

**YILDIZ TEKNİK ÜNİVERSİTESİ
FEN BİLİMLERİ ENSTİTÜSÜ**

**BETONARME BİNALARDA YÜK-YER DEĞİŞTİRME
İLİŞKİSİNİN HASAR OLASILIĞI ÜZERİNE ETKİSİ**

İnşaat Müh. Muzaffer BÖREKÇİ

**FBE İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı Yapı Programında
Hazırlanan**

YÜKSEK LİSANS TEZİ

Tez Danışmanı : Yrd. Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL (YTÜ)

İSTANBUL, 2008

İÇİNDEKİLER

	Sayfa
SİMGE LİSTESİ	iv
KISALTIMA LİSTESİ	vii
ŞEKİL LİSTESİ	viii
ÇİZELGE LİSTESİ	xi
ÖNSÖZ.....	xii
ÖZET	xiii
ABSTRACT	xiv
1. GİRİŞ.....	1
2. GENEL	2
2.1 Hasar Olasılık Eğrileri	2
2.1.1 Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri	2
2.1.2 Yargıya dayalı hasar olasılık eğrileri.....	2
2.1.3 Analitik hasar olasılık eğrileri	3
2.1.4 Birleştirilmiş hasar olasılık eğrileri	3
2.2 Histeretik Çevrim Tipleri.....	3
2.2.1 İkili doğrusal çevrim modeli.....	4
2.2.2 Peak-Oriented model	4
2.2.2.1 Enerji esaslı çevrimsel azalma (dayanım ve rijitlik azalması).....	6
2.2.2.1.1 Temel dayanım azalması	7
2.2.2.1.2 Tepe-sonrası dayanım azalması.....	9
2.2.2.1.3 Yük boşalması rijitliği azalması	10
2.2.2.1.4 Geri-yükleme rijitliği azalması.....	11
2.2.2.2 Çevrimsel azalma	11
2.3 Örnek Binalar	12
2.3.1 A binası.....	13
2.3.2 B binası	13
2.4 Yer Hareketlerinin Seçimi	14
3. YÖNTEM	16
3.1 Binanın Modellenmesi.....	16
3.1.1 Kullanılan malzeme modelleri.....	17
3.2 İtme ve Kapasite Eğrileri.....	20
3.3 Doğrusal Olmayan Dinamik Çözümleme.....	25
3.3.1 Yük-yerdeğiştirme ilişkileri.....	34
3.3.1.1 İkili doğrusal yük-yerdeğiştirme ilişkisi.....	34

3.3.1.2	Dayanım ve rijitlik azalmalı yük - yerdeğiştirme ilişkisi	35
3.4	Hasar Olasılık Eğrilerinin Oluşturulması	39
4.	SONUÇLAR.....	46
4.1	Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Elde Edilen Sonuçlar	47
4.2	Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Elde Edilen Sonuçlar.....	49
4.3	Göçmenin nlenmesi Performans Seviyesi İçin Elde Edilen Sonuçlar	50
4.4	Genel Değerlendirme ve Sonuçlar.....	51
KAYNAKLAR.....		54
EKLER		56
Ek1 Binaların Taşıyıcı Sistem Detayları		57
Ek2 A ve B Binaları İçin İtme Eğrisi ve Grel Kat telemesi Oranı Değerleri		63
Ek3 1987 Whittier Artçı Depremi İçin Bazı evrim rnekleri		76
Ek4 Hasar Olasılık Eğrileri ve Lognormal Olasılık Kâğıtları		80
Ek5 A ve B Binaları Kolonlarının Etkin Eğilme Rijitliklerinin Hesabında Esas Alınacak Oranlar		98
ÖZGEÇMİŞ.....		99

SİMGE LİSTESİ

A_c	Kolonun brüt kesit alanı
A_{cc}	Çekirdek betonunun kesit alanı
A_h	Sargı donatısının kesit alanı
a	Modal ivme
\bar{b}	Çekirdek betonunun genişliği
c	Bölüm 3.3'te sönümü, Bölüm 2.2.2.1'de çevrimsel azalmanın hızını belirleyen parametreyi ifade eder
d	Modal yerdeğiştirme
d_{maks}	Belirli bir deprem için elde edilen yapı tepkisi
\bar{d}_{maks}	d_{maks} değerlerinin normal dağılımlı ortalaması
d_{SD}	Yapı tepkisinin sınır durum değeri
E_c	Betonun elastisite modülü
E_i	i . yarı çevrimde sönümlenen çevrimsel enerji
E_s	Donatı çeliğinin elastisite modülü
E_{sh}	Donatı çeliğinin pekleşme sonrası elastisite modülü
E_t	Referans histeretik enerji sönüm kapasitesi
$(EI)_e$	Etkin (çatlamış kesit) eğilme rijitliği
$(EI)_o$	Brüt kesit eğilme rijitliği
$\sum_{j=1}^i E_j$	Pozitif ve negatif tarafalarda daha önceki tüm yarı çevrimlerde sönümlenen çevrimsel enerjilerin toplamı
f_c	Sargısız betonun basınç dayanımı
f_{ck}	Betonun karakteristik basınç dayanımı
f_{cm}	Mevcut betonun basınç dayanımı
f_{co}	Betonun ortalama basınç dayanımı
f_r	Artık dayanım
f_{ref}	Tepe-sonrası eğrisi ile düşey eksenin hayali kesiştiği noktadaki kuvvet
f_s	Donatı çeliğinin akma dayanımı
f_{su}	Donatı çeliğinin kopma dayanımı
f_t	Tepe noktası dayanımı
f_y	Çevrim eğrisinde akma kuvveti
h_i	i . katın tabandan yüksekliği
K_c	Peak-Oriented modelde tepe-sonrası rijitliği

K_e	Çevrim eğrisinde başlangıç rijitliği
K_{ger}	Peak-Oriented modelde geri-yükleme rijitliği
K_s	Çevrim eğrisinde akma sonrası rijitliği
K_u	Peak-Oriented modelde yük boşalması rijitliği
ℓ_s	Kesitteki sargı donatısının toplam uzunluğu
m	Kütle
M_t	Yapı toplam kütlesi
M_1^*	Birinci modun etkin kütlesi
M_n^*	n . modun etkin kütlesi
N	Kat adedi
N_D	Deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu düşey yükler altında kolonda oluşan aksenal kuvvet
p	Olasılık
PGA	En büyük yer ivmesi
PGD	En büyük yer yerdeğiştirmesi
PGV	En büyük yer hızı
R	Deprem yükü azaltma katsayısı
SD	Sınır durum
S_{ae}	Elastik spektral ivme
S_{de}	Elastik spektral yerdeğiştirme
S_{di}	Elastik olmayan spektral yerdeğiştirme
S_{ve}	Elastik spektral hız
s_h	Sargı donatıları arası mesafe
T_1	Birinci mod periyodu
T_n	n . mod periyodu
t	Zaman
u	Yerdeğiştirme
\dot{u}	Hız
\ddot{u}	İvme
u_c	Peak-Oriented modelde tepe noktası yerdeğiştirmesi
u_r	Artık dayanımdaki yerdeğiştirme
u_t	Peak-Oriented modelde hedef yerdeğiştirmesi
u_y	Çevrim eğrisinde akma yerdeğiştirmesi

W_i	i . katın ağırlığı
α_c	Peak-Oriented modelde tepe-sonrası rijitliğinin başlangıç rijitliğine oranı
α_s	Çevrim eğrisinde akma sonrası rijitliğinin başlangıç rijitliğine oranı
β	Newmark yönteminde bir katsayı
β_i	i . yarı çevrimdeki çevrimsel azalma parametresi
Γ_1	Birinci mod katılım çarpanı
Γ_n	n . mod katılım çarpanı
γ	Çevrimsel azalmalı histeretik modelde akmadaki elastik birim şekil değiştirme enerjisinin ($f_y u_y$) bir fonksiyonu olarak histeretik enerji sönüm kapasitesi katsayısı
γ	Bölüm 3.3'te Newmark yönteminde bir katsayı
ΔF_i	i . kattaki yatay kuvvet artımı
Δu_t	Peak-Oriented modelde hedef yerdeğiştirmeyi öteleme miktarı
ΔV_b	Taban kesme kuvveti artımları
ϵ_{co}	Sargısız betonun en büyük basınç dayanımındaki birim şekil değiştirme
ϵ_{cu}	Sargısız betonun ezilme birim şekil değiştirmesi
ϵ_{sh}	Donatı çeliğinin pekleşme birim şekil değiştirmesi
ζ_D	Deprem kayıtları, malzeme ve yapının modellenmesindeki basitleştirmelerden dolayı oluşan belirsizliklerin lognormal standart sapması
ζ_{SD}	Sınır durum değerinin lognormal standart sapması
λ	Bölüm 2.2.2 ve 3.3.1.2'de artık dayanım katsayısının
λ	Bölüm 3.4'te lognormal dağılımlı ortalama değer
λ_D	Lognormal dağılımlı ortalama değer
ξ	Sönüm oranı
ρ_s	Sargı donatısının çekirdek betonuna göre hacimsel yüzdesi
σ	Normal dağılımlı standart sapma
σ_c	Malzeme özelliklerindeki rastgeleliğin normal dağılımlı standart sapması
σ_m	Yapının modellenmesinde yapılan basitleştirmelerin normal dağılımlı standart sapması
σ_r	Deprem kayıtlarındaki rastgeleliğin normal dağılımlı standart sapması
Φ_{N1}	Bina en üst katının birinci mod genliği
Φ_{Nn}	Bina en üst katının n . mod genliği

KISALTMA LİSTESİ

ATC	Applied Technology Council
DBYBHY	Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik
FEMA	Federal Emergency Management Agency
NCEER	National Center for Earthquake Engineering Research
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program

ŞEKİL LİSTESİ

Şekil 2.1 İkili doğrusal çevrim	4
Şekil 2.2 Histeretik model için iskelet eğrisi (Ibarra vd., 2005).....	5
Şekil 2.3 Peak-oriented modelin temel kuralları (Ibarra vd., 2005).....	6
Şekil 2.4 Peak-oriented model üzerinde temel dayanım azalması	8
Şekil 2.5 Peak-oriented model üzerinde tepe-sonrası dayanım azalması.....	9
Şekil 2.6 Peak-oriented model üzerinde yük boşalması rijitliği azalması.....	10
Şekil 2.7 Peak-oriented model üzerinde geri-yükleme rijitliği azalması.....	11
Şekil 2.8 Dört adet azalma modunun bir arada gerçekleşmesi sonucu oluşan çevrimsel azalma	12
Şekil 2.9 Binanın tipik kat planı ve düşey kesiti	14
Şekil 3.1 Beton için gerilme-birim şekil değiştirme modeli.....	17
Şekil 3.2 Donatı çeliği için gerilme- birim şekil değiştirme modeli (NCEER, 1996).....	19
Şekil 3.3 İtme analizinde kullanılan yük dağılımı	21
Şekil 3.4 A binası için itme eğrisi	22
Şekil 3.5 B binası için itme eğrisi.....	22
Şekil 3.6 A ve B binalarının itme eğrilerinin karşılaştırılması	22
Şekil 3.7 A binası için elde edilen kapasite eğrisi	24
Şekil 3.8 B binası için elde edilen kapasite eğrisi	25
Şekil 3.9 Histeretik çevrim eğrisinde tanjant ve sekant rijitlikleri (Chopra, 2001).....	27
Şekil 3.10 Sabit ortalama ivme yöntemi, (Chopra, 2001)	29
Şekil 3.11 Doğrusal ivme yöntemi, (Chopra, 2001).....	30
Şekil 3.12 Sekant yerine tanjant rijitliği kullanılmasından kaynaklanan hata (Chopra, 2001)	32
Şekil 3.13 Newton-Raphson Ardışık Yineleme Yöntemi (Chopra, 2001).....	33
Şekil 3.14 CUREE standart yükleme protokolü.....	36
Şekil 3.15 CUREE protokolüne göre histeretik parametrelerin etkileri ($\alpha_s=0.03$).....	37
Şekil 3.16 Dayanım azalması tipleri (FEMA 440,2005).....	38
Şekil 3.17 Negatif elastik ötesi eğimde elastik olmayan ve elastik yerdeğiştirme oranları (FEMA 440, 2005).....	38
Şekil 3.18 Tipik hasar olasılık eğrisi	40
Şekil 3.19 Tipik lognormal olasılık kâğıdı	43
Şekil 3.20 Çözümlemeler sonucu her spektral yerdeğiştirme için elde edilen aşma olasılıkları	44
Şekil 3.21 Lognormal olasılık kâğıdı	44

Şekil 3.22 Olasılık kâğıdından elde edilen istatistiklere göre geçirilen eğri	44
Şekil 4.1 A binası için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ...	48
Şekil 4.2 B binası için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri....	48
Şekil 4.3 A binası için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri.....	49
Şekil 4.4 B binası için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri.....	50
Şekil 4.5 A binası için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri.....	50
Şekil 4.6 B binası için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri.....	51
Şekil 4.7 Tüm performans seviyeleri için A binasının hasar olasılık eğrileri	52
Şekil 4.8 Tüm performans seviyeleri için B binasının hasar olasılık eğrileri.....	52
Şekil 4.9 FEMA 356 ile uyumlu C_2 değerlerinin örnek dağılımı (FEMA 440, 2005)	53
Şekil Ek1.1 Binaların tipik kat planı	57
Şekil Ek1.2 Binaların tipik düşey kesiti	58
Şekil Ek1.3 A binası köşe kolon kesiti	59
Şekil Ek1.4 A binası kenar kolon kesiti	59
Şekil Ek1.5 A binası orta kolon kesiti	59
Şekil Ek1.6 A binası dış çerçeve kiriş kesitleri	60
Şekil Ek1.7 A binası iç çerçeve kiriş kesitleri	60
Şekil Ek1.8 B binası köşe kolon kesiti	60
Şekil Ek1.9 B binası kenar kolon kesiti.....	61
Şekil Ek1.10 B binası orta kolon kesiti	61
Şekil Ek1.11 B binası dış çerçeve kiriş kesitleri	61
Şekil Ek1.12 B binası iç çerçeve kiriş kesitleri	62
Şekil Ek3.1 1987 Whittier artçı depremi için bazı çevrim örnekleri.....	79
Şekil Ek4.1 A binasının ikili doğrusal çevrim tipi için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	80
Şekil Ek4.2 A binasının ikili doğrusal çevrim tipi için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	81
Şekil Ek4.3 A binasının ikili doğrusal çevrim tipi için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	82
Şekil Ek4.4 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	83

Şekil Ek4.5 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	84
Şekil Ek4.6 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma=30$ için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	85
Şekil Ek4.7 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	86
Şekil Ek4.8 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	87
Şekil Ek4.9 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	88
Şekil Ek4.10 B binasının ikili doğrusal çevrim tipi için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	89
Şekil Ek4.11 B binasının ikili doğrusal çevrim tipi için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	90
Şekil Ek4.12 B binasının ikili doğrusal çevrim tipi için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	91
Şekil Ek4.13 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	92
Şekil Ek4.14 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	93
Şekil Ek4.15 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	94
Şekil Ek4.16 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	95
Şekil Ek4.17 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	96
Şekil Ek4.18 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı.....	97

ÇİZELGE LİSTESİ

Çizelge 2.1 Yer hareketi kayıtları.....	15
Çizelge 3.1 A ve B binaları için modal değerler	23
Çizelge 3.2 Newton-Raphson Ardışık YinelemeYöntemi için akış şeması (Chopra, 2001)....	33
Çizelge 3.3 İkili doğrusal çevrim eğrisi zarfının tanımlanması için gereken parametre değerleri	35
Çizelge 3.4 Performans düzeyleri için görel kat ötelemesi oranı sınır değerleri.....	42
Çizelge 4.1 A binası için hasar olasılık eğrilerinin ζ ve λ değerleri	46
Çizelge 4.2 B binası için hasar olasılık eğrilerinin ζ ve λ değerleri	46
Çizelge 4.3 A binası için elde edilen spektral yerdeğiştirme orta değerleri	47
Çizelge 4.4 B binası için elde edilen spektral yerdeğiştirme orta değerleri	47
Çizelge Ek2.1 A binası için itme eğrisi değerleri.....	63
Çizelge Ek2.2 A binası görel kat ötelemesi oranı % değerleri.....	66
Çizelge Ek2.3 B binası için itme eğrisi değerleri	72
Çizelge Ek2.4 B binası görel kat ötelemesi oranı % değerleri.....	73
Çizelge Ek5.1 A binası zemin kat kolonlarının etkin eğilme rijitliklerinin hesabında esas alınacak oranlar	98
Çizelge Ek5.2 B binası zemin kat kolonlarının etkin eğilme rijitliklerinin hesabında esas alınacak oranlar	98

ÖNSÖZ

Birçok ülkenin olduğu gibi ülkemizin de yıkıcı bir deprem riskiyle karşı karşıya olması, yeni yapılacak yapıların depreme dayanıklı şekilde inşa edilmesini, aynı zamanda mevcut yapıların da deprem güvenilirliğinin belirlenmesini zorunlu kılmaktadır. Bir yapının deprem güvenilirliğinin belirlenmesi amacıyla yapılması gereken hasar ve performans seviyeleri tahmini, gelecekte gerçekleşmesi olası bir depremin özelliklerinin belirli bir olasılıkla tahmin edilebiliyor olması nedeniyle kendiliğinden olasılıksal hale gelmektedir. Bu yüzden hasar ve performans seviyeleri tahmininde hasar olasılık eğrileri kullanılabilir. Hasar ve performans seviyelerinin tahmininde önemli nokta, depremin yapıdan yer ve şekil değiştirme istemlerinin doğru olarak elde edilmesidir. Bu bağlamda doğrusal olmayan çözümlene yöntemleri geliştirilmiştir ve bu çözümlene yöntemleri genelde elastoplastik çevrimi esas almaktadırlar. Bu çalışmada betonarme yapılarda, elastoplastik çevrim yerine çevrimsel yükten kaynaklanan dayanım ve rijitlik azalmasını dikkate alan çevrim eğrisini kullanmanın, hasar olasılık eğrileri üzerindeki etkisi araştırılmıştır.

Çalışma boyunca bilgisini, yönlendirmesini ve sabrını esirgemeyen hocam Yrd. Doç. Dr. Murat Serdar KIRÇIL'a teşekkürü bir borç bilirim. Aynı zamanda yardımları için Arş. Gör. Baykal HANCIOĞLU'na, sorularımda ve ihtiyaç duyduğum dokümanların elde edilmesinde yardımlarını esirgemeyen Prof. Dr. Helmut KRAWINKLER'e ve MATLAB yazılımını öğrenmemde büyük emeği olan Öğr. Gör. Dr. Ersun YALÇIN'a teşekkürlerimi sunarım. Tabii ki sıkıntılı anlarımda desteklerini esirgemeyen sevgili aileme ve dostlarıma minnettarım.

ÖZET

Birçok ülkenin olduğu gibi ülkemizin de yıkıcı bir deprem riskiyle karşı karşıya olması, yeni yapılacak yapıların depreme dayanıklı şekilde inşa edilmesini, aynı zamanda mevcut yapıların da deprem güvenilirliğinin belirlenmesini zorunlu kılmaktadır. Hasar olasılık eğrileri mevcut yapıların deprem güvenliğinin tahmini için yaygın olarak kullanılan bir yöntemdir. Hasar olasılık eğrilerinin oluşturulmasında temel verilerden biri depremin bir yapı üzerindeki istemi olan elastik olmayan yerdeğiştirmedir. Elastik olmayan yerdeğiştirme istemi, doğrusal olmayan dinamik hesap veya doğrusal olmayan statik hesap gibi yöntemlerle elde edilebilir. Genelde her iki yöntem için de yük-yerdeğiştirme ilişkisi olarak elastoplastik çevrim modeli esas alınmaktadır. Bu çalışmada yük-yerdeğiştirme ilişkisi olarak betonarme yapıların davranışını daha iyi yansıttığı düşünülen çevrimsel azalmayı da dikkate alan bir model kullanılmasının hasar olasılık eğrisi üzerine etkisi incelenmiştir.

Hasar olasılıklarının elde edilmesinde hasar parametresi olarak görelî kat ötelemesi oranları kullanılarak, hemen kullanım, can güvenliği ve göçmenin önlenmesi performans seviyelerini aşma olasılıkları araştırılmıştır. Bu amaçla kesit boyutları, donatı miktarı ve detayları itibarıyla ilki süneklik düzeyi ve akma dayanımı yüksek binaları, ikincisi ise süneklik düzeyi ve akma dayanımı düşük binaları temsil ettiği düşünülen iki bina kullanılmıştır. Statik itme analizi ile binaların itme eğrileri elde edilmiş ve bu eğriler binaların birinci mod parametreleri kullanılarak modal kapasite eğrisine dönüştürülmüştür. 60 adet yer hareketi kaydı, hasar olasılık eğrisinin yatay eksenini oluşturacak elastik spektral yerdeğiştirme istemlerinin elde edilmesi amacıyla ölçeklenerek, eşdeğer tek serbestlik dereceli sistemlerin zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesabı yapılmıştır. Her bir elastik spektral yerdeğiştirme için görelî kat ötelemesi oranı elde edilerek dikkate alınan performans düzeyini aşma olasılıkları belirlenmiştir ve ayırık olan bu olasılıklar lognormal olasılık kâğıdı ile birleştirilerek hasar olasılık eğrileri oluşturulmuştur.

Elde edilen hasar olasılık eğrilerine göre, hasar seviyesi arttıkça ikili doğrusal çevrim modeli ile çevrimsel azalmayı dikkate alan model arasındaki hasar görme olasılığının arttığı gözlemlenmiştir.

Anahtar Kelimeler: Deprem hasarı, Hasar olasılık eğrisi, Histeretik çevrim, Çevrimsel azalma

ABSTRACT

Fragility curves are useful tools for showing the probability of structural damage due to earthquakes as a function of ground motion indices. Generally, elastoplastic hysteretic model, which represents the hysteretic behaviour of structures, is used for construction of fragility curves. However, it is known that elastoplastic behaviour can not reflect the hysteretic behaviour of reinforced concrete structures under the effect of reversal loads.

The purpose of this study is to investigate the possible effects of using a hysteretic model with strength and stiffness degradation on fragility curves.

Two different types of sample buildings have been considered within the scope of this study. The first one represents the buildings with high ductility and yield strength and the latter represents the buildings with low ductility and yield strength. The pushover curves of sample buildings were obtained via pushover analyses. Then, those pushover curves were transformed to modal capacity diagrams by the help of modal parameters of first vibration mode of the sample buildings. Using 60 ground motion records, nonlinear time-history analyses of equivalent single degree of freedom systems were performed for each scaled elastic spectral displacement. The damage measure is maximum inter-story drift ratio and each performance level (immediate occupancy, life safety and collapse prevention) considered in this study has an assumed limit value of damage measure. Discrete damage probabilities were calculated using statistical methods for each considered performance level and elastic spectral displacement. Consequently, continuous fragility curves have been constructed based on the lognormal distribution assumption.

According to the constructed fragility curves; it is observed that the difference between damage probabilities, obtained with bilinear and degrading models, becomes significant with increasing level of damage.

Keywords: Earthquake damage, Fragility curves, Hysteretic models, Cyclic degradation

1. GİRİŞ

Yaşanan son depremlerin önemli toplumsal ve ekonomik etkileri, deprem sonrası potansiyel sismik tehlikenin ve mevcut yapı stoğunun deprem güvenliğinin belirlenmesinin gerekliliğini ortaya koymuştur. Bu gerekliliğe dayanarak, deprem tehlikesinin yaratacağı etkileri en aza indirmek amacıyla gerek deprem öncesi ve gerekse deprem sonrası yapılması gerekenler konusunda birçok çalışma yürütülmektedir. Bu çalışmalardan deprem öncesi önlemler, deprem sonrası ortaya çıkacak zararın azaltılması açısından büyük bir öneme sahiptir.

Sismik tehlikenin belirlenmesi için yapılması gereken en önemli çalışmalardan biri de mevcut yapı stoğunun, öngörülen depremler karşısında istenilen performans seviyesini sağlayıp sağlayamayacağını ve hasar seviyelerinin saptanmasıdır. Mevcut yapıların nicelik olarak çok fazla olması, her bir yapı için deprem güvenliğinin belirlenmesini uzun ve maliyetli bir iş haline getirmektedir. Deprem güvenliğinin belirlenmesini daha kısa süreye indirebilmek ve maliyetini daha da düşürebilmek için hasar olasılık eğrileri kullanılabilir. Gelecekte gerçekleşmesi olası depremlerin, önceden tüm özellikleriyle belirlenemeyip sadece belirli bir olasılıkla tahmin edilebiliyor olması hasar ve performans seviyelerine ilişkin tahminleri de kendiliğinden olasılıksal kılmaktadır (Kırçıl, 2005).

Hasar olasılık eğrilerinin oluşturulmasında temel verilerden biri depremin bir yapı üzerindeki istemi olan elastik olmayan yerdeğiştirme. Elastik olmayan yerdeğiştirme istemi, doğrusal olmayan dinamik hesap veya doğrusal olmayan statik hesap gibi yöntemlerle elde edilebilir. Bunlardan doğrusal olmayan statik hesap için farklı dokümanlarda, farklı yöntemler önerilmiştir. Örneğin; DBYBHY 2007, FEMA-356, ATC-40 gibi dokümanlar. İster doğrusal olmayan dinamik hesap olsun, ister doğrusal olmayan statik hesap olsun, bu yöntemler çoğunlukla, genelde *ikili doğrusal (bilineer)*, özelde *elastoplastik* çevrim tiplerini kullanmakta veya esas almaktadır. Analiz edilen yapıların yük-yerdeğiştirme ilişkisi için ikili doğrusal çevrim kabulü, artan çevrim sayısıyla beraber hasar gören dolayısıyla dayanım ve rijitliği azaldığı bilinen betonarme yapılar için geçerli değildir.

Bu çalışmada farklı yük-yerdeğiştirme ilişkilerinin (çevrim tipleri) betonarme binaların hasar olasılığı üzerine etkisi araştırılmıştır. Yatay yük kapasiteleri ve süneklik seviyeleri farklı, betonarme çerçevelerden oluşan iki bina üzerinde *ikili doğrusal, dayanım ve rijitlik azalmalı* çevrim tipleri kullanılarak hasar olasılık eğrileri elde edilmiş ve böylelikle davranışları farklı yapılar da dikkate alınarak farklı çevrim tiplerinin hasar olasılığı üzerine etkisi belirlenmeye çalışılmıştır.

2. GENEL

2.1 Hasar Olasılık Eğrileri

Hasar olasılık eğrileri, yapıların belirli bir deprem büyüklüğünde, çeşitli sınır durumlara ulaşma veya bu sınır durumları aşma olasılığının bir fonksiyonudur. Sınır durumlar görelî kat ötelemelerine, birim şekil değiştirmelere veya dönmelere göre tanımlanabilirken, deprem büyüklükleri olarak da elastik spektral yerdeğiştirme (S_{de}), elastik spektral hız (S_{ve}), elastik spektral ivme (S_{ae}), en büyük yer yerdeğiştirmesi (PGD), en büyük yer hızı (PGV) ya da en büyük yer ivmesi (PGA) kullanılabilir.

Hasar olasılık eğrileri tasarım mühendisleri, araştırmacılar, hastaneler ve karayolu ağları gibi önemli sistemlerin yöneticileri ve sigorta uzmanları tarafından kullanılabilir (Erberik ve Elnashai, 2003). Hasar olasılığından elde edilen bilgiler, yapısal ve yapısal olmayan sistemlerin sismik performanslarının tahmin edilmesinde, değerlendirilmesinde ve geliştirilmesinde kullanılabilir.

Hasar olasılık eğrileri birkaç farklı yöntemle elde edilebilir (Kwon ve Elnashai, 2006):

- Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri (Empirical fragility curves)
- Yargıya dayalı hasar olasılık eğrileri (Judgmental fragility curves)
- Analitik hasar olasılık eğrileri (Analytical fragility curves)
- Birleştirilmiş hasar olasılık eğrileri (Hybrid fragility curves)

2.1.1 Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri

Gözleme dayalı hasar olasılık eğrileri geğmiş depremlerde gözlemlenmiş hasar istatistiklerine dayanarak oluşturulmaktadır. Gözleme dayalı veriler depreme uğramış yapının pratiğe dayalı hasar detaylarıyla birlikte zemin-yapı etkileşimi etkilerini, arazi bilgisini (topografya), deprem hareketinin karakteristiklerini de dikkate aldığından en geręekçi yaklaşımdır (Jeong ve Elnashai, 2006). Fakat gözleme dayalı veriler yerel durumlara özel olduğundan, sınırlı hasarlardan elde edildiğinden ve geğmiş depremlerde ortaya çıkan hasarın miktar ve dağılımı üzerine ayrıntılı ve sistematik kayıtları bulmak her zaman mümkün olmadığından kullanımı genelde çok sınırlıdır.

2.1.2 Yargıya dayalı hasar olasılık eğrileri

Yargıya dayalı hasar olasılık eğrileri, yeterli veri olmadığı durumlarda uzmanlardan elde edilen bilgilere dayanarak oluşturulur. Herhangi bir sayıda yapı tipi için hasar tahmininin yapılmasında uzmanlara danışılır ve hasar olasılıklarının çeşitli yapıların sismik tepkilerini

etkileyen bütün etkenleri içerecek şekilde değerlendirilmesi yapılabilir.

2.1.3 Analitik hasar olasılık eğrileri

Analitik hasar olasılık eğrileri, artan deprem büyüklüğü altında yapı modellerinin çözümlenmesinden elde edilmiş istatistikî hasar dağılımlarını temel alarak oluşturulurlar. Bilgisayar teknolojisindeki hızlı gelişme yapı modellerinin gerçeğe daha yakın bir biçimde oluşturulmasına olanak tanımakta ve hasar olasılık eğrilerinin analitik yolla elde edilmesini kolaylaştırmaktadır. Fakat çözümlene sonuçlarını etkileyen dolgu duvarların, mesnetlerin, yapı-zemin etkileşimlerinin ayrıntılı modellemeleri halâ aşılması gereken bir sorundur. Analitik hasar olasılık eğrileri elde edilirken, yer hareketinin yapı üstündeki yer ve şekil değiştirme istemlerinin belirlenmesinde doğrusal olmayan statik ve dinamik çözümlene gibi iki yöntemden yararlanılabilir. Doğrusal olmayan dinamik çözümlene yöntemleri bilgisayar teknolojisindeki gelişmelerle birlikte hızla yaygınlaşmaktadır. Fakat bu yöntemin uygulama amaçlı çalışmalarda kullanılması halâ bazı zorluklar taşımaktadır. Doğrusal olmayan dinamik yöntemlere alternatif olarak kullanımı daha kolay ve basitleştirilmiş doğrusal olmayan statik yöntemler geliştirilmiştir. Bunlardan katsayılar yöntemi (FEMA, 2000) ve kapasite spektrumu yöntemi (ATC, 1996) en yaygın olarak kullanılan basitleştirilmiş yöntemlerdendir. Ancak, yöntemin basitleştirilmesi hesapta bazı parametrelerin dikkate alınmaması veya yaklaşık olarak hesaba katılması anlamına gelir ki bu da sonuçların güvenilirliğini azaltır (Kırçıl, 2005).

Bu çalışmada hasar olasılık eğrileri analitik yöntemle elde edilmiştir ve hasar dağılımının belirlenmesi için gerekli parametreler, eşdeğer tek serbestlik dereceli (TSD) sisteme doğrusal olmayan dinamik hesap uygulanarak bulunmuştur.

2.1.4 Birleştirilmiş hasar olasılık eğrileri

Bu yöntem gözleme dayalı verilerin azlığını, yargıya dayalı verilerin öznelliğini ve analitik yöntemdeki modelleme eksikliklerini telafi etmek için farklı kaynaklardan gelen bu verileri birleştirmeye dayanır. Bu yaklaşım analitik değerlendirme ile gözleme dayalı yapı hasarı verilerinin birleştirilmesi sonucu daha güvenilir hasar olasılık eğrileri elde etmede kullanılabilir.

2.2 Histeretik Çevrim Tipleri

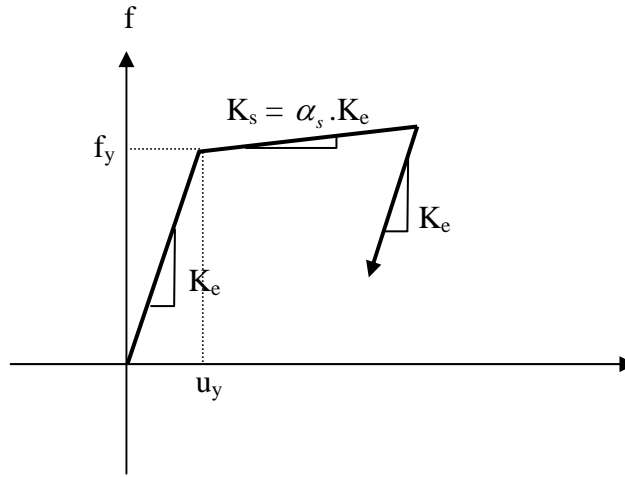
Bu çalışmada farklı çevrim tipleri kullanılarak elde edilmiş hasar olasılık eğrilerinin

karşılaştırılması yapılmıştır. Bu karşılaştırmayı yapabilmek için, genel kabul görmüş ve elde edilmesindeki kolaylık nedeniyle genelde kullanılan *ikili doğrusal (bilineer)* (Chopra, 2001) ve betonarme bir yapının çevrimsel yük altındaki davranışını daha iyi yansıttığı düşünülen, enerji esaslı dayanım ve rijitlik azalmalarını dikkate alan *Peak-Oriented* (Otani, 1981; Ibarra vd., 2005;) çevrim tipleri kullanılmıştır.

2.2.1 İkili doğrusal çevrim modeli

Doğrusal olmayan dinamik analizin gelişim aşamalarının başlangıcında Şekil 2.1’de görülen ikili doğrusal çevrim tipi birçok araştırmacı tarafından kullanılmıştır (Otani, 1981). Çevrimsel yük altındaki sistemin veya elemanın akma sınırına ulaştıktan sonraki rijitliğinde meydana gelen azalmayı ve betonarme ve çeliğin pekleşmesini dikkate almak üzere, akma sonrası rijitliğine sonlu bir eğim atanır. Bu eğim, denklem (2.1)’de verildiği gibi başlangıç rijitliğinin bir katsayı ile çarpılmasıyla elde edilir. Bu çalışmada akma sonrası eğimin sıfır olduğu durum olan elastoplastik çevrim yerine, yapının davranışını daha iyi yansıtabilmek adına itme eğrisinden elde edilen kapasite eğrisinin ikili doğrusal idealleştirilmesinden sonra bulunan akma sonrası eğim kullanılmıştır.

$$K_s = \alpha_s \cdot K_e \quad (2.1)$$

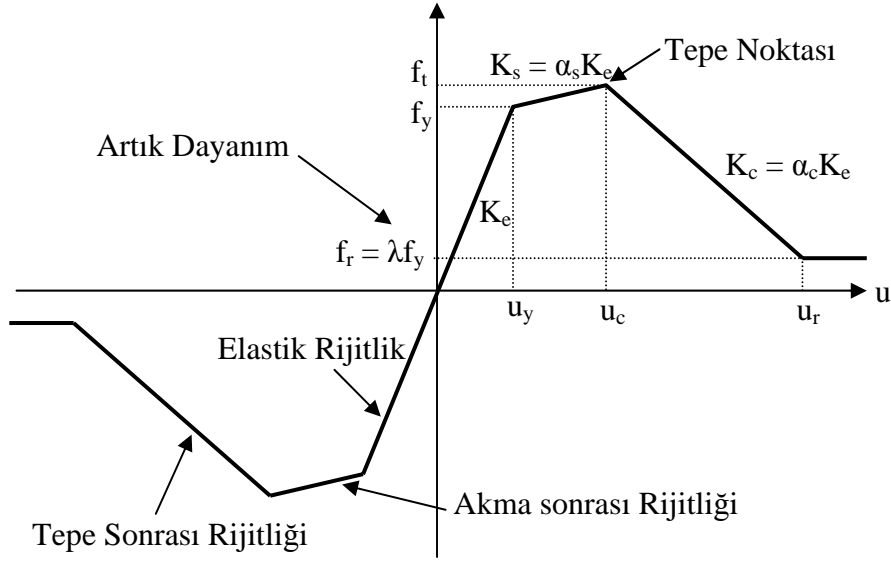


Şekil 2.1 İkili doğrusal çevrim

2.2.2 Peak-Oriented model

Bu model Clough ve Johnston tarafından önerilen ve Mahin ve Bertero tarafından geliştirilen temel kuralları içermektedir fakat iskelet eğrisinde Şekil 2.2’de gösterildiği gibi dayanımın en büyük olduğu nokta olan *tepe noktasından* sonra yolun eğimi negatif olur (tepe-sonrası eğimi)

ve yapının dayanımı en az *artık dayanım* (residual strength) denilen dayanıma kadar düşebilir (Ibarra vd., 2005).



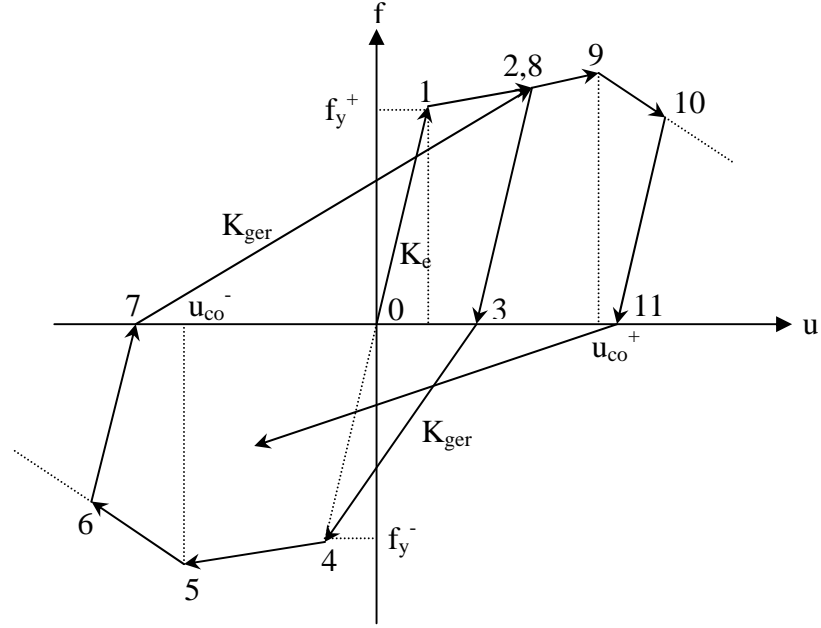
Şekil 2.2 Histeretik model için iskelet eğrisi (Ibarra vd., 2005)

Burada,

Artık dayanım f_r (2.2) denklemiyle bulunur:

$$f_r = \lambda f_y \quad (2.2)$$

Şekil 2.3'te peak-oriented model için, yatay eksene ulaşıldığında (3, 7 ve 11 noktaları) geri-yükleme rijitliğinin azalması görülmektedir. Geri-yükleme yolu her zaman bir önceki en büyük yerdeğiştirmeyi hedef alır.



Şekil 2.3 Peak-oriented modelin temel kuralları (Ibarra vd., 2005)

2.2.2.1 Enerji esaslı çevrimsel azalma (dayanım ve rijitlik azalması)

Akma noktası geçildiğinde dört farklı azalma modu gerçekleşebilir. Bunlar; *temel dayanım azalması*, *tepe-sonrası dayanım azalması*, *yük boşalması rijitliği azalması* ve *geri-yükleme rijitliği azalması* olarak ifade edilmektedir.

Eleman çevrimsel yüklemeye maruz kaldığında çevrimsel azalmadaki hız, sönmülenen enerji temel alınarak belirlenir ve her elemanın, yükten bağımsız olarak bir çevrimsel enerji sönmü kapasitesinin olduğu kabul edilir (Rahnama, 1993).

Her (*i*) yarı-çevrimindeki çevrimsel azalma denklem (2.3)'te verilen β_i parametresiyle tanımlanır. Bir yarı-çevrim Şekil 2.3'te 0123, 34567 noktaları arasındadır.

$$\beta_i = \left(\frac{E_i}{E_i - \sum_{j=1}^i E_j} \right)^c \quad (2.3)$$

Burada;

E_i : *i*. yarı-çevrimde sönmülenen histeretik enerji,

$\sum_{j=1}^i E_j$: pozitif ve negatif taraflarda daha önceki tüm yarı-çevrimlerde, yükleme boyunca

sönümlenen histeretik enerjilerin toplamı,

E_t : referans histeretik enerji sönüm kapasitesi,

c : dayanım ve rijitlik azalmasının hızını belirleyen parametredir.

Referans histeretik enerji sönüm kapasitesi olan E_t şu şekilde hesaplanır:

$$E_t = \gamma f_y u_y \quad (2.4)$$

γ : akmadaki elastik birim şekil değiştirme enerjisinin ($f_y u_y$) iki katının bir fonksiyonu olarak histeretik enerji sönüm kapasitesini verir,

γ parametresi deneysel sonuçlara göre belirlenmiştir ve her azalma modu için farklı değerler alabilir (Rahnama, 1993).

Dayanım ve rijitlik azalmasının hızını belirleyen parametre olan c 'nin kabul edilebilir değerleri 1.0 ve 2.0 arasındadır. Eğer yerdeğiştirme geçmişi sabit genlikli çevrimlerden meydana gelmişse $c = 1$ 'de azalma neredeyse sabit bir hızda gerçekleşir. Fakat aynı yerdeğiştirme geçmişinde $c = 2$ değeri çevrimin başlarında azalmanın hızını yavaşlatırken, ileri çevrimlerde bu hız artar (Rahnama, 1993).

Yükleme boyunca β_i , $0 < \beta_i \leq 1$ sınırları arasında olmalıdır. Bu sınırlar dışına çıktığında histeretik enerji kapasitesinin tüketildiği ve göçmenin gerçekleştiği kabul edilir.

Modelde dört tane azalma modu tanımlanmıştır:

2.2.2.1.1 Temel dayanım azalması

Akma noktasının belli bir katsayıyla çarpılarak azaltılması ile dayanım azalması elde edilir.

Şekil 2.4'teki azalma aşağıdaki gibi göz önüne alınır:

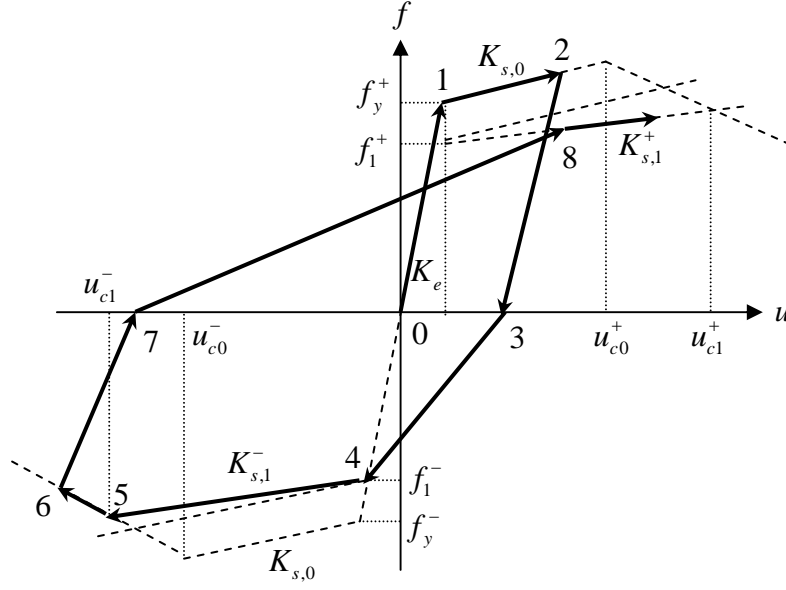
$$f_1^+ = (1 - \beta_{s,1}) f_y^+ \quad (2.5)$$

$$f_1^- = (1 - \beta_{s,2}) f_y^- \quad (2.6)$$

Formül (2.7) ve (2.8) denklemlerindeki gibi genelleştirilebilir.

$$f_i^+ = (1 - \beta_{s,i}) f_{i-1}^+ \quad (2.7)$$

$$f_i^- = (1 - \beta_{s,i}) f_{i-1}^- \quad (2.8)$$



Şekil 2.4 Peak-oriented model üzerinde temel dayanım azalması

Dayanımın pozitif ve negatif tarafı birbirinden bağımsız şekilde azaltıldığından her azalma parametresi için bir eksi bir de artı işareti vardır. Buna göre f_i^- her pozitif yarı-çevrimden sonra, f_i^+ ise her negatif yarı-çevrimden sonra güncellenir. Çevrim eğrisi yatay eksen kestiğinde $\beta_{s,i}$ denklem (2.3)'e göre, uygun γ parametresi ile hesaplanarak (γ_s) temel dayanım azalması gerçekleştirilir.

Temel dayanım azalması modu, denklem (2.9) ve (2.10)'da verilen eşitliğe göre hesaplanan akma sonrası eğimin azalmasını da içerir.

$$K_{s,i}^+ = (1 - \beta_{s,i}) K_{s,i-1}^+ \quad (2.9)$$

$$K_{s,i}^- = (1 - \beta_{s,i}) K_{s,i-1}^- \quad (2.10)$$

Akma sonrası eğim de pozitif ve negatif taraf için birbirinden bağımsız şekilde azaltılır.

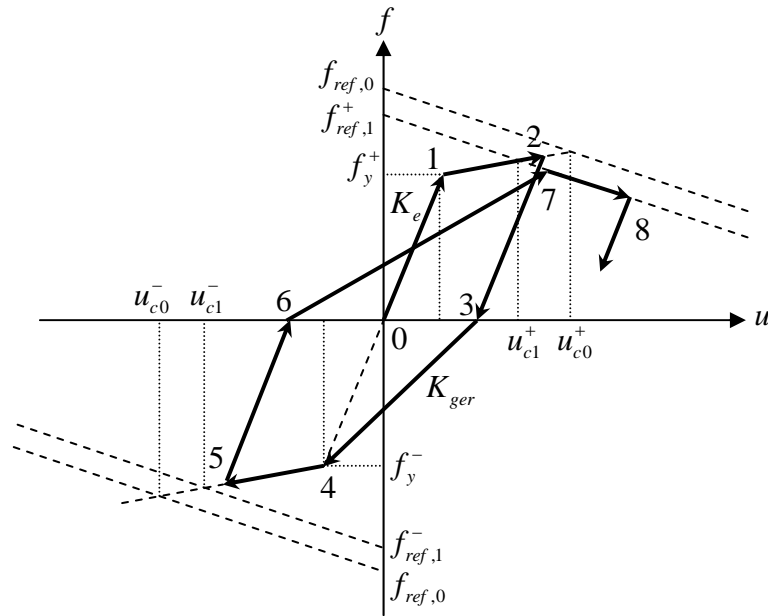
Temel dayanım azalması modu Şekil 2.4'te gösterilen model üzerinde tarif edilmiştir. Nokta 3'te, β_s ilk kez hesaplanır ve negatif taraftaki akma dayanımı f_y^- 'den f_1^- 'e azaltılır. Ek olarak akma sonrası eğim de $K_{s,0}^-$ 'dan $K_{s,1}^-$ 'e azaltılır. Nokta 7'de β_s tekrar hesaplanır ve pozitif taraftaki akma dayanımı f_y^+ 'den f_1^+ 'e azaltılır.

2.2.2.1.2 Tepe-sonrası dayanım azalması

Bu azalma modu Şekil 2.5'te tarif edilmiştir ve tepe-sonrası yolunun düşey eksen üzerinde orijine doğru kaydırılması esasına dayanır. Temel dayanım azalmasından farklı olarak tepe-sonrası eğimi sabittir. Tepe-sonrası yolunun, (2.11) ve (2.12)'de verilen eşitliğe göre referans dayanımının azaltılmasıyla elde edilen yeni noktaya kaydırılması ile bu dayanım modu elde edilir.

$$f_{ref,i}^+ = (1 - \beta_{c,i}) f_{ref,i-1}^+ \quad (2.11)$$

$$f_{ref,i}^- = (1 - \beta_{c,i}) f_{ref,i-1}^- \quad (2.12)$$



Şekil 2.5 Peak-oriented model üzerinde tepe-sonrası dayanım azalması

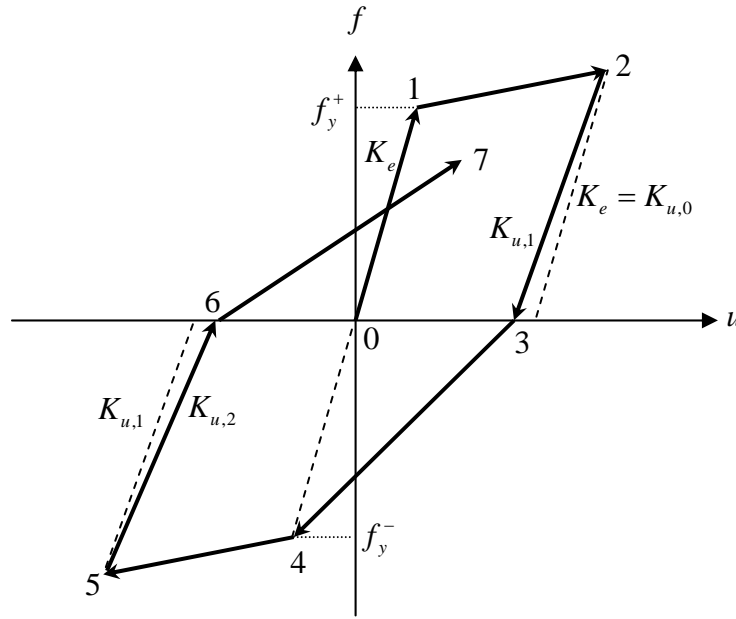
$f_{ref}^{+/-}$ düşey eksenle tepe-sonrası yolunun hayali kesiştiği nokta olarak kabul edilir. Pozitif ve negatif tepe-sonrası dayanımının bağımsız şekilde azaltılması sebebiyle pozitif ve negatif işaretlerle gösterilen referans dayanımlar vardır. Çevrim eğrisi yatay eksenle kesiştiğinde $\beta_{c,i}$ denklem (2.3)'e göre, uygun γ parametresi ile hesaplanarak (γ_c) *tepe-sonrası dayanım azalması* gerçekleştirilir. Tepe-sonrası dayanım azalması, doğrusal olmayan durumun ilk zamanlarında yükleme yolunu (çevrimsel yolların durumunu) etkilemeyebilir. Şekil 2.5'te ilk tepe-sonrası dayanım azalması nokta 3'e geldiğinde hesaplanır ve negatif referans noktası $f_{ref,1}^-$ 'e taşınır. Negatif yerdeğiştirme tepe-sonrası yoluna ulaşmamış olduğundan çevrimdeki

bu düzeltme yükleme yolunu etkilemez. Nokta 6'da tepe-sonrası dayanım azalması tekrar hesaplanır ve bu defa yarı-çevrimde bulunan tepe yerdeğiştirmesi ($u_{c,1}^+$) aşıldığından yükleme yolu değiştirilir.

2.2.2.1.3 Yük boşalması rijitliği azalması

Yük boşalması rijitliği (K_u) denklem (2.13)'te verilen eşitliğe göre azaltılır.

$$K_{u,i} = (1 - \beta_{k,i})K_{u,i-1} \quad (2.13)$$

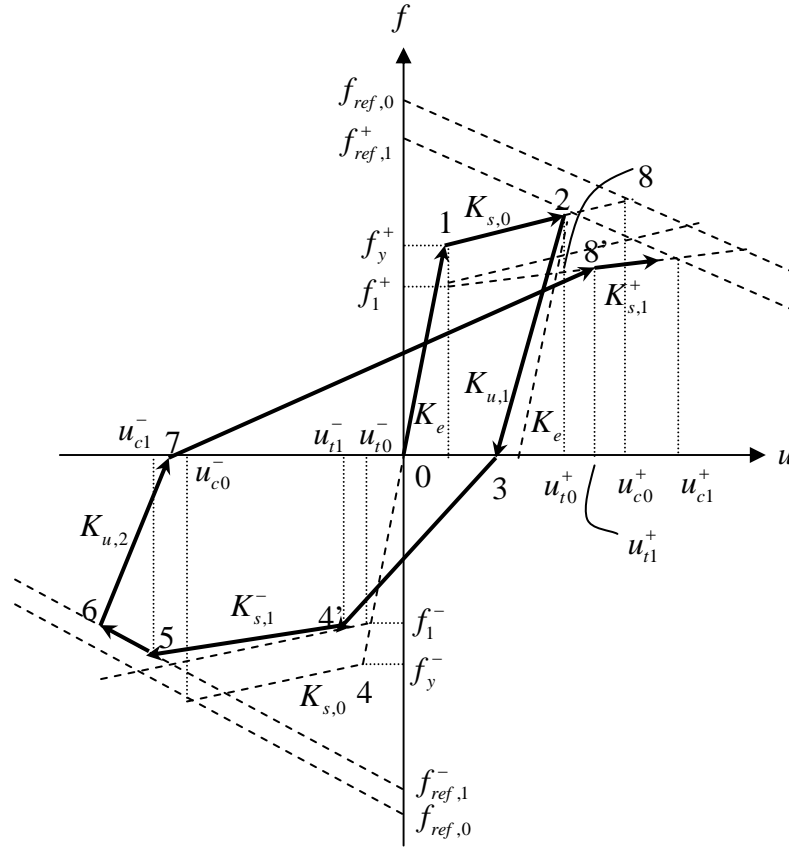


Şekil 2.6 Peak-oriented model üzerinde yük boşalması rijitliği azalması

$K_{u,i}$ ve $K_{u,i-1}$, i yarı-çevriminden sonraki ve önceki yük boşalması rijitlikleridir. $\beta_{k,i}$ denklem (2.3)'e göre, uygun γ parametresi kullanılarak (γ_k) hesaplanır. Diğer azalma modlarında kullanılan β parametreleri yükleme yolu yatay eksenini kestiği anda hesaplanırken, yük boşalması rijitliğini azaltmak için kullanılan β parametresi yükleme elastik olmayan kısımdan yön değiştirdiği anda hesaplanır. Bu yüzden bu azalma modunda yük boşalması rijitliği her iki tarafta da birbirine bağımlı şekilde gerçekleştirilir, negatif veya pozitif taraf denen ayırma kavramı bu modda geçerli değildir.

Şekil 2.6'da yük boşalması rijitliğini içeren peak-oriented model görölmektedir. Nokta 2'de elastik olmayan kısımdaki ilk yön değiştirme gerçekleşmiş ve yük boşalması rijitliği K_e 'den $K_{u,1}$ 'e azaltılmıştır. Nokta 5'te negatif taraftaki ilk yön değiştirme gerçekleşmiştir ve yük

yerdeğiştirmesi u_{t0}^- bir miktar ötelenerek, yeni hedef yerdeğiştirmesi u_{t1}^- oluyor. Böylece çevrim eğrisi 3 noktasından 4 noktasına gitmesi gerekirken 4' noktasına gidiyor. Tüm bu azalmalardan sonra tepe noktası yerdeğiştirmesi $u_{c,0}^-$ iken $u_{c,1}^-$ oluyor. Böylece 5 noktasına gelindiğinde tepe-sonrası eğimine girmiş oluyor. Bundan sonra eğri yön değiştirdiğinde, yani 6 noktasına geldiğinde yük boşalması rijitliği $K_{u,1}$ 'den $K_{u,2}$ 'ye azalıyor. Eğri 7 noktasına geldiğinde ise dayanım f_y^+ 'den f_1^+ 'e, akma sonrası rijitliği $K_{s,0}$ 'dan $K_{s,1}^+$ 'e ve referans dayanımı $f_{ref,0}$ 'dan $f_{ref,1}^+$ 'e azalıyor. Hedef yerdeğiştirmesi u_{t0}^+ bir miktar ötelenerek, yeni hedef yerdeğiştirmesi u_{t1}^+ oluyor. Bunların sonucunda hedef nokta 8 iken 8' oluyor ve 7 noktasından 8' noktası hedef alınıyor.



Şekil 2.8 Dört adet azalma modunun bir arada gerçekleşmesi sonucu oluşan çevrimsel azalma

2.3 Örnek Binalar

Çalışmada iki farklı tip bina kullanılmıştır. Binaların taşıyıcı sistemleri betonarme çerçeve olup kat yükseklikleri, aks açıklıkları ve kiriş boyutları aynıdır. Kullanılan iki farklı tip bina için kolon boyutları, kolon donatı miktarları, kiriş donatı miktarları ve malzeme özellikleri

farklılık göstermektedir. Her ikisi de 5 katlı olan binaların kat yükseklikleri 2.9m olup binalarda herhangi bir düzensizlik bulunmamaktadır. Yapı davranışında sadelik olması açısından binaların planda simetrik olması tercih edilmiştir. Planda 15m / 15m boyutlarında olan binalar X ve Y doğrultularında 3 açıklıktan meydana gelmektedir. Tüm kirişler için boyutlar 25/50 cm seçilmiştir. Yalnızca dış çerçevelerde tuğla duvar olduğu kabul edilmiştir. Binalar, metnin bundan sonraki bölümlerinde A ve B binaları olarak anılacaktır. A binasının, kesit boyutları, donatı miktarı ve detayları itibarıyla süneklik düzeyi ve akma dayanımı yüksek taşıyıcı çerçeveleri temsil ettiği, bununla beraber; B binasının ise süneklik düzeyi ve akma dayanımı düşük taşıyıcı çerçeveleri temsil ettiği düşünülmektedir.

Literatürde Türkiye’de kullanılan donatı çeliğiyle ilgili istatistikî bilgilerin yetersiz olması nedeniyle, binalarda Amerika’da kullanılan donatı çeliği kullanıldığı varsayılmıştır.

Planı ve düşey kesiti Şekil 2.9a ve Şekil 2.9b’de verilen binaların kolon ve kirişleri için donatı detayları Ek1’de verilmiştir. B binası, yönetmelik koşullarını sağlamayacak şekilde donatılandırılmıştır.

2.3.1 A binası

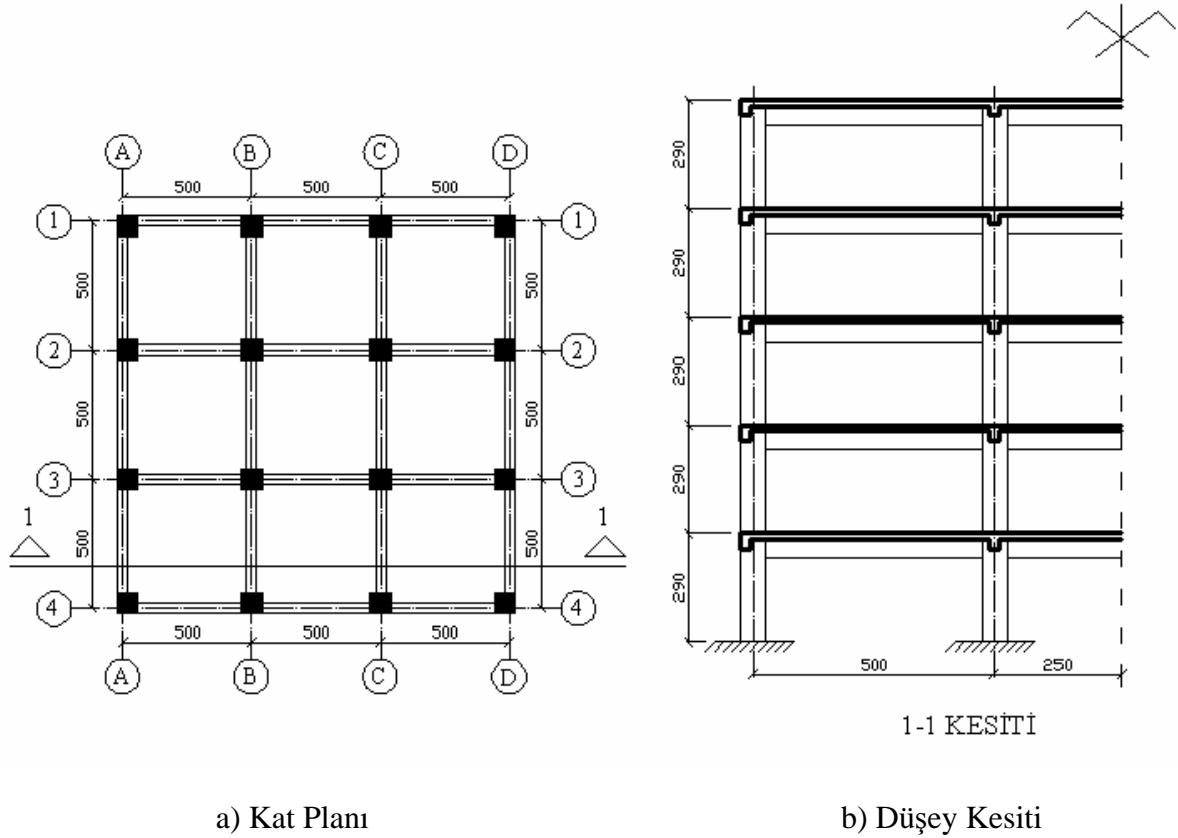
Binada C20 betonu kullanıldığı ve beton basınç dayanımının istatistik olarak normal dağıldığı varsayılmıştır. Normal dağılım için kabul edilen standart sapma 5 MPa’dır (Bartlett ve MacGregor, 1996). Bu durumda ortalama dayanım denklem (2.16)’da verildiği gibi 28 MPa olmaktadır. Donatıda “Grade 60” olarak isimlendirilen donatı sınıfı kullanılmış ve donatı akma dayanımının istatistik olarak lognormal dağılımlı olduğu kabul edilerek ortalama dayanımı 475 MPa olarak belirlenmiştir (Ghobarah vd., 1998).

$$f_{co} = f_{ck, \%5} + z \cdot \sigma = 20 + 1.64 \cdot 5 = 28 \text{ MPa} \quad (2.16)$$

2.3.2 B binası

Binada C14 betonu kullanıldığı ve beton basınç dayanımının istatistik olarak normal dağıldığı varsayılmıştır. Normal dağılım için kabul edilen standart sapma, 5 MPa alınarak C20 betonu ile aynı olduğu varsayılmıştır. Bu durumda ortalama dayanım denklem (2.17)’de verildiği gibi 22 MPa olmaktadır. Donatıda “Grade 40” olarak isimlendirilen donatı sınıfı kullanılmış ve donatı akma dayanımının istatistik olarak lognormal dağılımlı olduğu kabul edilerek ortalama dayanımı 337 MPa olarak belirlenmiştir (Kwon ve Elnashai, 2005).

$$f_{co} = f_{ck, \%5} + z \cdot \sigma = 14 + 1.64 \cdot 5 = 22 \text{ MPa} \quad (2.17)$$



Şekil 2.9 Binanın tipik kat planı ve düşey kesiti

2.4 Yer Hareketlerinin Seçimi

Artan deprem etkisini ve yer hareketlerindeki rastgeleliği temsil etmek üzere her istasyonda iki yatay bileşen ve 6 ile 7.5 arasında değişen büyüklüğe sahip 60 tane deprem ivme kaydı kullanılmıştır. Deprem ivme kayıtları, kayıt istasyonlarının bulunduğu yerel zemin koşullarına göre üç gruba ayrılmıştır. Her grup 20 adet yer kaydı içermektedir. İlk grup yer kaydının ortalama kayma dalgası hızı 760 m/s ile 1525 m/s, ikinci grubun 360 m/s ile 760 m/s ve üçüncü grubun ise 180 m/s ile 360 m/s arasında değişmektedir. İlk grup A/B zemin sınıfını temsil ederken, ikinci grup C zemin sınıfını ve üçüncü grup ise D zemin sınıfını temsil etmektedir. Bu isimlendirmeler NEHRP tarafından önerilmiştir. Yer hareketlerinin tüm listesi Çizelge 2.1’de verilmiştir. Çizelge 2.1’de yer hareketleri için verilen uzaklıklar fay kırığına en yakın uzaklıklardır. Hangi fay uzaklığından sonra yakın alan etkisinin azalacağı tartışma konusu olmakla beraber; bu çalışmada, yakın alan etkisini azaltabilmek adına uzaklıkların en az 15 km olmasına dikkat edilmiştir. Bu sayede yakın alan etkisi taşıyan yer hareketlerinin kısmen de olsa ayıklandığı düşünülmektedir.

Çizelge 2.1 Yer hareketi kayıtları

Deprem	Mag.(Ms)	İstasyon Adı	İstasyon Num.	Zemin Sınıfı	Uzaklık (km)	PGA (g)	
						Bileşen1	Bileşen2
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Stat. 4	126	A/B	24	0.192	0.153
1971 San Fernando	6.5	Pasadena	266	A/B	19.1	0.089	0.202
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Stat. 9	127	A/B	23.5	0.157	0.134
1986 Palm Springs	6	Silent Valley, Poppet Flat	12206	A/B	25.8	0.139	0.113
1986 Palm Springs	6	Winchester, Bergman Rch.	13199	A/B	57.6	0.07	0.093
1986 N. Palm Springs	6	Murrieta Hot Springs, Colling Ranch	13198	A/B	54.8	0.053	0.049
1989 Loma Prieta	7.1	South San Francisco, Sierra Point	58539	A/B	68.2	0.056	0.105
1989 Loma Prieta	7.1	San Francisco, Telgraph Hill	58133	A/B	76.5	0.036	0.077
1994 Northridge	6.7	Lake Huges, Array Station 9	127	A/B	25.4	0.165	0.217
1994 Northridge	6.8	Antelope Buttes	24310	A/B	47.3	0.046	0.068
1971 San Fernando	6.5	Lake Hughes, Array Stat. 12	128	C	20.3	0.366	0.283
1984 Morgan Hill	6.1	Gilroy, Gavilan Coll.	47006	C	16.2	0.114	0.095
1987 Whittier	6.1	Long Beach, Recreation P.	14241	C	30.5	0.058	0.051
1987 Whittier	6.1	Sylmar, Olive View Medical Center	24514	C	47.7	0.065	0.055
1987 Whittier	5.7	Castaic Old Ridge Route	24278	C	72.2	0.071	0.056
1989 Loma Prieta	7.1	Woodside, Fire Station	58127	C	39.9	0.08	0.082
1989 Loma Prieta	7.1	Fremont - Mission San Jose	57064	C	39.5	0.124	0.106
1994 Northridge	6.8	Castaic Old Ridge Route	24278	C	22.6	0.568	0.514
1994 Northridge	6.8	San Marino, SW Academy	24401	C	35.1	0.116	0.15
1994 Northridge	6.8	Rancho Palos Verdes, Hawthorne Blvd.	14404	C	55.2	0.072	0.054
1979 Imperial Valley	6.1	Coachella, Canal#4	5066	D	49.3	0.115	0.128
1987 Whittier	6.1	Downey, County Maintenance Bldg	14395	D	16.2	0.221	0.141
1987 Whittier	6.1	Los Angeles, Hollywood Storage Bldg	24303	D	25.2	0.221	0.124
1987 Whittier	6.1	Century City, LA Country Club South	24390	D	31.3	0.051	0.063
1987 Whittier	6.1	Pomona, 4 th and Locust FF	23525	D	28.8	0.067	0.056
1989 Loma Prieta	7.1	Agnews, State Hospital	57066	D	28.2	0.172	0.159
1989 Loma Prieta	7.1	Salinas	47179	D	32.6	0.091	0.112
1989 Loma Prieta	7.1	APEEL 2E Hayward Muir Sch	58393	D	52.7	0.171	0.139
1992 Landers	7.5	Hemet Fire Station	12331	D	69.5	0.081	0.097
1994 Northridge	6.8	Los Angeles, Hollywood Storage Bldg	24303	D	25.5	0.231	0.358

3. YÖNTEM

Hasar olasılık eğrileri oluşturabilmek için bu çalışmada izlenen yol kısaca aşağıdaki gibi özetlenebilir:

- Binanın itme eğrisi ve görelî kat ötelemeleri elde edilir.
- İtme eğrisi birinci moda ait modal kapasite diyagramına dönüştürülür.
- Belirli bir deprem etkisinde eşdeğer tek serbestlik dereceli (TSD) sistem için zaman tanım alanında doğrusal hesap yapılarak elastik spektral yerdeğiştirme (S_{de}) ve zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yapılarak elastik olmayan spektral yerdeğiştirme (S_{di}) elde edilir.
- Hasar olasılık eğrisinin yatay eksenini S_{de} 'dir. Her bir S_{de} 'ye karşılık gelen elastik olmayan spektral yerdeğiştirmeleri elde edebilmek için yer kaydı elastik spektral yerdeğiştirmesi, istenen S_{de} 'ye eşit olacak şekilde ölçeklenir ve zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan hesap tekrarlanır.
- Her bir S_{de} değeri için elde edilen S_{di} değerine karşılık gelen görelî kat ötelemeleri belirlenir.
- Her bir S_{de} için elde edilen görelî kat ötelemelerinin lognormal dağıldığı varsayıp, ilgili hasar eşiğine ait görelî kat ötelemesinin aşılma olasılığı belirlenir.
- Son olarak her bir S_{de} için ayrı olarak elde edilen bu aşılma olasılıkları, yine lognormal dağılım varsayımı yapılarak sürekli hale getirilir.

3.1 Binanın Modellenmesi

A ve B binaları IDARC 2D programında modellenerek statik itme eğrileri, gerekli modal parametreler ($T_n, \Gamma_n, \Phi_{Nn}, M_n^*$) ve görelî kat ötelemeleri elde edilmiştir. Burada;

T_n : n. moda ait periyot,

Γ_n : n. moda ait katılım çarpanı,

Φ_{Nn} : n. moda ait N. Kat (en üst kat) modal genliği,

M_n^* : n. moda ait etkin kütlelerdir.

Sistem modellenirken eğilme etkisindeki elemanlarda çatlama kesite ait *etkin eğilme rijitlikleri* (EI_e) kullanılmıştır (DBYBHY, 2007). Böylelikle itme eğrisinin ikili doğrusallaştırılması sırasında, eğrinin başlangıç rijitliği dikkate alınmıştır. Taşıyıcı sistem elemanlarının etkin eğilme rijitliklerinin hesabında denklem (3.1) kullanılmıştır.

$$(EI)_e = 0.40(EI)_o \quad (3.1)$$

Kolonlarda etkin eğilme rijitliklerinin hesabı için *Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik 2007'de* (DBYBHY, 2007) aşağıda verilen kurallar önerilmiştir:

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

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

Burada;

A_c : Kolonun brüt kesit alanı,

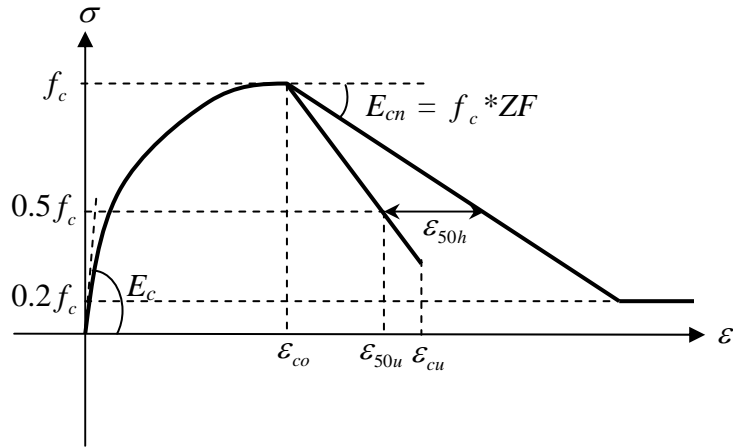
f_{cm} : Mevcut beton dayanımı,

N_D : Deprem hesabında esas alınan toplam kütlelerle uyumlu düşey yükler altında kolonda oluşan aksenal kuvvettir.

A ve B binalarında, $N_D / (A_c f_{cm})$ oranı genelde 0.10 değerinden küçük olduğundan kolonlarda da etkin eğilme riritlikleri denklem (3.1)'e göre hesaplanmıştır. Ek5'te, $N_D / (A_c f_{cm})$ oranları tablolar halinde verilmiştir

3.1.1 Kullanılan malzeme modelleri

IDARC 2D yazılımı beton için Şekil 3.1'deki gerilme-şekil değiştirme modelini kullanmaktadır.



Şekil 3.1 Beton için gerilme-birim şekil değiştirme modeli

Burada;

f_c : Sargısız betonun basınç dayanımı

E_c : Betonun elastisite modülü,

ϵ_{co} :Sargısız betonun en büyük basınç dayanımındaki birim şekil değiştirme,

ε_{cu} :Sargısız betonun ezilme birim şekil değıştirmesi,

ZF: Doğrusal kısmın boyutsuz eğimidir.

$$ZF = \frac{0.5}{\varepsilon_{50u} + \varepsilon_{50h} - \varepsilon_{co}} \quad (3.2)$$

$$\varepsilon_{50U} = \frac{3 + 0.285 f_c}{142 f_c - 1000} \quad (3.3)$$

$$\varepsilon_{50h} = 0.75 \rho_s \sqrt{\frac{\bar{b}}{s_h}} \quad (3.4)$$

ρ_s : Sargı donatısının çekirdek betonuna (sargı donatısı içinde kalan beton) göre hacimsel yüzdesi,

\bar{b} : Çekirdeğin genişliği,

s_h : Sargı donatıları arasındaki mesafe,

$$\rho_s = \frac{A_h \ell_s}{s_h A_{cc}} \quad (3.5)$$

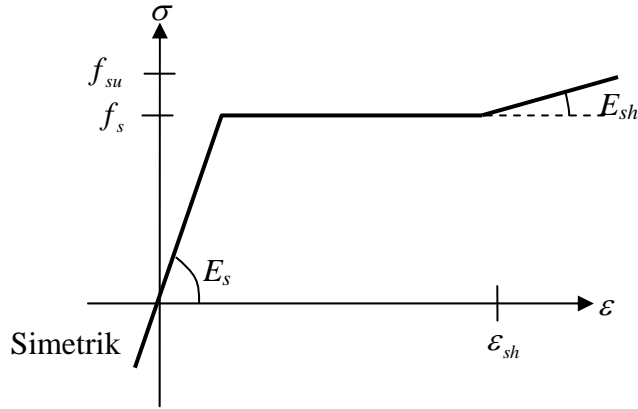
A_h :Sargı donatısının kesit alanı,

A_{cc} : Çekirdek betonunun alanı,

ℓ_s : Kesitteki sargı donatısının toplam uzunluğu,

Sargı etkisinin kesitin şekil değıştirme kapasitesini etkileyen tek faktör olduğu düşünülmektedir. IDARC 2D programında, sargı miktarının en büyük basınç dayanımında önemli bir etkisi olmadığı varsayılmıştır. Dolayısıyla verilen formüllerde, betonun gerilme-birim şekil değıştirme diyagramının sadece doğrusal kısmının eğiminin sargı miktarından etkilendiği varsayılmış olmaktadır (NCEER, 1996).

IDARC 2D yazılımı, donatı çeliği için Şekil 3.2’de verilen gerilme-şekil değiştirme modelini kullanmaktadır.



Şekil 3.2 Donatı çeliği için gerilme- birim şekil değiştirme modeli (NCEER, 1996)

Burada;

f_s : Donatı çeliğinin akma dayanımı,

f_{su} : Donatı çeliğinin kopma dayanımı,

ε_{sh} : Donatı çeliğinin pekleşme birim şekil değiştirmesi,

E_s : Donatı çeliğinin elastisite modülü,

E_{sh} : Donatı çeliğinde pekleşme sonrası elastisite modülüdür.

A Binasının malzeme özellikleri

Beton karakteristik basınç dayanımı 20 MPa olan binanın modellenmesinde denklem (2.16)’da bulunan ortalama basınç dayanımı kullanılarak $f_c = 28$ MPa alınmıştır. Betonun çekme dayanımı ihmal edilmiştir. Sargısız betonun en büyük basınç dayanımındaki birim şekil değiştirmesi $\varepsilon_{co} = 0.002$ alınmıştır. 28 MPa basınç dayanımına sahip betonun elastisite modülü denklem (3.6)’ya göre hesaplanmıştır (TS 500, 2000).

$$E_c = 3250\sqrt{f_c} + 14000 = 3250\sqrt{28} + 14000 = 31200 \text{ MPa} \quad (3.6)$$

Donatı için Grade 60 olarak isimlendirilen donatı sınıfı kullanılmıştır. Bölüm 2.3.1’de anlatıldığı gibi donatı akma dayanımı için ortalama dayanım esas alınarak, $f_s = 475$ MPa

olarak belirlenmiştir. Pekleşme birim şekil değiştirmesi $\varepsilon_{sh}=0.008$ ve elastisite modülü $E_s = 2.10^5$ MPa alınmıştır.

B Binasının malzeme özellikleri

Beton karakteristik basınç dayanımı 14 MPa olan binanın modellenmesinde denklem (2.17)'de bulunan ortalama basınç dayanımı kullanılarak $f_c = 22$ MPa alınmıştır. Betonun çekme dayanımı ihmal edilmiştir. Sargısız betonun en büyük basınç dayanımındaki birim şekil değiştirmesi $\varepsilon_{co} = 0.002$ alınmıştır. 22 MPa basınç dayanımına sahip betonun elastisite modülü denklem (3.7)'ye göre hesaplanmıştır (TS 500, 2000).

$$E_c = 3250\sqrt{f_c} + 14000 = 3250\sqrt{22} + 14000 = 29250\text{MPa} \quad (3.7)$$

Donatı için Grade 40 olarak isimlendirilen donatı sınıfı kullanılmıştır. Bölüm 2.3.2'de anlatıldığı gibi donatı akma dayanımı için ortalama dayanım esas alınarak, $f_s = 337$ MPa olarak belirlenmiştir. Pekleşme birim şekil değiştirmesi $\varepsilon_{sh}=0.015$ ve elastisite modülü $E_s = 2.10^5$ MPa alınmıştır.

3.2 İtme ve Kapasite Eğrileri

İtme eğrisini elde edebilmek için *kuvvet kontrollü ve yerdeğiştirme kontrollü* olmak üzere iki itme tipi kullanılarak doğrusal olmayan statik itme analizi yapılabilir. Binaların kat sayısının fazla olmaması, herhangi bir yapı düzensizliğinin bulunmaması ve doğrusal elastik davranış esas alınarak hesaplanan birinci (hâkim) titreşim moduna ait etkin kütlelerin toplam bina kütlelerine oranının A binası için 0.80 ve B binası için 0.70 olması nedenleriyle, itme eğrisini tek modlu statik itme analizi ile elde etmenin yeterli yaklaşıklıkta sonuç vereceği düşünülmektedir. Analizde doğrusal elastik olmayan davranışın idealleştirilebilmesi için *yığılı plastik davranış modeli* esas alınmıştır. Basit eğilme durumunda *plastik mafsal hipotezi*'ne karşı gelen bu yaklaşımda, çubuk eleman olarak idealleştirilen kiriş, kolon ve perde türü taşıyıcı sistem elemanlarındaki iç kuvvetlerin plastik kapasitelerine eriştiği sonlu uzunluktaki bölgeler boyunca, plastik şekil değiştirmelerin düzgün yaylı biçimde oluştuğu varsayılmaktadır (DBYBHY, 2007). *Plastik mafsal boyu* olarak adlandırılan bu bölgede plastik şekil değiştirmenin plastik şekil değiştirme değerlerinin en büyüğüne eşit olduğu kabul edilir.

Bu çalışmada kuvvet kontrollü itme uygulanmıştır ve yükün katlara dağılımı, Şekil 3.3'te

görülen ters üçgen şeklindedir. Yük dağılımının analiz boyunca, taşıyıcı sistemdeki plastik kesit oluşumlarından bağımsız biçimde sabit kaldığı varsayılmıştır. Taban kesme kuvvetinin her artımının katlara dağılımı denklem (3.8)'deki gibi yapılmaktadır (NCEER, 1996).

$$\Delta F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{j=1}^N W_j h_j} \Delta V_b \quad (3.8)$$

Burada;

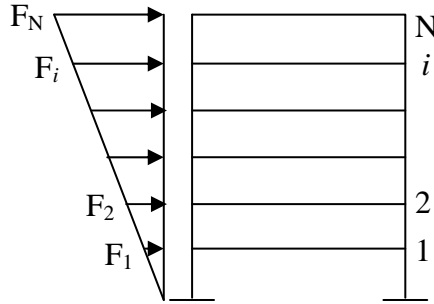
ΔF_i : i . kattaki kuvvet artımı,

W_i : i . katın ağırlığı,

h_i : i . katın tabandan yüksekliği,

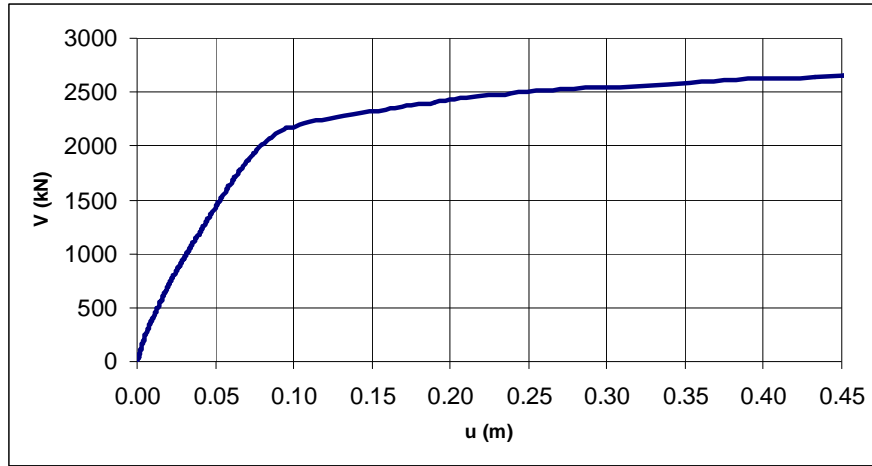
ΔV_b : Taban kesme kuvveti artımları,

N : Kat adedidir.

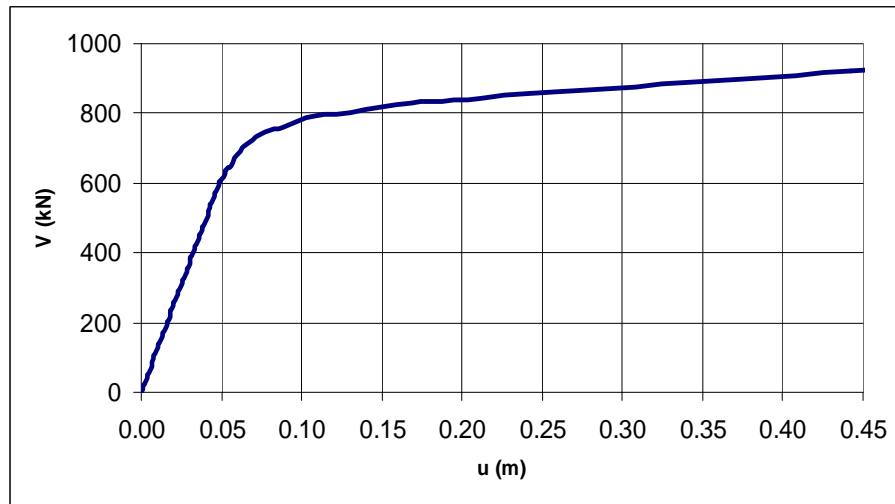


Şekil 3.3 İtme analizinde kullanılan yük dağılımı

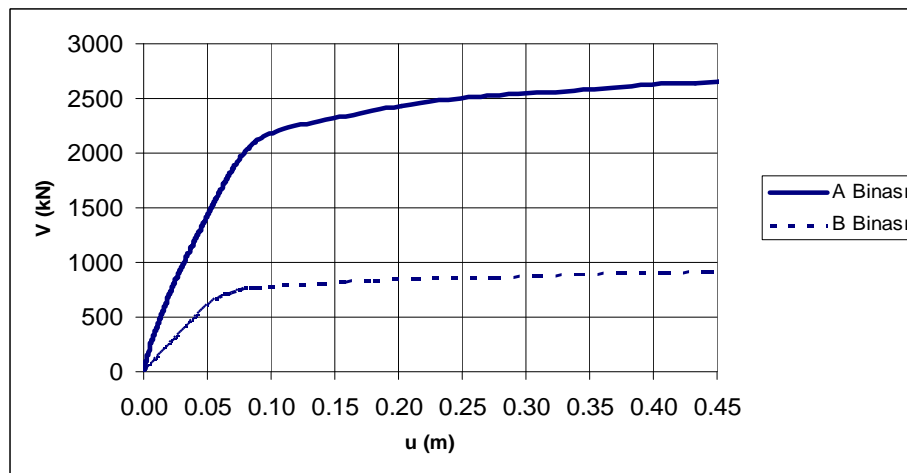
Elde edilen itme eğrileri Şekil 3.4 ve Şekil 3.5'te gösterilmiştir. Eğrilerde düşey eksen taban kesme kuvvetini gösterirken, yatay eksen ise en üst kat yerdeğiştirmesini göstermektedir. Binaların davranışlarındaki farka dikkat çekmek açısından Şekil 3.6'da itme eğrileri aynı grafik üzerinde gösterilmiştir.



Şekil 3.4 A binası için itme eğrisi



Şekil 3.5 B binası için itme eğrisi



Şekil 3.6 A ve B binalarının itme eğrilerinin karşılaştırılması

Burada;

u: En üst kat yerdeğiştirmesi,

V: Taban kesme kuvvetidir

şekil 3.6'dan görüleceği üzere A binasının sünekliliği, dayanımı ve rijitliği B binasına göre daha yüksektir.

İtme eğrisini kapasite eğrisine çevirmek için gerekli modal parametrelerin değerleri Çizelge 3.1'de verilmiştir.

Çizelge 3.1 A ve B binaları için modal değerler

Modal Parametreler	T_1 (s)	Φ_{N1}	Γ_1	ω_1 (rad)	M_1^* (kNs ² /m)	M_t (kNs ² /m)
A Binası	0.79	1.477	0.878	7.98	771.10	954.13
B Binası	1.30	1.751	0.788	4.84	620.65	882.72

Burada;

T_1 : Birinci (hâkim) mod periyodu,

Φ_{N1} : Bina en üst katının birinci mod genliği,

Γ_1 : Birinci mod katılım çarpanı,

ω_1 : 1. mod açısal hızı,

M_1^* : Deprem doğrultusunda birinci moda ait etkin kütle,

M_t : Yapı toplam kütesidir.

İtme eğrisi, denklem (3.9) ve (3.10) kullanılarak kapasite eğrisine çevrilir. Kapasite eğrisinde yatay eksen modal yerdeğiştirmeyi (elastik olmayan spektral yerdeğiştirme) temsil ederken, düşey eksen ise modal ivmeyi temsil etmektedir. Denklem (3.9) ile modal yerdeğiştirme, denklem (3.10) ile de modal ivme elde edilir. Kapasite eğrisi idealleştirilerek ikili doğrusal hale getirilecek ve böylelikle doğrusal olmayan zaman tanım alanında hesap için gerekli girdilerden spektral akma yerdeğiştirmesi ve başlangıç rijitliği elde edilecektir.

$$d = \frac{u}{\Phi_{N1}\Gamma_1} \quad (3.9)$$

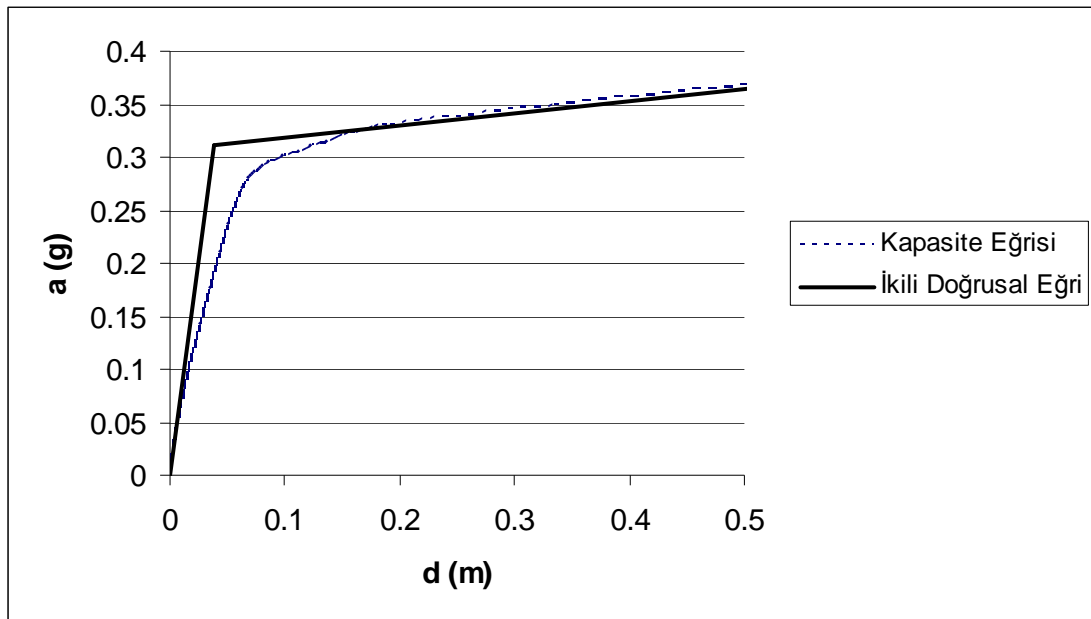
$$a = \frac{V}{M_1^*} \quad (3.10)$$

Burada;

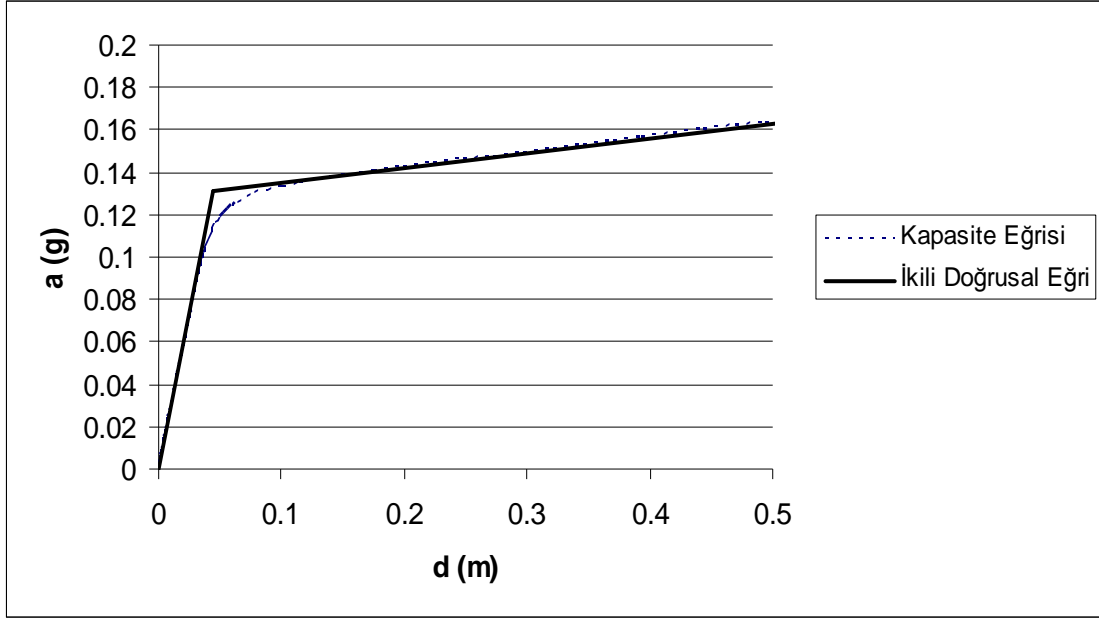
d: modal yerdeğiştirme,

a: modal ivmedir.

Şekil 3.7’de A binası için ve Şekil 3.8’de B binası için elde edilen kapasite diyagramları ve ikili doğrusallaştırmaları gösterilmiştir. Kapasite eğrisi ikili doğrusal hale getirilirken eşit alan prensibinden faydalanılarak, kapasite eğrisinin altında kalan alan ile ikili doğrusal eğrinin altında kalan alanlar eşitlenmiştir. Bina modellenirken çatlamış kesiti dikkate alabilmek için etkin eğilme rijitliği $(EI)_e$ kullanıldığından, ikili doğrunun başlangıç doğrusunun eğimi, kapasite eğrisinin başlangıç eğimi olarak alınmıştır.



Şekil 3.7 A binası için elde edilen kapasite eğrisi



Şekil 3.8 B binası için elde edilen kapasite eğrisi

A binası için $(S_{diA})_y = 0.0384$ m, B binası için $(S_{diB})_y = 0.052$ m olarak bulunarak, doğrusal olmayan zaman tanım alanında hesap için gerekli program girdilerinden biri elde edilmiştir.

3.3 Doğrusal Olmayan Dinamik Çözümleme

Performansa dayalı tasarım yaklaşımı, doğrusal olmayan çözümleme yöntemlerini kullanmanın önemini artırmıştır. Bilgisayar teknolojisindeki gelişmeler sayesinde, karmaşık ve zaman alıcı çözümler gerektiren bir yöntem olan doğrusal olmayan yöntemler, mühendislik pratiğimizde yaygınlaşabilmiştir. Doğrusal olmayan çözümleme yöntemleri *doğrusal olmayan statik çözümleme* (statik itme analizi) ve *doğrusal olmayan dinamik çözümleme* (zaman tanım alanında hesap) olarak ikiye ayrılabilir. Doğrusal olmayan statik çözümleme Bölüm 3.2'de kısaca anlatılmaya çalışılmıştır.

Doğrusal olmayan dinamik çözümleme yöntemi deprem yükünün, yer hareketi ivme kaydının zamana bağlı bir fonksiyonu olarak tanımlanarak yerdeğiştirme, şekil değiştirme ve iç kuvvetler gibi tasarım parametrelerinin zamana bağlı olarak elde edilmesi esasına dayanır. Elastik olmayan TSD bir sistem için hareket denklemi, (3.11) denklemi gibi ifade edilebilir.

$$m\ddot{u} + c\dot{u} + f_s(u, \dot{u}) = p(t) \quad (3.11)$$

Burada;

m : kütle,

c : sönüm,

u : yerdeğiştirme,

\dot{u} : hız,

\ddot{u} : ivme,

$f_s(u, \dot{u})$: sisteme geçen kuvvet,

$p(t)$: zamana bağlı dış kuvvetin t anındaki değeridir.

Deprem kuvveti için $p(t)$ değeri $-m\ddot{u}_g(t)$ olarak yazılabilir. $\ddot{u}_g(t)$ yer ivmesidir.

$p(t)$ kuvveti, $i = 0$ 'dan N 'ye kadar olmak üzere $p_i = p(t_i)$ olarak ayırık değerler olarak verilebilir. Sabit bir Δt_i zaman aralığı denklem (3.12)'deki gibi verildiği takdirde,

$$\Delta t_i = t_{i+1} - t_i \quad (3.12)$$

t_i anındaki hareket denklemi (3.13)'teki gibi olur.

$$m\ddot{u}_i + c\dot{u}_i + (f_s)_i = p_i \quad (3.13)$$

t_{i+1} anında ise denklem şu şekildedir:

$$m\ddot{u}_{i+1} + c\dot{u}_{i+1} + (f_s)_{i+1} = p_{i+1} \quad (3.14)$$

Hareket denkleminin çözümü için çeşitli yaklaşık yöntemler vardır. Bu çalışmada hareket denklemi, yine yaklaşık yöntemlerden biri olan Newmark Yöntemi ile çözülmüştür. Bu yöntem t_i anındaki davranıştan faydalanarak t_{i+1} anındaki davranışın bulunması esasına dayanır. t_{i+1} anındaki davranış aşağıdaki denklemlerle bulunur:

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + [(1-\gamma)\Delta t]\ddot{u}_i + (\gamma\Delta t)\ddot{u}_{i+1} \quad (3.15a)$$

$$u_{i+1} = u_i + (\Delta t)\dot{u}_i + [(0.5-\beta)(\Delta t)^2]\ddot{u}_i + [\beta(\Delta t)^2]\ddot{u}_{i+1} \quad (3.15b)$$

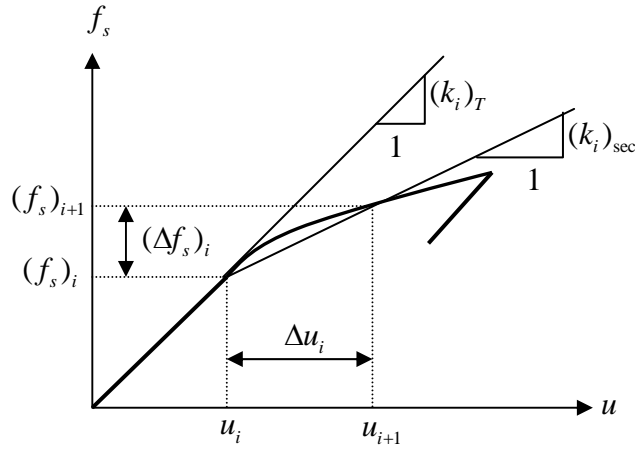
β ve γ parametreleri her bir zaman adımındaki ivmenin değişimini tanımlar ve yöntemin stabilite ve yakınsaklık karakterlerini belirlerler.

(3.14) ve (3.13) denklemlerinin farkı alınırsa $\Delta \ddot{u}_i = \ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i$, $\Delta \dot{u}_i = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i$ ve $\Delta p_i = \Delta p_{i+1} - \Delta p_i$ olmak üzere artımsal bir eşitlik denklemini veren (3.16) denklemi elde edilir.

$$m\Delta \ddot{u}_i + c\Delta \dot{u}_i + (\Delta f_s)_i = \Delta p_i \quad (3.16)$$

Yapıya geçen kuvvetteki değişim (3.17) denklemiyle ifade edilir.

$$(\Delta f_s)_i = (k_i)_{\text{sec}} \Delta u_i \quad (3.17)$$



Şekil 3.9 Histeretik çevrim eğrisinde tanjant ve sekant rijitlikleri (Chopra, 2001)

Burada $(k_i)_{\text{sec}}$ Şekil 3.9'da gösterilen sekant rijitliğini belirtmektedir ve u_{i+1} bilinmediğinden $(k_i)_{\text{sec}}$ da bilinmemektedir. Bu yüzden $(k_i)_{\text{sec}}$ yerine $(k_i)_T$ tanjant rijitliği kullanılabilir. Eğer Δt zaman aralığı yeterince küçük alınırsa, sekant rijitliği yerine tanjant rijitliğini kullanmaktan doğan hata azalır. Bu durumda $(k_i)_T$ ile (3.17) denklemi (3.18) halini alır.

$$(\Delta f_s)_i \approx (k_i)_T \Delta u_i \quad (3.18)$$

$(k_i)_T$ 'den T alt indisi kaldırılarak (3.16) denklemi tekrar yazılırsa (3.19) denklemi elde edilir.

$$m\Delta \ddot{u}_i + c\Delta \dot{u}_i + k_i \Delta u_i = \Delta p_i \quad (3.19)$$

(3.19) denklemi genel şekil olarak doğrusal sistemler için yazılacak hareket denkleminde

farklı değildir. $\Delta \dot{u}_i = \dot{u}_{i+1} - \dot{u}_i$ (3.15a) denkleminde, $\Delta u_i = u_{i+1} - u_i$ (3.15b) denkleminde tekrar yazılırsa (3.20) denklemleri elde edilir.

$$\Delta \dot{u}_i = (\Delta t) \ddot{u}_i + (\gamma \Delta t) \Delta \ddot{u}_i \quad (3.20a)$$

$$\Delta u_i = (\Delta t) \dot{u}_i + \frac{(\Delta t)^2}{2} \ddot{u}_i + \beta (\Delta t)^2 \Delta \ddot{u}_i \quad (3.20b)$$

(3.20b) denklemini $\Delta \ddot{u}_i$ için çözümlürse (3.21) denklemini elde edilir.

$$\Delta \ddot{u}_i = \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} \Delta u_i - \frac{1}{\beta (\Delta t)} \dot{u}_i - \frac{1}{2\beta} \ddot{u}_i \quad (3.21)$$

(3.21) denklemini (3.20a)'da yerine konursa,

$$\Delta \dot{u}_i = \frac{\gamma}{\beta (\Delta t)} \Delta u_i - \frac{\gamma}{\beta} \dot{u}_i + \Delta t \left(1 - \frac{\gamma}{2\beta} \right) \ddot{u}_i \quad (3.22)$$

bulunur. (3.21) ve (3.20) denklemleri (3.19) denkleminde yazılarak gerekli düzenlemeler yapılırsa,

$$\Delta p_i = \left[\frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m + \frac{\gamma}{\beta \Delta t} c + k_i \right] \Delta u_i - \left[\frac{1}{\beta (\Delta t)} m + \frac{\gamma}{\beta} c \right] \dot{u}_i - \left[\frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right] \ddot{u}_i \quad (3.23)$$

şeklinde elde edilebilir.

Δu_i 'li terim rijitliği ifade eder ve (3.24) denklemini gibi yazılabilir.

$$\hat{k}_i = k_i + \frac{\gamma}{\beta (\Delta t)} c + \frac{1}{\beta (\Delta t)^2} m \quad (3.24)$$

Gösterimdeki uygunluk açısından k_i 'deki alt indis i atılarak yerine tanjant rijitliği olduğunu vurgulamak için T konulursa (3.23) denklemindeki baştaki terim (3.25)'teki gibi yazılabilir.

$$\hat{k}_T \Delta u_i = \Delta \hat{p}_i \quad (3.25)$$

(3.25) denklemini (3.23) denkleminde yerine konarak gerekli düzenlemeler yapılırsa (3.26) denklemini elde edilir.

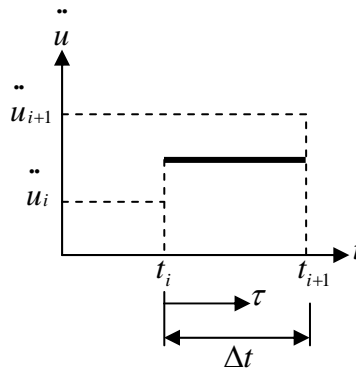
$$\Delta \hat{p}_i = \Delta p_i + \left[\frac{1}{\beta(\Delta t)} m + \frac{\gamma}{\beta} c \right] \dot{u}_i + \left[\frac{1}{2\beta} m + \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - 1 \right) c \right] \ddot{u}_i \quad (3.26)$$

t_i anındaki hız ve ivmenin (\dot{u}_i, \ddot{u}_i) bilinmesi durumunda, dış yükteki artışa da bağlı olarak (3.26) denklemiyle $\Delta \hat{p}_i$ değeri hesaplanabilir ve (3.25) denklemi kullanılarak Δu_i bulunabilir.

Hesaplanan Δu_i kullanılarak (3.21) ve (3.22) denklemlerinden $\dot{\Delta u}_i$ ve $\ddot{\Delta u}_i$ hesaplanabilir ve bu değerler t_i anındaki yerdeğiştirme, hız ve ivmeye eklenerek, t_{i+1} anındaki yerdeğiştirme, hız ve ivme değerleri elde edilir.

Newmark Yöntemi'nde γ ve β 'nin belli değerler aldığı, genel kabul gören iki özel durum vardır: $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$ olan *sabit ortalama ivme yöntemi* ve $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$ olan *doğrusal ivme yöntemi*.

Ortalama ivme yönteminde, Δt zaman aralığı boyunca ivmenin sabit kaldığı ve t_i ve t_{i+1} anlarındaki ivmelerin ortalamasına eşit olduğu varsayılır.



Şekil 3.10 Sabit ortalama ivme yöntemi, (Chopra, 2001)

Şekil 3.10'da ortalama ivme yönteminin dayandığı varsayım TSD bir sistem için gösterilmiştir. Sabit ortalama ivme τ değişkeninin bir fonksiyonu olarak aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\ddot{u}(\tau) = \frac{1}{2} \left(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i \right) \quad (3.27)$$

(3.27) denkleminin ilk integrasyonu alınarak hız, ikinci integrasyonu alınarak ise yerdeğiştirme elde edilir.

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \frac{\tau}{2} \left(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i \right) \quad (3.28)$$

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i \tau + \frac{\tau^2}{4} \left(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i \right) \quad (3.29)$$

τ 'nın Δt 'ye eşit olması durumunda (3.28) ve (3.29) denklemleri t_{i+1} anındaki hızı ve yerdeğiştirmeyi verir.

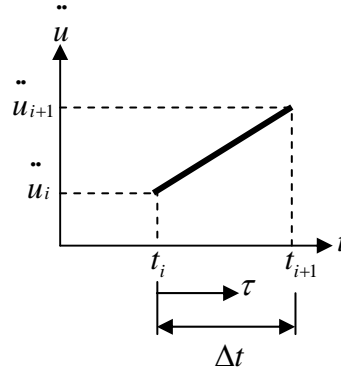
$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2} \left(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i \right) \quad (3.30)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + \frac{(\Delta t)^2}{4} \left(\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i \right) \quad (3.31)$$

(3.30) ve (3.31) denklemleri $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{4}$ değerleri için (3.15) denklemleriyle özdeştir.

Dolayısıyla sabit ortalama ivme yönteminde (3.15) denklemlerinin özel bir hali olan (3.30) ve (3.31) denklemleri kullanılır.

Doğrusal ivme yöntemi Şekil 3.11'de tarif edildiği gibidir. Δt zaman aralığı boyunca ivmenin doğrusal olarak arttığı düşünülmektedir.



Şekil 3.11 Doğrusal ivme yöntemi, (Chopra, 2001)

Sabit ortalama ivme τ değişkeninin bir fonksiyonu olarak aşağıdaki gibi yazılabilir.

$$\ddot{u}(\tau) = \ddot{u}_i + \frac{\tau}{\Delta t} \left(\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i \right) \quad (3.32)$$

(3.32) denkleminin ilk integrasyonu alınarak hız, ikinci integrasyonu alınarak ise yerdeğiştirme elde edilir.

$$\dot{u}(\tau) = \dot{u}_i + \ddot{u}_i \tau + \frac{\tau^2}{2\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (3.33)$$

$$u(\tau) = u_i + \dot{u}_i \tau + \ddot{u}_i \frac{\tau^2}{2} + \frac{\tau^3}{6\Delta t} (\ddot{u}_{i+1} - \ddot{u}_i) \quad (3.34)$$

τ 'nin Δt 'ye eşit olması durumunda (3.33) ve (3.34) denklemleri t_{i+1} anındaki hızı ve yerdeğiştirmeyi verir.

$$\dot{u}_{i+1} = \dot{u}_i + \frac{\Delta t}{2} (\ddot{u}_{i+1} + \ddot{u}_i) \quad (3.35)$$

$$u_{i+1} = u_i + \dot{u}_i \Delta t + (\Delta t)^2 \left(\frac{1}{6} \ddot{u}_{i+1} + \frac{1}{3} \ddot{u}_i \right) \quad (3.36)$$

(3.35) ve (3.36) denklemleri $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{6}$ değerleri için (3.15) denklemleriyle özdeştir.

Dolayısıyla doğrusal ivme yönteminde (3.15) denklemlerinin özel bir hali olan (3.35) ve (3.36) denklemleri kullanılır.

Eğer $\frac{\Delta t}{T_n} \leq \frac{1}{\pi\sqrt{2}} \frac{1}{\sqrt{\gamma - 2\beta}}$ olursa Newmark Yöntemi stabil olur. Burada T_n sönümsüz sistemin periyodudur.

Sabit ortalama ivme yöntemi için $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{4}$ alınırsa,

$$\frac{\Delta t}{T_n} < \infty \quad (3.37)$$

olur. Bu da gösterir ki ortalama ivme yöntemi Δt 'nin herhangi bir değeri için stabildir, fakat Δt 'nin yeterince ufak olması daha doğru sonuçlar elde edilmesini sağlar.

Doğrusal ivme yöntemi için $\gamma = \frac{1}{2}$ ve $\beta = \frac{1}{6}$ alınırsa,

$$\frac{\Delta t}{T_n} < 0.551 \quad (3.38)$$

olur. Bu da doğrusal ivme yönteminde Δt değerinin rasgele seçilemeyeceğini, (3.38)'de verilen sınırın dışına çıkıldığında yöntemin stabilitesinin bozulacağını göstermektedir.

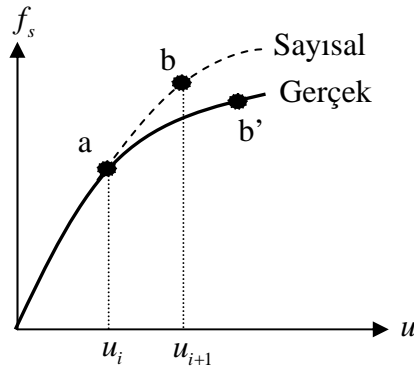
Bu çalışmada koşulsuz stabil olması nedeniyle sabit ortalama ivme yönteminin kullanılması tercih edilmiştir.

Sabit bir Δt zaman aralığı kullanılarak gerçekleştirilen bu tip bir çözümlemede iki tip hata oluşabilir:

- sekant rijitliği yerine tanjant rijitliğinin kullanılmasından dolayı oluşabilecek hata,
- sabit bir Δt zaman aralığı kullanılması nedeniyle çevrim eğrisinin yön değiştirdiği noktanın belirlenmesinde oluşabilecek hata.

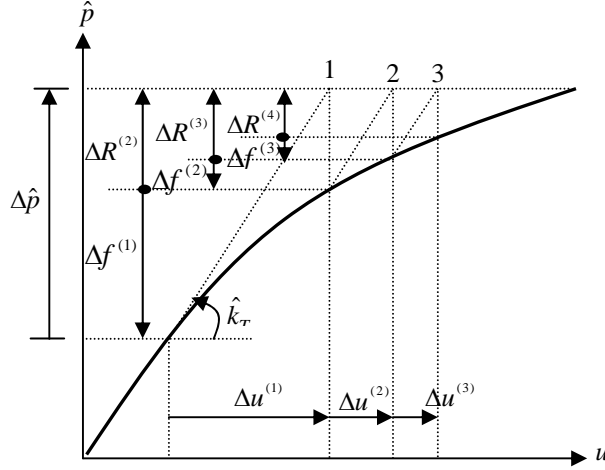
(b) maddesinde açıklanan nedenden dolayı oluşabilecek hatanın azaltılabilmesi için yeterince küçük Δt zaman aralığı ile çalışılabilir veya çevrim eğrisinin yön değiştirdiği noktada Δt küçültülebilir. Örnek olarak çevrim eğrisinin yön değiştirdiği adımda $\Delta t/4$ kadar küçültülmüş zaman aralıkları ile çalışılabilir (Chopra, 2001).

Sekant rijitliği yerine tanjant rijitliği kullanılmasından dolayı oluşabilecek hata Şekil 3.12’de gösterilmiştir.



Şekil 3.12 Sekant yerine tanjant rijitliği kullanılmasından kaynaklanan hata (Chopra, 2001)

Şekil 3.12’den de görüldüğü gibi t_{i+1} anında çevrim eğrisinin gerçekte b' noktasında bulunması gerekirken, sayısal hesapta tanjant rijitliği kullanılması nedeniyle bulunan nokta b noktasıdır. Bu hata ardışık yineleme (iterasyon) ile azaltılabilir. Bunun için Newton-Raphson Ardışık Yineleme Yöntemi kullanılabilir. Şekil 3.13’te Newton-Raphson Ardışık Yineleme Yöntemi şematik olarak gösterilmiştir.



Şekil 3.13 Newton-Raphson Ardışık Yineleme Yöntemi (Chopra, 2001)

İlk adımda (3.25) denklemiyle bulunan yerdeğiştirme değişimi $\{\Delta u\}^{(1)}$ ile gösterilmiştir. Bu yerdeğiştirme değişimine karşılık gelen gerçek yük değişimi $\{\Delta f\}^{(1)}$ ile gösterilirse artık yük $\{\Delta R\}^{(2)}$ ile ifade edilebilir. İkinci adımda tekrar (3.25) denklemiyle $\{\Delta u\}^{(2)}$ bulunacaktır ancak bu kez denklemdeki $\Delta \hat{p}_i$ yerine bir önceki adımda artık yükü ifade eden $\{\Delta R\}^{(2)}$ terimi kullanılacaktır. Ardışık iki adım arasında bulunan yerdeğiştirme değişimleri arasında yeterince küçük fark kaldığında ardışık yinelemeye son verilir. Yöntemin akış şeması Çizelge 3.2’de verilmiştir.

Çizelge 3.2 Newton-Raphson Ardışık Yineleme Yöntemi için akış şeması (Chopra, 2001)

<p>1. Başlangıç verileri (t_i anındaki tepki)</p> $u_{i+1}^{(0)} = u_i \quad f_s^{(0)} = (f_s)_i \quad \Delta R^{(1)} = \Delta \hat{p}_i \quad \hat{k}_T = \hat{k}_i$
<p>2. Her ardışık yineleme için hesap adımları ($j= 1, 2, 3, \dots$)</p> <p>2.1 $\hat{k}_T \Delta u^{(j)} = \Delta R^{(j)} \Rightarrow \Delta u^{(j)}$</p> <p>2.2 $u_{i+1}^{(j)} = u_{i+1}^{(j-1)} + \Delta u^{(j)}$</p> <p>2.3 $\Delta f^{(j)} = f_s^{(j)} + f_s^{(j-1)} + (\hat{k}_T - k_T) \Delta u^{(j)}$</p> <p>2.4 $\Delta R^{(j+1)} = \Delta R^{(j)} + \Delta f^{(j)}$</p>
<p>3. Ardışık yinelemeye devam. 2 maddesindeki adımların tekrarı.</p>

r sayıda ardışık yinelemeden sonra yerdeğiştirme değışimi $\Delta u^{(r)}$, toplam yerdeğiştirme değışimi $\Delta u = \sum_{j=1}^r \Delta u^{(j)}$ değlerinden yeterince küçük ise işlem sonlandırılır.

$$\frac{\Delta u^{(r)}}{\Delta u} < \varepsilon \quad (3.39)$$

Sonuçta (i) adımından (i+1) adımına olan yerdeğiştirme artımı denklem (3.40)'daki gibi olur.

$$\Delta u_i = \sum_{j=1}^r \Delta u^{(j)} \quad (3.40)$$

Ardışık yinelemeden sonra bulunan Δu_i , ardışık yineleme yapılmadan önce bulunan Δu_i yerine kullanılır ve yeni bulunan bu değere göre $\Delta \dot{u}_i$ ve $\Delta \ddot{u}_i$ hesaplanır.

3.3.1 Yük-yerdeğiştirme ilişkileri

Giriş kısmında da belirtildiği gibi, bu çalışmada betonarme çerçevelerden oluşan bir yapı için yük-yerdeğiştirme ilişkisindeki farklılığın hasar olasılık eğrisi üzerine etkisi incelenmiştir. Bu bağlamda ikili doğrusal çevrim tipi ile dayanım ve rijitlik azalmalarını dikkate alan çevrim tipi kullanılmıştır. Doğrusal olmayan dinamik çözümleme MATLAB yazılımında modellenerek yapılmıştır. Örnek olması açısından Ek3'te bazı depremler için elde edilen yük-yerdeğiştirme ilişkileri gösterilmiştir.

3.3.1.1 İkili doğrusal yük-yerdeğiştirme ilişkisi

Bölüm 2.2.1'de anlatıldığı üzere ikili doğrusal çevrim tipini tanımlamak için gerekli parametreler akma yerdeğiştirmesi (u_y), akma dayanımı (f_y) ve denklem (2.1)'de belirtilen akma sonrası rijitliğini tanımlamak üzere kullanılan α_s 'dir. Zaman tanım alanında yapılan doğrusal olmayan hesapta bu çevrim tipi için kullanılan parametreler örnek binalar için elde edilen kapasite eğrisinden alınmıştır. Kapasite eğrisinde düşey eksen modal ivmeyi ifade ettiğinden denklem (3.41)'de verilen bağıntı ile akma dayanımı elde edilebilir.

$$f_y = m \cdot a_y \quad (3.41)$$

Burada;

m : kütle,

a_y : akma anındaki modal ivmedir.

Akma kapasitesi modal kapasite eğrisinde akma noktasındaki modal ivmeye, akma yerdeğiştirmesi ise aynı noktadaki spektral akma yerdeğiştirmesine eşittir. A ve B binaları için ikili doğrusal çevrim eğrisi zarfının tanımlanmasında kullanılan parametreler Çizelge 3.3'te gösterilmiştir.

Çizelge 3.3 İkili doğrusal çevrim eğrisi zarfının tanımlanması için gereken parametre değerleri

	u_y (m)	f_y (kN)	α_s (%)
A Binası	0.038	3.05	1.42
B Binası	0.052	1.30	2.74

3.3.1.2 Dayanım ve rijitlik azalmalı yük - yerdeğiştirme ilişkisi

Bu modelin ayrıntılarından Bölüm 2.2.2'de bahsedilmiştir. Çizelge 3.3'te verilen değerler bu çevrim modeli için de aynen kullanılmıştır.

Çevrimsel azalmayı etkileyen histeretik karakteristikler α_c , u_c/u_y , $\gamma_{s,c,k,a}$ parametreleridir (Ibarra vd., 2005). Denklem (2.3)'te verilen c parametresi de çevrimsel azalmayı hesaplamada gerekli parametrelerden birisi olmasına karşılık Ibarra vd. (2005) yaptıkları çalışmalarda, çevrimsel azalmanın değerlendirilmesinde c değerinin sabit bir değer alınabileceğini ve bu değer 1.0 olabileceğini belirtmişlerdir.

α_c tepe-sonrası eğimi oranıdır ve negatiftir. Ibarra vd. (2005) çalışmalarında tepe sonrası eğimi oranı için %10 ve %50 ($\alpha_c = -0.10$ ve $\alpha_c = -0.50$) değerlerini kullanmışlardır.

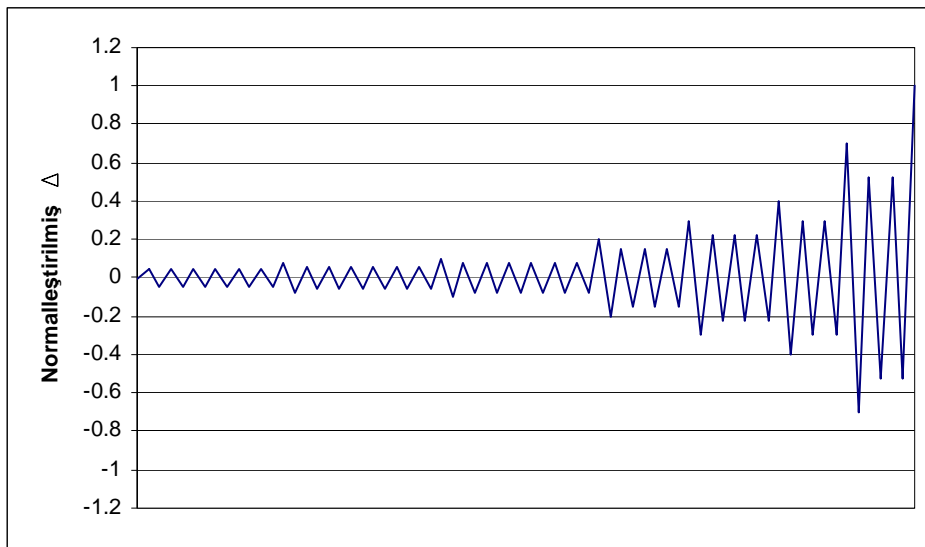
Artık dayanım katsayısı $\lambda = 0$ alınmıştır. Böylece tepe-sonrası eğrisi yatay eksene kadar ulaşabilmektedir ve bu eğri yatay ekseni kestiğinde göçmenin gerçekleştiği kabul edilerek çözümlenmeye son verilmiştir (Ibarra, 2002; Ibarra vd., 2005).

u_c/u_y oranı *süneklik kapasitesi* olarak tanımlanacaktır. Geleneksel anlamda kullanılan süneklik terimi; kiriş, kolon gibi bir elemanın veya sistemin dayanımında veya rijitliğinde önemli bir azalma olmaksızın elastik olmayan yerdeğiştirme yapabilme yeteneğidir. Bu çalışmada kullanılan süneklik kapasitesi terimi ise tepe noktası olarak tanımlanan en büyük dayanım noktasındaki yerdeğiştirme olan u_c ile akma yerdeğiştirmesi u_y arasındaki oranı tarif etmektedir (Ibarra vd., 2005). Bu oran girilerek akma yerdeğiştirmesine bağlı olarak tepe

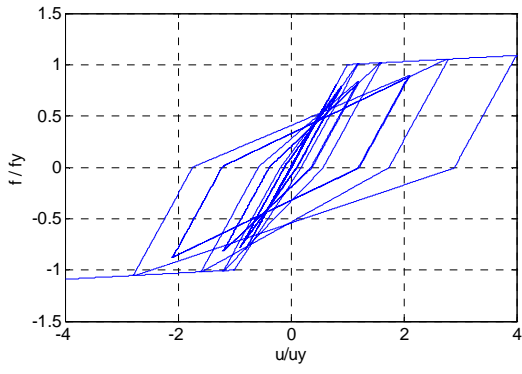
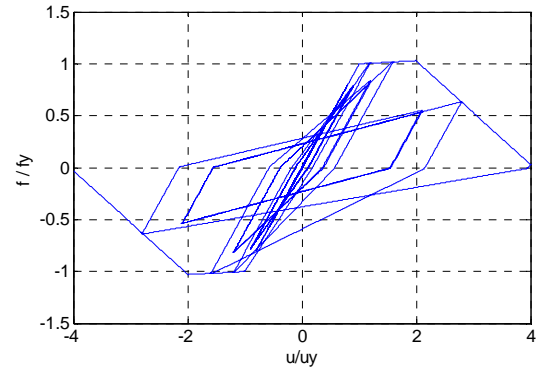
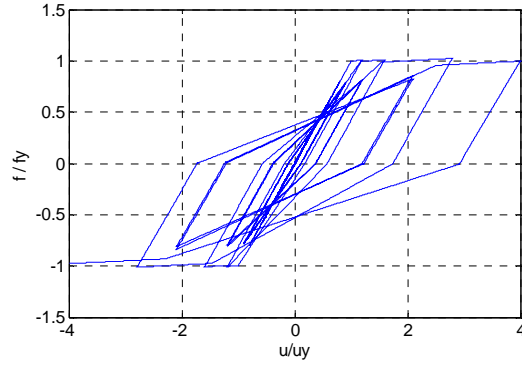
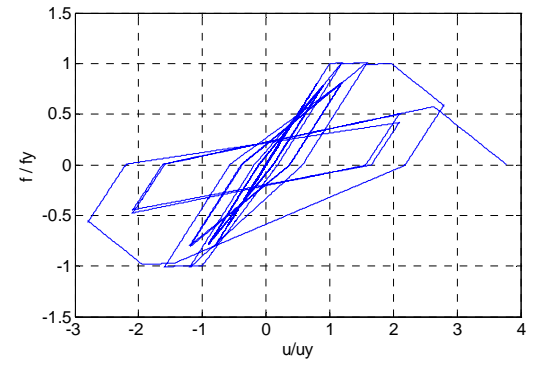
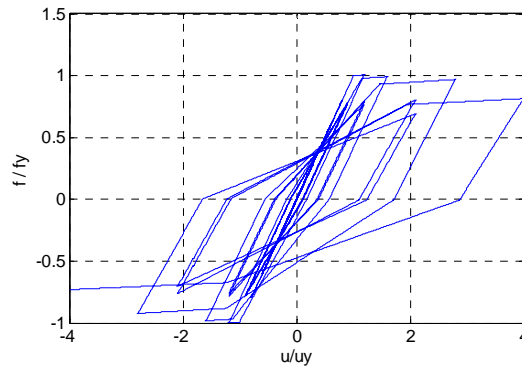
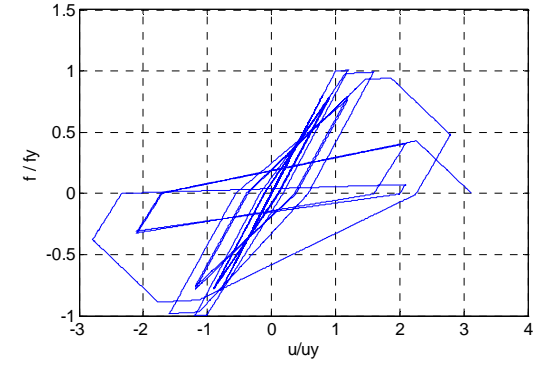
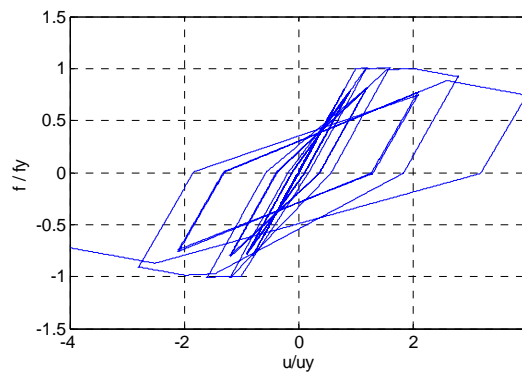
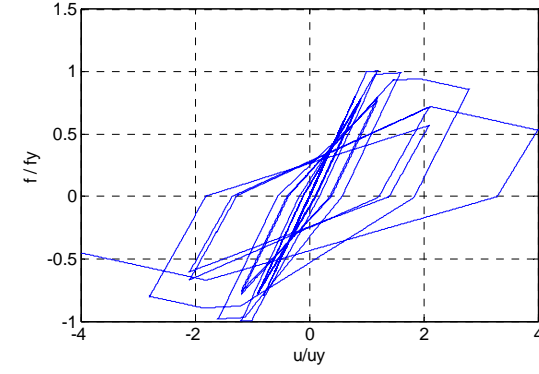
noktası yerdeğiştirmesi belirlenir. Ibarra vd. (2005) yaptıkları çalışmalarda sözü edilen süneklik kapasitesi için 6, 4 ve 2 değerlerini kullanmışlardır.

γ parametresi akmadaki elastik birim Şekil değiştirme enerjisinin ($f_y u_y$) iki katının bir fonksiyonu olarak histeretik enerji sönüm kapasitesini verir ve her azalma modu için farklı değerler alabilir. Temel dayanım azalması modu için γ_s , tepe-sonrası dayanım azalması için γ_c , yük boşalması rijitliği azalması için γ_u , geri-yükleme rijitliği azalması için γ_a alt indisleri kullanılır. Azalma modları için farklı γ değerleri kullanmak bir dereceye kadar daha iyi sonuçlar elde edilmesini sağlayabilir. Fakat tüm γ parametreleri için aynı değeri kullanarak elde edilen sonuçlar, çevrimsel azalma ilişkisini göstermesi açısından yeterli olabilmektedir (Ibarra vd., 2005). γ parametresi sonsuzdan başlayarak 25'e kadar değişen değerler alabilir ve bu değerler deneysel verilere göre belirlenirler. Ibarra vd. (2005) yaptıkları çalışmalarda γ için 25, 30, 50, 100, 130 ve sonsuz değerlerini kullanmışlardır. γ değeri azaldıkça çevrimsel azalmanın hızı artar.

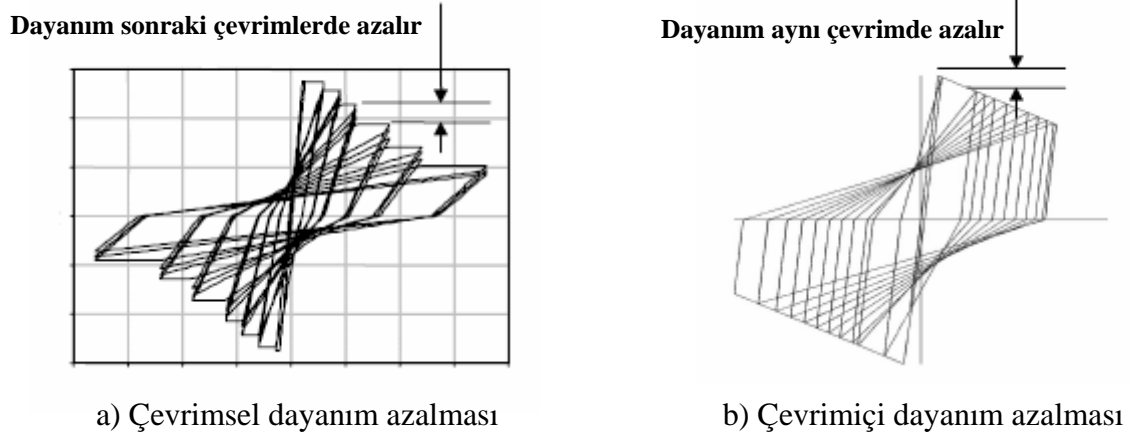
Şekil 3.15'te çevrimsel azalmayı etkileyen parametreleri ve bu parametrelerin çevrimsel azalmadaki etkilerini belirleyebilmek adına yapılmış parametrik çalışmanın sonuç eğrileri görölmektedir. Bu alışmada CUREE yükleme protokolü kullanılmıştır (Krawinkler, 2000). Şekil 3.14'te verilen CUREE yükleme değişiminin temel amacı 50 yılda aşılma olasılığı %10 olan ve yakın fay etkisini içermeyen düzenli yer hareketlerini temsil etmektir ve bu yükleme değişimi yerdeğiştirme genliklerindeki değişime göre tanımlanmıştır.



Şekil 3.14 CUREE standart yükleme protokolü

a) $\gamma_{s,c,k,a} = \infty, u_c/u_y = 6, \alpha_c = -0.50, \lambda = 0$ b) $\gamma_{s,c,k,a} = \infty, u_c/u_y = 2, \alpha_c = -0.50, \lambda = 0$ c) $\gamma_{s,c,k,a} = 100, u_c/u_y = 6, \alpha_c = -0.50, \lambda = 0$ d) $\gamma_{s,c,k,a} = 100, u_c/u_y = 2, \alpha_c = -0.50, \lambda = 0$ e) $\gamma_{s,c,k,a} = 30, u_c/u_y = 6, \alpha_c = -0.50, \lambda = 0$ f) $\gamma_{s,c,k,a} = 30, u_c/u_y = 2, \alpha_c = -0.50, \lambda = 0$ g) $\gamma_{s,c,k,a} = 30, u_c/u_y = 2, \alpha_c = -0.10, \lambda = 0$ h) $\gamma_{s,c,k,a} = 30, u_c/u_y = 2, \alpha_c = -0.10, \lambda = 0$ Şekil 3.15 CUREE protokolüne göre hysteretik parametrelerin etkileri ($\alpha_s=0.03$)

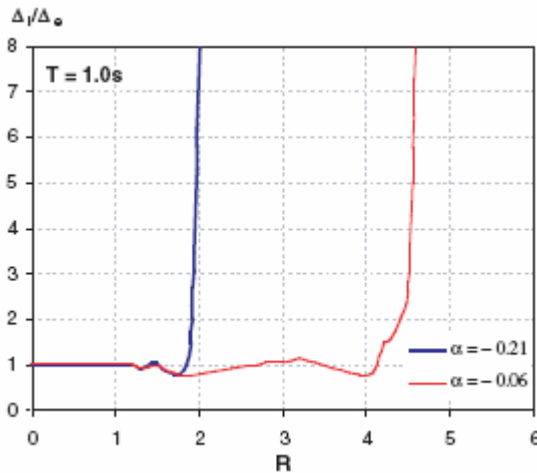
Histeretik çevrim boyunca iki tip dayanım azalması gerçekleşebilir (FEMA 440). Bunlar *çevrimsel dayanım azalması* ve *çevrimiçi dayanım azalması* olarak isimlendirilmişlerdir.



Şekil 3.16 Dayanım azalması tipleri (FEMA 440,2005)

Şekil 3.16a'da gösterilen çevrimsel dayanım azalmasında yapı çevrim boyunca dayanımını korumakta, takip eden çevrimlerde kaybetmektedir. Herhangi bir çevrim boyunca eğrinin elastik ötesi eğimi negatif değildir. Şekil 3.16b'de gösterilen çevrimiçi dayanım azalmasında ise elastik ötesi eğim negatiftir ve bu yüzden azalma aynı çevrimde gerçekleşmektedir. Burada eğimin negatif olması P- Δ etkisiyle veya çalışmada kullanılan modelin özelliği olan, yapının yapabileceği en büyük dayanımdan sonra ani rijitlik kaybından dolayı dayanımının düşmesi sebeplerine bağlanabilir.

Çevrimiçi azalma, negatif eğimden dolayı dinamik stabilite bozukluğuna neden olabilir. Bu konuda yapılan birçok çalışma vardır (FEMA 440). Bu çalışmalardan biri olan Miranda ve Akkar'ın (2003) yaptığı çalışmanın sonuçları Şekil 3.17'de görülmektedir.



Şekil 3.17 Negatif elastik ötesi eğimde elastik olmayan ve elastik yerdeğiştirme oranları (FEMA 440, 2005)

Çalışmada kullanılan modelin özelliği olan tepe-sonrası eğimi negatiftir ve çevrimiçi dayanım azalmasına neden olmaktadır. Bu kısım her ne kadar $P-\Delta$ etkisi ile gerçekleşmeyip en büyük dayanıma ulaşma sebebiyle davranışta meydana gelen değişikliklerle oluşsa da eğimin negatif olması Şekil 3.17’de gösterilen dinamik stabilite bozukluğuna sebep olabilir. Yapılan parametrik çalışmalarda bu tip ani yerdeğiştirme sıçramalarına neden olan dinamik stabilite bozukluklarına sıkça rastlanmıştır.

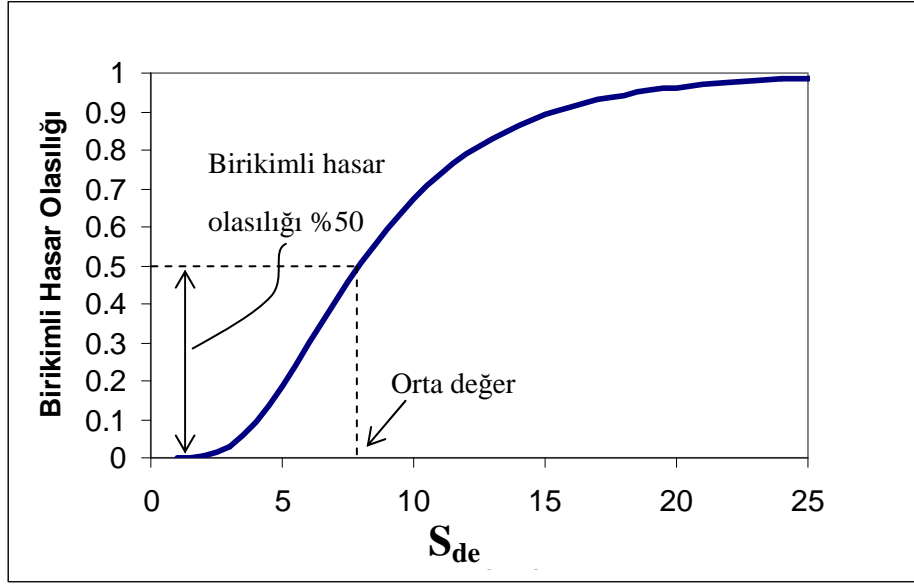
Tepe-sonrası eğimi (K_c) ve süneklik kapasitesi (u_c/u_y) değerleri başlangıçta belirlenir ve tepe-sonrası eğrisi yatay ekseni kestiğinde göçmenin gerçekleştiği kabul edilir. (Ibarra, 2002; Ibarra vd., 2005). Tüm bu kabuller ve eğrinin zarfının başlangıçta belirlenmesi yapının elastik olmayan yerdeğiştirmesine üstten sınır koyulmasına neden olmaktadır. Küçük süneklik kapasitesi değerlerinde ve büyük tepe-sonrası eğimi oranlarında bu sınırlamanın etkisi daha belirgin olmaktadır. Özellikle büyük yerdeğiştirmelerde, yer hareketi tamamlanmadan tepe-sonrası eğrisinin yatay eksene ulaşması ile göçmenin gerçekleştiği düşünülerek çözümleme sonlanmakta, bir başka deyişle depremin yapı üzerindeki elastik olmayan yerdeğiştirme istemi sınırlandırılmaktadır. Yapılan çalışmada yük-yerdeğiştirme ilişkisinde ikili doğrusal çevrim tipi yerine dayanım ve rijitlik azalmasını dikkate alan çevrim tipini kullanmanın hasar olasılık eğrisi üzerine etkisini araştırmak amaçlanmıştır. İkili doğrusal çevrimde, çözümlemelerde bir sınırlama olmaksızın yer hareketinin sonuna kadar çözüm yapılarak elastik olmayan yerdeğiştirme istemi elde edilmesine karşılık dayanım ve rijitlik azalmalı modelde yukarıda bahsedilen sınırlamalar ile bir istem elde edilmesinin yapılmak istenen karşılaştırmada sağlıklı sonuçlar vermeyeceği düşünülmüştür. Tüm bu nedenlerden dolayı (dinamik stabilite bozukluğu ve göçme noktasının başlangıçta belirlenmesi) çözümlemelerde negatif eğimin oluşması istenmemiş, bu yüzden de süneklik kapasitesi sonsuz kabul edilerek tepe-sonrası kısmına geçilmesi engellenmiştir. Bir başka deyişle, çözümlemelerde Şekil 3.15c ve 3.15e’de gösterildiği gibi, sadece çevrimsel dayanım azalması dikkate alınmıştır.

Çevrimsel azalmayı etkileyen parametre γ parametresi olduğundan, bu çalışmada çevrimsel azalmanın hızını belirleyen bu parametrenin farklı iki değeri (30 ve 100) dikkate alınmıştır.

3.4 Hasar Olasılık Eğrilerinin Oluşturulması

Bölüm 2.1’de açıklanan hasar olasılık eğrileri kısaca yapıların belirli bir deprem büyüklüğünde, çeşitli sınır durumlara ulaşma veya bu sınır durumları aşma olasılığı olarak tarif edilebilir. Hasar olasılıklarının lognormal dağıldığı varsayımı literatürde sıkça yapılan ve kabul gören bir varsayımdır (Karim ve Yamazaki, 2003; Kırçıl ve Polat, 2006; Jeong ve

Elnashai, 2006) . Şekil 3.18’de tipik bir hasar olasılık eğrisi gösterilmiştir.



Şekil 3.18 Tipik hasar olasılık eğrisi

Şekil 3.18’den görülebileceği üzere eğri, elastik spektral yerdeğiştirmenin herhangi bir değeri karşılığı birikimli hasar olasılığını göstermektedir. Olasılığın %50 değerine karşılık gelen spektral yerdeğiştirme değeri orta değer olarak adlandırılır.

Belirli bir deprem için elde edilen yapı tepkisinin, belirli bir sınır durum değerini aşma olasılığı şu şekilde tarif edilebilir:

$$P(SD) = P[(d_{SD} \leq d_{maks})] = 1 - \Phi(r) \quad (3.42)$$

Burada;

SD: sınır durum,

d_{SD} : Yapı tepkisinin sınır durum değeri,

d_{maks} : Belirli bir deprem için elde edilen yapı tepkisinin en büyük değeri,

r: standart normal değişkendir.

Lognormal dağılım kabulüyle, standart normal değişken r , denklem (3.43)’teki gibi ifade edilir.

$$r = \frac{\ln d_{SD} - \lambda_D}{\sqrt{\zeta_{SD}^2 + \zeta_D^2}} \quad (3.43)$$

ζ_{SD} : Sınır durum değerinin (hasar eşiği) lognormal standart sapmasıdır ve 0.3 olarak kabul edilmiştir (Jeong ve Elnashai, 2006).

ζ_D : Deprem kayıtları, malzeme ve yapının modellenmesindeki basitleştirilmelerden dolayı oluşan belirsizliklerin lognormal standart sapmasıdır.

λ_D : Lognormal dağılımlı ortalama değerdir.

Lognormal dağılımlı ortalama değer olan λ_D şu şekilde elde edilebilir:

$$\lambda_D = \ln \bar{d}_{maks} - \frac{\zeta_D^2}{2} \quad (3.44)$$

\bar{d}_{maks} : d_{maks} 'ların normal dağılımlı ortalama değeridir.

ζ_D ise denklem (3.45)'te verildiği şekilde elde edilir.

$$\zeta_D = \sqrt{\ln \left(1 + \left(\frac{\sigma_r}{\bar{d}_{maks}} \right)^2 \right) + \ln \left(1 + \left(\frac{\sigma_c}{\bar{d}_{maks}} \right)^2 \right) + \ln \left(1 + \left(\frac{\sigma_m}{\bar{d}_{maks}} \right)^2 \right) + \ln \left(1 + \left(\frac{\sigma_D}{\bar{d}_{maks}} \right)^2 \right)} \quad (3.45)$$

Burada;

σ_D : Yapı tepkisinin normal dağılımlı standart sapması

σ_r : Deprem kayıtlarındaki rastgeleliğe bağlı normal dağılımlı standart sapma,

σ_c : Malzeme özelliklerindeki rastgeleliğe bağlı normal dağılımlı standart sapma,

σ_m : Yapının modellenmesinde yapılan basitleştirmelerden dolayı oluşan belirsizliklerin normal dağılımlı standart sapmasıdır.

Deprem kayıtlarındaki rastgeleliğe bağlı dağılım, 60 adet yer kaydı kullanılarak dikkate alınmaya çalışılmıştır.

Yapının modellenmesi esnasında karakteristik dayanım yerine, ortalama dayanım kullanılmıştır. Jeong ve Elnashai 2006'da yaptıkları çalışmada, malzeme belirsizliğini dikkate almak üzere 30 adet örnek bina için elde edilen deprem isteminin ortalamalarının, malzeme dayanımlarının ortalama değeri kullanılarak elde edilen istemle çok yakın değerler verdiğini tespit etmişlerdir. Bu nedenle σ_c terimi (3.45) denkleminde ihmal edilmiştir.

Yapının modellenmesinde yapılan basitleştirmelerden dolayı oluşan belirsizliklerin standart

sapması binalar için 0.17 kabul edilmiştir (Jeong ve Elnashai, 2006).

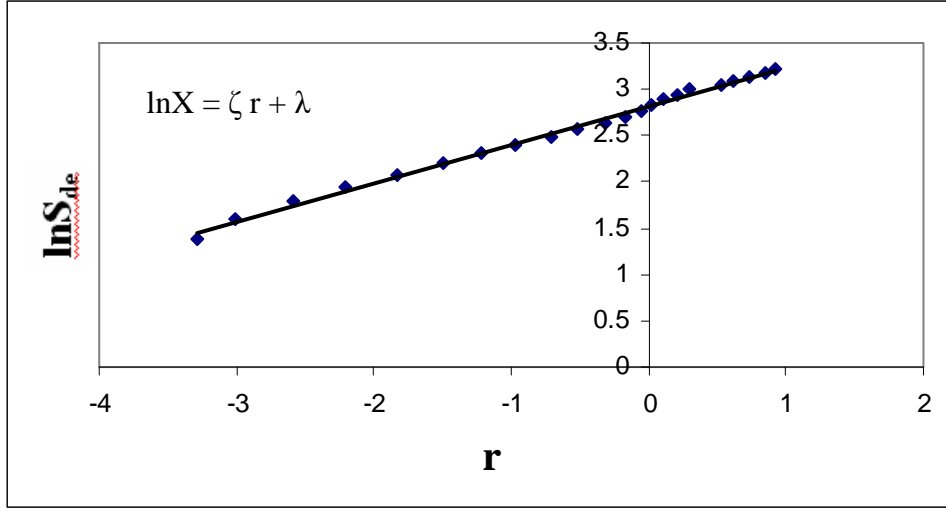
Yapılan çalışmada hasar olasılık eğrileri, FEMA 356'da tanımlanan performans düzeylerini aşma olasılıklarına bağlı olarak oluşturulmuştur. Bu performans düzeyleri, *Hemen Kullanım Performans Düzeyi*, *Can Güvenliği Performans Düzeyi* ve *Göçmenin Önlenmesi Performans Düzeyi* olarak tanımlanmıştır. Bu performans düzeylerini aşma olasılıkları belirlenirken hasar parametresi olarak *görelî kat ötelemesi oranı* tercih edilmiştir. Çizelge 3.4'te her performans düzeyi için görelî kat ötelemesi oranı sınır değerleri verilmiştir.

Çizelge 3.4 Performans düzeyleri için görelî kat ötelemesi oranı sınır değerleri

	Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
Görelî Kat Ötelemesi Oranı	%1	%2	%4

Her iki bina için 1 cm aralıklarla 25 cm elastik spektral yerdeğiştirmeye kadar çözümler yapılarak, her spektral yerdeğiştirme noktasındaki görelî kat ötelemesi oranları belirlenmiş ve belirlenen performans seviyelerini aşma olasılığı elde edilmiştir. Depremler, istenilen spektral yerdeğiştirme değerini elde edebilmek için, elastik spektral yerdeğiştirmeler, ilgili değere eşit olacak şekilde ölçeklenmiştir. Böylece yalnızca bir adet çevrim tipi için 60 adet yer hareketi, 25 adet spektral yerdeğiştirme ve iki bina için toplam 3000 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yapılmıştır. Karşılaştırılması yapılan çevrim tipi sayısı 3 adet olduğundan toplamda 9000 adet zaman tanım alanında doğrusal olmayan hesap yapılmıştır.

Esasında hasar olasılık eğrisinin çizimi, bu eğriyi karakterize eden λ ve ζ 'nin belirlenmesinden ibarettir. Her bir elastik spektral yerdeğiştirme için elde edilen hasar olasılıklarının dağılımına bağlı olarak λ ve ζ belirlenir. λ ve ζ istatistiklerinin belirlenmesi için *momentler*, *maksimum olabilirlik* ve *olasılık kâğıdı* gibi yöntemler mevcuttur (Kırçıl, 2005). Sözü edilen istatistikler bu çalışmada lognormal olasılık kâğıdı kullanılarak bulunmuştur. Gözlenen deneysel verilerin ve bu veriler karşılığı birikimli frekansların ya da birikimli olasılıkların işlendiği grafik kâğıtlarına *olasılık kâğıtları* denir (Gündüz, 1996). Eğer bir veri takımı lognormal dağılıma sahipse, bu verilerin doğal logaritmalarının, olasılık kâğıdına işlendiğinde yaklaşık bir doğru oluşturması beklenir. Şekil 3.19'da tipik bir olasılık kâğıdı görülmektedir.



Şekil 3.19 Tipik lognormal olasılık kâğıdı

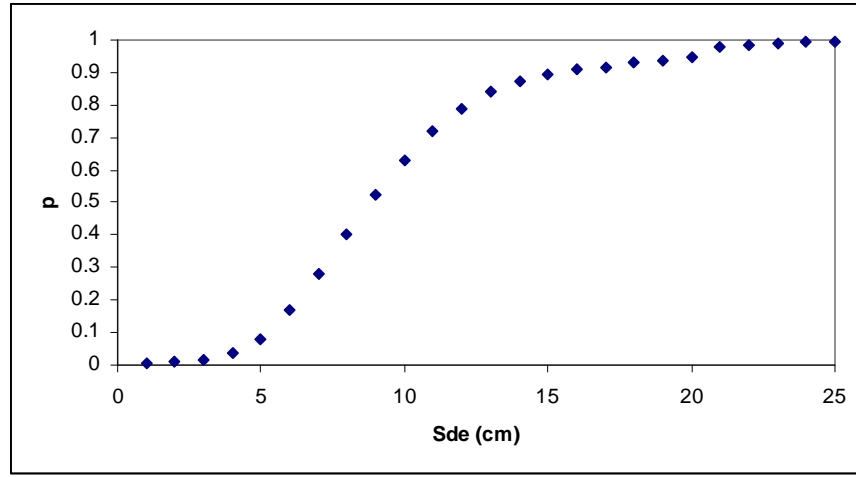
$$P = \Phi(r) \quad (3.46)$$

$$r = \frac{\ln X - \lambda}{\zeta} \quad (3.47)$$

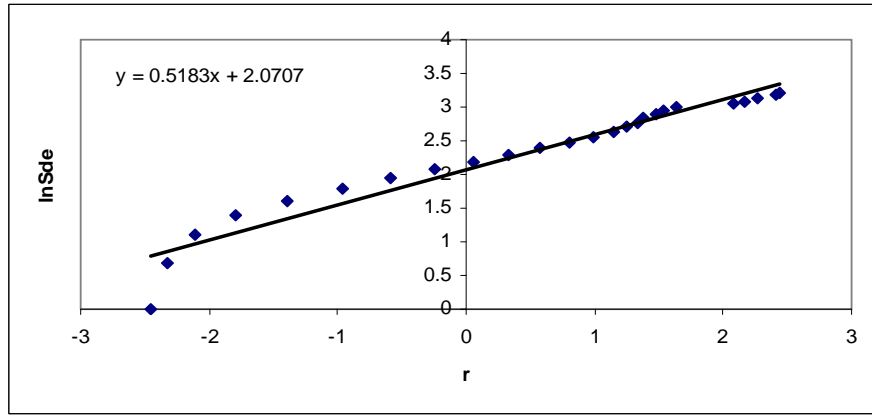
Denklem (3.47) tekrar düzenlenirse (3.48) denklemi elde edilir.

$$\ln X = \zeta r + \lambda \quad (3.48)$$

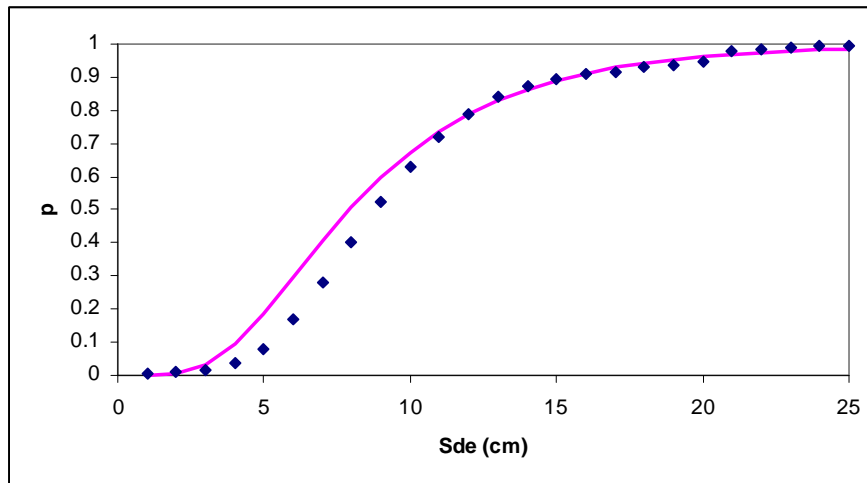
(3.48) denklemi lognormal olasılık kâğıdına işlenmiş verilerden geçirilecek yaklaşık doğrunun fonksiyonudur. Böyle bir doğru denklemi elde etmek için lognormal olasılık kâğıdının düşey eksenine lognormal dağılan değişkenin doğal logaritmaları, yatay eksenine ise bu değişkenlerin karşılığı olan standart normal r değişkeni yazılır. r değişkeni veri takımının ilgili değişkeninin birikimli olasılığından hareketle belirlenir. Bu çalışmada düşey eksene elastik spektral yerdeğiştirmelerin doğal logaritmaları yazılırken, yatay eksene ise her bir spektral yerdeğiştirme değeri için bulunan olasılıktan elde edilen standart normal r değişkeni yazılmıştır. Olasılık kâğıdında λ ve ζ istatistiklerinin belirlenmesi için geçirilmesi gereken yaklaşık doğru MATLAB, EXCEL ve STATISTICA gibi yazılımlarla kolayca yapılabilmektedir. Bu çalışmada EXCEL yazılımı kullanılmıştır. Elde edilen istatistikler kullanılarak spektral yerdeğiştirmelerin birikimli olasılıklarının hesaplanmasıyla ortalama eğri elde edilmiş olur. Aşağıda sözü edilen yöntem kısaca bir daha özetlenmiştir.



Şekil 3.20 Çözümlenmeler sonucu her spektral yerdeğiştirme için elde edilen aşma olasılıkları



Şekil 3.21 Lognormal olasılık kâğıdı



Şekil 3.22 Olasılık kâğıdından elde edilen istatistiklere göre geçirilen eğri

Şekil 3.20’de çözümlenmeler sonucu elde edilen görelî kat ötelemesi oranlarının, hedef alınan herhangi bir performans düzeyi için verilen sınır değeri görelî kat ötelemesi oranını aşma olasılıkları görülmektedir. Bu dağılımın lognormal olduğu kabulü ile yatay ekseninde bulunan S_{de} değerlerinin doğal logaritmaları alınarak düşey eksene ve her spektral yerdeğiştirme için elde edilen aşma olasılığının standart normal değeri r elde edilerek yatay eksene yazılmış ve Şekil 3.21’deki lognormal olasılık kâğıdı elde edilmiştir. Olasılık kâğıdında elde edilen noktalardan yaklaşık eğri geçirilerek bu eğrinin denklemi elde edilmiştir. Şekil 3.21’de yazan denklemden lognormal standart sapma $\zeta = 0.5183$, lognormal ortalama değeri $\lambda = 2.0707$ bulunmuştur. Elde edilen λ ve ζ istatistiklerine göre her bir spektral yerdeğiştirmenin olasılık dağılımı elde edilerek Şekil 3.22’de sürekli çizgi ile gösterilen eğri elde edilmiştir. Böylece istenilen performans düzeyini aşma birikimli olasılığı elde edilmiştir.

Çizelge 4.1’de her iki binanın bütün performans düzeylerini aşma olasılıkları için elde edilen λ ve ζ istatistikleri, Ek 4’te de lognormal olasılık kâğıtları verilmiştir.

4. SONUÇLAR

Bu çalışmada ikili doğrusal çevrim modeli ile çevrimsel (dayanım ve rijitlik) azalmayı dikkate alan modelin hasar olasılığı üzerine etkisi araştırılmıştır. Bu amaçla yapının zaman tanım alanında doğrusal olmayan çözümlemesi yapılarak belirli depremler için elastik olmayan yerdeğiştirme istemleri elde edilmiş ve bu yerdeğiştirme istemlerinden göreceli kat ötelemeleri oranına geçilerek performans seviyesine ait sınır değerlerin aşılma olasılığı elde edilmiştir. Göz önüne alınan performans seviyeleri hemen kullanım, can güvenliği ve göçmenin önlenmesi performans seviyeleridir. Elde edilen olasılıkların lognormal dağıldığı varsayılmış ve olasılık kâğıdı yardımıyla lognormal standart sapma (ζ) ve lognormal ortalama (λ) değerleri elde edilerek, her bir performans seviyesi için hasar olasılık eğrileri çizilmiştir. Çizelge 4.1’de A binası için, Çizelge 4.2’de ise B binası için ζ ve λ değerleri verilmiştir.

Çizelge 4.1 A binası için hasar olasılık eğrilerinin ζ ve λ değerleri

İkili Doğrusal Çevrim Modeli					
Hemen Kullanım		Can Güvenliği		Göçmenin Önlenmesi	
λ	ζ	λ	ζ	λ	ζ
2.0707	0.5183	2.8223	0.4172	3.415	0.3633
Dayanım ve Rijitlik Azalmalı Çevrim Modeli ($\gamma=30$)					
Hemen Kullanım		Can Güvenliği		Göçmenin Önlenmesi	
λ	ζ	λ	ζ	λ	ζ
2.1346	0.5479	2.8169	0.4328	3.2895	0.3743
Dayanım ve Rijitlik Azalmalı Çevrim Modeli ($\gamma=100$)					
Hemen Kullanım		Can Güvenliği		Göçmenin Önlenmesi	
λ	ζ	λ	ζ	λ	ζ
2.1712	0.5834	2.8993	0.4598	3.4006	0.3932

Çizelge 4.2 B binası için hasar olasılık eğrilerinin ζ ve λ değerleri

İkili Doğrusal Çevrim Modeli					
Hemen Kullanım		Can Güvenliği		Göçmenin Önlenmesi	
λ	ζ	λ	ζ	λ	ζ
2.0545	0.5468	2.8756	0.4588	3.4967	0.4078
Dayanım ve Rijitlik Azalmalı Çevrim Modeli ($\gamma=30$)					
Hemen Kullanım		Can Güvenliği		Göçmenin Önlenmesi	
λ	ζ	λ	ζ	λ	ζ
2.1599	0.6165	2.9023	0.4615	3.3345	0.3603
Dayanım ve Rijitlik Azalmalı Çevrim Modeli ($\gamma=100$)					
Hemen Kullanım		Can Güvenliği		Göçmenin Önlenmesi	
λ	ζ	λ	ζ	λ	ζ
2.1348	0.6003	2.9113	0.462	3.3885	0.3692

Her iki bina için elde edilen spektral yerdeğiştirme orta değerleri ise göz önüne alınan her bir çevrim modeli ve performans seviyesi için Çizelge 4.3 ve 4.4'te verilmiştir.

Çizelge 4.3 A binası için elde edilen spektral yerdeğiştirme orta değerleri

İkili Doğrusal Çevrim Modeli		
Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
7.9	16.8	30.4
Dayanım ve Rijitlik Azalmalı Çevrim Modeli ($\gamma=30$)		
Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
8.5	16.7	26.8
Dayanım ve Rijitlik Azalmalı Çevrim Modeli ($\gamma=100$)		
Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
8.8	18.2	30

Çizelge 4.4 B binası için elde edilen spektral yerdeğiştirme orta değerleri

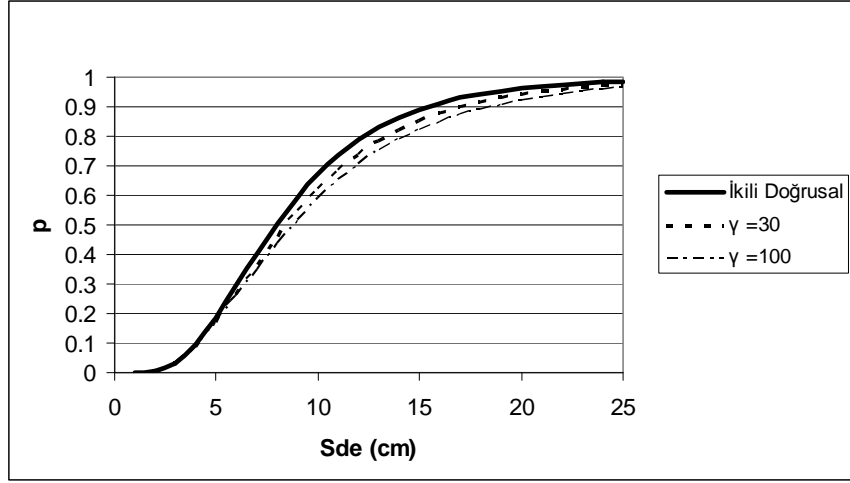
İkili Doğrusal Çevrim Modeli		
Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
7.8	17.7	33.0
Dayanım ve Rijitlik Azalmalı Çevrim Modeli ($\gamma=30$)		
Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
8.7	18.2	28.1
Dayanım ve Rijitlik Azalmalı Çevrim Modeli ($\gamma=100$)		
Hemen Kullanım	Can Güvenliği	Göçmenin Önlenmesi
8.5	18.4	29.6

Çalışmanın amacı esasen farklı çevrim modellerinin hasar olasılığı üzerine etkisini irdelemek olduğundan, Çizelge 4.3 ve 4.4'te verilen sonuçlar üzerine burada yorum yapılmayacaktır.

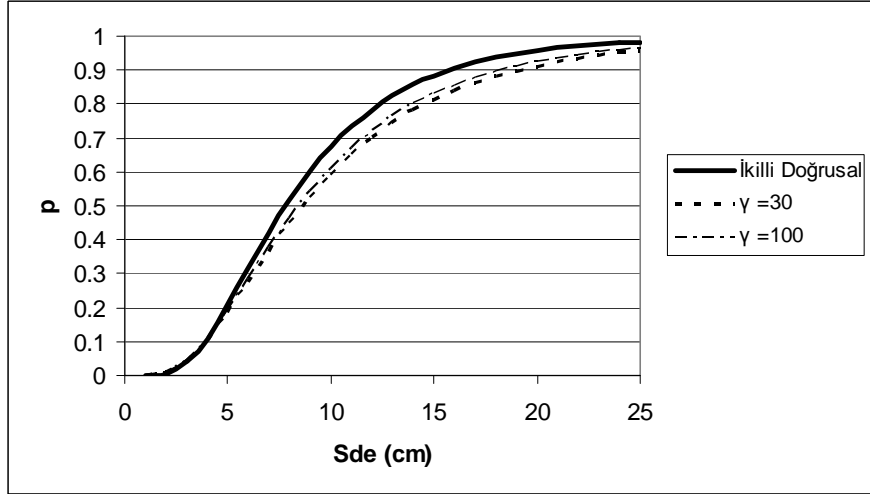
Her üç performans seviyesine göre elde edilen hasar olasılık eğrilerine göre bulunan sonuçlar aşağıda özetlenmeye çalışılmıştır.

4.1 Hemen Kullanım Performans Seviyesi İçin Elde Edilen Sonuçlar

Hemen kullanım performans seviyesi için elde edilen hasar olasılık eğrileri Şekil 4.1 ve 4.2'de sunulmuştur.



Şekil 4.1 A binası için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri



Şekil 4.2 B binası için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri

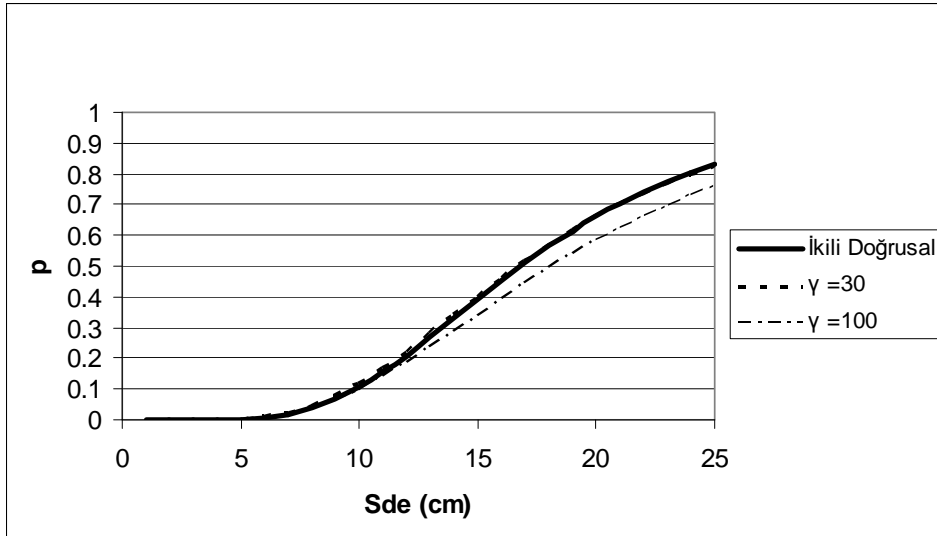
- Şekil 4.1 ve 4.2'de de görüldüğü üzere, bu performans seviyesi için, genel olarak hasar olasılıkları her iki çevrim modeli için de birbirine yakındır. Çevrimsel azalma hızının hasar olasılığı üzerinde özellikle B binası için kayda değer bir etkisi yoktur.
- Ele alınan her iki bina için de yer hareketi şiddetlendikçe ikili doğrusal model için elde edilen hasar olasılığı artmaktadır.
- A binasında, çevrimsel azalmalı model için hafif şiddetteki depremlerde çevrimsel azalma hızı az olduğunda ($\gamma = 100$) hasar olasılığı, çevrimsel azalma hızının fazla

olması durumuna ($\gamma = 30$) göre daha fazladır. Deprem şiddetlendikçe bu eğilim tersine dönmektedir. Ancak B binası için bu durum gözlenmemektedir.

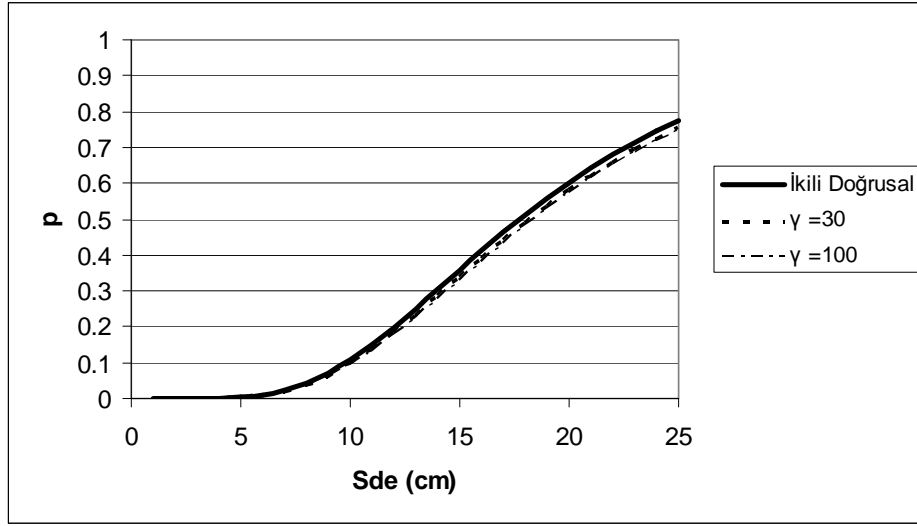
4.2 Can Güvenliği Performans Seviyesi İçin Elde Edilen Sonuçlar

Can güvenliği performans seviyesi için elde edilen hasar olasılık eğrileri Şekil 4.3 ve 4.4'te sunulmuştur.

- Şekil 4.3'te görüldüğü üzere A binası için çevrimsel azalmalı modelde azalma hızı fazla olduğunda ($\gamma = 30$) hasar olasılığı artmaktadır. Ayrıca bu binada, can güvenliği performans seviyesinde, ikili doğrusal model ile çevrimsel azalma hızının yüksek olduğu modelin hasar olasılık eğrileri üst üste düşmektedir.
- B binası içinse her üç model ile elde edilen hasar olasılık eğrileri hemen hemen aynıdır. Gerek çevrim modelinin, gerekse çevrimsel azalma hızının hasar olasılığı üzerinde bir etkisi gözlenmemiştir.



Şekil 4.3 A binası için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri

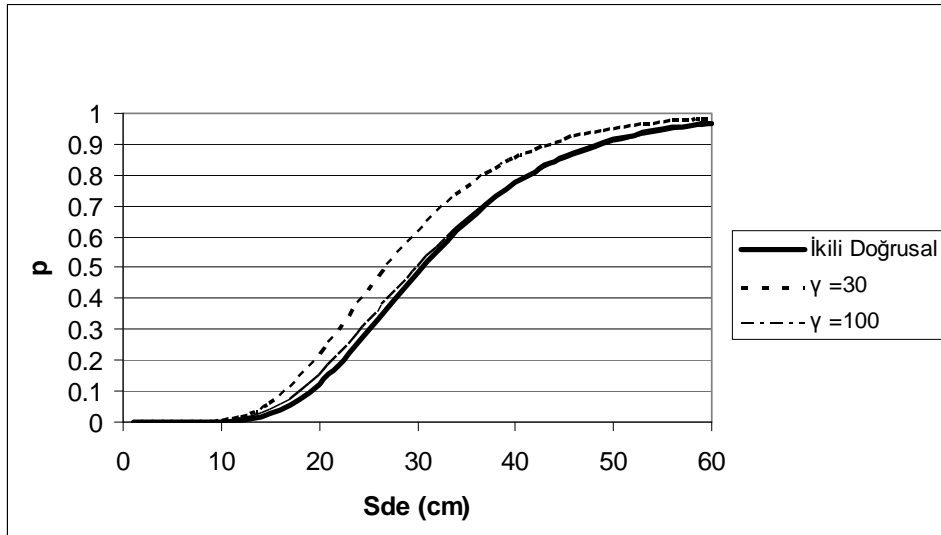


Şekil 4.4 B binası için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri

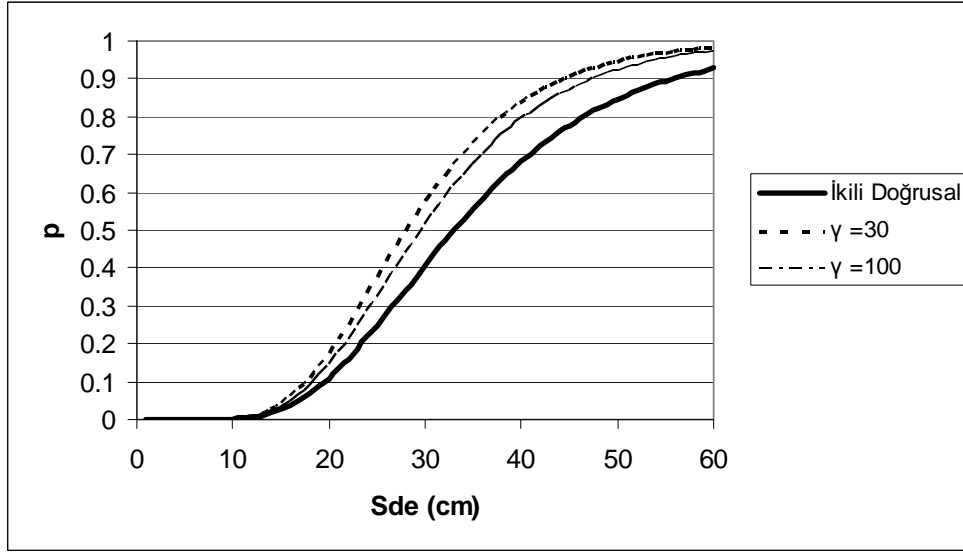
4.3 Göçmenin Önlenmesi Performans Seviyesi İçin Elde Edilen Sonuçlar

Göçmenin önlenmesi performans seviyesi için elde edilen hasar olasılık eğrileri Şekil 4.5 ve 4.6'da sunulmuştur.

- Şekillerde de görüldüğü üzere; ele alınan iki bina için de ikili doğrusal model ile çevrimsel azalmalı modelin hasar olasılıkları arasındaki fark, bu performans seviyesinde daha belirgin hale gelmektedir.



Şekil 4.5 A binası için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri



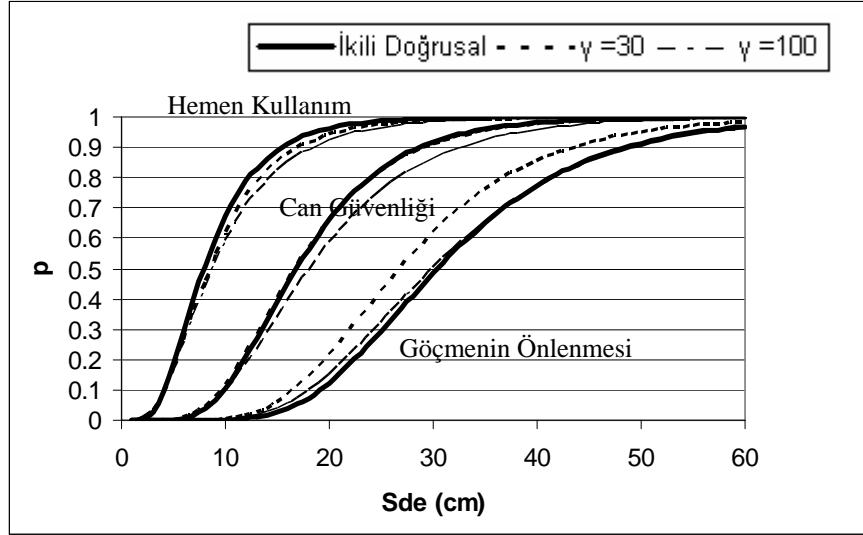
Şekil 4.6 B binası için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri

- Bu performans seviyesinde, her iki bina için de ikili doğrusal model, hemen kullanım performans seviyesinin tersine en düşük hasar olasılıklarını vermektedir.
- Her iki bina için de çevrimsel azalma hızının yüksek ($\gamma = 30$) olduğu model ile elde edilen hasar olasılığı, çevrimsel azalma hızının düşük ($\gamma = 100$) olduğu model ile ikili doğrusal model kullanılarak elde edilen hasar olasılıklarından oldukça yüksektir. Hasar olasılık eğrileri, spektral yerdeğiştirmenin 25 cm'lik değerine kadar çizilmişlerdir. Bu değere karşılık gelen hasar olasılıkları yaklaşık olarak %25 ile %40 arasında değişmektedir. Daha şiddetli depremlerde, çevrimsel azalmalı model ile ikili doğrusal model arasındaki farkın daha da artacağı açıktır.

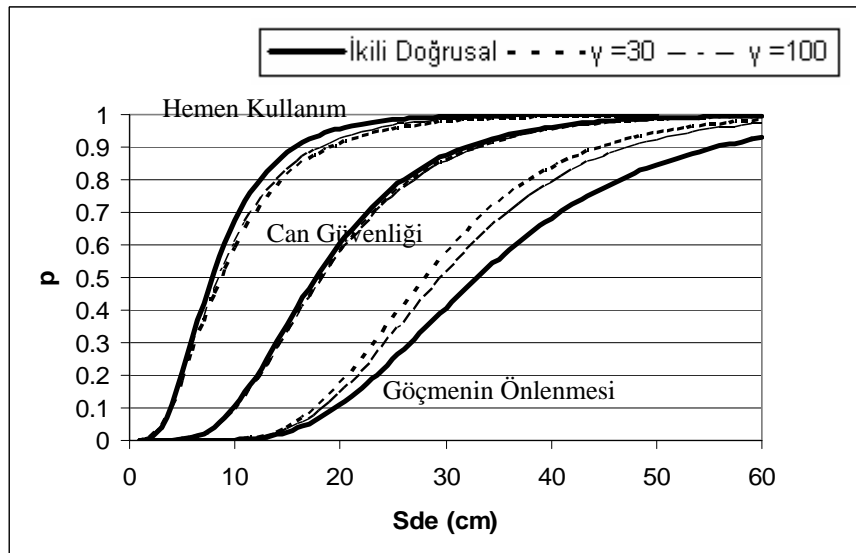
4.4 Genel Değerlendirme ve Sonuçlar

Genel olarak hasar seviyesi arttıkça çevrimsel azalmanın etkisi belirginleşmektedir. Bu eğilim ele alınan her iki binada da (dayanım, rijitlik ve sünekliliği yüksek A binası ile dayanım, rijitlik ve sünekliliği düşük B binası) benzer biçimde gözlenmiştir. Ayrıca hemen kullanım performans seviyesinde (az hasar durumunda) en büyük olasılık değeri ikili doğrusal model ile elde edilmektedir. Bunun tersine, göçmenin önlenmesi performans seviyesinde (fazla hasar durumu) en büyük hasar olasılığı dikkate alınan çevrim modelleri arasında çevrimsel

azalmanın en belirgin ($\gamma = 30$) olduğu model ile elde edilmiştir. Ancak her şeye rağmen ikili doğrusal modelle çevrimsel azalmalı model arasında gözlenen fark umulduğundan azdır. Bunun, hasar olasılık eğrileri çizilirken görece kat ötelemesi oranının hasar parametresi olarak esas alınmasından kaynaklandığı düşünülmektedir.



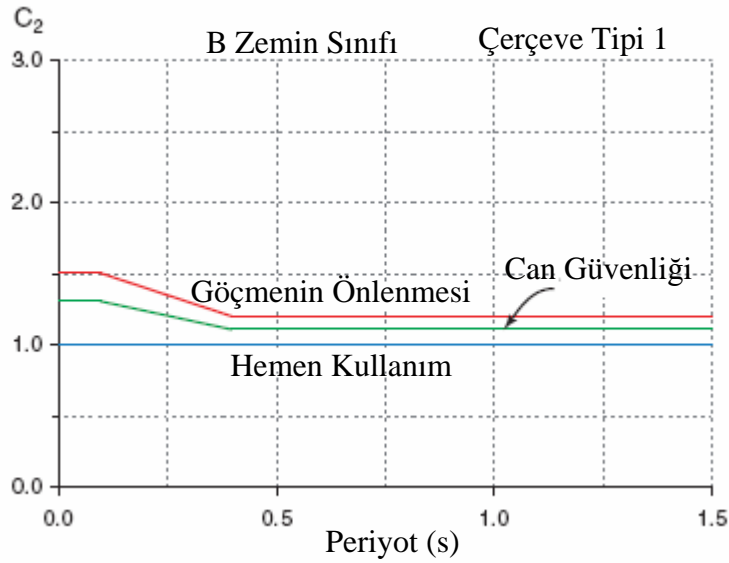
Şekil 4.7 Tüm performans seviyeleri için A binasının hasar olasılık eğrileri



Şekil 4.8 Tüm performans seviyeleri için B binasının hasar olasılık eğrileri

İkili doğrusal model ile çevrimsel azalmalı model arasındaki temel fark eğriler altında kalan alanların, dolayısıyla her iki modelde dağıtılan enerjinin farklı olmasıdır. Ancak görel kat ötelemesi esas alınarak yapılan hasar değerlendirilmesinde bu fark gözetilememektedir. Gözetilen tek fark en büyük elastik olmayan spektral yerdeğiştirme istemleri arasındaki farktır.

Şekil 4.9'da çevrimsel azalmalı sistem ile elastoplastik sistemlerin en büyük elastik olmayan yerdeğiştirme oranlarını temsil eden C_2 katsayısının FEMA 356 ile uyumlu değerleri için FEMA 440'da verilen değerler gösterilmiştir. Şekilde de görüleceği üzere; FEMA dokümanı, hemen kullanım performans seviyesi için yerdeğiştirme isteminde çevrim tipine bağlı bir azalma önermemektedir. Performans seviyesinin düşmesi, bir başka deyişle izin verilen hasarın artmasına bağlı olarak, elastoplastik model esas alınarak bulunan yerdeğiştirme isteminin dayanım azalmasını dikkate almak üzere artırılması önerilmektedir ki bu çalışma kapsamında elde edilen sonuçlar sözü edilen önerilerle tutarlıdır.



Şekil 4.9 FEMA 356 ile uyumlu C_2 değerlerinin örnek dağılımı (FEMA 440, 2005)

Hasar parametresi olarak görel kat ötelemesi, dolaylı olarak yerdeğiştirme istemi kullanmak yerine, enerji esaslı bir hasar parametresi kullanmak suretiyle yapılacak benzer bir çalışmada her iki model için elde edilecek sonuçların bu çalışmada elde edilenlerden farkı olabileceği düşünülmektedir.

KAYNAKLAR

- ATC, (1996), “Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings”, Applied Technology Council.
- Bartlett, F. M. ve MacGregor, J. G., (1996), “Statistical Analysis of the Compressive Strength of Concrete in Structures”, ACI Materials Journals, 93(2):158-168.
- Chopra, A. K., (2001), Dynamics of Structures, Prentice-Hall, New Jersey.
- DBYBHY, (2007), Deprem Bölgelerinde Yapılacak Binalar Hakkında Yönetmelik, T.C. Bayındırlık Bakanlığı, Ankara.
- Erberik, M. A. ve Elnashai, A., (2004), “Fragility Analysis of Flat-slab Structure”, Engineering Structures, 26:937-948.
- Erberik, A. ve Sucuoğlu, H., (2004), “Seismic Energy Dissipation in Deteriorating Systems through Low-cycle Fatigue”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 33:49-67.
- Erberik, M. A. ve Elnashai, A., (2003), “Seismic Vulnerability of Flat-slab Structures”, Technical Report, DS-9 Project (Risk Assessment Modeling), Mid-American Earthquake Center.
- Ersoy, U. ve Özcebe, G., (2004), Betonarme, Evrim Yayınevi, İstanbul.
- FEMA 440, (2005) Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- FEMA 356, (2000), Prestandart and Commentary for The Seismic Rehabilitation of Buildings, Federal Emergency Management Agency, Washington DC.
- Ghobarah, A., Aly, N. M. ve El-Attar, M., (1998), “Seismic Reliability Assessment of Existing Reinforced Concrete Buildings”, Journal of Earthquake Engineering, 2 (4):569-592
- Gündüz, A., (1996), Mühendislikte Olasılık, İstatistik, Risk ve Güvenilirlik, Küre Basım Yayım, İstanbul.
- Ibarra, L., Medina, R. A. ve Krawinler, H., (2005), “Hysteretic Models that Incorporate Strength and Stiffness Deterioration”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 34:1489-1511.
- Ibarra, L., (2002), “SNAP Program User Guide”.
- Jeong, S. ve Elnashai, A. S., (2007), “Probabilistic Fragility Analysis Parameterized by Fundamental Response Quantities”, Engineering Structures, 6:1238-1251.
- Karim, K. R. ve Yamazaki, F., (2003), “A Simplified Method of Constructing Fragility Curves for Highway Bridges”, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 32:1603-1626.
- Kırçıl, M. S. ve Polat, Z., (2006), “Fragility Analysis of Mid-rise R/C Frame Buildings”, Engineering Structures, 28:1335-1345.
- Kırçıl, M. S., (2005), Betonarme Binalarda Deprem Hasarının Olasılık Hesapları ile Tahmini, Yıldız Teknik Üniversitesi, İstanbul.
- Kunnath, S. K., Reinhorn, A. M. ve Park, Y. J., (1990), “Analytical Modeling of Inelastic

Seismic Response of R/C Structures”, *Journal of Structural Engineering*, 116(4):996-1015.

Kwan, W. ve Billington, S. L., (2003), “Influence of Hysteretic Behavior on Equivalent Period and Damping of Structural Systems”, *Journal of Structural Engineering*, 126(5): 576-585.

Kwon, O. ve Elnashai, A., (2006), “The Effect of Material and Ground Motion on the Seismic Vulnerability Curves of RC Structures”, *Engineering Structures*, 28:289-303.

Krawinkler, H., (2000), *Development of a Testing Protocol for Wood Frame Structures*, Stanford University, Stanford.

Lee, L. H., Han, S. W. ve Oh, Y. H., (1999), “Determination of Ductility Factor Considering Different Hysteretic Models”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28:957-977.

Miranda, E., (2001), “Estimation of Inelastic Deformation Demands of SDOF Systems”, *Journal of Structural Engineering*, 127(9):1005-1012.

Mostaghel, N., (1999), “Analytical Description of Pinching, Degrading Hysteretic Systems”, *Journal of Engineering Mechanics*, 125(2):216-224.

NCEER, (1996), “IDARC ‘D Version 4.0: A Computer Program for the Inelastic Damage Analysis of Buildings”, National Center of Earthquake Engineering Research, Buffalo.

Otani, S., (1981), “Hysteresis Models of Reinforced Concrete for Earthquake Response Analysis”, *Journal of Faculty of Engineering, University of Tokyo*, 36(2):407-441.

Rahnama, M., (1993), *Effect of Soft Soil and Hysteresis Model on Seismic Demands*, Stanford University, Stanford.

Sivaselvan, M. V. ve Reinhorn, A. M., (2000), “Hysteretic Models for Deteriorating Inelastic Structures”, *Journal of Engineering Mechanics*, 126(6):633-640.

Sucuoğlu, H. ve Erberik, A., (2004), “Energy-based Hysteresis and Damage Models for Deteriorating Systems”, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33:69-88.

TS500, (2000), *Betonarme Yapıların Tasarım ve Yapım Kuralları*, Türk Standartları Enstitüsü, Ankara.

EKLER

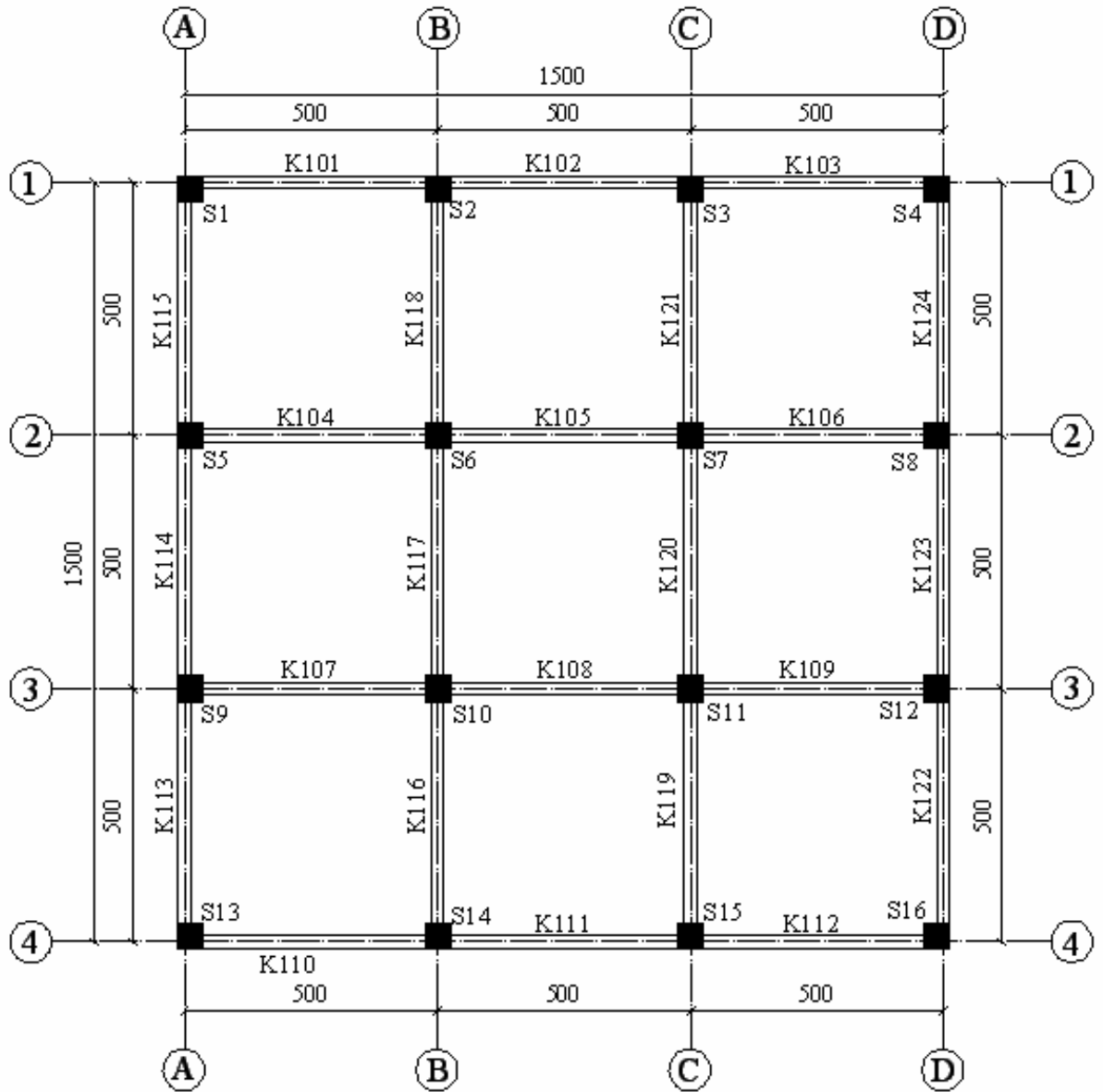
Ek 1 Binaların Taşıyıcı Sistem Detayları

Ek 2 A ve B Binaları İçin İtme Eğrisi ve Görelî Kat Ötelemesi Oranı Değerleri

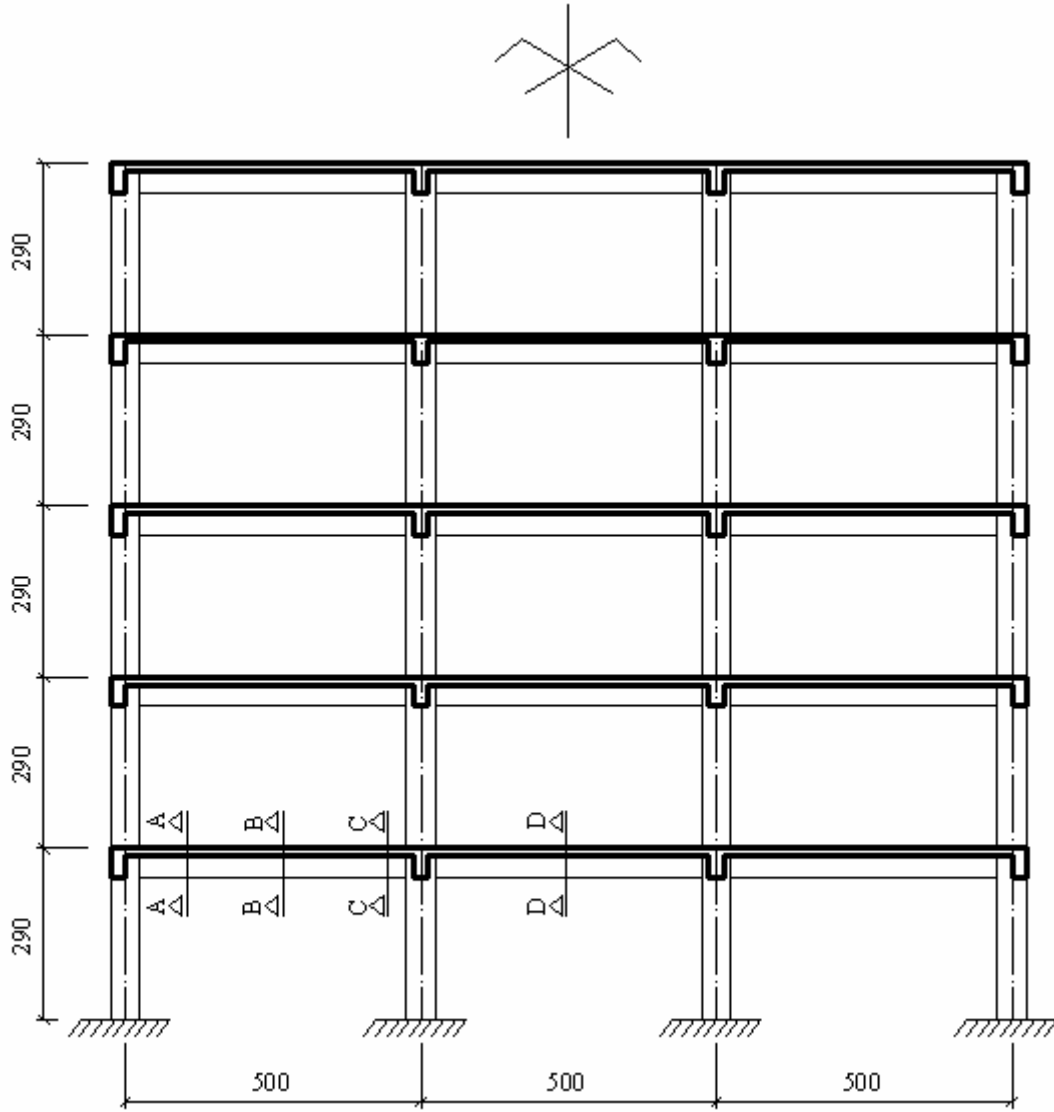
Ek 3 1987 Whittier Aftershock Depremi İçin Bazı Çevrim Örnekleri

Ek 4 Hasar Olasılık Eğrileri ve Lognormal Olasılık Kâğıtları

Ek1 Binaların Taşıyıcı Sistem Detayları



Şekil Ek1.1 Binaların tipik kat planı

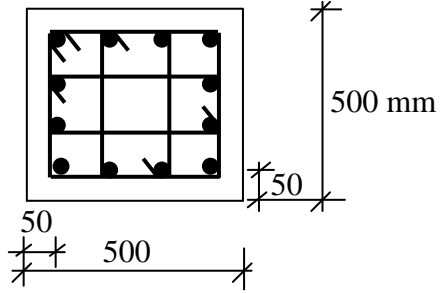


Şekil Ek1.2 Binaların tipik düşey kesiti

Not: Kolon ve kirişlerin boyutları ile donatıları her katta aynıdır.

A binasının taşıyıcı eleman boyutları ve donatı detayları

- **S1, S4, S13 ve S16 kolonlarının kesiti:**

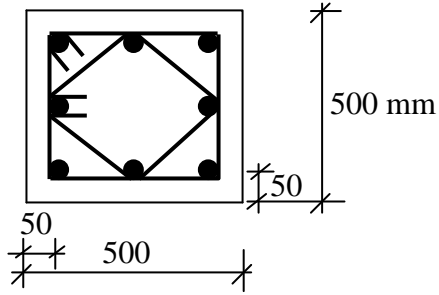


Düşey Donatı: 12 Φ 20

Etriyeler : Φ 8/100mm

Şekil Ek1.3 A binası köşe kolon kesiti

- **S2, S3, S5, S8, S9, S12, S14, S15 kolonlarının kesiti:**

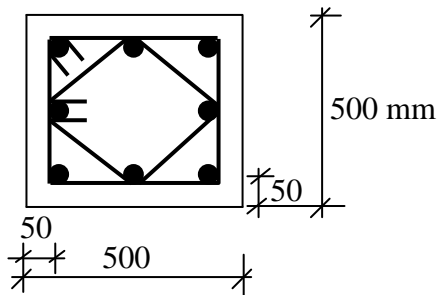


Düşey donatı: 8 Φ 24

Etriye : Φ 8/100

Şekil Ek1.4 A binası kenar kolon kesiti

- **S6, S7, S10, S11 kolonlarının kesiti:**

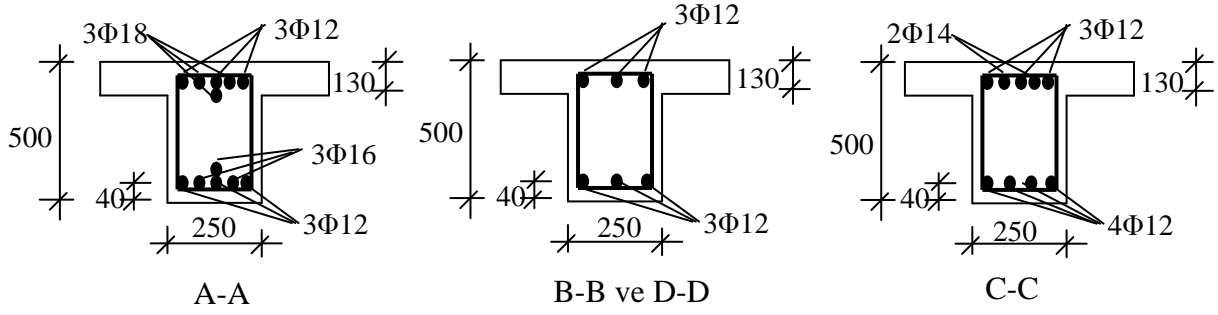


Düşey donatı: 8 Φ 22

Etriye : Φ 8/100

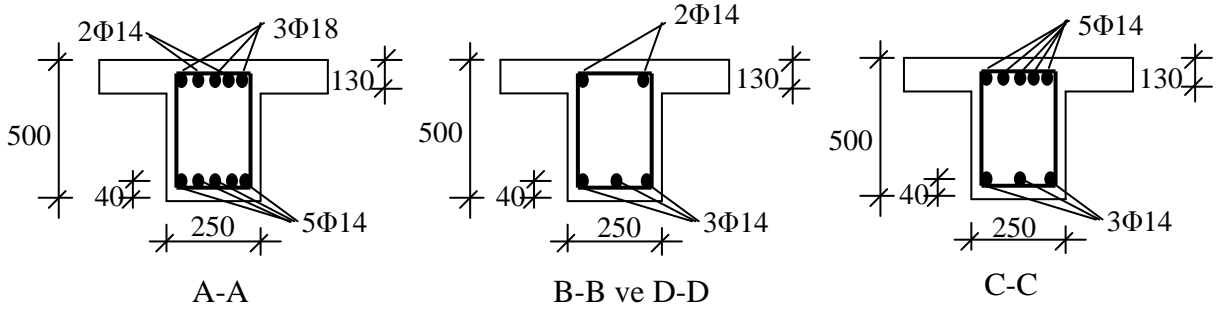
Şekil Ek1.5 A binası orta kolon kesiti

- **Dış Çerçeve Kirişleri (K101, K102, K103, K110, K11, K112, K113, K114, K115, K122, K123, K124)**



Şekil Ek1.6 A binası dış çerçeve kiriş kesitleri

- **İç Çerçeve Kirişleri (K104, K105, K106, K107, K108, K109, K116, K117, K118, K119, K120, K121)**

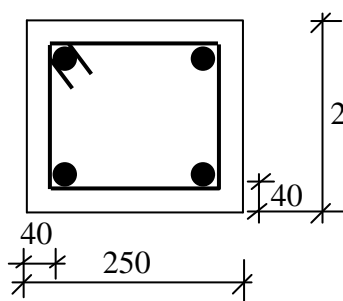


Şekil Ek1.7 A binası iç çerçeve kiriş kesitleri

A binası için tüm kirişlerde etriyeler $\Phi 8/100$ mm olarak yerleştirilmiştir

B binasının taşıyıcı sistem eleman boyutları ve donatı detayları

- **S1, S4, S13 ve S16 kolonlarının kesiti:**

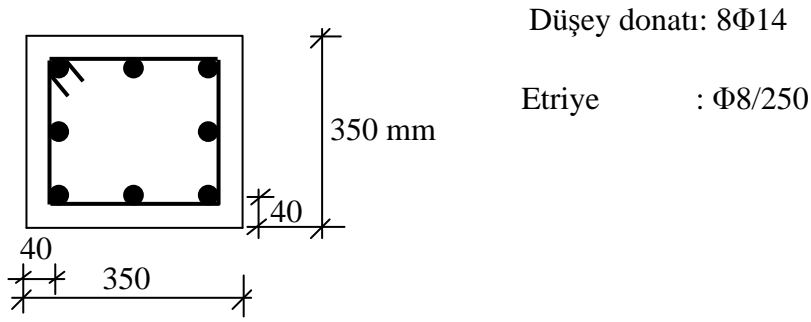


Düşey Donatı: $4\Phi 14$

Etriyeler : $\Phi 8/250$ mm

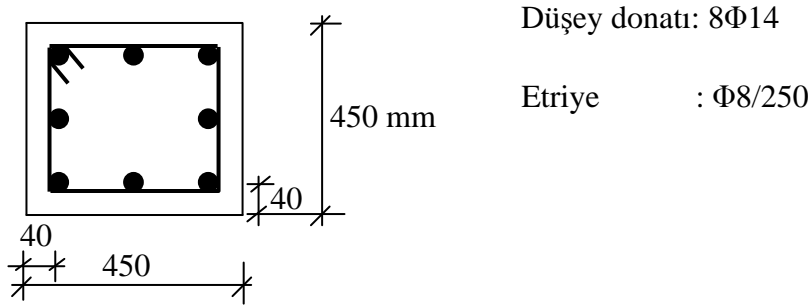
Şekil Ek1.8 B binası köşe kolon kesiti

- **S2, S3, S5, S8, S9, S12, S14, S15 kolonlarının kesiti:**



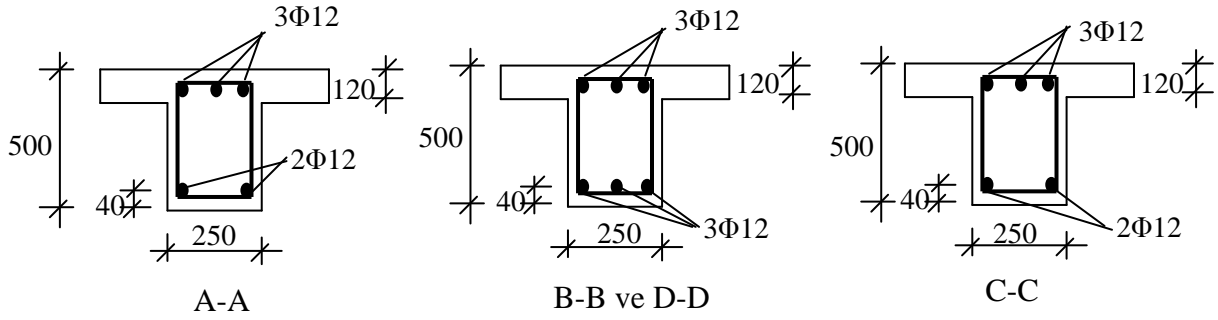
Şekil Ek1.9 B binası kenar kolon kesiti

- **S6, S7, S10, S11 kolonlarının kesiti:**



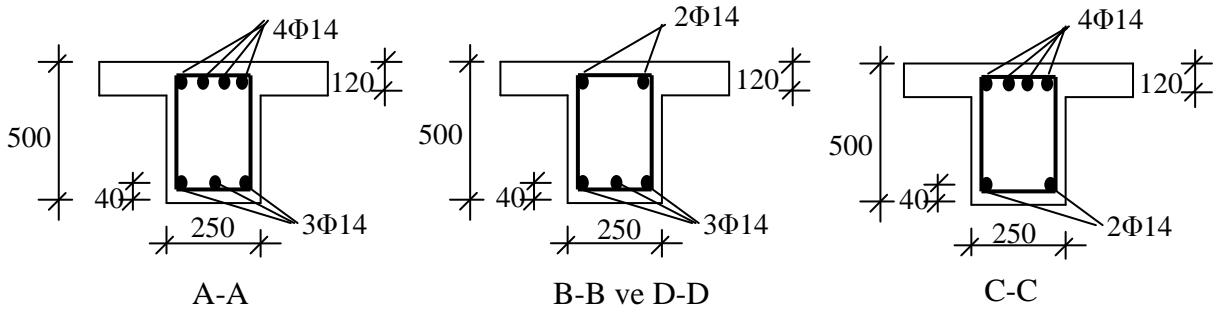
Şekil Ek1.10 B binası orta kolon kesiti

- **Dış Çerçeve Kirişleri (K101, K102, K103, K110, K11, K112, K113, K114, K115, K122, K123, K124)**



Şekil Ek1.11 B binası dış çerçeve kiriş kesitleri

- İç Çerçeve Kirişleri (K104, K105, K106, K107, K108, K109, K116, K117, K118, K119, K120, K121)



Şekil Ek1.12 B binası iç çerçeve kiriş kesitleri

B binası için tüm kirişlerde etriyeler $\Phi 8/250$ mm olarak yerleştirilmiştir.

Ek2 A ve B Binaları İçin İtme Eğrisi ve Görelî Kat Ötelemesi Oranı Değerleri

Çizelge Ek2.1 A binası için itme eğrisi değerleri

Adım	Taban Kesme Kuvveti(kN)	Çatı yerdeğiştirmesi(m)
1	0.00	0.0000
2	11.23	0.0003
3	23.40	0.001
4	34.63	0.001
5	46.80	0.001
6	58.03	0.001
7	70.20	0.002
8	81.43	0.002
9	93.60	0.002
10	104.83	0.002
11	117.00	0.002
12	128.23	0.003
13	140.40	0.003
14	151.63	0.003
15	163.80	0.003
16	175.03	0.004
17	187.20	0.004
18	198.43	0.004
19	210.60	0.005
20	221.83	0.005
21	234.00	0.005
22	245.23	0.005
23	257.40	0.006
24	268.63	0.006
25	280.80	0.006
26	292.03	0.007
27	304.20	0.007
28	315.43	0.008
29	327.60	0.008
30	338.83	0.008
31	351.00	0.009
32	362.23	0.009
33	374.40	0.009
34	385.63	0.010
35	397.80	0.010
36	409.03	0.010
37	421.20	0.011
38	432.43	0.011
39	444.60	0.012
40	455.83	0.012
41	468.00	0.012
42	479.23	0.013
43	491.40	0.013
44	502.63	0.014
45	514.80	0.014

46	526.03	0.014
47	538.20	0.015
48	549.43	0.015
49	561.60	0.015
50	572.83	0.016
51	585.00	0.016
52	597.17	0.017
53	608.40	0.017
54	620.57	0.017
55	631.80	0.018
56	643.97	0.018
57	655.20	0.019
58	667.37	0.019
59	678.60	0.019
60	690.77	0.020
61	702.00	0.020
62	714.17	0.021
63	725.40	0.021
64	737.57	0.021
65	748.80	0.022
66	760.97	0.022
67	772.20	0.023
68	784.37	0.023
69	795.60	0.023
70	807.77	0.024
71	819.00	0.024
72	831.17	0.025
73	842.40	0.025
74	854.57	0.026
75	865.80	0.026
76	877.97	0.027
77	889.20	0.027
78	901.37	0.028
79	912.60	0.028
80	923.83	0.029
81	936.00	0.029
82	947.23	0.030
83	959.40	0.030
84	970.63	0.031
85	982.80	0.031
86	994.03	0.032
87	1006.20	0.032
88	1017.43	0.033
89	1029.60	0.033
90	1040.83	0.034

91	1053.00	0.034
92	1064.23	0.035
93	1076.40	0.035
94	1087.63	0.036
95	1099.80	0.036
96	1111.03	0.037
97	1123.20	0.037
98	1134.43	0.038
99	1146.60	0.038
100	1157.83	0.039
101	1170.00	0.039
102	1181.23	0.040
103	1193.40	0.040
104	1204.63	0.041
105	1216.80	0.041
106	1228.03	0.042
107	1240.20	0.042
108	1251.43	0.043
109	1263.60	0.043
110	1274.83	0.044
111	1287.00	0.044
112	1298.23	0.045
113	1310.40	0.045
114	1321.63	0.046
115	1333.80	0.046
116	1345.03	0.047
117	1357.20	0.047
118	1368.43	0.048
119	1380.60	0.048
120	1391.83	0.049
121	1404.00	0.049
122	1415.23	0.050
123	1427.40	0.050
124	1438.63	0.051
125	1450.80	0.051
126	1462.03	0.052
127	1474.20	0.052
128	1485.43	0.053
129	1497.60	0.053
130	1508.83	0.054
131	1521.00	0.054
132	1532.23	0.055
133	1544.40	0.055
134	1555.63	0.056
135	1567.80	0.056
136	1579.03	0.057
137	1591.20	0.057
138	1602.43	0.058
139	1614.60	0.058
140	1625.83	0.059
141	1638.00	0.059
142	1649.23	0.060

143	1661.40	0.061
144	1672.63	0.061
145	1684.80	0.062
146	1696.03	0.062
147	1708.20	0.063
148	1719.43	0.063
149	1731.60	0.064
150	1742.83	0.064
151	1755.00	0.065
152	1766.23	0.065
153	1778.40	0.066
154	1789.63	0.067
155	1801.80	0.067
156	1813.03	0.068
157	1825.20	0.068
158	1836.43	0.069
159	1848.60	0.070
160	1859.83	0.070
161	1870.13	0.071
162	1883.23	0.072
163	1895.40	0.072
164	1906.63	0.073
165	1918.80	0.074
166	1930.03	0.074
167	1940.33	0.075
168	1953.43	0.076
169	1965.60	0.077
170	1976.83	0.077
171	1989.00	0.078
172	2000.23	0.079
173	2012.40	0.080
174	2023.63	0.081
175	2035.80	0.082
176	2047.03	0.082
177	2059.20	0.083
178	2070.43	0.084
179	2077.92	0.085
180	2093.83	0.086
181	2103.19	0.087
182	2108.81	0.088
183	2129.40	0.091
184	2140.63	0.092
185	2152.80	0.094
186	2164.03	0.097
187	2176.20	0.099
188	2187.43	0.101
189	2199.60	0.104
190	2210.83	0.106
191	2223.00	0.110
192	2234.23	0.114
193	2246.40	0.118
194	2257.63	0.123

195	2269.80	0.127
196	2281.03	0.133
197	2293.20	0.138
198	2304.43	0.143
199	2316.60	0.149
200	2327.83	0.154
201	2340.00	0.159
202	2351.23	0.164
203	2363.40	0.169
204	2374.63	0.175
205	2386.80	0.180
206	2398.03	0.185
207	2410.20	0.190
208	2421.43	0.197
209	2433.60	0.202
210	2444.83	0.210
211	2457.00	0.217
212	2468.23	0.224
213	2480.40	0.231
214	2491.63	0.239
215	2503.80	0.249
216	2515.03	0.262
217	2527.20	0.279
218	2538.43	0.293
219	2550.60	0.309
220	2561.83	0.323
221	2574.00	0.338
222	2585.23	0.353
223	2597.40	0.368
224	2608.63	0.383
225	2620.80	0.398
226	2632.03	0.414
227	2644.20	0.433
228	2655.43	0.451
229	2667.60	0.469
230	2678.83	0.487
231	2691.00	0.505
232	2702.23	0.523
233	2714.40	0.541
234	2725.63	0.559
235	2737.80	0.577
236	2749.03	0.595
237	2761.20	0.613
238	2772.43	0.631
239	2784.60	0.649
240	2795.83	0.667
241	2808.00	0.685
242	2819.23	0.703
243	2831.40	0.722
244	2842.63	0.740
245	2854.80	0.758
246	2866.03	0.776
247	2878.20	0.794

248	2889.43	0.812
249	2901.60	0.830
250	2912.83	0.848
251	2925.00	0.866
252	2936.23	0.884
253	2948.40	0.902
254	2959.63	0.920
255	2971.80	0.938
256	2983.03	0.956
257	2995.20	0.974
258	3006.43	0.992
259	3018.60	1.010
260	3029.83	1.028
261	3042.00	1.046
262	3053.23	1.064
263	3065.40	1.083
264	3076.63	1.101
265	3088.80	1.119
266	3100.03	1.137
267	3112.20	1.155
268	3123.43	1.174
269	3135.60	1.192
270	3146.83	1.210
271	3159.00	1.228
272	3170.23	1.246
273	3182.40	1.265
274	3193.63	1.283
275	3205.80	1.301
276	3217.03	1.319
277	3229.20	1.337
278	3240.43	1.356
279	3252.60	1.374
280	3263.83	1.392
281	3276.00	1.410
282	3287.23	1.429
283	3299.40	1.447
284	3310.63	1.465
285	3322.80	1.484
286	3334.03	1.502
287	3346.20	1.521
288	3357.43	1.539
289	3369.60	1.557
290	3380.83	1.576
291	3393.00	1.594
292	3404.23	1.613
293	3416.40	1.631
294	3427.63	1.649
295	3439.80	1.668
296	3451.03	1.686
297	3463.20	1.704
298	3474.43	1.723
299	3486.60	1.741
300	3497.83	1.760
301	3510.00	1.778

Çizelge Ek2.2 A binası görelî kat ötelemesi oranı % değeri

Adım	KAT1	KAT2	KAT3	KAT4	KAT5
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.002	0.003	0.003	0.002	0.002
3	0.003	0.005	0.005	0.004	0.003
4	0.005	0.007	0.007	0.006	0.004
5	0.006	0.009	0.009	0.007	0.005
6	0.007	0.011	0.011	0.009	0.006
7	0.009	0.014	0.013	0.010	0.007
8	0.010	0.016	0.015	0.012	0.008
9	0.012	0.018	0.017	0.014	0.009
10	0.013	0.020	0.019	0.015	0.010
11	0.015	0.022	0.021	0.017	0.011
12	0.016	0.024	0.023	0.019	0.012
13	0.017	0.027	0.025	0.020	0.013
14	0.019	0.029	0.027	0.022	0.014
15	0.020	0.031	0.030	0.024	0.016
16	0.022	0.033	0.032	0.026	0.017
17	0.023	0.036	0.034	0.028	0.018
18	0.025	0.038	0.037	0.029	0.019
19	0.026	0.041	0.039	0.031	0.020
20	0.028	0.043	0.042	0.033	0.021
21	0.029	0.046	0.044	0.035	0.023
22	0.031	0.048	0.047	0.037	0.024
23	0.033	0.052	0.050	0.040	0.025
24	0.035	0.055	0.053	0.042	0.026
25	0.037	0.058	0.056	0.044	0.028
26	0.039	0.062	0.059	0.046	0.029
27	0.041	0.065	0.063	0.049	0.030
28	0.043	0.068	0.066	0.051	0.032
29	0.045	0.072	0.069	0.054	0.033
30	0.047	0.075	0.073	0.056	0.034
31	0.049	0.079	0.076	0.059	0.036
32	0.051	0.082	0.079	0.061	0.037
33	0.053	0.085	0.083	0.064	0.039
34	0.055	0.089	0.086	0.066	0.040
35	0.057	0.092	0.089	0.069	0.042
36	0.059	0.096	0.093	0.071	0.043
37	0.061	0.099	0.096	0.074	0.044
38	0.063	0.102	0.099	0.077	0.046
39	0.065	0.106	0.103	0.079	0.047
40	0.067	0.109	0.106	0.082	0.049
41	0.069	0.113	0.110	0.085	0.051
42	0.071	0.116	0.113	0.087	0.052
43	0.073	0.119	0.116	0.090	0.054
44	0.075	0.123	0.120	0.093	0.055
45	0.077	0.126	0.123	0.096	0.057
46	0.079	0.130	0.127	0.098	0.059
47	0.081	0.133	0.130	0.101	0.060
48	0.083	0.137	0.133	0.104	0.062
49	0.085	0.140	0.137	0.106	0.063
50	0.087	0.143	0.140	0.109	0.065
51	0.089	0.147	0.144	0.112	0.067

52	0.091	0.150	0.147	0.115	0.069
53	0.093	0.154	0.150	0.117	0.070
54	0.095	0.157	0.154	0.120	0.072
55	0.097	0.161	0.157	0.123	0.074
56	0.099	0.164	0.161	0.126	0.075
57	0.101	0.167	0.164	0.128	0.077
58	0.103	0.171	0.167	0.131	0.079
59	0.105	0.174	0.171	0.134	0.080
60	0.107	0.178	0.174	0.137	0.082
61	0.109	0.182	0.178	0.140	0.084
62	0.112	0.185	0.182	0.142	0.086
63	0.114	0.189	0.186	0.145	0.088
64	0.116	0.193	0.190	0.148	0.090
65	0.118	0.197	0.194	0.151	0.092
66	0.120	0.201	0.197	0.154	0.094
67	0.122	0.204	0.201	0.157	0.096
68	0.124	0.208	0.205	0.160	0.098
69	0.126	0.212	0.209	0.163	0.100
70	0.129	0.216	0.213	0.167	0.102
71	0.131	0.221	0.218	0.170	0.104
72	0.134	0.225	0.222	0.173	0.106
73	0.136	0.229	0.226	0.177	0.108
74	0.138	0.233	0.231	0.180	0.110
75	0.141	0.238	0.235	0.183	0.112
76	0.143	0.242	0.239	0.187	0.114
77	0.146	0.246	0.243	0.190	0.117
78	0.148	0.250	0.248	0.193	0.119
79	0.151	0.255	0.252	0.197	0.121
80	0.153	0.259	0.256	0.200	0.123
81	0.155	0.263	0.261	0.203	0.125
82	0.158	0.267	0.265	0.207	0.127
83	0.160	0.272	0.269	0.210	0.129
84	0.163	0.276	0.274	0.214	0.131
85	0.165	0.280	0.278	0.217	0.133
86	0.167	0.284	0.282	0.220	0.136
87	0.170	0.289	0.287	0.224	0.138
88	0.172	0.293	0.291	0.227	0.140
89	0.175	0.297	0.295	0.230	0.142
90	0.177	0.301	0.300	0.234	0.144
91	0.180	0.306	0.304	0.237	0.146
92	0.182	0.310	0.308	0.241	0.149
93	0.184	0.314	0.313	0.245	0.151
94	0.187	0.319	0.317	0.248	0.154
95	0.189	0.323	0.322	0.252	0.156
96	0.192	0.327	0.326	0.256	0.159
97	0.194	0.332	0.330	0.259	0.161
98	0.197	0.336	0.335	0.263	0.164
99	0.199	0.340	0.339	0.266	0.166
100	0.201	0.344	0.344	0.270	0.168
101	0.204	0.349	0.348	0.274	0.171
102	0.206	0.353	0.353	0.277	0.173
103	0.209	0.357	0.357	0.281	0.176
104	0.211	0.362	0.361	0.285	0.178
105	0.214	0.366	0.366	0.288	0.181

106	0.216	0.370	0.370	0.292	0.183
107	0.218	0.375	0.375	0.296	0.185
108	0.221	0.379	0.379	0.299	0.188
109	0.223	0.383	0.384	0.303	0.190
110	0.226	0.388	0.388	0.307	0.193
111	0.228	0.392	0.392	0.310	0.195
112	0.231	0.396	0.397	0.314	0.198
113	0.233	0.400	0.401	0.318	0.200
114	0.235	0.405	0.406	0.321	0.202
115	0.238	0.409	0.410	0.325	0.205
116	0.240	0.413	0.415	0.329	0.207
117	0.243	0.418	0.419	0.332	0.210
118	0.245	0.422	0.423	0.336	0.212
119	0.248	0.426	0.428	0.340	0.215
120	0.250	0.431	0.432	0.343	0.217
121	0.252	0.435	0.437	0.347	0.219
122	0.255	0.439	0.441	0.350	0.222
123	0.257	0.444	0.446	0.354	0.224
124	0.260	0.448	0.450	0.358	0.227
125	0.262	0.453	0.455	0.362	0.229
126	0.265	0.457	0.460	0.365	0.232
127	0.267	0.462	0.464	0.369	0.234
128	0.270	0.466	0.469	0.373	0.237
129	0.272	0.471	0.474	0.377	0.239
130	0.275	0.475	0.478	0.380	0.242
131	0.277	0.480	0.483	0.384	0.244
132	0.280	0.484	0.487	0.388	0.247
133	0.282	0.489	0.492	0.392	0.249
134	0.285	0.493	0.497	0.395	0.252
135	0.287	0.498	0.501	0.399	0.254
136	0.290	0.502	0.506	0.403	0.256
137	0.292	0.507	0.511	0.407	0.259
138	0.295	0.512	0.516	0.411	0.262
139	0.297	0.516	0.521	0.415	0.264
140	0.300	0.521	0.525	0.418	0.267
141	0.302	0.525	0.530	0.422	0.269
142	0.305	0.530	0.535	0.426	0.272
143	0.307	0.535	0.540	0.430	0.274
144	0.310	0.540	0.545	0.434	0.277
145	0.313	0.544	0.550	0.438	0.279
146	0.315	0.549	0.555	0.442	0.282
147	0.318	0.554	0.560	0.446	0.284
148	0.321	0.559	0.565	0.450	0.287
149	0.323	0.563	0.569	0.454	0.290
150	0.326	0.568	0.574	0.458	0.292
151	0.329	0.573	0.579	0.462	0.295
152	0.331	0.578	0.584	0.466	0.297
153	0.334	0.582	0.589	0.470	0.300
154	0.337	0.588	0.595	0.474	0.302
155	0.340	0.593	0.600	0.479	0.305
156	0.343	0.599	0.607	0.483	0.308
157	0.346	0.605	0.613	0.488	0.311
158	0.348	0.611	0.619	0.492	0.314
159	0.351	0.617	0.625	0.497	0.317

160	0.354	0.623	0.631	0.501	0.320
161	0.357	0.629	0.637	0.506	0.323
162	0.361	0.635	0.643	0.510	0.326
163	0.364	0.640	0.649	0.515	0.329
164	0.367	0.646	0.655	0.519	0.332
165	0.370	0.652	0.661	0.524	0.335
166	0.373	0.658	0.667	0.528	0.338
167	0.376	0.664	0.673	0.533	0.341
168	0.380	0.671	0.681	0.539	0.345
169	0.384	0.677	0.688	0.544	0.348
170	0.387	0.683	0.695	0.549	0.351
171	0.391	0.690	0.702	0.555	0.355
172	0.395	0.697	0.710	0.561	0.359
173	0.399	0.705	0.718	0.567	0.362
174	0.404	0.713	0.726	0.574	0.366
175	0.408	0.721	0.734	0.580	0.370
176	0.413	0.729	0.743	0.586	0.374
177	0.417	0.737	0.751	0.593	0.378
178	0.422	0.745	0.759	0.599	0.382
179	0.427	0.753	0.767	0.605	0.386
180	0.433	0.762	0.776	0.612	0.390
181	0.439	0.770	0.785	0.619	0.394
182	0.447	0.781	0.795	0.626	0.398
183	0.472	0.801	0.810	0.636	0.404
184	0.490	0.816	0.822	0.644	0.409
185	0.512	0.836	0.838	0.655	0.415
186	0.536	0.859	0.857	0.667	0.421
187	0.559	0.879	0.874	0.678	0.427
188	0.581	0.900	0.892	0.688	0.433
189	0.604	0.921	0.909	0.699	0.439
190	0.633	0.947	0.929	0.712	0.446
191	0.674	0.984	0.956	0.728	0.454
192	0.714	1.020	0.985	0.745	0.463
193	0.760	1.062	1.019	0.767	0.474
194	0.804	1.103	1.052	0.788	0.485
195	0.851	1.147	1.088	0.812	0.498
196	0.900	1.192	1.126	0.839	0.513
197	0.952	1.241	1.168	0.869	0.531
198	1.002	1.288	1.207	0.897	0.547
199	1.052	1.335	1.247	0.925	0.563
200	1.102	1.381	1.286	0.953	0.579
201	1.152	1.428	1.325	0.981	0.595
202	1.202	1.475	1.365	1.009	0.612
203	1.252	1.521	1.404	1.037	0.628
204	1.302	1.568	1.444	1.065	0.644
205	1.352	1.615	1.483	1.093	0.660
206	1.402	1.662	1.522	1.121	0.676
207	1.452	1.708	1.562	1.149	0.692
208	1.508	1.761	1.608	1.184	0.715
209	1.562	1.813	1.653	1.217	0.735
210	1.628	1.876	1.709	1.264	0.767
211	1.691	1.936	1.764	1.308	0.791
212	1.753	1.995	1.816	1.350	0.817
213	1.817	2.057	1.871	1.395	0.841

214	1.880	2.117	1.926	1.438	0.865
215	1.964	2.200	2.004	1.508	0.913
216	2.068	2.303	2.104	1.598	0.946
217	2.218	2.454	2.256	1.738	0.957
218	2.341	2.578	2.378	1.848	0.974
219	2.467	2.705	2.504	1.964	1.004
220	2.592	2.830	2.628	2.078	1.028
221	2.717	2.955	2.751	2.191	1.051
222	2.842	3.080	2.875	2.305	1.074
223	2.967	3.205	2.999	2.418	1.098
224	3.092	3.330	3.123	2.532	1.121
225	3.219	3.458	3.249	2.649	1.156
226	3.346	3.586	3.376	2.766	1.191
227	3.487	3.728	3.518	2.904	1.290
228	3.624	3.866	3.656	3.037	1.374
229	3.760	4.003	3.792	3.167	1.451
230	3.898	4.141	3.930	3.299	1.532
231	4.034	4.279	4.067	3.430	1.611
232	4.171	4.416	4.204	3.560	1.689
233	4.308	4.554	4.342	3.691	1.768
234	4.445	4.691	4.479	3.822	1.847
235	4.582	4.829	4.616	3.953	1.926
236	4.719	4.967	4.753	4.084	2.005
237	4.855	5.104	4.891	4.215	2.084
238	4.992	5.242	5.028	4.346	2.163
239	5.129	5.380	5.166	4.476	2.242
240	5.266	5.518	5.303	4.607	2.320
241	5.403	5.656	5.440	4.738	2.399
242	5.540	5.794	5.578	4.868	2.478
243	5.677	5.931	5.715	4.999	2.557
244	5.814	6.069	5.852	5.130	2.636
245	5.951	6.207	5.990	5.260	2.714
246	6.088	6.345	6.127	5.391	2.793
247	6.225	6.483	6.264	5.522	2.872
248	6.362	6.621	6.402	5.652	2.951
249	6.499	6.759	6.539	5.783	3.030
250	6.636	6.897	6.677	5.913	3.108
251	6.773	7.034	6.814	6.044	3.187
252	6.912	7.174	6.953	6.171	3.265
253	7.050	7.313	7.092	6.300	3.342
254	7.188	7.452	7.230	6.429	3.420
255	7.327	7.592	7.369	6.557	3.498
256	7.465	7.731	7.507	6.686	3.576
257	7.603	7.870	7.646	6.814	3.654
258	7.744	8.012	7.787	6.938	3.730
259	7.884	8.153	7.927	7.064	3.807
260	8.023	8.294	8.066	7.190	3.883
261	8.163	8.434	8.206	7.316	3.960
262	8.303	8.575	8.346	7.442	4.037
263	8.455	8.729	8.496	7.547	4.105
264	8.604	8.879	8.644	7.657	4.175
265	8.753	9.030	8.792	7.767	4.245
266	8.902	9.180	8.940	7.877	4.315
267	9.051	9.331	9.088	7.987	4.385

268	9.200	9.481	9.236	8.097	4.455
269	9.349	9.632	9.384	8.207	4.525
270	9.498	9.782	9.532	8.317	4.595
271	9.648	9.933	9.680	8.427	4.664
272	9.797	10.083	9.828	8.536	4.734
273	9.946	10.234	9.975	8.646	4.804
274	10.095	10.384	10.123	8.756	4.874
275	10.244	10.535	10.271	8.866	4.944
276	10.393	10.686	10.419	8.976	5.014
277	10.542	10.836	10.567	9.086	5.084
278	10.691	10.987	10.715	9.196	5.154
279	10.840	11.137	10.863	9.306	5.224
280	10.990	11.288	11.011	9.418	5.297
281	11.139	11.439	11.160	9.529	5.369
282	11.289	11.590	11.308	9.640	5.442
283	11.438	11.741	11.457	9.751	5.514
284	11.587	11.892	11.605	9.863	5.586
285	11.737	12.043	11.753	9.975	5.660
286	11.887	12.194	11.902	10.087	5.733
287	12.036	12.345	12.051	10.198	5.806
288	12.186	12.496	12.199	10.310	5.879
289	12.335	12.647	12.348	10.422	5.952
290	12.485	12.798	12.496	10.534	6.025
291	12.634	12.949	12.645	10.646	6.098
292	12.784	13.100	12.793	10.757	6.171
293	12.933	13.251	12.942	10.869	6.244
294	13.083	13.402	13.090	10.981	6.317
295	13.232	13.553	13.239	11.092	6.390
296	13.382	13.704	13.387	11.204	6.463
297	13.532	13.855	13.536	11.316	6.536
298	13.681	14.006	13.684	11.428	6.609
299	13.831	14.157	13.833	11.540	6.682
300	13.980	14.308	13.982	11.651	6.755
301	14.130	14.459	14.130	11.763	6.828

Çizelge Ek2.3 B binası için itme eğrisi değerleri

Adım	Taban Kesme Kuvveti(kN)	Çatı yerdeğiştirmesi(m)
1	0.00	0.000
2	10.39	0.010
3	21.65	0.011
4	32.04	0.012
5	43.30	0.013
6	53.69	0.014
7	64.95	0.015
8	75.34	0.016
9	86.60	0.017
10	97.86	0.018
11	108.25	0.018
12	119.51	0.019
13	129.90	0.020
14	141.16	0.021
15	151.55	0.022
16	162.81	0.023
17	173.20	0.024
18	184.46	0.025
19	194.85	0.025
20	206.11	0.026
21	216.50	0.027
22	227.76	0.028
23	238.15	0.029
24	249.41	0.030
25	259.80	0.031
26	271.06	0.032
27	281.45	0.033
28	292.71	0.033
29	303.10	0.034
30	314.36	0.035
31	324.75	0.036
32	336.01	0.037
33	346.40	0.038
34	357.66	0.039
35	368.05	0.040
36	379.31	0.040
37	389.70	0.041
38	400.96	0.042
39	411.35	0.043
40	422.61	0.044
41	433.00	0.045
42	444.26	0.046
43	454.65	0.047
44	465.91	0.047
45	476.30	0.048
46	487.56	0.049
47	497.95	0.050
48	509.21	0.051

55	584.55	0.057
56	595.81	0.058
57	606.20	0.059
58	617.46	0.060
59	627.85	0.061
60	639.11	0.063
61	649.50	0.064
62	657.29	0.065
63	671.15	0.067
64	681.54	0.069
65	692.80	0.071
66	703.19	0.073
67	714.45	0.074
68	724.84	0.077
69	735.23	0.080
70	746.49	0.084
71	756.88	0.088
72	768.14	0.093
73	771.61	0.099
74	789.79	0.109
75	801.05	0.119
76	807.11	0.132
77	822.70	0.150
78	833.09	0.169
79	844.35	0.190
80	854.74	0.223
81	866.00	0.252
82	876.39	0.286
83	887.65	0.319
84	898.04	0.352
85	909.30	0.385
86	919.69	0.419
87	930.95	0.453
88	941.34	0.486
89	952.60	0.520
90	962.99	0.554
91	974.25	0.587
92	984.64	0.622
93	995.90	0.657
94	1006.29	0.692
95	1017.55	0.727
96	1027.94	0.762
97	1039.20	0.797
98	1049.59	0.832
99	1060.85	0.866
100	1071.24	0.906
101	1082.50	0.944
102	1092.89	0.982

49	519.60	0.052
50	530.86	0.053
51	541.25	0.054
52	552.51	0.055
53	562.90	0.055
54	574.16	0.056

103	1104.15	1.021
104	1114.54	1.059
105	1125.80	1.097
106	1136.19	1.136
107	1147.45	1.174
108	1157.84	1.212

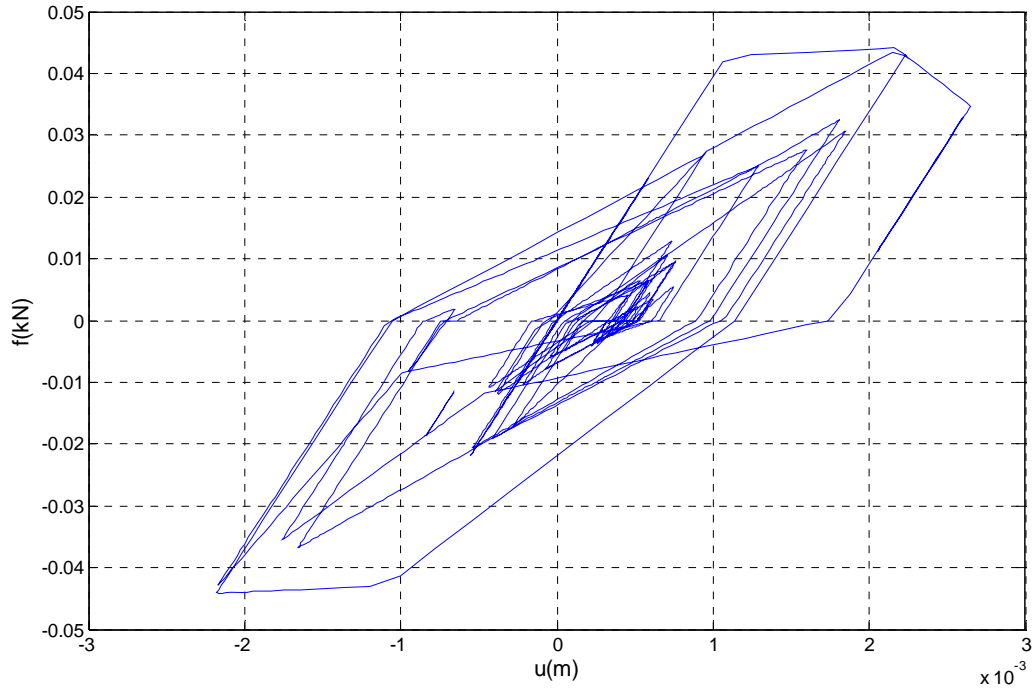
Çizelge Ek2.4 B binası görel kat ötelemesi oranı % değerleri

Adım	KAT1	KAT2	KAT3	KAT4	KAT5
1	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000
2	0.028	0.064	0.083	0.092	0.093
3	0.035	0.073	0.092	0.099	0.097
4	0.040	0.081	0.099	0.104	0.100
5	0.045	0.089	0.106	0.110	0.104
6	0.050	0.097	0.114	0.116	0.108
7	0.055	0.104	0.122	0.122	0.112
8	0.060	0.112	0.129	0.128	0.116
9	0.065	0.120	0.137	0.134	0.119
10	0.070	0.128	0.144	0.140	0.123
11	0.076	0.136	0.152	0.146	0.127
12	0.081	0.144	0.159	0.152	0.131
13	0.086	0.152	0.167	0.158	0.135
14	0.091	0.160	0.174	0.164	0.139
15	0.096	0.167	0.182	0.170	0.143
16	0.101	0.175	0.189	0.176	0.147
17	0.106	0.183	0.197	0.182	0.150
18	0.112	0.191	0.204	0.188	0.154
19	0.117	0.199	0.212	0.194	0.158
20	0.122	0.207	0.219	0.199	0.162
21	0.127	0.215	0.227	0.205	0.166
22	0.132	0.223	0.234	0.211	0.170
23	0.137	0.230	0.242	0.217	0.174
24	0.142	0.238	0.249	0.223	0.178
25	0.148	0.246	0.257	0.229	0.181
26	0.153	0.254	0.264	0.235	0.185
27	0.158	0.262	0.272	0.241	0.189
28	0.163	0.270	0.279	0.247	0.193
29	0.168	0.278	0.287	0.253	0.197
30	0.173	0.286	0.294	0.259	0.201
31	0.178	0.293	0.302	0.265	0.205
32	0.183	0.301	0.309	0.271	0.209
33	0.189	0.309	0.317	0.277	0.212
34	0.194	0.317	0.324	0.282	0.216
35	0.199	0.325	0.332	0.288	0.220
36	0.204	0.333	0.339	0.294	0.224
37	0.209	0.341	0.347	0.300	0.228
38	0.214	0.349	0.354	0.306	0.232
39	0.219	0.356	0.362	0.312	0.236
40	0.225	0.364	0.369	0.318	0.240

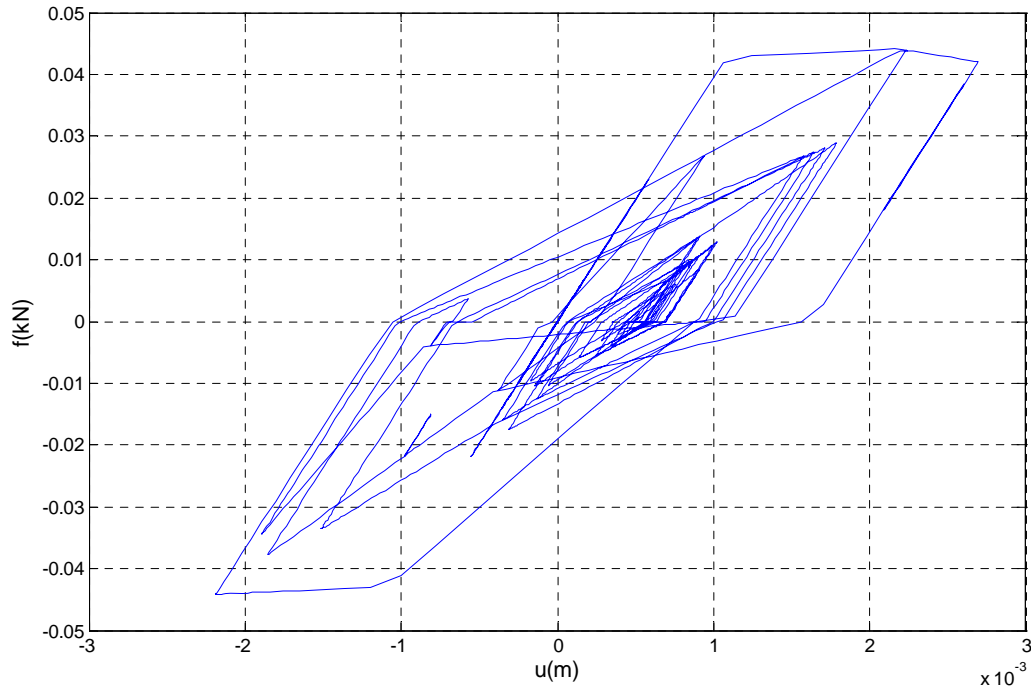
41	0.230	0.372	0.377	0.324	0.243
42	0.235	0.380	0.384	0.330	0.247
43	0.240	0.388	0.392	0.336	0.251
44	0.245	0.396	0.399	0.342	0.255
45	0.250	0.404	0.407	0.348	0.259
46	0.255	0.412	0.414	0.354	0.263
47	0.261	0.419	0.422	0.360	0.267
48	0.266	0.427	0.429	0.366	0.271
49	0.271	0.435	0.437	0.371	0.274
50	0.276	0.443	0.444	0.377	0.278
51	0.281	0.451	0.452	0.383	0.282
52	0.286	0.459	0.459	0.389	0.286
53	0.291	0.467	0.467	0.395	0.290
54	0.297	0.476	0.476	0.402	0.294
55	0.302	0.485	0.484	0.408	0.298
56	0.308	0.494	0.493	0.414	0.302
57	0.313	0.503	0.502	0.420	0.306
58	0.319	0.513	0.510	0.426	0.310
59	0.326	0.525	0.521	0.433	0.314
60	0.333	0.536	0.531	0.440	0.318
61	0.341	0.552	0.544	0.447	0.322
62	0.349	0.566	0.556	0.454	0.326
63	0.364	0.585	0.572	0.463	0.331
64	0.378	0.603	0.587	0.472	0.335
65	0.392	0.622	0.602	0.481	0.340
66	0.405	0.640	0.618	0.491	0.345
67	0.419	0.659	0.635	0.501	0.349
68	0.438	0.691	0.665	0.519	0.356
69	0.457	0.720	0.695	0.535	0.362
70	0.485	0.760	0.730	0.553	0.368
71	0.513	0.800	0.767	0.571	0.375
72	0.569	0.861	0.815	0.594	0.382
73	0.619	0.918	0.862	0.618	0.390
74	0.733	1.021	0.938	0.652	0.400
75	0.836	1.121	1.022	0.700	0.413
76	0.960	1.246	1.136	0.782	0.426
77	1.141	1.418	1.285	0.883	0.446
78	1.327	1.600	1.451	0.984	0.464
79	1.530	1.802	1.640	1.121	0.474
80	1.809	2.086	1.924	1.373	0.485
81	2.066	2.347	2.180	1.586	0.502
82	2.358	2.645	2.480	1.859	0.510
83	2.644	2.936	2.772	2.122	0.521
84	2.930	3.228	3.064	2.385	0.530
85	3.216	3.520	3.358	2.652	0.545
86	3.504	3.814	3.652	2.914	0.563
87	3.794	4.110	3.949	3.172	0.583
88	4.084	4.406	4.245	3.431	0.603
89	4.374	4.702	4.541	3.689	0.622
90	4.664	4.998	4.838	3.948	0.642
91	4.954	5.294	5.135	4.208	0.662
92	5.246	5.592	5.435	4.473	0.713
93	5.538	5.891	5.734	4.737	0.763
94	5.829	6.189	6.033	5.001	0.812

95	6.121	6.487	6.333	5.265	0.861
96	6.413	6.786	6.632	5.529	0.910
97	6.705	7.084	6.932	5.793	0.958
98	6.997	7.382	7.231	6.057	1.007
99	7.288	7.680	7.531	6.321	1.056
100	7.590	7.989	7.841	6.605	1.212
101	7.888	8.294	8.148	6.885	1.342
102	8.186	8.599	8.455	7.166	1.471
103	8.492	8.914	8.770	7.425	1.596
104	8.796	9.226	9.083	7.689	1.722
105	9.100	9.539	9.396	7.953	1.849
106	9.404	9.851	9.709	8.218	1.975
107	9.709	10.163	10.022	8.482	2.101
108	10.013	10.476	10.335	8.746	2.227

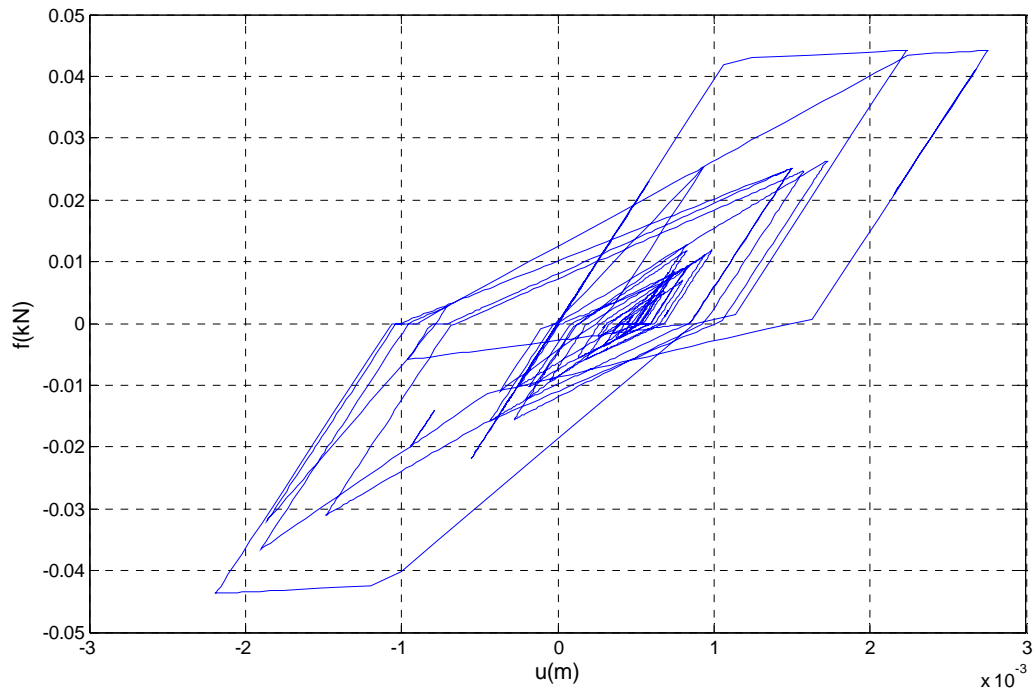
Ek3 1987 Whittier Artçı Depremi İçin Bazı Çevrim Örnekleri



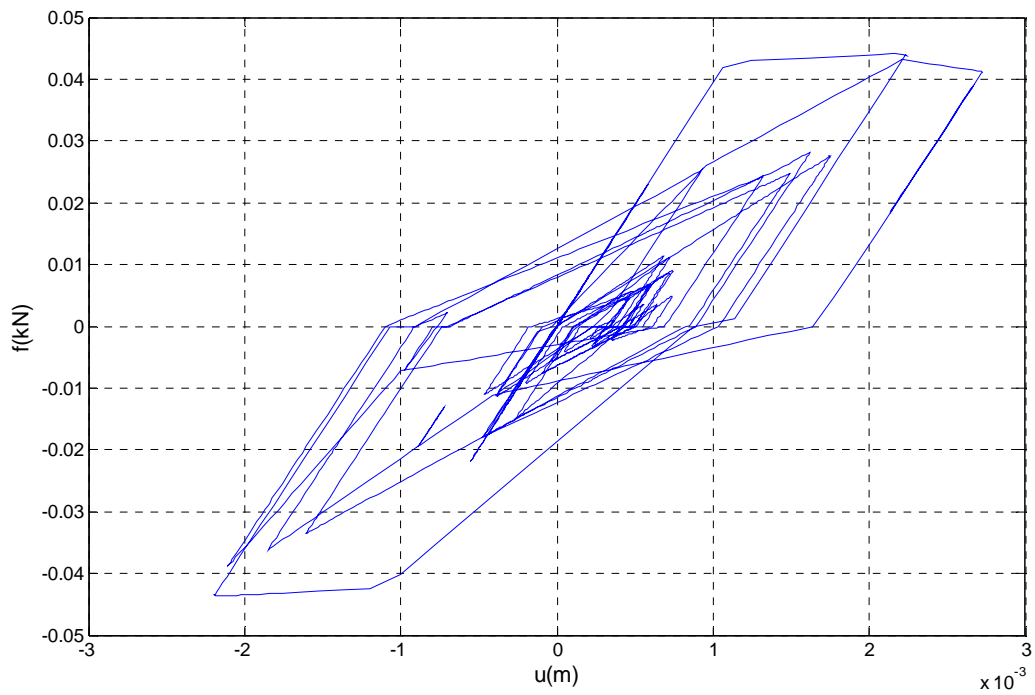
$$a) \gamma_{s,c,k,a} = \infty, \frac{u_c}{u_y} = 2, \alpha_c = -0.50, m = 1 \text{ kNs}^2 / \text{m}, \xi = 0.05$$



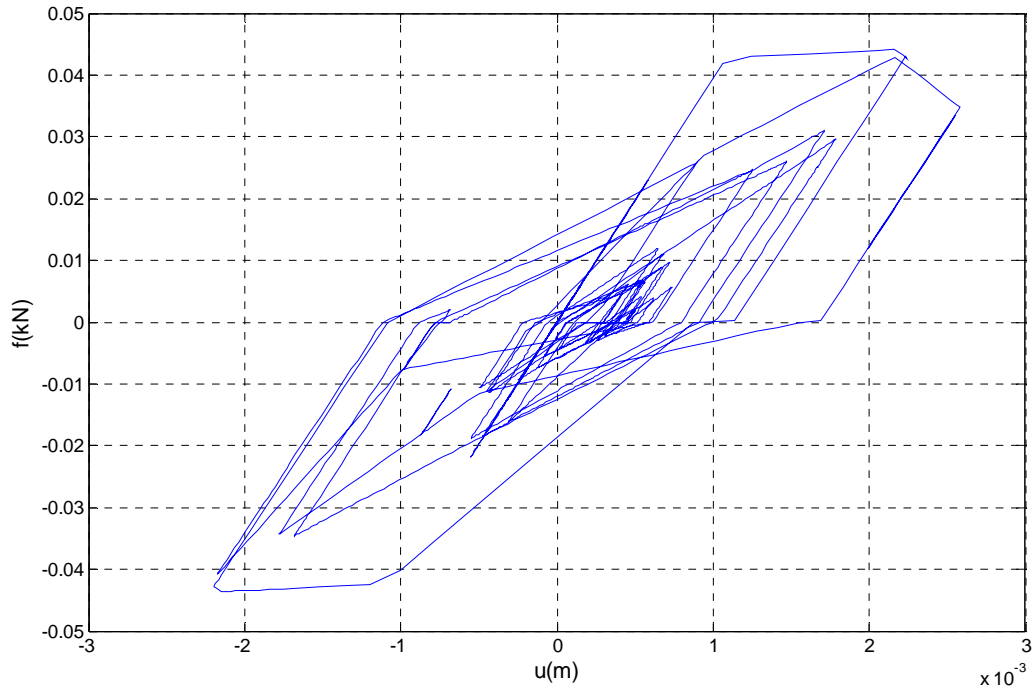
$$b) \gamma_{s,c,k,a} = \infty, \frac{u_c}{u_y} = 2, \alpha_c = -0.10, m = 1 \text{ kNs}^2 / \text{m}, \xi = 0.05$$



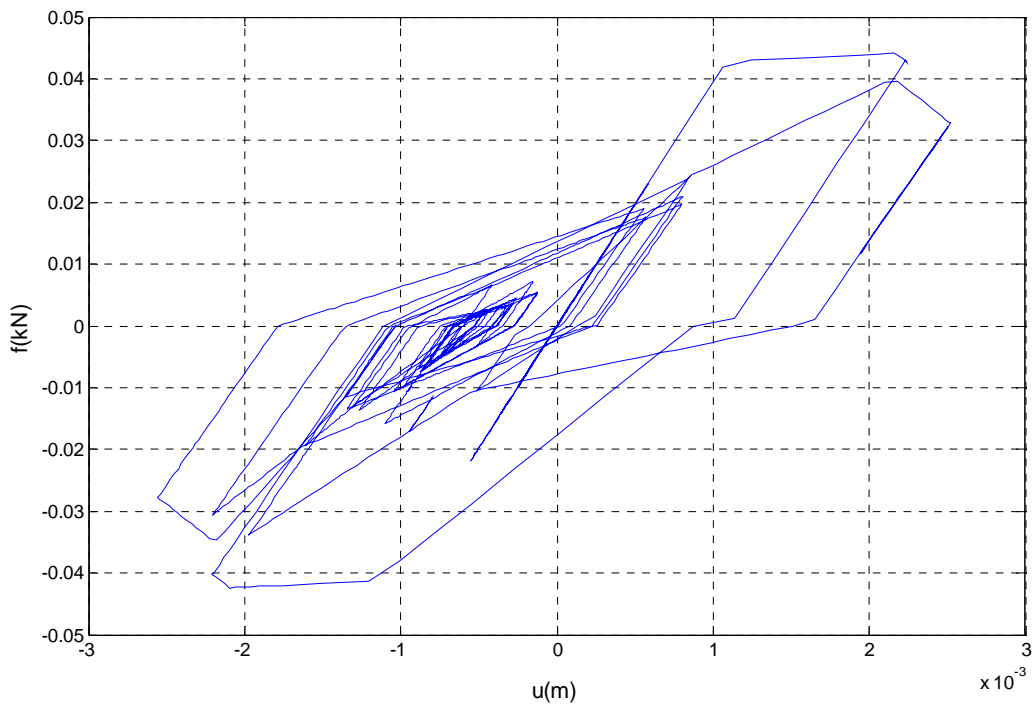
$$c) \gamma_{s,c,k,a} = 100, \frac{u_c}{u_y} = 2, \alpha_c = -0.50, m = 1kNs^2 / m, \xi = 0.05$$



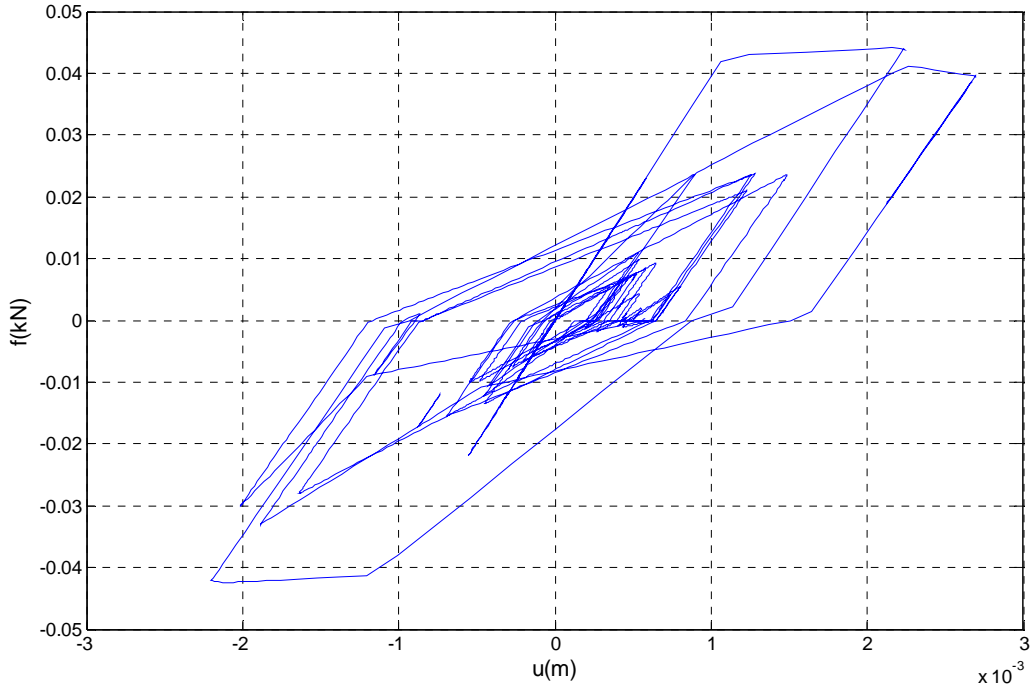
$$d) \gamma_{s,c,k,a} = 100, \frac{u_c}{u_y} = 2, \alpha_c = -0.10, m = 1kNs^2 / m, \xi = 0.05$$



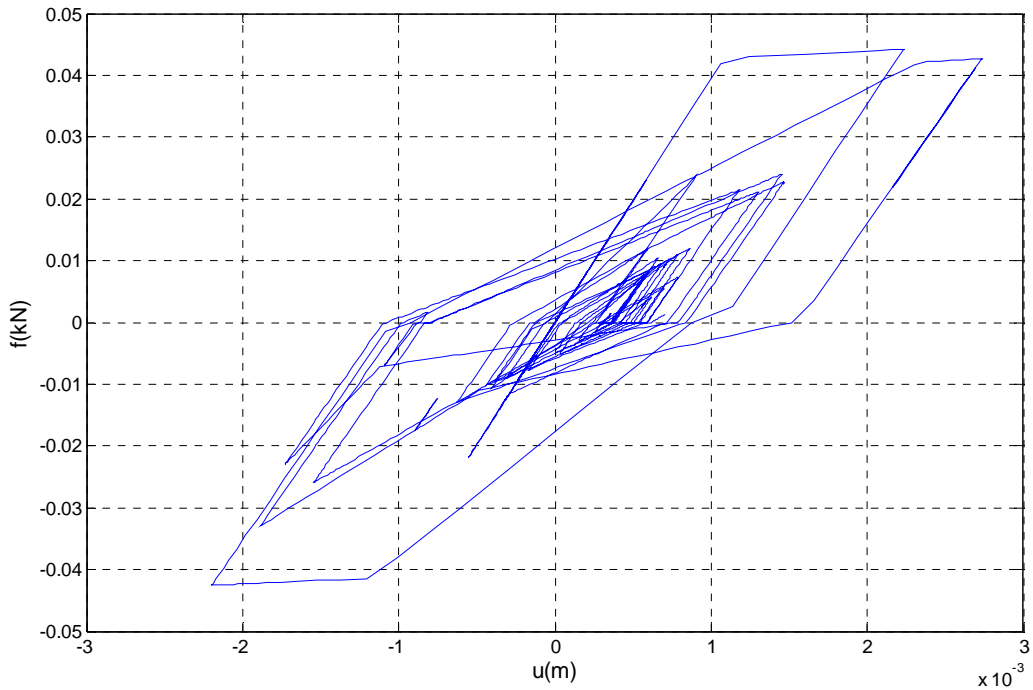
$$e) \gamma_{s,c,k,a} = 100, \frac{u_c}{u_y} = \infty, m = 1kNs^2 / m, \xi = 0.05$$



$$f) \gamma_{s,c,k,a} = 30, \frac{u_c}{u_y} = 2, \alpha_c = -0.50, m = 1kNs^2 / m, \xi = 0.05$$



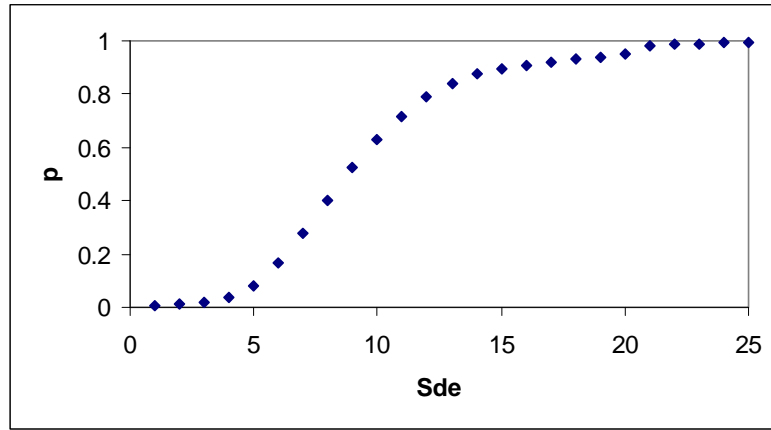
$$g) \gamma_{s,c,k,a} = 30, \frac{u_c}{u_y} = 2, \alpha_c = -0.10, m = 1kNs^2 / m, \xi = 0.05$$



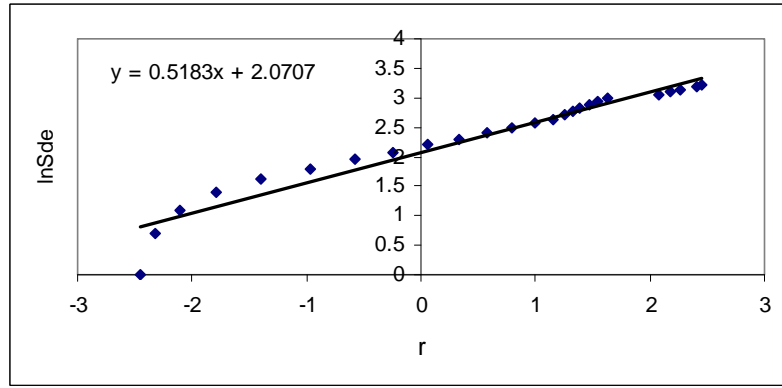
$$h) \gamma_{s,c,k,a} = 30, \frac{u_c}{u_y} = \infty, m = 1kNs^2 / m, \xi = 0.05$$

Şekil Ek3.1 1987 Whittier artçı depremi için bazı çevrim örnekleri

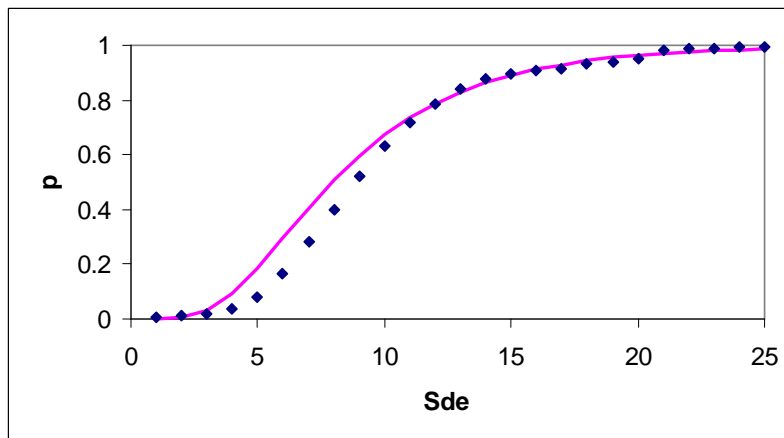
Ek4 Hasar Olasılık Eğrileri ve Lognormal Olasılık Kâğıtları



a) Spektral yerdeğiştirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

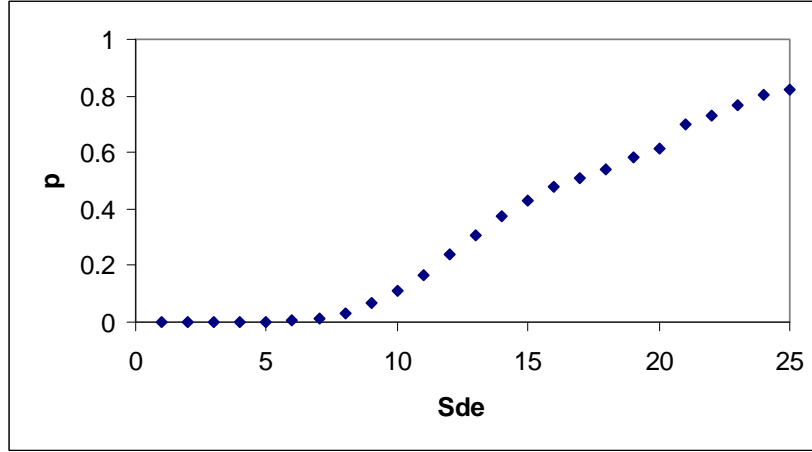


b) Lognormal olasılık kâğıdı

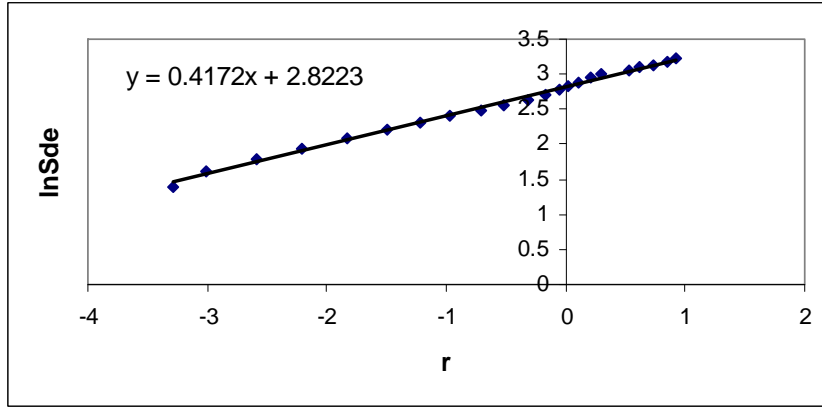


c) Hasar olasılık eğrisi

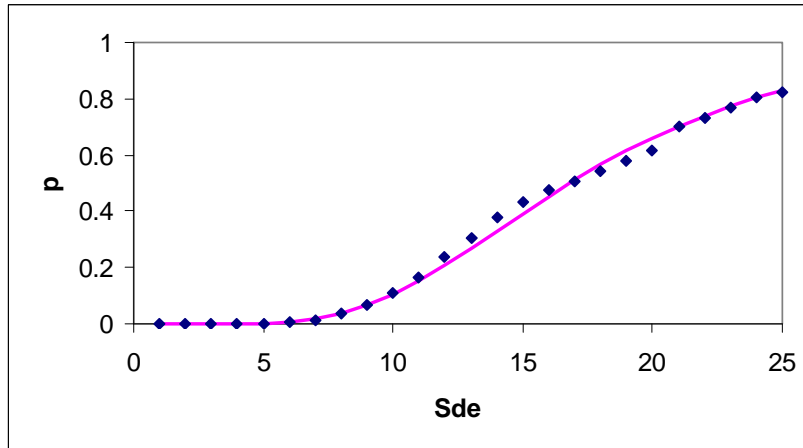
şekil Ek4.1 A binasının ikili doğrusal çevrim tipi için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

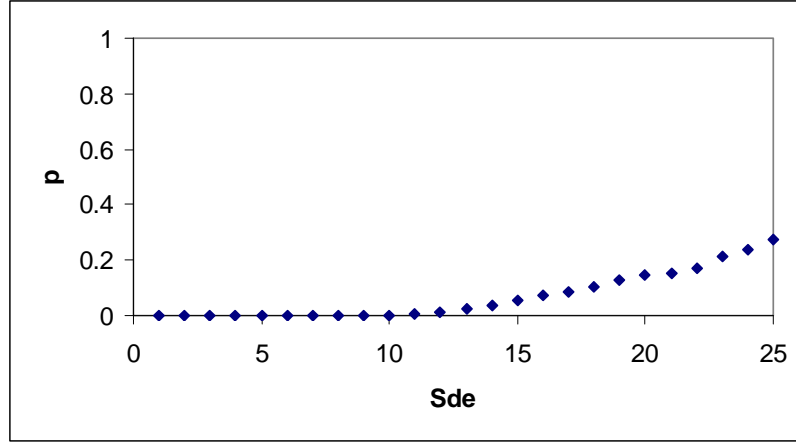


b) Lognormal olasılık kâğıdı

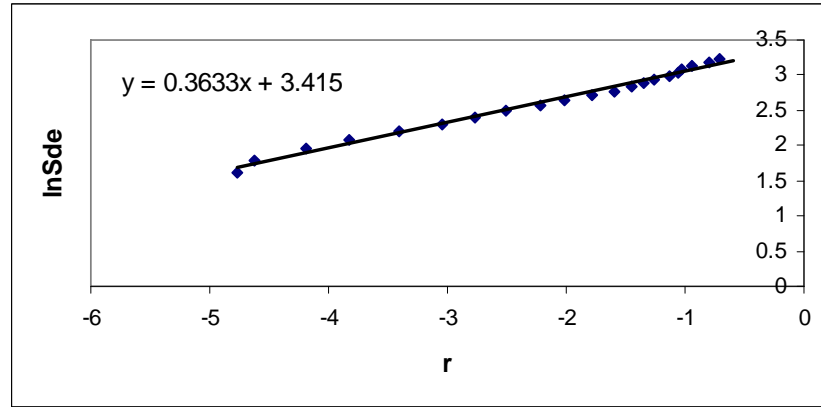


c) Hasar olasılık eğrisi

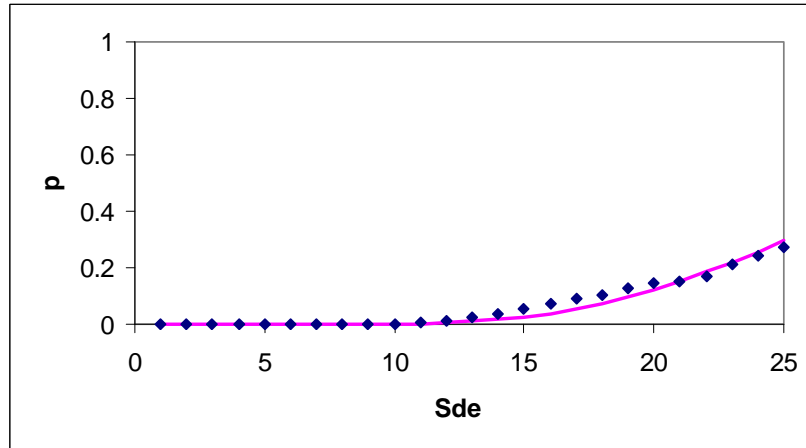
Şekil Ek4.2 A binasının ikili doğrusal çevrim tipi için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeğiştirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

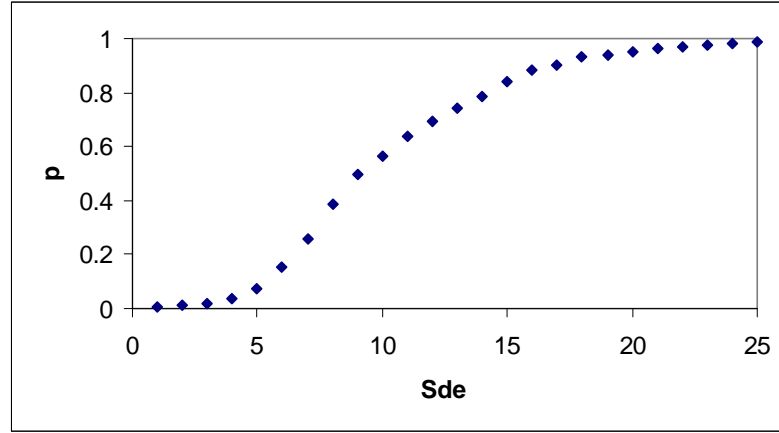


b) Lognormal olasılık kâğıdı

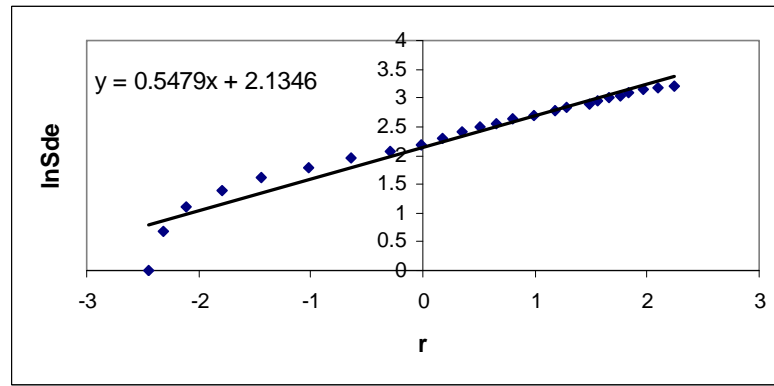


c) Hasar olasılık eğrisi

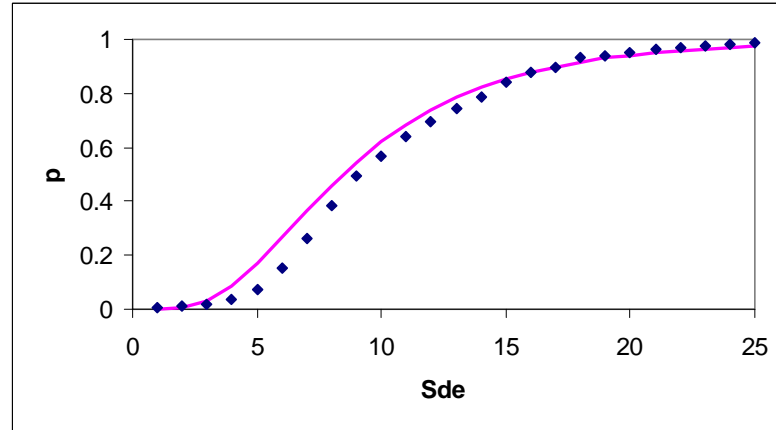
Şekil Ek4.3 A binasının ikili doğrusal çevrim tipi için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

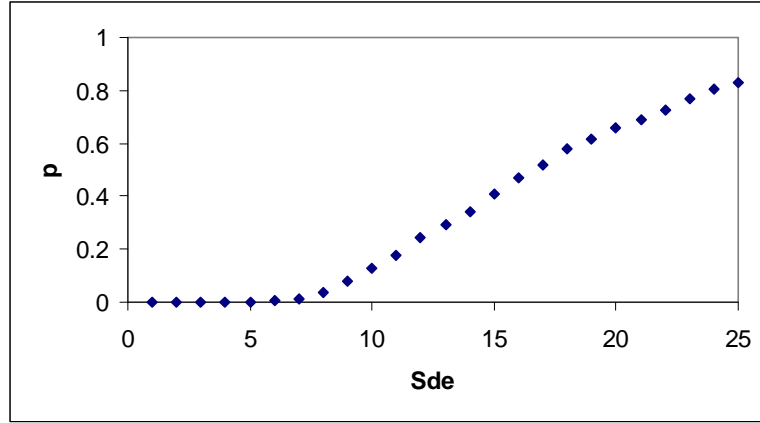


b) Lognormal olasılık kâğıdı

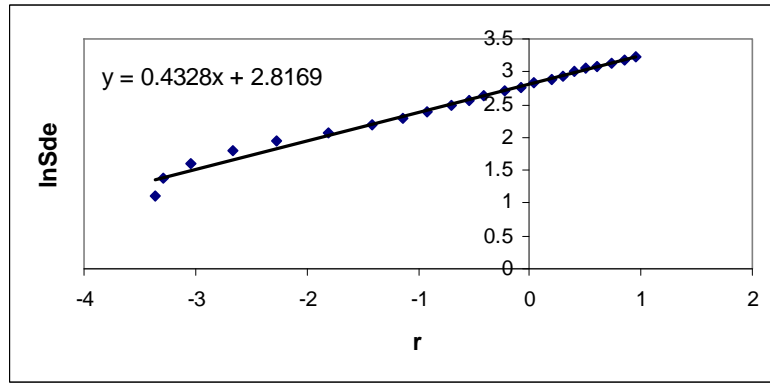


c) Hasar olasılık eğrisi

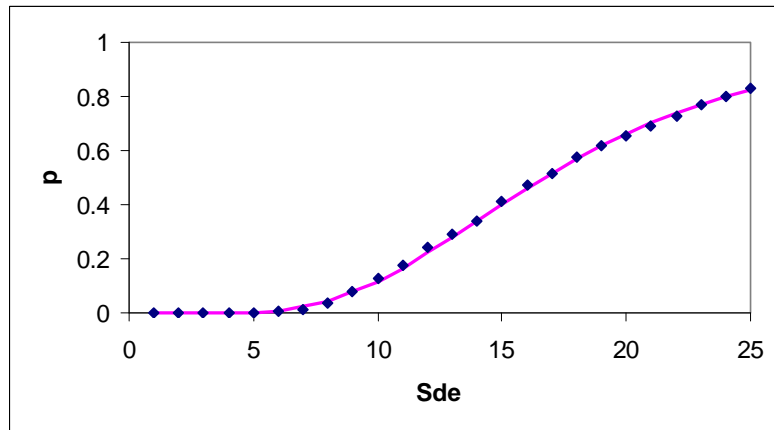
Şekil Ek4.4 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

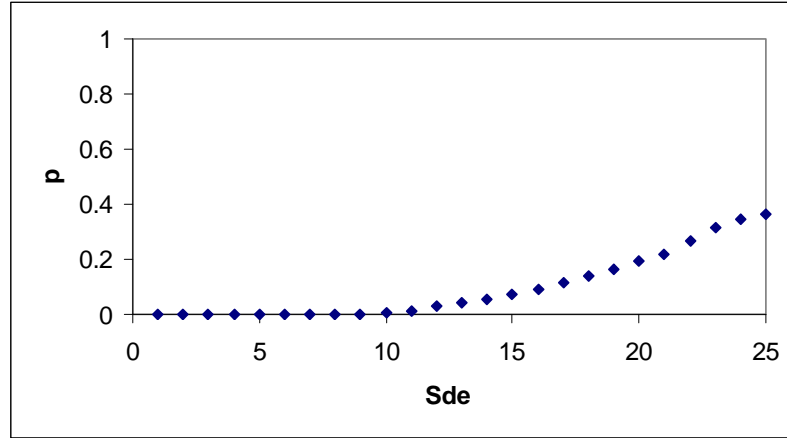


b) Lognormal olasılık kâğıdı

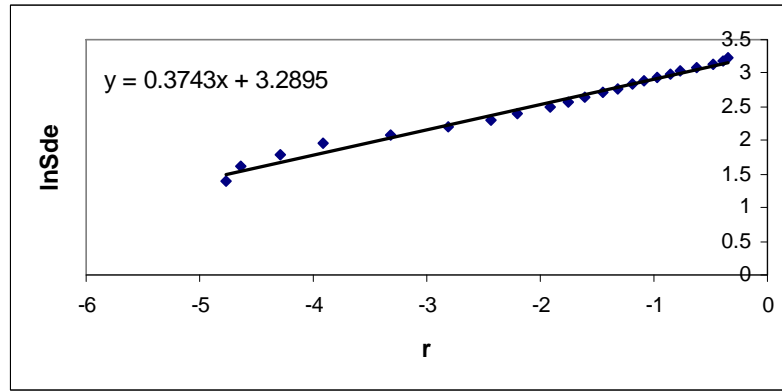


c) Hasar olasılık eğrisi

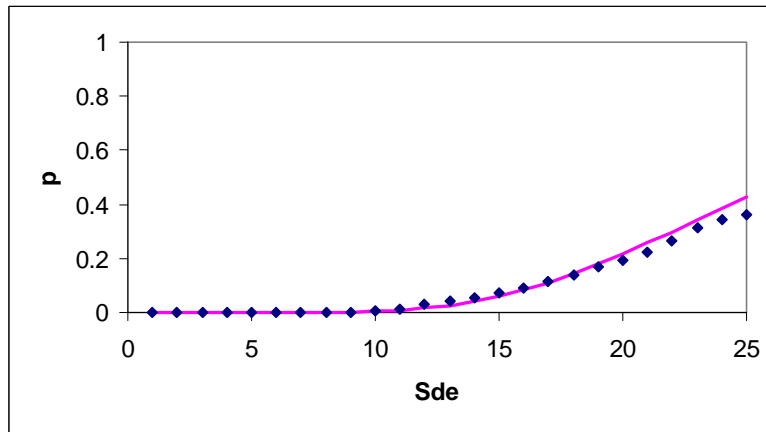
Şekil Ek4.5 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşitirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

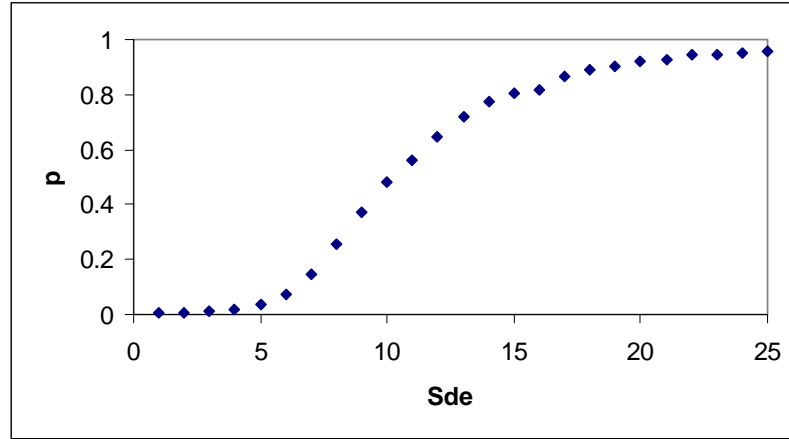


b) Lognormal olasılık kâğıdı

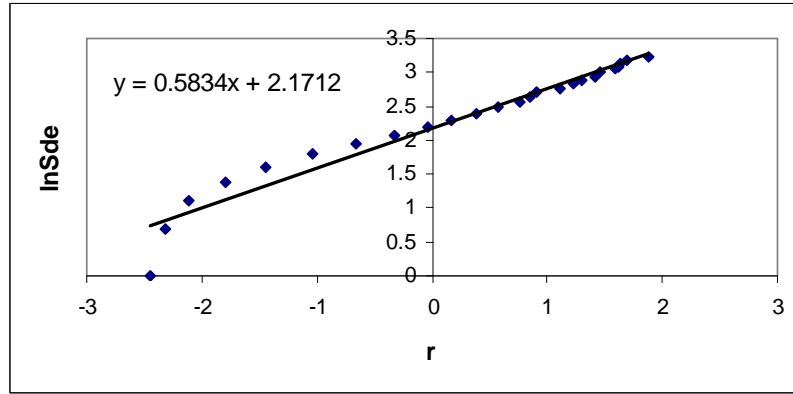


c) Hasar olasılık eğrisi

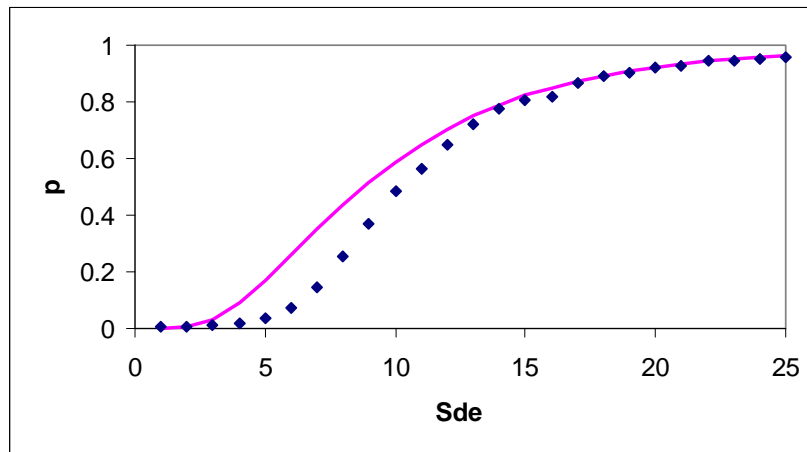
Şekil Ek4.6 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma=30$ için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeğiştirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

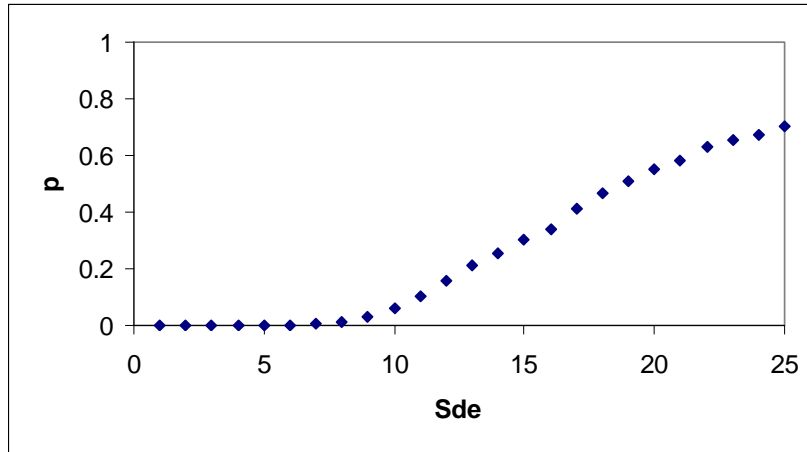


b) Lognormal olasılık kâğıdı

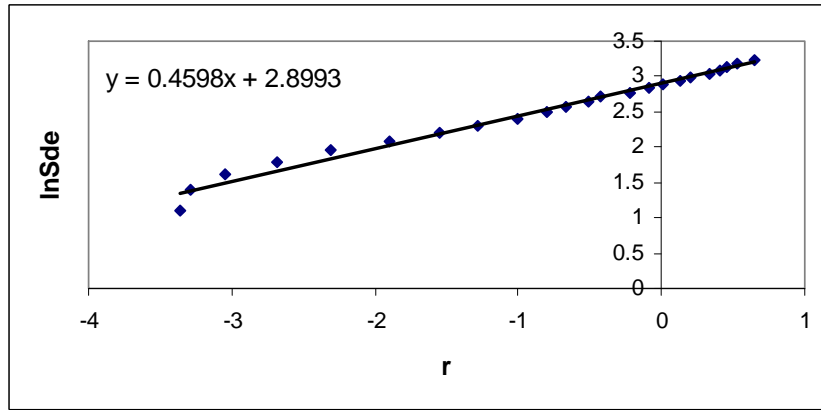


c) Hasar olasılık eğrisi

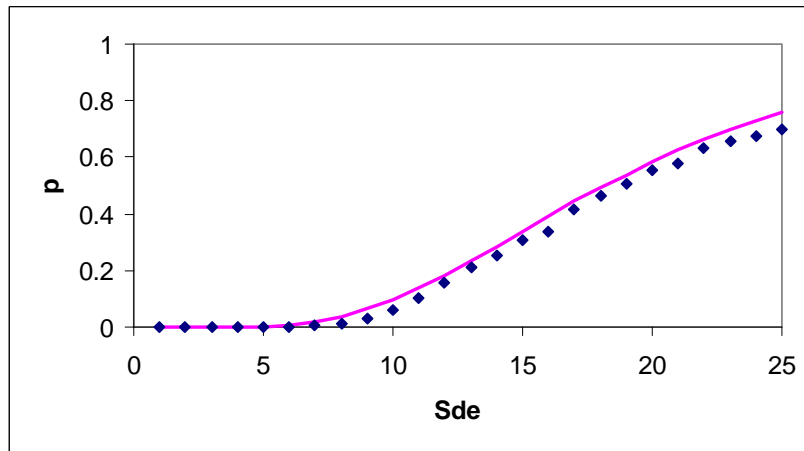
Şekil Ek4.7 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

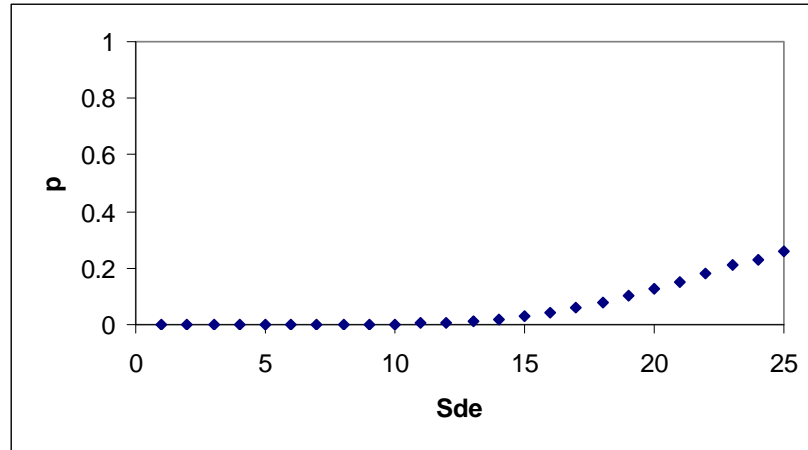


b) Lognormal olasılık kâğıdı

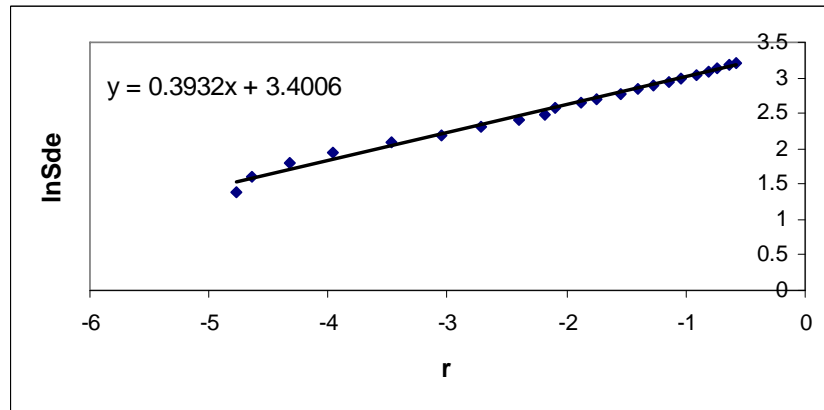


c) Hasar olasılık eğrisi

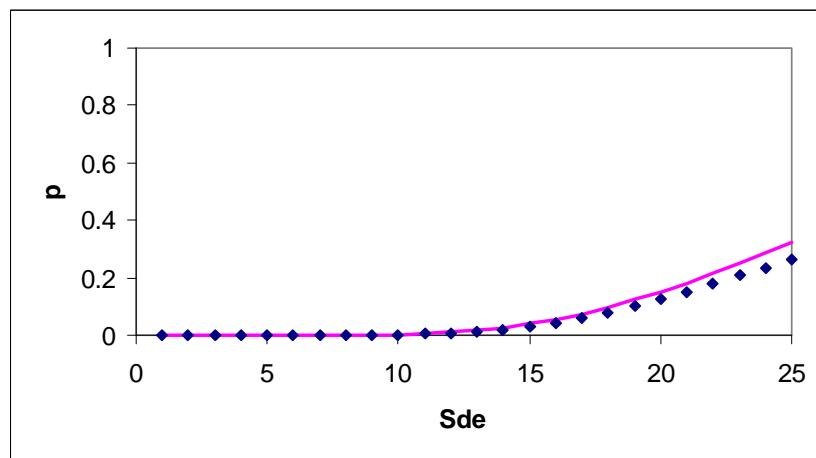
Şekil Ek4.8 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

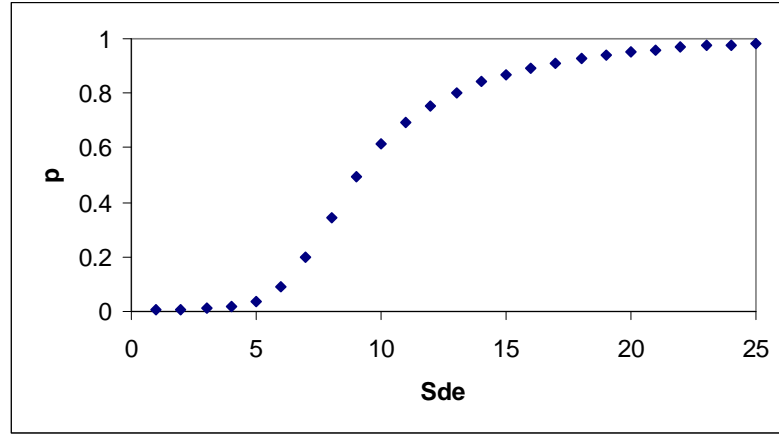


b) Lognormal olasılık kâğıdı

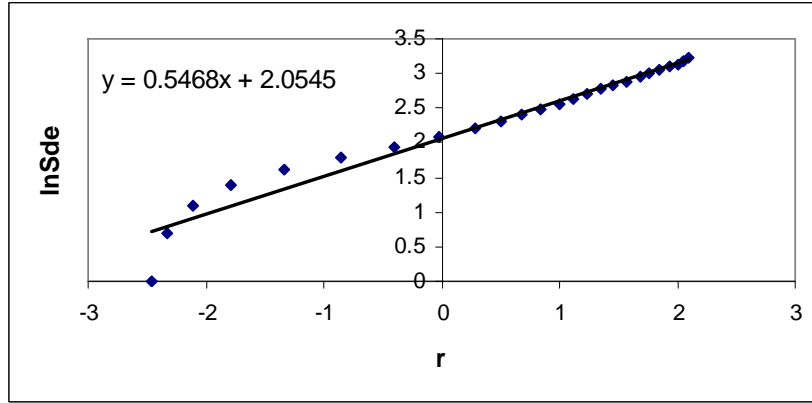


c) Hasar olasılık eğrisi

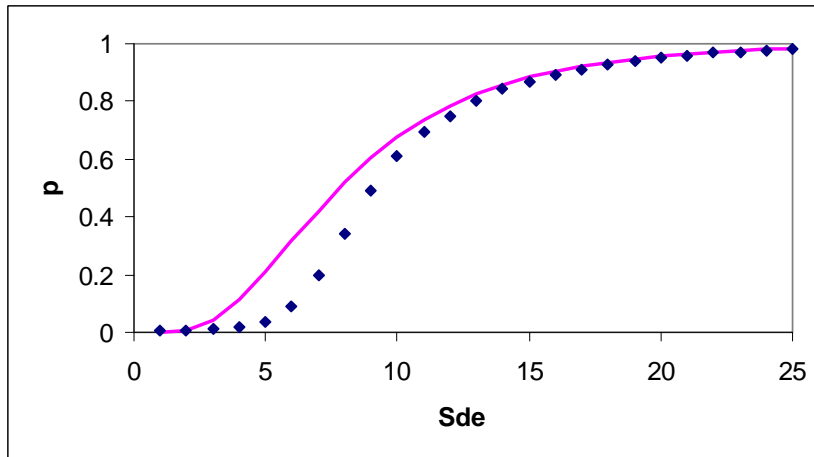
Şekil Ek4.9 A binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

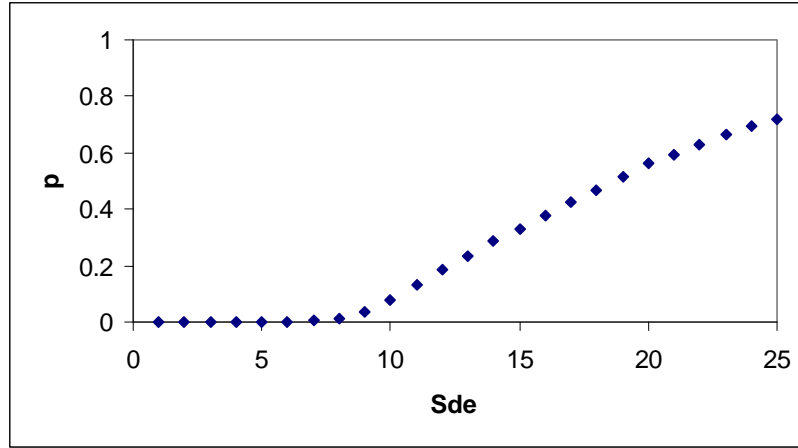


b) Lognormal olasılık kâğıdı

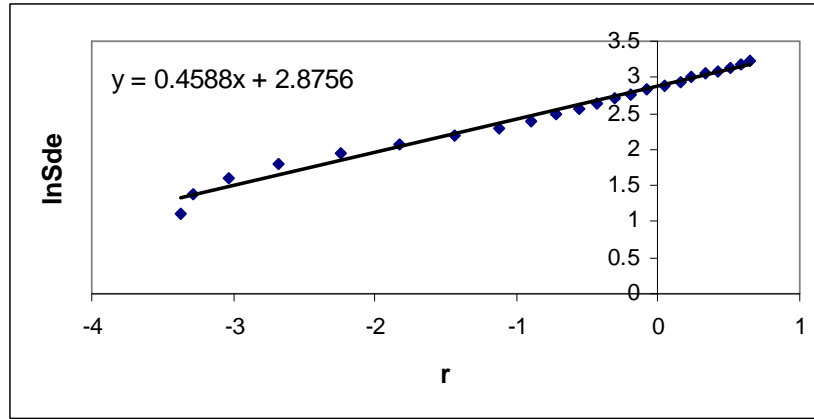


c) Hasar olasılık eğrisi

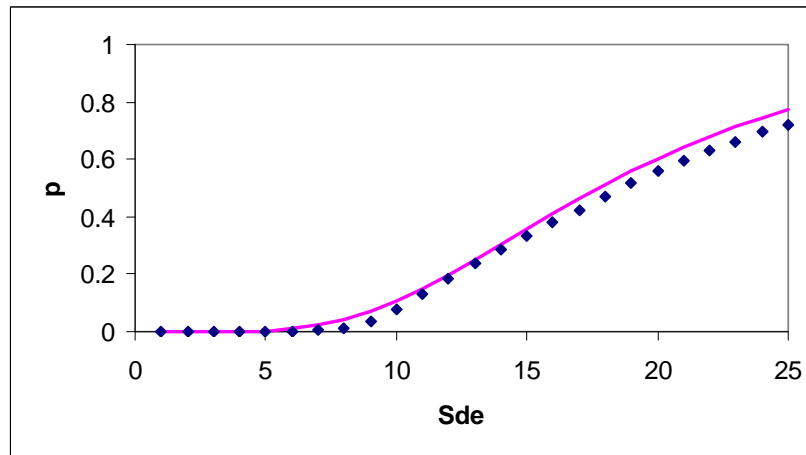
Şekil Ek4.10 B binasının ikili doğrusal çevrim tipi için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

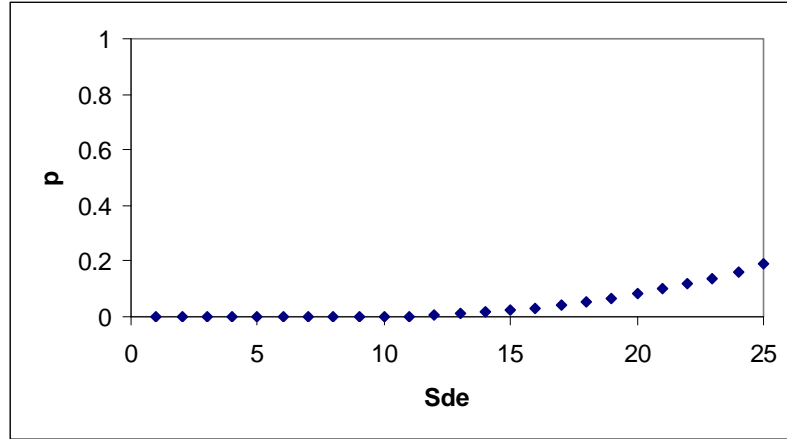


b) Lognormal olasılık kâğıdı

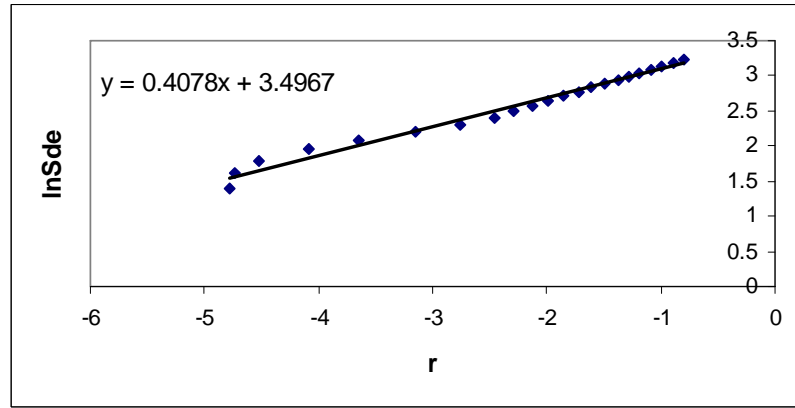


c) Hasar olasılık eğrisi

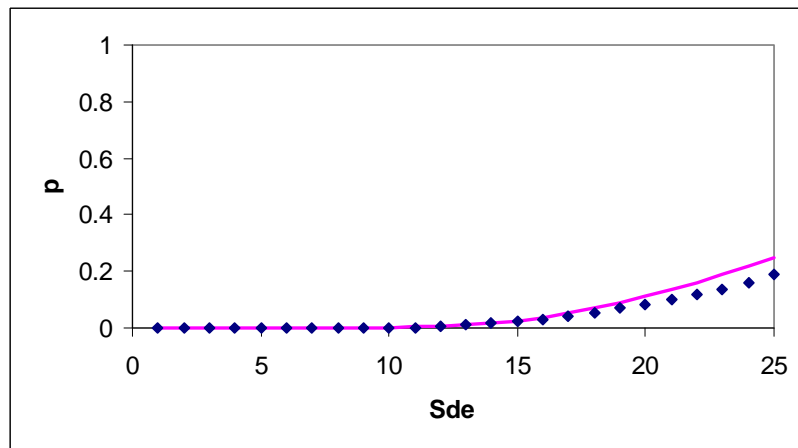
Şekil Ek4.11 B binasının ikili doğrusal çevrim tipi için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeğiştirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

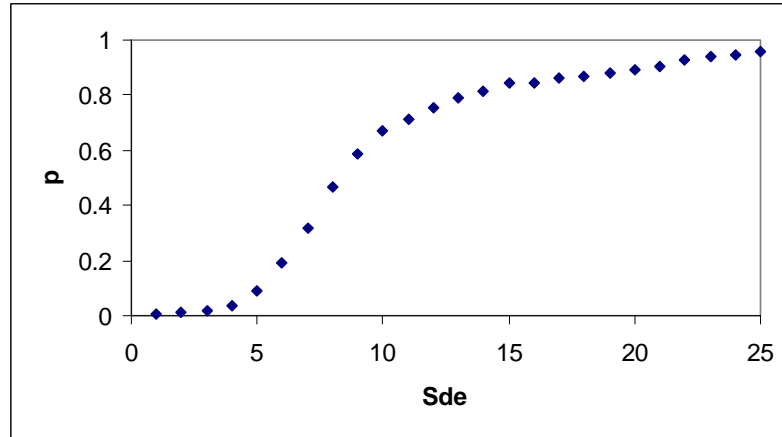


b) Lognormal olasılık kâğıdı

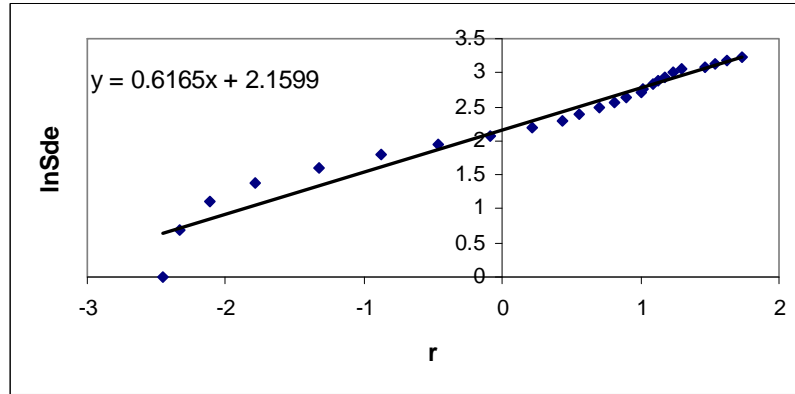


c) Hasar olasılık eğrisi

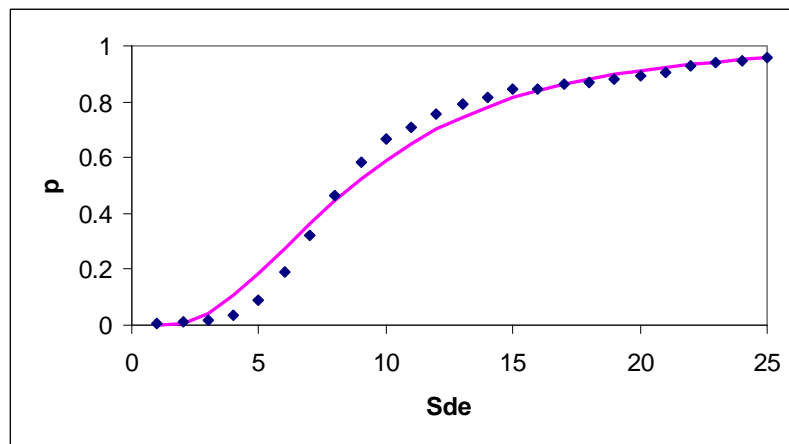
Şekil Ek4.12 B binasının ikili doğrusal çevrim tipi için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

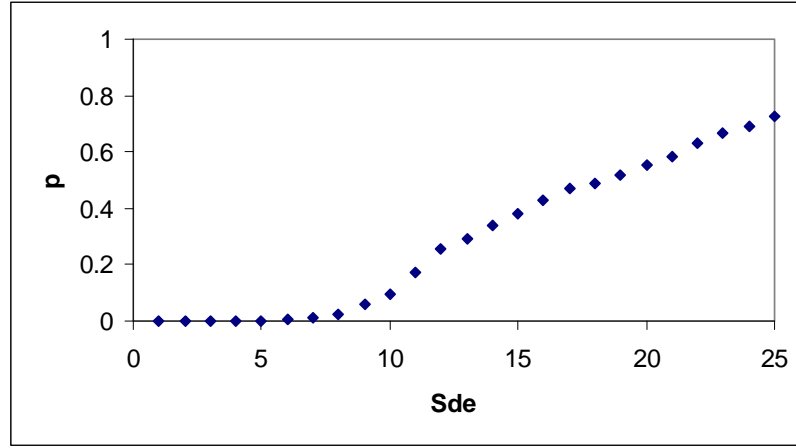


b) Lognormal olasılık kâğıdı

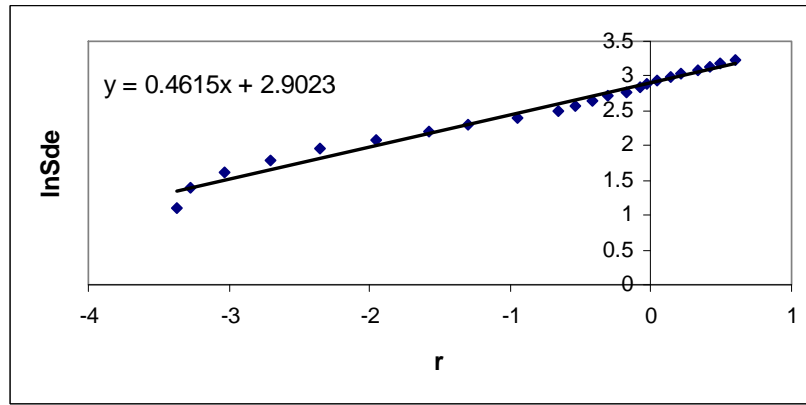


c) Hasar olasılık eğrisi

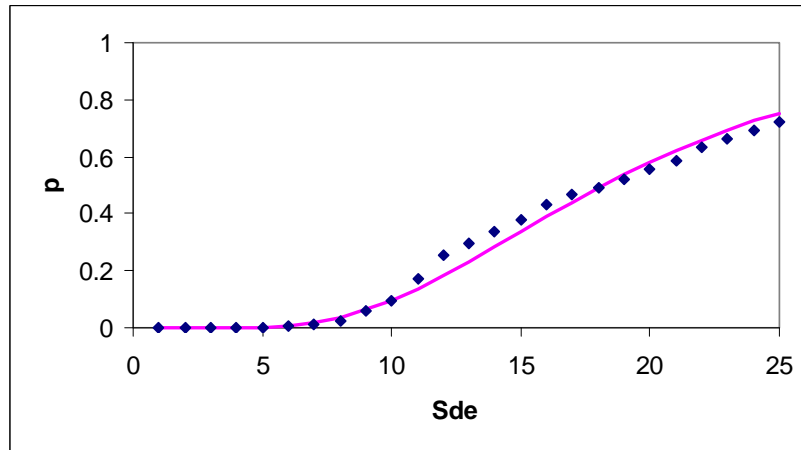
Şekil Ek4.13 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeştirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

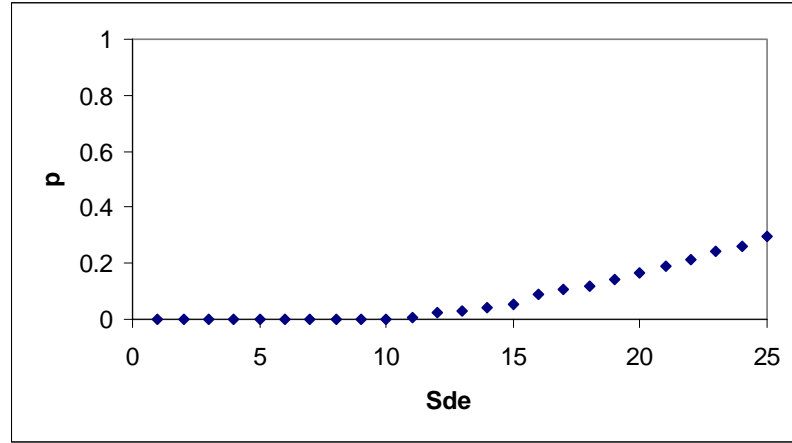


b) Lognormal olasılık kâğıdı

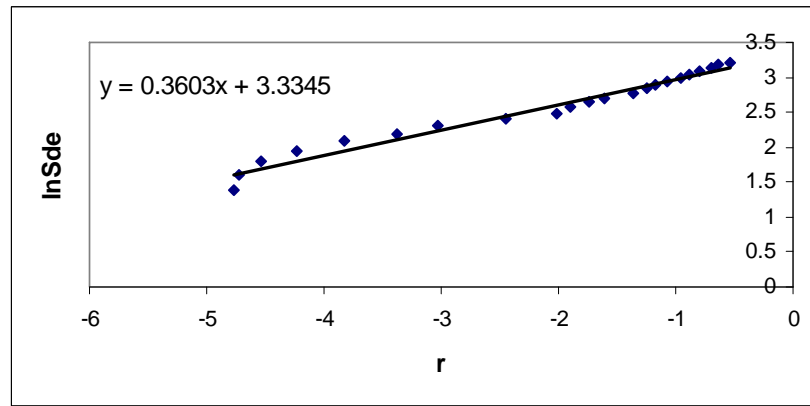


c) Hasar olasılık eğrisi

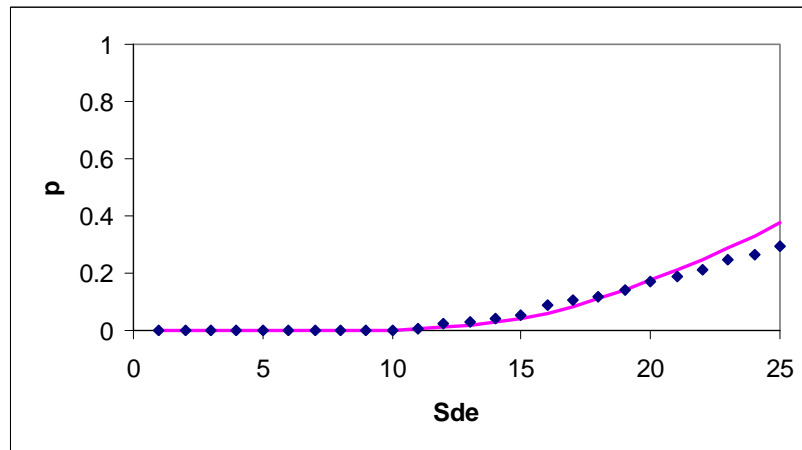
Şekil Ek4.14 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşitirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

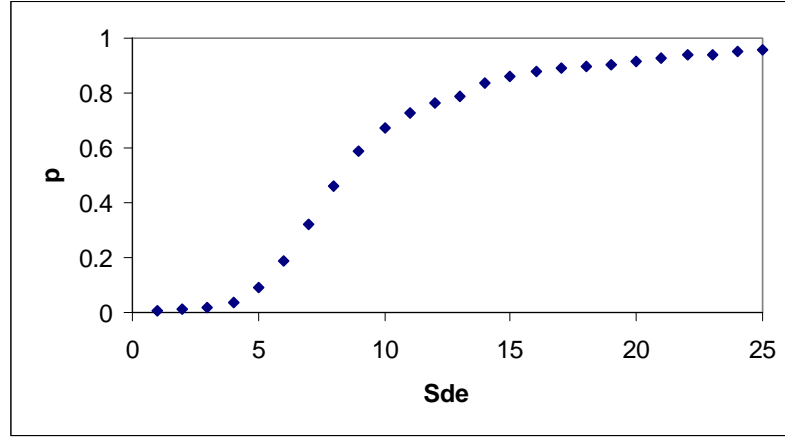


b) Lognormal olasılık kâğıdı

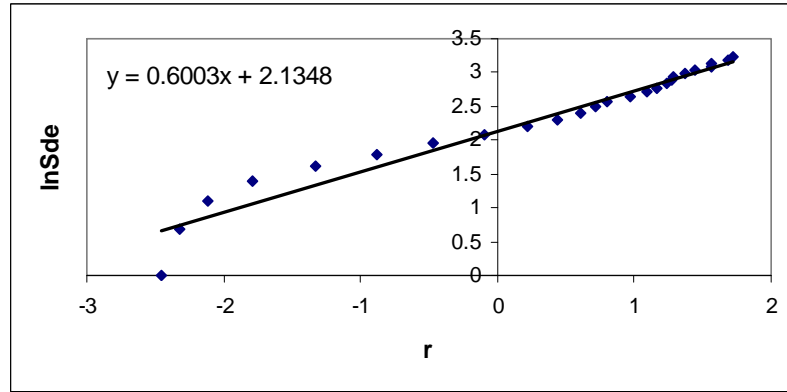


c) Hasar olasılık eğrisi

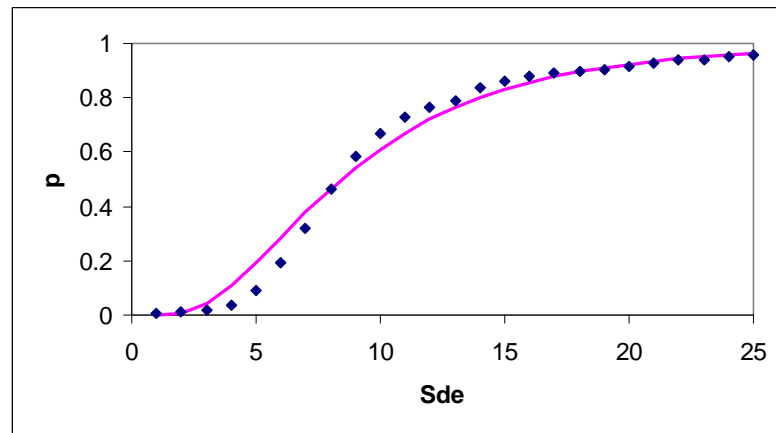
Şekil Ek4.15 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 30$ için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeştirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

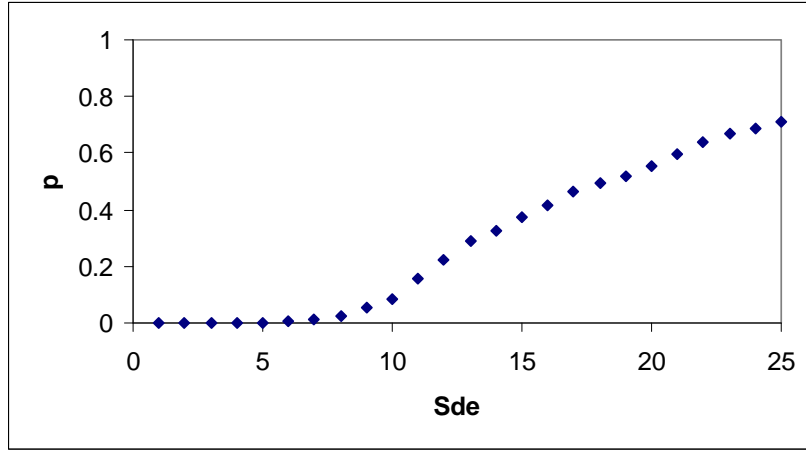


b) Lognormal olasılık kâğıdı

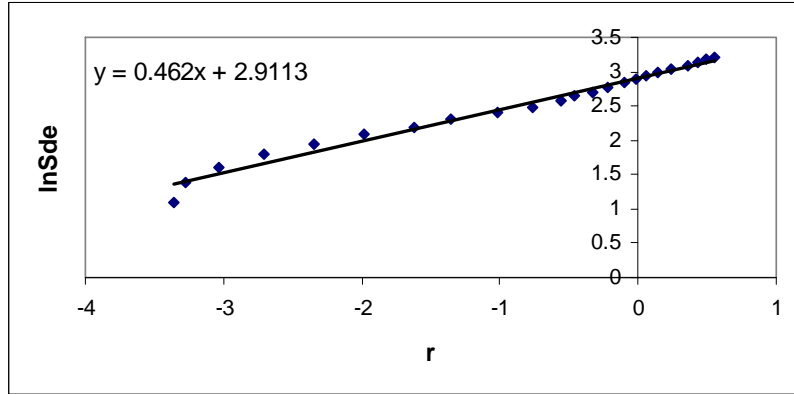


c) Hasar olasılık eğrisi

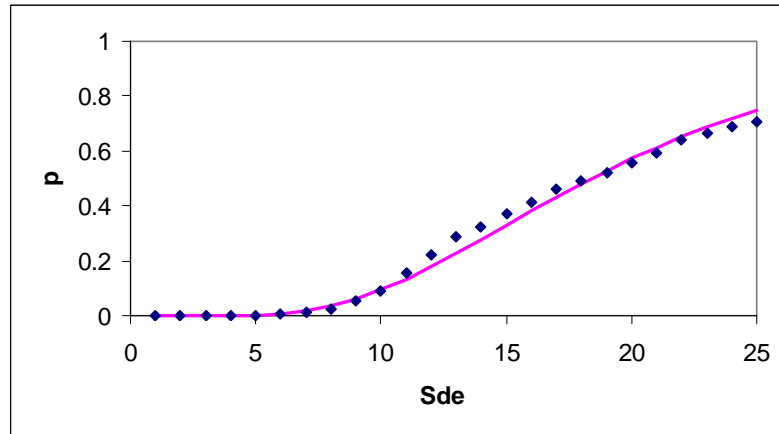
Şekil Ek4.16 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için hemen kullanım performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeğiştirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları

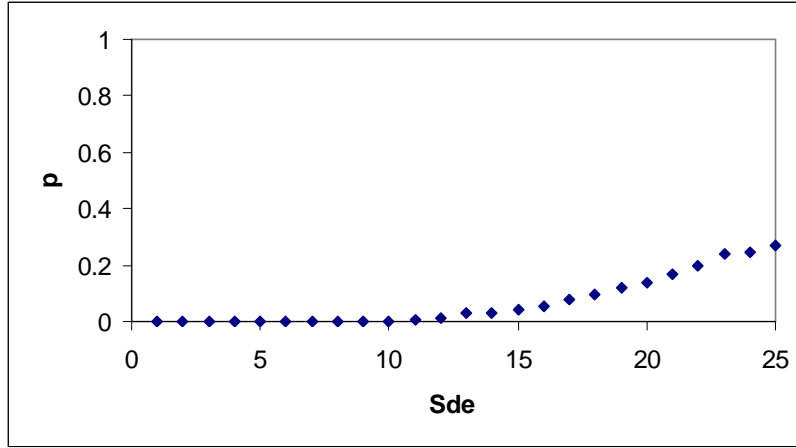


b) Lognormal olasılık kâğıdı

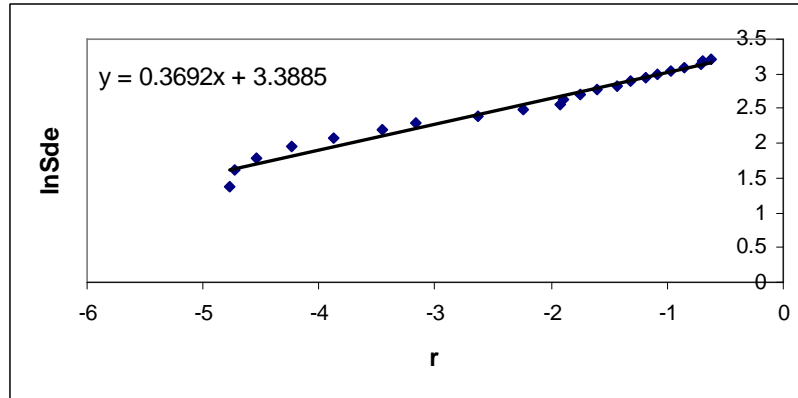


c) Hasar olasılık eğrisi

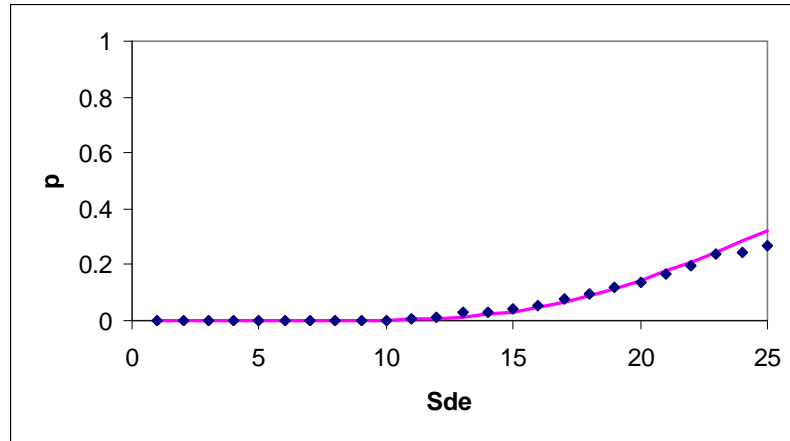
Şekil Ek4.17 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için can güvenliği performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı



a) Spektral yerdeşistirmeler için elde edilmiş hasar olasılıkları



b) Lognormal olasılık kâğıdı



c) Hasar olasılık eğrisi

Şekil Ek4.18 B binasının çevrimsel azalmalı modelde $\gamma = 100$ için göçmenin önlenmesi performans seviyesini aşma hasar olasılık eğrileri ve lognormal olasılık kâğıdı

Ek5 A ve B Binaları Kolonlarının Etkin Eğilme Rijitliklerinin Hesabında Esas Alınacak Oranlar

Çizelge Ek5.1 A binası zemin kat kolonlarının etkin eğilme rijitliklerinin hesabında esas alınacak oranlar

	N_D (kN)	A_c (mm ²)	f_{cm} (MPa)	$N_D/(A_c f_{cm})$
Köşe Kolonlar	409.74	250000	28	0.06
Kenar Kolonlar	555.21	2500000	28	0.08
Orta Kolon	666.71	2500000	28	0.09

Çizelge Ek5.2 B binası zemin kat kolonlarının etkin eğilme rijitliklerinin hesabında esas alınacak oranlar

	N_D (kN)	A_c (mm ²)	f_{cm} (MPa)	$N_D/(A_c f_{cm})$
Köşe Kolonlar	200.61	62500	22	0.14
Kenar Kolonlar	430.72	122500	22	0.16
Orta Kolon	550.45	202500	22	0.12

Not: B binası için yalnızca zemin kat kolonlarının normal kuvvet değerlerinde $N_D/(A_c f_{cm})$ oranı 0.10'dan büyük olmasına rağmen, oranların 0.10'a yakın olması sebebiyle zemin kat kolonlarında da yaklaşık olarak $(EI)_e = 0.40(EI)_o$ alınmıştır.

ÖZGEÇMİŞ

Doğum tarihi 09.02.1983

Doğum yeri İstanbul

Lise 1997-2001 Sakıp Sabancı Anadolu Lisesi

Lisans 2001-2005 Yıldız Teknik Üniversitesi İnşaat Fakültesi
İnşaat Mühendisliği Bölümü

Yüksek Lisans 2005-2008 Yıldız Teknik Üniversitesi Fen Bilimleri Enstitüsü
İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Programı

Çalıştığı kurum

2005-Devam ediyor YTÜ İnşaat Fakültesi İnşaat Müh. Bölümü
Yapı Anabilim Dalı Araştırma Görevlisi