CP (Collapse Prevention) : Yapısal Stabilitite

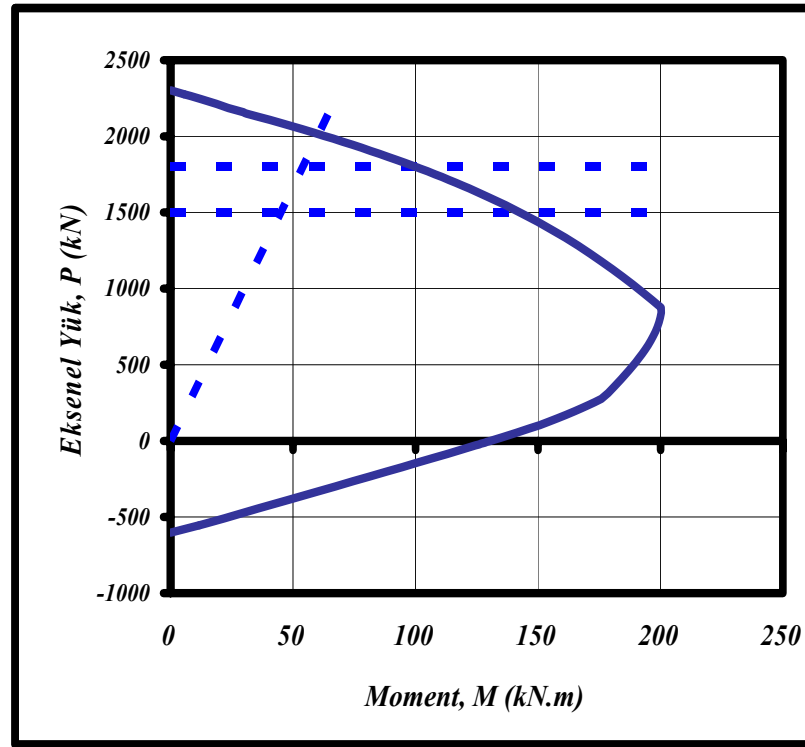
5.3.2 Yardımcı Bilgisayar Programları

5.3.2.1 Kolon Kesiti Akma Yüzeyleri için Yazılmış Excel Programı

Kritik kesitlerde beton ve donatının özelliklerine göre sayısallaştırılan akma yüzeyleri Excel’ yardımıyla yazılan bir programla tanımlanmaktadır. Bu programda malzeme özelliklerine göre moment-normal kuvvet etki diyagramı otomatik olarak elde edilebilmektedir. Bu M-N akma yüzeyleri değerleri programın ara yüzünde girmesi oldukça zahmetli ve hata olasılığı çok fazla olan bir süreç olduğu için programdaki “Interactive Database Editing” veri geçişi yardımıyla Excel’ deki bilgiler kolayca aktarılabilmektedir [18].

Programda:

1. Betonun çekme dayanımı ihmal edilmektedir.
2. Beton basınç dağılımı dikdörtgen alınmaktadır.
3. Çelik modelinde pekleşme ihmal edilmektedir.
4. Sargı etkisi göz önüne alınmamaktadır.



Şekil 5. 3 Programın Akma Yüzeylerini gösteren Grafik

5.3.2.2 Kesit Moment-Eğrilik Bağıntısını Elde Etmek için Kullanılan Xtract Programı

Imbsen Software Systems tarafından geliştirilen bu program çelik, betonarme ve kompozit türü her türlü kesitin, çeşitli araştırmacıların (Mander, Menegotto Pinto) geliştirdikleri malzeme tanımlarını kullanarak analizi yapmaktadır.

Etabs programındaki moment eğrilik değerleri, Xtract programı yardımıyla bulunmuştur. Ayrıca program moment-eğrilik grafiği çizerek bilineer hale getirmektedir. Program, beton ve çelik malzeme değerlerinin akma ve kopma sınır değerlerini kullanarak adım adım yük artım yöntemiyle moment-eğrilik bağıntısını

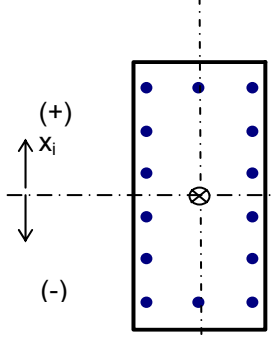
elde etmektedir. Kesit ile ilgili her türlü özelliği rapor halinde kullanıcıya sunmaktadır.

BETON ve ÇELİK MODELLERİ

f_{ck}	γ_{mc}	f_{yk}	γ_{ms}	E_c
(MPa)		(MPa)		(MPa)
20	1.50	420	1.15	28,500

**KESİT
GEOMETRİSİ**

Genişlik	Yükseklik
(b)	(h)
(mm)	(mm)
300	500



DONATI DÜZENLEMESİ

No.	Donatı Alanı	Kesit Merkezinden Uzaklık (x_i)		
	(mm^2)	(mm)		
1	600	215		
2	450	0	N (kN):	2302.6
3	600	-215	M (kNm):	
4			Hesapla	

Etkileşim diyagramında kesikli çizgiler ile TS500 ve Deprem Yönetmeliği aksenal yük sınırları ve TS500 minimum dışmerkezlilik sınırı gösterilmektedir.

DİKDÖRTGEN KESİT ANALİZİ

Şekil 5. 4 Akma Yüzeyleri için Excel Programının Veri Girişi

Analizlerde beton için Mander' in malzeme modeli kullanılmıştır, Manderin malzeme modeli aşağıdaki formüllerle tanımlanmıştır [24].

$$\begin{aligned} \varepsilon < \varepsilon_t & \quad \text{için} \quad f_c = 0 \\ \varepsilon < 0 & \quad \text{için} \quad f_c = \varepsilon E_c \\ \varepsilon < \varepsilon_{cu} & \quad \text{için} \quad f_c = \frac{f_c \cdot x_r}{r - 1 + x_r} \\ \varepsilon < \varepsilon_{sp} & \quad \text{için} \quad f_c = f_{cu} + (f_{cp} - f_{cu}) \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{cu})}{(\varepsilon_{sp} - \varepsilon_{cu})} \end{aligned}$$

$$x = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{cc}}$$

$$r = \frac{E}{(E_c - E_{ikincil})}$$

$$E_{ikincil} = \frac{f_c}{\varepsilon_{cc}}$$

ε = Beton boyuna uzama miktarı

f_c = Beton basınç dayanımı

E_c = Elastisite modülü

$E_{ikincil}$ = ikincil elastisite modülü

ε_t = Çekme uzama kapasitesi

ε_{cu} = En büyük beton uzaması

ε_{cc} = En büyük gerilmeye uzama miktarı = 0.002

f'_c = 28 günlük beton basınç dayanımı

f_{cu} = ε_{cu} uzamasındaki gerilme

Aynı zamanda programda plastik mafsal uzunluğu için farklı hesap yöntemleri verilmiştir. Hesaplamalarda plastik mafsal uzunluğu şu şekilde tanımlanmıştır.

$$l_p = h / 2$$

Burada;

l_p : Plastik mafsal uzunluğu

h : Kesitin eğilme eksenindeki yüksekliği

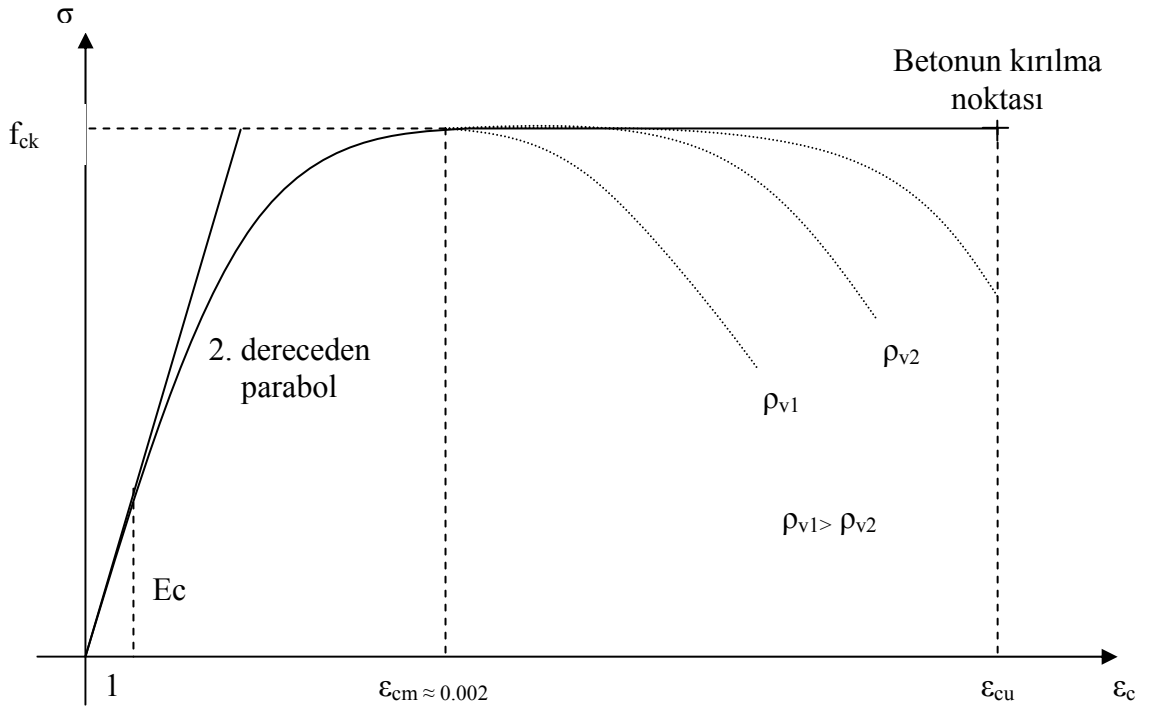
5.4 Yapı Elemanlarında Yaklaşık Plastik Mafsal Kapasiteleri ve Malzeme Davranışı için Yaklaşık Hesap Yöntemleri

İtme analizinin doğru bir şekilde yapılabilmesi için plastik mafsal kavramının doğru tanımlanması gerekmektedir. Plastik mafsal özelliklerini saptamak oldukça güç ve zahmetli bir iştir. Bunun için yaklaşık bazı yöntemler verilmiştir [9].

5.4.1 Gerilme_Birim Şekil Değiştirme Bağlılıları

5.4.1.1 Aşırı Basınç Altındaki Betonarme Elemanlarda Gerilme-Birim Şekil Değiştirme Bağlılıları

Aşırı basınca maruz kalmış betonarme elemanlarda gerilme-birim şekil değiştirme bağlılıları Şekil 5.5 'de verilmiştir.

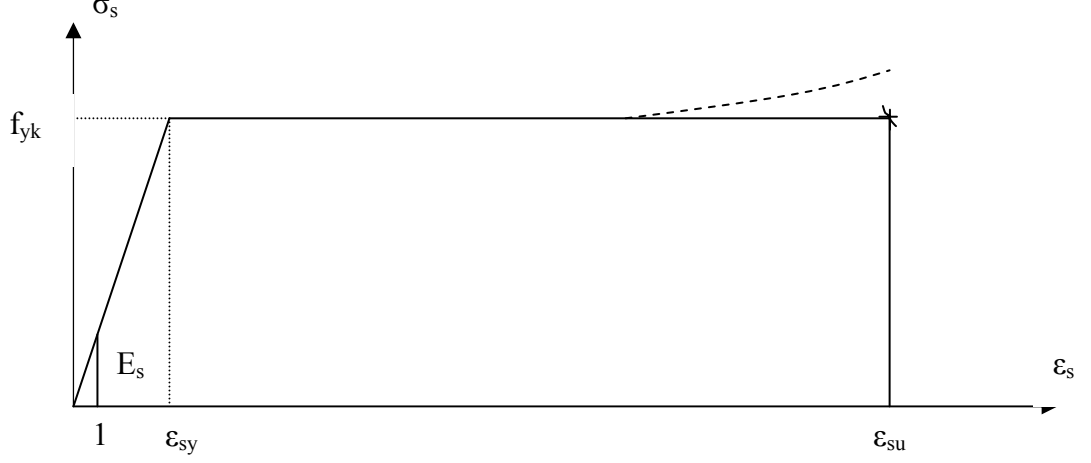


Şekil 5. 5 Basınç Altındaki Elemanda Gerilme-Birim Şekil Değiştirme Grafiği

Şekil 5.5 'den de anlaşılabileceği gibi etriye sarılma miktarı, betonun kırılma noktasını doğrudan etkilemektedir. Etriye miktarı arttıkça ϵ_{cu} ve f_{ck} değeri artmakta fakat hesaplamalarda f_{ck} 'nın değişmediği kabul edilmiş ve maksimum beton uzaması 0.010 değeri alınmış ve gerilme-şekil değiştirme grafiğindeki 2. derece parabol, eğrinin başlangıç eğimine eşit alınarak doğrusal olarak idealize edilmiştir.

5.4.1.2 Beton Çeliğ için Gerilme-Uzama Bağlılıları

Buradaki çalışmada gerilme uzama bağıntısı için kullanılan grafik Şekil 5.6 'da verilmiştir.



Şekil 5. 6 Çeliklerin gerilme-uzama grafiğı

Çekme çubuklarındaki maksimum uzama miktarı (ϵ_{su}) 0.040 ile sınırlandırılmıştır.

5.4.1.3. Moment Eğrilik Bağıntıları ve Kesitsel Süneklik

İdealleştirilmiş moment-eğrilik diyagramı, eğrilik ve kesitsel süneklik tanımını da içine alan grafik Şekil 5.6'da verilmiştir. Buradaki eğrilik (χ) ifadesi birim boydaki dönmeyi ifade etmektedir. Bu grafikteki;

χ_u = Betonarme kesitin maksimum eğrilik oranı

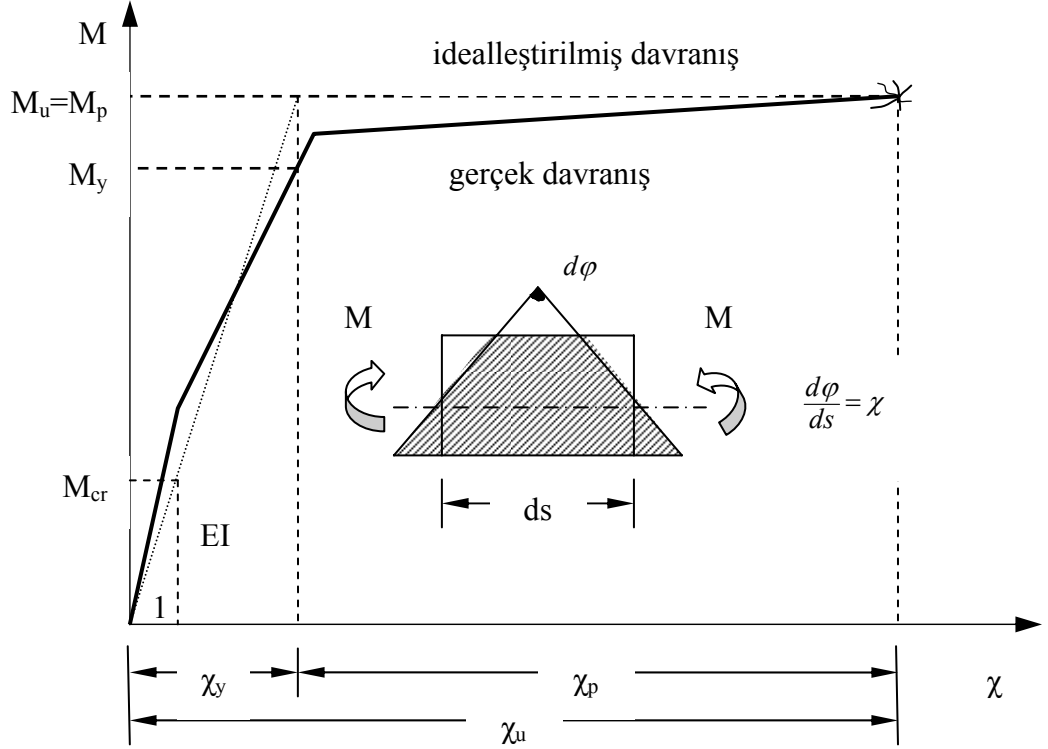
χ_y = Betonarme kesitin akma eğrilik oranı

η_k = Kesitsel süneklik

5.4.2. Plastik Mafsal, Plastik Mafsal Kapasitesi ve Kesitsel Süneklik

Yeter derecede süneklik gösteren sistemlerde lineer olmayan şekil değıştirmelerin plastik mafsal adı verilen belirli bölgelerde toplandığı, bunun dışındaki bölgelerde sistemin lineer elastik davrandığı kabul edilir. Bu tanıma *Plastik Mafsal Hipotezi* adı verilir. Eğer herhangi sünek bir kirişte Şekil 5.7 'deki gibi moment_eğrilik diyagramı varsa ve bu noktada moment M_p plastik moment kapasitesine ulaşır, kesitin moment noktasında plastik mafsal oluşur. Bu noktada elastik ötesi plastik davranış etkilidir. Kesitin taşıyabileceğı momentte çok küçük artım meydana

gelirken, eğrilik belirgin bir şekilde artar ve eğriliğin son değerine erişilmesi ile kesit güç tükenmesine ulaşır, eğri son bulur. Mafsallaşmış kesit serbest olarak



Şekil 5. 7 Betonarme Kesin Moment-Eğrilik İlişkisi

dönebilirken, M_p momentini taşımaya devam eder. Plastik mafsallarda kalan bölgeler ise elastik davranış gösterir. Bir sistemde potansiyel plastik mafsallarda oluşma noktaları; kiriş ve kolon elamanlarının birleşim bölgesinde, kolonun temele bağlandığı noktada ve tekil yükün bulunduğu noktalardır. Plastik mafsallar, ϕ_p plastik dönme kapasitesine ulaşmış, çatlamış kesit olarak kabul edilir ve ϕ_p plastik dönme kapasitesi; kesit şekil değiştirmelerinden plastik güç tükenmesi durumundaki eğrilik ile donatının akmaya başlaması durumundaki eğriliklerin farkının plastik mafsallarda bölgede düzgün yayılı olduğu kabul edilerek hesaplanabilir.

$$\phi_p = \chi_p \cdot l_p \text{ formülü ile hesaplanır}$$

l_p : plastikleşmiş bölgenin ortalama etkili uzunluğu

Şekil 4. te l_p bölgesi gösterilmiştir. Burada l_p plastikleşen bölgenin bir kenarındaki uzunluktur. Kesitin akmasından sonraki dönme miktarı l_p ile orantılı olduğu kabul edilmektedir. ϕ_u akmadan sonra plastikleşen bölgenin maksimum dönme miktarını göstermektedir.

$$\phi_u = \chi_u \cdot l_p \quad (5.3)$$

$$\varphi_y = \chi_y \cdot l_p \quad (5.4)$$

$$\varphi_p = \varphi_u - \varphi_y \quad \varphi_p = (\chi_u - \chi_y) \cdot l_p \quad (5.5)$$

5.4.2.1. Plastikleşmiş Bölgenin Etkili Uzunluğunun ve Betonun Maksimum Birim Kısılma Miktarının DeneySEL Bulguları

Geçmiş bazı çalışmalar sonucunda etkili plastikleşme uzunluğu ve maksimum beton basınç birim kısılma değeri verilmiştir [9].

5.4.2.1.1. Baker Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular

$$l_p = 0.8k_1k_2 \frac{z}{d} a \quad (5.6)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.0015 \left[1 + 150\rho_s (0.7 - 10\rho_s) \frac{d}{a} \right] \leq 0.01 \quad (5.7)$$

$k_1=0.7$ BÇI için

$k_2=0.7$ BÇIIIa için

$k_3=0.6$ için $0.85f_{ck}=34$ MPa

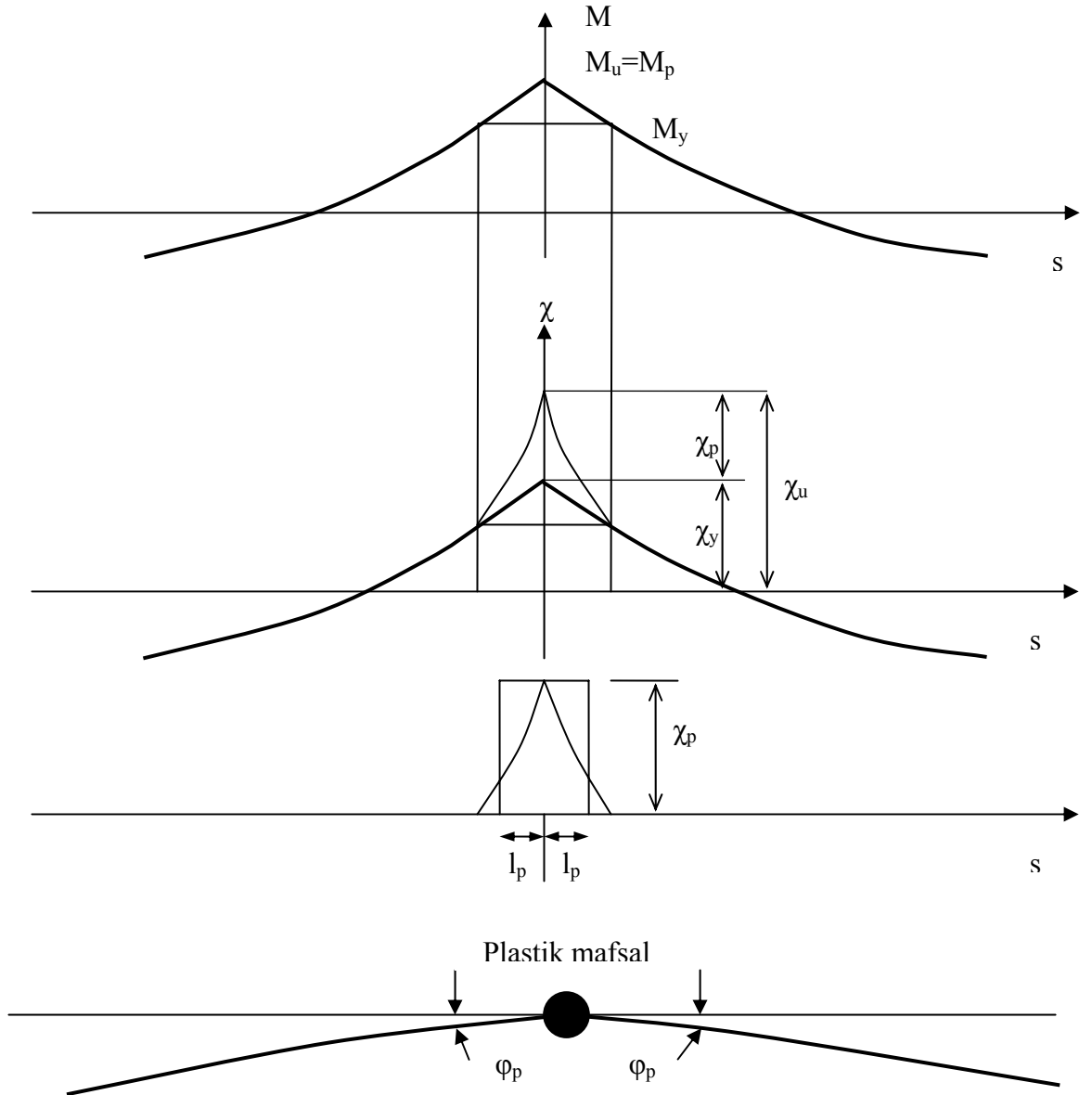
$k_3=0.9$ için $0.85f_{ck}=11.5$ MPa

Burada,

$\rho_s = (\text{ettriye miktarı}) / (\text{ettriye ile sarılmış beton miktarı})$

a : tarafsız eksenin derinliği

z : eğilme noktasındaki kritik kesitin uzunluğu



Şekil 5. 8 Plastik mafsall oluşmuş kesitteki plastik mafsall parametreleri

5.4.2.1.2. Corley Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular

$$l_p = 0.5d + 0.2\sqrt{d} \frac{z}{d} \quad (5.8)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 0.020 \frac{b}{z} + \left(\frac{\rho_s f_{yk}}{20} \right)^2 \quad (5.9)$$

$\rho_s = (\text{etriye miktarı ve basınç donatı miktarı}) / (\text{etriye ile sarılmış beton miktarı})$

5.4.2.1.3. Mattock Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular

$$l_p = 0.05d + 0.05z \quad (5.10)$$

$$\varepsilon_{cu} = 0.003 + 0.020 \frac{b}{z} + 0.2\rho_s \quad (5.11)$$

5.4.2.1.4. Sawyer Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular

$$l_p = 0.25d + 0.075z \quad (5.12)$$

5.4.2.1.5. Saatçioğlu-Razvi Tarafından Elde Edilen Parametrik Bulgular

$$f_1 = \sum A_s f_{yt} \sin \alpha / (s b_c) , \quad k_2 = 0.26 \left(\frac{b_c}{s} \frac{b_c}{s_1} \frac{1}{f_1} \right)^{1/2} \leq 1 , \quad f_{le} = k_2 f_1 \quad (5.13)$$

$$f_{le} = \frac{f_{le} b_{cx} + f_{le} b_{cy}}{b_{cx} + b_{cy}} , \quad K = k_1 f_{le} / f'_c , \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_{01} (1 + 5K) \quad (5.14)$$

$$\rho = \frac{\sum A_s}{s(b_{cx} + b_{cy})} , \quad \varepsilon_{085} = 0.0038 \quad (5.15)$$

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{085} = 260 \rho \varepsilon_1 + \varepsilon_{085} \quad (5.16)$$

$$l_p = 0.5d , \quad \varepsilon_{cu} \leq 0.01 \quad \text{kirişler için}$$

$$l_p = l/11 , \quad \varepsilon_{cu} \leq 0.01 \quad \text{perdeler için}$$

5.4.3. Kesitlerin Plastik Mafsal Kapasiteleri

Depreme dayanıklı yapılarda, göreceli kat yerdeğiştirmelerinin, kiriş, kolon ve yanal yük taşıyan perde kesitlerinin plastik dönme kapasitelerini aşmayacak şekilde boyutlandırma yapılmalıdır.

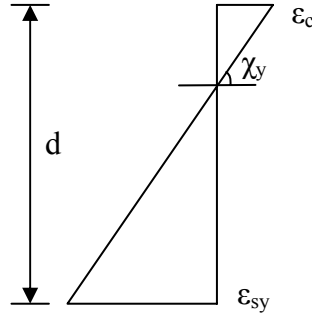
Akma seviyelerindeki dönmeler, maksimum birim dönmeler ve plastik mafsal kapasiteleri, kirişler (sadece eğilmeye çalışan elemanlar) ve kolonlar (eğilmenin yanında basınca çalışan elemanlar) için 7.2.3.1 ve 7.2.3.2. 'de açıklanmıştır.

5.4.3.1. Kirişlerin Plastik Mafsal Kapasiteleri ve Maksimum Birim Uzama Bağıntıları (Sadece Eğilmeye Çalışan Elemanlar)

Kirişler, normal kuvvete göre eğilme momentinin çok daha etkili olduğu yapı elemanlarıdır. Kiriş kesitlerde eğilme momenti etkisiyle dönmeler, kesitte basınç ve çekme kuvvetleri meydana gelir. Eğilme momentinin küçük değerleri için betonda

basınç ve çekme gerilmeleri meydana gelir. Momentin artmasıyla çekme bölgesindeki kuvvetin büyük bir bölümü çekme donatısı ile karşılanır. Momentin artımıyla, beton basınç gerilmeleri dağılımı doğrusal olmayan bir hal alır, donatı akma durumuna ulaşarak plastik şekil değiştirmeler meydana gelerek kesit taşıma kapasitesini kaybeder.

Sadece eğilme etkisindeki bir kesitin sadece çeliğin akma sınırına ulaştığı andaki kesit profili Şekil 5.9 'da görülmektedir.



Şekil 5. 9 Çeliğin Akma Sınırına Ulaştığı Andaki Kesit Profili Birim Uzaması

Bu kesitteki eğrilik bağıntısı aşağıdaki gibidir.

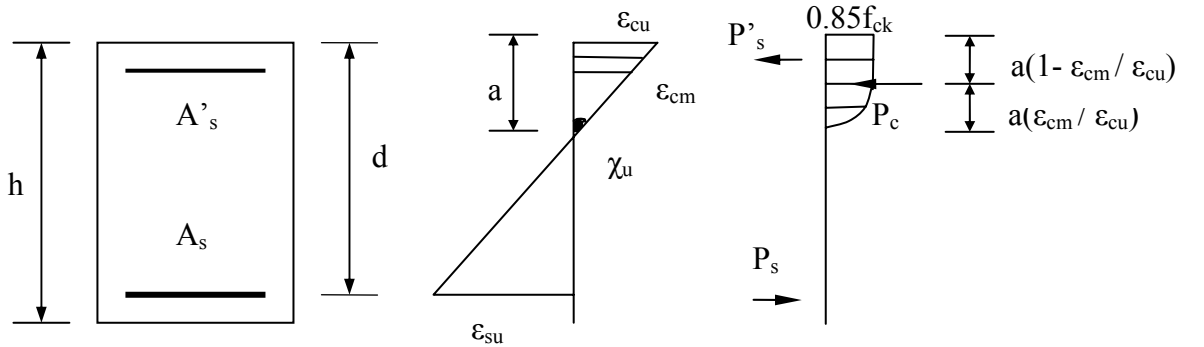
$$\chi_y = (\varepsilon_c + \varepsilon_{sy}) / d \quad (5.17)$$

Bu eşitlikte $\varepsilon_c \cong 0.001$ ve $\varepsilon_{sy} \cong f_{yk} / E_s \cong 0.002$ yaklaşık birim uzama değeri kabul edilirse φ_y değeri elde edilir.

$$\varphi_y = \chi_y \times l_p \quad (5.18)$$

$$\varphi_y \cong (0.001 + \frac{f_{yk}}{E_s}) \times \frac{l_p}{d} \cong 0.003 \times \frac{l_p}{h} \quad (5.19)$$

Şekil 5.10 'da donatılı kesitin eğilme etkisindeki birim uzama değerleri



Şekil 5. 10 Eğilme Etkisindeki Betonarme Kesit

gösterilmiştir. Buradaki bağıntılarda P_c , betonda oluşan basınç kuvveti, P_s ’ basınç bölgesinde donatının akma kuvveti , P_s çekme donatısının akma kuvveti olmak üzere , bu kuvvetler aşağıdaki bağıntılarda verilmiştir.

$$P_c = k \times b \times a \times 0.85 f_{ck} \quad , \quad k = 1 - \frac{\varepsilon_{cm}}{3 \times \varepsilon_{cu}} \quad (5.19)$$

$$P'_s = A'_s \times f_{yk} \quad (5.20)$$

$$P_s = A_s \times f_{yk} \quad (5.21)$$

Mekaniksel çelik oranı bağıntıları,

$$\mu_s = \frac{A_s \times f_{yk}}{b \times h \times f_{ck}} \quad , \quad \mu'_s = \frac{A'_s \times f_{yk}}{b \times h \times f_{ck}} \quad (5.22)$$

olarak verilmiştir. Kesitin maksimum eğriliği ve dönme kapasitesi k , μ_s , μ'_s , h ve l_p ’ye bağlı olarak,

$$\chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{a} = \frac{\varepsilon_{cu} + \varepsilon_{su}}{d} = \frac{0.85k}{(\mu - \mu')h} \quad (5.23)$$

$$\varphi_u = \chi_u \times l_p \quad (5.24)$$

Tablo 5.3 ‘deki parametrik değerler ve eşitlik (5.23) kullanılarak yaklaşık φ_u formülü verilmiştir.

$$\varphi_u \cong \frac{\varepsilon_{cu}}{1.4(\mu_s - \mu'_s)} \times \frac{l_p}{h} \quad (5.25)$$

Tablo 5.3 $\frac{1}{85k}$ parametresinin bazı ε_{cu} değerlerine karşı gelen ortalama değerleri

ε_{cu}	$1/(85k)$
0.003	1.51
0.005	1.36
0.006	1.32

Eşitlik 5.19 ve Eşitlik 5.25 ‘deki bağıntılar kullanılarak plastik mafsallık kapasiteleri hesaplanmıştır.

$$\varphi_p = \varphi_u - \varphi_y = \chi_u l_p - \chi_y l_p \quad (5.26)$$

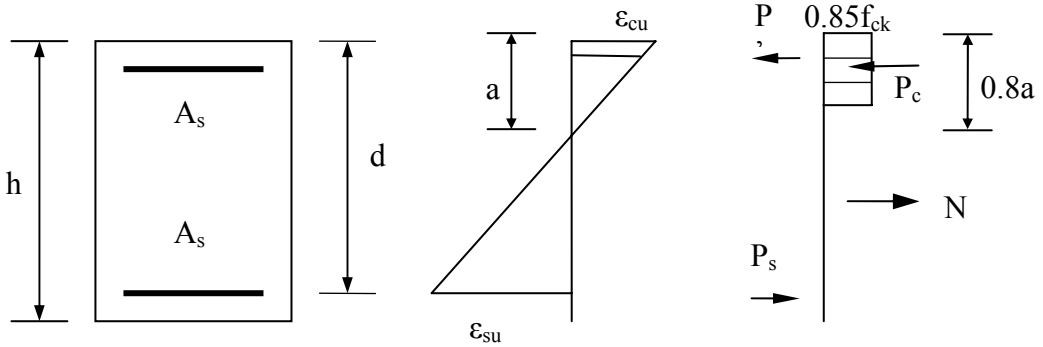
$$\varphi_p = \frac{0.85\varepsilon_{cu} \times k}{(\mu - \mu')} \times \frac{l_p}{h} - (0.001 + \frac{f_{yk}}{E_s} \times \frac{l_p}{d}) \quad (5.27)$$

$$\varphi_p \cong \frac{\varepsilon_{cu}}{1.4(\mu - \mu')} \times \frac{l_p}{h} - 0.003 \times \frac{l_p}{h} \quad (5.28)$$

5.4.3.2. Kolonların Plastik Mafsal Kapasiteleri ve Maksimum Birim Uzamaları (Eğilme ile beraber Normal Kuvvete Çalışan Elemanlar)

Kolonlar, normal kuvvetin eğilme momentine göre daha etkin olduğu yapı elemanlarıdır. Deprem hareketinin her iki yönde ve her iki doğrultuda meydana gelmesi nedeniyle, genellikle kolonlar eksenlerine göre simetrik donatılandırılır. Deprem sırasında, kolonlardaki basınç kuvvetinde genellikle küçük artma ve azalmalar görülür. χ_y ve φ_y eğrilik ve dönmelerin hesaplanması, çekme donatılarının akma seviyeleri için Eşitlik 1'de verilmişti. Eğer $\mu_s - \mu'_s$ ve çekme – basınç çelik donatılarının aktığı kabul edilirse χ_u maksimum

eğrilik ve φ_u maksimum dönme bağıntıları aşağıdaki eşitliklerde elde edilmiştir.



Şekil 5. 11 Eğilme ve Normal Kuvvet Etkisindeki Betonarme Kesit

$$P'_s + 0.85f_{ck} \times 0.80 \times a \times b = n \times b \times f_{ck} + P_s$$

$$\frac{a}{h} = 1.47 \times n, \quad \chi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{a} = \frac{\varepsilon_{cu}}{1.47 \times n \times h}, \quad \varphi_u = \frac{\varepsilon_{cu}}{1.47 \times n} \times \frac{l_p}{h}$$

Eşitlik 9.'da dikdörtgen kesitteki gerilmelerin eşitliği verilmiştir. Eşitlik 1 ve Eşitlik 10 kullanılarak plastik mafsal kapasitesine ulaşmış kesitin denge denklemi elde edilmiştir.

$$\varphi_p = \varphi_u - \varphi_y = \frac{\varepsilon_{cu}}{1.47 \times n} \times \frac{l_p}{h} - (0.001 + \frac{f_{yk}}{E_s}) \times \frac{l_p}{d} \quad (5.29)$$

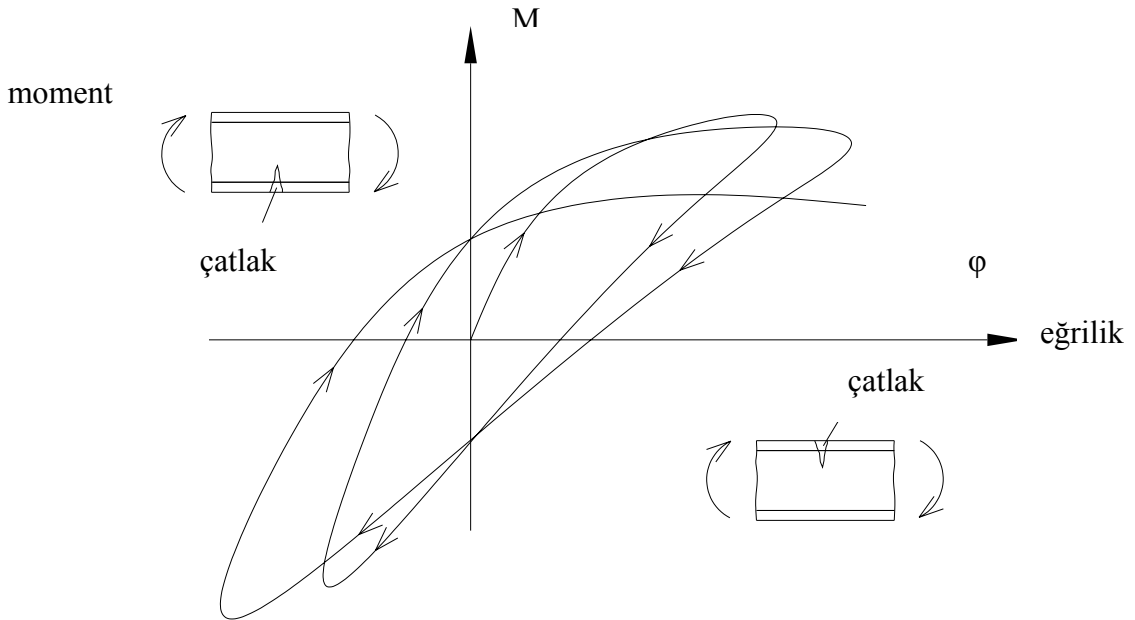
$$\varphi_p \cong \frac{\varepsilon_{cu}}{1.47 \times n} \times \frac{l_p}{h} - 0.003 \times \frac{l_p}{d} \quad \text{StIII için} \quad (5.30)$$

Eşitlik 5.29 ve 5.30, sadece basınç ve çekme çubuklarının akmaya ulaştığı durum için verilmiş eşitliklerdir.

5.4.3.3 Çevrimsel Yükleme Altındaki Kesitin Davranışı

Yapı elemanlarında monotonik çevrim davranışı moment ve eğrilik arasındaki ilişkiye bağlı olarak tanımlanır. Şekil 5.12 'de çift donatılı bir kesitte yön değiştiren ve tekrarlanan eğilme momentlerine bağlı olarak momente bağlı eğrilik değişimi görülmektedir. Çevrimsel davranışta bir yöndeki yüklemeye meydana gelen çatlaklar, yüklemenin yön değiştirmesi ile kapanmaktadır. Çevrim sayısı ilerledikçe moment dayanımında küçük azalma ortaya çıkarken, eleman rijitliği azalmakta ve çevrim içinde bırakılan alan, dolayısıyla süneklik oldukça artmaktadır. Çevrimsel yükleme altında analiz ve modelleme yapmak amacıyla bir çok histerik model ortaya koyulmuş ve süneklik faktörü üzerindeki etkisi incelenmiştir.

Ayrıca Histerik model davranışı, deneysel çalışmalar ve teorik bilgilere dayalı olarak ATC-40' da kuvvet yerdeğiştirme eğrisi tanımlanarak idealize edilmiştir. Bu eğride yapı elemanları için tanımlanan bu ilişkiyi ve elemanlar arasındaki geometrik ilişkileri kullanarak bütün yapıya etkiyen toplam kuvvet ile yapının yanal yerdeğiştirme ilişkisini ifade eden kapasite eğrisi elde edilmiştir.



Şekil 5.12 Tekrarlı ve Yön Değiştiren Yükler Altında Moment Eğrilik Bağlantısı

6. DEPREM DAVRANIŞ KATSAYISININ HESAP YÖNTEMİ ve BELİRLENMESİ

6.1 Yapı Davranış Katsayısının Hesap Prosedürü

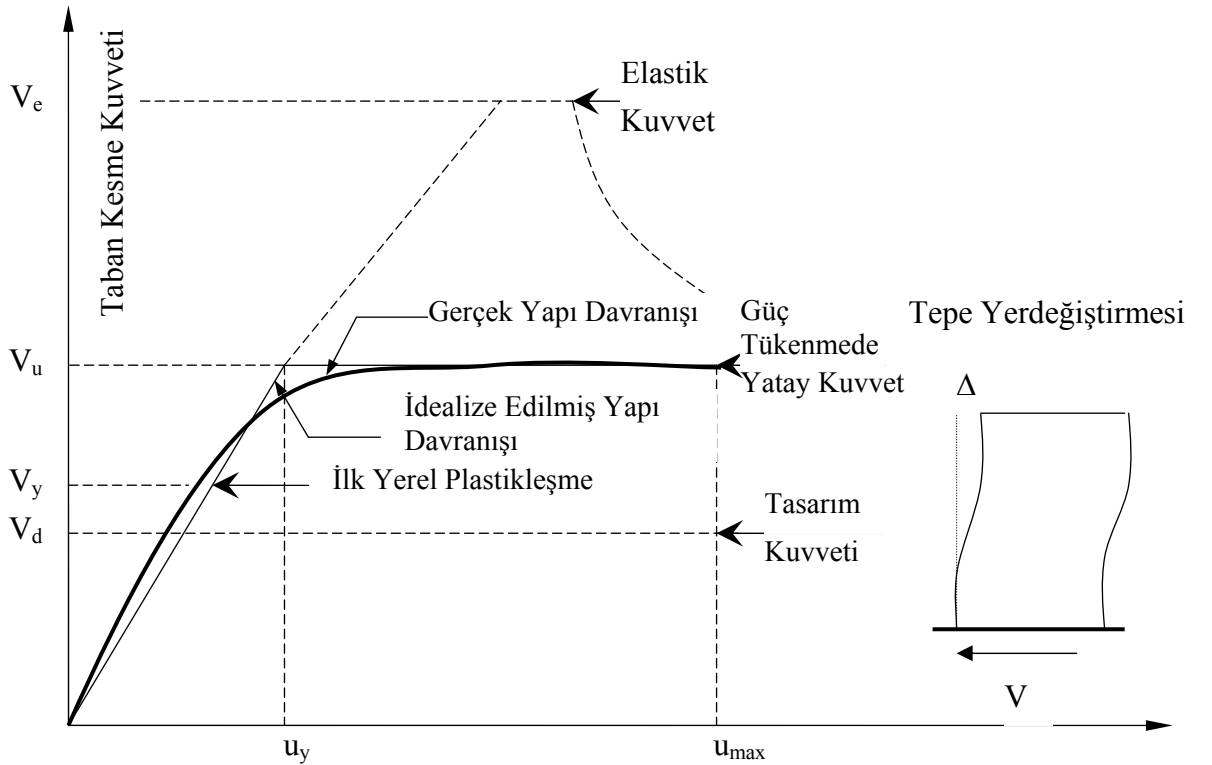
Birçok sismik deprem şartnamelerinde yer alan geleneksel sismik dizayn prosedürleri, deprem yükü hesaplarında elastik analiz kullanmaktadır. Deprem yükleri yapıların inelastik davranışını göz önüne alan yapısal davranış faktörü kullanılarak düzenlenmektedir. Deprem davranış katsayısı olan “R” faktörü Şekil 6.1 tanımlanmaktadır.

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (6.1)$$

Burada :

V_e = Sisteme etkiyen elastik kuvvet

V_d = Sistemin tasarım kuvveti



Şekil 6. 1 Yapının Lineer Olmayan Davranış Eğrisi

Yapısal Süneklik Oranı (μ) :

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad (6.2)$$

Sünekliliğe Bağlı Azaltım Faktörü (R_μ) :

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad (6.3)$$

Mukavemet Faktörü (R_{os}) :

$$R_{os} = \frac{V_y}{V_d} \quad (6.4)$$

Deprem davranış katsayısı (R) ;

$$R = R_\mu R_{os} = \frac{V_e}{V_d} \quad (6.5)$$

Mukavemet Faktörü şu nedenlerle oluşur;

1. Plastikleşme nedeniyle iç kuvvetlerin tekrar dağılımı
2. Standartlarca öngörülen birden fazla yük kombinasyonları
3. Boyutlama ve detaylandırma standartlarca öngörülen minimum koşullar
4. Boyutlandırmada varsayılan malzeme mukavemetinin üstünde malzeme mukavemeti
5. Gereğinden büyük kesit seçimi
6. Taşıyıcı kabul edilmeyen elemanların etkisi
7. Deformasyon hızının etkisi

Ayrıca Newmark ve Hall tarafından R_μ faktörü μ süneklik parametresine bağlı olarak belirli periyot aralığında tanımlanmıştır.

$$\mu \quad (T > 0.5 \text{ s için}) \quad (6.6a)$$

$$R_\mu = \sqrt{2\mu - 1} \quad (0.1 < T < 0.5 \text{ s için}) \quad (6.6b)$$

$$1 \quad (T < 0.03 \text{ s için}) \quad (6.6c)$$

Newmark ve Hall 'un bu metodu çok iyi bilinmekte ve sünek yapı tasarımında sismik yapı tasarımı için yaygın kullanılan bir analitik metoddur. Diğer bir formül Miranda ve Bertero (1994) tarafından verilmiştir

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_g} + 1 \quad T < T_g \text{ için} \quad (6.7a)$$

$$R_{\mu} = \mu \quad T \geq T_g \text{ için} \quad (6.7b)$$

Burada;

T_g = Karakteristik zemin periyodu

6.1.1 Tek Serbestlik Dereceli Bir Sistemin Elastik Spektrumun Hesaplanması

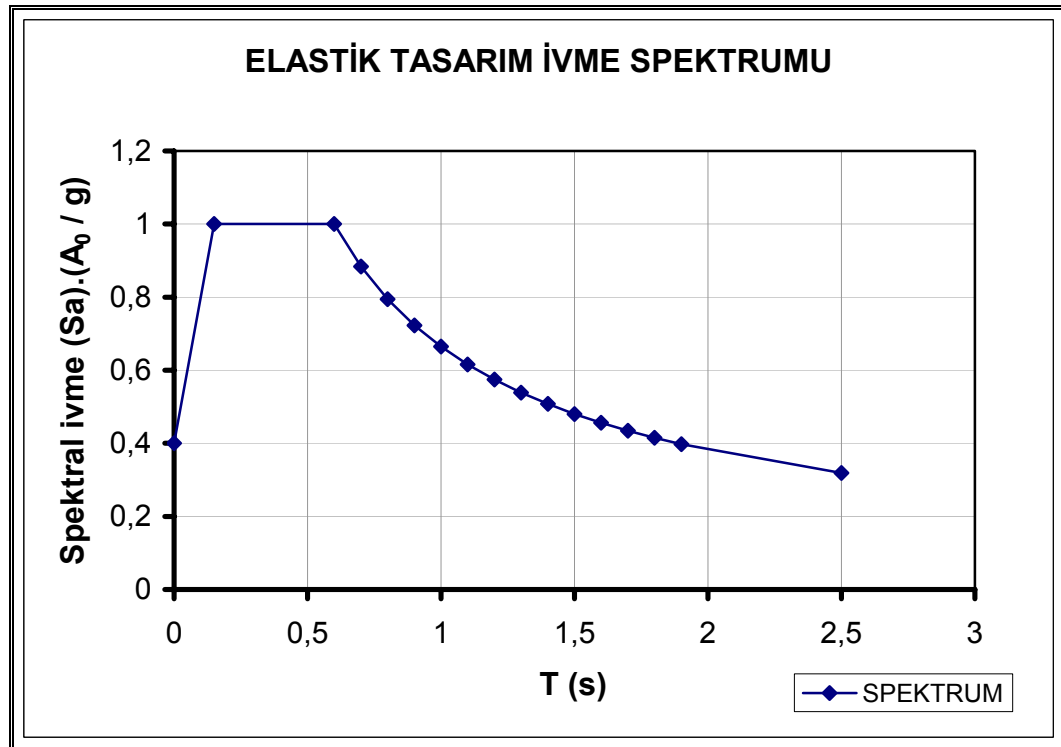
Elastik tek serbestlik dereceli sistemlerin Elastik spektrumu hesabı için aşağıdaki formül uygulanmaktadır [8].

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (6.8)$$

S_{ae} = Elastik (pseudo)-ivme spektrumu

S_{de} = Elastik (pseudo)-yerdeğiştirme spektrumu

Tipik olarak elastik spektrumlar TDY97 deprem yönetmeliğinde her zemin cinsi için tanımlanmıştır ve Şekil 2. de gösterilmiştir. Burada maksimum ivme $1g$ ve sönüm oranı %5 'dir.

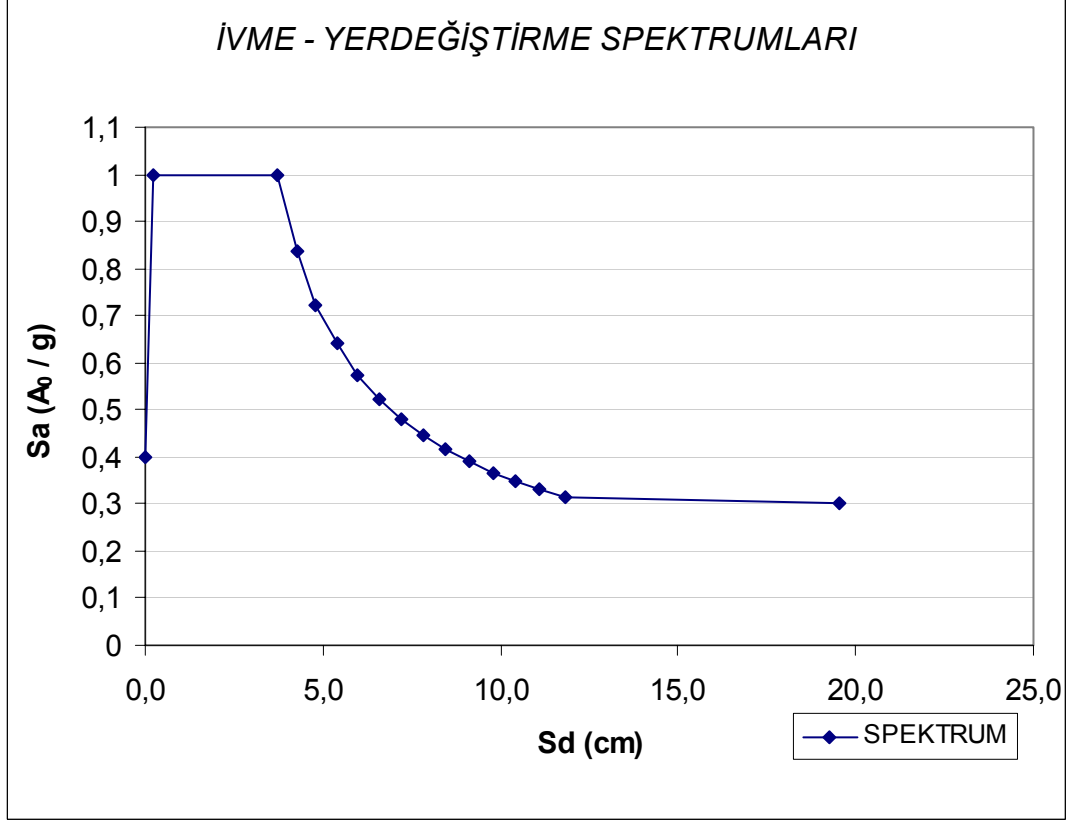


Şekil 6.2 TDY 98 Yönetmeliğinde Tanımlanan Z_3 Zemin Sınıfı ve 1. derece deprem Bölgesi İçin Elastik Tasarım İvme Spektrum

Tek serbestlik dereceli bir sistem için ivme spektrumu (S_a) ve yerdeğiştirme spektrumu (S_d) arasındaki bağıntı (Vidic er al. 1994) tarafından aşağıda verilmiştir.

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu} \quad (6.9)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (6.10)$$



Şekil 6.3 TDY 97 Yönetmeliğinde Tanımlanan Z₃ Sınıfı Zeminler İçin Elastik İvme - Yerdeğiştirme Spektrumu (μ=4.1)

6.2 Çerçevelerin R Katsayılarının Hesaplanması

Bu bölümde farklı periyotta bazı çerçeveler alınarak R parametresinin bileşenleri olan R_μ (süneklik faktörü) ve R_{os} (mukavemet faktörü) hesaplanmıştır. Ayrıca μ (yerdeğiştirme süneklik faktörü) hesaplanarak Newmark ve Hall' ün parametrik bağıntılarına uygun olup olmadığı araştırılmıştır.

6.2.1 R Katsayısının Hesabında İzlenen Yol

Bu bölümde tek açıklıklı tek serbestlik dereceli çerçevenin taşıyıcı sistem davranış katsayısının (R) hesaplanmasında izlenecek yol hakkında bilgi verilmektedir. R katsayısının hesaplanmasında bazı kabuller yapılmış ile belirli bir prosedür izlenmiştir. Lineer olmayan analiz sonucunda elde edilen veriler yardımıyla ele

alınan çerçeveler için davranış katsayıları belirlenmiş ve bazı karşılaştırmalar yapılmıştır.

Aşağıda R katsayısının hesaplanması için izlenen prosedür açıklanmıştır.

1. Çerçeve boyutlarının saptanması, malzeme ve zemin özelliklerinin kabulü
2. Ön boyutlandırma
3. Çerçevelerin Elastik Analizi
4. Çerçevenin donatılandırılması
5. Etabs programı yardımı ile lineer olmayan (İtme) analizi
6. Elastik İvme-Yerdeğiştirme Spektrumunun Hesabı
7. Deprem davranış katsayısının ve bileşenlerinin hesaplanması

6.2.2 Analizde Kullanılan Parametreler

✓ **Mazeme Değerleri :**

Beton sınıfı : BS11 ($f_{ck} = 11 \text{ MPa}$)

Beton Elastisite Modülü (E_c): $3250\sqrt{f_{ck}}+14000 \text{ MPa}$

: $3250\sqrt{17}+14000 \text{ MPa}$

: 24800 MPa

Çelik sınıfı : BÇIIIa ($f_{yk} = 420 \text{ MPa}$)

Malzeme Davranışı : İdeal Elasto Plastik

Kesit Plastik Özellikleri : Xtract programı ile hesaplanmıştır

Kolon PMM Etkileşim Diy. : Excel programı ile hesaplanmıştır

✓ **Deprem Parametreleri (TDY97):**

Deprem Bölgesi : 1. Derece ($A_0=0.4$)

Zemin Durumu : Z_3 ($T_A=0.15$, $T_B=0.60$)

Zemin Durumu : Z_1 ($T_A=0.10$, $T_B=0.30$)

Önem Katsayısı (I) : 1.0

Deprem Yüğü Azaltım K. : 4 seçilerek boyutlama yapılmıştır.

✓ **Kesit Boyutları :**

Kolonlar : $28/28 \text{ cm}$

Kirişler : $28/40 \text{ cm}$

Pas payları : Kirişler = 3 cm

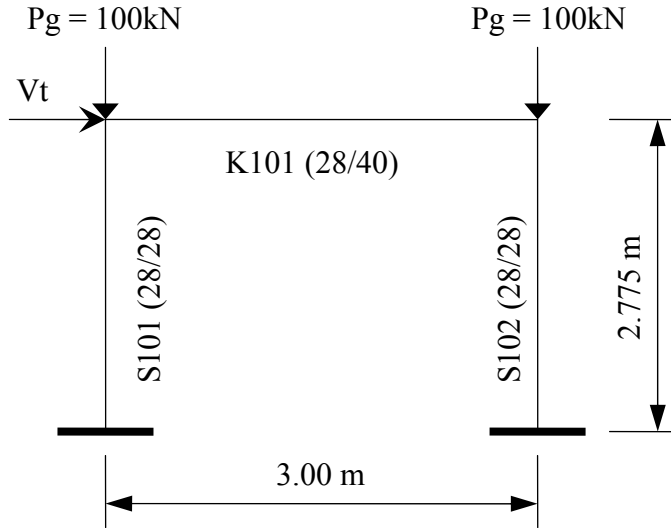
Kolonlar = 4 cm

6.2.3 Analizde kullanılan Çerçevesler

Analizler periyotları birbirinden farklı, kesit boyutları aynı 2 çerçeve incelenmiştir. Periyot değerleri Newmark ve Hall tarafından Eşitlik 6.6a ve Eşitlik 6.6b ‘deki sınır değerlere uygun olarak seçilmiştir.

6.2.3.1 Çerçeve - 1 ‘in Analizi

Çerçeve-1 için yapı boyutları ve yükleme durumu Şekil 6.4 ‘de verilmiştir. Çerçeve-1 için Deprem hesapları yapılarak elastik analizi yapılmıştır. Elastik analiz sonucunda kesit donatıları bulunmuştur. Kesitlerin plastik mafsal özellikleri bulunarak Etabs programına tanıtılmış ve çerçevenin kuvvet – yerdeğiştirme eğrisi elde edilmiş ve deprem yönetmeliğimizdeki Z_3 ve Z_1 zemin sınıfları kullanılarak R katsayısı hesaplanmıştır ve geçmişteki çalışmalar ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.4 Çerçeve-1 ‘in Kesit - Yapı Boyutları ve Yükleme Durumu

6.2.3.1.1 Çerçeve - 1 ‘in Deprem Kuvvetinin Hesabı :

Ülkemizde yürürlükte olan Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 1998 (1998 Deprem Yönetmeliği) uyarınca deprem kuvveti hesabı aşağıda verilmiştir.

$$V_t = W A(T) / R(T) \geq 0.10 A_o I W \quad (6.11)$$

$$A(T) = A_o I S(t) \quad (6.12)$$

$P_g = 100$ kN (Kolonlara tepe noktasındaki tekil yük)

$W = 220$ kN (Toplam yapı ağırlığı)

Yapı Davranış Katsayısı

$R=4$ seçilerek boyutlandırma yapılmıştır.

Deprem Yüğü Azaltım Katsayısı :

$$R_a(T) = 1.5 + (R-1.5)T/T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (6.13a)$$

$$R_a(T) = R \quad (T > T_A) \quad (6.13b)$$

Deprem Spektrum Katsayısı :

$$S(T) = 1 + 1.5T/T_A \quad (0 \leq T \leq T_A) \quad (6.14a)$$

$$S(T) = 2.5 \quad (T_A < T \leq T_B) \quad (6.14b)$$

$$S(T) = 2.5 (T_B/T)^{0.8} \quad (T > T_B) \quad (6.14c)$$

Deprem Azaltım Katsayısı :

$T > T_A$ olduğundan $R_a(T)=4$

Spektrum Katsayısı :

Yapı Periyodu Etabs programı tarafından hesaplanmıştır.

$T = 0.275$ s, $T_A < T \leq T_B$ olduğundan $S(T)=2.5$

Çerçeveye Etkiyen Deprem yükü :

$$V_t = W A(T) / R(T) \geq 0.10 A_o I W$$

$$V_t = \frac{220 \cdot 0.4 \cdot 1.0 \cdot 2.5}{4} \geq 0.1 \times 0.4 \times 1.0 \times 220$$

$$V_t = 55 \text{ kN} > 8.8 \text{ kN}$$

6.2.3.1.2 Çerçeve – 1' in Elastik Analizi :

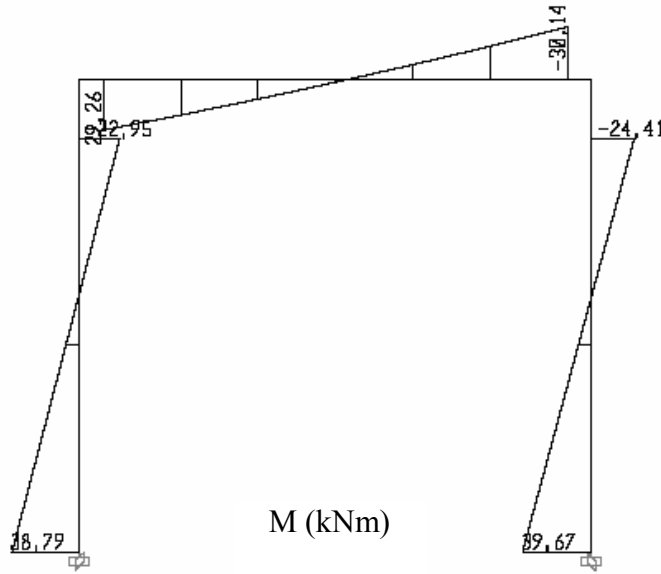
Hesaplarda; çerçeveye etkiyen yatay deprem yükleri altında, yönetmelikteki tarafından belirtilen sınır değerleri aşıp aşmadığını ve yapının periyot değerini bulmak için ve betonarme kesit hesabı yapılabilmesi için çerçevenin elastik analizi yapılmıştır.

Sistemin elastik hesabı Etabs programı tarafından yapılmıştır. 2 farklı kombinasyon oluşturularak sistem hesaplanmıştır.

$$\text{Comb1} = 1.0 \text{ G}$$

$$\text{Comb2} = 1.0 \text{ G} + 1.0 \text{ E}$$

Elastik hesap sonucu sistemin Comb2' deki moment grafiği verilmiştir.



Şekil 6.5 Çerçeve – 1’ nin Elastik Hesabı Sonucu Comb2’ deki Moment Diyagramı

Çerçevenin Periyodu (T) : 0.275 s

Çerçevenin en büyük Yatay Yerdeğiştirme $(\Delta_i)_{\max}$: 0.004686 m

Deprem Yönetmeliğinde olan görelî kat ötelemelerinin en büyük değeri aşağıda verilen koşulların en elverişsiz olanını sağlamak zorundadır.

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.0035 \quad (6.15a)$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h_i \leq 0.02 / R \quad (6.15b)$$

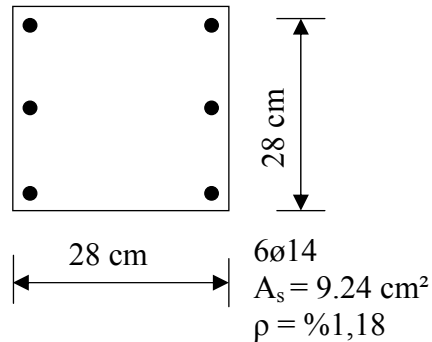
Çerçeve - 1 için görelî kat ötelemesi : $0.004686 / 2.775 = 0.001689$

Görelî kat ötelemesi için sınır değer : 0.0035 , $0.02 / 4 = 0.005$

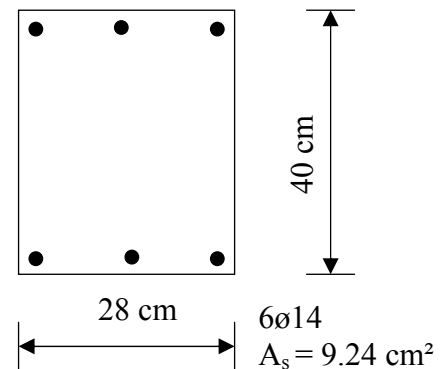
✓ $0.001689 < 0.0035$ olduğundan görelî kat ötelenmesi sağlanmaktadır.

6.2.3.1.3 Çerçeve - 1 ‘in Çubuk Kesitlerinin Donatı Bilgileri

Kolonlar :

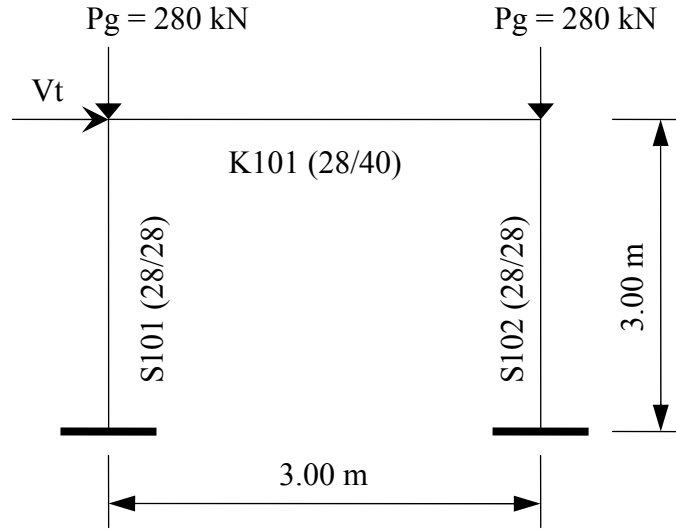


Kiriş :



6.2.3.2 Çerçeve - 2 'in Analizi

Çerçeve-1 için yapı boyutları ve yükleme durumu Şekil 6.4 'de verilmiştir.Çerçeve-1 için Deprem hesapları yapılarak elastik analizi yapılmıştır. Elastik analiz sonucunda kesit donatıları bulunmuştur. Kesitlerin plastik mafsallık özellikleri bulunarak Etabs programına tanıtılmış ve çerçevenin kuvvet – yerdeğiştirme eğrisi elde edilmiş ve deprem yönetmeliğimizdeki Z_3 ve Z_1 zemin sınıfları kullanılarak R katsayısı hesaplanmıştır ve geçmişteki çalışmalar ile karşılaştırılmıştır.



Şekil 6.6 Çerçeve-2 Kesit için Yapı Boyutları ve Yükleme Durumu

6.2.3.2.1 Çerçeve - 2 'in Deprem Kuvvetinin Hesabı :

$P_g = 280 \text{ kN}$ (Kolonlara tepe noktasındaki tekil yük)

$W = 580 \text{ kN}$ (Toplam yapı ağırlığı)

Yapı Davranış Katsayısı

$R=4$ seçilerek boyutlandırma yapılmıştır.

Deprem Yüğü Azaltım Katsayısı :

$(T > T_A)$ olduğundan $R_a(T) = R$

Deprem Spektrum Katsayısı :

Yapı Periyodu Etabs programı tarafından hesaplanmıştır.

$T = 0.503 \text{ s}$, $(T_A < T \leq T_B)$ olduğundan $S(T) = 2.5$

Deprem Azaltım Katsayısı :

$$T > T_A \text{ olduğundan } R_a(T) = 4$$

Çerçeveye Etkiyen Deprem yükü :

$$V_t = W \cdot A(T) / R(T) \geq 0.10 A_0 \cdot I \cdot W$$

$$V_t = \frac{580 \times 0.4 \times 1.0 \times 2.5}{4} \geq 0.1 \times 0.4 \times 1.0 \times 580$$

$$V_t = 145 \text{ kN} > 23.2 \text{ kN}$$

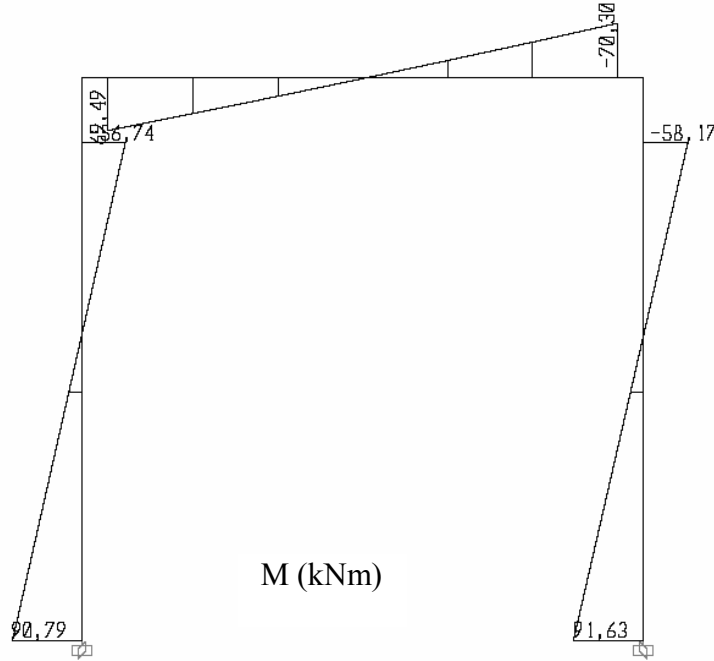
6.2.3.2.2 Çerçeve – 2' nin Elastik Analizi :

Sistemin elastik hesabı Etabs V.8 Nonlinear programı tarafından yapılmıştır. 2 farklı kombinasyon oluşturularak sistem hesaplanmıştır.

$$\text{Comb1} = 1.0 \text{ G}$$

$$\text{Comb2} = 1.0 \text{ G} + 1.0 \text{ E}$$

Elastik hesap sonucu sistemin Comb2' deki moment grafiği verilmiştir.



Şekil 6.7 Çerçeve – 2' nin Elastik Hesabı Sonucu Comb1' deki Moment Diyagramı

Çerçevenin Periyodu (T) : 0.503 s

Çerçevenin en büyük Yatay Yerdeğiştirmesi $(\Delta_i)_{\max}$: 0.0125 m

Deprem Yönetmeliğimizde olan göreceli kat ötelemelerinin en büyük değeri aşağıda verilen koşulların en elverişsiz olanını sağlamak zorundadır.

$$(\Delta_i)_{\max} / h \leq 0.0035 \quad (6.15a)$$

$$(\Delta_i)_{\max} / h \leq 0.02 / R \quad (6.15b)$$

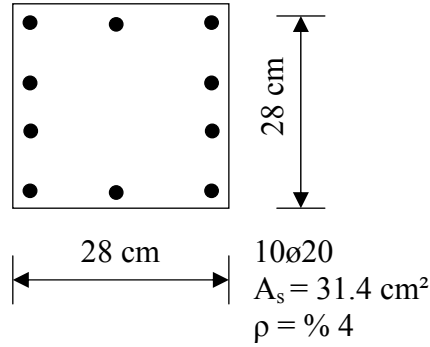
Çerçeve 1 için görelî kat ötelemesi : $0.0125 / 3.00 = 0.00417$

Görelî kat ötelemesi için sınır değeri : 0.0035 , $0.0025 / 4 = 0.000625$

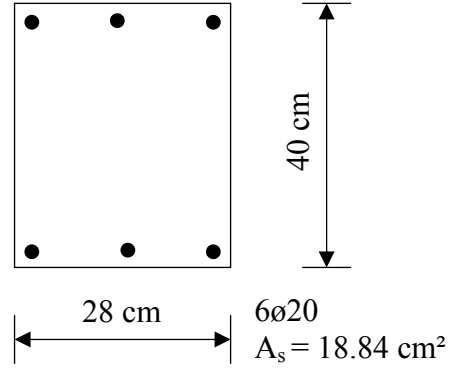
☒ $0.00417 > 0.0035$ olduğundan görelî kat ötelenmesi sağlanmamaktadır.

6.2.3.2.3 Çerçeve - 1' in Çubuk Kesitlerinin Donatı Bilgileri

Kolonlar :



Kiriş:



6.2.4 Çerçevelerin Lineer Olmayan Statik Analizi

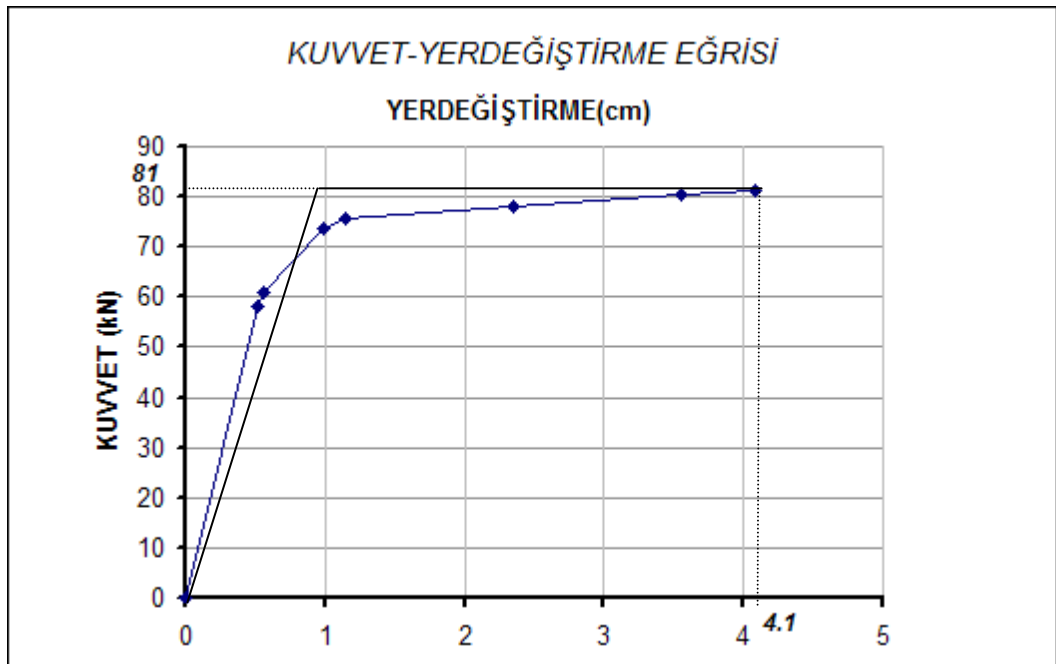
Daha önceki bölümlerde, Çerçeveler için 1. deprem bölgesi ve Z_3 zemin grubu kabulü ile Elastik analiz yapılarak, kesitin betonarme hesabı yapılmıştır. Bu bölümde ise kesitlerin mafsal özellikleri belirlenerek, çerçevelere adım adım itme analizi uygulanmıştır. İtme analizi sonucu elde edilen kuvvet yerdeğiştirme grafiği ile yerdeğiştirme süneklik istemi elde edilmiştir. Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik 98' de tanımlanan Z_3 zemin cinsi ve 1. derece deprem bölgesi için verilen elastik tasarım ivme spektrumu, Eşitlik 6.10 kullanılarak spektral ivme ve yerdeğiştirme grafiğine çevrilmiştir. Bu grafikler kullanılarak yük azaltım faktörü hesaplanmıştır. Farklı zemin grupları için deprem yükü azaltım faktörü hesaplanarak, zemin grubunun etkisi incelenmiştir.

6.2.4.1 Çerçeve – 1 İçin Lineer Olmayan Statik Analizi

Çerçeveye düşey tekil yükler altında lineer olmayan analiz yapılarak kuvvet - yerdeğiştirme değerleri Tablo 6.1 de verilmiştir.

Tablo 6.1 Çerçeve – 1 in Kuvvet – Yerdeğiştirme Değerleri

Yerdeğiştirme (cm)	Kuvvet (kN)
0	0
0.52	58.121
0.56	60.918
0.99	73.524
1.15	75.512
2.35	77.898
3.55	80.284
4.08	81.339



Şekil 6.8 Çerçeve – 1' in Kuvvet – Yerdeğiştirme Grafiği

Şekil 6.8' de kuvvet – yerdeğiştirme eğrisi eşit alanlar ilkesi uygulanarak bilineer olarak idealleştirilmiştir. Çerçeve – 1' in yatay kuvvet taşıma kapasitesi 8.1 t, en büyük yerdeğiştirme 4.1 cm olarak bulunmuştur. Bu grafikte yerdeğiştirme süneklik faktörü;

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad \mu = \frac{4.1}{1.0} = 4.1$$

olarak elde edilmiştir.

Z₃ zemini için verilmiş Elastik Tasarım İvme Spektrum değerleri Tablo 6.2’ de verilmiştir.

Tablo 6.2 Z₃ Zemin Sınıfı için Verilmiş Elastik Tasarım İvme Spektrum

Periyot (s)	Elastik Spektral ivme (A ₀ / g)
0	0
0.15	0.06
0.6	0.24
0.7	0.28
0.8	0.32
0.9	0.36
1	0.4
1.1	0.44
1.2	0.48
1.3	0.52
1.4	0.56
1.5	0.6
1.6	0.64
1.7	0.68
1.8	0.72
1.9	0.76
2.5	1

Eşitlik 6.10 kullanılarak, Elastik Tasarım İvme Spektrumundan, Çerçeve – 1 için Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeğiştirme Spektrumu elde edilmiştir. Ayrıca itme analizi sonucu elde edilen grafikte, kuvvet bileşeni yapı ağırlığına bölünerek Çerçeve – 1 için Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeğiştirme Spektrumu elde edilmiş ve Şekil 6.9’ da gösterilerek süneklik yük azaltım faktörü (R_μ) elde edilmiştir.

Tablo 6.3 Çerçeve – 1 için Elde Edilmiş Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeğiştirme Değerleri

Elastik Spektral	
yerdeğiştirme (cm)	Elastik Spektral ivme (A_0 / g)
0.0000	0.4
0.2339	1
3.7425	1
4.2606	0.8364
4.8091	0.7228
5.3825	0.6392
5.9714	0.5744
6.5764	0.5228
7.1917	0.4804
7.8218	0.4452
8.4601	0.4152
9.1131	0.3896
9.7725	0.3672
10.4314	0.3472
11.1154	0.33
11.7992	0.3144
19.5184	0.3004

Grafikler yardımıyla R katsayısının parametreleri ;

Süneklik yerdeğiştirme faktörü (μ) ;

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad \mu = \frac{4.1}{1.0} = 4.1$$

Süneklik Faktörü (R_μ) ;

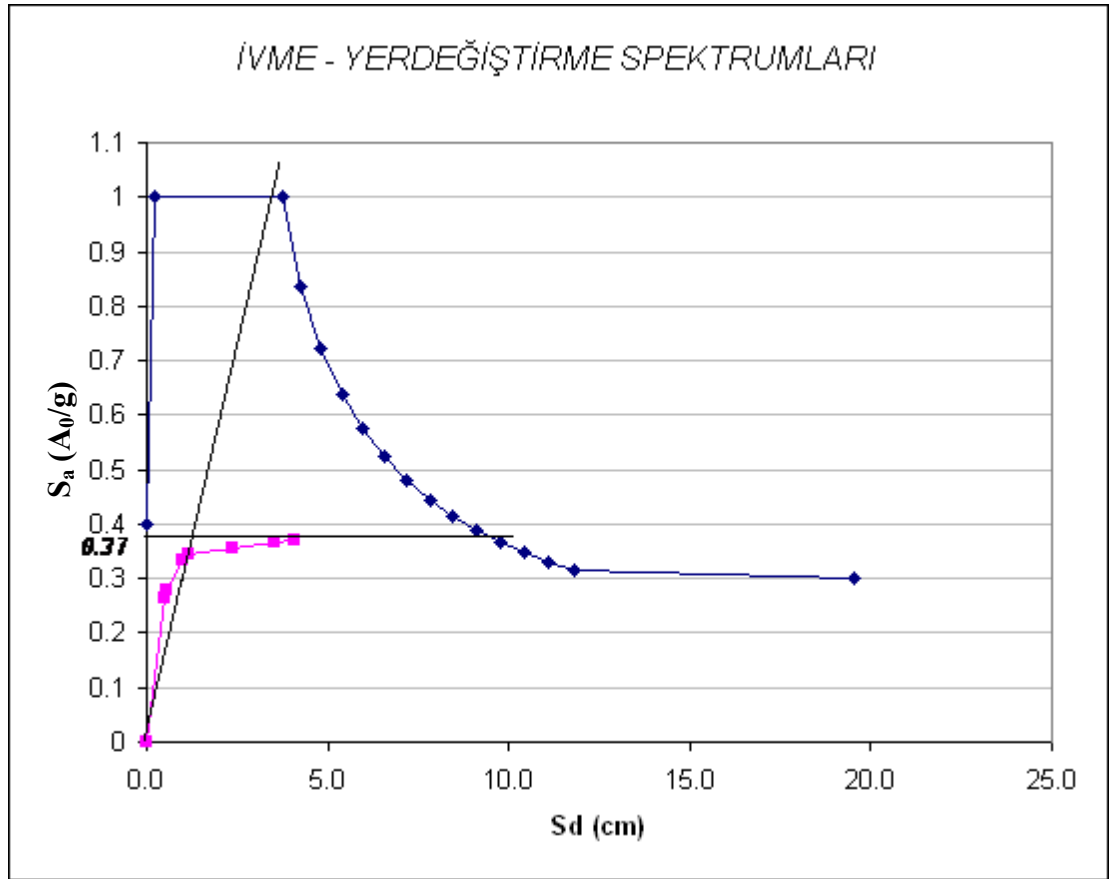
$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad R_\mu = \frac{1}{0.37} = 2.7$$

Mukavemet Faktörü (R_{os}) ;

$$R_{os} = \frac{V_y}{V_d} \quad R_{os} = \frac{8.1}{5.5} = 1.47$$

Deprem Davranış Katsayısı (R) ;

$R = R_\mu \times R_{os} = 2.7 \times 1.47 \approx 4$ olarak bulunmuştur.



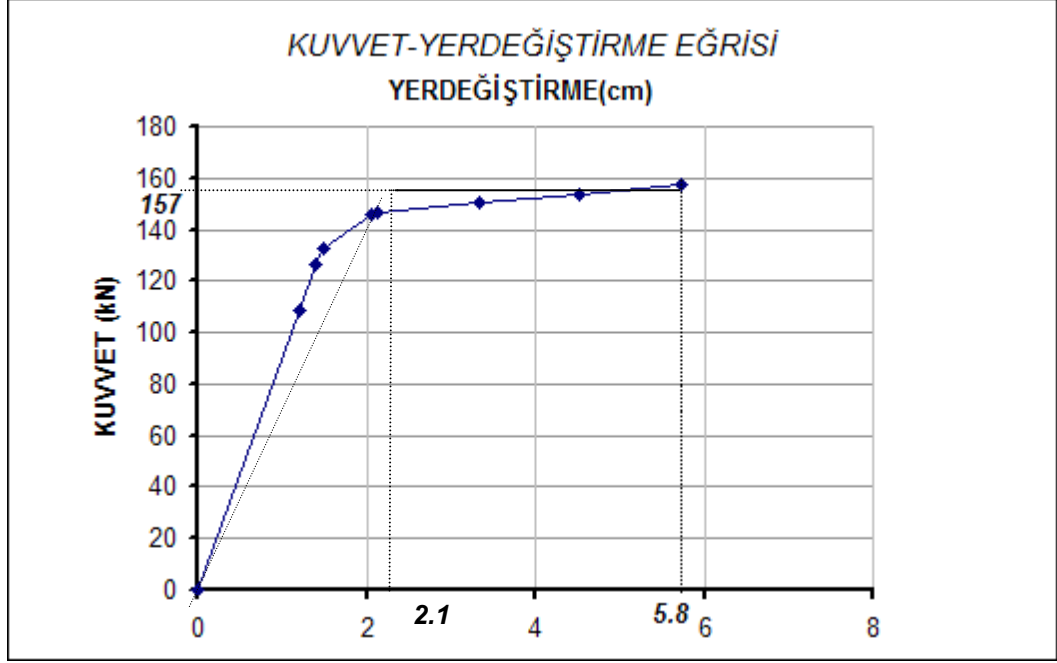
Şekil 6.9 Çerçeve – 1’ in Elastik İvme – Yerdeğiştirme Spektrumu

6.2.4.2 Çerçeve – 2 İçin Lineer Olmayan Statik Analizi

Çerçeveye düşey tekil yükler altında lineer olmayan analiz yapılarak kuvvet - yerdeğiştirme değerleri Tablo 6.4’ de verilmiştir.

Tablo 6.4 Çerçeve – 2’ nin Kuvvet – Yerdeğiştirme Değerleri

Yerdeğiştirme (cm)	Kuvvet (KN)
0.000	0.000
1.200	108.79
1.395	126.45
1.502	132.37
2.061	146.14
2.128	147.01
3.328	150.40
4.528	153.79
5.728	157.18



Şekil 6.10 Çerçeve – 2’ nin Kuvvet – Yerdeğiştirme Grafiği

Şekil 6.10’ da kuvvet – yerdeđiřtirme eđrisi eřit alanlar ilkesi uygulanarak bilineer olarak idealleřtirilmiřtir. Çerçeve – 2’ nin yatay kuvvet tařıma kapasitesi 15.7 t, en büyük yerdeđiřtirme 5.8 cm olarak bulunmuřtur. Bu grafikte yerdeđiřtirme sűneklik faktűrű;

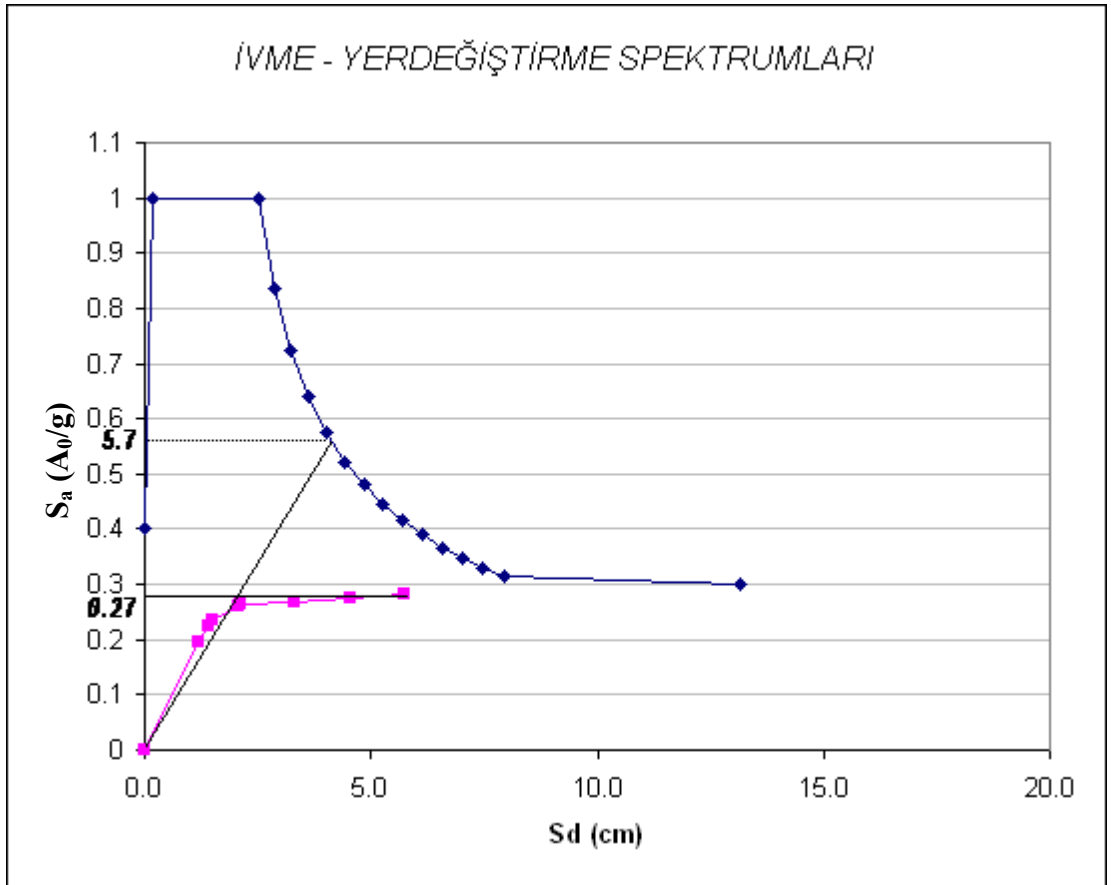
$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad \mu = \frac{5.8}{2.2} = 2.63$$

Eřitlik 6.10 kullanılarak, Elastik Tasarım İvme Spektrumundan, Çerçeve – 2 için Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeđiřtirme Spektrumu elde edilmiřtir. Ayrıca itme analizi sonucu elde edilen grafikte, kuvvet bileřeni yapı ađırlıđına bűlűnerek Çerçeve – 2 için Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeđiřtirme Spektrumu elde edilmiř ve Şekil 6.11’ da gűsterilerek sűneklik yűk azaltım faktűrű (R_μ) elde edilmiřtir.

Tablo 6.5 Çerçeve – 2 için Elde Edilmiş Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeğiştirme Değerleri

Elastik Spektral	Elastik Spektral ivme (A_0 / g)
0.0000	0.4
0.1575	1

2.5194	1
2.8681	0.8364
3.2373	0.7228
3.6234	0.6392
4.0198	0.5744
4.4270	0.5228
4.8412	0.4804
5.2654	0.4452
5.6951	0.4152
6.1347	0.3896
6.5786	0.3672
7.0221	0.3472
7.4825	0.33
7.9429	0.3144
13.1392	0.3004



Şekil 6.11 Çerçeve – 2' nin Elastik İvme – Yerdeğiştirme Spektrumu

Grafikler yardımıyla R katsayısının parametreleri ;

Süneklik yerdeğiştirme faktörü (μ) ;

$$\mu = \frac{u_{\max}}{u_y} \quad \mu = \frac{5.8}{2.2} = 2.63$$

Süneklik Faktörü (R_μ) ;

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad R_\mu = \frac{0.57}{0.27} = 2.11$$

Mukavemet Faktörü (R_{os}) ;

$$R_{os} = \frac{V_y}{V_d} \quad R_{os} = \frac{157}{145} = 1.09$$

Deprem Davranış Katsayısı (R) ;

$$R = R_\mu \times R_{os} = 2.11 \times 1.09 \approx 2.3$$

olarak bulunmuştur.

6.2.5 Çerçevelerin Z1 Zemin Sınıfına Göre Analizi

Önceki bölümlerde Çerçeveler Z₃ zemin sınıfına göre hesaplanıp, Deprem yükü davranış katsayısı hesaplanmıştır. Bu bölümde ise, R katsayısı çerçeveler Z₁ sınıfına göre hesaplanarak, zemin sınıfının R katsayısı üzerindeki davranışı incelenecektir.

6.2.5.1 Çerçeve -1' in Z₁ Zemin Sınıfına Göre Analizi

Çerçevenin doğal titreşim periyodu (T) zemin karakteristik periyotları içinde kaldığı için, deprem hesapları ve betonarme hesapları değişmemiştir. Bunun sonucu olarak kuvvet-yerdeğiştirme grafiği de değişmemiştir. Fakat, Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeğiştirme Spektrumu değişmiştir ve bu değişimi Şekil 6.12' de gösterilmiştir.

Süneklik Faktörü (R_μ) ;

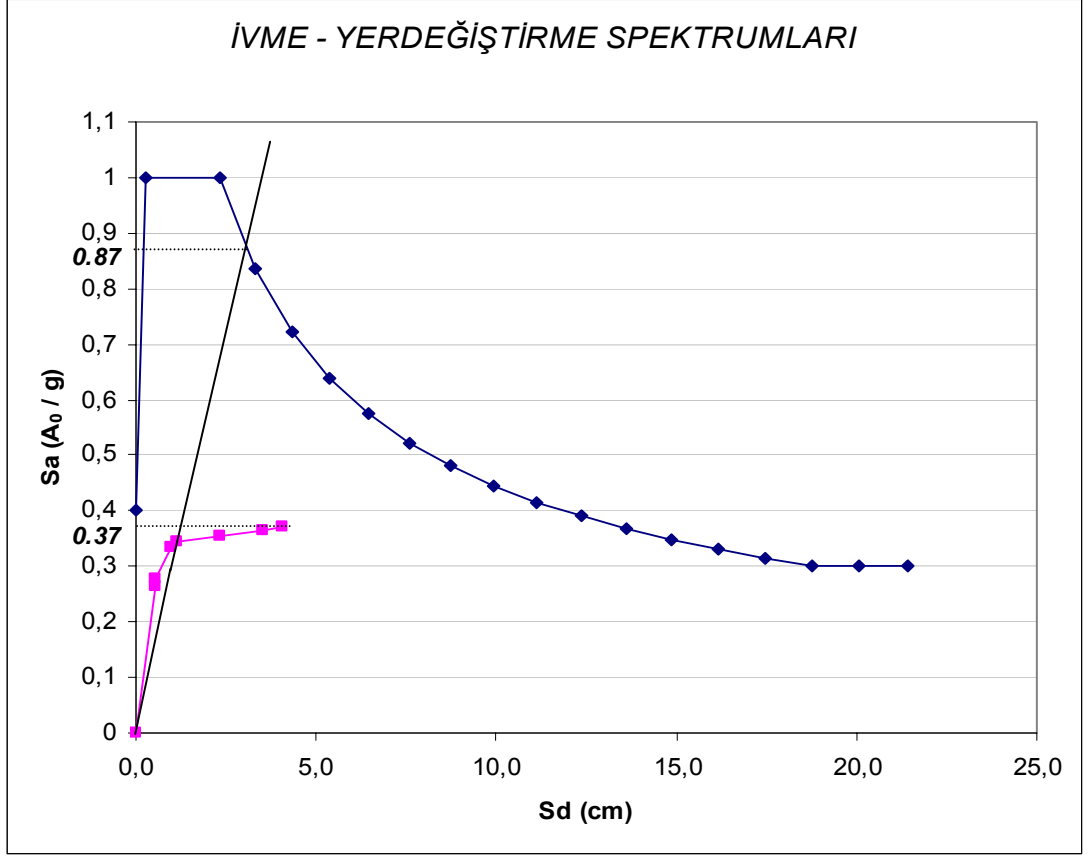
$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad R_\mu = \frac{0.87}{0.37} = 2.35$$

Mukavemet Faktörü (R_{os}) ;

$$R_{os} = \frac{V_y}{V_d} \quad R_{os} = \frac{81}{55} = 1.47$$

Deprem Davranış Katsayısı (R) ;

$R = R_{\mu} R_{os} = 2.35 \times 1.47 \approx 3.46$ olarak bulunmuştur.



Şekil 6.12 Çerçeve – 1' nin Z_1 Zemin Sınıfına Göre Elastik İvme – Yerdeğiştirme Spektrumu

6.2.5.2 Çerçeve -2' nin Z_1 Zemin Sınıfına Göre Analizi

Çerçevenin doğal titreşim periyodu (T_b) zemin karakteristik periyodu içinde kaldığı için, deprem hesapları ve betonarme hesapları tekrar edilmiştir. Deprem hesapları değişmesine rağmen kesit donatıları değişmemiştir. Fakat, Elastik Spektral İvme - Elastik Spektral Yerdeğiştirme Spektrumu değişmiştir ve bu değişimi Şekil 6.12' de gösterilmiştir.

Spektrum Katsayısı :

Yapı Periyodu Etabs programı tarafından hesaplanmıştır.

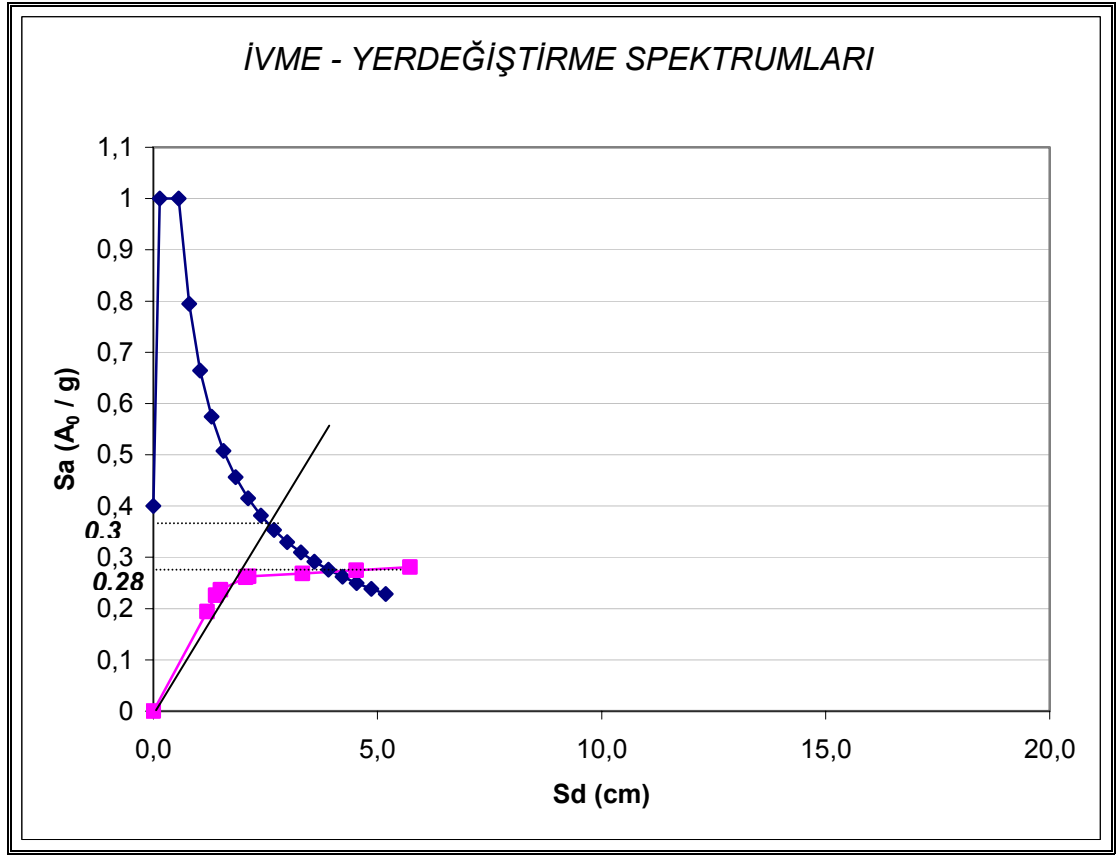
$$T = 0.503 \text{ s}$$

$$T > T_B \text{ olduğundan ; } S(T) = 2.5 \times (0.3/0.503)^{0.8} = 2.0$$

Çerçeveye Etkiyen Deprem yükü :

$$V_t = W \cdot A(T) / R(T) \geq 0.10 A_0 \text{ I } W$$

$$V_t = \frac{580 \times 0.4 \times 1.0 \times 2.0}{4} \geq 0.1 \times 0.4 \times 1.0 \times 580 = 116 \text{ kNm} > 23.2 \text{ kNm}$$



Şekil 6.13 Çerçeve – 2’ nin Z_1 Zemin Sınıfına Göre Elastik İvme – Yerdeğiştirme Spektrumu

Süneklik Faktörü (R_μ) ;

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} \quad R_\mu = \frac{0.38}{0.28} = 1.36$$

Mukavemet Faktörü (R_{os}) ;

$$R_{os} = \frac{V_y}{V_d} \quad R_{os} = \frac{15.7}{11.6} = 1.35$$

Deprem Davranış Katsayısı (R) ;

$$R = R_\mu \times R_{os} = 1.36 \times 1.35 \approx 1.84$$

6.2.6 R_μ Katsayılarının Geçmişte Yapılan Çalışmalar İle Karşılaştırılması

Bölüm 3' te R_μ katsayısı doğal titreşim periyoduna (T), yerdeğiştirme süneklilik periyoduna bağlı olarak fonksiyonel olarak çıkartılmıştır. Bu bölümde, hesaplanan R_μ katsayıları ile geçmişteki fonksiyonel olarak elde edilen eşitlikler kullanılarak bulunan R_μ katsayıları karşılaştırılmıştır.

6.2.6.1 Newmark ve Hall

$$R_{\mu} = \begin{cases} \mu & T > 0.5 \text{ s için ;} \\ \sqrt{2\mu - 1} & 0.1 < T < 0.5 \text{ s için ;} \end{cases}$$

1. Çerçeve için (t=0.2747 s ve $\mu = 4.1$) ;

$$R_{\mu} = \sqrt{2\mu - 1}$$

$$R_{\mu} = 2.68$$

Çerçeve için (t=0.503 s ve $\mu = 2.63$) ;

$$R_{\mu} = \mu = 2.63$$

6.2.6.2 Miranda ve Bertero

$$R_{\mu} = \begin{cases} (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_g} + 1 & T < T_g \text{ için ;} \\ R_{\mu} = \mu & T \geq T_g \text{ için ;} \end{cases}$$

1. Çerçeve için (t=0.2747 s ve $\mu = 4.1$) ;

$$R_{\mu} = (\mu - 1) \cdot \frac{T}{T_g} + 1$$

$$R_{\mu} = 2.42$$

2. Çerçeve için (t=0.503 s ve $\mu = 2.63$) ;

$$R_{\mu} = \mu = 2.63$$

6.2.6.3 Miranda

$$R_{\mu} = \frac{\mu - 1}{\Phi} + 1 \geq 1$$

$$\Phi = 1 + \frac{1}{12T - \mu T} - \frac{2}{5T} \exp \left[-2 \left(\ln T - \frac{1}{5} \right)^2 \right]$$

1. Çerçeve için (t=0.275 s ve $\mu = 4.1$) ;

$$R_{\mu} = 3.15$$

2. Çerçeve için (t=0.503 s ve $\mu = 2.63$) ;

$$R_{\mu} = 2.68$$

Tablo 6.6 Gerçek R_{μ} Değerleri ile Geçmişteki Yapılan Çalışmalardan Elde Edilen R_{μ} Değerlerinin Karşılaştırılması

	R_{μ} Faktörleri	
	Çerçeve - 1	Çerçeve - 2
Gerçek Değerler	2.70	2.11
Newmark ve Hall	2.68	2.63
Miranda ve Bertero	2.42	2.63
Miranda	3.15	2.68

Tablo 6.7 Çerçevelerin Farklı Zemin Gruplarına Göre Elde Edilen R katsayıları

Çerçeve	R Faktörleri	
	Z_3 Zemin Sınıfı	Z_1 Zemin Sınıfı
Çerçeve - 1	4.0	3.46
Çerçeve - 2	2.32	1.84

6.3 Çok Katlı Bir Betonarme Yapının Deprem Davranış Katsayısının Belirlenmesi

Bu bölüm, mevcut bir çok katlı betonarme binanın R katsayısının hesabını içermektedir. Burada ele alınan çok katlı yapı, İSTANBUL DEPREM MASTER PLANI (İDMP) Projesi kapsamında, Protek Proje tarafından ayrıntılı olarak incelenmiş, yapının deprem davranış katsayısı hesabı yapılırken mevcut veriler kullanılmıştır.

Söz konusu inceleme kapsamında, analiz yöntemi olarak mevcut yapının taşıyıcı sistem bilgilerinden yararlanılarak, doğrusal olmayan itme analizi yöntemi

kullanılmıştır. Yapının İncelenmesi için esas alınan elastik deprem spektrumu değerleri Boğaziçi Üniversitesi tarafından verilmiştir.

6.3.1 İncelenen Binanın Özellikleri

Bina, bodrum kat, zemin kat ve 9 normal kattan oluşan, planda 24.20 m / 20.10 m boyutlarındaki plak döşeme ve kolon-kiriş-perde sistemli betonarme bir binadır.

Beton sınıfı olarak, beton karakteristik silindirik basınç dayanımı 17 MPa, beton çeliği sınıfı ise S220 olarak belirlenmiştir.

Binanın tipik kat kalıp planı ve enkesiti Ek A ve Ek B' de verilmiştir. Ayrıca, mevcut binanın 3 boyutlu modeli Ek C' de verilmiştir.

6.3.2 Deprem Etkileri

Hesaplarda kullanılan elastik ivme spektrumunun oluşturulmasında 50 yılda aşılma olasılığı %50 olan deprem hareketine karşı gelen NEHR spektrumu esas alınmıştır. Söz konusu bina için yerel deprem ve zemin koşulları göz önüne alınarak belirlenmiş S_s ve S_1 karakteristik spektral ivme katsayıları kullanılmıştır.

$$S_s = 0.678 \quad S_1 = 0.405$$

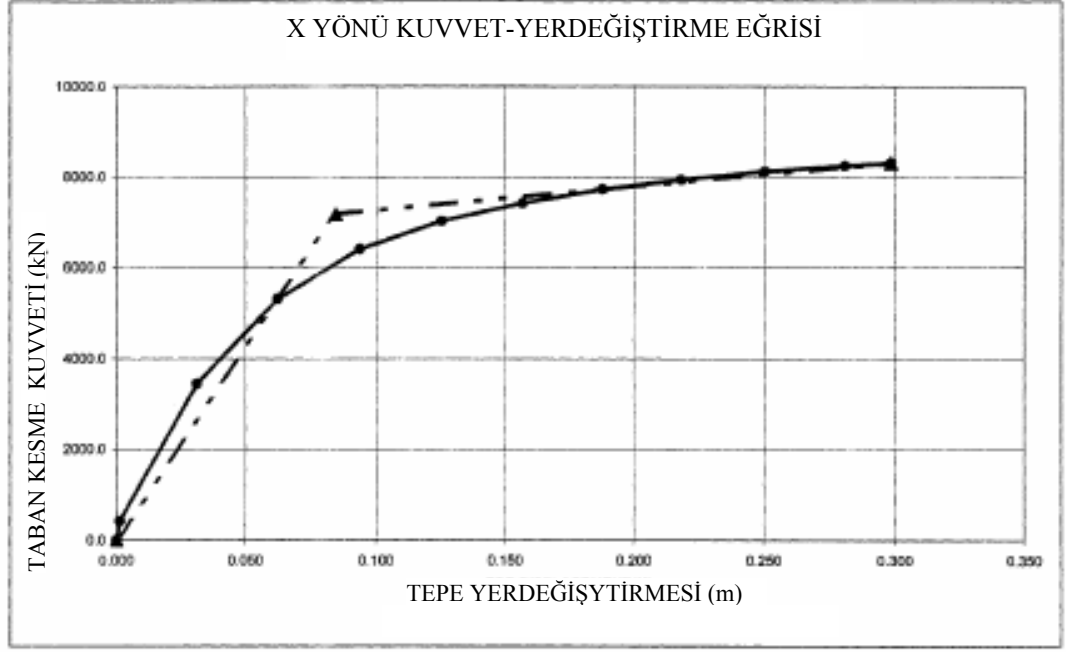
6.3.2 Binanın Doğrusal Olmayan İtme Analizi

İtme analizi binanın her iki asal ekseninde doğrusunda uygulanmıştır. Kolon-kiriş bileşimleri rijit olarak varsayımı yapılmıştır. Plastik mafsallı boyu, kolon-kiriş birleşim bölgesinin dışında kalan kesit yüksekliğinin yarısı olarak alınmıştır.

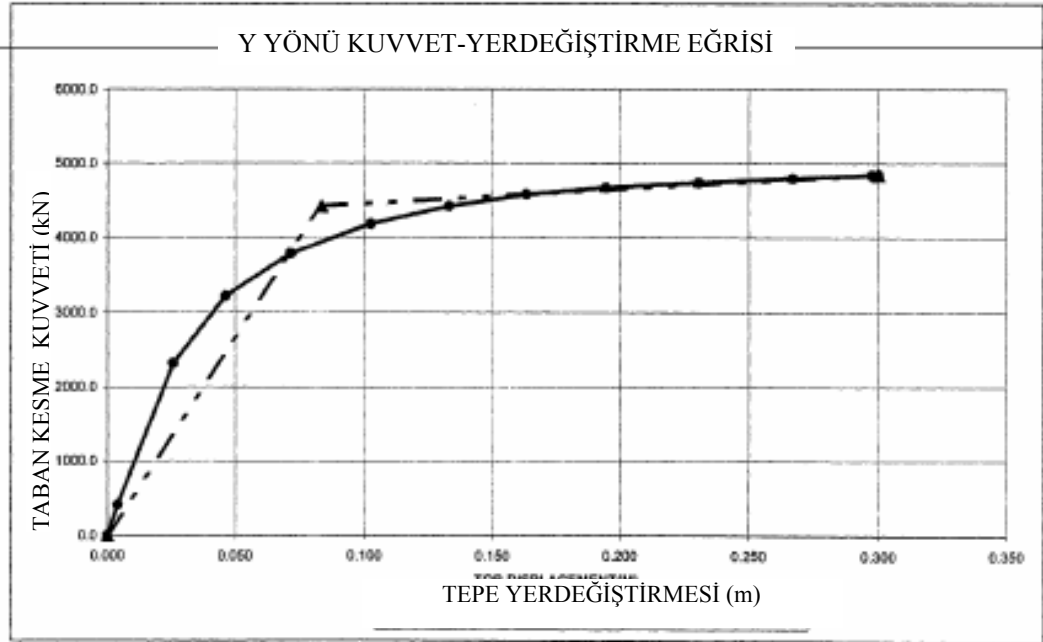
6.3.2.1 Global Kapasite Eğrileri

Sabit düşey yükler ve orantılı olarak artan yatay yükler altında, lineer olmayan teoriye göre hesap yapılarak kapasite eğrileri Protek Proje [19] tarafından elde edilmiştir. Bu eğrilerin, birinci eğimi elastik rijitliği (K_e), ikinci eğimi (K_s) elastoplastik rijitliği temsil edecek şekilde 2 doğru parçası olarak idealleştirilmiştir. İdealleştirme yapılırken eşit alanlar ilkesi kuralına uyulmuştur.

Statik itme analizi ile çizilen taban kesme kuvveti – tepe noktası yatay yerdeğiştirme diyagramları ve bunların idealleştirmesi ile elde edilen iki doğrulu kapasite eğrileri Şekil 6.14 ve Şekil 6.15' de verilmiştir.



Şekil 6.14 X Doğrultusunda Statik İtme Eğrisi



Şekil 6.15 Y Doğrultusunda Statik İtme Eğrisi

6.3.2.2 Modal Kapasite Eğrisi

Statik itme analizi sonucunda, göz önüne alınan doğrultuda, örneğin (x) deprem doğrultusunda elde edilen “taban kesme kuvveti (V_{bx})-tepe yerdeğiştirmesi (u_{nx})”

itme eğrisinin Modal Kapasite Diyagramına dönüştürülmesi, diğer bir deyişle bu diyagramın korrdinatları olan modal yerdeğiştirme (d) ile modal sözde-ivme (a)’nın elde edilmesi için aşağıdaki dönüştürme işlemleri yapılacaktır.

$$d = u_{nx} / (\Phi_{nx} \Gamma_x)$$

$$a = V_{bx} / (M_{bx}) = V_{bx} / (L_x \Gamma_x)$$

Φ_{nx} = Gözönüne alınan deprem doğrultusunda elastik birinci mod şeklinin tepe genliği

M_{bx} = Gözönüne alınan deprem doğrultusunda elastik birinci moda ait etkin kütle

Γ_x = Gözönüne alınan deprem doğrultusunda elastik birinci moda ait katkı çarpanı

$$\Gamma_x = L_x / (\Phi_T M \Phi)$$

$$L_x = \Phi_T M 1_x$$

Φ = Elastik birinci mod şekli vektörü

M = Kütle Matrisi

1_x = Gözönüne alınan deprem doğrultusunda elemanları 1, diğer doğrultusa 0 olan vektör

6.3.2.3 Modal Yerdeğiştirme İsteminin Belirlenmesi

Modal yerddeğiştirme istemi, modal tek serbestlik dereceli sistemin doğrusal olmayan en büyük yerdeğiştirmesine karşı gelen inelastik spektral yerdeğiştirme $[S_{di}(T_e)]$ 'ye eşittir. Bu büyüklük “eşdeğer doğal periyod” T_e 'ye karşı gelen elastik spektral yerdeğiştirme $[S_{di}(T_e)]$ 'nin aşağıda tanımlanan C_1 ve C_2 katsayıları ile çarpılmasıyla elde edilmektedir.

$$S_{di}(T_e) = C_1 C_2 S_{de}(T_e)$$

C_1 katsayısı ;

$$C_1 = 1 + (R_y - 1) / 3.6 \quad (T_e < 0.2 \text{ s})$$

$$C_1 = 1 + (R_y - 1) / (90 T_e^2) \quad (0.2 \text{ s} \leq T_e \leq 1.0 \text{ s})$$

$$C_1 = 1 \quad (T_e > 1.0 \text{ s})$$

C_2 katsayısı ;

$$C_2 = 1 + (R_y - 1)^2 / 32 \quad (T_e < 0.2 \text{ s})$$

$$C_2 = 1 + (R_y - 1)^2 / (800 T_e^2) \quad (0.2 \text{ s} \leq T_e \leq 0.7 \text{ s})$$

$$C_2 = 1 \quad (T_e > 0.7 \text{ s})$$

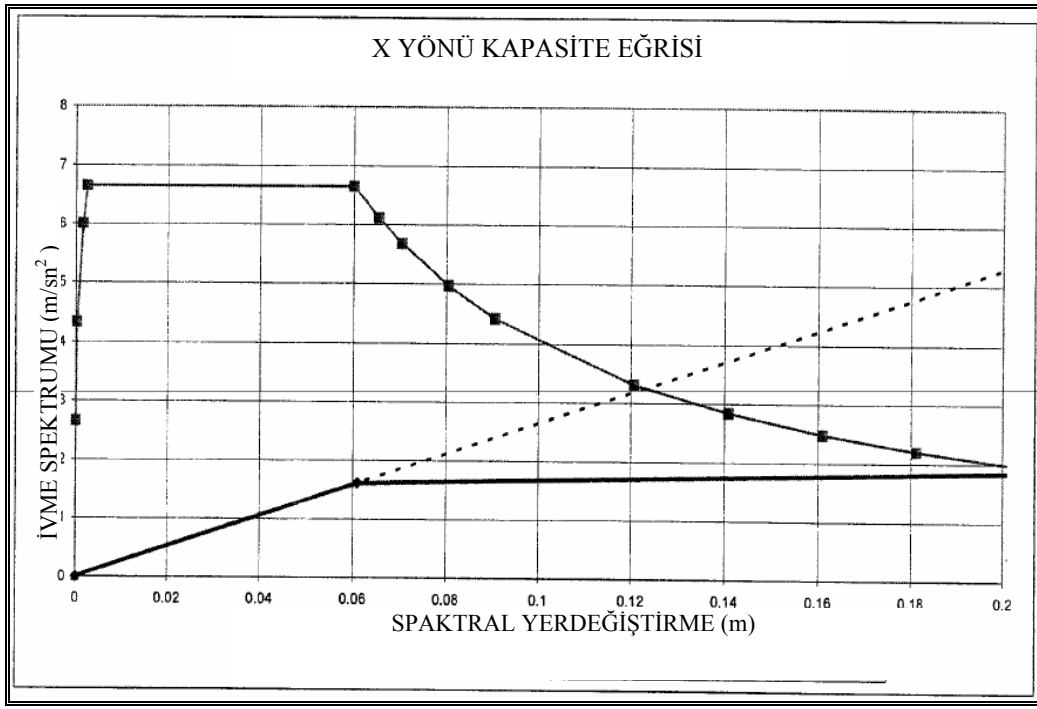
Bu eşitliklerde yer alan R_y , dayanım azaltım katsayısı olarak isimlendirilir.

$$R_y = S_{ac}(T_e) / a_y$$

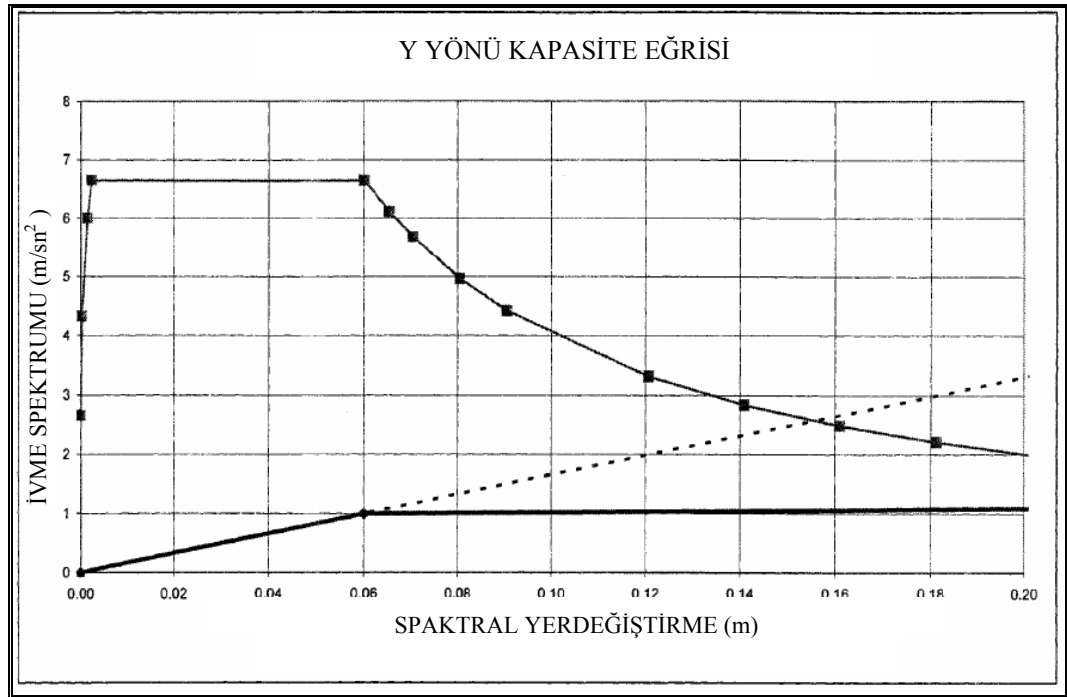
X ve Y doğrultularında modal yerdeğiştirme isteminin belirlenmesi Şekil 6.16 ve 6.17 'de gösterilmiştir. Bu istemlerin belirlenmesine ait sayısal örnek aşağıda verilmiştir.

Tablo 6.8 Binanın X ve Y Doğrultularında Modal Yerdeğiştirme İstemi Değerleri

X Doğrultusu		Y Doğrultusu	
w	Te	w	Te
5,14	1,222	4,06	1,55
C1	C2	C1	C2
1,00	1,00	1,00	1,00
R _y	S _{de} (T _e)	R _y	S _{de} (T _e)
2,02	0,12	2,60	0,16
S _{di} (T _e)	U _x -target	S _{di} (T _e)	U _x -target
0,12	0,17	0,16	0,21



Şekil 6.16 X Doğrultusna Modal Kapasite Eğrisi



Şekil 6.17 Y Doğrultusuna Modal Kapasite Eğrisi

6.3.3 Deprem Davranış Katsayısının Belirlenmesi

Bina deprem hesabı TDY 1975 'e göre yapıpı tasarlandığı kabul edilerek, yapı tasarım deprem kuvveti V_e olarak tanımlanırsa ;

$$V_e = C_0 K S I$$

$$C_0 = 0.1 \text{ (Deprem Bölgesi 1)} \quad K = 1.0 \text{ (1c)} \quad S = 1/(0.8+T-T_0) \quad I = 1.0$$

Binanın X ve Y yönündeki Deprem Yükleri ;

$$V_{ex} = 61270 \times 0.1 \times 1.0 \times 0.87 \times 1.0 \quad V_{ey} = 61270 \times 0.1 \times 1.0 \times 0.76 \times 1.0$$

$$V_{ex} = 5330 \text{ kN}$$

$$V_{ey} = 4657 \text{ KN}$$

Deprem Yüğü Azaltım Katsayısı Bileşenleri;

X Doğrultusu ;

Y Doğrultusu ;

Süneklik Faktörü (R_μ) ;

Süneklik Faktörü (R_μ) ;

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} = \frac{3.2}{1.6} = 2.0$$

$$R_\mu = \frac{V_e}{V_y} = \frac{2.6}{1} = 2.6$$

Mukavemet Faktörü (R_{os}) ;

Mukavemet Faktörü (R_{os}) ;

$$R_{os} = \frac{V_y}{V_d} = \frac{8200}{5330} = 1.54$$

$$R_{os} = \frac{V_y}{V_d} = \frac{4900}{4657} = 1.05$$

Deprem Davranış Katsayısı (R) ;

Deprem Davranış Katsayısı (R) ;

$$R_x = R_\mu \times R_{os} = 2.0 \times 1.54$$

$$R_y = R_\mu \times R_{os} = 2.6 \times 1.05$$

$$R_x \cong 3.08$$

$$R_y \cong 2.73$$

7. SONUÇLAR

Beton kalitesi düşük betonarme yapı sistemlerinin taşıyıcı sistem davranış katsayısının belirlenmesi konulu tez çalışmasından elde edilen sonuçlar aşağıda verilmiştir.

- a- Bu çalışmada gözönüne alınan sistemlerde, işletme yükleri altındaki lineer olmayan davranış incelendiğinde, genellikle ilk plastik mafsalların kolon diplerinde olduğu ve kolonlarda oluşan plastik mafsallardan dolayı sistemler mekanizma durumuna geçtiği belirlenmiştir. Bunun sebebi, güçlü kolon, zayıf giriş ilkesine uyulmaması olarak açıklanabilir.
- b- Bir sistemin deprem yükü azaltma katsayısını oluşturan en önemli parametrelerin, sistemin elastik davranışını kontrol eden yerdeğiştirme süneklik oranı (μ) ve elastik birinci titreşim periyodunun yanı sıra, yapı yük rezervi olarak tanımlanan mukavemet faktörü olduğu görülmektedir.
- c- Ele alınan sistemler, TDY 98 deprem yönetmeliğinde tanımlanan Z_3 yerel zemin sınıfına göre yapılan lineer olmayan analizler sonucunda deprem davranış katsayıları elde edilmiş ve geçmişteki çalışmalar ile karşılaştırılması yapılmıştır. Doğal titreşim periyodu (T) 0.275 s olan Çerçeve – 1 için R katsayısı 4 olarak bulunmuş, fakat Çerçeve - 1 sisteminin kolon ve giriş boyutları sabit tutularak, çerçeve yüksekliği ve kolon tekil yükleri bir miktar arttırılarak Çerçeve - 2 sistemi oluşturulmuştur. Çerçeve - 2 sisteminin doğal titreşim periyodu (T) 0.503 s ve R katsayısı 2.32 olarak hesaplanmıştır.
- d- Ele alınan sistemler de, ayrıca Z_1 yerel zemin sınıfına göre analiz yapılmış ve R katsayıları hesaplanmıştır. Z_1 yerel zemin sınıfına göre hesaplanan R katsayıları Çerçeve – 1 için 3.46 ve Çerçeve - 2 için 1.84 olarak bulunmuştur. Zemin cinsinin R katsayısını etkilediği görülmüştür.
- e- Elde edilen R_μ katsayıları, geçmişteki çalışmalardan elde edilen parametrik fonksiyonlarla elde edilen R_μ katsayıları ile karşılaştırılmış, Çerçeve – 1 için elde edilen R_μ faktörü geçmişteki çalışmalarla uyum göstermekte fakat Çerçeve – 2 için elde edilen R_μ faktörü uyum göstermemektedir.
- f- Beton kalitesi düşük tek açıklıklı analizi yapılan sistemlerden Çerçeve-1, TDY 97 deprem yönetmeliğinde öngörülen deprem yükü azaltım katsayıları ile uygun olup, fakat oranı çok fazla olan Çerçeve – 2 sisteminde R katsayısı öngörülen değerden daha düşük çıkmaktadır. Beton kalitesinin düşük ve donatı miktarının

fazla, diğ er bir değişle kesitlerin tam kapasite ile boyutlandırılmış sistemde R katsayısı oldukça düşmektedir.

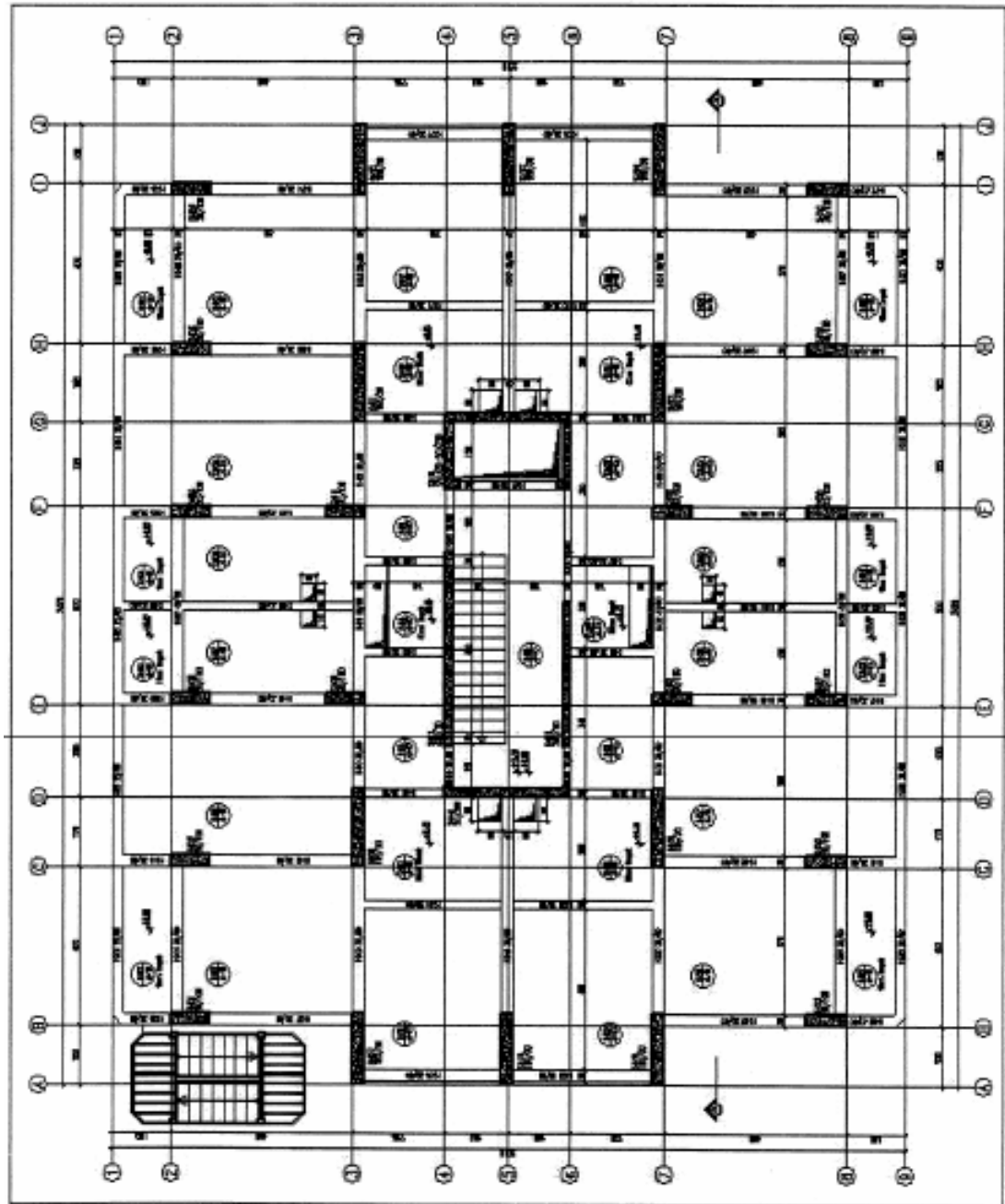
KAYNAKLAR

- [1] **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1999. İmar ve İskan Bakanlığı Deprem Araştırma Enstitüsü Başkanlığı, Ankara.
- [2] **ATC-40**, 1996. Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Applied Technology Council, California.
- [3] **Ayan, A., K.**, 2003. Betonarme Bir Yapının Lineer Olmayan Statik ve Dinamik Analiz İle Performansının Değerlendirilmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [4] **Betonarme Tablo ve Abaklar**, 2004. İstanbul Teknik Üniversitesi Betonarme Yapılar Çalışma Grubu, İstanbul.
- [5] **Celep Z., Kumbasar, N.**, 2001. Yapı Dinamiği, Beta Yayınları, İstanbul.
- [6] **Celep Z., Kumbasar, N.**, 2004. Deprem Mühendisliğine Giriş ve Depreme Dayanıklı Yapı Tasarımı, Beta yayınları, İstanbul.
- [7] **Computers and Structure Inc.**, 2004. Section Builder Analysis and Design of Concrete, Steel and Composite Section, Berkeley, California.
- [8] **Fajfar, P., Eeei, M.**, 2000. A Nonlinear Analysis Method for Performance Based Seismic Design, *Earthquake Spectra*, 16, No.3, 573-592.
- [9] **Karadoğan, F., Boduroğlu, H.**, 1997. Ductility and strength concepts in reinforced concrete structure, First Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering, İstanbul, Vol.1.
- [10] **Lam, N., Wilson, J., Hutchinson, G.**, 1998. The ductility reduction factor in the seismic design of buildings, *Earthquake Engineering of Structural Dynamics*, 27, 749-769.
- [11] **Lam, N., Wilson, J., Hutchinson, G.**, 1996 Building ductility demand: interplate versus interplate earthquake, *Earthquake Engineering of Structural Dynamics*, 25, 965-985.
- [12] **Lee, L., H., Han, S., W., Hung Oh, Y.**, 1999. Determination of ductility factor considering different hysteretic models, *Earthquake Engineering of Structural Dynamics*, 28, 957-977.

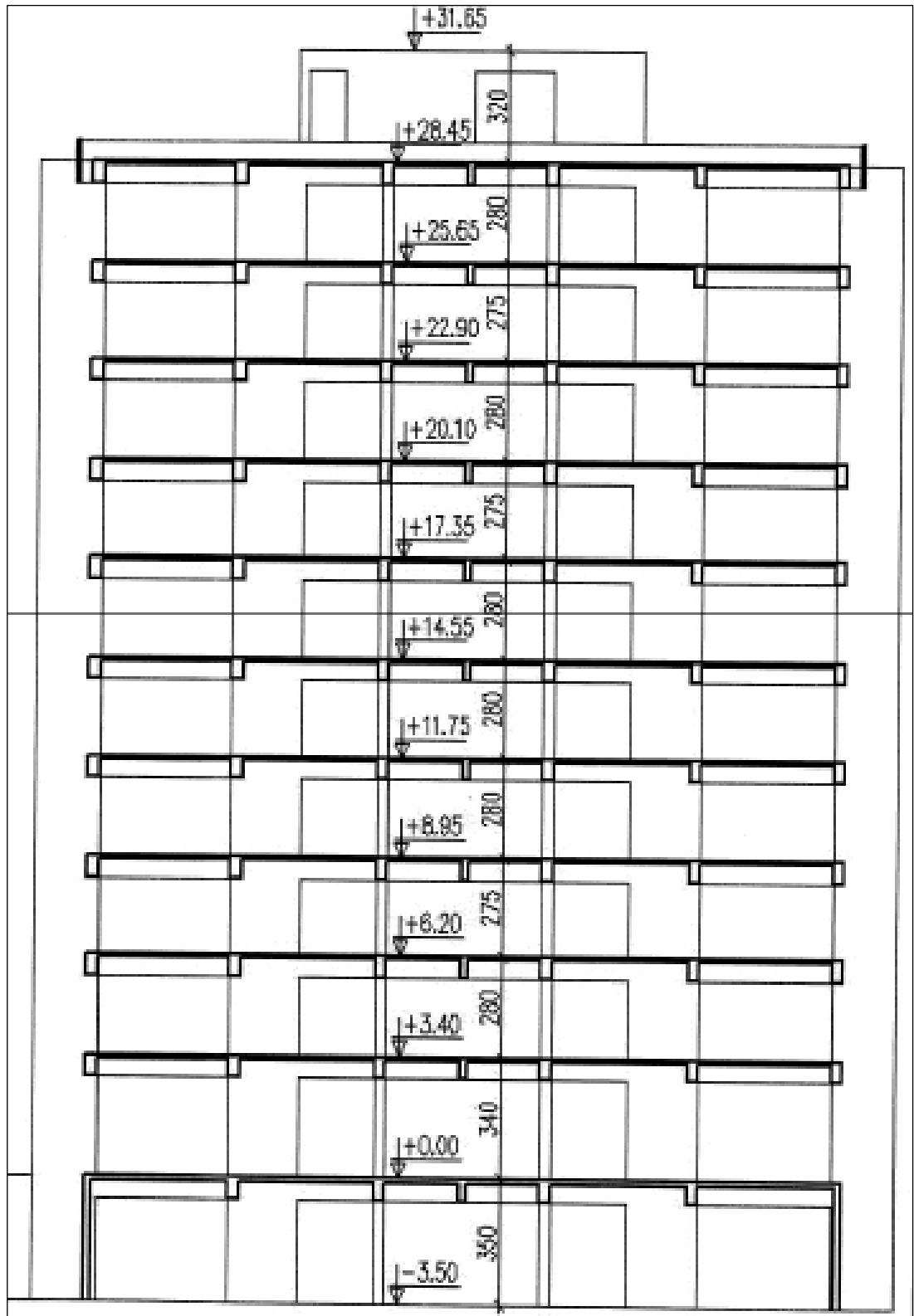
- [13] **Şahaloğlu, E.**, 2004. Süneklik düzeyi yüksek çelik yapı sistemlerinde lineer olmayan davranışın incelenmesi ve deprem davranış katsayısının belirlenmesi, *Yüksek Lisans Tezi*, İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- [14] **Miranda, E., Eeri, M., Vitelmo V. B.**, 1994. Evaluation of strength reduction factor for earthquake resisting design, *Earthquake Spectra*, **10**, No.2, 357-379.
- [15] **Miranda, E.**, 1993. Site-dependent strength reduction factors, *Journal of Structural Engineering*, **119**, No.12, 3503-3519
- [16] **Özer, E.**, 2006. İleri Yapı Statiği Ders Notları.
- [17] **Özmen, G., Girgin, K., Darılmaz, K.**, 2003. Süneklik düzeyi normal davranış katsayısı, Türkiye Deprem Vakfı, İstanbul,
- [18] **Özmen, G.**, 2002. İnşaat mühendisleri için excel uygulamaları , İstanbul.
- [19] **PROTEK Proje, Teknik Müş. Ve Kont. Hizm. Ltd. Şti**, 2005. IDMP - 1597476
- [20] **Uniform Building Code (UBC)**, 1997. Volume 2 : Structural Engineering Design Prevision, International Conference of Building Officials,
- [21] **Whittaker, A., Hart, G., Rojahn, C.**, 1999. Seismic response modification factors, *Journal of Structural Engineering*, **125**, No.4, 438-444
- [22] **Watanabe, G., Kawashima, K.**, An evaluation of the force reduction factor in the force-based seismic design, Tokyo Institute of Technology, O-Okayama, Tokyo, Japan, 152-8552.
- [23] **Vidic, T., Fajfar, P., Fischinger, M.**, 1994. Consistent inelastic design spectra: strength and displacement, *Earthquake Engineering of Structural Dynamics*, **23**, 507-521.
- [24] **Xtract Programı**, Imbsen Software Systems.

EKLER

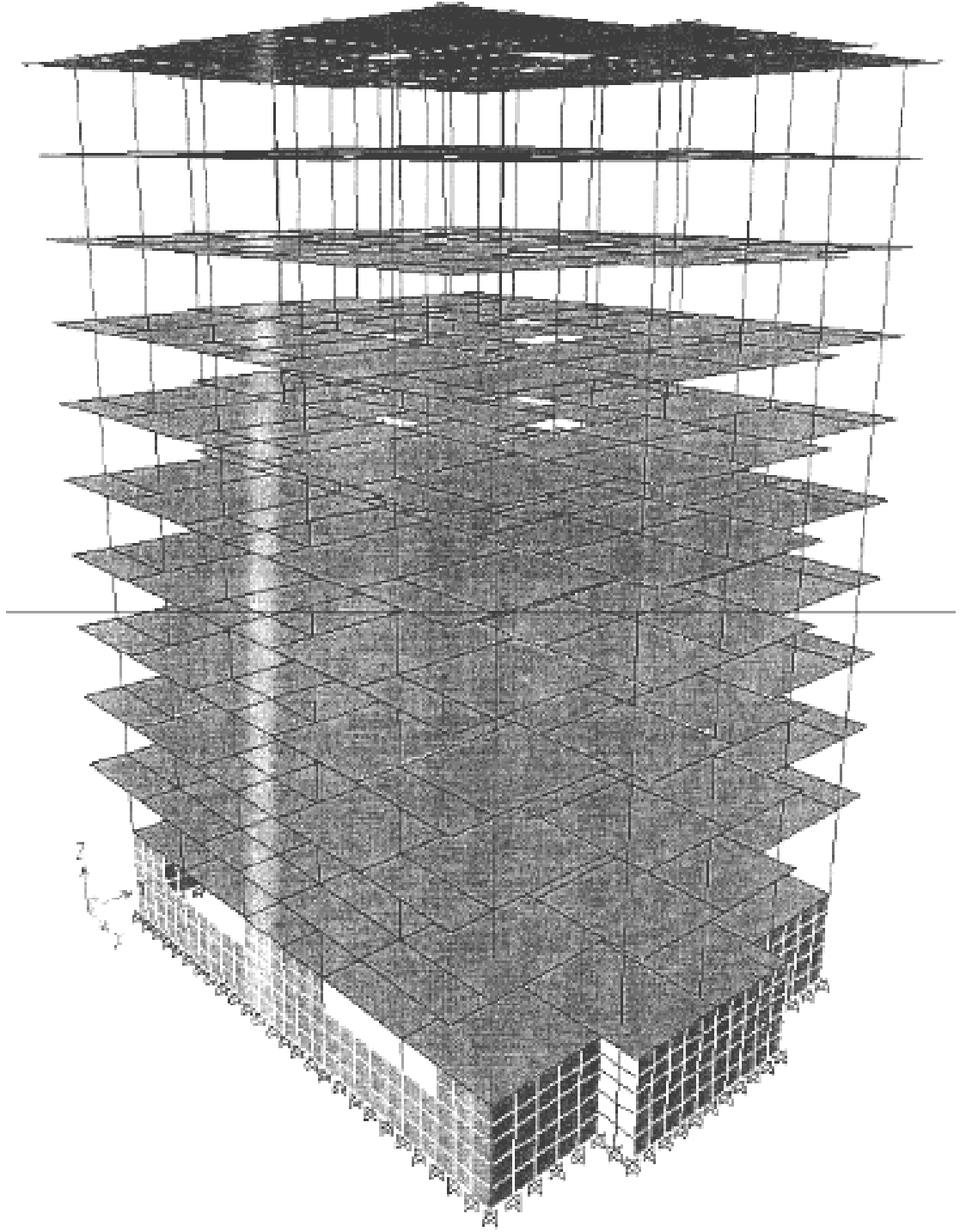
- EK A** : Mevcut Binaya Ait Tipik Kat Kalıp Planı
EK B : Mevcut Bina Boy Kesiti
EK C : Mevcut Binanın 3 Boyutlu Modeli



EK A. Mevcut Binaya Ait Tipik Kat Kalıp Planı



EK B. Mevcut Bina Boy Kesiti



EK C. Mevcut Binanın 3 Boyutlu Modeli

ÖZGEÇMİŞ

1980 yılında Adana’da doğdu. İlk, orta ve lise öğrenimini Adana’da tamamladı. 1997 yılında Adana Şehit Temel Cingöz Lisesinden mezun oldu. Aynı yıl İstanbul Teknik Üniversitesi İnşaat Mühendisliği Bölümü’nde Üniversite hayatına başladı. 1997-1998 yılları arası İstanbul Teknik Üniversitesi Maçka Yabancı Diller Bölümünde bir yıl İngilizce eğitimi aldı. 2002 yılında lisans eğitimini tamamlayarak, 2003 yılında yine İstanbul Teknik Üniversitesi’nde İnşaat Mühendisliği Bölümü Deprem Mühendisliği yüksek lisans programında eğitimine devam etti. Halen özel bir şirkette proje mühendisi olarak çalışmaktadır.