

**SİSMİK TİTREŞİMLER ALTINDA BETONARME PERDE
VE ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DOĞRUSAL OLMAYAN
STOKASTİK ANALİZİ**

**T.C. YÜKSEKÖĞRETİM KURULU
DOKÜMANTASYON MERKEZİ**

**DOKTORA TEZİ
Y. Müh. Beyza TAŞKIN
(501942022)**

112213

**Tezin Enstitüye Verildiği Tarih : 27 Haziran 2001
Tezin Savunulduğu Tarih : 25 Ekim 2001**

**Tez Danışmanı :
Diğer Jüri Üyeleri**

Prof.Dr. Zeki HASGÜR

Prof.Dr. Zekai CELEP (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Metin AYDOĞAN (İ.T.Ü.)

Prof.Dr. Nuray AYDINOĞLU (B.Ü.)

Prof.Dr. Tuncer ÇELİK (İ.Ü.)

EKİM 2001

ÖNSÖZ

Bu çalışma, yüzölçümünün büyük bir bölümü deprem tehlikesi altında bulunan ülkemizde, bedelini çok ağır ödemiş olduğumuz 01.10.1995 Dinar, 27.06.1998 Adana, 17.08.1999 Kocaeli ve 12.11.1999 Düzce depremlerinin yoğun çalışmaları ve öğretileri altında, depreme dayanıklı yapılar tasarlamayı ilke edinmiş akademik çalışmalar yapan mühendislere yol gösteren kaynaklardan bir tanesi olabilmeyi amaçlamaktadır. Tezin Türkçe olarak hazırlanmasındaki en temel hedef, konuya ilgi duyan Türk araştırmacıların en kolay biçimde yayına ulaşabilmesidir.

Çalışmanın her döneminde benden hiçbir zaman desteğini, bilgi birikimini ve zamanını esirgemeyen, ihtiyaç duyduğum her an ulaşabildiğim çok değerli hocam Prof.Dr. Zeki Hasgür' e, beni yetiştirdiği için çok teşekkür ederim.

Bu tezin ortaya çıkmasındaki maddi ve manevi engelleri yenmemi sağlayan, her türlü ruh halimi, araya giren ve bu süreci gittikçe uzatan depremler boyunca yılmadan dengelemeye çalışan çok sevgili anneme, babama ve kız kardeşime sonsuz saygılar sunarım.

Bilgisayar programlarını geliştirmemdeki en büyük destekçim ve çok sevgili arkadaşım Y.Doç.Dr. Zeki Coşkun' a,

Manevi ve lojistik desteğini çalışmanın her aşamasında benden esirgemeyen saygıdeğer hocam Doç.Dr. M.Tuğrul Özkan'a teşekkürü borç bilirim.

Haziran,2001

Beyza Taşkın

İÇİNDEKİLER

TABLO LİSTESİ	v
ŞEKİL LİSTESİ	vi
SEMBOL LİSTESİ	viii
ÖZET	xi
SUMMARY	xvi
1. GİRİŞ	1
1.1. Doğrusal Olmayan Deterministik Analiz Üzerine Çalışmalar	1
1.2. Doğrusal Olmayan Stokastik Analiz Üzerine Çalışmalar	3
2. YAPI SİSTEMİNİ OLUŞTURAN ELEMANLAR VE DAVRANIŞLARI	8
2.1. Betonarme Kiriş ve Kolonların Analizi	9
2.1.1 Üç boyutlu yerdeğiştirme için elemanların iç ve dış serbestlikleri	9
2.1.2. Kiriş ve kolonlara ait bünye bağıntıları	12
2.1.3. Dayanım azalması	20
2.1.4. Kiriş ve kolonlar için zaman adımıyla değişken bünye bağıntıları	23
2.1.5. Eylemsizlik yüklemeleri ve geometrik rijitlik	25
2.2. Betonarme Bağ Kirişlerinin Analizi	26
2.3. Betonarme Perdelerin Analizi	29
2.3.1. Perdelerin modellenmesi	29
2.3.2. Perdelerde doğrusal olmayan davranış	31
3. KUVVETLİ HAREKET DEPREM MODELİ	36
3.1. Beyaz Gürültünün Üretilmesi	36
3.2. Kuvvetli Hareketin Elde Edilişi	38
4. DİFERANSİYEL VE İNTEGRAL İFADELERİN STOKASTİK ÇÖZÜMÜ	41
4.1. Giriş	41
4.2. Sistem Karşılığının İstatistikleri İçin Diferansiyel Bağıntılar	45
5. DİNAMİK SİSTEM ANALİZİ	49
5.1. Sistemin Hareket Denklemi	49
5.2. Sistem İndirgemesi	54
5.3. Geliştirilen Bilgisayar Programı	57
5.3.1. PREP program grubu	57
5.3.2. SAR-CWF program grubu	60
5.3.3. KES-DON programları	62
6. SAYISAL ÖRNEKLER	65
6.1. Sadece Çerçevelerden Oluşan Örnek Yapı	64
6.2. Perde ve Çerçevelerden Oluşan Örnek Yapı	71
6.3. Benzetilmiş Depremlerle Örnek Yapı Çözümü	81

7. SONUÇLAR VE TARTIŞMA	93
KAYNAKLAR	99
EK A. BETONARME ELEMANLARA AİT MATRİSLER	107
EK B. BEYAZ GÜRÜLTÜYE AİT STOKASTİK FONKSİYONLAR	114
ÖZGEÇMİŞ	116



TABLO LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Tablo 5.1. PREP programı giriş bilgileri.....	56
Tablo 6.1. Örnek sisteme ait kesit özellikleri (Çeçen, 1979).....	67
Tablo 6.2. Örnek sisteme ait kesit özellikleri: Yerel y-y doğrultusu.....	74
Tablo 6.3. Örnek sisteme ait kesit özellikleri: Yerel z-z doğrultusu.....	74
Tablo 6.4. Betonarme perdeler ait kayma özellikleri.....	75
Tablo 6.5. Elemanlara ait yerdeğiştirme sünekliği.....	80
Tablo 6.6. Örnek sisteme ait kesit özellikleri: Yerel y-y doğrultusu.....	85
Tablo 6.7. Örnek sisteme ait kesit özellikleri: Yerel z-z doğrultusu.....	85
Tablo 6.8. Betonarme perdeler ait kayma özellikleri.....	85
Tablo 6.9. Benzetilmiş depremlerin toplum istatistikleri.....	86

ŞEKİL LİSTESİ

	<u>Sayfa No</u>
Şekil 2.1 : Kirişler ve kolonlarda iç ve dış serbestlik derecelerinin tanımı.....	10
Şekil 2.2 : Kiriş elemanda iç kuvvetler ve denge denklemleri.....	14
Şekil 2.3 : Eğilme için çevirim iskeleti eğrisi.....	15
Şekil 2.4 : Gösterge fonksiyonuna ait değerler.....	20
Şekil 2.5 : Dayanım azalması-birikmiş şekildeğiştirme enerjisi.....	21
Şekil 2.6 : Boyutsuz eğilme rijitliğinin dağılımı.....	24
Şekil 2.7 : Bağ kirişleri için yerdeğiştirme serbest cisim diyagramı.....	27
Şekil 2.8 : Betonarme perde modeli ve uç yerdeğiştirmeleri.....	29
Şekil 2.9 : Bölünmüş perde elemanda eğilme momenti-eğrilik ilişkisi.....	30
Şekil 2.10 : Perdelerde kullanılan başlangıca yönelik çevirim iskeleti.....	32
Şekil 2.11 : Perdelerde kesme kuvveti etkisinde oluşan kayma gerilmeleri.....	33
Şekil 2.12 : Perdelerde kesme kuvveti etkisinde yer ve şekil değıştirmeler.....	33
Şekil 3.1 : r. Rastgele örneklemeye ait stokastik işleyim.....	37
Şekil 3.2 : Kuvvetli hareketin üretilmesine ait model.....	39
Şekil 3.3 : Deterministik zarf fonksiyonu.....	39
Şekil 5.1 : PREP programı akış şeması.....	59
Şekil 5.2 : SAR-CWF programı akış şeması.....	61
Şekil 5.3 : Betonun gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi.....	62
Şekil 5.4 : KES-DON programları akış şeması.....	64
Şekil 6.1 : 1. örnek yapıya ait özellikler.....	66
Şekil 6.2 : 1940 ElCentro kaydı K-G bileşeni ivme izi.....	67
Şekil 6.3 : En üst kat yerdeğiştirme-zaman kaydı.....	69
Şekil 6.4 : Tüm yapıya ait en büyük yerdeğiştirmeler.....	70
Şekil 6.5 : Yapıda oluşan plastik mafsallar ve eğrilik sünekliği değerleri.....	71
Şekil 6.6 : BRI örnek sistemi plan ve kesitleri.....	73
Şekil 6.7 : Elemanlara ait donatı resimleri.....	73
Şekil 6.8 : SPD-3 benzetilmiş kuvvetli hareket ivme izi.....	75
Şekil 6.9 : BRI yapısı en üst kat yerdeğiştirme zaman kaydı.....	77
Şekil 6.10 : BRI yapısı taban kesme kuvveti zaman kaydı.....	78
Şekil 6.11 : Taban kesme kuvveti-en üst kat toplam yerdeğiştirme ilişkisi.....	79
Şekil 6.12 : A-1 ve A-2 kolonları kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri.....	79
Şekil 6.13 : B-1 kolonu kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri.....	80
Şekil 6.14 : C-1 ve C-4 kolonları kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkileri.....	80
Şekil 6.15 : B-1~2 kirişi boyutsuz eğilme momenti-dönme ilişkisi.....	81
Şekil 6.16 : Yapıda oluşan plastik mafsallar ve eğrilik sünekliği değerleri.....	82
Şekil 6.17 : Örnek sisteme ait kalıp planı.....	83
Şekil 6.18 : Kesitler ve elemanlara ait donatı düzeni.....	84
Şekil 6.19 : Çalışmada kullanılmış deterministik zarf fonksiyonu.....	86
Şekil 6.20 : BD01 benzetilmiş depremi ivme izi.....	87
Şekil 6.21 : Kat yerdeğiştirmeleri toplum ortalaması, $\mu(U_x)$	88
Şekil 6.22 : Kat yerdeğiştirmeleri toplum standart sapması değerleri, $\sigma(U_x)$	88
Şekil 6.23 : A-1 kolonu eğilme momenti beklenen değerlerinin zamanla değışimi	89
Şekil 6.24 : B-2 perdesi eğilme moment beklenen değerlerinin zamanla değışimi	90
Şekil 6.25 : B-2 perdesi kesme kuvveti beklenen değerlerinin zamanla değışimi.	90

Şekil 6.26	: A-1 kolonu eğilme momenti standart sapması zamanla değişimi.....	91
Şekil 6.27	: B-2 perdesi eğilme momenti standart sapması zamanla değişimi.....	91
Şekil A.1	: Elemanların dış serbestlikleri.....	107
Şekil A.2	: Bağ kirişlerinin dış serbestlikleri ve boyutlar.....	107
Şekil B.1	: a_{kr} 'ye ait olasılık yoğunluk fonksiyonu.....	114
Şekil B.2	: $\eta(t)$ fonksiyonu.....	114
Şekil B.3	: α_r 'ye ait olasılık yoğunluk fonksiyonu.....	115



SEMBOL LİSTESİ

A	: Enkesit alanı
a_1, a_2	: Bağ kirişi ile perde birleşiminde rijit bölge boyutsuz uzunluğu
a_{kr}	: Sıfır ortalama değerli bağımsız rastgele değişken
$[a_e]$	: Uygunluk matrisi
$[a_{el}]$	: Elastik davranan elemanlar için uygunluk matrisi
$[a_{pl}]$	: Plastik davranan elemanlar için uygunluk matrisi
A_s	: Donatı alanı
A_{sw}	: Enine donatı alanı
A_{sh}	: Kayma için enkesit alanı
AE	: Eksenel rijitlik
$[B_c]$	: Bağ kirişi uygunluk matrisi
$c^\pm$	: Pozitif ve negatif eğilmeler için eğrilik sünekliği
$c(x,t)$	: Boyutsuz eğrilik
$c_0^\pm$	: Boyutsuz akma momentine karşı gelen boyutsuz eğrilik
$c_s^\pm$	: Pozitif ve negatif eğilme için kritik boyutsuz eğrilikler
E_c, E_s	: Beton yada çelik elastisite modülü
$e(x,t)$	: Boyutsuz çevirim enerjisi
e_0, e_1	: Dayanım düşümü fonksiyonu parametreleri
$ei(x,t)$	: Boyutsuz eğilme rijitliği
EI	: Eğilme rijitliği
EI_{eq}	: Eşdeğer eğilme rijitliği
EI_{uc}	: Çatlamamış kesit eğilme rijitliği
f_{ctk}	: Beton karakteristik çekme dayanımı
f_{yk}	: Çelik karakteristik akma dayanımı
F_c	: Beton basınç kuvveti
F_y	: Donatı aktığı andaki çelik çekme kuvveti
$\{F(X,t)\}$	: Sistem öteleme vektörü
G	: Kayma modülü
G_0	: Başlangıç kayma modülü
G_{cr}	: Kayma donatılarının akması sırasındaki kayma modülü
$g(e)$	: Dayanım düşümü fonksiyonu
$[G_*]$	: Sistem geometrik rijitlik matrisi
$[g_e]$	: Eleman geometrik rijitlik matrisi
$[G(X,t)]$	: Sistem yayılım matrisi
GI_x	: Burulma rijitliği
h	: Eleman enkesit yüksekliği
H	: Kat yüksekliği
$H(*)$	: Birim adım fonksiyonu
H_{cr}	: Kritik perde yüksekliği
I_x, I_y, I_z	: Eylemsizlik momentleri
$I_{x-cr}, I_{y-cr}, I_{z-cr}$	: Çatlamış kesit eylemsizlik momentleri
$I_{x-uc}, I_{y-uc}, I_{z-uc}$	: Çatlamamış kesit eylemsizlik momentleri
K	: Kayma rijitliği
$[k_{b,e}]$	: Bağ kirişi rijitlik matrisi
$[k_e]$	: Eleman rijitlik matrisi

$[k_{el,e}^{y,z}(t)]$	: Elemanın değişken rijitlik matrisinin doğrusal kısmı
$[K_{el,0}]$	: Doğrusal sisteme ait global rijitlik matrisi
$[k_{pl,e}^{y,z}(t)]$	: Elemanın değişken rijitlik matrisinin doğrusal olmayan kısmı
k_s	: Kayma düzeltme katsayısı
l_e	: Eleman uzunluğu
l_n	: Eleman temiz uzunluğu
L	: Bağ kirişi eksenel uzunluğu
$m(x,t)$	: Boyutsuz eğilme momenti
$m_c^{\pm}$	: Pozitif ve negatif eksenlerde boyutsuz çatlak oluşumu momenti
$[m_e]$	: Eleman kütle matrisi
$m_{y,0}^{\pm}$	: Çekme donatısının ilk aktığı andaki boyutsuz taşıma gücü
$M^{x,y,z}(x,t)$	: (x,y,z) eksenlerine göre eğilme momenti
$M^{(s)}$	: Statik durumdaki eğilme momenti
$M_{y,0}^{\pm}$	: Eksenel kuvvet sıfır iken akma kapasitesi
n	: Çelik elastisite modülünün beton elastisite modülüne oranı
N	: Eksenel kuvvet
$N^{(s)}$	: Statik durumdaki eksenel kuvvet
$[N(x)]$	: Enterpolasyon matrisi
n_p	: Perde parça sayısı
$p(x,t)$	: Rijitlik ve dayanım azalmasını belirleyen parametre dizisi
$p(x,t y,\tau)$	: Olasılık yoğunluk fonksiyonu
$\{q_e\}$	: Genelleştirilmiş uç yerdeğiştirmeleri vektörü, iç serbestlik derecesi
$\{Q_e\}$	: Genelleştirilmiş iç kuvvetler vektörü
$\{r_e\}$	: Eleman uç yerdeğiştirmeleri vektörü, dış serbestlik derecesi
$\{R_e\}$	: Eleman uç kuvvetleri vektörü
$r_0(t)$	: Yeryüzeyinin yerdeğiştirmesi
$\ddot{r}_b(t)$	: Anakaya ivmesi
$s(x)$	: Başlangıç rijitlik oranı
S_0	: Beyaz gürültü spektral güç yoğunluk fonksiyonu şiddeti
$[s_e]$	: Perdeler için eleman rijitlik matrisi
$S_x(\omega)$	: Spektral güç yoğunluk fonksiyonu
t_0	: Başlangıç anı
$T_{0,i}$	: Hasarsız yapının i . moduna ait periyot
T_i	: Yükleme sonrası yapının i . periyodu
u	: Eksenel yerdeğiştirme
v	: Kayma gerilmesi
V	: Kesme kuvveti
V_E	: Başlangıca yönelik çevirim iskelet eğrisi değerleri
V_{cr}	: Kesiti çatlatan kesme kuvveti
V_y	: Donatının akması ile oluşan kesme kuvveti
V_u	: Limit durumda taşınabilecek kesme kuvveti
$W(t)$	: Gaussian özellikli birim Wiener işleyimi
$\{X(t)\}$	: Sistem durum vektörü
$\alpha_{cr}^{\pm}$	: Roufaiel-Meyer çevirim iskeleti geçiş fonksiyonu
$\alpha_i^{\pm}$	: Roufaiel-Meyer çevirim iskeleti gösterge fonksiyonu
α_p	: Roufaiel-Meyer çevirim iskeleti sıkışma faktörü
α_r	: t_0 anını belirten stokastik değişken
β	: Pas payı yüksekliğinin kesit yüksekliğine oranı
$\beta(t)$	: Deterministik zarf fonksiyonu
β_0	: Deterministik zarf fonksiyonu şiddeti
$\delta(*)$	: Dirac delta fonksiyonu
$\delta^{\pm}$	: Çatlamamış betonarme kesit ağırlık merkeziyle F_y arası mesafe

$\delta_{cr,s}$	: Çatlamadaki kayma yerdeğiştirmesi
δ_{ij}	: Kronecker deltası
δ_s	: Kayma yerdeğiştirmesi
$\delta_{y,s}$	: Akma durumundaki kayma yerdeğiştirmesi
$\delta_{u,s}$	: Limit durumdaki kayma yerdeğiştirmesi
Δt	: Zaman adımı
ε	: Plastik mafsal kontrol bölgesi boyutsuz uzunluğu
ϕ, Φ	: Donatı çapı
$\{\Phi\}$	: Modal vektör
γ	: Kayma şekil değiştirmesi
$\gamma^\pm$	: F_c ile F_s arasındaki mesafe
γ_c	: Betonarme birim hacim ağırlığı
γ_{cr}	: Çatlamadaki kayma şekil değiştirmesi
γ_y	: Akma durumundaki kayma şekil değiştirmesi
γ_u	: Limit durumdaki kayma şekil değiştirmesi
$\eta(t)$	: Wiener işleyimi zaman fonksiyonu
$\kappa^{x,y,z}(x,t)$	: (x,y,z,) eksenlerine göre eğrilik
κ^s	: Kritik eğrilik
μ	: Birim boya dūřen kütle
$\mu(*)$	: Beklenen değer
$\theta_e^{x,y,z}$	: (x,y,z) eksenlerine göre dönme
$\theta_{A,B}$	: Bağ kirişlerine ait rijit uç dönmeleri
ρ	: Enine donatı oranı
$\sigma(*)$	: Standart sapma
σ_c	: Beton basınç gerilmesi
ν	: Poisson oranı
ω	: Frekans aralığı
ω_0	: Kanai-Tajimi filtresi açısal frekansı
ξ, η, ζ	: Boyutsuz uzunluk
ζ_0	: Kanai-Tajimi filtresi sönüm oranı
$\mathcal{L}(*)$	: Yayılım operatörü

SİSMİK TİTREŞİMLER ALTINDA BETONARME PERDE VE ÇERÇEVE SİSTEMLERİN DOĞRUSAL OLMAYAN STOKASTİK ANALİZİ

ÖZET

Sismik titreşimlere maruz üç boyutlu betonarme perde ve çerçeve sistemlerin plastik şekildeğiştirmelerine dayalı rijitlik ve mukavemet azalmasını dikkat alan doğrusal olmayan stokastik çözümleri irdelenmiş ve farklı karakteristiklere sahip depremler altında sayısal örnekler çözülmüştür. Eğilme özelliklerinin değişimini yansıtmayı amacıyla moment-eğrilik ilişkisi olarak geliştirilmiş Roufaiel-Meyer modeli ve perde elemanların kesme kuvvetleri altındaki davranışlarını modellemek üzere de Başlangıca Yönelik çevirim iskeleti kullanılmıştır. Stokastik deprem titreşimleri Gaussian beyaz gürültünün Kanai-Tajimi filtresinden geçirilmiş, şiddeti Jennings-Housner-Tsai zarf fonksiyonlarına benzer biçimli deterministik zarf fonksiyonlarına göre değiştirilebilen benzetilmiş deprem hareketi toplumu uygulanmıştır. Çok sayıda benzetilmiş hareketin uygulanması dolayısıyla hesaplama süresini kısaltmak amacı ile başlangıçtaki hasarsız yapının doğrusal doğal modlarında bulunan dış serbestlik derecelerinin azaltılmasına dayanan bir sistem indirgeme işlemi uygulanmıştır. Geliştirilmiş olan bilgisayar programı, Monte-Carlo tipi benzeşime dayalıdır ve bu program ile ilgilenilen kesitlerdeki eğilme momentleri ve düğüm noktası yerdeğiştirme ve dönmelerine ait toplum istatistiklerinin yanısıra, hasarlı yapının periyotlarının elde edilmesi amaçlanmaktadır. Böylelikle deprem bölgeleri için önemli bir yatay yük taşıyıcı olan perde ve çerçeve sistemlerde rastgele titreşim kuramının uygulanabilmesi olanaklı kılınmaktadır.

Sistem elemanlarının doğrusal olmayan davranışlarının çözümü için geliştirilen yöntem, betonarme malzemedeki doğrusal olmayan özelliklerin yanında aşağıda sıralanan temel nitelikleri de gözönünde bulundurmaktadır.

- ◆ Yerel eğilme eksenlerine göre pozitif ve negatif eğilme altında donatı ve boyut olarak simetrik olmayan kesitlerde oluşan farklı akma kapasiteleri,
- ◆ Şekildeğiştirmelerin artmasıyla oluşan kalıcı plastik şekildeğiştirmelerden dolayı kesitte rijitlik ve dayanım azalması,
- ◆ Eleman uçlarında sonlu uzunlukta plastik bölgelerin dikkate alınması.

Yukarıdaki açıklamalar kapsamında çözümleme yapabilmek amacıyla yapılan kabuller şunlardır:

- ◆ Eksenel kuvvetler ve burulma momentlerindeki artışlar sırasıyla eksenel şekildeğiştirmeler ve açıl dönme ile doğru orantılıdır.
- ◆ Her bir zaman adımındaki moment-eğrilik ilişkisi yerel eleman eksenlerine göre ifade edilmiş olup, bağılaşık olmadığı kabul edilir.

- ◆ Kiriş içerisinde oluşan eylemsizlik ve sönüm etkileri statikçe eşdeğer uç yüklemeleri olarak uygulanır.

Deprem kuvveti etkitildikten sonra elemana ait uç yerdeğiştirmeleri, elemanın "dış serbestlik derecesi" olarak adlandırılmaktadır.

$$\{r_e\}^T = \{r_3 \ r_5 \ r_9 \ r_{11} \ r_2 \ r_6 \ r_8 \ r_{12} \ r_1 \ r_7 \ r_4 \ r_{10}\} \quad (1)$$

Düğüm noktalarındaki uç kuvvetleri ise,

$$\{R_e\}^T = \{V_{1z} \ M_{1y} \ V_{2z} \ -M_{2y} \ V_{1y} \ -M_{1z} \ V_{2y} \ M_{2z} \ N_1 \ N_2 \ M_{1x} \ M_{2x}\} \quad (2)$$

biçimindedir. Bu büyüklüklerin yalnızca altı adedi genelleştirilmiş iç kuvvetler vektörü $\{Q_e\}$ yi tanımlamaya yeterlidir.

$$\{Q_e\} = \begin{Bmatrix} \tilde{M}_e^y \\ \tilde{M}_e^z \\ M_e^x \\ N \end{Bmatrix} \quad \text{bu durumda uç yerdeğiştirmeleri,} \quad \{q_e\} = \begin{Bmatrix} \tilde{\theta}_e^y \\ \tilde{\theta}_e^z \\ \theta_e^x \\ u \end{Bmatrix} \quad (3)$$

$$\text{Burada} \quad M_e^x = M_{1x} = M_{2x}, \quad N = N_1 = N_2, \quad \{\theta_e^y\} = \begin{Bmatrix} \theta_{1y} \\ \theta_{2y} \end{Bmatrix} \quad \{\theta_e^z\} = \begin{Bmatrix} \theta_{1z} \\ \theta_{2z} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

şeklindedir ve u ve θ_e^x sırasıyla elemanın eksenel yerdeğiştirmesi ve dönmedir.

Betonarme kesitler için bünye ifadeleri kullanılarak ve geliştirilmiş Roufaiel-Meyer histeretik modeli (*çevirim iskeleti*) uygulanarak, taşıyıcı sistemi oluşturan betonarme elemanlar için rijitlik ve dayanım azalması dikkate alınmış olur. Modelde geçen $M_y^+(x)$, $M_y^-(x)$, $\kappa_y^+(x)$, $M_{cr}^+(x)$, $M_{cr}^-(x)$, başlangıç rijitlik oranı $s(x)$, statik durumdaki iç kuvvetler olan eğilme momenti $M^{(s)}(x)$ ve eksenel kuvvet $N^{(s)}$ değerleri bilinmektedir.

Elemanlarda dayanım azalması, süneklik oranı c^+ yada c^- nin sırasıyla pozitif yada negatif eğilmeler için normalize edilmiş kritik eğrilik sünekliği olan c_s^+ yada c_s^- değerlerini aşmalarıyla başlar.

$$c_s = \kappa_s / \kappa_y^+ = c_s^+ = c_s^- \quad (5)$$

Bu değerin, tüm eleman kesitlerinde sabit olduğu kabul edilmiştir. Dayanım azalması ise, boyutsuz birikmiş şekildeğiştirme enerjisi $e(x,t)$ ile kontrol edilmektedir.

Dayanım azalması, y ve z eksenlerine göre bağılaşık değildir. Dolayısıyla $g(e)$ dayanım düşümü fonksiyonu ve e_0 ve e_1 parametrelili 2° polinom olmak kaydıyla aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$g(e) = \begin{cases} 1 & e \leq e_0 \\ \exp\left(-\frac{e - e_0}{e_1}\right) & e > e_0 \end{cases} \quad (6)$$

Bu çalışmada taşıyıcı sistem elemanları olan kiriş, bağ kirişi, kolon ve perdeler için eğilme özelliklerinin değişiminin kontrolünde geliştirilmiş Roufaiel-Meyer çevirim iskeleti kullanılmıştır.

Yapı sisteminde yer alan rijit betonarme perde elemanlar, perde boyunca iç kuvvet ve şekildeğiştirmelerin değişimlerin izlenebilmesi amacıyla her katta seri halde birleşen doğrusal elastik n adet parçaya bölünmek suretiyle modellenmişlerdir. Parça sayısı en az dört alınmış, kritik perde yüksekliği boyunca bu değer arttırılmıştır. Her parçadaki serbestlik derecesi, perde parçalarının her iki ucunda olmak kaydıyla altıdır. Ancak perde elemanlar çalışma prensipleri itibariyle yatay deprem kuvvetleri altında dikkate alınması gereken düzeyde kayma şekildeğiştirmelerine sahiptirler. Bu nedenle de her perde parçasının rijitlik matrisi, eğilme ve kayma şekildeğiştirmelerinin katkılarıyla hesaplanmıştır.

Kesme kuvvetleri altında, kayma gerilmeleri ve şekildeğiştirme ilişkisini "Başlangıca Yönelik" çevirim iskeleti belirlemektedir. Çalışmada kullanılan Başlangıca Yönelik iskelet eğrisi, üç doğrulu olup, yükleme ilk başta ana eğriyi takip eder. Boşaltmada başlangıca yöneliktir. Bir sonraki yükleme sonucunda boşaltma güzergahı, ana eğri ile rastlaşana kadar devam eder yada boşaltma olana kadar devam eder.

Ana eğri ile rastlaşırsa, bu durumda ana eğri takip edilir. Ana eğriyi geçmeden boşaltma olursa, başlangıca yönelir. Tanımlanan iskelete göre ilgili perde parçasında t anındaki yükleme ve iç kuvvet durumuna bağlı olarak, kayma rijitliği değeri elde edilerek, elemanın rijitlik matrisi yeniden oluşturulur ve yüklemenin bir sonraki adımına geçilir.

Çalışmada dinamik deprem kuvvetlerini oluşturan zemin yüzeyindeki ivme, gerçek deprem kayıtlarının dışında, *Gaussian Beyaz Gürültü*'nün ω_0 ve ζ_0 parametrelili Kanai-Tajimi filtresinden geçirilmesi suretiyle de üretilmiştir. Yeryüzeyinin r_0 yerdeğiştirmesinin, anakaya yüzeyine göre göreceli değeri, anakaya ivmesi $\ddot{r}_b$ olmak kaydıyla aşağıdaki diferansiyel denkleme bağlıdır.

$$\ddot{r}_0 + 2\zeta_0\omega_0\dot{r}_0 + \omega_0^2r_0 = -\ddot{r}_b \quad (7)$$

Anakaya ivmesi, birim Gaussian Beyaz Gürültü olayı $\{\ddot{r}_b(t), t \in [0, \infty)\}$ olarak modellenenecektir.

$$\ddot{r}_b(t)dt = \beta(t)dW(t) \quad (8)$$

Burada $W(t)$ Gaussian özellikli birim Wiener işleyimi, $\beta(t)$ ise deterministik zarf fonksiyonudur. Bu durumda yeryüzündeki ivme değeri,

$$\ddot{r}_s(t) = (\ddot{r}_b + \ddot{r}_0) = (-2\zeta_0\omega_0\dot{r}_0 - \omega_0^2r_0) \quad (9)$$

olarak elde edilir.

Sistemin dış serbestlik derecesi, $\{r\}$, ile iç serbestlik derecesi, $\{q\}$, yu birbirine bağlayan, sistemin uygunluk ifadesi,

$$\{\dot{q}\} = [a] \cdot \{\dot{r}\} \quad \{\ddot{Q}\} = [k] \cdot \{\dot{q}\} \quad (10)$$

şeklindedir. Böylece sistem hareket denklemi aşağıdaki gibi yazılarak

$$\{\dot{q}\}^T \{\ddot{Q}\} = -\{\dot{r}\}^T [M] \{\ddot{r}\} + \{U\} \{\ddot{r}_0 + \ddot{r}_b\} \Rightarrow [M] \{\ddot{r}\} + [a]^T \{\ddot{Q}\} = [M] \{U\} (2\zeta_0 \omega_0 \dot{r}_0 + \omega_0^2 r_0) \quad (11)$$

ve açıklanmış olan filtre ifadesi de katılarak

$$\ddot{r}_0 + 2\zeta_0 \omega_0 \dot{r}_0 + \omega_0^2 r_0 = -\ddot{r}_b \quad (12)$$

sistem elemanlarına ait bünye ifadeleriyle de beraber, genel hareket denklemi 1.dereceden eşdeğer Stratonovich stokastik diferansiyel denklemi formunda,

$$dX(t) = F(X)dt + G(t)dW(t) \quad X = [r \ r \ r_0 \ r_0 \ Q \ p_{pl}]^T$$

$$\{F(X)\} = [A(X)] \cdot \{X\} + [K(\{Q_{pl}\}, [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}\}, \{p_{pl}\})] \cdot [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}\} \quad (13)$$

yazılır. Burada

$$A(X) = \begin{bmatrix} \tilde{0} & \mathbf{I} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \\ -[M]^{-1}[K_{el} + G_* + S] & -[M]^{-1}[C] & \omega_0^2 \{U\} & 2\zeta_0 \omega_0 \{U\} & -[M]^{-1}[a_{pl}]^T & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & 0 & 1 & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & -\omega_0^2 & -2\zeta_0 \omega_0 & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$[G(t)] = [\tilde{0} \ \tilde{0} \ 0 \ -\beta(t) \ \tilde{0} \ \tilde{0}]^T \quad (15)$$

$F(X,t)$ öteleme vektörü, $X(t)$ durum vektörüne doğrusal olarak bağlıdır ancak uygunluk matrisi a ve rijitlik matrisi K dan bağımsızdır. Yayılım matrisi $G(t)$ ise $X(t)$ den bağımsızdır.

Sonuç olarak 1.derece Stratonovich diferansiyel denklemi yerdeğiştirmeler ve kuvvetlerin ortalama ve standart sapma değerleri için çözülür.

Çalışmada geliştirilen PREP ve SAR-CWF bilgisayar programlarının uygunluk ve doğruluğunu göstermek amacıyla, literatürde yer almış iki adet örnek yapı çözümlenmiştir. Bunlardan ilki, Illinois Üniversitesi-Urbana Champaign'de sarsma tablası deneyinde, 1940 tarihli ElCentro kaydının K-G bileşenine ait zaman ekseninin 2.5 kat sıkıştırılması ile üretilen depremin kullanıldığı (1:10) ölçeğinde 10 katlı betonarme çerçevelerden oluşan bir model yapıdır. İkincisi ise, A.B.D.-Japonya

ortak araştırma projesi kapsamında Tsukuba'da 1952 Taft depreminin D-B bileşenine ait yüksek frekanslı izlerin silinmesiyle üretilen SPD-3 kuvvetli hareketi kullanılarak yarı-dinamik deneyleri yapılmış betonarme perde-çerçevelerden oluşan 7 katlı ve (1:1) ölçeğinde bir yapıdır.

İncelenen ilk örnek olan model yapı için yapılan çözümlemeler sonucunda, bu çalışmada geliştirilen bilgisayar programları, deneysel çalışmada kaydedilen en üst kat yerdeğiştirmelerine ait en büyük değerin oluş zamanı olan $t=3.40$ saniyeyi tam olarak yakalamış, en büyük yerdeğiştirme değerini kestirmekte ise oldukça başarılı olmuştur. Deney kayıtlarına göre 0.029 m olan en üst kat en büyük yerdeğiştirmesi, çalışmada 0.024 m olarak hesaplanmıştır.

İkinci örnek yapı için en üst kat yerdeğiştirmelerinin ve taban kesme kuvvetinin zaman kayıtları elde edilmiştir. Bunların en büyük değerlerine ulaşma zamanları, geliştirilen bilgisayar programları ile oldukça iyi yakalanmış, yerdeğiştirme ve kesme kuvvetlerinin en büyük değerlerine sırasıyla %92 ve %90 oranlarında yaklaşılmıştır. Yapıda oluşan plastik mafsallar ile deneysel çalışmada gözlemlenenler birbirlerine oldukça benzemektedir.

Diğer yandan üçüncü bir örnek yapı, Monte-Carlo benzeşim tekniği ile üretilmiş 40 adet kuvvetli hareketin etkisinde stokastik olarak çözümlenmiş, sonuç olarak katlara ait yerdeğiştirmelerin beklenen değerleri ve bunlara ait standart sapmalar ile seçilmiş bazı önemli taşıyıcı sistem elemanlarına ait eğilme momenti ve kesme kuvvetlerine ait beklenen değerler ve standart sapmalar elde edilmiş, çalışmada sunulmuştur.

NON-LINEAR STOCHASTIC ANALYSIS OF 3D REINFORCED CONCRETE SHEAR WALL-FRAME STRUCTURES UNDER SEISMIC EXCITATION

SUMMARY

Stochastic analysis of reinforced concrete 3-dimensional shear wall-frame structures under seismic excitations with the emphasis on the analysis of stiffness and strength degradation due to plastic deformations is theoretically performed. Numerical calculations are carried out involving some earthquake characteristics. As constitutive moment-curvature relation, the model of extended Roufaiel-Meyer for flexural behavior and Origin-Oriented model for shear reversals have been examined by making some modifications for wall elements and frame members. Stochastic earthquake excitations are specified as intensity modulated to the Jennings-Housner-Tsai type envelope function and Gaussian white noise filtered simulated earthquake. In order to reduce the calculation time during extensive simulations, a system reduction scheme have been implemented based on a truncated expansion of external nodal point degrees of freedom in the linear eigen modes of initial undamaged structures. Software programs have been developed based on Monte-Carlo type simulation. It is aimed to obtain the ensemble averages of story displacements and bending moments in critical sections, as well as the mean values, standard deviations and correlation coefficients and periods of the damaged structure. It is enabled to carry out the random vibration theory for reinforced concrete shear-wall frame systems that have an important role in transmission of the lateral forces in areas of earthquake danger.

While analysing the seismic response of R-C elements, material non-linearity should be handled as well as the following items.

- ◆ Unsymmetrical cross-sections with different yield capacities at positive and negative bending,
- ◆ Stiffness and strength degradation during plastic deformations,
- ◆ Finite extensions of plastic zones at the end of the structural elements.

For the analysis including the below mentioned items, the following essential assumptions are made.

- ◆ Increments of axial forces and torsional moments depend linearly on the increments of the axial elongation and the angular displacement, respectively.
- ◆ Incremental constitutive moment-curvature relationship with respect to local bending axes of the element is assumed decoupled.
- ◆ Inertial and linear viscous loading within the element are applied as external statical equivalent nodal loadings.

For the earthquake excitation analysis, the nodal displacements of a shear wall-frame system element are described as the "external degrees-of-freedom" such as,

$$\{r_e\}^T = \{r_3 \ r_5 \ r_9 \ r_{11} \ r_2 \ r_6 \ r_8 \ r_{12} \ r_1 \ r_7 \ r_4 \ r_{10}\} \quad (1)$$

and the nodal point loadings conjugated to $\{r_e\}$ are,

$$\{R_e\}^T = \{V_{1z} \ M_{1y} \ V_{2z} \ -M_{2y} \ V_{1y} \ -M_{1z} \ V_{2y} \ M_{2z} \ N_1 \ N_2 \ M_{1x} \ M_{2x}\} \quad (2)$$

Consequently, six of these quantities are sufficient to describe the generalised stresses $\{Q_e\}$,

$$\{Q_e\} = \begin{Bmatrix} \tilde{M}_e^y \\ \tilde{M}_e^z \\ M_e^x \\ N \end{Bmatrix} \quad \text{nodal displacements then will be} \quad \{q_e\} = \begin{Bmatrix} \tilde{\theta}_e^y \\ \tilde{\theta}_e^z \\ \theta_e^x \\ u \end{Bmatrix} \quad (3)$$

$$\text{where} \quad M_e^x = M_{1x} = M_{2x}, \quad N = N_1 = N_2, \quad \{\theta_e^y\} = \begin{Bmatrix} \theta_{1y} \\ \theta_{2y} \end{Bmatrix}, \quad \{\theta_e^z\} = \begin{Bmatrix} \theta_{1z} \\ \theta_{2z} \end{Bmatrix} \quad (4)$$

u and θ_e^x signifies the axial elongation and angular displacement of the structural element.

By the use of constitutive relations for R-C sections and application of the hysteretic model mentioned above, stiffness and strength degradation will be taken into account for the structural elements. Here, it should be noted that as the basic for the model, $M_y^+(x)$, $M_y^-(x)$, $\kappa_y^+(x)$, $M_{cr}^+(x)$, $M_{cr}^-(x)$, the secondary to primary stiffness ratio $s(x)$ as well as the bending moment $M^s(x)$ and the axial force N^s in the static equilibrium state are known quantities.

Strength deterioration commences when the ductility ratio c^+ or c^- exceeds a critical normalised spalling curvature c_s^+ or c_s^- for positive and negative bending respectively.

$$c_s = \kappa_s / \kappa_y^+ = c_s^+ = c_s^- \quad (5)$$

Expression (5) is assumed to be constant for all element sections.

The strength reduction is controlled by utilising the non-dimensional accumulated hysteretic energy $e(x,t)$.

The strength reduction is considered decoupled with respect to the local y and z -axes.

So an isotropic strength-deteriorating model is applied where $g(e)$ is the strength reduction function fitted as a second order polynomial with parameters e_0 and e_1 .

$$g(e) = \begin{cases} 1 & e \leq e_0 \\ \exp\left(-\frac{e - e_0}{e_1}\right) & e > e_0 \end{cases} \quad (6)$$

The flexural behavior of all elements in this study is modelled by Roufaiel-Meyer hysteretic model. Its rules control the moment-curvature behavior of individual segments in wall elements as well as moment-curvature behavior of non-linear stiffness in columns and beams. In order to construct element stiffness matrix of wall elements, shear walls will be assumed as 3-dimensional linear elastic n segments connected in series, initially. Each equally sized segment has six degrees-of-freedom at each node. Under shear stress reversals, shear stress-strain response is assumed to follow the rules of the origin-oriented hysteretic model. The model consists of tri-linear straight lines, which operate on a primary curve symmetric about the origin, with break points at cracking and yielding. The primary curve continues indefinitely after yielding. If unloading occurs before crossing primary curve, the unloading path points towards the origin.

The model is used for calculation of incremental shear modulus G and shear stiffness, also. After the calculation of incremental stiffness matrix for the element, loading procedure goes one step further until the end of loading.

The acceleration process at the ground surface is determined as the response process of intensity modulated *Gaussian White Noise*, filtered through a Kanai-Tajimi filter with parameters ω_0 and ξ_0 . The displacement of the earth surface r_0 relative to the bedrock surface is then related to the bedrock acceleration $\ddot{r}_b$ by the differential equation

$$\ddot{r}_0 + 2\xi_0\omega_0\dot{r}_0 + \omega_0^2r_0 = -\ddot{r}_b \quad (7)$$

The bedrock acceleration process $\{\ddot{r}_b(t), t \in [0, \infty)\}$ is modeled as a time modulated unit Gaussian white noise process,

$$\ddot{r}_b(t)dt = \beta(t)dW(t) \quad (8)$$

where $W(t)$ is a unit Wiener process that is a Gaussian process with incremental properties and $\beta(t)$ is a deterministic intensity function. The acceleration at the ground surface is then given as

$$\ddot{r}_s(t) = (\ddot{r}_b + \ddot{r}_0) = (-2\xi_0\omega_0\dot{r}_0 - \omega_0^2r_0) \quad (9)$$

Since the compatibility expression of the system which combines the external degrees-of-freedom of the system, r , to the internal degrees-of-freedom of the system, q , is known as,

$$\{\dot{q}\} = [a] \cdot \{\dot{r}\} \quad \{\dot{Q}\} = [k] \cdot \{\dot{q}\} \quad (10)$$

and the dynamic equation of motion can be written as,

$$\{\dot{q}\}^T \{Q\} = -\{\dot{r}\}^T [M] \{\ddot{r}\} + \{U\} \{\ddot{r}_0 + \ddot{r}_b\} \Rightarrow [M] \{\ddot{r}\} + [a]^T \{Q\} = [M] \{U\} (2\zeta_0 \omega_0 \dot{r}_0 + \omega_0^2 r_0) \quad (11)$$

and the explained filter equation can be formed as,

$$\ddot{r}_0 + 2\zeta_0 \omega_0 \dot{r}_0 + \omega_0^2 r_0 = -\ddot{u}_g \quad (12)$$

Then the dynamic equation of motion, filter equation and constitutive equations for R-C sections can be combined and written as an equivalent 1st order Stratonovich stochastic differential equation of the form,

$$dX(t) = F(X)dt + G(t)dW(t) \quad X = [r \ r \ r_0 \ r_0 \ Q \ p_{pl}]^T$$

$$\{F(X)\} = [A(X)] \cdot \{X\} + [K(\{Q_{pl}\}, [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}\}, \{p_{pl}\})] \cdot [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}\} \quad (13)$$

where

$$A(X) = \begin{bmatrix} \tilde{0} & \mathbf{I} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \\ -[M]^{-1}[K_{el} + G_* + S] & -[M]^{-1}[C] & \omega_0^2 \{U\} & 2\zeta_0 \omega_0 \{U\} & -[M]^{-1}[a_{pl}]^T & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & 0 & 1 & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & -\omega_0^2 & -2\zeta_0 \omega_0 & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \end{bmatrix} \quad (14)$$

$$[G(t)] = [\tilde{0} \ \tilde{0} \ 0 \ -\beta(t) \ \tilde{0} \ \tilde{0}]^T \quad (15)$$

The drift vector $F(X,t)$ does only depend on explicitly on time if the filter coefficients are time-dependent. The diffusion vector $G(t)$ is independent of the state vector $X(t)$.

Finally first order Stratonovich differential equation is solved for the response statistics of the system.

In order to demonstrate the ability of the programs PREP and SAR-CWF developed in this study, some comparisons for two experimentally tested structures are carried out. The first example structure, which was tested by shaking table experiments in the University of Illinois-Urbana Champaign is a 10 storey model structure of scale (1:10) effected by the N-S component of 1940 ElCentro record with the time scaled 2.5. The second example structure is a part of the US-Japan Co-operative Research Program, constructed in Tsukuba with a full-scale. The pseudo-dynamically tested 7 storey shear wall-frame structure was subjected to modulated 1952 Taft Earthquake of E-W component.

Results for the analysis performed by the computer programs for the model structure, show that the time for the occurrence of the peak displacement for the top storey was exactly the same with the recorded value as $t=3.40$ s. Besides, the software programs are found to be successful in calculating the peak displacement value which was recorded as 0.029 m and calculated as 0.024m in this study. The

oscillation form of the displacement time histories also matches each other successfully.

For the full-scale structure, time histories for both top storey displacements and base shear are obtained. The occurrence time of peak values for top storey displacements and base shear were almost the same in comparison with the recorded values and the calculated ones. The calculated peak values for both of them were very close as 92% and 90%, respectively. Formation of plastic hinges observed during the tests were very similar to the calculated ones which are presented in this study.

Based on Monte-Carlo simulations with 40 independent realizations, stochastic analysis for determination of the ensemble averages for storey displacements and member forces are performed for a 5 storey shear wall-frame structure. The expected values and standard deviations for the internal forces are obtained for some of the structural members of importance.



1. GİRİŞ

Deprem yükleri, büyüklüğü, yönü yada konumunun zamanla değişim göstermesi bakımından dinamik yüklerdir. Yapısal bir sistemin dinamik yükler altında karşılığı da (örneğin yerdeğiştirmeleri, uç kuvvetleri) zamanla değişmektedir. Böyle yüklemeler etkisindeki sistemlerin çözümleri, deterministik yada deterministik olmayan iki farklı yaklaşımla yapılabilir. Dinamik yüklemelerin zamana göre değişimlerinin tam olarak biliniyor olması durumunda özellikleri tanımlanmış bir yapı sisteminin çözümlenmesinde deterministik yöntemlerin uygulanması tercih edilirken, yüklemenin zaman içinde değişimi kesin olarak bilinmiyor, ancak istatistiksel bağıntılar yardımıyla tanımlanabiliyorsa, sistemin analizinde stokastik yöntemlere başvurulmalıdır. Böylesi bir analiz yardımıyla doğal olarak karşılıkların istatistiksel sonuçlarına ulaşılabacaktır.

Her iki analiz yönteminde de gözönünde bulundurulması gereken önemli bir nokta, yapı sistemlerine ait karakteristik özelliklerin, örneğin betonarme bir taşıyıcı sistem elemanında akmanın oluşması sonucunda rijitliğin değişmesi gibi, yükleme süresince sürekli bir değişimin egemen olduğudur. Bu durum, sistemin doğrusal olmayan bir davranış içerisinde bulunması olarak tanımlanır.

1.1 Doğrusal Olmayan Deterministik Analiz Üzerine Çalışmalar

Dinamik yüklemeler etkisindeki yapı sistemlerinin dayanım ve rijitlik özelliklerinin değişiminden kaynaklanan doğrusal olmayan karşılıkları, sistem bütününe genel olarak doğrusal modellenememesi sonucunu doğurmuştur. Sismik titreşimler altında elemanların düşey ve yatay yük taşıma kapasitelerindeki dayanım değişimi ve göçmeden önce yapılabileceği en büyük yerdeğiştirmenin, doğrusal olarak yapılabilecek en büyük yerdeğiştirmeye oranı olan yerdeğiştirme sünekliliğinin ve dolayısıyla da sistem rijitliğinin değişimine ilişkin bir çok araştırmacı çeşitli matematiksel modeller geliştirmişlerdir (**Clough ve Johnston, 1966, Kaldjian, 1967, Sözen, 1974**).

Betonarme elemanın rijitliğinin değişimini temsil etmek üzere **Kobori ve diğ. (1976)** matematik işlemleri uygulanması bakımından oldukça kolay olan çift ve çok doğrulu histeretik modelleri geliştirmişlerdir. Modeller yük-yerdeğiştirme ilişkilerinden yola çıkılarak üretilmiştir.

Clough ve Johnston'ın geliştirdikleri model, rijitlik değişiminin yanı sıra, pozitif ve negatif eğilme durumlarında plastik yerdeğiştirmelerin de gözönünde bulundurulduğu bir modeldir.

Tanabashi ve Kaneta (1962), değişen rijitlik özellikleri ile beraber, yüksek kayma gerilmeleri yada donatının sıyrılması etkileriyle başlangıca yakın çevirim sıkışmasını (*pinching*) dikkate almışlardır.

Wen (1976), Bouc'un çalışmalarının üzerine geliştirdiği modelde, betonarme kesitin rijitlik değişimi, dayanım azalması ve elastik davranıştan plastik davranışa geçişi karmaşık parametre dizilerinin kontrolüyle sağlamıştır.

Mander ve diğ. (1988), olası plastik mafsallarda enine donatının yerleştirilmesine ait yaptığı çalışmada tek yönlü artan yüklemeye elde edilen gerilme-şekildeğiştirme ilişkisinin tersinir yüklemeye ulaşılan sonuçların zarfı olduğunu belirtmişlerdir.

Sarılmış dikdörtgen kesitli betonarme elemanlarda boyuna donatıdaki pekleşme etkisini gözönüne alan bir algoritma, **Gündüz (1990)** tarafından önerilmiştir.

Doğrusal olmayan şekildeğiştirmeleri "plastik kesit" adı verilen ve sınırlı plastik şekildeğiştirme yeteneğine sahip belirli kesitlerde toplayan **Girgin (1996)**, bu çalışmada plastik kesitlerin dışında sistemin doğrusal elastik davrandığını kabul eden bir yöntem geliştirmiştir. Girgin, doktora tez çalışmasında, artan dış yükler altında, plastik kesitlerdeki iç kuvvetler akma koşullarını sağlayacak şekilde değişirken, buna karşılık iç kuvvetlerin doğrultularında sonlu plastik şekildeğiştirmeler meydana geldiğinde, akma vektörünün diklik özelliği nedeni ile tek bir "plastik şekildeğiştirme parametresine" bağlı olarak ifade edebilmektedir.

Eğilme momenti-eğrilik ilişkisi üzerinde, normal kuvvetin, basınç donatısının, betonarme kesitin sarılmasının ve çelikteki pekleşmenin etkisini irdelleyen bir çalışma **Ersoy ve Özcebe (1997)** tarafından yapılmıştır.

Çakıroğlu ve Karadoğan (1997), sistem sünekliğinin, elemanların kesitlerindeki dönme sünekliğine ve kritik bölgelerdeki plastik şekildeğiştirme yayılışına bağlı olduğunu belirtmiş, sünekliği bulmaya yönelik bağıntılar oluşturmuşlardır.

Malzeme ve geometri değişimi bakımından doğrusal olmayan üç boyutlu yapı sistemini yatay ve düşey konumlu düzlem alt sistemlere ayırmak yoluyla analiz eden **Yüksel (1998)** çalışmasında, alt sistemlerin değişken rijitlikli çubuğun birim yerdeğiştirme ve yükleme matrislerinden yola çıkarak ve bunları bir araya getirerek, üç boyutlu esas yapıya ait denklem takımını kurmuş ve bulgularını statik yükleme deneylerine ait sonuçlarla karşılaştırmıştır.

Doğrusal olmayan deterministik analiz üzerine yapılan literatür araştırmasında, özellikle deprem mühendisliğinde önemli ilerlemelerin kaydedildiği 1970'li yıllar başında birçok araştırmacının, önerdikleri modeller ve çözüm teknikleriyle konu hakkında oldukça zengin bir birikim oluşturdukları gözlenmiştir. Dolayısıyla bu araştırmaların tümünün burada özetlenmesi yerine, genel olarak sistemin dinamik yüklemeler etkisinde değişen özelliklerini çeşitli histeretik modeller yardımıyla kestirmek amacıyla çok küçük ve eşit zaman aralığında, ilgili zaman adımından bir önceki adıma ait fiziksel özelliklere sahip doğrusal bir sistem gibi adım adım çözülmesini esas alan ve stokastik analizle bütünleşecek çalışmalardan bu tezde yararlanıldığı söylenebilir.

1.2 Doğrusal Olmayan Stokastik Analiz Üzerine Çalışmalar

Deprem, rüzgar ve deniz dalgalarının doğasında bulunan rastgelelik, bu titreşimlerinin yapı sistemlerince karşılanması sırasında, yapı sistemlerinin davranışlarını, rastgele titreşim adı altında son 30 yılda bir takım araştırmacılar tarafından incelenmesini gerektirmiştir.

Rastgele titreşim etkisi altında yapı sistemlerinin dinamik davranışlarının teorik olarak araştırılması, 1905 yılında Einstein ile başlamış ve 1916 yılında Smoluchowski ile genelleşmiştir. 1931'de Kolmogorov, Markov olayına dayanan olasılık yoğunluk fonksiyonları ile matematik formülasyona girmiştir. Yapı sistemleri için Fokker, Planck, Ornstein, Uhlenbeck, Kramer ve Wiener gibi diğer araştırmacılar ise çalışmalarıyla konuya önemli katkılarda bulunmuşlardır.

1963'de Caughey, Tek Serbestlik Dereceli Sistemin (TSDS), sabit bir güç spektrum yoğunluk fonksiyonunun beyaz gürültü (*white-noise*) oluşturduğu, rastgele titreşimi

altında oluşan yerdeğiştirme ve hızının birleşik Markov yayılma vektörü oluşturduğunu göstermiştir. Daha sonra **Caughey ve Ma (1982)** beyaz gürültü etkisinde çok Serbestlik Dereceli Sistemin (SDS) deterministik çözümünü elde etmişlerdir.

Doğrusal olmayan sistemlerin, beyaz gürültü titreşim hareketi altında durağan-dışı (*non-stationary*) zmlerinin tam ve kesin çözümün elde edilemediği gerçeği ile, çalışmalar yaklaşık metotlar üzerinde yoğunlaştırılmıştır. Bunlardan en önemlisi stokastik-ortalama metodu şeklinde geliştirilmiş Fokker-Planck-Kolmogorov (FPK) denklemlerinin, 1963 yılında **Stratanovich (1963)**'in çalışmalarıyla ortaya çıkmış olanlarıdır. 1978'de Roberts, sistem karşılıkları yerdeğiştirme ve hız için, durağan rastgele titreşimine maruz iki doğrulu (*bi-linear*) histeretik modeli için, durağan bileşik dağılımını (*stationary joint distribution*) elde etmiştir. 1979'da ise Spanos, rastgele salınım altında belli sayıda elasto-plastik elemanı olan TSDS'in karşılığını bulmak amacıyla stokastik ortalama metodunu uygulamıştır. 1980 yılında ise yine Roberts, araştırmayı ve yaklaşımı geliştirerek, titreşim seviyesinin yeterli küçüklükte olması durumu için sistem karşılığının genlik dağılımı ve ortalama akma hızı (*average yielding rate*) için, doğrusal olmayan sönümü de (*non-linear damping*) kapsayan bir ifade türetmiştir.

Diğer yandan **Wen (1975)**, Markov vektör formülasyonunun ileri bir versiyonu olan Galerkin zm ile birleşimini, durağan-dışı davranış istatistiklerini, zamana bağlı seriye açma yoluyla geliştirmiştir. Daha sonra Wen, artan sistem boyutları için, **Bouc (1967)** tipi histeretik karakteristiklerini kapsayacak şekilde, metodu geliştirmiştir.

Dinamik sistemlerin, rastgele titreşimler altında doğrusal olmayan analizleri için genel bir yaklaşık metot ise, stokastik, istatistik veya eşdeğer doğrusallaştırma tekniğidir (*equivalent linearization technique*). Bu yöntemde ana fikir, başlangıçta doğrusal olmayan sistemi, makul ölçüdeki istatistiksel uyum altında ilgili bir doğrusal sisteme dönüştürmektir. Bu doğrultudaki ilk gelişme 1953 yılında Booton'un rastgele titreşen TSDS'e uygun eşdeğer doğrusallaştırma çalışması olarak ifade edilebilir. SDS için gelişim, **Iwan ve Yang (1971)** tarafından kaydedilmiştir. Bu noktada Krylov, Bogoliubov ve Lutes gibi diğer araştırmacılar da büyük katkılarda bulunmuşlardır.

Caughey'in geliştirmiş olduğu tekniğin, doğrusal olmama halinin düşük olduğu durumlar altında başarılı olmuş olması, **Kobori, Minai ve Suzuki (1976)**'nin yeni bir istatistiksel doğrusallaştırma tekniği geliştirmelerine sebep olmuştur. Problemi, yay

kuvvetinin (*restoring force*) elastik olmayan bileşenine denk düşen durum vektörleri ekleyerek formüle etmişlerdir. **Asano ve Iwan (1984)** daha sonra modeli genelleştirmişler ve elasto-plastik duruma yakın sistemlerin karşılık istatistikleri için kabul edilebilir yaklaşıklıkta sonuçlar elde etmişlerdir.

Atalık ve Utku (1976), doğrusal olmayan ÇSDS'lerin durağan Gaussian titreşimleri altında karşılıkları için eşdeğer doğrusallaştırma tekniği geliştirmişlerdir. **Wen (1980)** ise, bu tekniğe yeni bir dizi durum vektörü eklemek suretiyle, TSDS'lerin filtre edilmiş shot-noise titreşimleri için durağan ve durağan-dışı çözümlerini elde etmiştir. Benzer şekilde Baber ve Wen, 1981'de yaklaşımı geliştirmiş, sistemin histeretik davranışını diferansiyel denklem haline getirerek, azalan rijitlik ve dayanım özelliklerini de histeretik enerji kaybı fonksiyonu haline getirmiştir.

Diğer bir yaklaşım ise, 1966'da Karnapp ve Brown tarafından, güç enerji dengesi metodu adıyla geniş bantlı güç spektrumuna sahip salınım altındaki histeretik sistemler için geliştirilmiştir. Bu yöntem, en genel anlamda, titreşimin gücü ile histeretik etkiden açığa çıkan enerjinin dengesi şeklindedir. **Grossmayer (1981)**, yöntemi geliştirerek, akmaya bağlı olan rijitlik değişimini göz önüne almıştır. Goto ve Lemura, Caughey'in metodunun, Jacobsen'in enerji dengesi metodu ile uyumlu olduğunu göstermişlerdir. Ancak çok sonra, bu metotların, elasto-plastik sistemlerdeki plastik deformasyonların artma eğilimli olması durumu için karşılığı elde edememekte olduğu gösterilmiştir.

Durum değişkenlerinin normal dağılıma uyduğu kabul edilerek tanımlanan yöntemde, yüksek dereceli istatistik momentlerin hesabında kısaca Gaussian kapanma (*closure*) olarak ilk kez 1978 yılında Iyengar ve Dash tarafından verilmiştir. Bazı diğer çalışmalarda, Gaussian örtüşmenin sistem diferansiyel denklemlerine kovaryans seviyesinde ilintili olduğu belirtilmektedir. Bu durumda Gaussian örtüşme, yarı doğrusal (*quasi-linear*) yaklaşıklık olarak da tanımlanmaktadır ve normal bir rastgele titreşim altındaki doğrusal olmayan sisteme uygulandığında, yaklaşık çözüm, eşdeğer doğrusallaştırma çözümü ile çakışmaktadır. Yöntem, Dashevskii ve Lipster tarafından Gauss biçimli olmayan (*non-Gaussian*) örtüşme yöntemi adıyla, daha genel sistemler için geliştirilmiştir. Daha sonraları Dashevskii yöntemi geliştirerek, bileşik olasılık yoğunluk fonksiyonlarını Edgeworth serilerine yakınsatmıştır. Nakamizo ise 1970'de Itô formülünü bileşik kümülanların dinamik denklemlerine uygulayarak, bileşik olasılık yoğunluk fonksiyonlarının yaklaşıklığında Gram-Charlier A tipi serileri önermiştir.

Bellman, Richardson ve Sancha, yüksek dereceli istatistik momentlerin hesabı için ortalamaların karesi yaklaşımını kullanmışlardır. **Assaf ve Zirkle (1976)** bu yöntem doğrultusunda genel bir doğrusal olmayan sistemin yığılımlı momentleri için diferansiyel denklemler elde etmişlerdir.

Kobori, Minai ve Suzuki, 1976'da deprem benzeri titreşimler altındaki histeretik yapıların stokastik karşılıklarını elde etmek için analitik yöntemler geliştirmişlerdir. Burada, histeretik karakteristikler Fokker-Planck yaklaşımına uyumlu 1.derece diferansiyel formda ifade edilmişlerdir. Momentler için zamana bağımlı diferansiyel denklemler, FPK denkleminde türetilmiştir.

Minai ve Suzuki (1985a), (1985b), (1985c), daha önce bahsedilen olasılık yoğunluk fonksiyonlarının gelişmiş bir şeklini Gram-Charlier seri açılımlarına uyumlu bir halde tanımlayarak değişik bir yaklaşımda bulunmuşlar ve TSDS için çift doğrulu, Kato-Akiyama ve Clough-Johnston histeretik karakteristikleri altında iyi sonuçlar elde etmişlerdir.

Mørk (1989), doktora çalışmasında en uygun çözüm metodunun eşdeğer doğrusallaştırma tekniği olduğunu göstermiştir. Filtre edilmiş beyaz gürültüye maruz çerçeve sistemlerin çevirim iskeletine uyan davranışlarındaki stokastik karşılığını, daha önceden çıkartılan sistem diferansiyel denklemlerini geliştirerek, filtre denklemleri ve hasar indislerini ifade edecek denklemlerle birlikte sistemi Itô-Stratonovich diferansiyel denklemleri olarak formüle etmiştir. Sistemin histeretik karakterini ve buna bağlı olarak da sistemdeki plastikleşmeyi ifade edebilmek doğrultusunda, TSDS için geliştirilmiş olan bir takım doğrusal histeretik modellerden (*Çift doğrulu, Çok doğrulu, Clough-Johnston, Başlangıça Yönelen, Pike yönelen, Kayma modeli*) faydalanmıştır. Bileşik merkezsiz istatistik momentlerin diferansiyel denklemleri dördüncü derecede sınırlı tutulmuş, tüm sistem diferansiyel denklemleri, eşdeğer doğrusallaştırmaya tabi tutulduktan sonra, dördüncü mertebeden Runge-Kutta ile çözümler elde edilmiştir.

Ancak bu metodun, çok şiddetli titreşim etkisindeki histeretik sistemlerin yerdeğiştirme karşılığını tahmin etmekte pek başarılı olamamasından dolayı Gaussian yaklaşımın verimini arttıracak ve bilgisayar kullanımını ekonomik hale getirecek yeni yöntemlerin, doğrusal olmayan ÇSDS için geliştirilmesi amaçlanmıştır.

Bu çalışmada, perde ve çerçeve sistemlerin rastgele titreşimler altında dinamik çözümlenmesi doğrusal olmayan yöntemlerle yapılmıştır. Çalışmanın amacı,

Ülkemizin bir deprem ülkesi olması dolayısıyla, deprem bölgelerinde yer alan yapılarda, önemli ölçüde yük taşıyıcı özelliğe sahip perde ve ereve sistemler için rastgele titreşim kuramının uygulanabilirliğini olanaklı kılmaktır. Bu amaç doğrultusunda, hesapları kolaylaştırabilmek için bilgisayar programları geliştirilmiş, bunların literatürde verilmiş ve deterministik zmlmeleri yapılmış bazı örnek yapılara da uygulanarak diğer doğrusal olmayan çalışmalar ile karşılaştırmaları yapılmıştır.

Çalışma sistematik olarak toplam 7 bölümden oluşmaktadır. Giriş bölümünden sonra yer alan 2. Bölümde betonarme taşıyıcı sistem elemanları olan kirişler, bağ kirişleri, kolonlar ve perdelerin rastgele titreşimler altında şekildeğiştirmeleri ile uç kuvvetleri arasındaki ilişkiler ve bunların zamana bağlı değişimleri, histeretik modeller kullanımıyla açıklanmıştır.

Çalışmanın 3. Bölümünde, sisteme etkiyen kuvvetli deprem hareketinin stokastik olarak modellenmesi irdelenmiştir.

Çok sayıda benzeşimin yapıldığı durumlarda, dinamik yüklemelerden elde edilen toplum istatistikleri (yerdeğiştirmeler, iç kuvvetler, eğrilikler, vb.) ile sistemin stokastik diferansiyel ve integral ifadeleri ve bunlara ait stokastik çözüm metotları 4. Bölümde ele alınmıştır.

Sistemin stokastik deprem yükleri altında doğrusal olmayan çözümünü anlatıldığı 5. Bölümde hareket denklemlerinin kuvvetli deprem hareketi altında analizi sonucunda uç yerdeğiştirmeleri ve bunlardan uç kuvvetlerine geçiş açıklanmıştır.

Geliştirilen bilgisayar programı yardımıyla irdelenen birçok örnek sistem içerisinden deneysel çalışmalarda kullanılmış ve literatürde yer alan, sonuçları kaydedilmiş iki adet farklı örnek alışma 6. Bölümünde sunulmuştur. Programın yeteneğini göstermek açısından bu çalışmada elde edilen sonuçlar, deney kayıtları ve diğer araştırmacıların geliştirmiş oldukları bilgisayar yazılımları ile karşılaştırılmıştır. Ayrıca benzetilmiş depremler etkisinde stokastik çözümü yapılmış üçüncü bir örnek yapı da aynı bölümde yer almaktadır.

Çalışmadan elde edilen sonuçlar 7. bölümde sunulmuş ve tartışmaya açılmıştır.

2. YAPI SİSTEMİNİ OLUŞTURAN ELEMANLAR VE DAVRANIŞLARI

Deprem etkileri altında taşıyıcı sistemi oluşturan betonarme perde ve çerçevelerin davranışları, deprem hareketinin tüm süresi içerisinde şekildeğiştirmelere bağlı olarak zamanla değişim göstermekte, diğer bir deyişle elemanların kuvvet-yerdeğiştirme ya da moment-eğrilik ilişkileri doğrusal olmayan bir davranış içerisine girmektedir. Çalışmanın bu bölümünde yapı sistemini oluşturan betonarme kiriş, kolon, bağ kirişi ve perdelerin doğrusal olmayan davranış biçimlerine etkiyen ana unsurlar açıklanacaktır.

Sistem elemanlarının doğrusal olmayan davranışlarının çözümü için geliştirilen bu yöntem genel olarak malzemedeki doğrusal olmayan özelliklerin dışında aşağıdaki maddeleri de gözönünde bulundurmaktadır.

- a) Yerel eğilme eksenlerine göre pozitif ve negatif eğilme altında donatı ve boyut olarak simetrik olmayan kesitlerde oluşan farklı akma kapasiteleri,
- b) Eğilme momentleri ile eksenel kuvvetlerin karşılıklı etkileşimi,
- c) Beton kesitin çatlamasından meydana gelen rijitlik azalması,
- d) Şekildeğiştirmelerinin artmasıyla oluşan kalıcı plastik şekildeğiştirmelerin dikkate alınması,
- e) Kesme kuvvetlerinin etkisiyle, moment-eğrilik ilişkisinde başlangıca yakın çevirim sıkışması etkisi,
- f) Eleman uçlarında sonlu uzunlukta plastik bölgelerin dikkate alınması.

Taşıyıcı sistem içerisinde farklı yük aktarımı, davranış ve taşıma kapasitesi özelliklerine sahip betonarme kiriş, kolon, bağ kirişi ve perdeler, yukarıdaki genel çözüm modeli içerisinde ayrı ayrı değerlendirilmek zorundadırlar. Bu amaçla çerçeve elemanları olan kiriş ve kolonların zamana bağlı doğrusal olmayan davranışlarını modellemek için **Roufaiel-Meyer (1987)**'in önerdiği ve **Mørk (1992)** tarafından geliştirilmiş histeretik model (çevirim iskeleti), perdelerde ise kayma şekildeğiştirmelerinin de gözönünde bulundurulduğu ve **Lopez (1988)** tarafından

kısmen kullanılmış yöntemler esas alınarak bu çalışmada geliştirilmiş Başlangıca Yönelik (*Origin - Oriented*) çevirim iskeleti kullanılmıştır.

2.1 Betonarme Kiriş ve Kolonların Analizi

Üç boyutlu yerdeğiştirme durumunda betonarme kiriş ve kolonların bir zaman adımımda rijitlik ve dayanım azalmaları bağıntıları belirlenirken yapılan genel kabuller aşağıda özetlenmiştir.

- a) Tüm kiriş ve kolonların yerdeğiştirmeleri, bu elemanların uzunluklarına göre küçüktür.
- b) Bernoulli hipotezi geçerlidir. Başlangıçtaki düzlem kesit, elastik ve aynı zamanda plastik şekildeğiştirmeler sırasında da düzlem kalır.
- c) Eksenel kuvvetler ve burulma momentlerindeki artımlar ile karşı gelen eksenel şekildeğiştirmelerdeki ve açısal dönmelerdeki artımlar doğru orantılıdır.
- d) Her bir zaman adımımdaki moment-eğrilik ilişkisi yerel eleman eksenlerine göre ifade edilmiş olup, bağılaşık olmadığı kabul edilmiştir.
- e) Normal yükseklikteki kirişlerde ve kolonlarda kayma şekildeğiştirmelerinin eğriliğe olan etkisi ihmal edilmiştir.
- f) Kiriş ve kolon içerisinde oluşan eylemsizlik (titreşim) ve sönüm etkileri statikçe eşdeğer uç yüklemeleri olarak etkilmiştir.

Yukarıdaki a maddesi gereğince, geometride doğrusallık kabul edilmekle birlikte, eksenel kuvvetin $P-\delta$ etkisi geometrik rijitlik matrisinin hesabı ile gözönüne alınmıştır.

2.1.1 Üç Boyutlu Yerdeğiştirme İçin Elemanların İç ve Dış Serbestlikleri

Şekil 2.1, üç boyutlu yerdeğiştirme hali için kiriş ya da kolon elemanın şekildeğiştirme durumuna ait uç kuvvetlerini ve momentlerini göstermektedir. Statik denge durumundaki iç kuvvetler, ^(s) üst indisiyle gösterilmiş olup, deprem hareketi başlamadan önceki durumu simgelemektedir. Dolayısıyla eğer varsa, önceki depremlerden oluşan artık plastik şekildeğiştirmeler ya da düşey yüklerin etkisiyle oluşan mevcut iç kuvvetler bu ^(s) indisiyle alınır. Rijit cisim yerdeğiştirme durumu ⁽⁰⁾ indisiyle kirişin fiktif olarak yarı-statik yerdeğiştirmesini göstermekte olup,

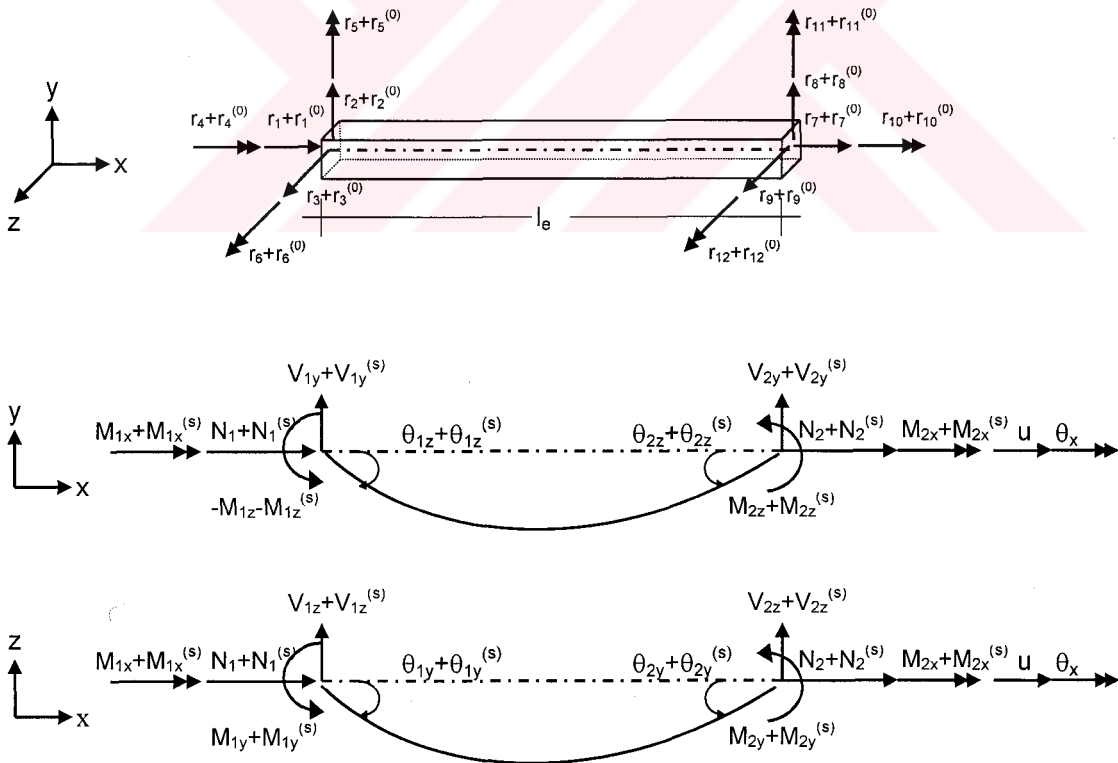
yeryüzeyinin önceki yerdeğiştirmesinden etkilenmiş elemanın mevcut yerdeğiştirmelerini temsil eder. Toplam dinamik yer değiştirmiş durum, doğrusal sönüm ve titreşim yüklemelerinden dolayı oluşan ilave yerdeğiştirmelerden sonraki biçimi temsil eder.

şekilde yerel (x,y,z) eksen takımının başlangıcı, elemanın sol ucuna yerleştirilmiş olarak ve elemanın boyuna eksenini x olmak üzere gösterilmiştir. Düğüm noktalarındaki yüklemelerden oluşan yerdeğiştirmeleri yerel olarak sıralanmış bileşenler halinde $\{r_e\}$ ile verilmiştir. $\{r_e\}$ vektörü elemanın '**dış serbestlik derecesi**' olarak ifade edilecektir.

$$\{r_e\}^T = \{r_3 \ r_5 \ r_9 \ r_{11} \ r_2 \ r_6 \ r_8 \ r_{12} \ r_4 \ r_{10} \ r_1 \ r_7\} \quad (2.1)$$

Buna karşı gelen düğüm noktası uç kuvvetleri, yerel bileşenli $\{R_e\}$ vektörü ile verilir.

$$\{R_e\}^T = \{V_{1z} \ M_{1y} \ V_{2z} \ -M_{2y} \ V_{1y} \ -M_{1z} \ V_{2y} \ M_{2z} \ M_{1x} \ M_{2x} \ N_1 \ N_2\} \quad (2.2)$$



şekil 2.1. Kiriş ve Kolonlarda İ ve Dış Serbestlik Derecelerinin Tanımı

En sondaki (f). kabulden dolayı, $\{R_e\}$ deki bileşenler, elemanın dış kuvvet dengesi dolayısıyla denge denklemlerine doğrusal olarak bağlıdır. Bunun sonucu olarak bu büyüklüklerin yalnızca altı adedi ile genelleştirilmiş iç kuvvetler vektörü $\{Q_e\}$ yi tanımlama olanağı vardır.

$$\{Q_e\} = \begin{Bmatrix} \tilde{M}_e^y \\ \tilde{M}_e^z \\ M_e^x \\ N \end{Bmatrix} \quad \{M_e^y\} = \begin{Bmatrix} M_{1y} \\ M_{2y} \end{Bmatrix} \quad \{M_e^z\} = \begin{Bmatrix} M_{1z} \\ M_{2z} \end{Bmatrix} \quad (2.3)$$

Burada eksenel kuvvetler eleman boyunca değişmez, $(N=N_1=N_2)$. Burulma momentleri için de $M_e^x=M_{1x}=M_{2x}$ eşitliği vardır.

Düğüm noktası uç yerdeğiştirmeleri,

$$\{q_e\} = \begin{Bmatrix} \tilde{\theta}_e^y \\ \tilde{\theta}_e^z \\ \theta_e^x \\ u \end{Bmatrix} \quad \{\theta_e^y\} = \begin{Bmatrix} \theta_{1y} \\ \theta_{2y} \end{Bmatrix} \quad \{\theta_e^z\} = \begin{Bmatrix} \theta_{1z} \\ \theta_{2z} \end{Bmatrix} \quad (2.4)$$

genelleştirilmiş durumda ifadeleriyle bulunur. u ve θ_e^x sırasıyla elemanın eksenel yerdeğiştirmesi ve açısal dönmesidir. Genelleştirilmiş yerdeğiştirme vektörü $\{q_e\}$ giriş elemanın '**iç serbestlik derecesi**' olarak tanımlanacaktır. Yerdeğiştirmenin zamana göre değişimi olan hız, $\{q_e\}$ ile $\{r_e\}$ kullanılarak uygunluk bağıntısıyla elde edilir.

$$\{\dot{q}_e\} = [a_e] \cdot \{\dot{r}_e\} \quad (2.5)$$

Uygunluk matrisi $[a_e]$, uç yerdeğiştirmeleri $\{r_e\}$ vektöründen bağımsızdır. Yerel (x,y,z) koordinat sisteminde $[a_e]$ uygunluk matrisi şu bileşenlere sahiptir.

$$[a_e] = \begin{bmatrix} \tilde{a}_e^y & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{a}_e^z & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{a}_e^x & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{a}_e^x \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

Buradaki 0 değerleri çeşitli boyutlarda matris ve vektördür.

$$a_e^y = \begin{bmatrix} -1/l_e & 1 & 1/l_e & 0 \\ 1/l_e & 0 & -1/l_e & -1 \end{bmatrix} \quad (2.7a)$$

$$a_e^z = \begin{bmatrix} -1/l_e & -1 & 1/l_e & 0 \\ 1/l_e & 0 & 1/l_e & 1 \end{bmatrix} \quad (2.7b)$$

$$a_e^x = \begin{bmatrix} -1 & 1 \end{bmatrix} \quad (2.7c)$$

(2.7) bağıntılarında görülen l_e ler, elemanların boyudur.

2.1.2 Kiriş ve Kolonlara Ait Bünye Bağıntıları

Eleman üzerindeki x uzaklığında bulunan bir kesitte, iç kuvvetlerin zamanla değişimi (b) ve (c) kabullerine göre şu şekilde yazılabilir.

$$\frac{\partial}{\partial t} N(x, t) = \frac{AE}{l_e} \frac{\partial u}{\partial t} \quad (2.8)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} M_e^x(x, t) = \frac{GI_x}{l_e} \frac{\partial \theta_x}{\partial t} \quad (2.9)$$

$$\frac{\partial}{\partial t} M_e^{y,z}(x, t) = EI^{y,z} \left(\pm \left(\frac{\partial \kappa^{y,z}}{\partial t} \right), M^{y,z}, p \right) \frac{\partial}{\partial t} \kappa^{y,z}(x, t) \quad (2.10)$$

Burada;

$N(x, t)$: Yükleme sonucu oluşan aksenal kuvvet

$M_e^{y,z}(x, t)$: y ve z eksenlerine göre yükleme sonucu oluşan eğilme momenti

$\kappa^{y,z}(x, t)$: y ve z eksenlerine göre dinamik yüklerden oluşan eğrilik

AE : Aksenal rijitlik

GI_x : Burulma rijitliği

$EI^{y,z}$: y ve z eksenlerine göre eğilme rijitliği

$p(x,t)$: Kesitin rijitlik ve dayanım azalmasını belirleyen parametre dizisidir.

Moment-eğrilik bağıntısı, (d) varsayımına göre y ve z eksenlerindeki eğilme için benzerdir. (2.10) bağıntısındaki indisler kısaltma bakımından bundan sonraki gösterimlerde yazılmayacaktır.

Çevirim iskeletinde çeşitli yükleme ve boşaltma kolları, moment-eğrilik bağıntısı üzerinde $M(x,t)$ ve $\frac{\partial}{\partial t} \kappa(x,t)$ nin işaretiyle tanımlanabilir. Bu dallanmaların eğimi t anında $p(x,t)$ parametreleri ile belirlenir. Bu durumda EI , bu büyüklüklerin analitik olmayan ve doğrusal olmayan bir fonksiyonu haline gelir. (2.10) denklemi aşağıdaki gibi boyutsuz biçimde yazılır.

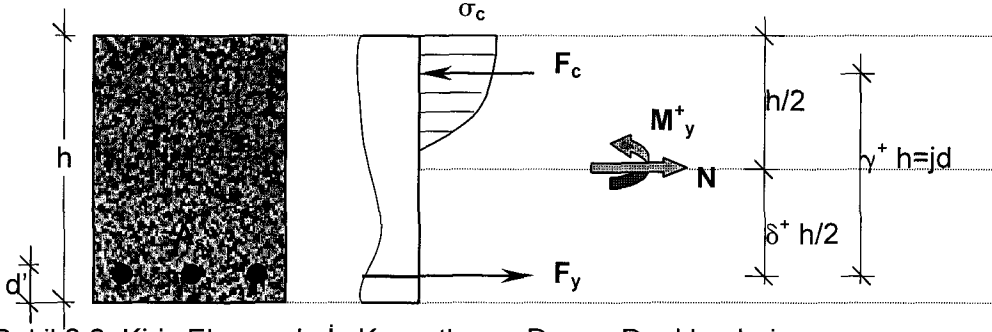
$$\frac{\partial}{\partial t} m(x,t) = ei \left(\pm \left(\frac{\partial c}{\partial t} \right), m, p \right) \frac{\partial}{\partial t} c(x,t) \quad (2.11)$$

$$m(x,t) = \frac{M(x,t)}{M_y^+(x)} \quad c(x,t) = \frac{\kappa(x,t)}{\kappa_y^+(x)} \quad (2.12)$$

$$ei(x,t) = \frac{EI(x,t)}{EI_{eq}(x)} \quad EI_{eq}(x) = \frac{M_y^+(x)}{\kappa_y^+(x)} \quad (2.13)$$

$M_y^+(x)$, moment-eğrilik bağıntısı üzerinde kesitin pozitif eğilme momentinin eksenel normal kuvvet $N^{(s)}$ ile birlikte donatı çubuklarında ilk akma meydana gelmesi durumundaki taşıma gücü momentidir. Bu durumda $M^{(s)} = 0$ olarak alınır. $\kappa_y^+(x)$ de buna karşı gelen eğriliktir. Negatif eğilme durumu için, değerler $M_y^-(x)$ ve $\kappa_y^-(x)$ şeklindedir.

EI_{eq} , akmadan önce betonarme kesitin eşdeğer veya ortalama eğilme rijitliğidir. Eksenel kuvvetlerin etkisi, moment-eğrilik bağıntıları üzerinde başlangıçta düzeltilmiş akma momenti yardımıyla yaklaşık olarak gözönüne alınabilir, (Mørk ve Nielsen, 1988).



Şekil 2.2. Kiriş Elemanda İç Kuvvetler ve Denge Denklemleri

Şekil 2.2'den de görülebildiği üzere, h eğilme eksenine göre örnek kirişe ait yüksekliği, γ^+h çelik çekme kuvveti ile beton bileşke basınç kuvveti arasındaki mesafe, $\delta^+h/2$ çatlamamış beton kesitin ağırlık merkezi ile çelik çekme kuvveti arasındaki mesafedir.

$$N = F_y - F_c \quad (2.14a)$$

$$\begin{aligned} M_y^+ &= F_y \cdot (jd) - N \cdot (jd - h/2 + d') \\ &= F_y \cdot \gamma^+ h - N \cdot (\gamma^+ - \delta^+/2) \cdot h \end{aligned} \quad (2.14b)$$

$$\gamma^+ = jd/h, \quad \delta^+ = 1 - 2\beta, \quad \beta = d'/h \quad (2.14c)$$

γ^+ değeri, N 'nin değerine göre çok hassas değişmediğinden, aksenal kuvvetin sıfır olması durumu için başlangıçtaki akma kapasitesine $M_{y,0}^+$ denilirse, yaklaşık olarak,

$$M_{y,0}^+ \cong F_y \gamma^+ h \quad (2.14d)$$

Buradan statik denge koşullarında normal kuvvetin akma durumuna olan etkisi yaklaşık olarak aşağıdaki gibi yazılabilir.

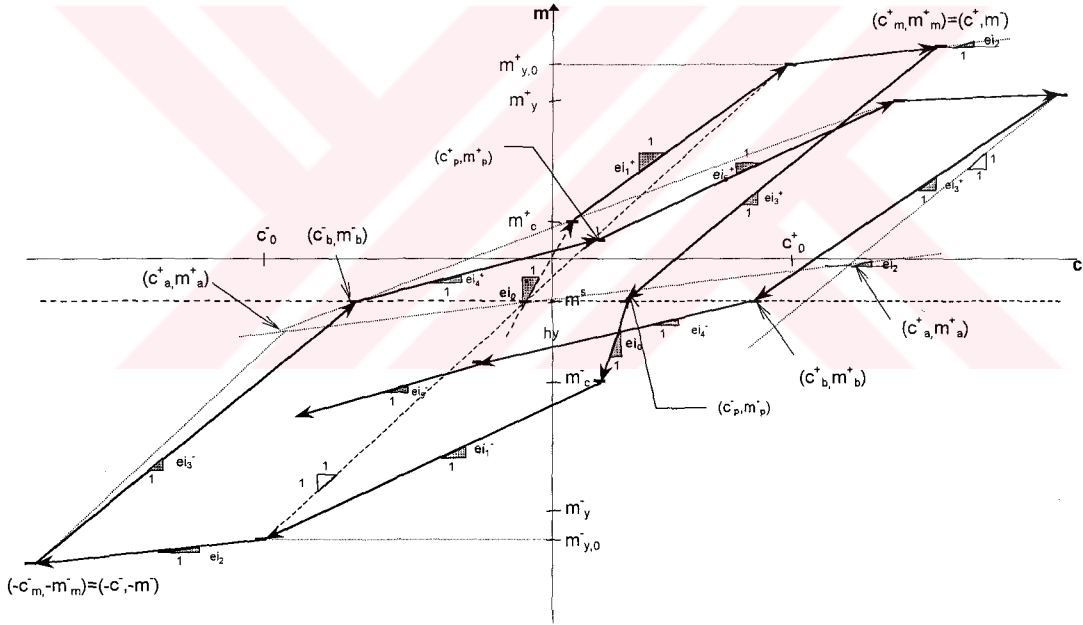
$$M_y^+ = M_{y,0}^+ - N^{(s)} \left(\gamma^+ - \frac{\delta^+}{2} \right) h \quad (2.14e)$$

Negatif eğilme için ifade benzer şekilde düzenlenebilir.

$$M_y^- = M_{y,0}^- - N^{(s)} \left(\gamma^- - \frac{\delta^-}{2} \right) h \quad (2.14f)$$

Roufaiel-Meyer (1987) çevirim iskelet eğrisinin, **Mørk (1992)** tarafından geliştirilmesiyle elde edilmiş bir boyutsuz parçalı-doğrusal moment-eğrilik bağıntısı Şekil 2.3' de verilmiştir. Çalışmada kullanılmış olan bu eğride, $M_y^+(x)$, $M_y^-(x)$, $\kappa_y^+(x)$, $M_c^+(x)$, $M_c^-(x)$, ilk adımdaki rijitlik oranı $s(x)$, eğilme momenti $M^{(s)}(x)$ ve eksenel kuvvet $N^{(s)}$ değerleri bilinmektedir. Çevirim eğrisinde kullanılan $M_c^+(x)$ ve $M_c^-(x)$ değerleri, sırasıyla pozitif ve negatif eğilme momenti etkisi altında doğrusal elastik kırışlar için hesaplanan ilk çatlak oluşum momentleridir. $s(x)$ ise pekleşmeyi temsil etmektedir.

Şekilde görülen $m^{(s)}(x)$, statik durumdaki boyutsuz eğilme momentini göstermektedir. $m_{y,0}^+(x)$ ve $m_{y,0}^-(x)$ ise, boyutsuz dinamik moment $m(x,t)$ nin, çekme donatısının ilk aktığı andaki kesitin taşıma gücü değerlerini, $c_0^+(x)$ ve $c_0^-(x)$ değerleri ise bu momentlere karşı gelen boyutsuz eğrilikleri göstermektedir. Yine $m_c^+(x)$ ve $m_c^-(x)$ boyutsuz momentleri de çatlak oluşum momentleridir.



Şekil 2.3. Eğilme İçin Çevirim İskeleti Eğrisi

Çevirim iskeletinde başlangıçta görülen ei_0 çatlamaamış kesitin eğilme rijitliği, EI_{uc} değerinin denklem (2.13)'e uygun olarak eşdeğer eğilme rijitliği EI_{eq} ye göre normalize edilmiş değeri olmak kaydıyla:

$$m^{(s)}(x) = \frac{M^{(s)}(x)}{M_y^+(x)} \quad (2.15)$$

$$m_{y,0}^+(x) = 1 - m^{(s)}(x) \quad m_{y,0}^-(x) = \frac{M_y^-(x)}{M_y^+(x)} + m^{(s)}(x) \quad (2.16)$$

$$m_c^+(x) = \frac{M_c^+(x)}{M_y^+(x)} - m^{(s)}(x) \quad m_c^-(x) = \frac{M_c^-(x)}{M_y^+(x)} + m^{(s)}(x) \quad (2.17)$$

$$c_0^+ = \begin{cases} 1 - \frac{m^{(s)}}{ei_0} & -M_c^- \leq M^{(s)} \leq M_c^+ \\ \frac{m_{y,0}^+}{(m_{y,0}^+ - m_c^+)} \left[1 - \frac{(m_c^+ + m^{(s)})}{ei_0} \right] & M^{(s)} > M_c^+ \\ m_{y,0}^+ + \frac{m_{y,0}^-}{(m_{y,0}^- - m_c^-)} (m^{(s)} - m_c^-) \left(1 - \frac{1}{ei_0} \right) & M^{(s)} < -M_c^- \end{cases} \quad (2.18)$$

$$c_0^- = m_{y,0}^+ + m_{y,0}^- - c_0^+ \quad (2.19)$$

gerekli değerleri boyutsuz olarak elde edilmiş olur.

Moment-eğrilik bağıntısında, statik denge durumundaki eğilme momentlerinin başlangıç M_y momenti değerlerinden daha düşük olduğu kabul edilmiştir. Salınım sırasında oluşan plastik şekildeğiştirmelere bağlı olarak başlangıç akma dayanımlarına karşı gelen $m_{y,0}^+(x)$ ve $m_{y,0}^-(x)$ değerleri giderek azalmaktadır ve herhangi bir t anında bu büyüklükler $m_y^+(x,t)$ ve $m_y^-(x,t)$ değerleri ile temsil edilmektedirler.

Şekildeki çevirim iskeletinde, $M(x,t) + M^{(s)}(x)$ toplam eğilme momentinin pozitif ve negatif değerleri altı değişik yükleme kolu şeklinde verilmiştir. Bu yüklemelere ait ei_0 , ei_1^+ , ei_1^- , ei_2 , ei_3^+ , ei_3^- , ei_4^+ , ei_4^- , ei_5^+ , ei_5^- boyutsuz eğilme rijitlikleri, aşağıdaki ifadelerde görülmektedir.

$$ei_0 = \frac{EI_{uc}}{EI_{eq}} \quad ei_2 = s \quad (2.20)$$

$$ei_1^+ = \frac{m^+ - m}{c^+ - c} \quad ei_1^- = \frac{m^- - m}{c^- + c} \quad (2.21)$$

$$ei_3^+ = \frac{m_b^+ - m_m^+}{c_b^+ - c_m^+} \quad ei_3^- = \frac{m_b^- - m_m^-}{c_b^- - c_m^-} \quad (2.22)$$

$$ei_4^+ = \frac{m_p^+ - m_b^-}{c_p^+ - c_b^-} \quad ei_4^- = \frac{m_p^- - m_b^+}{c_p^- - c_b^+} \quad (2.23)$$

$$ei_5^+ = \frac{m^+ - m}{c^+ - c} \quad ei_5^- = \frac{m^- + m}{c^- + c} \quad (2.24)$$

Yukarıdaki ifadelerde görülmekte olan m^+ ve m^- değerleri, $m(x,t)$ nin bir önceki boşaltma kolundaki sayısal değeri ve c^+ ve c^- da bu değerlere karşı gelen boyutsuz eğriliklerdir. Bu boyutsuz eğilme momentleri, eğrilik sünekliliğine,

$$m^+ = m_y^+ + s \cdot (c^+ - c_0^+) \quad m^- = m_y^- + s \cdot (c^- - c_0^-) \quad (2.25)$$

İfadeleriyle bağlıdır. Kesitlerin basınç bölgelerindeki çatlakların, yeni yükleme kollarının, başlangıçtaki doğrusal elastik kolu kestiği (c_p^+, m_p^+) ve (c_p^-, m_p^-) noktalarında kapandığı kabul edilmiştir. Çevirim sıkışmasını tanımlayan bu noktalar ve diğerleri, Roufaiel ve Meyer'in tanımlamış olduğu ve gerçekte iskeletin geometrisinden kolayca elde edilebilen,

$$c_p^+ = \alpha_p \cdot (c_c^+ + m^s) - m^s \quad m_p^+ = c_p^+ \quad (2.26a)$$

$$c_p^- = \alpha_p \cdot (c_c^- + m^s) - m^s \quad m_p^- = c_p^- \quad (2.26b)$$

$$c_a^+ = \frac{c_m^+ - m_m^+}{1-s} - m^s \quad m_a^+ = \frac{s}{1-s} (c_m^+ - m_m^+) - m^s \quad (2.27a)$$

$$c_a^- = \frac{c_m^- - m_m^-}{1-s} - m^s \quad m_a^- = \frac{s}{1-s} (c_m^- - m_m^-) - m^s \quad (2.27b)$$

$$c_b^+ = \frac{c_a^+ \cdot (m^- - m^s) - c^- \cdot (m_a^+ + m^s)}{m^- + m_a^+} \quad m_b^+ = -m^s \quad (2.28a)$$

$$c_b^- = \frac{c_a^- \cdot (m^+ + m^s) - c^+ \cdot (m_a^- + m^s)}{m^+ - m_a^-} \quad m_b^- = -m^s \quad (2.28b)$$

$$c_c^+ = \frac{m^+ \cdot (c^+ - c_a^+) - c^+ \cdot (m^+ - m_a^+)}{c^+ - c_a^+ - m^+ + m_a^+} \quad m_c^+ = c_c^+ \quad (2.29a)$$

$$c_c^- = \frac{-m^- \cdot (c^- + c_a^-) + c^- \cdot (m^- + m_a^-)}{c^- + c_a^- - m^- - m_a^-} \quad m_c^- = c_c^- \quad (2.29b)$$

$$c_m^+ = H(m + m^s) \cdot H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right) \cdot c \quad m_m^+ = H(m + m^s) \cdot H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right) \cdot m \quad (2.30a)$$

$$c_m^- = H(-m - m^s) \cdot H\left(-\frac{\partial c}{\partial t}\right) \cdot c \quad m_m^- = H(-m - m^s) \cdot H\left(-\frac{\partial c}{\partial t}\right) \cdot m \quad (2.30b)$$

değerleridir. Yukarıdaki ifadelerde görülen sıkışma faktörü α_p , h kiriş yüksekliği ve a mesnetten en yakın moment sıfır noktasına olan uzaklık olmak kaydıyla;

$$\alpha_p = \begin{cases} 0 & 0 < \frac{a}{h} \leq 1.5 \\ 0.4 \frac{a}{h} - 0.6 & 1.5 < \frac{a}{h} \leq 4.0 \\ 1 & 4.0 < \frac{a}{h} \end{cases} \quad (2.31)$$

ile tanımlanmıştır ve $H(*)$ 'da birim adım fonksiyonudur.

$$H(*) = \begin{cases} 1, & * \geq 0 \\ 0, & * < 0 \end{cases} \quad (2.32)$$

Sonuç olarak kesitin boyutsuz eğilme rijitliği, $ei(x,t)$, aşağıdaki gibi elde edilir.

$$ei(x,t) = ei_0(x,t) [\alpha_0^+(x,t) + \alpha_0^-(x,t)] + ei_1^+(x,t) \alpha_1^+(x,t) + ei_1^-(x,t) \alpha_1^-(x,t) + \\ ei_2(x,t) \alpha_2(x,t) + ei_3^+(x,t) \alpha_3^+(x,t) + ei_3^-(x,t) \alpha_3^-(x,t) + ei_4^+(x,t) \alpha_4^+(x,t) + \\ ei_4^-(x,t) \alpha_4^-(x,t) + ei_5^+(x,t) \alpha_5^+(x,t) + ei_5^-(x,t) \alpha_5^-(x,t) \quad (2.33)$$

Buradaki $\alpha_i^\pm$ gösterge fonksiyonları, eğilme momentinin değerine ve eğriliğin hızının işaretine bağlı olarak ilgili yükleme kolunda 1, yüklemenin bitmesiyle boşaltma koluna geçildiğinde ise 0 değerini alarak, eğilme rijitliğinin çevirim iskeleti üzerindeki değerini kontrol etmektedir.

$$\alpha_0^+ = H(m + m^s) \cdot H(m_c^+ - m) \cdot \alpha_{cr}^+ \quad (2.34)$$

$$\alpha_0^- = [1 - H(m + m^s)] \cdot H(m - m_c^-) \cdot \alpha_{cr}^- \quad (2.35)$$

$$\alpha_1^+ = (1 - \alpha_0^+)(1 - \alpha_0^-) \cdot H(c_0^+ - c^+) \cdot H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right) \quad (2.36)$$

$$\alpha_1^- = (1 - \alpha_0^+)(1 - \alpha_0^-) \cdot H(c_0^- - c^-) \cdot \left\{1 - H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right)\right\} \quad (2.37)$$

$$\alpha_2 = H(m - m^+) \cdot H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right) + H(-m - m^-) \cdot H\left(-\frac{\partial c}{\partial t}\right) \quad (2.38)$$

$$\alpha_3^+ = [1 - H(-m - m^s)] \cdot [1 - H(-c + m)] \cdot [1 - H(c_0^+ - c^+)] \cdot \left[1 - H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right)\right] \quad (2.39)$$

$$\alpha_3^- = [1 - H(m + m^s)] \cdot [1 - H(c - m)] \cdot [1 - H(c_0^- - c^-)] \cdot H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right) \quad (2.40)$$

$$\alpha_4^+ = H(m + m^s) \cdot [1 - H(c - m)] \cdot [1 - H(-m_p^+ - m^s)] \cdot [1 - H(c_0^- - c^-)] \cdot H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right) \quad (2.41)$$

$$\alpha_4^- = H(-m - m^s) \cdot [1 - H(-c + m)] \cdot [1 - H(m_p^- + m^s)] \cdot [1 - H(c_0^+ - c^+)] \cdot \left\{1 - H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right)\right\} \quad (2.42)$$

$$\alpha_5^+ = [1 - H(m - m^+)] \cdot H(c - m) \cdot [1 - H(c_0^- - c^-)] \cdot H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right) \quad (2.43)$$

$$\alpha_5^- = [1 - H(-m - m^-)] \cdot H(-c + m) \cdot [1 - H(c_0^+ - c^+)] \cdot \left\{1 - H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right)\right\} \quad (2.44)$$

Burada $\alpha_{cr}^\pm$ üst indisinin işaretine göre pozitif yada negatif eğilmeyi belirtmek kaydıyla, çatlaksız durumdan çatlaklı duruma geçişi aşağıdaki ifadelerdeki gibi göstermektedir.

$$\alpha_i^\pm = \begin{cases} 1, & \text{yükleme} \\ 0, & \text{boşaltma} \end{cases} \quad (2.45a)$$

$$\alpha_{cr}^\pm = \begin{cases} 1, & \text{çatlaksız} \\ 0, & \text{çatlaklı} \end{cases} \quad (2.45b)$$

Şekil 2.4, gösterge fonksiyonlarının değerlerini yükleme dalları üzerinde ayrıntılı biçimde göstermektedir.

- c) Dayanım azalması, dayanım azalmasının başladığı andan deprem hareketi sona erene kadar geçen zaman içerisinde birikmiş şekildeğiştirme enerjisinin boyutsuz hale getirilmiş $e(x,t)$ değeri kullanılarak kontrol edilir.
- d) Pozitif eğilmedeki hasar aynı anda negatif eğilme taşıma gücünde de azalmaya ve karşılıklı olarak negatif eğilmedeki de pozitif eğilmede hasara yol açar. Bu durum "izotropik dayanım bozulması" modeline uyar.
- e) Dayanım azalması, y ve z eksenlerine göre bağılaşık değildir.

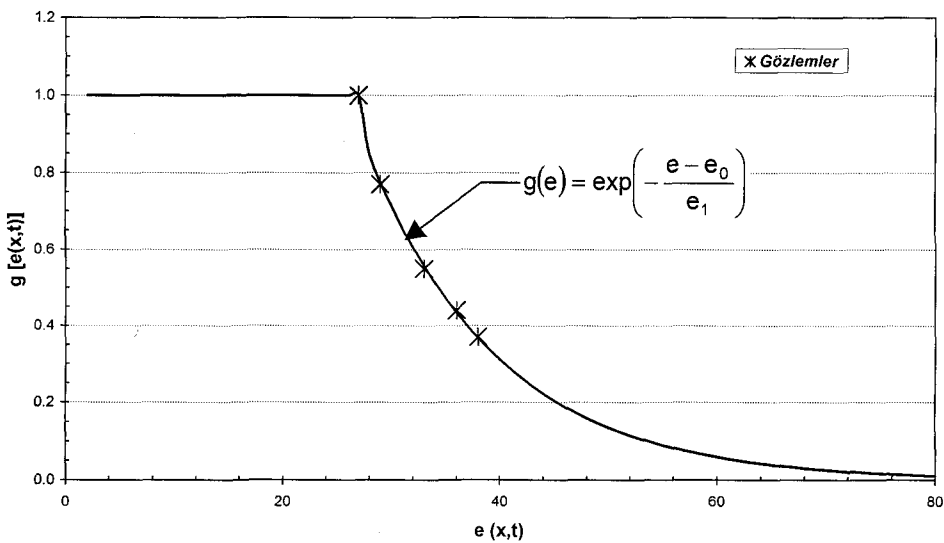
Buna göre dayanım kaybı için aşığıdaki model, ortalama değeri 5 ve varyasyon katsayısı %10 olan c_s katsayısı için önerildiğı biçimiyle alınarak uygulanmıştır. (Nielsen ve diğ., 1989)

$$m_y^+(x,t) = m_{y,0}^+(x) \cdot g[e(x,t)] \quad (2.46a)$$

$$m_y^-(x,t) = m_{y,0}^-(x) \cdot g[e(x,t)] \quad (2.46b)$$

$$g(e) = \begin{cases} 1 & e \leq e_0 \\ \exp\left(-\frac{e - e_0}{e_1}\right) & e > e_0 \end{cases} \quad (2.47)$$

Burada $g(e)$ "Dayanım Düşümü" fonksiyonudur ve Şekil 2.5 'de görüldüğü biçimde e_0 ve e_1 parametreleri ile exponansiyel bir forma sokulmuştur.



Şekil 2.5. Dayanım Azalması-Birikmiş Şekildeğiştirme Enerjisi

Boyutsuz birikmiş histeretik enerji (çevirim enerjisi) ise, t_0 dayanım azalmasının başlangıç anı olmak kaydıyla aşağıdaki gibi tanımlanır.

$$e(x,t) = \int_{t_0}^t m(x,\tau) dc(x,\tau) \quad t > t_0 \quad (2.48)$$

Denklem (2.48), diferansiyel formda düzenlenirse denklem (2.49) ile bu büyüklüğün zamana bağlı değişimi elde edilir.

$$\frac{\partial}{\partial t} e(x,t) = m(x,t) \cdot [H(c^+ - c_s) \cdot H(c^+ - c^-) + H(c^- - c_s) \cdot (1 - H(c^+ - c^-))] \frac{\partial}{\partial t} c(x,t) \quad (2.49)$$

Histeretik modeldeki parametreler, $\partial c / \partial t$ ile $m(x,t)$ ye ve ayrıca boyutsuz eğrilik $c(x,t)$ nin mevcut değerine, boyutsuz eğrilik süreklilikleri $c^+(x,t)$, $c^-(x,t)$ değerlerine ve birikmiş çevirim enerjisi $e(x,t)$ ye bağlıdır. Bu nedenle, kesit için ek durum değişkenleri

$$p^T(x,t) = [c(x,t), c^+(x,t), c^-(x,t), e(x,t)] \quad (2.50)$$

biçiminde ifade edilebilir. Boyutsuz eğrilik süreklilikleri c^+ ve c^- yi eğilme momentleri m^+ ve m^- ye bağlayan (2.25) ifadeleri ve (2.49) diferansiyel ifadesi ile birlikte ve bunlara karşı gelen durum değişkenlerinin başlangıç değerleri aşağıdaki biçimde yazılabilir.

$$\frac{\partial}{\partial t} \tilde{p} = \begin{bmatrix} 1 \\ H(m - m_y^+ - s(c^+ - c_0^+) \cdot H\left(\frac{\partial c}{\partial t}\right) \\ -H(-m - m_y^- - s(c^- - c_0^-) \cdot H\left(-\frac{\partial c}{\partial t}\right) \\ m[H(c^+ - c_s) \cdot H(c^+ - c^-) + H(c^- - c_s)(1 - H(c^+ - c^-))] \end{bmatrix} \frac{\partial c}{\partial t} = f\left(\frac{\partial c}{\partial t}, m, p\right) \quad (2.51a)$$

$$\{p(x,0)\} = \begin{bmatrix} c(x,0) \\ c^+(x,0) \\ c^-(x,0) \\ e(x,0) \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} c_0(x) \\ c_0^+(x) \\ c_0^-(x) \\ 0 \end{bmatrix} \quad (2.51b)$$

2.1.4 Kiriş ve Kolonlar İçin Zaman Adımında Değişken Bünye Bağlılıları

Genel varsayımlardan (f)' de açıklandığı gibi, yerel eksenlerdeki dinamik eğilme momentleri $M^y(x,t)$ ve $M^z(x,t)$ uç düğüm noktaları arasında doğrusal olarak değişmektedir. Virtüel iş prensibi kullanılarak rijitliğin değişimi ile ilişki, $\{Q_e(t)\}$ 'nin türevi ile iç serbestlik derecesi $\{q_e(t)\}$ 'nin türevlerinden

$$\{\dot{Q}_e(t)\} = [k_e(t)] \cdot \{\dot{q}_e(t)\} \quad (2.52)$$

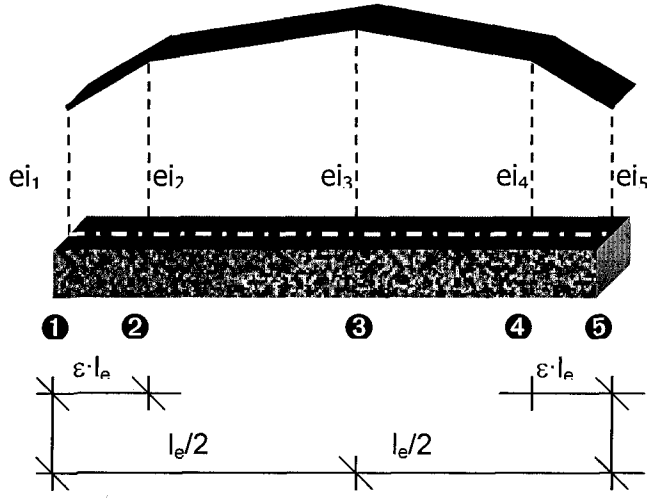
yazılabilir. $\xi = x / l_e$ ve $[k_e(t)]$ elemanın rijitlik matrisinin ilgili zaman adımında değişen değeri olmak koşulu ile, $[k_{pl,e}^y(t)]$ ve $[k_{pl,e}^z(t)]$ bu rijitlik matrisinin doğrusal olmayan kısmını ifade etmektedir.

$$[k_e(t)] = \begin{bmatrix} [k_{pl,e}^y] & \tilde{0} & 0 & 0 \\ \tilde{0} & [k_{pl,e}^z] & 0 & 0 \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \frac{GI_x}{l_e} & 0 \\ \tilde{0} & \tilde{0} & 0 & \frac{EA}{l_e} \end{bmatrix} \quad (2.53)$$

$$[k_{pl,e}^y] = \frac{EI_{eq}^y}{l_e} \begin{bmatrix} \int_0^1 \frac{(1-\xi)^2}{ei^y(\xi,t)} d\xi & \int_0^1 \frac{(1-\xi)\xi}{ei^y(\xi,t)} d\xi \\ \int_0^1 \frac{(1-\xi)\xi}{ei^y(\xi,t)} d\xi & \int_0^1 \frac{\xi^2}{ei^y(\xi,t)} d\xi \end{bmatrix}^{-1} \quad (2.54)$$

$$[k_{pl,e}^z] = \frac{EI_{eq}^z}{l_e} \begin{bmatrix} \int_0^1 \frac{(1-\xi)^2}{ei^z(\xi,t)} d\xi & \int_0^1 \frac{(1-\xi)\xi}{ei^z(\xi,t)} d\xi \\ \int_0^1 \frac{(1-\xi)\xi}{ei^z(\xi,t)} d\xi & \int_0^1 \frac{\xi^2}{ei^z(\xi,t)} d\xi \end{bmatrix}^{-1} \quad (2.55)$$

(2.54) ve (2.55) ifadelerinde gerekli olan $ei^y(\xi,t)$ ve $ei^z(\xi,t)$ boyutsuz eğilme rijitlikleri Şekil 2.6' da görülen boyutsuz ξ_i koordinatlarıyla elde edilen beş belirli bölgede doğrusal enterpolasyon yapılarak elde edilir.



Şekil 2.6. Boyutsuz Eğilme Rijitliğinin Dağılımı

Burada boyutsuz koordinatların değerlerinin sırasıyla $\xi_1=0$, $\xi_2=\varepsilon$, $\xi_3=0.5$, $\xi_4=1-\varepsilon$, $\xi_5=1$ olduğu görülmektedir. (2.54) ve (2.55) ifadelerindeki integraller, boyutsuz eğilme rijitliğinin $ei_i(t)=ei(\xi_i,t)$, $i=1,\dots,5$ kadar gösterilmiş olan eleman üzerindeki kontrol noktalarındaki değerleri için çözülürler. Rijitlik dağılımında ε ile plastik mafsalların oluşum bölgesi ve plastik bölgenin uzunluğu kontrol edilir. ξ_1 yada ξ_5 koordinatlarında diğer bir deyişle eleman düğüm noktalarında plastik mafsal oluşumu söz konusu olduğunda buradaki boyutsuz eğilme rijitliğinin değeri ile ξ_2 yada ξ_4 koordinatlarına karşı gelen boyutsuz eğilme rijitliğinin değeri eşit alınır. Elemanın orta noktasında antimetrik yükleme sonucunda plastik mafsal oluşumunun gerçekleşmeyeceği kabul edilmiştir.

Yerel eksenlerdeki kontrol noktalarındaki boyutsuz eğilme rijitliğinin, $ei(\xi_i,t)$, büyüklüğü, boyutsuz eğilme momentine, $m_i(t)=m(\xi_i,t)$, ayrıca boyutsuz eğriliğin türevinin $\dot{c}_i(t)=\frac{\partial c(\xi_i,t)}{\partial t}$ işaretine ve parametre dizisi $\mathbf{p}_i^T$ ye bağlıdır.

$$ei_i(t) = f[m_i(t), \pm \dot{c}_i(t), \tilde{\mathbf{p}}_i(t)] \quad i = 1, 2, \dots, 5 \quad (2.56)$$

Boyutsuz $m_i(t)$ momentini ise $M_e(t)$ ye bağlıdır.

$$m_i(t) = \frac{1}{M_y^+} [1 - \xi_i \quad \xi_i] \cdot M_e(t) \quad i = 1, 2, \dots, 5 \quad (2.57)$$

$\dot{c}_i(t)$ değeri, (2.10), (2.52) ve (2.57) ifadeleri kullanılarak hesaplanır.

2.1.5 Eylemsizlik Yüklemleri ve Geometrik Rijitlik

Rijit cisim yerdeğiştirme durumundan, dinamik yerdeğiştirme durumuna geçmiş elemanın eylemsizlik kuvvetlerince oluşan yerdeğiştirmeleri $\{u(x,t)\}$, dış serbestlik derecesi $\{r_e(t)\}$ ile uyumlu biçimde yaklaşık olarak aşağıda açıklanan şekilde saptanabilir. Burada (2.58) ifadesindeki $[N(x)]$, elemanın yerel (x,y,z) koordinat sisteminde tanımlanmış enterpolasyon matrisidir ve açık şekliyle **Ek A** da sunulmuştur.

$$\{u(x,t)\} = \begin{bmatrix} u_x(x,t) \\ u_y(x,t) \\ u_z(x,t) \end{bmatrix} = [N(x)] \cdot \{r_e(t)\}, \quad [N(x)] = \begin{bmatrix} \tilde{N}_x(x) \\ \tilde{N}_y(x) \\ \tilde{N}_z(x) \end{bmatrix} \quad (2.58)$$

Statik denge durumundaki aksenal kuvvet $N^{(s)}$ den bulunacak olan geometrik rijitlik ve eylemsizlik yüklemesi, dış serbestlik dereceleri $\{r_e\}$ ye karşı gelmek üzere eleman üzerinde dış düğüm noktası yüklemelerine eşdeğerdir.

$$[R_e] = -[m_e]\{\ddot{r}_e\} - [g_e]\{r_e\} \quad (2.59)$$

Kütle matrisi $[m_e]$ ve geometrik rijitlik matrisi $[g_e]$ sırasıyla aşağıdaki gibidir.

$$[m_e] = \mu l_e \int_0^1 \tilde{N}^T(\xi) \cdot \tilde{N}(\xi) d\xi \quad (2.60)$$

$$[g_e] = \frac{N^{(s)}}{l_e} \int_0^1 \left[\frac{d}{d\xi} \tilde{N}_y^T(\xi) \frac{d}{d\xi} \tilde{N}_y(\xi) d\xi + \frac{d}{d\xi} \tilde{N}_z^T(\xi) \frac{d}{d\xi} \tilde{N}_z(\xi) d\xi \right] \quad (2.61)$$

Burada μ birim boya düşen kütle ve $\xi = x / l_e$ dir.

Henüz doğrusal olmayan rejime girmemiş yapı sistemine ait kiriş ve kolonlarda başlangıç için kullanılacak olan rijitlik ve kütle matrisleri **Ek A** da verilmiştir (**Przemieniecki, 1968, Çakıroğlu ve diğ., 1970**).

2.2 Betonarme Bağ Kirişlerinin Analizi

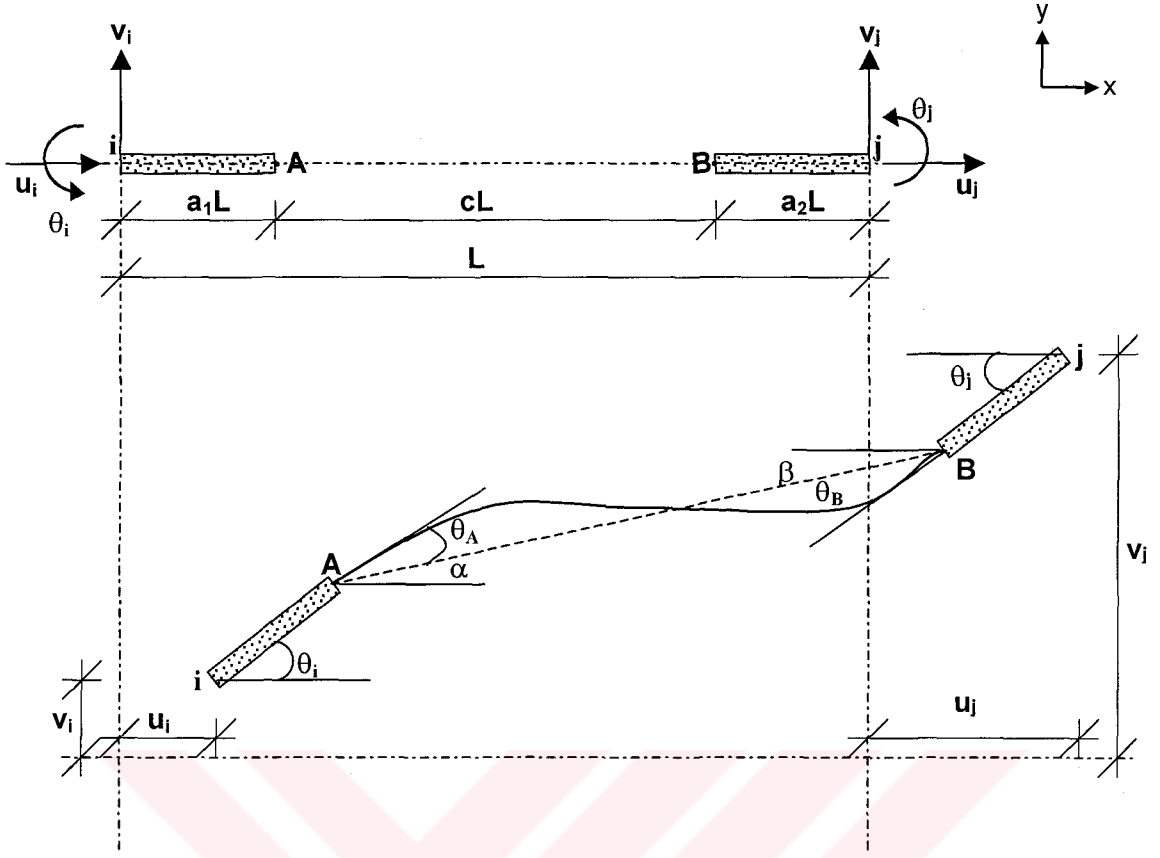
Yüksek kiriş durumunda olmayan, ($l_n > 3h$) koşulunu sağlayan bağ kirişlerinin hesabında, daha önce kiriş ve kolonlar için yapılan varsayımlar geçerli olmakla birlikte, (2.1) ve (2.4) ifadeleriyle tanımlanmış dış serbestlik derecesine karşı gelen $\{r_e\}$ ve iç serbestlik derecesine karşı gelen $\{q_e\}$ vektörleri, bağ kirişlerinde de benzerdir. Ancak bağ kirişlerinde, kirişin tek yada her iki ucundan mesnetlendiği betonarme perdelerin büyük rijitliğe sahip olmaları, elemanın uçlarındaki yerdeğiştirmeleri ve elemanın genel rijitlik özellikleri önemli ölçüde değiştirmekte ve dolayısıyla da oluşacak uç kuvvetleri de etkilenmektedir.

Bu durumu gözönünde bulundurmak üzere **Çakıroğlu ve Özmen (1973)**, **Aoyama (1975)**, **Hasgür ve Gündüz (1996)**, **Penelis ve Kappos (1997)**, **McGuire ve diğ. (2000)** çeşitli çözüm teknikleri ve ifadeler önermişlerdir. Bu çalışmalarda genel olarak bağ kirişlerinin yerdeğiştirme ilişkilerinden yola çıkılarak sistemin tamamının çözümünde kullanılacak olan rijitlik matrisinin içerisinde yer alan bağ kirişlerine ait rijitlik ifadeleri üretilmiştir.

Şekil 2.7'de her iki ucundan perdelerle mesnetli bir bağ kirişi, perdelerin a_1L ve a_2L uzunluğundaki rijit bölgeler arasında görülmektedir. Şekil 2.1'de sunulan dış serbestlik dereceleri ile notasyon bakımından bir karışıklığa neden olmaması için ilk aşamada uç yerdeğiştirmeleri ve dönmeleri aşağıdaki (2.62) ifadesinde görülen $\{r_e\}$ vektörü ile tanımlanmıştır.

$$\{r_e\} = \begin{Bmatrix} r_3 \\ r_5 \\ r_9 \\ r_{11} \\ r_2 \\ r_6 \\ r_8 \\ r_{12} \\ r_4 \\ r_{10} \\ r_1 \\ r_7 \end{Bmatrix} \equiv \begin{Bmatrix} r_3 \\ r_5 \\ r_9 \\ r_{11} \\ v_i \\ \theta_i \\ v_j \\ \theta_j \\ r_4 \\ r_{10} \\ u_i \\ u_j \end{Bmatrix} \quad (2.62)$$

Şekilde dinamik olarak yerdeğiştirmiş haliyle görülen bağ kirişi için denge denklemleri yazılırsa,



Şekil 2.7. Bağ Kirişleri İçin Yerdeğiştirme Serbest Cisim Diyagramı

$$\theta_A = \theta_i - \alpha \quad \theta_B = \theta_j - \beta \quad (2.63)$$

$$\sin \alpha = \frac{v_j - v_i - a_2L \sin \theta_j - a_1L \sin \theta_i}{cL} \quad \text{ve} \quad \begin{cases} \sin \alpha \approx \alpha \\ \sin \theta_i \approx \theta_i \\ \sin \theta_j \approx \theta_j \end{cases} \quad (2.64)$$

yaklaşık eşitlikleri alınarak

$$\theta_A = \frac{1}{cL} \cdot (v_i - v_j) + \left[1 + \frac{a_1L}{cL} \right] \cdot \theta_i + \frac{a_2}{c} \cdot \theta_j \quad (2.65a)$$

elde edilir. Benzer yaklaşımla

$$\theta_B = \frac{1}{cL} \cdot (v_i - v_j) + \left[1 + \frac{a_2L}{cL} \right] \cdot \theta_j + \frac{a_1}{c} \cdot \theta_i \quad (2.65b)$$

ifadesi yazılır. Yerdeğiştirmeler için de yaklaşık olarak $\cos \theta_i \approx 1.0$ alınarak

$$v_A = v_i + a_1 L \cdot \theta_i \quad v_B = v_j - a_2 L \cdot \theta_j \quad (2.66)$$

$$u_A = u_i + a_1 L \quad u_B = u_j - a_2 L \quad (2.67)$$

elde edilmiş olur. (2.65a), (2.65b), (2.66) ve (2.67) ifadeleri matris formunda yazılırsa

$$\begin{Bmatrix} u_A - a_1 L \\ v_A \\ \theta_A \\ u_B + a_2 L \\ v_B \\ \theta_B \end{Bmatrix} = \underbrace{\begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & a_1 L & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{cL} & \frac{1-a_2}{c} & 0 & -\frac{1}{cL} & \frac{a_2}{c} \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & -a_2 L \\ 0 & \frac{1}{cL} & \frac{a_1}{c} & 0 & -\frac{1}{cL} & \frac{1-a_1}{c} \end{bmatrix}}_{=[B_c]} \cdot \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ \theta_i \\ u_j \\ v_j \\ \theta_j \end{Bmatrix} \quad (2.68)$$

$[B_c]$ ile tanımlanmış uygunluk matrisi elde edilmiş olur. (2.68) ifadesinden de anlaşıldığı üzere uygunluk matrisi, bağ kirişlerinin perdelere mesnetlendiği bölgedeki yerdeğiştirme ve dönmeleri, düğüm noktasındaki karşı gelen değerlere bağlamaktadır. Bu durumda bağ kirişleri için kullanılacak eleman rijitlik matrisi de uygun biçimde dönüştürülmelidir.

$$[k_{b,e}] = [B_c]^T [k_{el}] \cdot [B_c] \quad (2.69)$$

Bağ kirişleri için geliştirilen $[k_{b,e}]$ rijitlik matrisi, diğer elemanlara ait ilgili matrislerin sunulduğu **Ek A** da açık olarak verilmiştir.

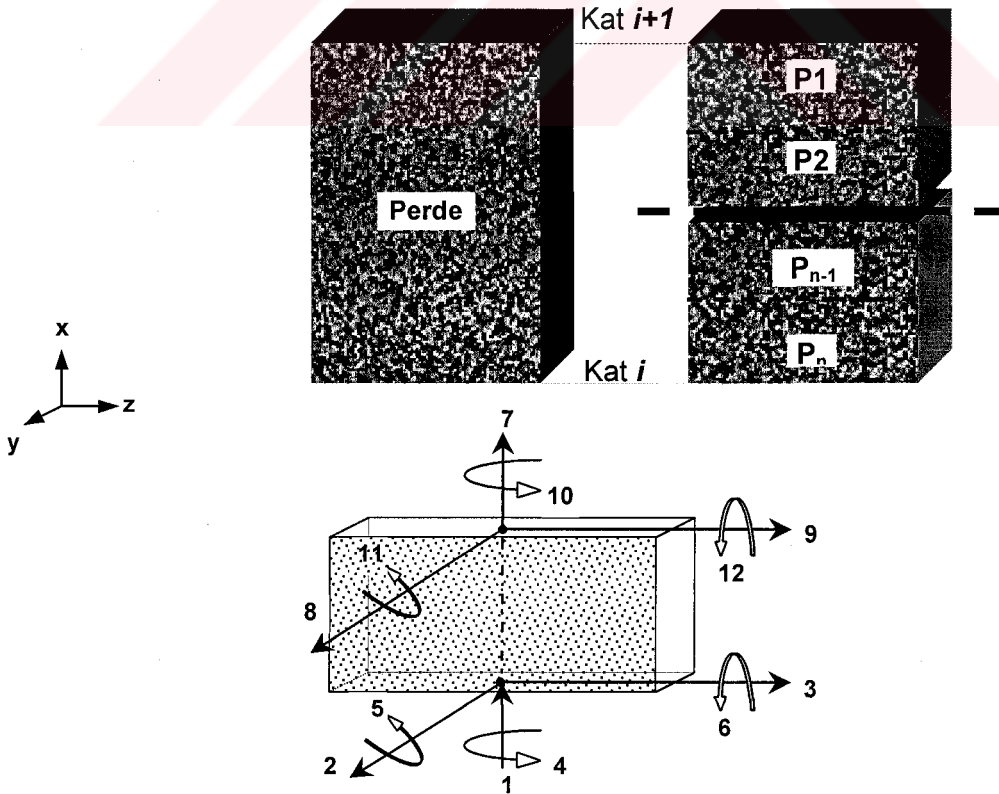
Diğer yandan bağ kirişleri için de dinamik yüklemeler sonucu değişen rijitlik ve dayanım özelliklerini temsil etmek üzere daha önce kiriş ve kolonlar için açıklanmış varsayımlar aynen kabul edilmiş ve geliştirilmiş Roufaiel-Meyer çevirim eğrisi kullanılmıştır.

2.3 Betonarme Perdelerin Analizi

Taşıyıcı sistemi oluşturan betonarme perdeler **Takayanagi (1976)**'nın deneysel çalışma sonuçlarından elde etmiş olduğu model ve aşağıdaki alt bölümlerde esasları açıklanan şekilde modellenmiş, rijitlik ifadelerine ulaşılmıştır. Perdelerin zaman adımıdaki doğrusal olmayan davranışları eğilme şekildeğiştirmeleri bakımından Roufaiel-Meyer ve kesme kuvveti altında kayma şekildeğiştirmeleri bakımından da Başlangıca Yönelik (*Origin-Oriented*) Model ile ifade edilmiştir. Deprem kuvvetleri etkisinde perdenin betonarme davranışını temsil etmek üzere, böylelikle eğilme etkilerinin yanı sıra kayma etkileri de dikkate alınmıştır.

2.3.1 Perdelerin Modellenmesi

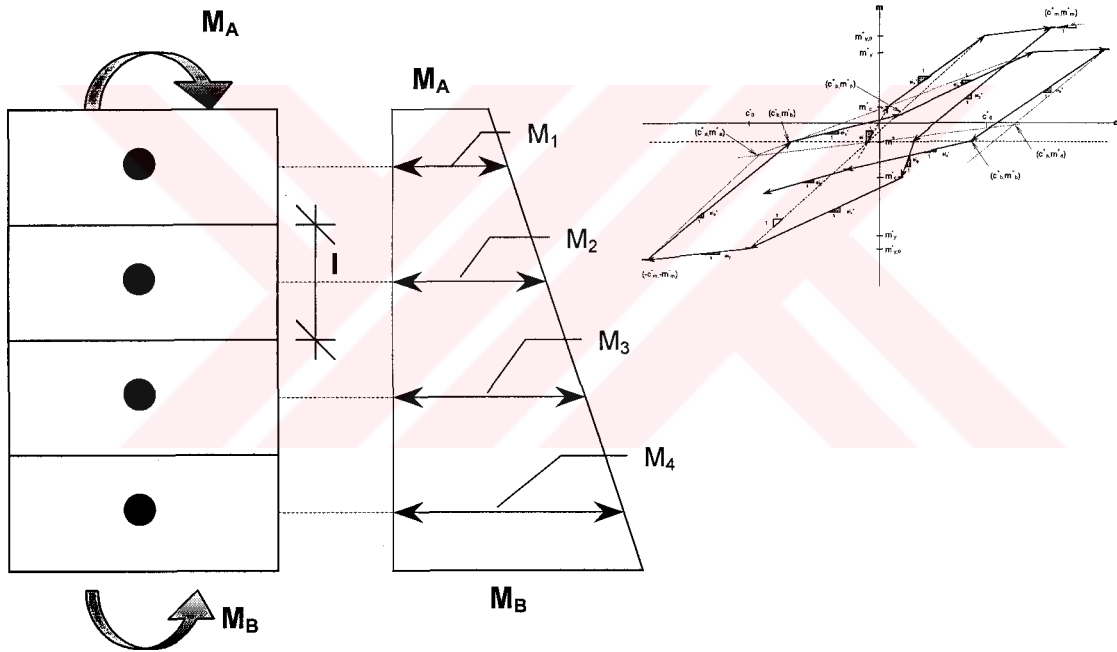
Yapı sisteminde yer alan rijit betonarme perde elemanlar, her katta seri halde birleşen lineer elastik n adet çubuk elemana bölünmek suretiyle modellenmişlerdir (**Lopez, 1988**). Literatürde karşılaşılan iki boyutlu modellerin dışında, bu çalışmada her bölünmüş elemandaki serbestlik derecesi, perde parçalarının her iki ucunda olmak kaydıyla altışar adettir. Bunlar Şekil 2.8'den de görülebileceği üzere, üçer adet ötelenme ve dönmedir.



Şekil 2.8. Betonarme Perde Modeli ve Uç Yerdeğiştirmeleri

Diğer yandan bölünmüş perde modelinde parça sayısı n , en küçük değer olarak 4 alınmış ve **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1997)** uyarınca tanımlanmış kritik perde yüksekliği (H_{cr}) boyunca iç kuvvetlerin değişimini daha iyi kontrol edebilmek açısından, örneğin en alt katlarda, $n=10$ değerine kadar artırılmıştır.

Şekil 2.9'da görüleceği üzere modelde betonarme perde duvarın her katta doğrusal moment dağılımına sahip olduğu varsayılmıştır. Her perde parçasının EI eğilme rijitliği eğilme momenti değerinin farklı olması nedeniyle ayrı olacağından, bu durumda parçacık merkezindeki eğilme momentinin tüm perde parçasındaki momenti temsil ettiği düşünülerek ve ilk aşamada perdenin moment-eğrilik diyagramından, daha sonra da histeretik çevrimden yola çıkılarak ilgili momente karşı EI değeri belirlenir.



Şekil 2.9. Bölünmüş Perde Elemanda Eğilme Momenti-Eğrilik İlişkisi

Perde elemanların yatay deprem kuvvetleri altında kayma şekildeğiştirmelerinin dikkate alınması gerekir. Bu nedenle her perde parçasının rijitlik matrisi, eğilme ve kayma şekildeğiştirmelerinin etkileri dikkate alınarak **Przemieniecki (1968)**'ye uygun biçimde hesaplanmış ve

$$\phi_y = \frac{12EI_z}{GA_{sh}l^2} \quad \phi_z = \frac{12EI_y}{GA_{sh}l^2} \quad (2.70)$$

olmak kaydıyla geliştirilen rijitlik matrisi açık haliyle **Ek A** da sunulmuştur.

Bütün perde parçacıklarının tek tek rijitlik matrisleri üretildikten sonra, kat için tüm serbestlik derecelerini barındıran eleman rijitlik matrisi oluşturulmuştur. Daha sonra kat perdesinin alt ve üst düğüm noktalarındaki altışar adet yerdeğiştirmeye denk düşecek biçimde üretilen rijitlik matrisi indirgenerek tüm parçacıklarının özelliklerini içeren “yoğunlaştırılmış rijitlik matrisi” elde edilmiştir.

Eleman denklemlerinden yola çıkılarak global rijitlik matrisine giriş ve kolon elemanlarda olduğu gibi uygun dönüştürme işlemleri sonucunda ulaşılır. Perde elemanlara ait olan bu rijitlik matrisi ise sistemin global rijitlik matrisine eklenmiştir.

2.3.2 Perdelerde Doğrusal Olmayan Davranış

Çalışmada perde elemanların yıkıcı ve şiddetli deprem titreşimleri altında doğrusal olmayan davranışları iki modelle birlikte ele alınmıştır. Zamanla değişen kayma rijitliği özelliklerini temsil etmek üzere histeretik model olarak “Başlangıca Yönelik Histeretik Model” (*Origin-Oriented Hysteresis Model*) kullanılmıştır. Üç doğrulu (*trilinear*) olan bu model, perde elemanların maruz kaldıkları kesme kuvveti ile buna bağlı şekildeğiştirmeler arasında ilişki kurmaktadır (**Clough ve Penzien, 1993**), (**Hasgür, 1995**). Diğer yandan donatı ve boyutları bakımından farklı eğilme özelliklerine sahip perde parçalarının eğilme rijitliklerinin zaman adımıyla değişen değerleri Şekil 2.3’ de görülen ve Roufaiel-Meyer tarafından laboratuvar deneyleri sonucunda oluşturulmuş moment eğrilik ifadesinden elde edilmek suretiyle rijitlik matrisindeki yerlerine konulur.

Tersinir kesme kuvveti ve kayma şekildeğiştirmelerinin zamanla değişimini ifade eden başlangıca yönelik çevrim modelinde, yükleme ilk başta ana iskelet eğrisini izler. Çatlamadan önce eleman elastik davrandığı için doğal olarak histeretik enerji kaybı olmaz. Bu durumda, yükleme ve boşaltma sırasında sistem kayma rijitliği başlangıç eğimini takip eder.

Yükün azalarak boşalmaya başlaması ile çevrim başlangıca yönelik olarak çatlakları kapanmış bir kesit gibi, ulaştığı en büyük kesme kuvveti ve yerdeğiştirmeyi başlangıca bağlayan bir rijitlikte, doğrusal bir davranış izler. Bir sonraki yeniden yükleme de, bu başlangıca yönelmiş boşalma güzergahını izleyerek, ana çevrim iskeleti ile rastlaşana kadar ya da yeniden boşalma olana kadar devam eder. Ana çevrim iskeleti ile rastlanılırsa, bu durumda ana eğri takip edilir. Ana iskeleti geçmeden boşalma olursa, başlangıca yönelir. Buradaki başlangıca yönelik

The diagram illustrates the shear force-displacement behavior of a reinforced concrete beam-column joint. The vertical axis represents the shear force (V) and the horizontal axis represents the displacement (δ). The loading history is shown by a thick black line forming a hysteresis loop. Key points on the loading curve are labeled with their corresponding shear force and displacement values: (δ_{cr}, V_{cr}) for the onset of cracking, (δ_y, V_y) for yielding, and (δ_u, V_u) for ultimate capacity. Two dashed lines originate from the origin: a solid line representing the initial elastic stiffness ($G_0 \times k_s$) and a steeper dashed line representing the post-cracking stiffness ($G_{cr} \times k_s$). The area under the loading curve is shaded with diagonal lines, representing the energy dissipation capacity of the joint.

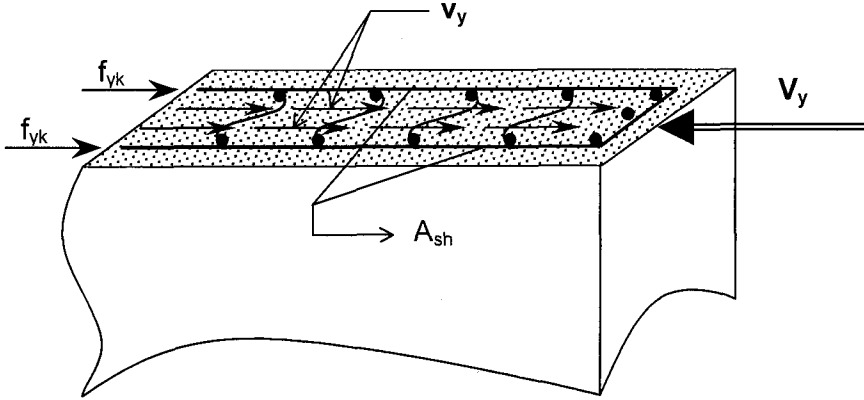
G kayma modülü, histeretik çevrimin başında direkt olarak elastisite modülü E_c 'ye bağlıdır ve çalışmada

alınmıştır. Titreşimin herhangi bir t anında betonda kayma gerilmelerinin asal çekme gerilmeleri oluşturup çatlamaya neden olduğu değeri, herhangi bir perde parçasında

ifadesindeki değeri aşarsa, G değeri ilgili perde parçalarında azaltılır. Modeli tanımlarken, Şekil 2.11'de görülen, çatlamış durumda perde kesitinde oluşan kayma gerilmelerinin, kayma donatısı tarafından alındığı, ayrıca çelik ve betondaki kayma deformasyonlarının aynı olduğu kabulü ile çevirim iskeletinde görülen G_{cr} eşdeğer kayma rijitliği için ise **Hoedajanto (1983)** tarafından,

$$\rho = A_{sw} / A_{sh} \quad (2.73b)$$

olarak önerilmiştir. Burada G_{cr} çatlama sonrası kayma donatılarının akması sırasında oluşan kayma gerilmesinin, kayma şekildeğiştirmesine oranı, ρ perde enine donatı oranı, n ise çelik elastisite modülü değerinin beton elastisite modülüne oranıdır.



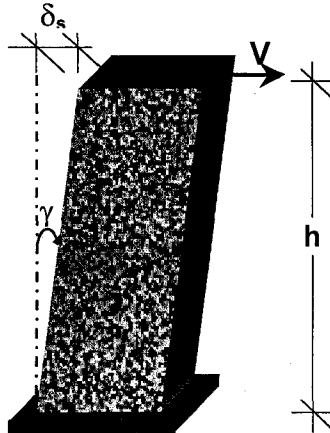
Şekil 2.11. Perdelerde Kesme Kuvveti Etkisinde Oluşan Kayma Gerilmeleri

Diğer yandan V_{cr} , V_y ve V_u sırasıyla, perdeyi çatlatan kesme kuvveti, enine donatının akması ile oluşan kesme kuvveti ve limit durumda taşınabilen kesme kuvvetleridir. $\delta_{cr,s}$, $\delta_{y,s}$ ve $\delta_{u,s}$ ise bu kesme kuvvetlerine karşı gelen kayma yerdeğiştirmeleridir. Perdedeki kesme kuvveti, V , kayma yerdeğiştirmesi, δ_s , ve kayma gerilmelesi, v , ise Şekil 2.12'den de görülebileceği üzere,

$$V = v \cdot A_{sh} \quad \delta_s = \gamma \cdot h \quad (2.74a)$$

$$v_y = \rho \cdot f_{yk} \quad (2.74b)$$

olarak hesaplanır. Burada v perdedeki kayma gerilmelerini, A_{sh} perde etkili enkesit alanını, γ kayma şekildeğiştirmesini ve h perde yüksekliğini göstermektedir.



Şekil 2.12. Perdelerde Kesme Kuvveti Etkisinde Yer ve Şekil Değiştirmeler

Geliştirilen bilgisayar programında, herhangi bir t anındaki bölünmüş perde elemanlardaki kesme kuvvetleri, V , eğilme momentleri değerlerinden hesaplanmaktadır ve $(t+1)$ anına gelindiğinde kesme kuvvetindeki ΔV değişimi de benzer biçimde hesaplanmakta ve her perde parçası için bulunan toplam kesme kuvveti olan $V+\Delta V$ değeri başlangıca yönelik histeretik model üzerinde incelenmektedir. Dolayısıyla perdede oluşan yerdeğiştirmelerin değişimi,

$$\Delta\delta = \frac{\Delta V}{G} \times \frac{h}{A_{sh}} \quad (2.75)$$

olarak hesaplanır ve toplam yerdeğiştirme değeri

$$\delta_T = \delta + \Delta\delta \quad (2.76)$$

elde edilir. Burada değişken olan, kesme kuvvetinin histeretik eğrideki konumuna göre belirlenmesi gereken kayma rijitliği

$$K = G \cdot \frac{A_{sh}}{h} = G \cdot k_s \quad (2.77)$$

değeridir. Bu değer, modelde kesme kuvvetinin değişiminin işaretine göre yükleme, boşalma yada yeniden yükleme durumlarından yararlanılarak aşağıdaki biçimlerde elde edilir.

Yükleme durumları için;

❶ $V+\Delta V < V_{cr}$ durumunda: $\left(G \cdot \frac{A_{sh}}{h} \right)_1 = \frac{V_{cr}}{\delta_{cr}} \quad (2.78)$

❷ $V+\Delta V \geq V_{cr}$ ve $V+\Delta V \leq V_y$ durumunda: $\left(G \cdot \frac{A_{sh}}{h} \right)_2 = \frac{V_y - V_{cr}}{\delta_y - \delta_{cr}} \quad (2.79)$

❸ $V+\Delta V > V_y$ durumunda: $\left(G \cdot \frac{A_{sh}}{h} \right)_3 = \frac{V_u - V_y}{\delta_u - \delta_y} \quad (2.80)$

şeklinde kayma rijitlikleri, iskelet eğrisinin belirlenen esas noktaları arasında doğrusal enterpolasyon ile bulunur.

Bir zaman adımında kesme kuvvetinde değişme oluşmuyorsa, diğer bir deyişle $\Delta V=0$ ise ve görelî hız işaret değiştirirse, bu durumda histeretik eğri üzerinde boşaltma haline geçilir. Boşaltma veya yeniden yükleme kolları üzerinde yukarıdaki uç hale denk düşen aralıklarda değerler aynen alınır. Ancak V_E histeretik eğri üzerinde herhangi bir kesme kuvveti değeri olmak üzere sırasıyla yeniden yükleme ve boşaltma halleri için;

$$\textcircled{4} \quad |V+\Delta V| - |V_E| < \epsilon_{sh} \cdot V_y \quad \text{durumunda:} \quad \left(G \cdot \frac{A_{sh}}{h} \right)_4 = \frac{V + \Delta V}{\delta_T} \quad (2.81)$$

$$\textcircled{5} \quad |V_E| - |V| \geq \epsilon_{sh} \cdot V_y \quad \text{durumunda:} \quad \left(G \cdot \frac{A_{sh}}{h} \right)_5 = \frac{V}{\delta} \quad (2.82)$$

değerlerini alır. Çalışmada $\epsilon_{sh} = 10^{-5}$ olarak alınmıştır.

Bir zaman adımı içerisinde kayma rijitliği değişmiş olan elemanın rijitlik matrisi, elde edilen yeni kayma rijitliği değeri kullanılarak tekrar oluşturulur ve global rijitlik matrisi içerisindeki adresine yerleştirilerek bir sonraki zaman adımına ilerlenir.

3. KUVVETLİ HAREKET DEPREM MODELİ

Gerçek deprem kayıtlarının dışında, çalışmada dinamik deprem kuvvetlerini oluşturan zemin yüzeyindeki ivme, *Gaussian Beyaz Gürültü*'nün ω_0 ve ζ_0 parametreli Kanai-Tajimi filtresinden geçirilmesiyle de üretilmiştir. Zemin yüzünün r_0 yerdeğiştirmesinin anakaya yüzeyine göre göreceli değeri, anakaya ivmesi $\ddot{r}_b$ ile şu diferansiyel denklem ile bağlıdır.

$$\ddot{r}_0 + 2\zeta_0\omega_0\dot{r}_0 + \omega_0^2r_0 = -\ddot{r}_b \quad (3.1)$$

Anakaya ivmesinin zamana göre dağılımı, birim Gauss biçimli Beyaz Gürültü işleyimi (*process*) $\{\ddot{r}_b(t), t \in [0, \infty)\}$ olarak modelleneyecektir (**Mørk, 1989**).

3.1 Beyaz Gürültünün Üretilmesi

Beyaz Gürültü (*White Noise*), tüm frekans içeriklerini barındıran ve $-\infty < \omega < \infty$ frekans aralığında S_0 şiddetinde üniform bir spektral güç yoğunluk fonksiyonuna yada diğer bir biçimiyle orijinde $2\pi S_0$ şiddetine sahip bir oto-korelasyon fonksiyonuna sahip stokastik işleyimdir (**Celep ve Kumbasar, 1992**), (**Clough ve Penzien, 1993**). Stokastik işleyim şu biçimde düşünülebilir:

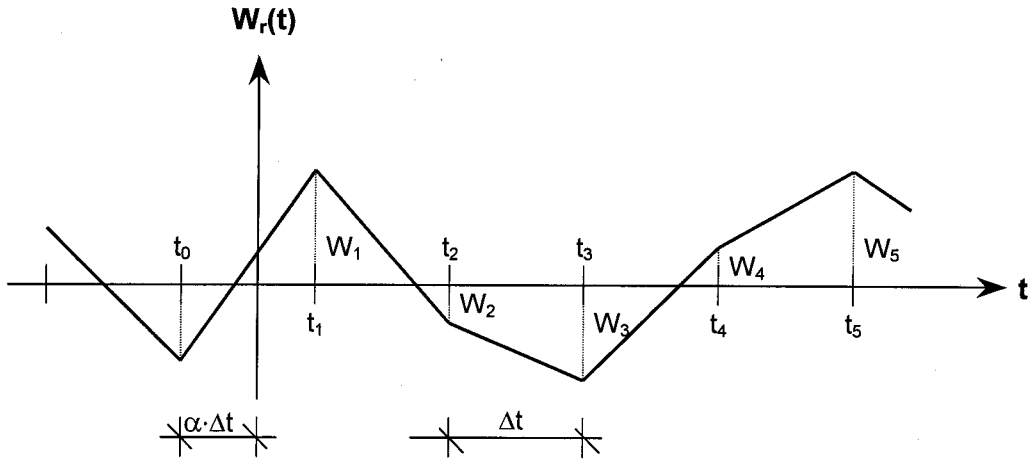
$$x_r(t) = \lim_{N \rightarrow \infty} \sum_{k=-N}^{N-1} dW_{kr}(t - k\Delta t - \alpha_r) \quad r = 1, 2, \dots \quad (3.2)$$

Burada $W(t)$, Gaussian özellikli birim Wiener işleyimi olmak kaydıyla,

$$dW_{kr} = a_{kr} \cdot \eta(t) \quad (3.3)$$

yazılır. Burada a_{kr} sıfır ortalama değerine sahip bağımsız rastgele değişkenleridir. Kümenin elemanlarına ait olasılık yoğunluk fonksiyonu $p(a)$, $\eta(t)$ fonksiyonu ve t_0 anını belirten α_r istatistikçe bağımsız rastgele faz parametresi **Ek B** de açıklanmıştır.

Bu küme içerisindeki herhangi bir r . örnekleme Şekil 3.1' de görülmektedir. İşleyimin durağan olması için gerekli şart, tam bir zaman aralığı Δt içerisinde üniform α_r fazı olmasıdır.



Şekil 3.1. r . Rasgele Örneklemeye Ait Stokastik İşleyim

Bu örneklemeye ait spektral güç yoğunluk fonksiyonu ise,

$$S_{x_r}(\omega) \equiv \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{\left| \int_{-N/2}^{N/2} x_r(t) \cdot \exp(-i\omega t) dt \right|^2}{2\pi N} \quad (3.4)$$

tanımından yararlanılarak,

$$S_{x_r}(\omega) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{|Q_{x_r}(i\omega)|^2}{4\pi N \Delta t} \quad (3.5)$$

şeklinde hesaplanır. Clough ve Penzien'e göre

$$Q_{x_r}(i\omega) = \int_{-N(\Delta t + \alpha_r)}^{N(\Delta t + \alpha_r)} \left[\sum_{k=-N}^{N-1} a_{kr} \cdot \eta(t - k\Delta t - \alpha_r) \right] \exp(-i\omega t) dt \quad (3.6)$$

değerindedir. İfade düzenlenirse,

$$Q_{x_r}(\omega) = \frac{i}{\omega} [\exp(-i\omega\Delta t) - 1] \sum_{k=-N}^{N-1} a_{kr} \exp[-i\omega(k\Delta t + \alpha_r)] \quad (3.7)$$

elde edilir. (3.7) denklemi (3.5) ifadesindeki yerine konulursa,

$$S_{x_r}(\omega) = \lim_{N \rightarrow \infty} \frac{1}{4\pi N \Delta t \omega^2} [\exp(-i\omega\Delta t) - 1] \cdot [\exp(i\omega\Delta t) - 1] \times \sum_{k=-N}^{N-1} \sum_{j=-N}^{N-1} a_{kr} a_{jr} \exp[-i\omega(k-j)\Delta t] \quad \dots(3.8)$$

Burada a_{kr} ve a_{jr} rastgele değişkenleri tanımları gereği istatistik olarak bağımsız olduklarından,

$$E[a_{kr}] = 0 \quad E[a_{kr} a_{jr}] = \begin{cases} 0; & k \neq j \\ \Delta t; & k = j \end{cases} \quad (3.9)$$

olmalıdır. Böylece (3.8) ifadesinde görülen çift toplam, yaklaşık $2N\sigma_a^2$ değerinde tek toplam haline dönüşür. Sonuçta spektral güç yoğunluk fonksiyonu,

$$S_x(\omega) = \frac{\sigma_a^2 \Delta t \sin^2[(\omega\Delta t)/2]}{2\pi [(\omega\Delta t)/2]^2} \quad (3.10)$$

değerini alır. Burada $\sigma_a^2 \rightarrow \infty$ ve $\Delta t \rightarrow 0$ giderken ve böylelikle $\sigma_a^2 \cdot \Delta t = \text{sabit}$ için,

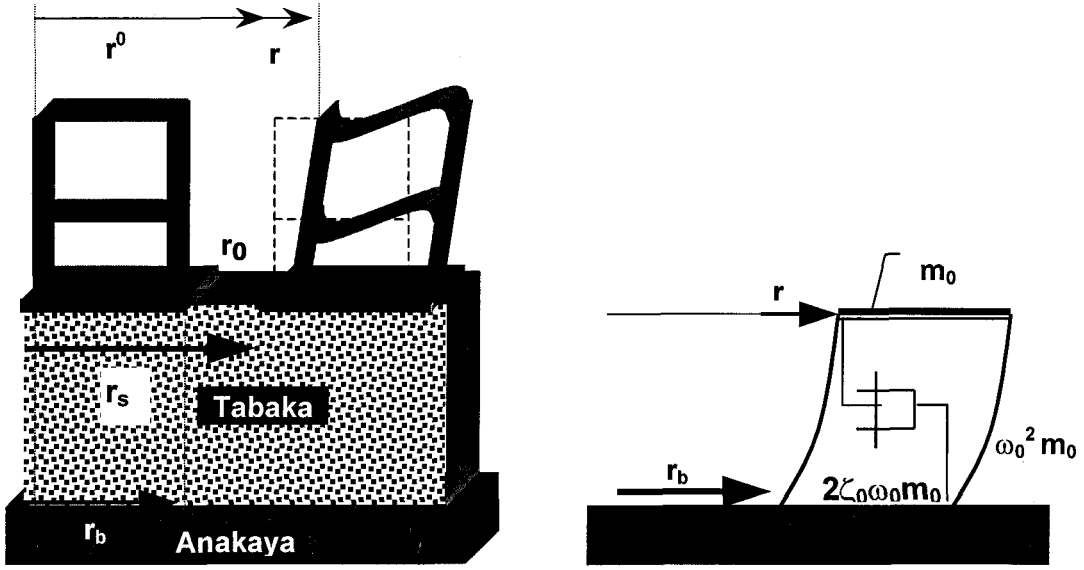
$$S_x(\omega) = \frac{c}{2 \cdot \pi} = S_0 \quad (3.11)$$

haline döner ki bu da beyaz gürültüyü ifade etmektedir.

3.2 Kuvvetli Hareketin Elde Edilişi

Gaussian dağılımlı beyaz gürültü örnek fonksiyonu üretildikten sonra, yeryüzeyindeki ivme işleyimi, **Tajimi (1960)** nin çalışmalarına benzer biçimde Kanai-Tajimi filtresinden geçirilir. Bu filtre, anakayada oluşan kuvvetli hareketin, üstte bulunan zemin tabakasındaki titreşimini modellemektedir. Zemin tabakasının kütlesi, yapının kütlesine oranla oldukça büyük olduğu için sönümsüz açılal frekansı ω_0 ve sönüm oranı da ζ_0 olacak şekilde tek serbestlik derecesiyle ifade edilir.

Kuvvetli hareketin idealize edilmiş modeli Şekil 3.2' de görülmektedir.

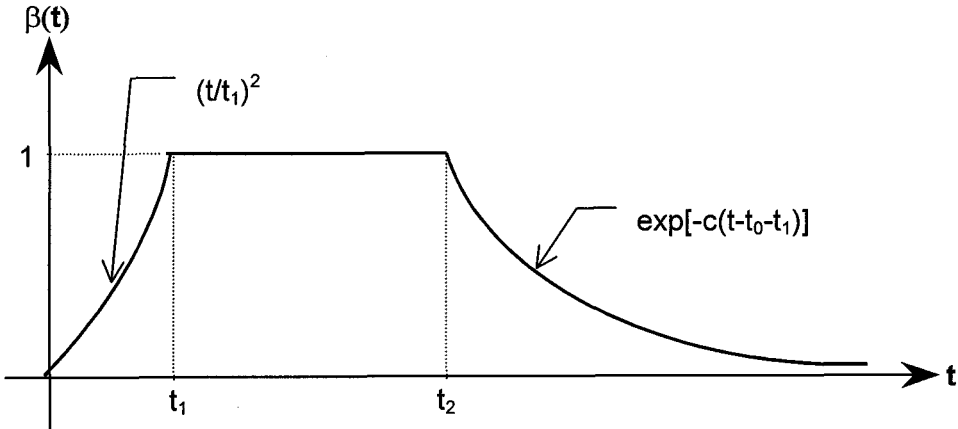


Şekil 3.2. Kuvvetli Hareketin Üretilmesine Ait Model

Anakaya ivmesi Gauss biçimli beyaz gürültü işleyimi olarak aşağıdaki gibi

$$\ddot{r}_b dt = \beta(t) \cdot a(t) = \beta(t) \cdot dW(t) \quad (3.12)$$

elde edilmiş olur. Bu ifadede görülen $\beta(t)$, Wiener işleyimine ait deterministik zarf (shape function) fonksiyonudur.



Şekil 3.3 Deterministik Zarf Fonksiyonu

Şekil 3.3' de görülen $\beta(t)$ deterministik zarf fonksiyonları **Jennings ve diğ.(1968)** tarafından çeşitli sınıftaki depremler için aşağıdaki gibi belirlenmektedir.

$$\beta(t) = \beta_0 \begin{cases} (t/t_1)^2 & 0 \leq t \leq t_1 \\ 1 & t_1 < t < t_0 + t_1 \\ \exp[-c(t - t_0 - t_1)] & t_0 + t_1 \leq t \end{cases} \quad (3.13)$$

Bu durumda yer yüzündeki ivme değeri

$$\ddot{r}_s(t) = (\ddot{r}_b + \ddot{r}_0) = (-2\zeta_0\omega_0\dot{r}_0 - \omega_0^2 r_0) \quad (3.14)$$

olarak elde edilmiş olur.



4. DİFERANSİYEL VE İNTEGRAL İFADELERİN STOKASTİK ÇÖZÜMÜ

Deprem kuvvetli hareketi benzeri rastgele titreşimler etkisinde sistemlerin karşılığı, içerdiği karmaşıklık ve belirsizlikler nedeniyle önemli bir araştırma konusudur. Bu nedenle, bu tip sistemlerin çözümü üç ana adım çerçevesinde ele alınmaktadır. Bunlardan ilki, 3.Bölüm'de de açıklanmış olan rastgele yüklemenin en gerçekçi biçimde istatistiksel bir yaklaşımla karakterize edilmesidir. Bunu yapı sisteminin titreşim-karşılık ilişkisinin rastgeleliği gözönünde bulundurularak analiz edilmesi takip eder. En son olarak ise sistemin çeşitli göçme kriterlerine göre güvenilirlik analizi yapılmalıdır.

4.1 Giriş

Rastgele bir işleyimde, karakteristikler artık belirli olmaktan çıkıp, istatistiksel ve olasılık terimleri ile tanımlanırlar. Dinamik dış yüklemeler rastgele zaman fonksiyonları biçiminde olduklarından, sistem karşılıkları da doğal olarak rastgele zaman fonksiyonları olarak ifade edilirler (Yang, 1986).

Bu esas altında, stokastik özellikli benzetilmiş deprem yükleri altında dinamik sistemin modellenmesi, Suzuki ve Yamagishi (1995)'nin çalışmalarına benzer biçimde sistem durum vektörünün 1.dereceden Itô-Stratonovich Stokastik Diferansiyel Denklemleri olarak

$$d\{X(t)\} = \{F(\tilde{X}, t)\}dt + [G(\tilde{X}, t)] \cdot d\{W(t)\} \quad (4.1)$$

$$\{X(t_0)\} = \{X_0\} \quad t_0 \leq t \leq T$$

tanımlanarak, denklemin çözümü ile yapılacaktır. Burada,

$\{X(t)\}$: Sistemin n boyutlu durum vektörü,

$\{F(\tilde{X}, t)\}$: Sistem dinamiğini tanımlayan n boyutlu vektör,

$G[\tilde{X}, t]$: $(n \times m)$ boyutlu katsayılar matrisi,

$\{W(t)\}$: m boyutlu Wiener vektör yayılım işleyimi

Wiener işleyimi, stokastik olarak bağımsız değişimlere sahip bir Gauss işleyimidir ve doğrusal dönüşüm dahilinde birim şiddet için $\{W(t); t \geq t_0\}$ işleyiminin, alt işleyimleri olan $\{W_i; t \geq t_0\}$ dan stokastik olarak bağımsız olduğu kabulü yapılabilir.

Bu özellik, alt işleyimlerin şu değişim özelliklerine uymalarını zorunlu kılar.

$$E[dW_i(t)] = 0 \quad (4.2a)$$

$$E[dW_i(t)dW_j(t)] = \delta_{ij}dt \quad (4.2b)$$

Burada δ_{ij} Kronecker deltasıdır. (4.1) ifadesiyle verilmiş denklemin çözümü, bu durumda aşağıdaki halde yazılır.

$$\tilde{X}(t) - \tilde{X}(t_0) = \underbrace{\int_{t_0}^t \tilde{F}(\tilde{X}, \tau) d\tau}_I + \underbrace{\int_{t_0}^t \tilde{G}(\tilde{X}, \tau) d\tilde{W}(\tau)}_{II} \quad (4.3)$$

(4.3) ifadesinde I ile gösterilen birinci parça, mühendislik uygulamaları açısından yavaşça değişen değerlere sahip, bir olasılıklı Rieman integrali olarak adlandırılır. Ancak Wiener işleyiminin diferansiyel forma dönüşmemesi sebebiyle, bu II. parça için geçerli değildir.

Bu durumda $t_0 = \tau_{N_0} < \tau_{N_1} < \dots < \tau_{N_N} = t$, $N \rightarrow \infty$ biçiminde bir ayrışma düşünülerek,

$$\lim_{N \rightarrow \infty} \max |\tau_{N_n} - \tau_{N_{n-1}}| = 0 \quad 1 \leq n \leq N \quad (4.4)$$

ve II integralini de rastgele değişkenin karesel ortalaması (*mean square integral*) olarak kabul edilerek,

$$\int_{t_0}^t \tilde{G}(\tilde{X}(\tau), \tau) \cdot d\tilde{W}(\tau) = \lim_{N \rightarrow \infty} \sum_{n=1}^N \tilde{G}(\tilde{X}(\tau_{N_n}^*), \tau_{N_n}^*) \cdot (\tilde{W}(\tau_{N_n}) - \tilde{W}(\tau_{N_{n-1}})) \quad (4.5)$$

elde edilir. Burada $\tau_{N_n}^* \in [\tau_{N_{n-1}}, \tau_N)$ dir.

(4.3) ifadesi, $\{W(\tau); \tau \in (t_0, t]\}$ nin düzensizliğine ve $\tau_{N_n}^*$ in dizide bulunduğu yere bağlı olarak çok değişik limit değerlere yakınsayacaktır. Dolayısıyla (4.5) denklemi Rieman integrali değildir.

Eğer $\tau_{N_n}^* = \tau_{N_{n-1}}$ sağlanıyor ise, (4.5) ifadesi Itô integrali olur. $\tilde{G}(\tilde{X}(\tau_{N_{n-1}}), \tau_{N_{n-1}})$ sadece stokastik değişkenler olan $\{\tilde{W}(\tau); \tau \in (t_0, \tau_{N_{n-1}}]\}$ ya bağlı olduğundan ve Wiener işleyimi de bağımsız rastgele değişimlere sahip olduğundan, $\tilde{G}(\tilde{X}(\tau_{N_n}^*), \tau_{N_n}^*)$ ve $(\tilde{W}(\tau_{N_n}) - \tilde{W}(\tau_{N_{n-1}}))$ stokastik olarak bağımsız olurlar. Bu yaklaşım sonucunda (4.1) denklemiyle verilen dinamik sistem ifadesi, Itô diferansiyel denklemi olarak adlandırılır (**Gihman ve Skohorod, 1972**).

Eğer $\tau_{N_n}^* = (\tau_{N_{n-1}} + \tau_{N_n})/2$ değerinde ise, (4.5) ifadesi Stratonovich integrali olur. Bu durumda, $\tilde{G}(\tilde{X}(\tau_{N_n}^*), \tau_{N_n}^*)$ ve $(\tilde{W}(\tau_{N_n}) - \tilde{W}(\tau_{N_{n-1}}))$ karşılıklı olarak bağımsız olamayacaklarından, (4.1) ifadesi de Stratonovich diferansiyel denklemi olur.

Sistemin stokastik dinamik ifadesi olan (4.1)' in hangi biçimiyle ele alınacağı önemli matematiksel modelleme problemlerindendir. (4.1) ifadesi, esas olarak bir Markov vektör yayılım işleyimidir ve doğal olarak da, $\{F(\tilde{X}, t)$ öteleme vektörü (*drift vector*) ve $G[(\tilde{X}, t)]$ ise yayılım matrisi (*diffusion matrix*) anlamını taşımaktadır.

Itô ve Stratonovich stokastik diferansiyel denklemleri birbirine çok yakındır (**Arnold, 1974**), (**Nielsen, 1993**). Itô diferansiyel denkleminin çözümü,

$$dX_i(t) = F_i(\tilde{X}, t)dt + G_{i\alpha}(X, t) \cdot dW_\alpha(t) \quad (4.6)$$

şeklindedir ve Stratonovich diferansiyel denkleminin çözümü olan,

$$dX_i(t) = F'_i(\tilde{X}, t)dt + G_{i\alpha}(\tilde{X}, t) \cdot dW_\alpha(t) \quad (4.7)$$

$$F'_i(X, t) = F_i(\tilde{X}, t) - \frac{1}{2} \frac{\partial G_{i\alpha}(\tilde{X}, t)}{\partial x_j} \cdot G_{j\alpha}(\tilde{X}, t) \quad (4.8)$$

ile özdeşdir ve olasılık tamdır. Buradaki indisler $i, j = 1, 2, \dots, n$ ve $\alpha = 1, 2, \dots, m$ biçimindedir.

Birçok zorlanmış titreşim probleminde $G[\tilde{X}, t] = [G(t)]$ dir. Yayılım matrisi, durum vektörü olan $\{X(t)\}$ den bağımsızdır. Sonuç olarak (4.1) denklemi olarak verilen sistemin dinamik ifadesi, Itô veya Stratonovich stokastik diferansiyel denklemlerinden herhangi biri olarak ele alınabilir.

Daha önce de belirtildiği gibi, (4.1) denkleminin çözümü bir Markov yayılım işlemidir. Bu durumda stokastik işlem, verilmiş bir t zamanında $\{X(\tau)\} = \{y\}$; $t > \tau$ değeri için $\{X(t)\}$ nin koşullu olasılık yoğunluk fonksiyonu olan $p(\mathbf{x}, t | \mathbf{y}, \tau)$ fonksiyonu ile belirlenecektir.

Eğer aşağıda belirtilen kısmi türevler,

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial p}{\partial t} \\ \frac{\partial(pF_i)}{\partial x_i} \\ \frac{\partial^2(G_{i\alpha}G_{j\alpha}p)}{\partial x_i \partial x_j} \end{aligned} \right\} \quad (4.9)$$

mevcut ise, bu durumda $p(\mathbf{x}, t | \mathbf{y}, \tau)$ olasılık yoğunluk fonksiyonu Fokker-Planck-Kolmogorov (FPK) denklemini sağlar.

$$\frac{\partial p}{\partial t} = \mathcal{L}(p) \quad (4.10)$$

$$\mathcal{L}(p) = -\frac{\partial(F_i p)}{\partial x_i} + \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial^2(G_{i\alpha}G_{j\alpha}p)}{\partial x_i \partial x_j} \quad (4.11)$$

Burada $\mathcal{L}$, Itô denkleminden üretilen $\{X(t)\}$ ye ait ileriye doğru yayılım operatörüdür. (4.10) ifadesi, parabolik-eliptik karışımli kısmi diferansiyel denklemdir. (4.10) denklemi için başlangıç koşulu,

$$\lim_{t \rightarrow \tau} p(\tilde{X}, t | \tilde{Y}, \tau) = \delta(\tilde{X} - \tilde{Y}) \quad (4.12)$$

dir. Burada görülen $\delta(\cdot)$, Dirac delta fonksiyonudur.

FPK denklemleri doğal sınır koşulları altında çözülürse

$$\lim_{|x| \rightarrow \infty} p(\tilde{x}, t | \tilde{y}, \tau) = 0 \quad (4.13)$$

ifadesine gidilir. Böylece (4.10) bağıntısının çözümü sabit durum için,

$$\frac{\partial(F_i p)}{\partial x_i} = \frac{1}{2} \cdot \frac{\partial^2 (G_{i\alpha} G_{j\alpha} p)}{\partial x_i \partial x_j} \quad (4.14)$$

olarak elde edilmiş olur. Ancak doğrusal davranan dinamik sistemlerin dışında bu ifadelerin çözümlerine ulaşmak oldukça zordur. Bu durumda karmaşık ve doğrusal olmayan dinamik problemin en iyi sonucunu veren çözüm, sistem karşılığının istatistiklerinin kestiriminden geçmektedir. Bu nedenle çözüm, işleyimin istatistikleri için diferansiyel denklem sistemi elde etmekten geçmektedir.

4.2 Sistem Karşılığının İstatistikleri İçin Diferansiyel Bağıntılar

Karmaşık problemlerde sistem karşılığının istatistiklerini elde edebilmek amacıyla, çözümleri oldukça zor olan (4.10), (4.11) ve (4.14) bağıntılarında verilen denklem sistemleri üzerinde birçok araştırmacı, sonlu elemanlar (**Spencer, 1987**), Galerkin yöntemi (**Wen, 1976**), olasılık yoğunluk fonksiyonunu özfonksiyonlarına açmaya dayalı yaklaşık yöntemler (**Langley, 1988**) yardımıyla çözümler üretmişlerdir. Bu çalışmada, **Suzuki ve Minai (1985)**'de olduğu gibi, durum vektörünün istatistikleri için diferansiyel denklemler elde etme yoluna gidilmiştir.

$\{X(t)\}$, (4.6) ile verilen Itô diferansiyel denkleminin tek çözümü ve $\psi = \psi(\{X\}, t)$ 'de sayısal değerli gerçel, sürekli, t ye göre türevi alınabilen ve durum vektörü $\{X\}$ in elemanlarına göre ikinci mertebe kısmi türevleri olan bir fonksiyon olsun. Bu durumda ψ fonksiyonu stokastik diferansiyel formda

$$d\psi = (\mathcal{L}^* + \frac{\partial}{\partial t}) \cdot \psi dt + \frac{\partial \psi}{\partial x_i} \cdot G_{i\alpha} dW_\alpha \quad (4.15)$$

olarak ifade edilir. Burada $\mathcal{L}^*$ ileriye doğru yayılım operatörüdür ve

$$\mathcal{L}^* \psi = \frac{\partial \psi}{\partial x_i} F_i + \frac{1}{2} \frac{\partial^2 \psi}{\partial x_i \partial x_j} \cdot G_{i\alpha} G_{j\alpha} \quad (4.16)$$

şeklinde bulunur. Bu bağıntı literatürde "Itô formülü" olarak tanımlanmıştır (Jazwinski, 1970). İfade de görülen F_i ve x_i terimleri sırasıyla öteleme vektörünün ve durum vektörünün i nci terimlerine karşı gelmektedir. $\frac{\partial \psi}{\partial x_i} G_{i\alpha}$, stokastik değişkenler olan Wiener işleyimine ve durum vektörünün başlangıç değerlerine bağılıyken, $dW_{i\alpha}$ bunlardan bağımsızdır. (4.15) ifadesinde eşitliğin her iki tarafı için beklenen değer,

$$\frac{d}{dt} E[\psi] = E \left[\frac{\partial \psi}{\partial x_i} \cdot F_i \right] + \frac{1}{2} E \left[\frac{\partial^2 \psi}{\partial x_i \partial x_j} \cdot G_{i\alpha} G_{j\alpha} \right] + E \left[\frac{\partial \psi}{\partial t} \right] \quad (4.17)$$

şeklinde elde edilmiş olur (Cumming, 1967).

Durum vektörü $\{X(t)\}$ için beklenen değer ve istatistik moment fonksiyonları yazabilmek amacıyla, $\psi(\{X\}, t) = \psi(\{X\})$ özel durumu tanımlanmıştır. Burada

$$\psi(\tilde{X}) = \prod_{i=1}^N X_{k_i} \quad k_i = 1, 2, \dots, n \quad (4.18)$$

olarak sadece $\{X\}$ vektörü ile belirlidir. N ve n sırasıyla istatistik momentler vektörünün ve durum vektörünün boyutlarıdır. İstatistik momentler

$$M_{k_1, k_2, \dots, k_N} = E[\psi(\tilde{X})] \quad (4.19)$$

ile gösterilerek buradan Itô-Dynkin formülü ile bileşik momentlere ait diferansiyel denklemler kümesi aşağıdaki gibi

$$\frac{d}{dt} M_{k_1, k_2, \dots, k_N} = E \left[\frac{\partial \psi}{\partial x_i} F_i \right] + \frac{1}{2} E \left[\frac{\partial^2 \psi}{\partial x_i \partial x_j} \cdot G_{i\alpha} G_{j\alpha} \right] \quad i, j = 1, 2, \dots, n \quad (4.20)$$

elde edilmiş olur. Yayılım matrisinin

$$[G(\{X\}, t)] = [G(t)] \quad (4.21)$$

durum vektöründen bağımsız olması halinde (4.20) bağıntısı,

$$\frac{d}{dt} M_{k_1, k_2, \dots, k_N} = E\left[\frac{\partial \psi}{\partial X_i} F_i\right] + \frac{1}{2} \cdot G_{i\alpha} G_{j\alpha} \cdot E\left[\frac{\partial^2 \psi}{\partial X_i \partial X_j}\right] \quad i, j=1, 2, \dots, n \quad (4.22)$$

haline dönüşür. $\psi(\{X\})$ fonksiyonunu, simetrik dağılımlı işleyimler için

$$\psi(\tilde{X}) = \begin{cases} X_i & ; N=1 \quad ; i=1, \dots, n \\ X_{k_1}^0 X_{k_2}^0 \dots X_{k_N}^0 & ; N>1 \quad ; k_i=1, \dots, n \end{cases} \quad (4.23)$$

olarak merkezsiz değişkenler cinsinden yazmak olanaklıdır. Burada,

$$X_i^0 = X_i - E[X_i] \quad i=1, 2, \dots, n \quad (4.24)$$

şeklinde tanımlanmıştır. Burada N bileşik merkezi momentlerin mertebesi, n ise sistem mertebesini göstermektedir. Bu durumda ilgilenilen elemanlar için üretilecek bileşik merkezi momentler kolaylıkla aşağıdaki denklemde

$$\frac{d}{dt} E[\psi] = E\left[\frac{\partial \psi}{\partial X_i^0} F_i^c\right] + \frac{1}{2} E\left[\frac{\partial^2 \psi}{\partial X_i^0 \cdot \partial X_j^0} \cdot G_{i\alpha}^c \cdot G_{j\alpha}^c\right] \quad i, j=1, 2, \dots, n \quad (4.25)$$

görüldüğü gibi yazılabilir. Burada bulunan ve (4.6) ifadesi içinde kullanılan merkezi değişkenler,

$$F_i^c(\tilde{X}^0, t) = F_i(\tilde{X}^0 + E[X], t) - E[F_i(\tilde{X}^0 + E[X], t)] \quad (4.26a)$$

$$G_{i\alpha}^c(\tilde{X}^0, t) = G_{i\alpha}(\tilde{X}^0 + E[X], t) \quad (4.26b)$$

değerindedir. Ortalama değer μ_i ve bileşik merkezsiz momentler $H_{k_1, k_2, \dots, k_N}$ ise

$$\mu_i = E[X_i] \quad N=1 \quad i=1, 2, \dots, n \quad (4.27)$$

$$H_{k_1 k_2 \dots k_N} = E[X_{k_1}^0 X_{k_2}^0 \dots X_{k_N}^0] \quad N>1 \quad k_i=1, 2, \dots, n \quad (4.28)$$

olarak (4.25) ifadesinden elde edilir. (4.27) ve (4.28) denklemleri, örneğin $N=1, 2, 3$ için

$$\frac{d}{dt} \mu_i = E[F_i] \quad (4.29a)$$

$$\frac{d}{dt} H_{ij} = E[F_i^c X_j^0] + E[F_j^c X_i^0] + E[G_{i\alpha}^c \cdot G_{j\alpha}^0] \quad (4.29b)$$

$$\begin{aligned} \frac{d}{dt} H_{ijk} = & E[F_i^c X_j^0 X_k^0] + E[F_j^c X_i^0 X_k^0] + E[F_k^c X_i^0 X_j^0] \\ & + E[G_{i\alpha}^c \cdot G_{j\alpha}^0 \cdot X_k^0] + E[G_{i\alpha}^c \cdot G_{k\alpha}^0 \cdot X_j^0] + E[G_{j\alpha}^c \cdot G_{k\alpha}^0 \cdot X_i^0] \end{aligned} \quad (4.29c)$$

üretilmiştir (**Mørk, 1988**). Diferansiyel denklemler, istenilen istatistik momentlerin sayısı kadar düzenlenebilir.

Bu bölümün sonucu olarak, doğrusal dinamik sistemler dışında integrasyonu oldukça zor olan (4.14) karmaşık problemi, bileşik olasılık yoğunluk fonksiyonlarının saptanması amacıyla yeter sayıda karşılık istatistiği eklenerek, elverişli bir biçimde elde edilecektir.

Monte-Carlo benzeşimi ile, çok sayıda matematiksel modelle süzgeçlenmiş beyaz gürültü benzetilmiş kuvvetli hareket ivme izi üretilerek ve 3.Bölüm' deki ifadeler yardımıyla, sistem davranışına ait, örneğin yerdeğiştirme, dönme, plastik moment gibi büyüklüklerin istatistikleri elde edilir.

5. SİSTEMİN DİNAMİK ANALİZİ

Deprem yükleri etkisindeki taşıyıcı sistem elemanları olan kiriş, bağ kirişi, kolon ve perdelerin zaman adımımda değişim gösteren dayanım ve rijitlik özelliklerini modelledikten ve yer hareketinin rastgeleliğine bağlı stokastik kuvvetli hareket üretildikten sonra, bu elemanların oluşturduğu sistem bütünüünün yükleme süresince adım adım incelenmesi gerekir. Çözüm sırasında sistemin dinamik hareket denkleminde faydalanılacaktır. Ancak bir yapı sistemini oluşturan elemanların çokluğu ve farklı davranış özellikleri gözönünde bulundurulduğunda, önemli düzeyde hesap yükünün olduğu ve bu yükü hafifletmek amacıyla uygun bir indirgeme işleminin yapılması gerektiği açıktır.

Bu amaçla çalışmada geliştirilen bilgisayar programları, aşağıda açıklanan temel işlemlere dayanmaktadır.

5.1 Sistemin Hareket Denklemi

Zaman adımı içerisinde davranış özelliklerini eleman bazında belirlemiş olduğumuz taşıyıcı sistem, 3. Bölümde bahsedilmiş kuvvetli hareket deprem modeli altında Bölüm 4' deki çözüm mantığı ile analiz edilecektir. Dinamik deprem yükleri etkisindeki taşıyıcı sistemin hareket denklemi, doğrusal ve doğrusal olmayan rejime girmiş elemanların bileşenleri halinde d'Alembert ilkesi uyarınca başlangıçta,

$$[M] \cdot \{\ddot{r} + \ddot{U}_s\} + [C] \cdot \{\dot{r}\} + [K_{el} + G_* + S] \cdot \{r\} + [a_{pl}]^T \cdot \{Q_{pl}\} = 0 \quad (5.1)$$

biçiminde ifade edilir. Bu denklemde,

$$\{U\} \cdot \{r_s\} = \{r^0\} \quad (5.2)$$

olmak kaydıyla Şekil 2.1'de gösterilen rijit cisim yerdeğiştirme durumunu göstermektedir. Hareket denkleminde bulunan,

$\{r\}$: Sistemin tümüne ait göreceli ötelenme ve dönme serbestlik dereceleri vektörü,

$\{U\}$: Göreli bağımsız birim yerdeğiştirmelere bağlı rijit-cisim yerdeğiştirme vektörü,

$[M]$: Kütle matrisi,

$[C]$: Doğrusal viskoz sönüm matrisi,

$[K_{el}]$: Kiriş ve kolonlara ait elastik rijitlik matrisi,

$[G_*$: Geometrik rijitlik matrisi,

$[S]$: Perdelere ait elastik rijitlik matrisi,

$\{q_{el}\}$: Elastik iç serbestlik derecesine ait değişkenler (dönme ve öteleme) vektörü,

$\{q_{pl}\}$: Plastik iç serbestlik derecesine ait değişkenler (dönme ve öteleme) vektörü,

$\{Q_{el}\}$: Elastik elemanın eksenel kuvvet, burulma momenti ve uç moment vektörü,

$\{Q_{pl}\}$: Plastik elemanın uç moment vektörü,

$[a_{el}]$: Elastik iç serbestlik derecesinin global uygunluk matrisi,

$[a_{pl}]$: Plastik iç serbestlik derecesinin global uygunluk matrisidir.

Global yerdeğiştirme vektörü, $\{r\}$, tüm elemanların dış serbestlik derecelerinin bir araya getirilmiş halidir. Düğüm noktalarının rijit-cisim deplasmanları ise (5.2) ifadesinde tanımlandığı biçimdedir.

Sistemde yükleme sonucu doğrusal davranışlarını koruyan elemanlara ait uç dönmeleri ve eksenel şekildeğiştirmeler $\{q_{el}\}$ vektöründe ifade edilirlerken, çatlama yada akma sonucunda doğrusal olmayan şekildeğiştirmelere uğramış ve plastikleşmiş elemanların uç dönmeleri $\{q_{pl}\}$ vektöründe bulunmaktadır.

Global uygunluk ifadeleri kullanılarak, elastik ve plastik elemanlara ait iç serbestlik derecelerinin hızları ile

$$\{\dot{q}_{el}\} = [a_{el}] \cdot \{\dot{r}_{el}\} \quad (5.3)$$

$$\{\dot{q}_{pl}\} = [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}_{pl}\} \quad (5.4)$$

ilişkisi yazılır. $[a_{el}]$ ve $[a_{pl}]$ global uygunluk matrisleri, yerel uygunluk ifadelerinden üretilmişlerdir. Bünye denklemlerine bağlı olarak $\{Q_{el}\}$ ve $\{Q_{pl}\}$ nin zamana göre değişimleri ise,

$$\{\dot{Q}_{el}\} = [k_{el}] \cdot \{\dot{q}_{el}\} \quad (5.5)$$

$$\{\dot{Q}_{pl}\} = [k_{pl}(\tilde{Q}_{pl}, \tilde{q}_{pl}, \tilde{p}_{pl})] \cdot \{\dot{q}_{pl}\} \quad (5.6)$$

şeklindedir. $[k_{el}]$ blok matrisi önceki yerel rijitlik ifadeleri (2.53), (2.54) ve (2.55) bağıntılarından faydalanılarak, $ei^y(\xi, t) \equiv ei_0$ ve $ei^z(\xi, t) \equiv ei_0$ için elde edilen elastik iç serbestlik derecesinden oluşan rijitlik matrisidir. $\{p_{pl}\}$ vektörü, plastikleşmiş elemanlardan gelen ek durum değişkenlerinin toplamı olup (2.50), (2.51a) ve (2.51b) denklemlerindeki tanımlar yardımıyla,

$$\{\dot{p}_{pl}\} = \{f_{pl}(\tilde{Q}_{pl}, \tilde{q}_{pl}, \tilde{p}_{pl})\} \quad (5.7)$$

şeklinde ifade edilir. $[M]$ ve $[G]$ matrisleri yerel boyutta yazılmış (2.60) ve (2.61) denklemlerinden genelleştirilecektir.

Tüm elastik iç serbestlik derecelerinden oluşan $[K_{el}]$ global rijitlik matrisi ise,

$$[K_{el}] = [a_{el}]^T \cdot [k_{el}] \cdot [a_{el}] \quad (5.8)$$

ifadesiyle elde edilir.

Sistem henüz küçük salınımlar altında histeretik bir davranış içerisine girmemişken sistemdeki enerji azalmasını lineer viskoz sönüm terimi ile ifade etmek mümkündür. Modal sönüm oranları $\xi_1, \xi_2, \dots, \xi_m$ olmak kaydıyla, sistemin global sönüm matrisi **Caughey (1960)** sönüm modeliyle türetilebilir.

$$C = [M] \cdot \sum_{n=0}^{m-1} a_n [(K_{el,0} + G_* + S) \cdot M^{-1}]^n \quad (5.9)$$

$$\xi_i = \frac{1}{2} \sum_{n=0}^{m-1} a_n \omega_{i,0}^{2n-1} \quad i=1, 2, \dots, r \quad (5.10)$$

Seri açılımındaki $a_0, a_1, \dots, a_{m-1}$ katsayıları, (5.10) bağıntısındaki m adet cebrik denklemden, tanımlanmış ξ_i değerleri için (örneğin $\xi_i=0.05$) elde edilir. Böylelikle $[C]$ matrisi m adet mod için (5.9) ifadesiyle yeniden düzeltilerek belirlenir. Bu bağlamda geri kalan $i=(m+1), (m+2), \dots, r$ mod için olan sönüm oranları, önceden belirlenmiş a_n katsayılarının sabitlenmesiyle (5.10) bağıntısından belirlenir.

Burada görülen $[K_{el,0}]$ diyagonal matrisi, tüm elemanlar elastik davrandığında $[K_{el}]$ global rijitlik matrisinin değerini göstermektedir. $\omega_{i,0}$ ise sistem rijitlik matrisi $[K_{el,0}+G_*+S]$ olmak kaydıyla sistemin i . açısal frekansıdır.

Sistem 3. Bölümde (3.1) ve (3.14) denklemleriyle ifade edilen Kanai-Tajimi filtresinden geçirilmiş beyaz gürültü etkisinde analiz edilecek olursa, sistem denklemleri ve filtre denklemi,

$$\{\dot{q}\}^T \{Q\} = -\{\dot{r}\}^T [M] \{\ddot{r} + \{U\} \{\ddot{r}_0 + \ddot{r}_b\}\} \quad (5.11a)$$

$$[M] \{\ddot{r}\} + [a]^T \{Q\} = [M] \{U\} (2\zeta_0 \omega_0 \dot{r}_0 + \omega_0^2 r_0) \quad (5.11b)$$

$$\ddot{r}_0 + 2\zeta_0 \omega_0 \dot{r}_0 + \omega_0^2 r_0 = -\ddot{r}_b \quad (5.11c)$$

halini alır. Beyaz gürültü etkisinde taşıyıcı sistemin dinamik hareket denklemi, 4. Bölümde (4.1) ve (4.6) bağıntılarıyla tanımlanmış olan 1. dereceden eşdeğer Itô diferansiyel denklemi şeklinde aşağıdaki gibi yazılır.

$$d\{X(t)\} = \{F\{X\}\}dt + [G(t)] \cdot d\{W(t)\} \quad (5.12)$$

Burada durum vektörü

$$\{X\}^T = \{\{r\} \quad \{\dot{r}\} \quad r_0 \quad \dot{r}_0 \quad \{Q_{pl}\} \quad \{p_{pl}\}\}^T \quad (5.13a)$$

ile ifade edilir. Sistem dinamiğini tanımlayan $\{F\{X\}\}$ öteleme vektörü, sistem hareket denkleminin yola çıkılarak,

$$\{F\{X\}\} = [A\{X\}] \cdot \{X\} + [K(\{Q_{pl}\}, [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}\}, \{p_{pl}\})] \cdot [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}\} \quad (5.13b)$$

gibi yazılabilir. Burada,

$$A(X) = \begin{bmatrix} \tilde{0} & \mathbf{I} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \\ -[M]^{-1}[K_{el} + G_* + S] & -[M]^{-1}[C] & \omega_0^2 \{U\} & 2\zeta_0 \omega_0 \{U\} & -[M]^{-1}[a_{pl}]^T & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & 0 & 1 & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & -\omega_0^2 & -2\zeta_0 \omega_0 & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \\ \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} & \tilde{0} \end{bmatrix} \quad (5.13c)$$

$$[K(\{Q_{pl}\}, [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}\}, \{p_{pl}\})] \cdot [a_{pl}] \cdot \{\dot{r}\} = \begin{bmatrix} \tilde{0} \\ \tilde{0} \\ 0 \\ 0 \\ [k_{pl}(\tilde{Q}_{pl}, \tilde{a}_{pl} \cdot \tilde{r}, \tilde{p}_{pl})] \cdot \tilde{a}_{pl} \cdot \tilde{r} \\ \{f_{pl}(\tilde{Q}_{pl}, \tilde{a}_{pl} \cdot \tilde{r}, \tilde{p}_{pl})\} \end{bmatrix} \quad (5.13d)$$

$$[G(t)] = [\tilde{0} \quad \tilde{0} \quad 0 \quad -\beta(t) \quad \tilde{0} \quad \tilde{0}]^T \quad (5.13e)$$

$\{F\{X\}\}$ öteleme vektörü, $\{X(t)\}$ durum vektörüne doğrusal olarak bağlıdır ancak uygunluk matrisi $[a]$ dan ve rijitlik matrisi $[K]$ dan bağımsızdır. Yayılım matrisi $[G(t)]$ ise $\{X(t)\}$ den bağımsızdır.

Simetri koşulundan,

$$\left. \begin{aligned} [K(X)] &= [K(-X)] \\ [a(X)] &= [a(-X)] \end{aligned} \right\} \Rightarrow \{F(X)\} = \{F(-X)\} \quad (5.14)$$

Bu durum ise, 4. Bölümdeki (4.28) ve (4.29) bağıntılarında da görüleceği üzere, durum değişkenlerinin tek dereceli olanlarının ortalama değerlerini ve bileşik istatistik momentlerini sıfıra götürür. 1. dereceden eşdeğer Itô diferansiyel denklemi şeklinde yazılmış sistemin diferansiyel denklemleri böylelikle sayısal olarak yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetler olan,

$$\{q\} = \begin{bmatrix} \tilde{\theta} \\ u \end{bmatrix} \quad \{Q\} = \begin{bmatrix} \tilde{M} \\ N \end{bmatrix} \quad (5.15)$$

için 4. mertebeden Runge-Kutta yöntemiyle sayısal olarak çözülmüş olacaktır.

5.2 Sistem İndirgemesi

Global sistem karşılığının (5.12) ve (5.13) ifadelerinin çözümlerinden bulunması için, durum vektörü $\{X(t)\}$ nin boyutuna bağlı olan serbestlik derecesini azaltmak amacıyla, **Mørk ve Nielsen (1990)** tarafından geliştirilmiş, hasarsız yapının modlarının sınırlı sayıda seri açılımı şeklinde bir indirgeme metodu kullanılmıştır. Öz vektör açılımı sadece dış serbestlik dereceleri ile ilgilidir. Çevirimi kontrol eden iç serbestlik derecelerinin doğrusal olmayan tanımlanışları aynen korunmuştur.

N boyutlu $r(t)$ sistem karşılığı, Φ modal matris ve $y(t)$ 'de modal koordinatlar yada diğer bir deyişle genelleştirilmiş yerdeğiştirmeler vektörü olmak kaydıyla Rayleigh-Ritz çözümlemesine uygun olarak,

$$\{r(t)\} \cong \{\Phi\}^1 \cdot y_1(t) + \{\Phi\}^2 \cdot y_2(t) + \dots + \{\Phi\}^n \cdot y_n(t) = [\Phi] \cdot \{y(t)\} \quad n \leq N \quad (5.16)$$

yazılır. Başlangıçta modal matris $[\Phi]$,

$$[\Phi] = [\{\Phi\}^1 \ \{\Phi\}^2 \ \dots \ \{\Phi\}^n] \quad (5.17)$$

özdeğer probleminde Jacobi iterasyonu ile elde edilir.

$$[K_{el} + G_* + S] \cdot \{\Phi\}^i = \omega_{i,0}^2 \cdot [M] \cdot \{\Phi\}^i \quad i=1,2,\dots,n \quad (5.18)$$

Burada N global yerdeğiştirme vektörü $\{r\}$ nin boyutu olmak kaydıyla, (5.18) ifadesi n adet özfrekans için Jacobi iterasyonu ile çözülürse, sonuçta $[M]$ kütle matrisine göre ortogonal olan $(\omega_1^2, \{\Phi\}^1)$, $(\omega_2^2, \{\Phi\}^2)$, ..., $(\omega_n^2, \{\Phi\}^n)$ elde edilmiş olur. $\{\Phi\}$ 'ler kütle matrisi $[M]$ 'ye göre normalize edildiğinde ise ortonormal modlar olan $\{\bar{\Phi}\}$ ler elde edilmiş olur. Dolayısıyla,

$$\{\bar{\Phi}\}^{iT} [M] \cdot \{\bar{\Phi}\}^j = \begin{cases} 1, & i = j \\ 0, & i \neq j \end{cases} \quad (5.19a)$$

$$\{\bar{\Phi}\}^{iT} [K] \cdot \{\bar{\Phi}\}^j = \begin{cases} \omega_i^2, & i = j \\ 0, & i \neq j \end{cases} \quad (5.19b)$$

$$\{\bar{\Phi}\}^{iT} [C] \cdot \{\bar{\Phi}\}^j = \begin{cases} 2\xi_i \omega_i, & i = j \\ 0, & i \neq j \end{cases} \quad (5.19c)$$

ifadeleri yazılır. (5.19) bağıntılarında görülen ω_i ve ξ_i sırasıyla i . moda ait özfrekans ve sönüm katsayısıdır.

Hareket denklemindeki diferansiyel denklem sayısını azaltmak amacıyla, dinamik hareket $n \leq N$ adet modla sınırlandırıldığında, yeni durum itibariyle yerdeğiştirme vektörü ilk n mod için $\{y_I\}^T = [y_1 \quad \dots \quad y_n]$ biçiminde bir alt vektör olarak yazılabilir. Geriye kalan $(N-n)$ mod, ihmal edilir düzeyde eylemsizlik ve sönüm etkisini içermektedir ($\ddot{y}_i \approx \dot{y}_i \approx 0, i = n+1, \dots, N$).

Bu modal koordinatlar da $\{y_{II}\}^T = [y_{n+1} \quad \dots \quad y_N]$ alt vektöründe toplanabilir. Böylelikle,

$$\{y\} = \begin{Bmatrix} \{y_I\} \\ \{y_{II}\} \end{Bmatrix} \quad \{\Phi\} = \begin{Bmatrix} \{\Phi_I\} \\ \{\Phi_{II}\} \end{Bmatrix} \quad (5.20)$$

parçalarına ayrılmış olur.

Diğer yandan, genelleştirilmiş kuvvetler olan $\{Q\}$ vektörü de benzer biçimde bünyesinde önemli derecede doğrusal olmayan davranışı barındıran $\{Q_I\}$ ile doğrusal elastik davranışı ve ihmal edilir mertebede doğrusal olmayan davranışı barındıran $\{Q_{II}\}$ parçalarına ayrıldığı varsayılabilir. Bu alt vektörler, genelleştirilmiş yerdeğiştirmeler olan $\{q_I\}$ ve $\{q_{II}\}$ ye karşı gelmektedir. $\{Q_I\}$ ve $\{q_{II}\}$ in boyutları $m \leq M$ şeklindedir.

Bu durumda bünye ifadeleride aşağıda görüldüğü biçimde yazılabilir.

$$\begin{Bmatrix} \tilde{q}_I \\ \tilde{q}_{II} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \tilde{a}_I \\ \tilde{a}_{II} \end{Bmatrix} \cdot \{r\} \quad \begin{Bmatrix} \tilde{Q}_I \\ \tilde{Q}_{II} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} [K_I(\tilde{Q}_I, \tilde{q}_I)] \cdot \tilde{q}_I \\ [K_{II}] \cdot \tilde{q}_{II} \end{Bmatrix} \quad (5.21)$$

$[K_I(\tilde{Q}_I, \tilde{q}_I)]$ doğrusal olmayan duruma ait gerilme bileşenlerinin, zaman adımındaki duruma bağlı değişken rijitlik matrisidir. $[K_{II}]$ ise doğrusal elastik duruma ait rijitlik matrisidir. (5.21) bağıntılarındaki elastik parçalar kolay bir biçimde integre edilerek,

$$\{Q_{II}\} = [K_{II}] \cdot [a_{II}] \cdot \{r\} \quad (5.22)$$

İfadesine ulaşılır. Doğrusal olmayan davranışı ifade eden ilk parçaya ait bünye ifadesi ise,

$$\{\dot{Q}_I\} = [K_I(\{Q_I\}, [a_I] \cdot \{\bar{\Phi}_I \dot{y}_I + \bar{\Phi}_{II} \dot{y}_{II}\})] \cdot [a_I] \cdot \{\bar{\Phi}_I \dot{y}_I + \bar{\Phi}_{II} \dot{y}_{II}\} \quad (5.23)$$

şeklinde yazılır. (5.15), (5.19) ve (5.20) ifadeleri kullanılarak sistemin hareket denklemi,

$$\{\ddot{y}_I\} + [c_I] \cdot \{\dot{y}_I\} + \{\bar{\Phi}_I\}^T [a_I]^T [K_I] \cdot [a_I] \cdot \{\bar{\Phi}_I y_I + \bar{\Phi}_{II} y_{II}\} + \{\bar{\Phi}_I\}^T [a_I]^T \{Q_I\} = \{\bar{\Phi}_I\}^T \{f(t)\} \quad (5.24a)$$

$$[c_I] = \{\bar{\Phi}_I\}^T [C] \{\bar{\Phi}_I\} \quad (5.24b)$$

$$\{\bar{\Phi}_{II}\}^T [a_{II}]^T [K_{II}] \cdot [a_{II}] \cdot \{\bar{\Phi}_I y_I + \bar{\Phi}_{II} y_{II}\} + \{\bar{\Phi}_{II}\}^T [a_{II}]^T \{Q_{II}\} = \{\bar{\Phi}_{II}\}^T \{f(t)\} \quad (5.25)$$

Burada (5.24) ifadesi dinamik serbestlik derecelerini barındırırken, (5.25) ifadesi ise yarı-statik (*quasi-static*) serbestlik derecelerini içermektedir. (5.25) denkleminde, $\{y_{II}\}$ statik modal değerleri aşağıdaki gibi elde edilir.

$$\{y_{II}\} = \left(\{\bar{\Phi}_{II}\}^T [a_{II}]^T [K_{II}] \cdot [a_{II}] \cdot \{\bar{\Phi}_{II}\} \right)^{-1} \times \left(-\{\bar{\Phi}_{II}\}^T [a_{II}]^T [K_{II}] \cdot [a_{II}] \cdot \{\bar{\Phi}_I\} \cdot \{y_I\} - \{\bar{\Phi}_I\}^T [a_I]^T \{Q_I\} + \{\bar{\Phi}_{II}\}^T \{f(t)\} \right) \quad (5.26)$$

(5.26) ifadesi, (5.23) ve (5.24) denklemlerinde yerine konulursa, $\{y_I\}$ ve $\{Q_I\}$ değerlerini belirleyebilmek için $2n+m$ boyutunda birinci mertebeden eşdeğer diferansiyel denklemler dizisi artıksız formüle edilir. Bunun için sistemin tüm modlarının bilinmesi gereklidir.

Bu çalışmada ise sadece $\{\bar{\Phi}_I\}$ özvektörünü elde etmek amacıyla, yarı-statik modal koordinatlar ihmal edilmiştir. Bu durumda (5.23) ve (5.24) ifadeleri aşağıdaki gibi olmaktadır.

$$\{\dot{Q}_I\} = [K_I(\{Q_I\}, [a_I] \cdot \{\bar{\Phi}_I\} \cdot \{\dot{y}_I\})] \cdot [a_I] \cdot \{\bar{\Phi}_I\} \cdot \{\dot{y}_I\} \quad (5.27)$$

$$\{\ddot{y}_I\} + [c_I] \cdot \{\dot{y}_I\} + [k_I] \cdot \{y_I\} + \{\bar{\Phi}_I\}^T [a_I]^T \{Q_I - Q_{I,el}\} = \{\bar{\Phi}_I\}^T \{f(t)\} \quad (5.28)$$

Burada,

$$[k_I] = \{\bar{\Phi}_I\}^T ([a_I]^T [K_{I,el}] \cdot [a_I] + [a_{II}]^T [K_{II}] \cdot [a_{II}]) \cdot \{\bar{\Phi}_I\} \quad (5.29)$$

$$\{Q_{I,el}\} = [K_{I,el}] \cdot [a_I] \cdot \{\bar{\Phi}_I\} \cdot \{y_I\} \quad (5.30)$$

olacak biçimde $\{Q_{I,el}\}$ genelleştirilmiş elastik kuvvetleri ve $[K_{I,el}]$ ise elastik rijitlik matrisini ifade etmektedir. $[k_I]$ diyagonal matrisi, ilk n adet sönümsüz özfrekansların karelerini içermektedir.

Yöntem, elasto-plastik sistemlere uygulanmıştır ve bu yöntem kullanılarak $(2N+M)$ adet durum değişkeni, $(2n+m)$ adede indirgenmiş olur.

5.3 Geliştirilen Bilgisayar Programı

Stokastik deprem yüklemesi altında betonarme perde ve çerçevelerden oluşan yapı sistemlerinin doğrusal olmayan dinamik çözümünü gerçekleştirebilmek doğrultusunda bir bilgisayar program paketi geliştirilmiştir.

Program paketi iki ana program grubundan oluşmaktadır. PREP isimli ilk program grubu, kuvvetli deprem hareketinde şiddetli genlikler bölgesinin başlamasından önce doğrusal davranan yapı sisteminin dinamik özelliklerinin belirlenmesine ve yer hareketinin tanıtılmasının sağlanmasına olanak tanır. Doğrusal olan ilk aşamanın çözümünde daha önceki araştırmacıların geliştirdikleri program parçalarından faydalanabilmek amacıyla, PREP programı FORTRAN kodlama dilinde yazılmış, nispeten büyük yapı sistemlerini çözümleyebilmek için gereken bellek sorununu da engellemek amacıyla FORTRAN-Developer Studio programı kullanılmıştır.

İkinci program grubu olan SAR-CFW, birinci program grubunun çıkış bilgilerini giriş bilgisi olarak kullanan ve doğrusal olmayan analizin yapıldığı gruptur. Hesap yükünün oldukça yoğun olduğu bu program ise DELPHI-3 kodlama dilinde yazılmıştır.

5.3.1 PREP Program Grubu

PREP program grubu, toplam 23 adet alt programdan (*subroutine*) oluşmaktadır. Yapı sisteminin hasarsız haline ait tüm özellikleri bu programa tanıtılır. Giriş bilgisi olarak verilmesi gereken bilgiler Tablo 5.1' de sunulmuştur.

Tanımlanan sistem ve kesit özelliklerinden yola çıkarak, önce elemanlara ait kütle $[m_e]$ ve rijitlik matrisleri $[k_e]$, $[k_{b,e}]$ ve $[S]$ oluşturulur. Eğer P- δ etkileri dikkate alınmak istenirse bu durumda geometrik rijitlik matrisi $[g_e]$ de üretilir. Daha sonra bu matrisler global hale dönüştürülür $[K_{el}]$ ve yapıya ait sistem rijitlik matrisi, bilgisayar bellek kapasitesinin daha etkin kullanılabilmesi amacıyla tek boyutlu bir dizi haline getirilir. Gerek görülen mod sayısı N için özdeğer problemi çözülür.

Tablo 5.1. PREP Programı Giriş Bilgileri

SİSTEM BİLGİLERİ	KESİT BİLGİLERİ	YÜK BİLGİLERİ	
- Eleman sayısı - Düğüm noktası sayısı - Farklı tipte eleman sayısı - Düğüm noktası koordinatları - Sınır koşulları - Yapısal sönüm oranı, ξ - Hesaplanacak mod sayısı	$E_c, \nu, \gamma_c, \sigma_c$ A, h $I_x, I_{y,uc}, I_{z,uc}, I_{y,cr}, I_{z,cr}$ $\delta^\pm, \gamma^\pm, y^\pm, \varepsilon$ $M_{y,0}^{\pm,y}, M_{y,0}^{\pm,z}$ $V_c, V_y, V_u, \delta_y, \delta_u$ - P-δ dikkate alınacak mı?	Deprem Kaydı	- Kayıt Süresi Δt $a_{max}, \sigma(a_{max})$ $t_{a,max}, \sigma(t_{a,max})$
		Beyaz Gürültü	- Benzeşim Süresi - Efektif Süre ω_0, ζ_0
			- Benzeşim Sayısı - Deprem Yönü

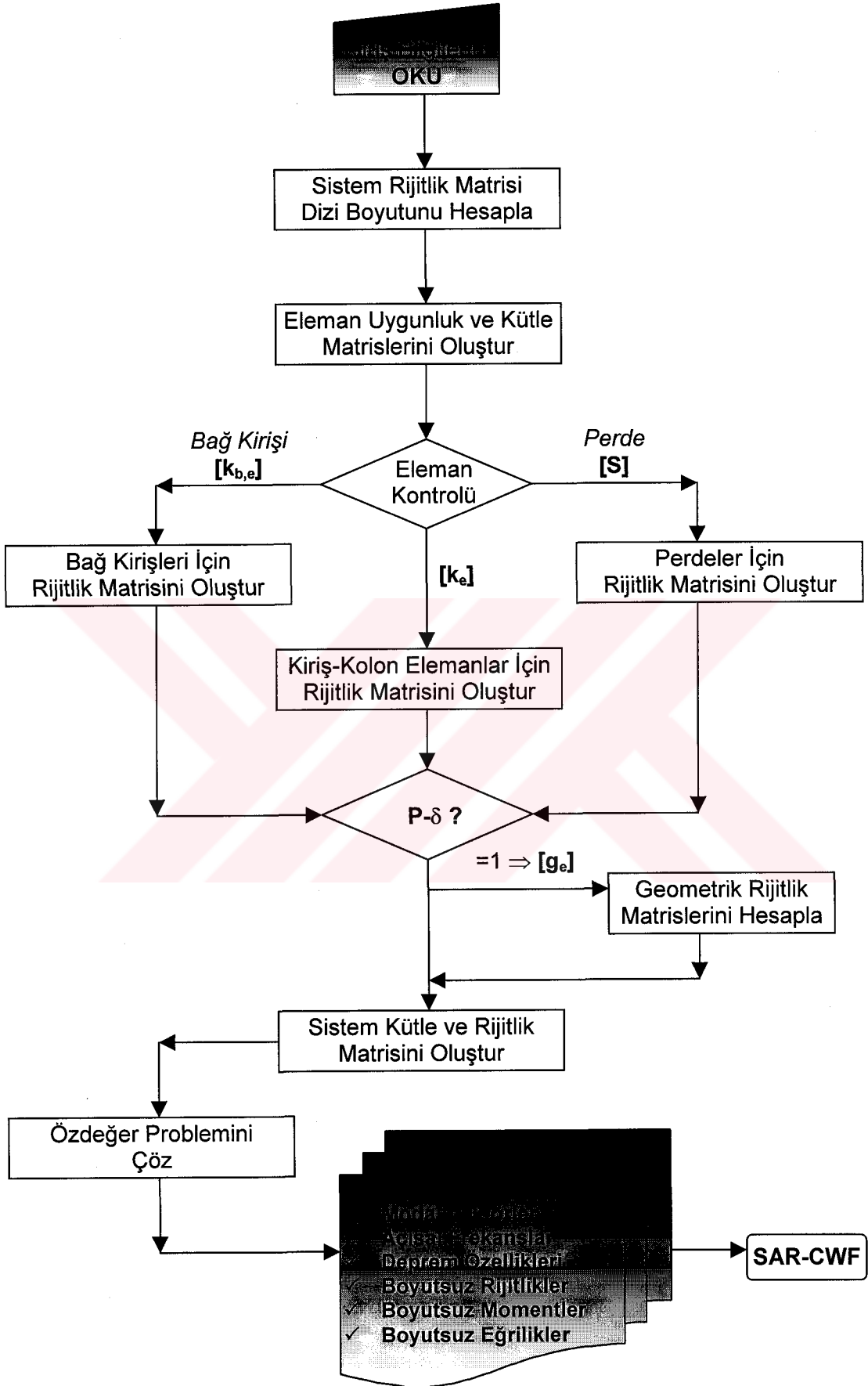
(*)

Diğer yandan, SAR-CWF programında kullanabilmek üzere kesitlerdeki Şekil 2.6'da tanımlanan kontrol noktaları için sırasıyla y ve z eksenlerine göre eksenel kuvvetin etkisinin dikkate alınmasıyla hesaplanan $M_y^\pm$ eğilme momentleri ve bunlara karşı gelen başlangıç eğrilikleri $\kappa_y^\pm$, değerleri bulunur.

Eğilme etkileri için tanımlanan Roufaiel-Meyer çevirim iskeleti boyutsuz olarak modellenmiş olduğundan dolayı, tüm kontrol noktaları için hesaplanmış eğilme rijitlikleri, eğilme momentleri ve bunlara karşı gelen eğrilikler 2.Bölüm'de açıklandığı biçimde normalize edilerek boyutsuz hale getirilir.

PREP programına ait akış şeması Şekil 5.1' de sunulmuştur.

(*) Tablo 5.1'deki kesit bilgilerine ait değişkenler, semboller listesinde tanımlanmıştır.



Şekil 5.1. PREP Programı Akış Şeması

5.3.2 SAR-CWF Program Grubu

İkinci program grubu olan SAR-CWF, toplam 44 adet alt programdan (*procedure*) oluşmaktadır ve giriş bilgileri tamamen PREP programının çıkış bilgileridir.

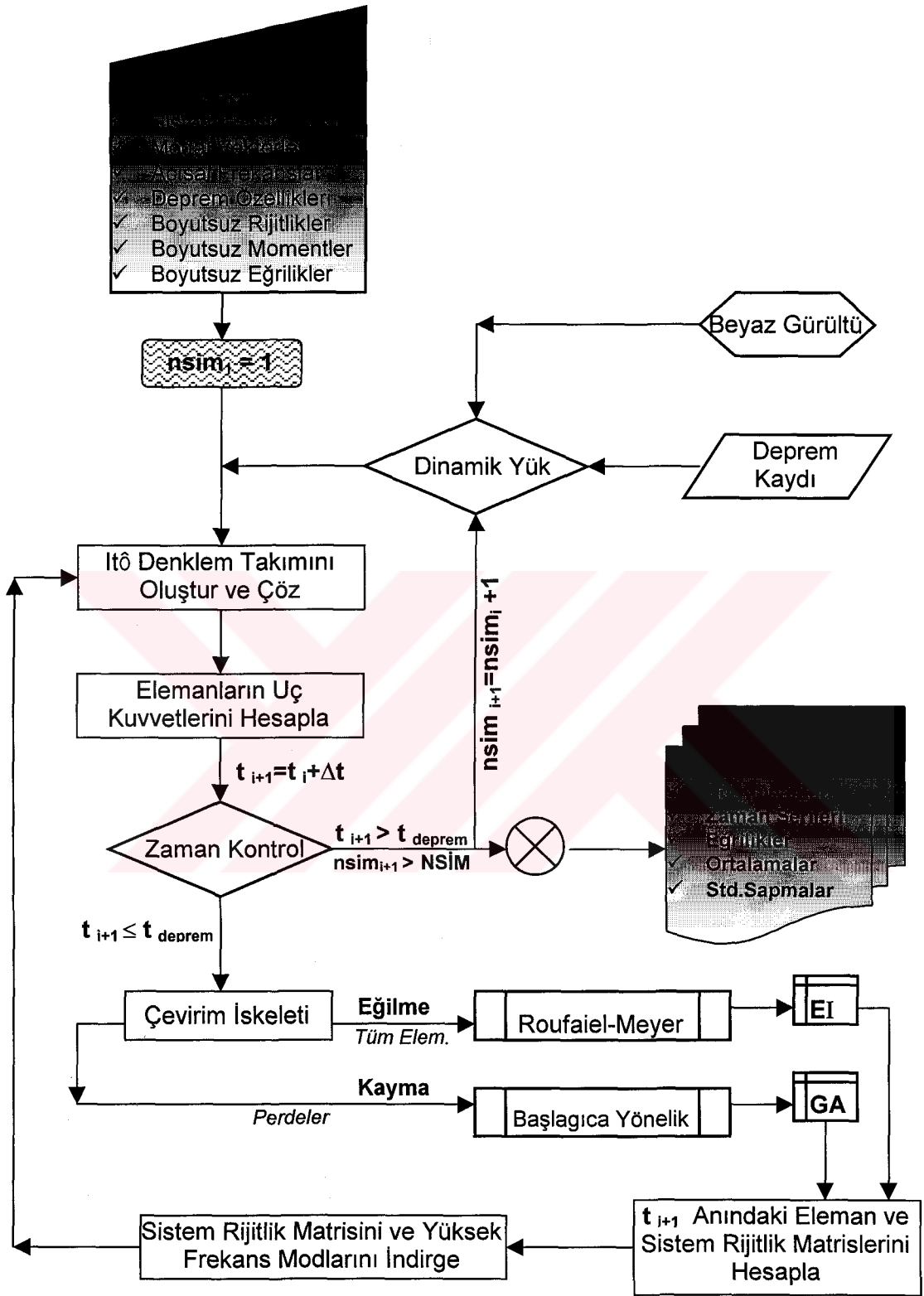
Yüklemenin başlamasıyla birlikte, elastik durumda olan sisteme ya mevcut bir kuvvetli hareket deprem kaydı, ya da beyaz gürültüden üretilmiş bir benzetilmiş kuvvetli deprem hareketi etkitilir. Doğrusal olmayan davranışların incelenmesi sırasında yapılan iterasyondaki zaman aralığı Δt , dinamik yüklemenin zaman aralığına ve (5.16) denklemindeki en yüksek frekanslı öteleme modunun periyodu $T_{n,0}$ 'ın 1/10 değerine bağlıdır. Ancak bu değer en çok 0.005 olmasına izin verilir. Diğer yandan çevirim iskeleti üzerinde eğriliğin hızı $\partial c / \partial t$ 'nin bağlı olarak Δt zaman aralığı yarıya indirilmektedir.

Her zaman adımında elemanların gerek eğilme, gerekse kayma için tanımlanmış olan çevirim iskeletleri üzerindeki pozisyonları saptanır. Betonarme perdelerde, özellikle kritik perde yüksekliği boyunca oluşabilecek plastik mafsalları kontrol edebilmek amacıyla, bu elemanlar en az 4 adet olmak kaydıyla alt parçalara bölünür ve her bir parça için kontroller yapılır.

Dinamik yüklerin etkisiyle çatlayan kiriş, bağ kirişi, kolon yada perde eleman için, çevirim iskeleti üzerinde tanımlanmış olan yeni eğilme yada kayma rijitliği değeri bulunarak, bu elemana ait değişmiş rijitlik matrisi elemanları daha önce bahsedilen indirgeme yöntemi uygulanarak hesaplanır. Yeni rijitlik matrisi terimleri, sistem rijitlik dizisindeki adresine yerleştirildikten sonra hasarlı durum için hareket denklemi çözülerek, eleman uç kuvvetlerine ulaşılır. Bir sonraki zaman adımı için ilgili dinamik yük altında sistem çözümlenerek iterasyona toplam yükleme süresince benzer biçimde devam edilir.

Sonuçta ilgilenilen elemanlara ait düğüm noktası yerdeğiştirmesi, dönmesi yada uç kuvvetine ait zaman kayıtları üretilir. Benzeşim sayısının yüksek tutulması sonucu yapılan stokastik çözümlerde ise, benzeşim sayısı kadar döngü sonucunda, bu elemanların ilgili yerdeğiştirme yada uç kuvvetlerinin toplum ortalamaları ve standart sapmaları hesaplanır. Ayrıca doğrusal olmayan davranış gösteren elemanlara ait çatlamanın başlama zamanı, süre sonundaki eğilme rijitliği, eğilme momenti ve karşı gelen eğrilik sünekliği değerleri yada bunlara ait toplum istatistikleri elde edilmiş olur.

SAR-CWF programına ait akış şeması Şekil 5.2' de sunulmuştur.



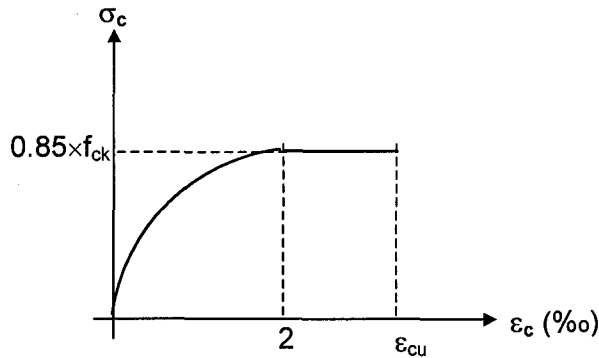
Şekil 5.2. SAR-CWF Programı Akış Şeması

5.3.3 KES-DON Programları

Roufaiel-Meyer geliştirilmiş çevirim iskeletinde en önemli giriş bilgilerinden biri, betonarme kesitlerin donatılarının ilk aktığı andaki taşıma güçlerinin (akma momenti) değeridir. $M_{y,0}^{\pm,y}$ ve $M_{y,0}^{\pm,z}$ ve bunlara karşı gelen eğrilik değerleri, kesit boyutlarına, malzeme kalitesine, donatı miktarına ve izin verilen en büyük şekildeğiştirme oranlarına bağlı olarak bulunur. Bu çalışmada, betonarme kesitlerin akma kapasitelerinin hesaplaması amacıyla FORTRAN-77 kodlama dilinde geliştirilmiş KES-DON1 ve KES-DON2 programları kullanılmıştır.

Programlardan ilki, gövde donatısı bulunmayan betonarme kesitler için uygulanırken, ikincisi gövde donatısına sahip betonarme perde kesitleri için kullanılmaktadır. Her iki durumda da kesit boyutları, donatı alanları, donatıların enkesit içindeki konumları, beton ve çeliğe ait malzeme kaliteleri, kesite etkiyen aksel kuvvet ve en büyük beton kısalmasına ait şekildeğiştirme oranı ϵ_{cu} bilinmekte ve programın giriş bilgilerini oluşturmaktadır.

Program, sünek davranış göstermesi düşünülen kolonun, çekmeli kırılma bölgesinde, verilen $N^{(s)}$ aksel kuvvetinin, N_r aksel kırılma yüküne eşit ya da çok küçük hata oranında yaklaşıncaya kadar ki ardışık yaklaşımına dayanmaktadır. Ardışık yaklaşım sağlandığında taşıma gücü momenti M_r ve karşı gelen eğrilik κ_r değerleri hesaplanır. N_r aksel kuvvetinin uygun bölgede olduğunu göstermek amacıyla, dengeli kırılmaya karşı gelen N_b aksel kuvveti de hesaplanıp, kontrol tamamlanır.



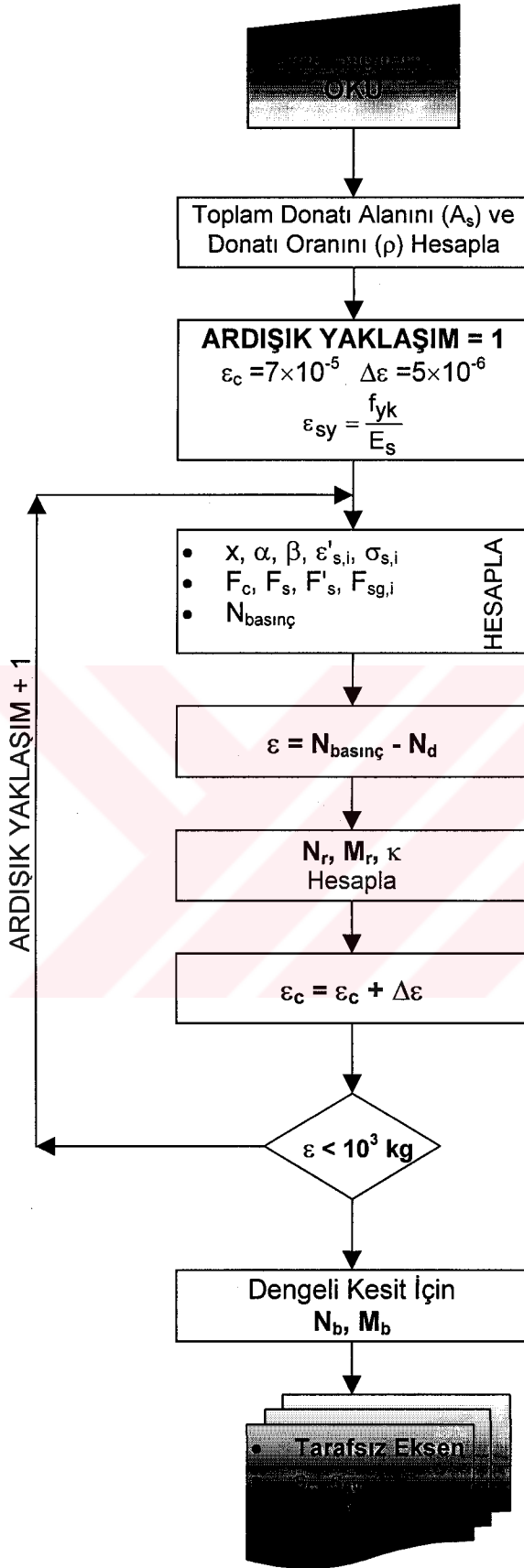
Şekil 5.3. Betonun Gerilme-Şekildeğiştirme İlişkisi

Şekil 5.3' de görülen parabol+dikdörtgen beton gerilme-şekildeğiştirme ilişkisi kullanılarak, başlangıçta beton şekildeğiştirmesinin değeri $\varepsilon_c = \text{‰} 0.07$ ve çeliğin aktığı durumda çekme bölgesindeki uzama değeri ε_{sy} değerinden başlayarak ardışık yaklaşımla kesite ait akma momenti ve buna karşı gelen eğrilik değeri hesaplanmaktadır. Ardışık yaklaşımda beton kısalması değeri, $\Delta\varepsilon = 5 \times 10^{-6}$ oranında adım adım arttırılmaktadır.

Diğer yandan, betonun limit kısalması ε_{cu} değeri için, çeşitli araştırmacılar betonarme kesitin sarılma donatısının miktarına ve sarılma biçimine bağlı olarak ‰ 4 den ‰ 10' a kadar değişik değerler alınabileceğini göstermişlerdir (**Sözen, 1974, Girgin, 1996, Çakıroğlu ve Karadoğan, 1997**). Bu çalışmada geliştirilen üçüncü örnek yapı için ε_{cu} değeri ‰ 4 alınmış ve ilgili kesitlerin eğilme momenti taşıma kapasitelerine ait hesaplar KES-DON programları kullanılarak belirlenmiştir.

KES-DON programlarına ait akış şeması Şekil 5.4' de sunulmuştur.





Şekil 5.4. KESDON Programları Akış Şeması

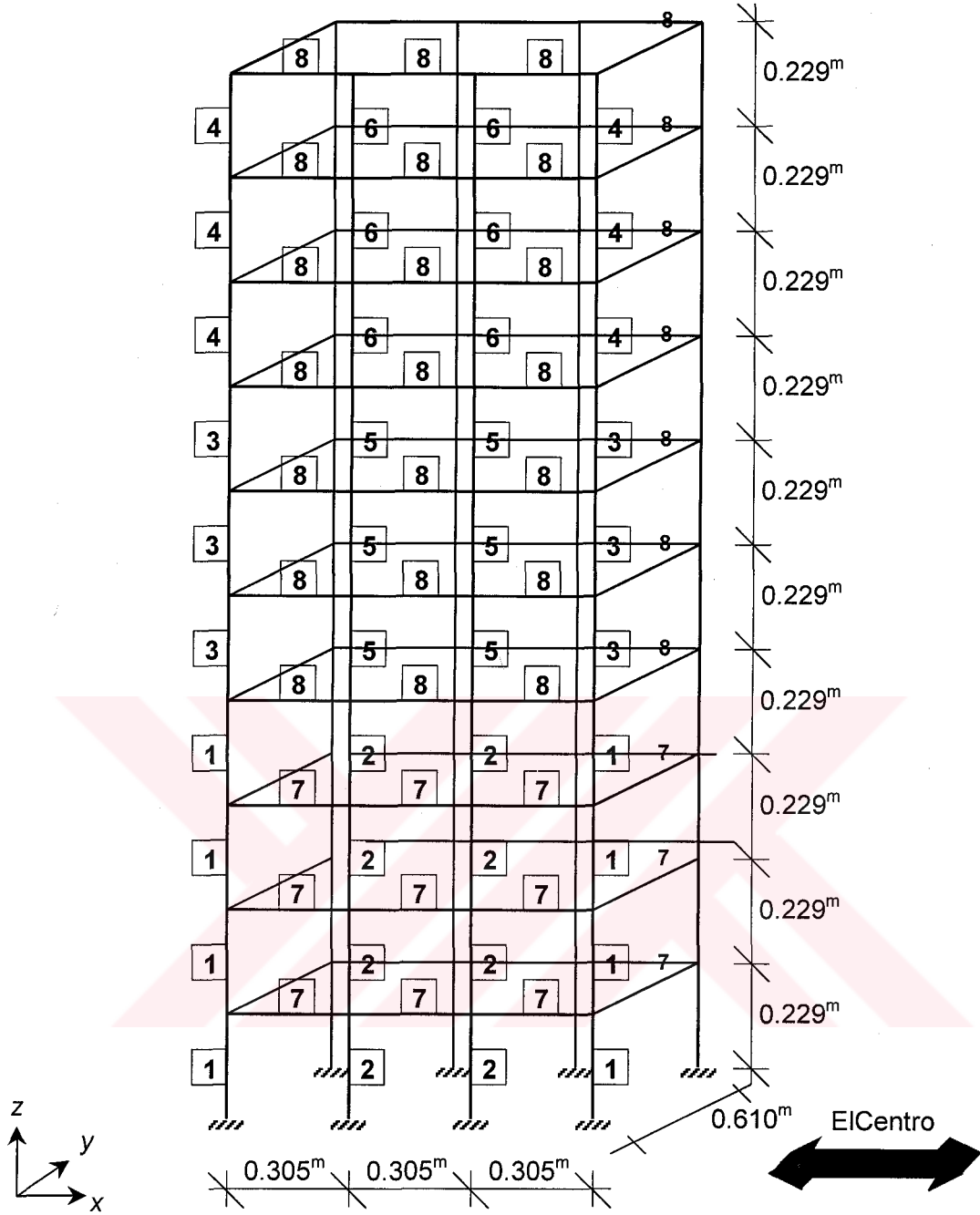
6. SAYISAL ÖRNEKLER

Bu çalışmada, perde ve çerçevelerden oluşan betonarme yapıların doğrusal olmayan davranışları deterministik ve stokastik açıdan incelenmek istenmiştir. Geliştirilen bilgisayar programının gerçek deprem hareketleri altında yapıların davranışlarını kestirmekteki yeteneğini göstermek açısından daha önce Illinois Üniversitesi-Urbana Champaign'de deneysel çalışmada kullanılmış ve sonuçları kaydedilmiş, 10 katlı betonarme çerçevelerden oluşan (1:10) ölçekli model yapı ile, A.B.D.-Japonya ortak araştırma projesi kapsamında 1981'de hazırlanan betonarme perde ve çerçevelerden oluşan 7 katlı Tsukuba'da denenmiş (1:1) ölçekli örnek yapı için program koşturulmuştur. Her iki yapı da, literatürde yer alan örnek deneysel çalışmalar olup, ilki laboratuarda sarsma tablası kullanılarak, ikincisi ise laboratuarda yarı-dinamik test edilmiş yapılardır. Çalışmada stokastik deprem yükleri altında, türetilen betonarme perde ve çerçeveli bir sistemin doğrusal olmayan stokastik davranışını incelemek üzere benzeşim sayısı yüksek olan üçüncü bir örnek yapı irdelenmiştir.

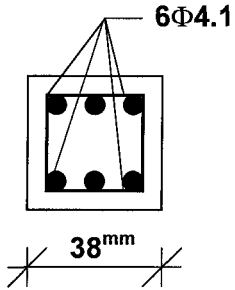
6.1. Sadece Çerçevelerden Oluşan Örnek Yapı

Şekil 6.1'de görülen 10 katlı ve 3 açıklıklı betonarme çerçeve sistem, **Çeçen (1979)** tarafından 1:10 ölçeğinde Illinois Üniversitesi laboratuvarlarında inşa edilmiş, tüm katlarda yükseklik aynı olmak kaydıyla toplam yüksekliği 2.29 m, kolon boyutları $0.038^m \times 0.051^m$ ve kiriş boyutları da $0.038^m/0.038^m$ olan bir model yapısıdır.

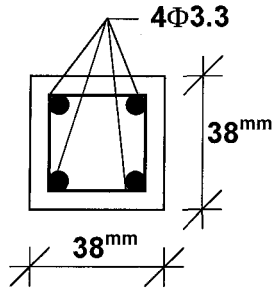
Sistemde betonarmenin birim hacim ağırlığı $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$, beton karakteristik basınç dayanımı $f_{ck}=30 \text{ MPa}$, çelik karakteristik dayanımı $f_{yk}=492 \text{ MPa}$ betonun elastisite modülü $E_c=2.0 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu=0.20$ ve yapısal sönüm oranı $\xi=0.035$ olarak alınmıştır. Tüm elemanlar simetrik olarak donatılmış olup, pozitif ve negatif eğilme durumlarına ait kesit özellikleri aynı değerdedir. Hesaplarda betonarme kesitlere ait özellikler Çeçen'in sunduğu değerler ile aynı alınmış ve Tablo 6.1'de sunulmuştur. Burada I_{eq} olarak tam çatlamış kesitin eylemsizlik momentinin alındığı ifade edilmiştir.



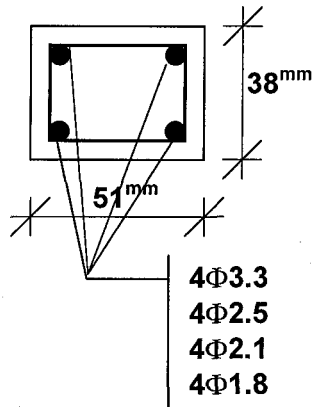
Kirişler: 7



Kirişler: 8



Kolonlar:



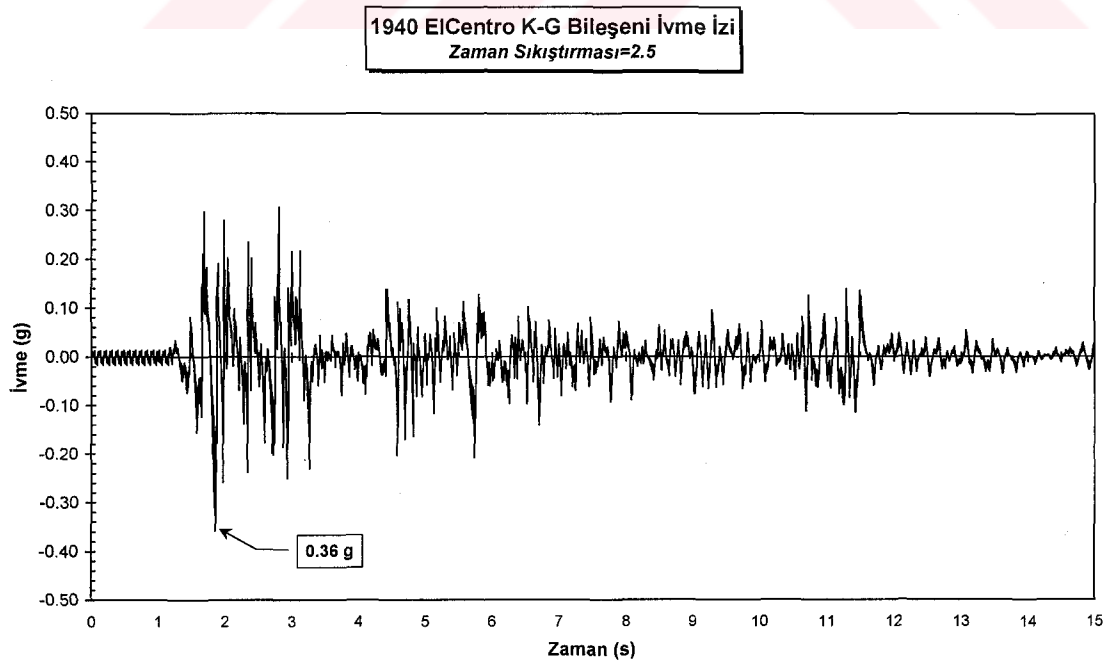
Şekil 6.1. 1.Örnek Yapıya Ait Özellikler

Tablo 6.1. Örnek Sisteme Ait Kesit Özellikleri (Çeçen, 1979)

Tip	I_{eg} ($\times 10^{-9} \text{ m}^4$)	I_{uc} ($\times 10^{-9} \text{ m}^4$)	A ($\times 10^{-3} \text{ m}^2$)	$\delta^* = \delta$	$\gamma^* = \gamma$	$M_y = M_x$ (Nm)
1	310	616	1.94	0.69	0.71	620
2	283	585	1.94	0.69	0.72	565
3	190	530	1.94	0.69	0.75	380
4	175	530	1.94	0.69	0.75	350
5	110	472	1.94	0.69	0.78	220
6	95	472	1.94	0.69	0.78	190
7	58	194	200	0.53	0.74	115
8	45	194	200	0.53	0.75	90

Deney sırasında katlara yerleştirilen kütleleri temsil etmek üzere 7 ve 8 eleman tipleriyle ifade edilen kirişlerin alanları Tablo 6.1'de görüldüğü biçimiyle gerçek değerlerinden yüksek alınmıştır (Kunnath ve Reinhorn, 1994).

Sisteme, 1940 tarihli Imperial Valley depreminin ElCentro Kuzey-Güney bileşenine ait kuvvetli hareket kaydı, zaman ekseninin 2.5 kat sıkıştırılması ile etkilmiştir. En büyük genlik değeri 0.36g olan bu depreme ait ivme izi Şekil 6.2'de görülmektedir.



Şekil 6.2. 1940 ElCentro Kaydı K-G Bileşeni İvme İzi

Sistemin dinamik analizinde zaman adımı 0.004 s olarak alınmıştır. Diğer yandan Şekil 2.6'daki kontrol noktalarının konumunu belirleyen ε parametresi 0.10, ilk adımdaki rijitlik oranı $s(x)=0.025$ ve dayanım düşüşü fonksiyonu parametreleri $e_0=26$ ve $e_1=12$ olarak alınmıştır (**Mørk ve Nielsen, 1991**).

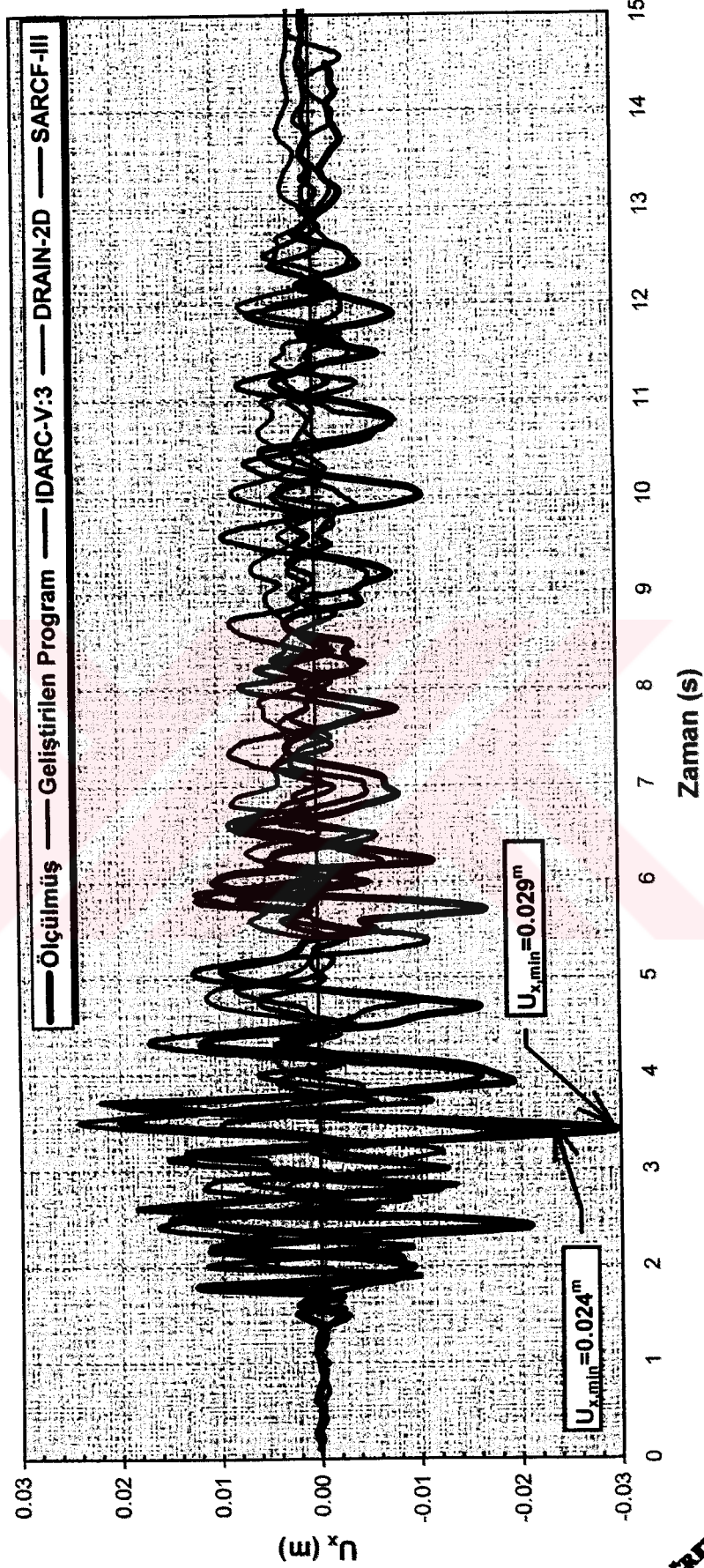
Gerek deney sonuçlarında, gerek çeşitli araştırmacıların aynı örnek sistem üzerinde yapmış oldukları çalışmalarda yapının dinamik davranışında birinci modunun hakim olduğunu ifade edilmektedir. Bu çalışmada hasarsız yapının birinci periyodu $T_{0,1}=0.79$ s ve ikinci periyodu da $T_{0,2}=0.44$ s olarak hesaplanmıştır. Deprem hareketi sonucunda hasar görmüş yapının mafsallaşmalar sonrasında birinci periyodu $T_1=1.18$ s ve ikinci periyodu da $T_2=0.66$ s olmuştur. Bu nedenle yükleme sırasında en üst katın yerdeğiştirme değerlerindeki değişim özellikle incelenmiş, deney sonuçlarıyla ve diğer araştırmacıların geliştirdiği bazı programlara ait sonuçlarla karşılaştırılmış ve elde edilen değerler Şekil 6.3' de gösterilmiştir.

Bu çalışmada geliştirilen program ile aynı yapıyı hesaplayan programlardan **Kunnath ve Reinhorn (1994)** tarafından geliştirilmiş olan IDARC, **Kaanan ve Powell (1973)** tarafından geliştirilen DRAIN-2D ve **Rodrigues-Gomez ve diğ.(1990)** tarafından geliştirilmiş olan SARCF-III sonuçları karşılaştırılıp incelendiğinde, geliştirilen programın yerdeğiştirmelerin en yüksek değere ulaşma zamanını ve değerini kestirmede oldukça başarılı olduğu görülmektedir. Ayrıca deneyde kaydedilen yerdeğiştirme salınımları, aynı işaretli olarak da bazı değerler için üst üste gelecek şekilde izlenebilmektedir.

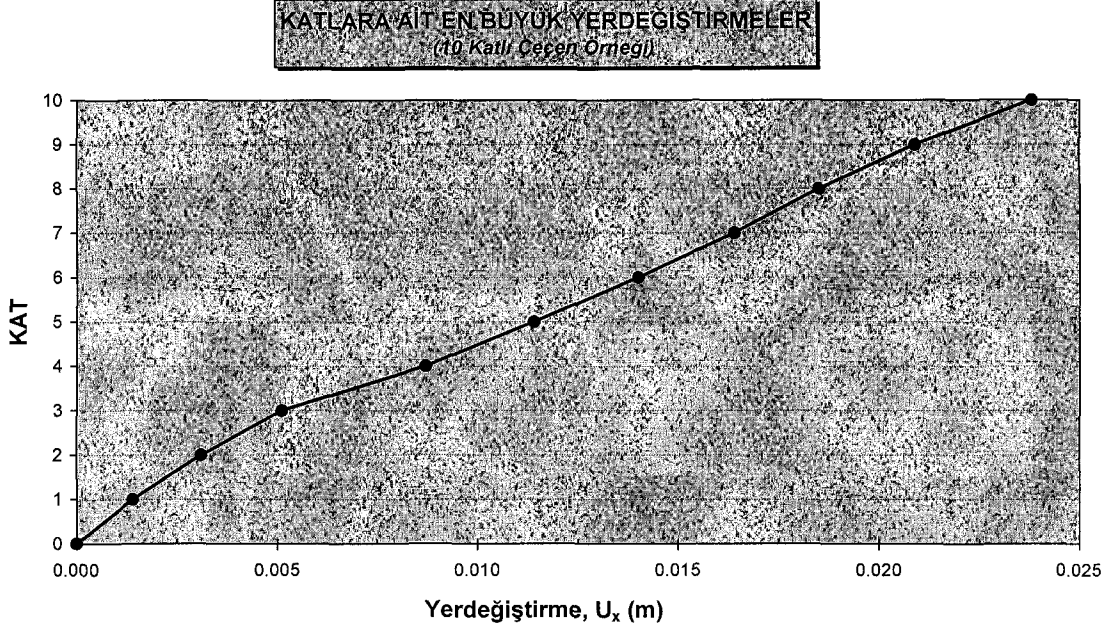
Diğer yandan, x çerçeve doğrultusundaki deprem hareketi sırasında en üst kata ait y doğrultusundaki yerdeğiştirme değerlerinin x doğrultusuna göre %10 seviyesinde kalması, sisteme etkiyen deprem doğrultusundaki çerçeve davranışından kaynaklanmaktadır. Yapılan hesaplar sonucunda y doğrultusu için maksimum mutlak yerdeğiştirme değeri 2.4 mm dir. Bu nedenle diğer katlar için sadece x doğrultusundaki yerdeğiştirmeler incelenmiş olup, tüm katlara ait yerdeğiştirmelerin en büyük değerlerine ait yerdeğiştirme değerleri kat seviyeleri ile beraber toplam yapı yüksekliği boyunca Şekil 6.4'de sunulmuştur

EN ÜST KAT YERDEĞİŞTİRME DEĞİŞİMİ

10 Katlı Çeçen Örneği



Şekil 6.3. En Üst Kat Yerdeğiştirme -Zaman Kaydı



Şekil 6.4. Tüm Yapıya Ait En Büyük Yerdeğiştirmeler

Deprem yüklemeleri sonucunda hasar görmüş yapı sistemlerinin bütününde, yerel düzeyde elemanların rijitlik ve dayanım kayıplarının yol açtığı hasarı gösterebilmek amacıyla **DiPasquale ve Çakmak (1992)** tarafından geliştirilmiş ve deneysel çalışmaların sonuçları ile **Köylüoğlu ve diğ.(1995)**, **Skjærbæk ve diğ.(1996)** tarafından incelenmiş "modal maksimum rijitlik yumuşaması hasar göstergesi" (*modal maximum softening damage indicator*) tanımlanmıştır. Bu gösterge, hasar görmemiş doğrusal yapının j nci periyodu $T_{0,j}$ nin yükleme sonrası doğrusal olmayan davranış gösteren hasar görmüş yapının j nci periyodu $T_j(t)$ ile ilişkisi üzerine geliştirilmiştir. Buna göre m incelenen mod sayısı ve i yapılan benzeşimin döngü sayısı olmak üzere,

$$d_j^{(i)} = 1 - \frac{T_{0,j}}{T_j(t)} \quad j=1, 2, \dots, m \quad (6.1)$$

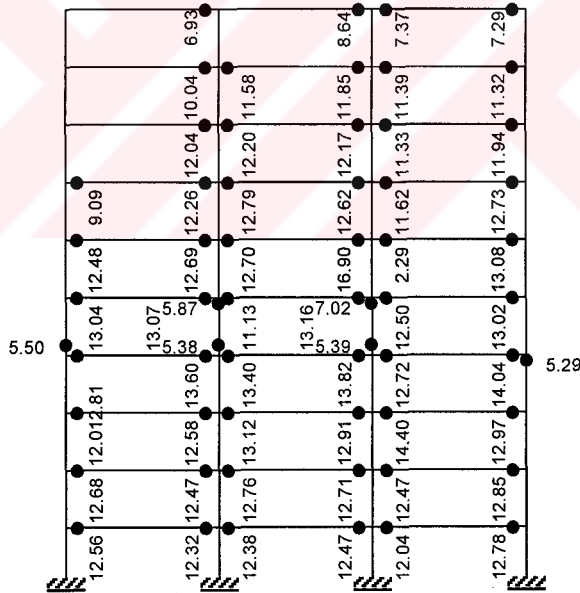
modal maksimum yumuşama hasar göstergesi tanımlanmış olur. Sayısal değeri 0 ile 1 arasında değişen $d_j^{(i)}$ değerinin 0 olması, yapıda herhangi bir hasarın oluşmadığına, bu değerin 1 olması ise rijitliğin tamamen kaybolduğuna, diğer bir deyişle toptan göçmeye işaret etmektedir. Kuşkusuz $d_j^{(i)}$ nin fiziksel olarak mutlak sıfır olması mümkün değildir.

İncelenen örnek model yapı için ilk iki mod çözümlemesinden elde edilen yapı periyotları (6.1) bağıntısı ile irdelenirse,

$$d_1^{(1)} = 1 - \frac{0.79}{1.18} = 0.33 \quad \text{ve} \quad d_2^{(1)} = 1 - \frac{0.44}{0.66} = 0.33$$

modal maksimum yumuşama hasar göstergeleri hesaplanmış olur. Bu değerlerin orta hasarlı yapıyı belirttiği ifade edilmiştir. Geliştirmiş olduğu SARCOF isimli programla çalışmasında aynı örneği incelemiş olan **Mørk (1992)**, birinci mod çözümüne ait modal maksimum yumuşama hasar göstergesinin değerini $d_1=0.29$ olarak hesaplamıştır.

Yükleme sonucunda tüm elemanlar çatlamış olup, toplam 160 elemanın çeşitli kontrol bölgelerine ve eksenlerine ait 130 adet noktada çevirime girmiştir. Oluşan plastik mafsallar ve eğrilik sünekliği değerleri sadece tek bir çerçeve üzerinde Şekil 6.5' de görülmektedir.



Şekil 6.5. Yapıda Oluşan Plastik Mafsallar ve Eğrilik Sünekliği Değerleri

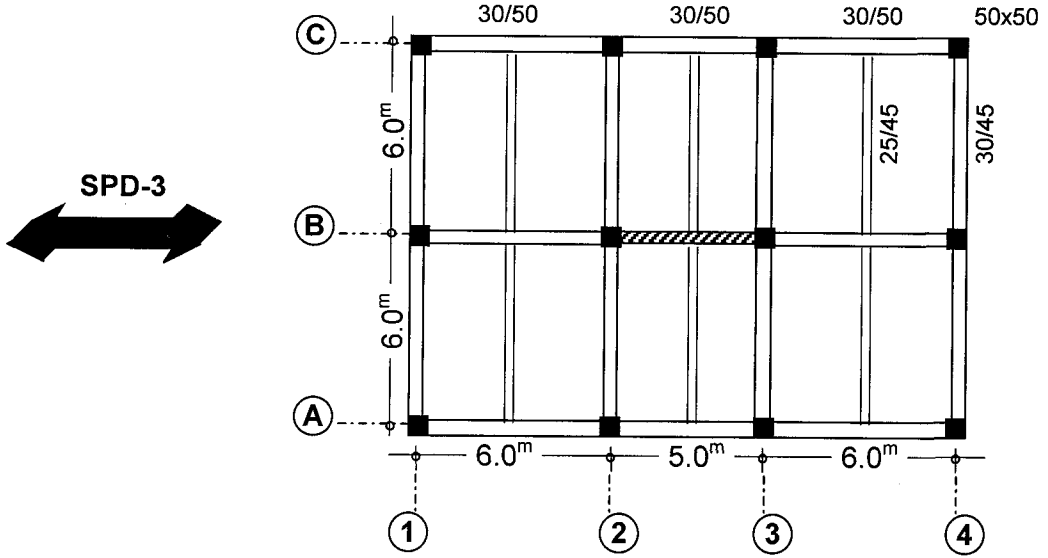
6.2. Perde ve Çerçevelerden Oluşan Örnek Yapı

Şekil 6.6'de görülen 7 katlı ve deprem yüklemesine paralel 2 çerçeve ve 1 perde çerçeve sistemden oluşan betonarme yapı, A.B.D.-Japonya arasında ortaklaşa sürdürülmüş araştırma çalışmaları sırasında Tsukuba-B.R.I. laboratuvarlarında 1:1 ölçeğinde inşa edilmiştir (**Kabeyasava ve diğ., 1983**). Tek serbestlik dereceli yarı-dinamik karşılık analizinin (*single-degree pseudo-dynamic response analysis*) yapıldığı test yapısı, bir reaksiyon duvarına bağlanmış olup, en üst kat yerdeğiştirmeleri kontrol altına alınacak biçimde, kat seviyelerinden ters üçgen şeklinde yarı-dinamik, düşük hızlı yük etkililerek, çok serbestlik dereceli davranış biçimi elde edilmiştir (**Kaminosono ve diğ., 1984**).

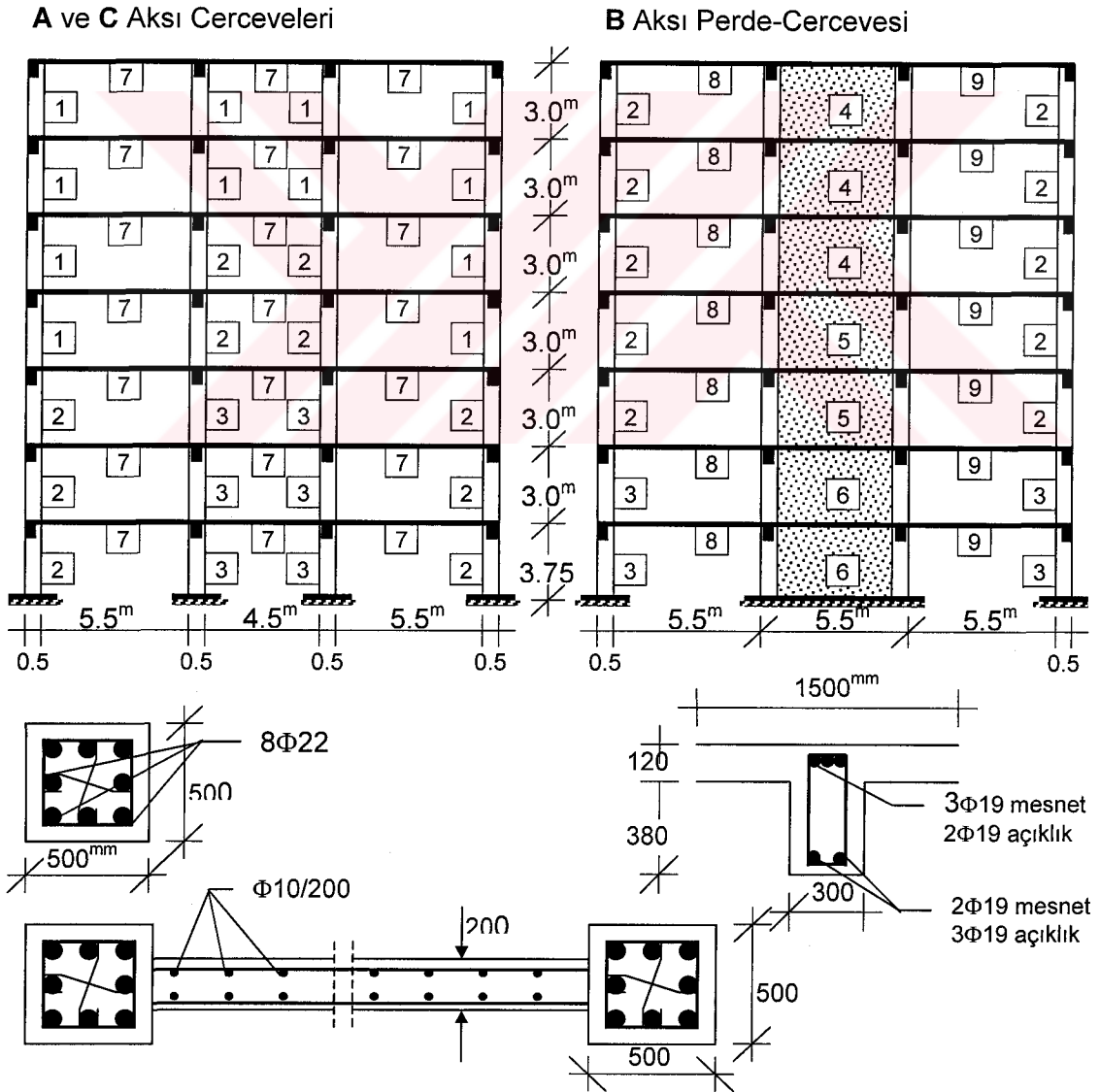
Tüm normal katlarda yükseklik 3.00 m ve zemin katta da 3.75 m olmak kaydıyla yapının toplam yüksekliği 21.75 m dir. Yapıda bulunan tüm kolonlar $0.50^m \times 0.50^m$, yükleme doğrultusuna paralel ana kirişler $0.30^m/0.50^m$, yükleme doğrultusuna dik ana kirişler $0.30^m/0.45^m$ ve ikincil kirişler de $0.25^m/0.45^m$, boyutlarındadır. Betonarme perde de ise kritik perde yüksekliği boyunca da boyut değişikliği yapılmaksızın, tüm katlarda 0.20^m genişliğinde kullanılmıştır. Döşeme kalınlığı 0.12^m dir.

Fajfar ve Fischinger (1987) benzer örneği kullandıkları çalışmalarında, örnek sistem için betonarme elemanların birim hacim ağırlığı $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$, betonun elastisite modülü $E_c=2.5 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, beton basınç dayanımı $f_{ck}=26.5 \text{ MPa}$, donatıya ait ortalama akma dayanımı $f_{yk}=343 \text{ MPa}$, Poisson oranı $\nu=0.20$ ve yapısal sönüm oranı $\xi=0.005$ olarak alındığını belirtmişlerdir.

Farklı boyutlara sahip tüm elemanlarda donatılar değişmekte olup kolonlar ve perdeler simetrik olarak donatılmışlardır (**Midorikawa ve Kitagawa,1984**). Tipik elemanlara ait donatı resimleri Şekil 6.7'de, elemanlara ait kesit özellikleri de Tablo 6.2 ve Tablo 6.3'de sunulmuştur.



Şekil 6.6. BRI Örnek Sistemi Plan ve Kesitleri



Şekil 6.7. Elemanlara Ait Donatı Resimleri Kesitleri

Tablo 6.2. Örnek Sisteme Ait Kesit Özellikleri: Yerel y-y Doğrultusu

Tip	I^x ($\times 10^{-5} \text{ m}^4$)	I_{eq}^y ($\times 10^{-2} \text{ m}^4$)	A ($\times 10^{-1} \text{ m}^2$)	δ^+	δ^-	γ^+	γ^-	M_y^+ ($\times 10^{-5} \text{ Nm}$)	M_y^- ($\times 10^{-5} \text{ Nm}$)
1	8.33	2.96	2.71	0.91	0.91	0.78	0.78	2.87	2.87
2	8.33	2.96	2.71	0.91	0.91	0.78	0.78	3.39	3.39
3	8.33	2.96	2.71	0.91	0.91	0.78	0.78	4.10	4.10
4	28.30	7.45	14.70	0.75	0.75	0.74	0.74	4.13	4.13
5	28.30	7.45	14.70	0.75	0.75	0.74	0.74	4.13	4.13
6	28.30	7.45	14.70	0.75	0.75	0.74	0.74	4.87	4.87
7	3.49	0.60	3.04	0.75	0.75	0.74	0.74	0.35	0.35
8	3.49	0.60	3.04	0.75	0.75	0.74	0.74	0.35	0.35
9	3.49	0.60	3.04	0.75	0.75	0.74	0.74	0.35	0.35

Tablo 6.3. Örnek Sisteme Ait Kesit Özellikleri: Yerel z-z Doğrultusu

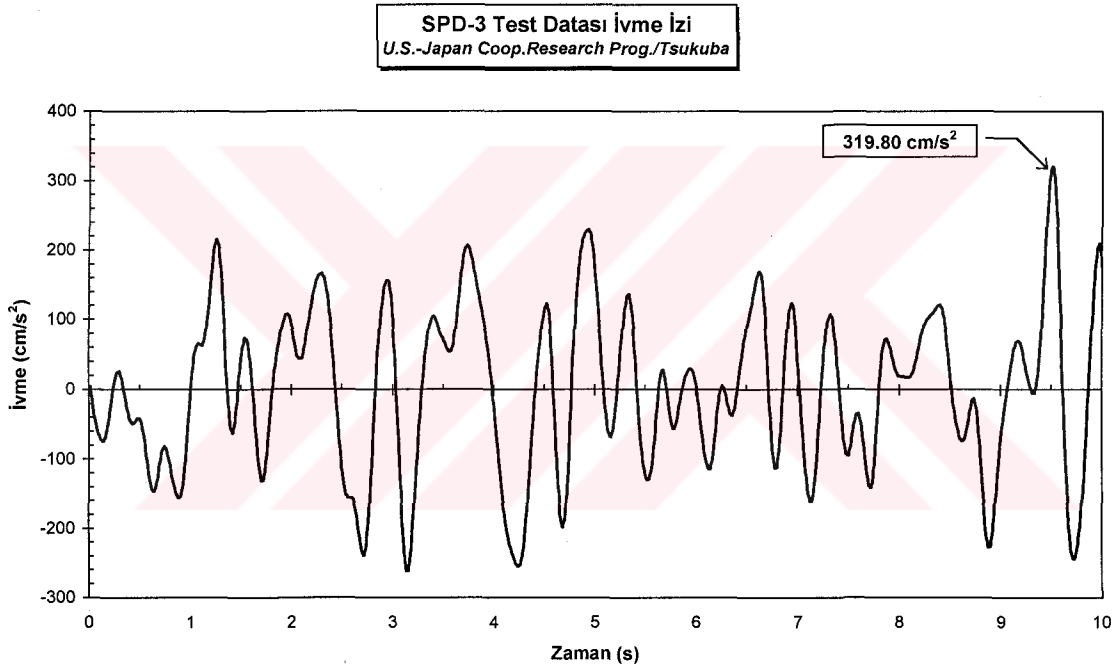
Tip	I^x ($\times 10^{-3} \text{ m}^4$)	I_{eq}^z ($\times 10^{-3} \text{ m}^4$)	A ($\times 10^{-1} \text{ m}^2$)	δ^+	δ^-	γ^+	γ^-	M_y^+ ($\times 10^{-5} \text{ Nm}$)	M_y^- ($\times 10^{-5} \text{ Nm}$)
1	8.33	2.96	2.71	0.91	0.91	0.78	0.78	2.87	2.87
2	8.33	2.96	2.71	0.91	0.91	0.78	0.78	3.39	3.39
3	8.33	2.96	2.71	0.91	0.91	0.78	0.78	4.10	4.10
4	28.30	2490	14.70	0.82	0.82	0.67	0.67	110.00	110.00
5	28.30	2490	14.70	0.82	0.82	0.67	0.67	134.00	134.00
6	28.30	2490	14.70	0.82	0.82	0.67	0.67	161.00	161.00
7	3.49	3.19	3.04	1.27	0.45	0.75	0.75	0.87	3.00
8	3.49	3.19	3.04	1.27	0.45	0.75	0.75	0.87	3.00
9	3.49	3.19	3.04	1.27	0.45	0.75	0.75	0.87	3.00

Yapıda bulunan betonarme perdelerden, eleman tipi 4 ve 5 olarak gösterilen perdeler beş katta yer alan perdeler olup, kendi içlerinde beşer adet alt elemana, kritik perde yüksekliğinin yer aldığı ve eleman tipi 6 olan en alttaki iki katta yer alan perdeler de onar adet alt elemana bölünmüştür. Perdelere ait kayma özellikleri sunulduğu değerleriyle Tablo 6.4'de görülmektedir. Tabloda, V_c , V_y ve V_u sırasıyla perdenin ilk çatladığı, enine donatıların ilk aktığı ve limit durumda taşıyabileceği en büyük kesme kuvveti değerleri, δ_y ve δ_u ise bu akma ve limit durumlarına karşı gelen kaymadan dolayı oluşan yerdeğiştirmelerdir.

Tablo 6.4. Betonarme Perdelere Ait Kayma Özellikleri

V_c ($\times 10^{10}$ N)	V_y ($\times 10^{10}$ N)	V_u ($\times 10^{10}$ N)	δ_y ($\times 10^{-2}$ m)	δ_u ($\times 10^{-2}$ m)
1.23	3.11	3.12	1.68	1.74

Sisteme SPD-3 isimli, 1952 tarihli Taft kaydının Doğu-Batı bileşenin yüksek frekanslı bileşenleri içeriğinin temizlenmesiyle elde edilmiş benzetilmiş kuvvetli hareket kaydı Şekil 6.6'da görülen doğrultuda etkitilmiştir. SPD, tek serbestlik dereceli yarı dinamik anlamında deneyi tanımlamaktadır. En büyük genlik değeri yaklaşık 320 cm/s^2 olan bu depreme ait ivme izi Şekil 6.8'de görülmektedir.



Şekil 6.8. SPD-3 Benzetilmiş Kuvvetli Hareket İvme İzi

Yapıya yüklenen depremin düşük frekanslı bileşenlere sahip olması, deney sırasında birinci modun etkinliğinin sağlanması ve deneyin yarı dinamik, yükleme hızının nispeten düşük olmasından kaynaklandığı ifade edilmiştir. Çalışmada geliştirilen bilgisayar programı ile yapılan analiz sonucunda hasarsız yapının birinci moduna ait periyot $T_{0,1}=0.46 \text{ s}$ ve ikinci moduna ait periyodu da $T_{0,2}=0.12 \text{ s}$ olarak hesaplanmıştır. SPD-3 benzetilmiş depreminin yüklenmesi sonucunda hasar görmüş yapıda plastikleşmeler sonrasında birinci periyodu $T_1=0.87 \text{ s}$ değerine ve ikinci periyodu da $T_2=0.18 \text{ s}$ değerine uzamıştır. Yapılan deneyler sonucunda ise kaydedilen değerler aynı sırayla $T_{0,1}=0.42\sim 0.45 \text{ s}$ ($T_{0,1-\text{ort}}=0.44 \text{ s}$) ve $T_{0,2}=0.11\sim 0.13 \text{ s}$

($T_{0,2-ort}=0.12$ s) ve hasar görmüş yapı için de $T_1=0.75\sim0.94$ s ($T_{1-ort}=0.85$ s) ve $T_2=0.15\sim0.20$ s ($T_{2-ort}=0.18$ s) olarak bildirilmiştir (**Kabeyasawa ve diğ., 1984**).

Yapısal sönüm oranı, deney yapısının 1:1 ölçekli olması ve taşıyıcı olmayan sistem elemanların (örneğin bölme duvarları) bulunmaması ve yine yükleme hızının küçük tutulması nedenleriyle bu denli küçük tutulmuştur.

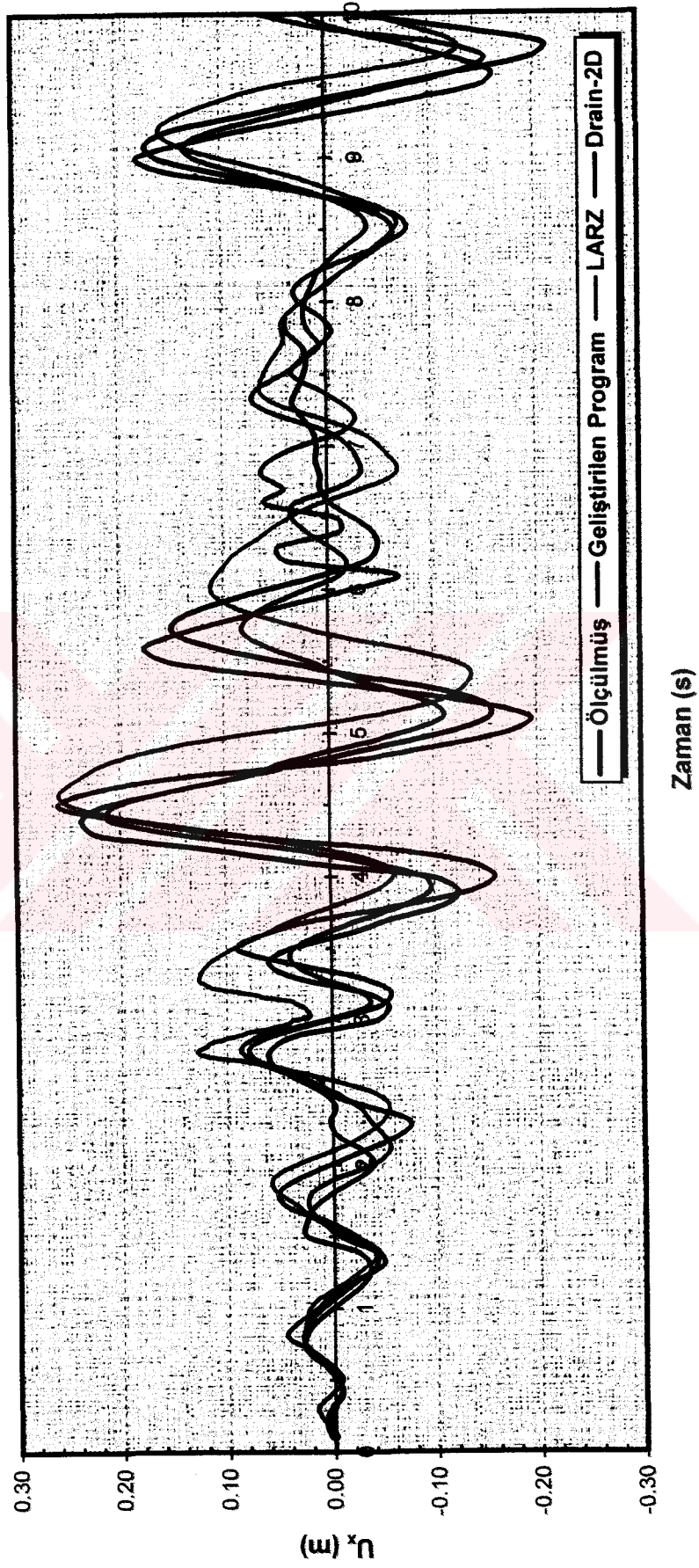
Sistemin dinamik analizinde zaman adımı 0.005 saniye olarak alınmıştır. Diğer yandan Şekil 2.6'daki kontrol noktalarının konumunu belirleyen ε parametresi 0.10, ilk adımdaki rijitlik oranı $s(x)=0.10$ ve dayanım düşümü fonksiyonu parametreleri $e_0=26$ ve $e_1=12$ olarak alınmıştır.

En üst katın deprem yüklemesi süresince yerdeğiştirmeleri ile taban kesme kuvveti değerleri incelenmiş, deney sonuçlarıyla ve Kaanan ve Powell tarafından geliştirilen DRAIN-2D ve Lopez tarafından geliştirilen LARZ programlarına ait sonuçlarla karşılaştırılmıştır. Elde edilen sonuçlar Şekil 6.9 ve Şekil 6.10' da sunulmuştur.

SPD-3 kuvvetli hareket deney depremi yüklemesi sonunda yapıya ait taban kesme kuvveti, en üst kat yerdeğiştirmesi ilişkisi incelenmiş, **Okamoto ve diğ. (1984)** nin elde ettikleri deneysel sonuçlara oldukça benzer değerler elde edilmiştir. Bulgular Şekil 6.11' de sunulmuştur.

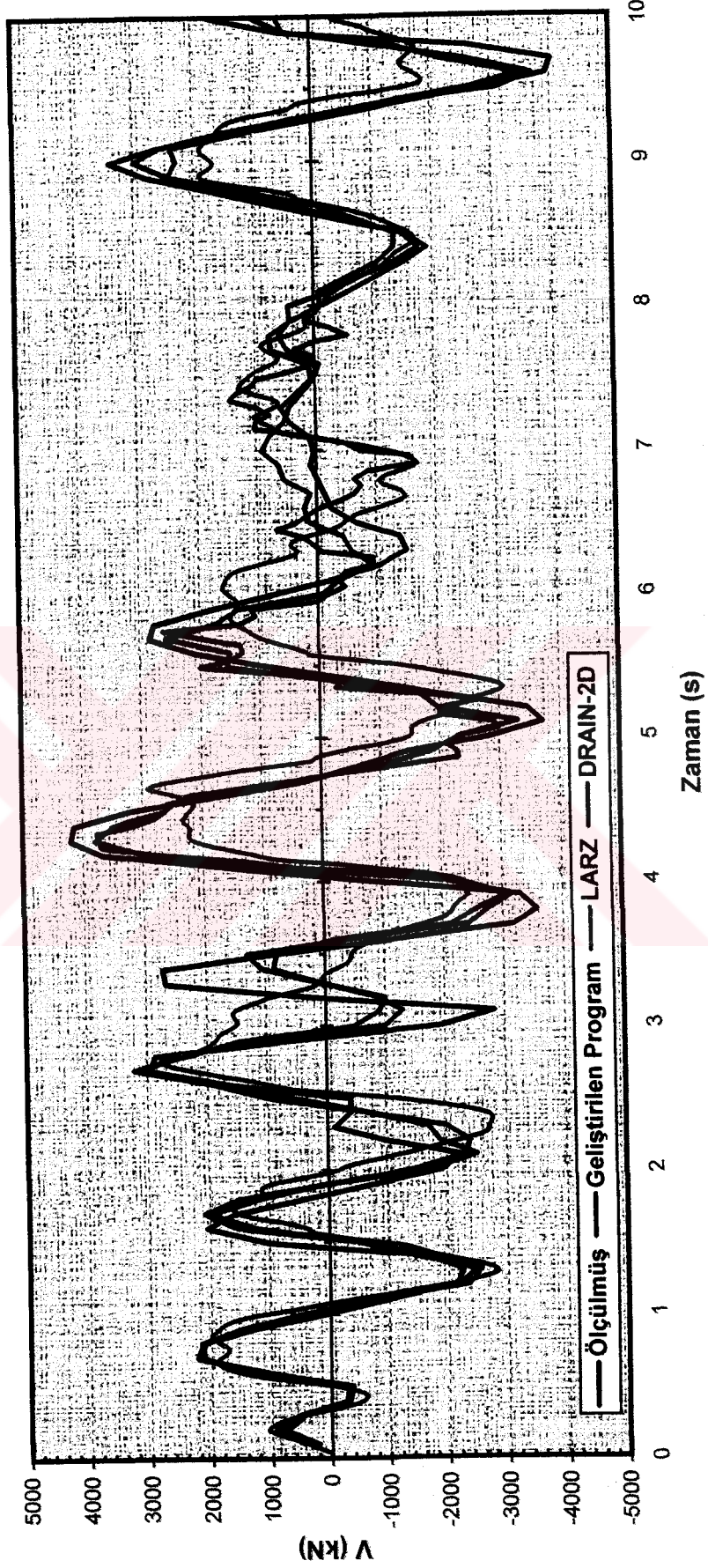
EN ÜST KAT YERDEĞİŞTİRME DEĞİŞİMİ

7 Katlı BRI Örneği-Tsukuba

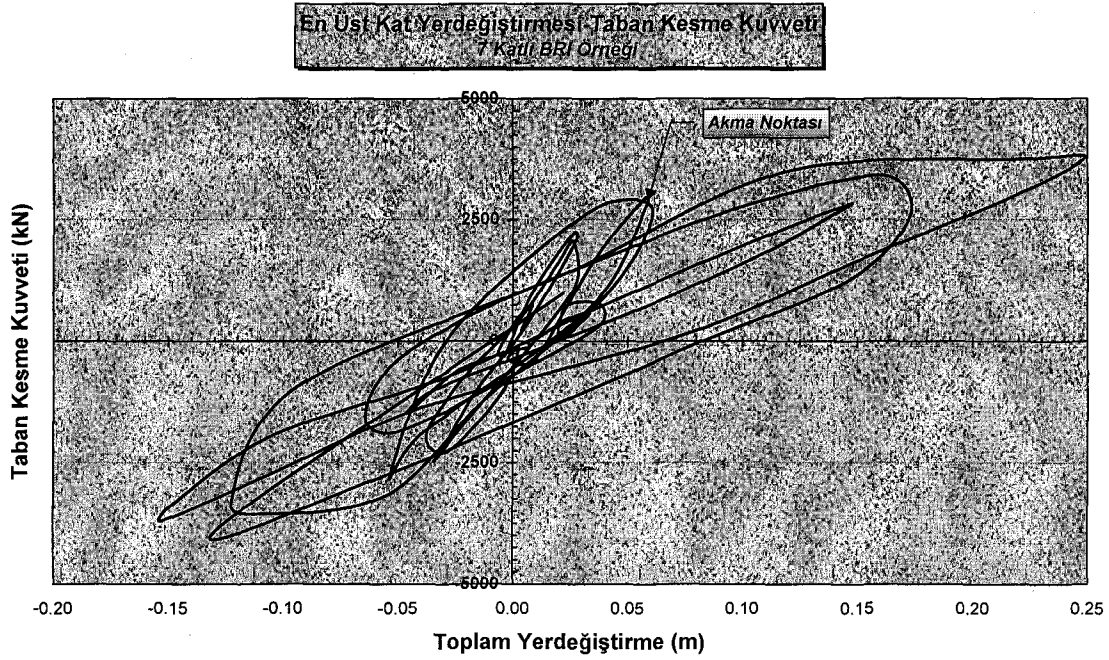


Şekil 6.9. BRI Yapısı En Üst Kat Yerdeğiştirme Zaman Kaydı

TABAN KESME KUVVETİ DEĞİŞİMİ
(7. Katlı BRİ Örneği)

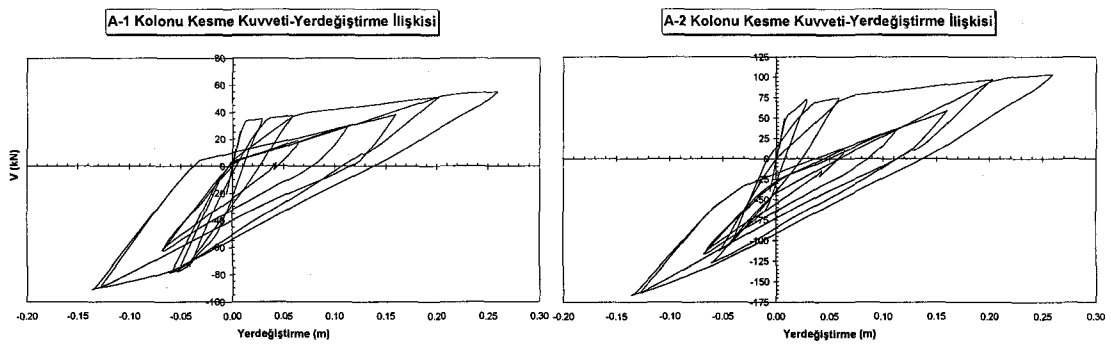


Şekil 6.10. BRİ Yapısı Taban Kesme Kuvveti Zaman Kaydı

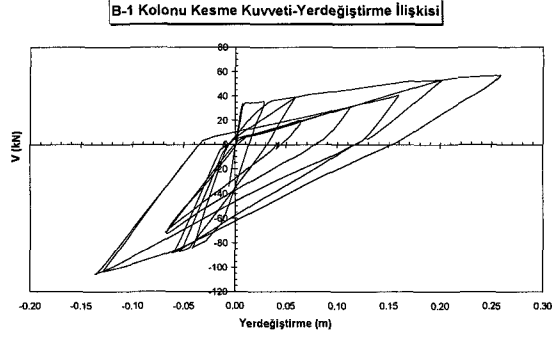


şekil 6.11. Taban Kesme Kuvveti - En Üst Kat Toplam Yerdeğiştirme İlişkisi

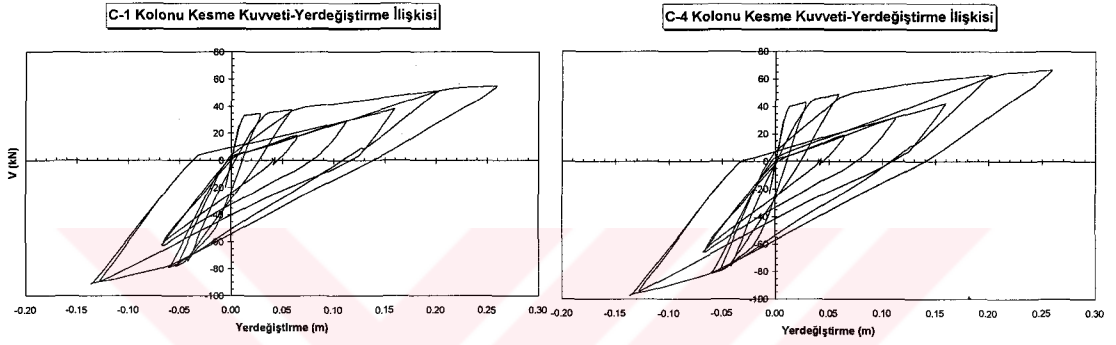
Sistemin yerdeğiştirme sünekliliğini elde edebilmek amacıyla, yapının en üst katında bulunan A aksı üzerindeki sol iki kolon (A-1 ve A-2), B aksı üzerindeki sol kolon (B-1) ve C aksı üzerindeki köşe kolonlarına (C-1 ve C-4) ait üst düğüm noktaları yerdeğiştirme değerleri ve eleman kesme kuvvetleri hesaplanmıştır. Bu değerlere ait ilişkileri gösteren eğriler sırasıyla şekil 6.12, şekil 6.13 ve şekil 6.14' de görölmektedir.



şekil 6.12. En Üst Kat A-1 ve A-2 Kolonları Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme İlişkileri



şekil 6.13. En Üşt Kat B-1 Kolonu Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme İlişkisi



şekil 6.14. En Üşt Kat C-1 ve C-4 Kolonları Kesme Kuvveti-Yerdeğiştirme İlişkileri

Yükleme sonunda ulaşılan en büyük yerdeğiştirmenin, donatıların akmasının ilk başladığı andaki yerdeğiştirmeye oranı olarak tanımlanan yerdeğiştirme sünekliğı, şekil 6.12, şekil 6.13 ve şekil 6.14' de görölen ve yapının en üşt katına ait farklı beş adet taşıyıcı sistem elemanının, kesme kuvveti-yerdeğiştirme ilişkilerinden yola çıkılarak hesaplanmış ve Tablo 6.5' de sunulmuştur.

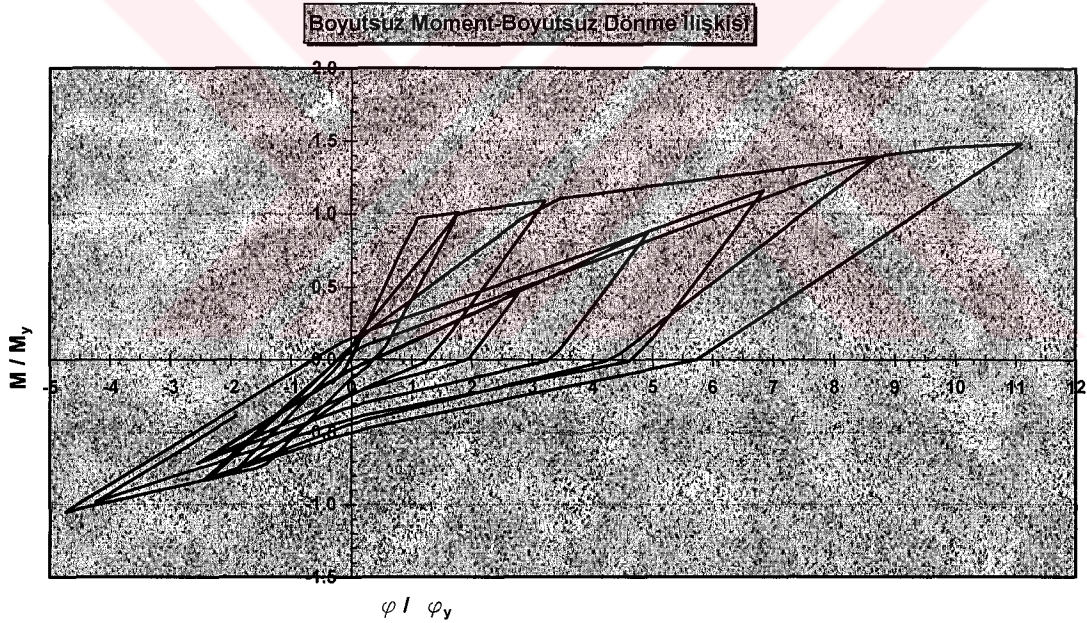
Tablo 6.5. Elemanlara Ait Yerdeğiştirme Sünekliğı

	A-1	A-2	B-1	C-1	C-4
$\frac{\delta_y}{\delta_u}$	4.25	6.00	4.36	4.40	3.57
$\left(\frac{\delta_y}{\delta_u}\right)_{\text{ort}}$	4.51				

şekil 6.11' de görölen tüm yapıya ait taban kesme kuvveti ile en üşt kat toplam yerdeğiştirme ilişkisinden ise yerdeğiştirme sünekliğı $\frac{\delta_y}{\delta_u} = 4.32$ olarak

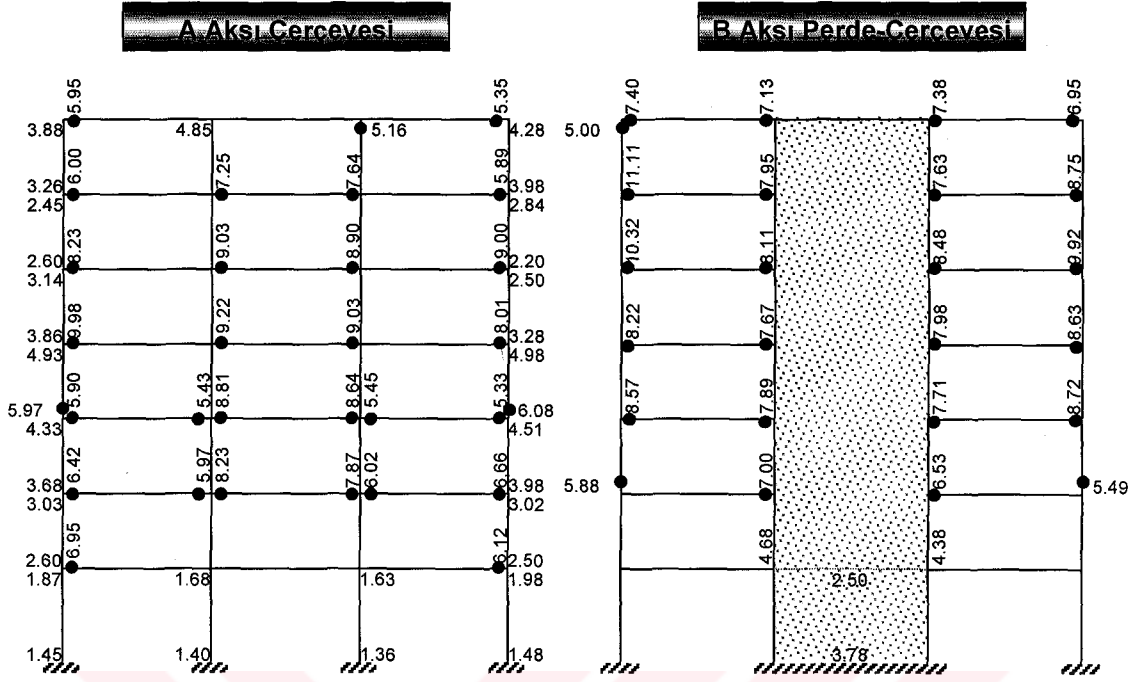
hesaplanmaktadır. Aynı yerdeğiştirme sünekliğinin, deneysel çalışmada SPD-3 kuvvetli hareketi yüklemesi sonunda yaklaşık olarak 4.10 değerinde olduğu ifade edilmiştir (Yoshimura ve Tsubosaki, 1984).

Yüklemenin ilk dört saniyesinde, kayma donatılarının akma kapasitesine henüz erişmemiş olduğu taban perdesinde, 4. saniyeden itibaren donatılarda akmanın olduğu gözlenmiştir. En alt kat perdesinin taban bölgesine ait eğrilik sünekliği değeri yükleme sonunda 3.78 ve tabandan 0.4 m yükseklikte de 3.62 olarak hesaplanmıştır. Perdenin üst ucunda bu büyüklük 2.50 değerini almakta, üst kat perdelerinde ise giderek azalıp, önemsiz düzeye düşmektedir. Örnek olarak B aksı perde çerçevesinin altıncı katında (B-1) kolonuna mesnetli giriş için, akma momenti değerlerine göre normalize edilmiş boyutsuz eğilme momentleri ve bunlara karşı gelen akma dönmesine göre normalize edilmiş boyutsuz dönmelerin zamanla değişimi Şekil 6.15’de sunulmuştur.



Şekil 6.15. B-1~2 Girişi Boyutsuz Eğilme Momenti-Dönme İlişkisi

Çözümleme sonucunda örnek yapıya ait tüm elemanların çatlama dayanımlarını aştığı ve büyük bir çoğunluğun da akma dayanımlarının üzerinde iç kuvvetlere maruz kaldığı görülmüştür. Plastik mafsalların en hızlı B aksı perde-çerçevesinde ve daha çok perdelerle mesnetlenen bağ kirişlerinde olduğu belirlenmiştir. Şekil 6.16’da görülen plastik mafsalların oluşumu ve eğrilik sünekliği değerleri deneysel çalışmada elde edilen sonuçlarla oldukça uyumludur.



Şekil 6.16. Yapıda Oluşan Plastik Mafsallar ve Eğrilik Sünekliği Değerleri

Diğer yandan (6.1) bağıntısı ile tanımlanmış modal maksimum yumuşama hasar göstergeleri

$$d_1^{(1)} = 1 - \frac{0.46}{0.87} = 0.47 \quad \text{ve} \quad d_2^{(1)} = 1 - \frac{0.12}{0.18} = 0.33$$

değerlerinde olup, bu durum orta hasarı göstermektedir.

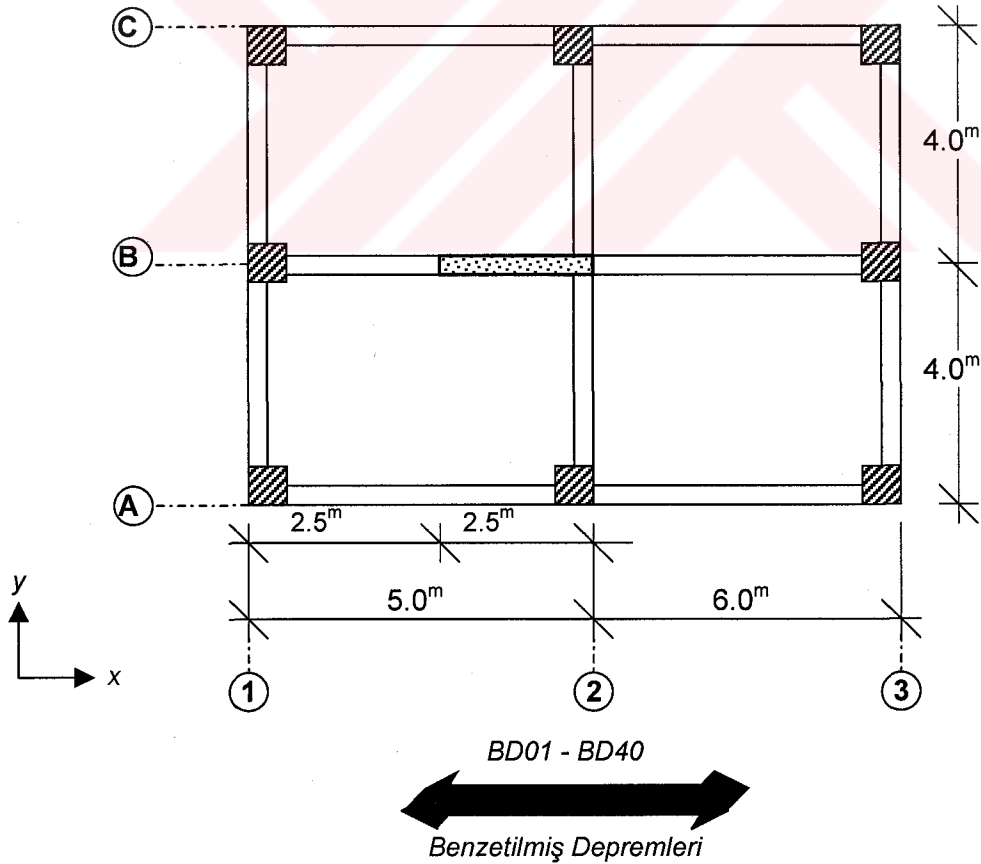
6.3 Benzetilmiş Depremlerle Örnek Yapı Çözümü

Bu örnek, betonarme perde ve çerçeve taşıyıcı sisteme sahip bir yapının tezde öngörülen çevirim iskeletleri kapsamında stokastik matematik modele dönüştürülerek, inşa edileceği bölgeye ait olası depremsellik ve zemin özelliklerini temsil eden 40 adet benzetilmiş depremin adım adım uygulanmasında, sonuçların zaman kaydı olacak biçimde katlara ait yerdeğiştirmelerin, taşıyıcı sistem elemanlarına ait uç kuvvetlerinin istatistiklerinin ve olası hasarın beklenen değerlerini ve standart sapmalarını elde etmeyi amaçlamaktadır.

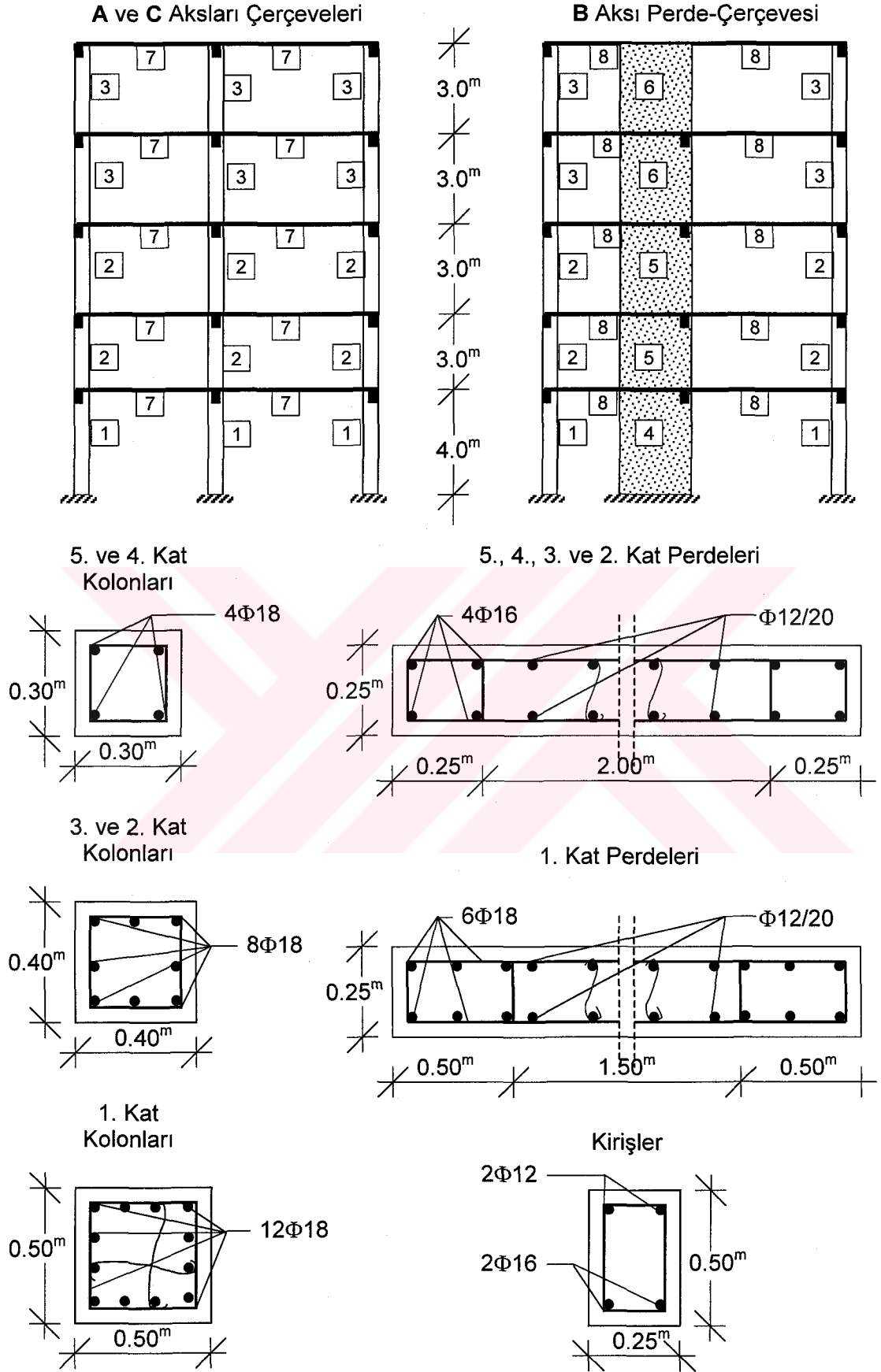
Bilgisayar hesaplama süresinin oldukça uzun olması nedeniyle türetilen yapı, Şekil 6.17' de görüldüğü gibi düğüm noktaları adedi ve kat sayısı nispeten küçük tutulmuş, toplam yüksekliği 13.0 m olan 5 katlı ve birbirine dik her iki doğrultuda da ikişer açıklığa sahip bir yapıdır.

Betonarmenin birim hacim ağırlığı $\gamma_c=25 \text{ kN/m}^3$, beton elastisite modülü $E_c=2.85 \times 10^7 \text{ kN/m}^2$, poisson oranı $\nu=0.20$, yapısal sönüm oranı $\xi=0.05$ olarak gözönüne alınmıştır. Yapı, boyutları $0.30\text{m} \times 0.30\text{m}$, $0.40\text{m} \times 0.40\text{m}$, $0.50\text{m} \times 0.50\text{m}$ olan üç farklı tip kolon, $0.25\text{m} \times 2.50\text{m}$ boyutlarına sahip perde ve $0.25\text{m}/0.50\text{m}$ boyutlarında kirişlerden oluşmaktadır. Perde donatıları, yüksek süneklikli perdeler için kritik perde yüksekliğince **Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik (1997)** uyarınca değişmektedir.

Tüm kolonlar ve perdeler simetrik olarak donatılmış olup, kesitlere ait donatı detayları Şekil 6.18' de sunulmuştur. Taşıyıcı sistem elemanlarına ait eğilme özellikleri Tablo 6.6 ve Tablo 6.7' de, perde kesitlerinin kayma özellikleri ise Tablo 6.8' de görülmektedir.



Şekil 6.17. Örnek Sisteme Ait Kalıp Planı



Şekil 6.18. Kesitler ve Elemanlara Ait Donatı Düzeni

Tablo 6.6. Örnek Sisteme Ait Kesit Özellikleri: Yerel y-y Doğrultusu

Tip	I^x ($\times 10^{-3} \text{ m}^4$)	I_{eq}^y ($\times 10^{-3} \text{ m}^4$)	A ($\times 10^{-1} \text{ m}^2$)	δ^+	δ^-	γ^+	γ^-	M_y^+ ($\times 10^{-5} \text{ Nm}$)	M_y^- ($\times 10^{-5} \text{ Nm}$)
1	8.33	4.05	2.60	0.92	0.92	0.78	0.78	1.95	1.95
2	3.41	1.80	1.72	0.92	0.92	0.79	0.79	1.01	1.01
3	1.08	0.63	1.05	0.89	0.89	0.80	0.80	0.86	0.86
4	9.64	0.75	5.21	0.82	0.82	0.77	0.77	0.80	0.80
5	9.64	0.74	5.20	0.82	0.82	0.77	0.77	0.80	0.80
6	9.64	0.74	5.20	0.82	0.82	0.77	0.77	0.80	0.80
7	1.82	0.34	1.29	0.86	0.86	0.79	0.79	0.23	0.23
8	1.82	0.34	1.29	0.86	0.86	0.79	0.79	0.23	0.23

Tablo 6.7. Örnek Sisteme Ait Kesit Özellikleri: Yerel z-z Doğrultusu

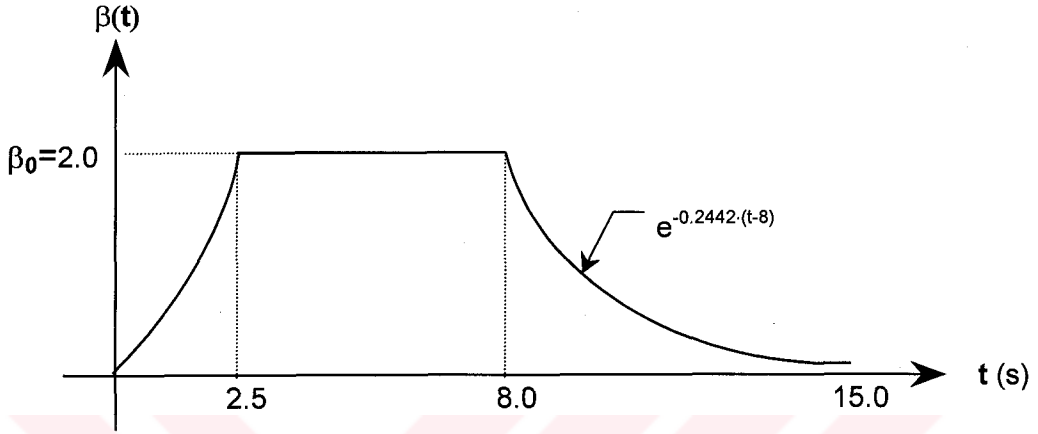
Tip	I^x ($\times 10^{-3} \text{ m}^4$)	I_{eq}^z ($\times 10^{-3} \text{ m}^4$)	A ($\times 10^{-1} \text{ m}^2$)	δ^+	δ^-	γ^+	γ^-	M_y^+ ($\times 10^{-5} \text{ Nm}$)	M_y^- ($\times 10^{-5} \text{ Nm}$)
1	8.33	4.05	2.60	0.92	0.92	0.78	0.78	1.95	1.95
2	3.41	1.80	1.72	0.92	0.92	0.79	0.79	1.01	1.01
3	1.08	0.63	1.05	0.89	0.89	0.80	0.80	0.86	0.86
4	9.64	131.30	5.21	0.82	0.82	0.69	0.69	17.38	17.38
5	9.64	127.50	5.20	0.82	0.82	0.69	0.69	12.77	12.77
6	9.64	127.50	5.20	0.82	0.82	0.69	0.69	8.75	8.75
7	1.82	1.39	1.29	0.93	0.95	0.78	0.79	0.62	0.35
8	1.82	1.39	1.29	0.93	0.95	0.78	0.79	0.62	0.35

Tablo 6.8. Betonarme Perdelere Ait Kayma Özellikleri

V_c ($\times 10^{15} \text{ N}$)	V_y ($\times 10^{15} \text{ N}$)	V_u ($\times 10^{15} \text{ N}$)	δ_y ($\times 10^{-2} \text{ m}$)	δ_u ($\times 10^{-2} \text{ m}$)
4.69	6.56	6.89	1.31	1.35

Stokastik deprem yükü olarak uygulanan benzetilmiş deprem ivme izlerinin elde edilmesinde, $S_0=83.3 \text{ cm}^2/\text{s}^3$ şiddetinde spektral güç yoğunluk fonksiyonuna sahip beyaz gürültü, Kanai-Tajimi filtresinden geçirilerek kuvvetli hareket ivme izleri elde edilmiştir. Kanai-Tajimi filtresinin parametreleri olan sönüm oranı için $\zeta_0=0.60$ ve açısal frekans için de $\omega_0=31.2$ değerleri alınarak, sağlam zemin etkisini elde

edebilmek amacıyla yeniden düzenlenmiş kuvvetli hareketin çalışmada şiddetli bölgesi 2.5 ve 8.0 saniyeler arasında olan bir zarf fonksiyonu ile çarpılarak, toplam 15 saniye süreli kuvvetli hareketler elde edilmiştir (Clough ve Penzien, 1993). Deterministik zarf fonksiyonu ise Şekil 6.19' de gösterilmiştir. Buradaki üstel fonksiyona ait c parametresi 0.2442 değerindedir.

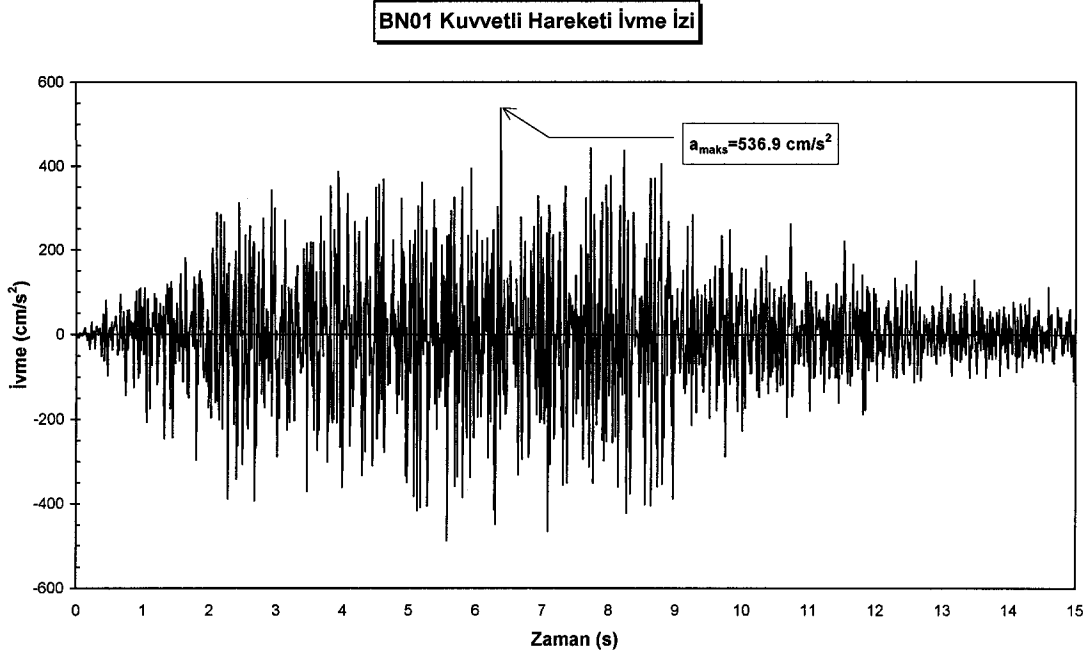


Şekil 6.19. Çalışmada Kullanılmış Deterministik Zarf Fonksiyonu

En büyük ivme genliklerine ait ortalama, standart sapma ve varyasyon katsayısı değerlerinin Tablo 6.9'da sunulduğu bu 40 adet kuvvetli hareketten BD01 örneği için, en büyük ivme değeri 536.9 cm/s^2 ve Housner şiddeti $SI_{0.20}=164.2 \text{ cm}$ hesaplanmıştır. Bu değer, 1940 tarihli Imperial Valley depremi ElCentro K-G kaydının spektrum şiddetinden oldukça büyük, 1992 tarihli Erzincan depremi K-G kaydı spektrum şiddetinden nispeten küçük fakat D-B spektrum şiddetinden büyük olduğu görülebilir (Hasgür, 1997). Üretilen kuvvetli hareketlerden BD01'e ait örnek bir ivme izi Şekil 6.20' de sunulmuştur.

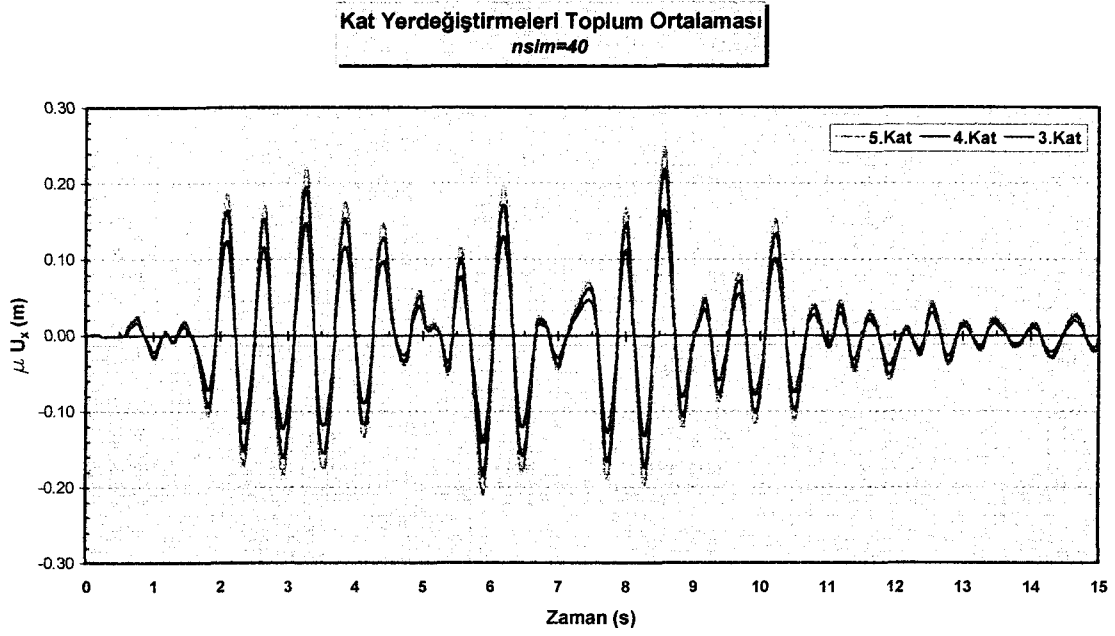
Tablo 6.9. Benzetilmiş Depremlerin Toplum İstatistikleri

BD01-BD40	
$\mu (a_{maks})$	527.7 gal
$\sigma (a_{maks})$	11.5 gal
$\sigma/\mu (a_{maks})$	0.022

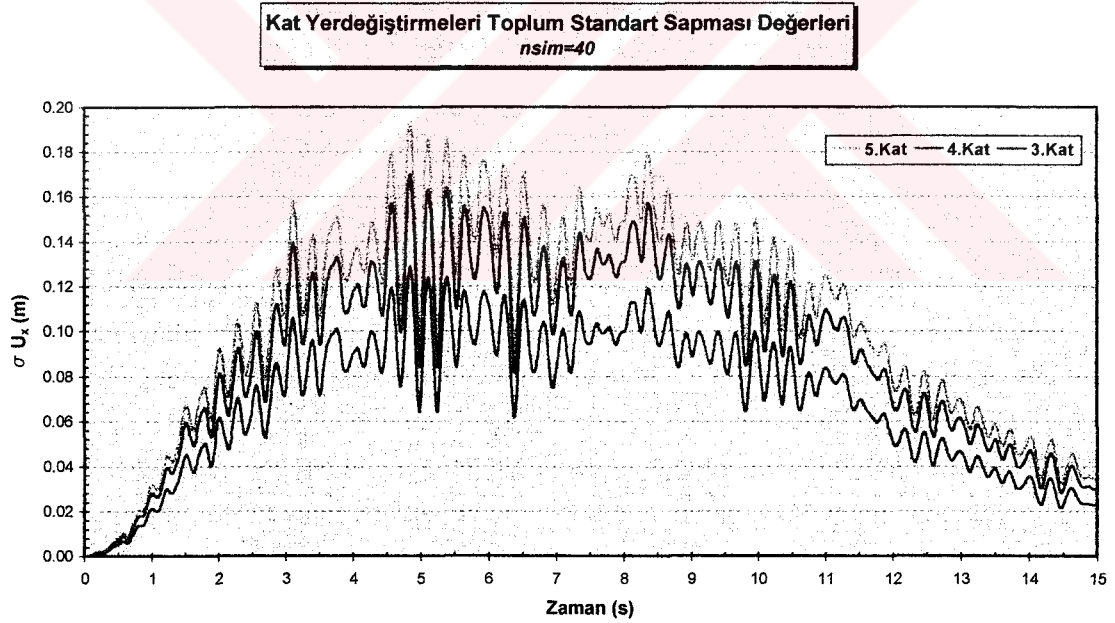


Şekil 6.20. BD01 Benzetilmiş Depremi İvme İzi

Sistemin dinamik analizinde zaman adımı 0.005 saniye olarak alınmıştır. Ayrıca Şekil 2.6'daki kontrol noktalarının konumunu belirleyen ε parametresi 0.10, ilk adımdaki rijitlik oranı $s(x)=0.10$ ve dayanım düşümü fonksiyonu parametreleri $e_0=26$ ve $e_1=12$ olarak alınmıştır. 40 adet benzetilmiş kuvvetli hareket deprem yüklemesi yapılarak, tüm yüklemelerin sonucunda en üst üç kata ait yerdeğiştirmelerin toplum istatistiklerine ait beklenen değerler ve standart sapmalar sırasıyla Şekil 6.21 ve Şekil 6.22' de sunulmuştur.



şekil 6.21. Kat Yerdeşiştirmeleri Toplum Ortalaması, $\mu(U_x)$

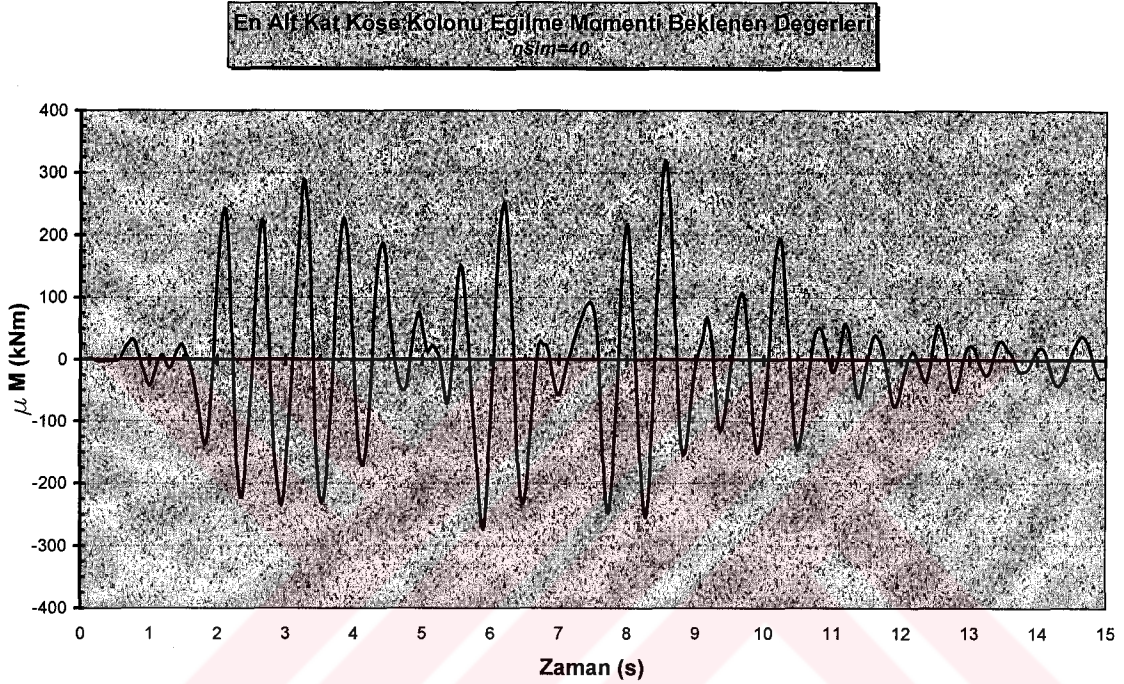


şekil 6.22. Kat Yerdeşiştirmeleri Toplum Standart Sapması Değerleri, $\sigma(U_x)$

40 adet kuvvetli hareket etkitildikten sonra şekil 6.21 ve şekil 6.22'den de görüleceği üzere en st katta beklenen en büyük yerdeşiştirmenin beklenen değeri $t=8.56$ saniye civarında 0.248 m ve karşı gelen standart sapma değeri ise 0.143 olarak elde edilmiştir. En büyük değerler aynı zaman için, dördüncü katta benzer

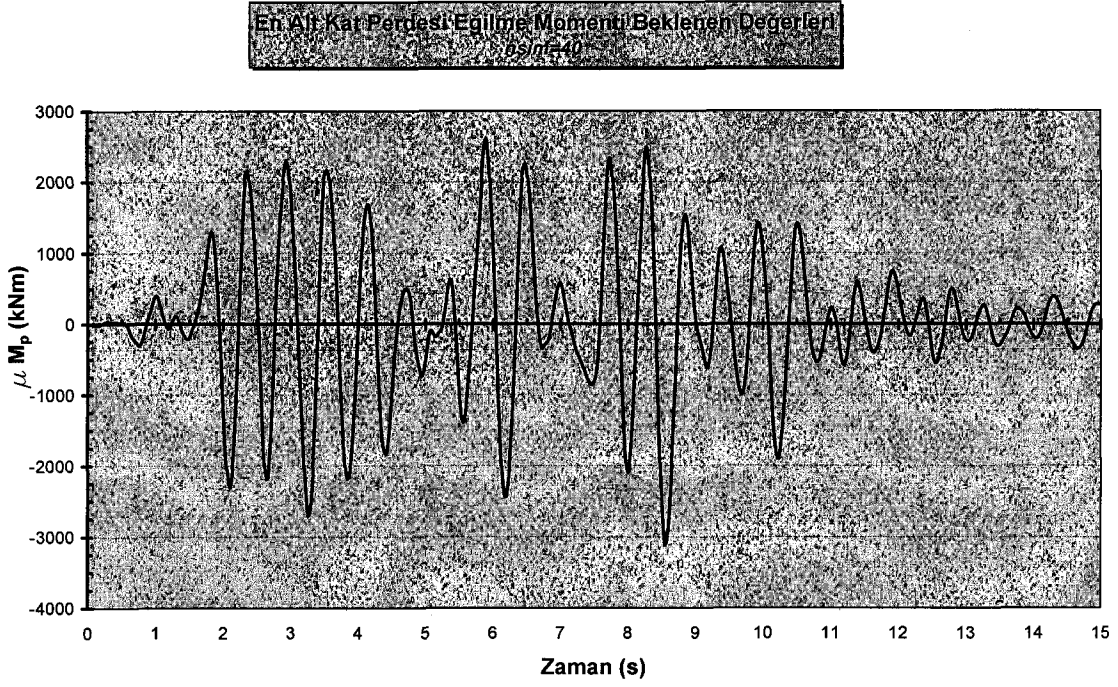
değerler sırasıyla 0.216 m ve 0.126 m ve üçüncü kat için de sırasıyla 0.163 m ve 0.096 m olarak hesaplanmıştır.

Şekil 6.17' de görülen A aksı çerçevesinin en alt kat sol köşe kolonunun beklenen eğilme momentleri ve B çerçevesinin en alt kat perdesine ait eğilme momentlerinin ve kesme kuvvetlerinin tüm yüklemeler sonunda beklenen değerleri ise Şekil 6.23, 6.24 ve 6.25' de görülmektedir.

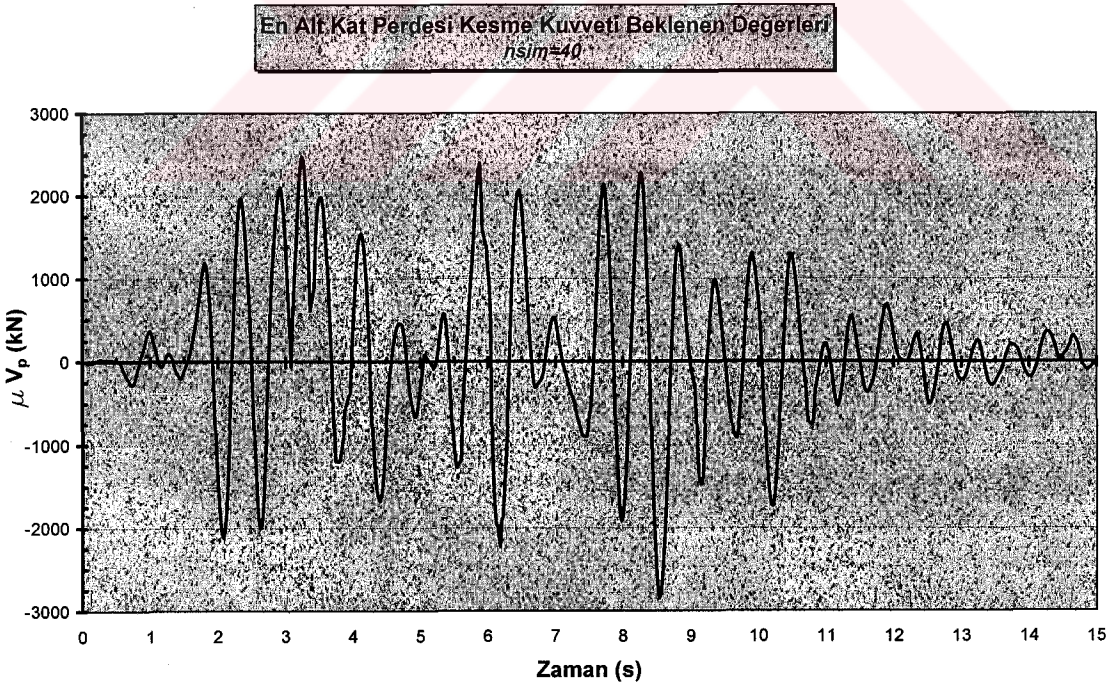


Şekil 6.23. A-1 Kolonu Eğilme Momenti Beklenen Değerlerinin Zamanla Değişimi

Buna göre, en alt katta A aksı üzerinde bulunan köşe kolona ait en büyük eğilme momentinin beklenen değeri 315.1 kNm olarak hesaplanmıştır. Yapının en alt katında yer alan betonarme perde için en büyük eğilme momenti ve kesme kuvvetinin beklenen değerleri sırasıyla 3112.5 kNm ve 2796.5 kN olarak elde edilmiştir.

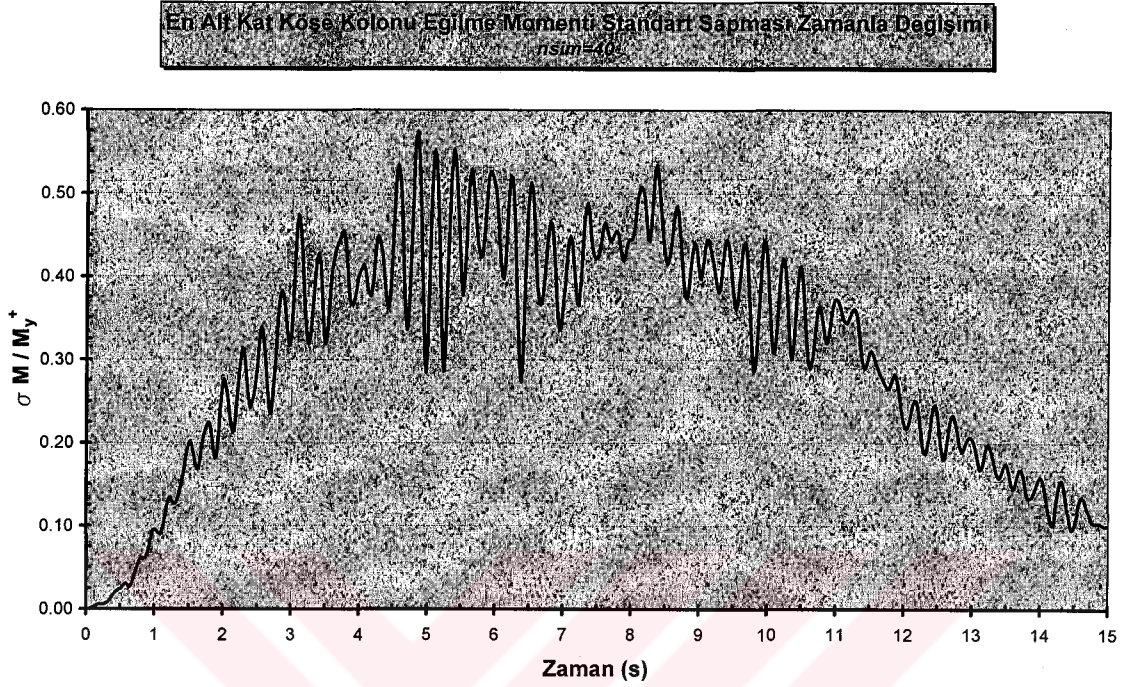


Şekil 6.24. B-2 Perdesi Eğilme Momenti Beklenen Değerlerinin Zamanla Değişimi

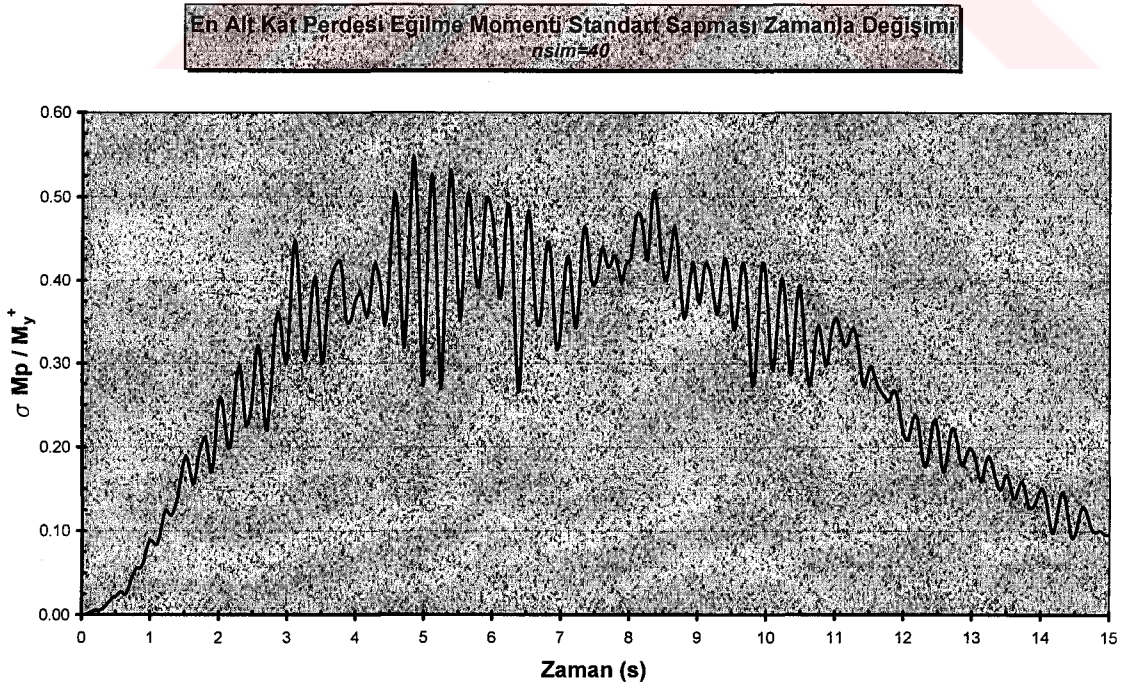


Şekil 6.25. B-2 Perdesi Kesme Kuvveti Beklenen Değerlerinin Zamanla Değişimi

Yüklemeler sonucunda incelenen A çerçevesi en alt kat köşe kolonu ve B çerçevesi en alt kat perdesi için ilgili akma momentine göre normalize edilmiş standart sapma değerleri de incelenmiş, irdeleme sonuçları Şekil 6.26 ve Şekil 6.27' de sunulmuştur.



Şekil 6.26. A-1 Kolonu Eğilme Momenti Standart Sapması Zamanla Değişimi



Şekil 6.27. B-2 Perdesi Eğilme Momenti Standart Sapması Zamanla Değişimi

En alt kat köşe kolonun ve en alt kat perdesi için en büyük eğilme momentlerinin oluştuğu ana karşı gelen akma momentine göre normalize edilmiş standart sapma değerleri sırasıyla 0.439 ve 0.419 olarak hesaplanmıştır.

40 adet benzetilmiş deprem yüklemesi etkisinde yapılan stokastik çözümleme sonucunda tüm elemanların ilk 0.1 saniye içerisinde çatladığı, 1.5 saniye sonrasında hemen hemen bütün elemanların akma kapasitelerine ulaştıkları ve çevirime girdikleri görülmüştür. Bütün katlarda yer alan bağ kirişlerinin önce perdelerle mesnetlendikleri düğüm noktalarında, daha sonra da diğer düğüm noktalarında plastik mafsalların oluştuğu ve ayrıca A, B ve C akslarına ait birinci kat kolonlarında ve perdesinde plastik mafsal oluşumu sonucunda kat mekanizma durumunun beklendiği sonuçları çıkarılmıştır.



7. SONUÇLAR VE TARTIŞMA

Sismik titreşimler altında betonarme perde ve çerçeve sistemlerin üç boyutlu yerdeğiştirme durumu dikkate alınarak, doğrusal olmayan stokastik çözümlemesinin kuramsal ve sayısal incelemesinin yapılması amaçlanmış tezde, bunu başarmak için gerçekleştirilen ana adımlar aşağıdaki gibi özetlenebilir.

- I) Kuvvetli deprem hareketi etkisinde, betonarme bir perde ve çerçeve sistemi oluşturan elemanların sahip oldukları 12 şer adet uç yerdeğiştirmesinin gözönünde bulundurularak doğrusal olmayan davranışlarını çözümlemek amacıyla, deneysel çalışmalarla da desteklenen Roufaiel-Meyer modelini geliştirmek.
- II) Bu bağlamda, yükleme sırasında oluşan iç kuvvetler altında azalan eğilme rijitliği ve dayanım özelliklerinin yanısıra önemli düzeyde kesme kuvveti etkisi altında bulunan betonarme perdelerde oluşan kayma şekildeğiştirmelerinin etkilerini yine deneysel çalışmalarda desteklenmiş Başlangıça Yönelik model ile temsil etmek.
- III) Sismik karakteristikleri tanımlı bir bölgede yapılacak yapı için, bölgenin depremselliğine uygun kuvvetli hareketler benzeştirmek ve bunların etkisiyle sistemin karşılıklarının beklenen değer, standart sapma gibi toplum istatistiklerini elde etmek.
- IV) Modele uygun bir algoritma ve bilgisayar programı geliştirmek ve üretilen sonuçların doğruluk ve hesaplama yeteneğini literatürde yer almış dinamik ve yarı-dinamik deneysel çalışmaların sonuç kayıtları ile karşılaştırmak.

Yapı bütünüünün davranış özelliğini modelleyebilmek için öncelikle farklı görev ve davranış özellikleri gösteren betonarme elemanlar tek tek incelenmiştir. Taşıyıcı sistemi oluşturan betonarme kirişler, bağ kirişleri, kolonlar ve perdeler için, malzeme bakımından doğrusal olmayan davranış özelliklerinin yanısıra, farklı boyut ve donatı özelliklerine sahip eleman enkesitlerin yerel eğilme eksenlerine göre pozitif ve negatif eğilme durumları için sahip oldukları farklı akma taşıma kapasiteleri, eğilme momentleri ile eksenel kuvvetlerin karşılıklı etkileşimi ($P-\delta$ etkisi), betonarme kesitin

çatlaması ile meydana gelen rijitlik azalması, artan şekildeğiştirmeler ile oluşan plastik şekildeğiştirmeler, kesme kuvvetlerinin etkisiyle moment-eğrilik ilişkisinde başlangıca yakın çevirim sıkışması ve yükleme sırasında eleman uçlarında oluşan plastik bölgelerin sonlu uzunlukları da gözönünde bulundurulmuştur.

Betonarme perdeler, deprem yönetmeliklerince tanımlanan kritik perde yüksekliği boyunca iç kuvvetlerin değişimini kontrol edebilmek amacıyla, sayısı en az dört olmak kaydıyla birbirleriyle seri halde birleşen doğrusal elastik alt perde elemanlara bölünmüş, her bir parçaya ait serbestlik derecesi 12 olmak üzere dinamik yükleme sırasında her parçanın değişen eğilme ve kayma özellikleri bu alt elemanlarda ayrı ayrı incelenmiştir.

Bağ kirişlerinin tek ya da her iki ucundan rijitliği oldukça büyük olan perdelerle mesnetli olmaları nedeniyle, bu elemanlara ait uç yerdeğiştirmeleri uygunluk ifadeleriyle düzenlenmiş ve elemana ait rijitlik matrisinin hesabında dikkate alınmıştır.

Daha önceki depremlerden ya da statik yükleme durumundan oluşmuş iç kuvvetler ve plastik şekildeğiştirmeler, eylemsizlik ve sönüm etkileri statikçe eşdeğer uç yüklemeleri olarak gözönünde bulundurulmuştur.

Çözüm modelinde eğilme özelliklerindeki değişim geliştirilmiş Roufaiel-Meyer çevirim iskelet eğrisi ile, kayma özelliklerindeki değişim ise Başlangıca Yönelik çevirim iskelet eğrisiyle tanımlanmıştır. Moment-eğrilik ilişkisinde yer alan belirleyici moment değerleri akma momentine göre, belirleyici eğrilik değerleri ise akma momentine karşı gelen akma eğriliğine göre normalize edilip boyutsuz hale getirilmiştir. Böylelikle yükleme tamamlandıktan sonra sonuçta ulaşılan boyutsuz eğrilik değerinden, kolaylıkla süneklik değerlerine geçilmiştir.

Betonarme elemanlarda kritik eğrilik oranlarının aşılması ile başlayan dayanım azalması, deprem hareketinin sonuna dek geçen zaman içerisinde birikmiş şekildeğiştirme enerjisine bağlı bir dayanım düşümü fonksiyonu ile kontrol edilmiştir. Pozitif eğilme için oluşmuş hasar dolayısıyla azalan dayanımın, kesitin negatif eğilme momenti taşıma kapasitesini de azalttığı gözönünde bulundurulmuştur. Ancak dayanım azalmasının yerel y ve z eksenlerine göre bağılaşık olmadığı kabul edilmiştir.

Özellikle plastik mafsalların oluşum bölgelerini kontrol altına alabilmek için, tüm elemanlar üzerinde beş adet kontrol noktası tanımlanmıştır. Bu noktalardan eleman

boyunun ortasına denk gelende, antimetrik yükleme nedeniyle plastik mafsall oluşumunun söz konusu olmadığı kabul edilmiştir.

Çalışmada stokastik deprem hareketi, bünyesinde tüm frekans içeriklerini barındıran Gaussian beyaz gürültünün Kanai-Tajimi filtresinden geçirilmesiyle modellenmiştir. Üçüncü örnek yapı sistemi için sağlam zemin koşullarında, toplam süreleri 15 er saniye olan ve önemli yıkıcı deprem özelliğine sahip 40 adet benzetilmiş kuvvetli hareket depremi üretilmiş ve uygulanmıştır.

Yapı sisteminin stokastik deprem yükleri etkisinde rastgele karşılığının incelenmesi amacıyla, sistemin dinamik hareket denklemi, 1.dereceden eşdeğer Itô-Stratonovich stokastik diferansiyel denklemi olarak ifade edilmiştir. Birbirine oldukça yakın stokastik diferansiyel ifadeler olan Itô ve Stratonovich denklemlerinin, mevcut problem bakımından özdeş sonuç verdiği anlaşılmıştır.

Sistemin karşılıklarının elde edilmesi amacıyla, karşılıkların olasılık yoğunluk fonksiyonlarının Fokker-Planck-Kolmogorov denklemleri ile tanımlanabileceği, ancak karmaşık ve doğrusal olmayan davranışlar içeren yapı sistemleri için bu ifadelerin çözülmesinin zorluğu görülmüştür. Bu durum karşısında, çalışmada yapı sisteminin karşılığının istatistiklerini kestiren diferansiyel denklem sistemleri kullanılmış, durum değişkenlerine ait ortalama değerlere ve bileşik merkezsiz momentlere ulaşılmıştır.

Sistemin hareket denklemi, kuvvetli harekete ait filtre denklemi ve bünye bağıntıları kullanılarak, 1. dereceden eşdeğer Stratonovich stokastik diferansiyel denklemi biçiminde genel dinamik hareket ifadesi elde edilmiştir. Çalışmada global sönüm matrisini oluşturmak için Caughey sönüm modeli kullanılmıştır. 1. dereceden eşdeğer Stratonovich stokastik diferansiyel denklemde bulunan öteleme vektörüne ait simetri özelliği, durum değişkenlerinin tek dereceli olanlarına ait ortalama değerler ve bileşik istatistik momentlerin sıfır değerine sahip olmalarını sağlamakta olduğundan, stokastik diferansiyel denklemlerin çözümünden yerdeğiştirmeler ve iç kuvvetleri elde edilmiştir. Diğer yandan, tek bir kuvvetli hareket etkisinde yapılan çözümlemeler, deterministik çözümleme sonuçları ile örtüşmektedir.

Global sistemin karşılığının elde edilmesi için çözülecek diferansiyel denklemlerin sayısı, durum değişkenlerinin sayısına bağlı olduğu için, çözüm süresini ve yükünü azaltmak amacıyla bir sistem indirgemesi yapılmıştır. İndirgeme, hasar görmemiş doğrusal sisteme ait modların sınırlı sayıda seriye açılmasına dayandırılmıştır. Yerdeğiştirme ve genelleştirilmiş kuvvetler vektörleri, ilki önemli ölçüde doğrusal

olmayan davranışı barındıran, ikincisi de doğrusal elastik davranışı barındıran parçalara ayrılmıştır. Bunlara ait bünye ifadeleri de benzer biçimde geliştirilmiştir.

Çalışmada açıklanan çözüm modeli kapsamında bir bilgisayar programı geliştirilmiştir. İki ana program grubundan oluşan program paketi içerisinde bulunan PREP yazılımı, kuvvetli deprem hareketinin başlamasından önce doğrusal elastik davranan yapı sistemine ait dinamik özelliklerin belirlenmesini, yer hareketinin tanıtılmasını ve ikinci program grubu için giriş verisi oluşumunu sağlamaktadır.

SAR-CFW adlı ikinci yazılım, deprem hareketi sırasında yapının doğrusal olmayan çözümlemesinin yapıldığı program grubudur. Dinamik yüklerin etkisiyle çatlayan, daha sonra da akan, kalıcı şekildeğişikliklerin olduğu taşıyıcı sistem elemanları için, her bir zaman adımında tanımlanmış çevirim iskelet eğrileri kullanılarak elemanlara ait yeni eğilme ve kayma rijitlikleri elde edilmekte ve yüklemenin bitiminde ilgilenilen elemanlara ait yerdeğiştirme, dönme ve iç kuvvetlerin zaman kayıtları, eğrilik oranları ve ayrıca benzeşim sayısının birden çok olduğu stokastik çözümlemeler için bunlara ait ortalama ve standart sapma değerleri elde edilmektedir.

Geliştirilen çözümleme modeli ve buna dayalı bilgisayar yazılımlarının doğruluğu ve uygunluğunu göstermek amacıyla çözülen ilk örnek (1:10) ölçeğinde Illinois Üniversitesi-Urbana Champaign' de inşa edilmiş toplam 10 kattan oluşan ve sarsma tablası deneyleri yapılmış bir model yapısıdır. 1.modun esas alındığı model yapının en üst kat yerdeğiştirmesine ait deney kayıtları, en büyük değerin $t=3.40$ saniyede 0.029 m olduğunu göstermektedir. Çalışmada geliştirilen bilgisayar programı ile yapılan çözümleme sonucunda aynı değer yine $t=3.40$ saniyede ve 0.024 m olarak hesaplanmıştır. Ayrıca en üst kat yerdeğiştirmesinin zaman kayıtları diğer araştırmacıların geliştirdikleri bilgisayar programları ile karşılaştırılıp incelendiğinde, geliştirilen programın, genlikleri ve bunların oluşum sürelerinin kestiriminde oldukça başarılı olduğu görülmüştür. En büyük genliğin $0.36g$ olduğu yüklemenin sona ermesiyle birlikte, yapıda kalıcı şekildeğişikliklerin olduğu, birinci ve ikinci moda ait periyotların sırasıyla %49 ve %50 oranında uzadıkları anlaşılmıştır. Bu durum için tanımlanan modal maksimum yumuşama göstergeleri her iki mod için 0.33 değerinde bulunarak, yapının orta hasarlı olduğu bulunmuş, oluşan plastik mafsallar çalışmada sunulmuştur.

A.B.D.-Japonya ortak araştırma projesi kapsamında, Tsukuba'da (1:1) ölçeğinde inşa edilmiş betonarme perde ve çerçevelerden oluşan toplam 7 katlı yapı

çalışmada incelenmiş diğer bir örnek sistemdir. Yarı-dinamik deney sırasında, yapıya 1952 tarihli Taft deprem kaydı D-B bileşeninden yüksek frekanslı bileşenlerinin temizlenmesiyle üretilmiş deneysel deprem hareketi etkilmiştir. Geliştirilen bilgisayar programı sonuçlarına göre yapının en üst katında en büyük yerdeğiştirme değeri 0.26 m olarak hesaplanmıştır. Bu değer deney kayıtlarına göre 0.24 m dir. Yapının tabanında oluşan kesme kuvvetinin zamanla değişimine ait en büyük değer ise deneysel çalışmada 4110 kN olarak kaydedilmişken, bu çalışmada 3700 kN olarak elde edilmiştir. En üst kat yerdeğiştirme ve taban kesme kuvvetine ait zaman kayıtlarındaki salınımların aynı zaman ve aynı işaretli olacak biçimde üst üste düştüğü görülmüştür. Diğer yandan taban kesme kuvveti ve en üst kat toplam yerdeğiştirmelerinin ilişkisi incelendiğinde yapıya ait yerdeğiştirme sünegliği 4.32 olarak hesaplanmıştır. Kaynaklarda deneysel çalışmada ise bu değerin 4.10 olduğu belirtilmiştir. Ayrıca yapının en üst katına ait beş farklı eleman için benzer inceleme yapılmış, yerdeğiştirme sünegliğine ait ortalama 4.36 değeri elde edilmiştir.

Henüz hasar görmemiş yapının birinci ve ikinci modlarına ait periyotları sırasıyla 0.46 s ve 0.12 s olarak hesaplanmış ve yüklemenin sonucunda bu değerler sırasıyla %89 ve %50 oranında uzamıştır. Deney sonuçları ise hasarsız yapıya ait ortalama periyotların sırasıyla 0.44 s ve 0.12 s, yükleme sonrasında ise %93 ve %50 oranında uzadığını belirtmektedir. Modal maksimum yumuşama hasar göstergeleri ilk iki mod için yükleme sonunda 0.47 ve 0.33 olarak hesaplanmış, yapının orta derecede hasarlı olduğu anlaşılmıştır.

Çalışmada geliştirilen program ile yapılan çözümleme sonucunda, en alt katta yer alan perde donatılarında 4 üncü saniyeden itibaren akmaların oluştuğu, yükleme sonucunda bu elemana ait eğrilik sünegliğinin 3.78 değerine ulaştığı görülmüştür. Yapıya ait taşıyıcı sistem elemanlarında oluşan plastik mafsallar çalışmada sunulmuş, deneysel sonuçlar ile oldukça büyük benzerliklerin elde edildiği görülmüştür.

Benzetilmiş deprem yükleri altında 5 katlı betonarme perde ve çerçevelerden oluşan bir örnek yapının stokastik çözümlemesi, sayısal uygulamalar arasında çalışmada yer almaktadır. BD01~BD40 isimli 40 adet genlikleri durağan dışı (*non-stationary*) 15 saniye uzunluğa sahip benzetilmiş depremler üretilmiş, bunlara ait en büyük genliklerin mutlak değer olarak ortalaması 0.55g bulunmuştur. Bazı karakteristik özelliklerin tanımlanması bakımından BD01 deprem hareketi için en büyük genliğin değeri 537 gal, efektif ivme değeri 531.9 gal, efektif süresi 8.2 saniye ve Housner Şiddeti ise $Sl_{0.20}=164$ cm dir.

Tüm yüklemeler sonucunda kat yerdeğiştirmeleri ile bazı elemanların eğilme momentleri ve kesme kuvvetlerinin zaman içerisinde değişimine ait toplum ortalamaları ve standart sapmaları elde edilmiştir. Hesaplanan toplum istatistiklerinin zamanla değişim değerlerinden yerdeğiştirme ve iç kuvvetlerin durağan dış olduğu açıkça görülmektedir.

Diğer yandan taşıyıcı sistemi oluşturan betonarme elemanların her yükleme için ilk 0.1 s içerisinde çatladığı, 1.5 saniyeden sonra ise hemen hemen tüm elemanların akma kapasitelerine ulaştığı sonucuna varılmıştır. Ayrıca bu tip kuvvetli hareket etkisinde, bağ kirişlerinin öncelikle perdelerle mesnetlendikleri düğüm noktalarında sonrada diğer düğüm noktalarında plastik mafsalların oluşacağı, en alt katta yer alan kolonlar ve perdede de plastik mafsal oluşumu sebebiyle kat mekanizması durumuna ulaşılacağı sonuçları çıkartılmıştır.

Yapıların güvenilirlik ve hasar dağılımları araştırmasında, betonarme yapıların olasılıklı tasarımılarının yapılabilmesinde toplum istatistiklerinin yanısıra, ilgili büyüklüklere ait olasılık yoğunluklarının da bilinmesi gerekmektedir. Olasılık yoğunluk fonksiyonları, ilgili durum değişkenine bağlı olarak farklı istatistiksel dağılımlar şeklinde ortaya çıkabilmektedirler. Bu çalışmada elde edilmiş olan sistem karşılıklarına ait ortalama ve standart sapma değerleri, uygun istatistiksel dağılım fonksiyonlarının olasılık hesaplarında kullanılmak amacıyla türetilmişlerdir.

Dolayısıyla ilerideki çalışmalarda bir güvenilirlik analizi için benzeşim sonuçlarının olasılık yoğunluk fonksiyonları ile ilişkilerinin çıkartılması, bunların ayrı ayrı gözönüne alınarak incelenmesi önemli olacaktır.

KAYNAKLAR

- Afet Bölgelerinde Yapılacak Yapılar Hakkında Yönetmelik**, 1997. *Bayındırlık ve İskan Bakanlığı*, Başbakanlık Basımevi, Ankara.
- Aoyama, H.**, 1975. Non-linear Analysis of R-C Structures, *IISSE Lecture Notes*, Tsukuba, Japan.
- Arnold, L.**, 1973. Stochastic Differential Equations: Theory and Applications, John Wiley & Sons, Inc., New York.
- Asano, K. ve Iwan, W.D.**, 1984. An Alternative Approach to the Random Response of Bi-Linear Hysteretic Systems, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **110**, 11, 2585-2601.
- Assaf, Z.A. ve Zirkle, L.D.**, 1976. Approximate Analysis of Non-Linear Stochastic Systems, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **23**, 4, 477-492.
- Atalık, T.S. ve Utku, Ş.**, 1976. Stochastic Linearization of Multi-Degree-of-Freedom Non-Linear Systems, *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, **4**, 411-420.
- Atalay, M.B. ve Penzien, J.**, 1975. The seismic behavior of critical regions of reinforced concrete components as influenced by moment, shear and axial forces, *Earthquake Engineering Research Center Report, EERC-75-19*, University of California, Berkeley.
- Bouc, R.**, 1967. Forced vibrations of a mechanical system with hysteresis, *Abstracts of the 4th Conference on Non-Linear Oscillations*, Prague, Czechoslovakia, 25-26.
- Caughey, T.K. ve Ma, F.**, 1982. The Steady-State Response of a Class of Dynamical Systems to Stochastic Excitations, *Journal of Applied Dynamics*, **49**, 629-633.

- Celep, Z. ve Kumbasar, N.,** 1992. Örneklerle Yapı Dinamiği ve Deprem Mühendisliğine Giriş, Sema Matbaacılık, İstanbul.
- Chung, Y.S., Meyer, C. ve Shinozuka, M.,** (1989). Modeling of Concrete Damage, *ACI Structural Journal*, **86**, 3-14.
- Clough, R.W. ve Johnston, S.B.,** 1966. Effect of Stiffness Degradation on Earthquake Ductility Requirements, *Proceedings of the 2nd Japan Earthquake Engineering Symposium*, Japan, March 1966, 227-232.
- Clough, R.W. ve Penzien, J.,** 1993. Dynamics of Structures, 2nd Ed., McGraw-Hill Book Company, New York.
- Cumming, I.G.,** 1967. Derivation of the Moment of a Continuous Stochastic System, *International Journal of Control*, **5**, 1, 85-90.
- Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt 1, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- Çakıroğlu, A., Özden, E. ve Özmen, G.,** 1992. Yapı Sistemlerinin Hesabı İçin Matris Metotları ve Elektronik Hesap Makinesi Programları, Cilt 2, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- Çakıroğlu, A., ve Özmen, G.,** 1973. Çerçeve ve boşluklu perdelerden oluşan yapıların yatay yüklere göre hesabı, *Teknik Rapor*, **16**, İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi Matbaası, İstanbul.
- Çakıroğlu, A. ve Karadoğan, F.,** 1997. Plastic Hinge Capacities, Curvature and Structural Ductilities, *Proceedings of the 1st Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, İstanbul, March 1997, 23-40.
- Çeçen, H.,** 1979. Response of ten storey, reinforced-concrete model frames to simulated earthquakes, *Ph.D. Thesis*, University of Illinois, Urbana.
- DiPasquale, E. ve Çakmak A.S.,** 1990. Detection of Seismic Structural Damage Using Parameter-Based Global Damage Indices, *Probabilistic Engineering Mechanics*, **5**, 60-65.
- Ersoy, U. ve Özcebe, G.,** 1997. Moment-Curvature Relationship of Confined Concrete Sections, *1st Japan-Turkey Workshop on Earthquake Engineering*, İstanbul, March 1997, 9-21.

- Fajfar, P. ve Fischinger, M.**, 1987. Non-Linear Seismic Analysis of RC Buildings: Implications of a Case Study, *Proceedings of the European Earthquake Engineering*, Balkena, September 1987, 31-43.
- Gihman, I.I. ve Skohorod, A.W.**, 1972. Stochastic Differential Equations, Springer-Verlag, Heidelberg.
- Girgin, K.**, 1996. Betonarme yapı sistemlerinde ikinci mertbe limit yükün ve göçme güvenliğinin belirlenmesi için bir yük artımı yöntemi, *Doktora Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.
- Grossmayer, R.L.**, 1981. Stochastic Analysis of Elasto-Plastic Systems, *Journal of Engineering Mechanics*, **107**, 97-116.
- Gündüz, A.**, 1990. Kuşatılmış Betonlu Dikdörtgen Kiriş Kesitleriyle İlgili Geliştirilmiş Bir Tasarım Algoritması, *İMO Teknik Dergi*, 133-146.
- Hasgür, Z.**, 1995. Non-Stationary Frequency Effect of the Ground Motion upon the Strength Levels of the Shear Type RC Structures, *Soil Dynamics and Earthquake Eng.*, **14**, 453-461.
- Hasgür, Z.**, 1997. İtalya, Yugoslavya, Anadolu ve Ermenistan Kuşağı Deprem Şiddetleri, *Prof.Dr. A.Rifat Yarar Sempozyumu*, **TDV-KT-003**, I, 203-215.
- Hasgür, Z. ve Gündüz, A.N.**, 1996. Betonarme Çokkatlı Yapılar, Beta Basım Yayım Dağıtım A.Ş., İstanbul.
- Hoedajanto, D.**, 1983. A model to simulate lateral force response of RC structures with cylindrical and box sections, *Ph.D. Thesis*, University of Illinois, Urbana.
- Iwan, W.D. ve Yang, I.M.**, 1971. Statistical Linearization for Non-Linear Structures, *Journal of Engineering Mechanics*, **47**, 1609-1622.
- Jazwinski, A.H.**, 1970. Stochastic Processes and Filtering Theory, Academic Press, New York.
- Jennings, P.C., Housner, G.W. ve Tsai, N.C.**, 1968. Simulated earthquake motions, *Report of Earthquake Engineering Research Laboratory*, **EERL-02**, California Institute of Technology, USA.

- Kabeyasava, T., Shiohara, H., Otani, S. ve Aoyama, H., 1983.** Analysis of the Full-Scale Seven Story Reinforced Concrete Test Structure, *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokio*, Vol.XXXVII, **2**, 431-478.
- Kabeyasava, T., Shiohara, H., Otani, S. ve Aoyama, H., 1984.** U.S.-Japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test, Part 5: Discussion of Dynamic Response of the System, *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, **VI**, San Francisco, USA, July 21-28, 627-634.
- Kaldjian, M.J., 1967.** Moment-Curvature of Beams as Ramberg-Osgaad Functions, *Journal of Structural Division*, **93**, 55-65.
- Kaminosono, T., Watabe, M., Okamoto, S., Nakata, S. ve Yoshimura, M., 1984.** U.S.-Japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test, Part 1: Single-Degree-of-Freedom Pseudo-Dynamic Test, *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, **VI**, San Francisco, USA, July 21-28, 595-602.
- Kanaan, A.E., ve Powel, G.H., 1973.** DRAIN-2D, a general purpose computer program for dynamic analysis of planar structures, *Earthquake Engineering Research Report*, **UBC/EERC-73/6**, University of California, Berkeley, USA.
- Kobori, T., Minai, R. ve Suzuki, Y., 1976.** Stochastic Seismic Response of Hysteretic Structures, *Bulletin of Disaster Prevention Research Institute*, Kyoto University, **26**, 1, 236, 57-70.
- Köylüoğlu, H.U., Nielsen, S.R.K., Abbott, J. ve Çakmak, A.Ş., 1995.** Local and Modal Damage Indicators for Reinforced Concrete Shear Frames Subject to Earthquakes, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **14**, 150-162.
- Kristensen, N.B. ve Nørgaard, K., 1992.** stokastisk responsanalyse af plastik deformedede dynamisk påvirkede 3D betonrammer, *M.Sc.Thesis*, Department Building Technology and Structural Engineering, University of Aalborg, Denmark, (in Danish).

- Kunnath, S.K. ve Reinhorn, A.M.**, 1994. IDARC2D-V:3.1: Inelastic damage analysis of RC building structures, *Users Manual*, University of New York at Buffalo, New York.
- Langley, R.S.**, 1988. A Variational Formulation of the FPK Equations with Application to the First Passage Problem in Random Vibrations, *Journal of Sound and Vibration*, **123**, 2, 213-227.
- Lopez, R.R.**, 1988. A numerical model for non-linear response of R/C frame-wall structures, *Ph.D. Thesis*, University of Illinois, Urbana Champaign.
- Ma, S.M., Bertero, V.V. ve Popov, E.P.**, 1976. Experimental and analytical studies on the hysteretic behavior of RC rectangular and T-Beams, *Earthquake Engineering Research Center Report*, **76-2**, University of California, Berkeley.
- Mander, J.B., Priestly, M.J.N. ve Park, R.**, 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, **114**, 8, 1804-1826.
- McGuire, W., Gallangher, R.H. ve Ziemian, R.D.**, 2000. Matrix Structural Analysis, John Wiley & Sons, Inc., New-York.
- Midorikawa, M. ve Kitagawa, Y.**, 1984. U.S.-Japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test, Part 4: Dynamic Characteristics of the Building, *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, **VI**, San Francisco, USA, July 21-28, 619-625.
- Minai, R. ve Suzuki, Y.**, 1985. Seismic Reliability Analysis of Building Structures, *Proceedings of the ROC-Japan Joint Seminar on Multiple Hazards Mitigation*, National Taiwan University, ROC, October 1985, 193-208.
- Mørk, K.J.**, 1989. Stochastic response and reliability analysis of hysteretic structures, *Ph.D. Thesis*, University of Aalborg, Denmark.
- Mørk, K.J.**, 1992. Stochastic Response Analysis of 3D Reinforced Concrete Structures Under Seismic Excitation, *Structural Reliability Theory*, **99**, Aalborg University, Denmark.
- Mørk, K.J.**, 1992. Stochastic Analysis of Reinforced Concrete Frames Under Seismic Excitation, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **11**, 145-161.

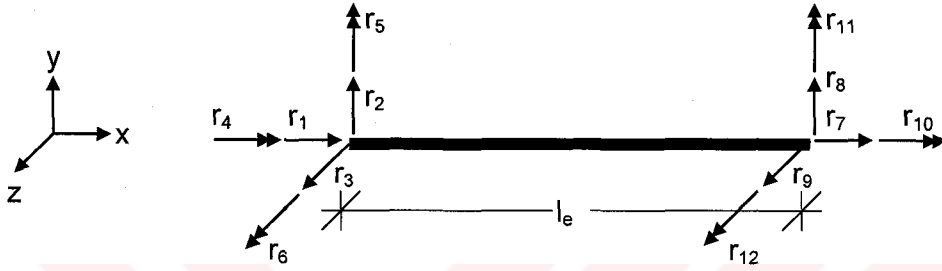
- Mørk, K.J. ve Nielsen, S.R.K.**, 1988. Program for Stochastic Analysis of Plane Reinforced Concrete Frames Under Seismic Excitation, *Structural Reliability Theory*, **91**, Aalborg University, Denmark.
- Mørk, K.J. ve Nielsen, S.R.K.**, 1990. System Reduction for Random Dynamically Loaded Elasto-Plastik Structures, *Structural Reliability Theory*, **76**, Aalborg University, Denmark.
- Mørk, K.J. ve Nielsen, S.R.K.**, 1991. System Reduction for Random Dynamically Loaded Elasto-Plastik Structures, *Proceedings of the Scandinavian Forum for Stochastic Mechanics*, Sweden, April 1991, 145-157.
- Nielsen, S.R.K.**, 1993. Linear Stochastic Vibration Theory, *Vibration Theory*, **3**, Aalborg University, Denmark.
- Nielsen, S.R.K., Mørk, K.J. ve Thoft-Christensen, P.**, 1989. Response Analysis of Hysteretic Multi-Storey Frames Under Earthquake Excitation, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, **18**, 655-666.
- Okamoto, S., Kitagawa, Y., Nakata, S., Yoshimura, M. ve Kaminosono, T.**, 1984. U.S.-Japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test, Part 2: Damage Aspects and Response Properties Before Repair Works, *Proceedings of the 8th World Conference on Earthquake Engineering*, **VI**, San Francisco, USA, July 21-28, 603-610.
- Penelis, G.G. ve Kappos, A.J.**, 1997. Earthquake Resistant Concrete Structures, E&FN Spon, London.
- Przemieniecki, J.S.**, 1968. Theory of Matrix Structural Analysis, McGraw-Hill Book Company, New York.
- Rodriguez-Gomez, S., Chung, Y.S., ve Meyer, C.**, 1990. SARCF-III: User's guide; seismic analysis of reinforced concrete frames, *Technical Report NCEER-90-27*, National Center for Earthquake Engineering Research, State University of New York at Buffalo, USA.
- Roufaiel, M.S.L. ve Meyer, C.**, 1987. Analytical Modelling of Hysteretic Behavior of R/C Frames, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, **113**, 429-444.
- Ruiz, P. ve Penzien, J.**, 1969. Probabilistic study of behavior of structures during earthquakes, *Earthquake Engineering Research Center Report*, **69-3**, University of California, Berkeley.

- Skjærbæk, P.S., Nielsen, S.R.K., ve Çakmak, A.Ş.**, 1996. Identification of Damage in Reinforced Concrete Structures from Earthquake Records-Optimal Location of Sensors, *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, **15**, 347-358.
- Sözen, M.A.**, 1974. Hysteresis in Structural Elements, *Applied Mechanics in Earthquake Engineering*, **8**, 63-98.
- Spencer, B.F.Jr.**, 1987. Reliability of Randomly Excited Hysteretic Structures, Springer-Verlag, Heidelberg.
- Stratonovich, R.L.**, 1963. Topics in the Theory of Random Noise, Vol:1, Gordon and Breach, New York.
- Suzuki, Y. ve Minai, R.**, 1985. A Method of Seismic Response Analysis of Hysteretic Structures Based on Stochastic Differential Equations, *Journal of Engineering Mechanics*, **102**, 245-263.
- Suzuki, Y. ve Minai, R.**, 1985. Seismic Reliability Analysis of Hysteretic Structures Based on Stochastic Differential Equations, ICOSAR 85, *Proceedings of the World Conference on Structural Safety and Reliability*, **2**, 177-185.
- Suzuki, Y. ve Yamagishi, Y.**, 1995. Seismic Reliability Analysis of Hysteretic Structural Systems With Uncertain Parameters, Ed.by Spanos, P.D., *Proceedings of the 2nd International Conference on Computational Stochastic Mechanics*, Athens, Greece, 12-15June, 259-266.
- Tajimi, H.**, 1960. Semi-Empirical Formula for the Seismic Characteristics of the Ground, *Proceedings of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering*, II, Tokyo and Kyoto, 781-798.
- Takayanagi, T. ve Schnobrich, W.C.**, 1976. Computed Behavior of RC Coupled Shear Walls, *Structural Research Series*, **434**, University of Illinois, Urbana.
- Tanabashi, R. ve Kaneta, K.**, 1962. On the Relation Between the Restoring Force Characteristics of Structures and the Pattern of the Earthquake Ground Motion, *Proceedings of the Japan National Symposium on Earthquake Engineering*, Tokyo, 57-62.

- Wen, Y.K.**, 1975. Approximate Method for Non-Linear Random Vibration, *Journal of Engineering Mechanics Division*, **101**, 389-401.
- Wen, Y.K.**, 1976. Method for Random Vibration of Hysteretic Structures, *Journal of Engineering Mechanics Division*, **102**, 249-263.
- Wen, Y.K.**, 1980. Equivalent Linearization for Hysteretic Systems Under Random Excitation, *Journal of Applied Mechanics*, **47**, 150-154.
- Yang, C.Y.**, 1986. Random Vibration of Structures, John Wiley & Sons Publications, Canada.
- Yoshimura, M. ve Tsubosaki, H.**, 1984. U.S.-Japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test, Part 6: Ultimate Moment-Resisting Capacity, *Proceeding of the, 8th World Conference on Earthquake Engineering*, **VI**, San Francisco, USA, July 21-28, 635-642.
- Yüksel, E.**, 1998. Bazı düzensizlikler içeren üç boyutlu büyük yapı sistemlerinin doğrusal olmayan çözümlemesi, *Doktora Tezi*, İTÜ Fen Bilimleri Enstitüsü, İstanbul.

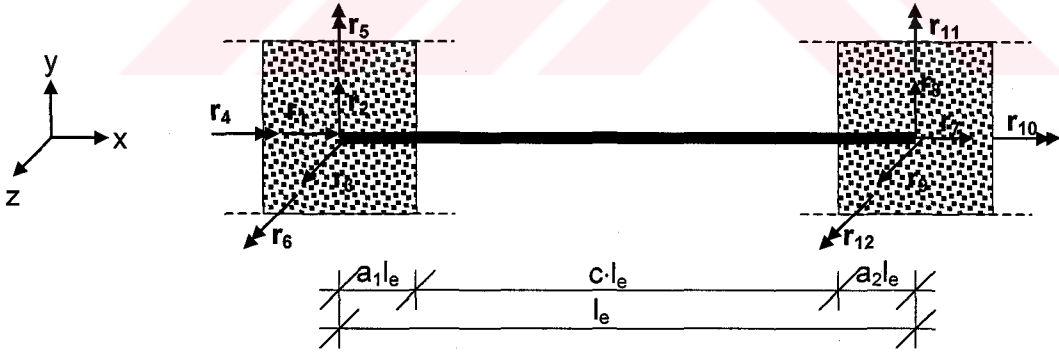
EK A. BETONARME ELEMANLARA AİT MATRİSLER

Yapı sistemini oluşturan betonarme kirişler, kolonlar, bağ kirişleri ve perdeler için kullanılan rijitlik ve kütle matrisleri, dış serbestlik dereceleri, $\{r_e\}$, Şekil A.1'deki yönleriyle alınarak elde edilmiştir.



Şekil A.1. Elemanların Dış Serbestlikleri

Bağ kirişlerine ait rijitlik matrisi elde edilirken de, Şekil A.1' de görülen benzer uç yerdeğiştirmeleri aynı yönlerde alınarak kullanılmıştır. Bağ kirişlerinin toplam ve rijit mesnetlenme boylarına ilişkin notasyon, Şekil A.2' de görülmektedir.



Şekil A.2. Bağ Kirişlerinin Dış Serbestlikleri ve Boyutlar

Bağ kirişlerinde kullanılacak uygunluk matrisi $[B_c]$, Bölüm 2' de açıklandığı biçimde (2.68) ve (2.69) bağıntıları yardımıyla elde edilmiştir.

Diğer yandan, geometrik rijitlik matrisi ve kütle matrisinin oluşturulması için kullanılan enterpolasyon matrisi $[N(x)]$, kayma şekildeğiştirmeleri gözönüne alınmadan Şekil A.1' de görülen uç yerdeğiştirmelerine uygun olacak şekilde elemana ait denge denklemleri yazılarak **Przemieniecki (1968)** de olduğu biçimde elde edilmiştir.

BAĞ KIRIŞLARI İÇİN RİJİTLİK MATRİSİ: $[k_{b,e}]$

$$[k_{b,e}] = \begin{bmatrix} \frac{EA}{I} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \left[1 + \frac{1}{c}\right] \frac{12EI_z}{I^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \left[1 + \frac{(1+4a_1)}{c} + \frac{2}{c^2}a_1 + 2a_1\right] \frac{6EI_z}{I^2} \\ 0 & 0 & \frac{12EI_y}{I^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{GI_x}{I} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{I^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \left[1 + \frac{(1+4a_1)}{c} + \frac{2}{c^2}a_1 + 2a_1\right] \frac{6EI_z}{I^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \left[1 + \frac{3}{2c^2}(2a_1c + 3a_1^2c - a_1a_2c + a_1^2c^2 + 2a_1^2c^2 + a_1 + a_1^2 - a_1a_2)\right] \frac{4EI_z}{I} \\ -\frac{EA}{I} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & -\left[1 + \frac{1}{c}\right] \frac{12EI_z}{I^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & -\left[1 + \frac{(1+4a_1)}{c} + \frac{2}{c^2}a_1 + 2a_1\right] \frac{6EI_z}{I^2} \\ 0 & 0 & -\frac{12EI_y}{I^3} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\frac{GI_x}{I} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{6EI_y}{I^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \left[1 + \frac{(1+4a_2)}{c} + \frac{2}{c^2}a_2 + 2a_2\right] \frac{6EI_z}{I^2} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \left[1 + \frac{3}{c^2}(a_1c + a_2c - a_2^2c + 3a_1a_2c + a_1c^2 + 2a_1a_2c^2 + a_2 - a_2^2 + a_1a_2)\right] \frac{2EI_z}{I} \end{bmatrix}$$

$-\frac{EA}{I}$	0	$-\left[1+\frac{1}{c}\right]\frac{12EI_z}{l^3}$	0	0	0	0	$\left[1+\frac{(1+4a_2)}{c}+\frac{2}{c^2}a_2+2a_2\right]\frac{6EI_z}{l^2}$	0
0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	0	$-\frac{12EI_y}{l^3}$	0	0	$-\frac{6EI_y}{l^2}$	0	0
0	0	0	0	$-\frac{GI_x}{I}$	0	0	0	0
0	0	0	$\frac{6EI_y}{l^2}$	0	0	$\frac{2EI_y}{I}$	0	0
0	0	$-\left[1+\frac{(1+4a_1)}{c}+\frac{2}{c^2}a_1+2a_1\right]\frac{6EI_z}{l^2}$	0	0	0	0	$\left[1+\frac{3}{c^2}(a_1c+a_2c-a_1^2c+3a_1a_2c+a_2c^2+2a_1a_2c^2+a_1-a_1^2+a_2)\right]\frac{2EI_z}{I}$	0
$\frac{EA}{I}$	0	0	0	0	0	0	0	0
0	0	$\left[1+\frac{1}{c}\right]\frac{12EI_z}{l^3}$	0	0	0	0	$-\left[1+\frac{(1+4a_2)}{c}+\frac{2}{c^2}a_2+2a_2\right]\frac{6EI_z}{l^2}$	0
0	0	0	$\frac{12EI_y}{l^3}$	0	0	$\frac{6EI_y}{l^2}$	0	0
0	0	0	0	$\frac{GI_x}{I}$	0	0	0	0
0	0	0	$\frac{6EI_y}{l^2}$	0	0	$\frac{4EI_y}{I}$	0	0
0	0	$-\left[1+\frac{(1+4a_2)}{c}+\frac{2}{c^2}a_2+2a_2\right]\frac{6EI_z}{l^2}$	0	0	0	0	$\left[1+\frac{3}{c^2}(2a_2c+3a_2^2c-a_1a_2c+a_2c^2+2a_2^2c^2+a_2+a_2^2-a_1a_2)\right]\frac{4EI_z}{I}$	0

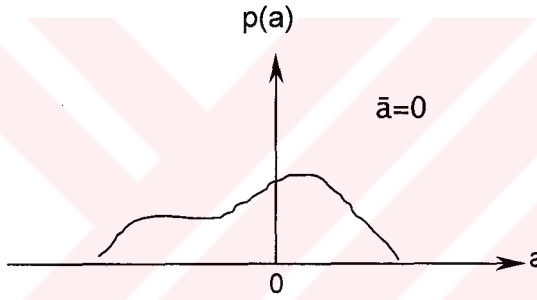
(A.4)

Ek B. BEYAZ GÜRÜLTÜYE AİT STOKASTİK FONKSİYONLAR

Kuvvetli hareket yüklemesi olarak $t=0$ anında başlayan ve S_0 şiddetinde üniform bir spektral güç yoğunluk fonksiyonuna sahip beyaz gürültü, Gaussian özellikli birim Wiener işleyiminden üretilmektedir. Wiener işleyimi

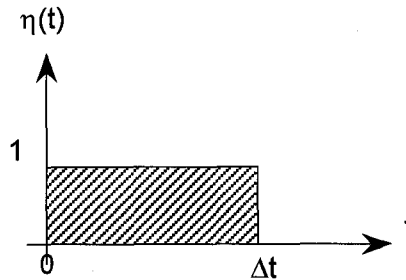
$$dW_{kr} = a_{kr} \cdot \eta(t) \quad (B.1)$$

ifadesiyle, sıfır ortalama değerine sahip bağımsız rastgele değişkenler olan a_{kr} ve bunları zaman adımı Δt düzenleyen fonksiyon $\eta(t)$ cinsinden edilir. a_{kr} ye ait olasılık yoğunluk fonksiyonu $p(a)$ Şekil B.1' de görülmektedir.



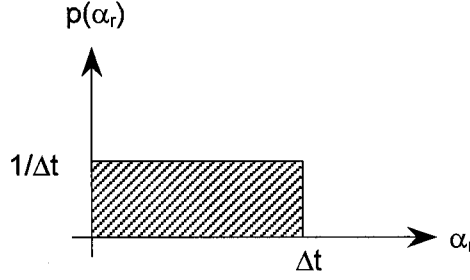
Şekil B.1. a_{kr} 'ye Ait Olasılık Yoğunluk Fonksiyonu

$\eta(t)$ fonksiyonu ise herhangi bir zaman adımı Δt için Şekil B.2' deki gibi tanımlanmaktadır.



Şekil B.2. $\eta(t)$ Fonksiyonu

Eşit aralıklı rastgele zamanlar $\dots, t_{-2}, t_{-1}, t_0, t_1, t_2, \dots$ ve bunlar arasındaki fark yukarıda da açıklandığı gibi, Δt olarak ifade edilmiştir. $t=0$ anından önceki t_0 anını belirten α_r istatistikçe bağımsız rastgele faz parametresi, Şekil B.3'de görüldüğü gibi $[0,1]$ aralığında üniform olasılık yoğunluk fonksiyonuna sahip, bağımsız stokastik değişkenidir.



Şekil B.3. α_r ' ye Ait Olasılık Yoğunluk Fonksiyonu

Bu fonksiyonlar yardımıyla üretilen W_{kr} nin r nci rastgele örnekleme 3. Bölüm' de sunulmuştur.

Bilgisayar ortamında üretilmiş, birim şiddetli olasılık yoğunluk fonksiyonuna sahip rastgele sayılar kümesi $\{U_i\}$, yine sıfır ortalama değerine ve birim varyansa sahip Gaussian dağılımlı rastgele değişkenler kümesine Box-Müller dönüştürümü ile

$$W_i = \sigma (-2\ln U_i)^{1/2} \cdot \cos(2\pi U_{i+1}) \quad (B.2a)$$

$$W_{i+1} = \sigma (-2\ln U_i)^{1/2} \cdot \sin(2\pi U_{i+1}) \quad (B.2b)$$

biçiminde dönüştürülmüş olurlar (Ruiz ve Penzien, 1969). $\{W_i\}$ kümesinin barındırdığı N adet ayırık değer, zamanın bir fonksiyonu $W_{kr}(t)$ şekline Δt aralığında doğrusal değiştikleri kabul edilerek dönüştürülürler.

Dalga formu $W_{kr}(t)$ ye ait oto-korelasyon fonksiyonu

$$R_{W_{kr}}(\tau) = \begin{cases} \frac{\pi S_0}{3\Delta t} \left[4 - 6\left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^2 + 3\left(\frac{|\tau|}{\Delta t}\right)^3 \right] & 0 \leq |\tau| \leq \Delta t \\ \frac{\pi S_0}{3\Delta t} \left[8 - 12\frac{|\tau|}{\Delta t} + 6\left(\frac{\tau}{\Delta t}\right)^2 - \left(\frac{|\tau|}{\Delta t}\right)^3 \right] & \Delta t \leq |\tau| \leq 2\Delta t \\ 0 & 2\Delta t \leq |\tau| \end{cases} \quad (B.3)$$

elde edilmiş olur. Burada spektral güç yoğunluk fonksiyonu şiddeti S_0

$$S_0 = \frac{\sigma^2 \Delta t}{2\pi} \quad (B.4)$$

değerindedir. (B.3) ifadesine Fourier dönüştürümü uygulanarak,

$$S_{W_{kr}}(\omega) = \frac{6 - 8\cos(\omega\Delta t) + 2\cos(2\omega\Delta t)}{(\omega\Delta t)^4} \cdot S_0 \quad (B.5)$$

elde edilen spektral güç yoğunluk fonksiyonunda $\Delta t \rightarrow 0$ için şiddeti S_0 olan Gaussian beyaz gürültü işleyimine ulaşılmış olur.

ÖZGEÇMİŞ

Beyza Taşkın 1971 yılında İstanbul'da doğdu. 1981 yılında Kızıltoprak Melahat Şefizade İlkokulundan mezun olup, Kadıköy Anadolu Lisesine girdi. Bu okuldan mezun olduğu 1988 yılında İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, İnşaat Mühendisliği bölümüne başladı. 1992 yılında İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Deprem Mühendisliği programında başladığı yüksekisans eğitimini 1994 yılında tamamladı ve aynı yıl İ.T.Ü. Fen Bilimleri Enstitüsü, İnşaat Mühendisliği Anabilim Dalı, Yapı Mühendisliği bölümünde doktora çalışmasına başladı.

Mayıs 1993 den bu yana İ.T.Ü. İnşaat Fakültesi, Yapı Anabilim Dalı, Betonarme Çalışma Grubunda Araştırma Görevlisi olarak çalışan Taşkın, 01.10.1995 Dinar, 27.06.1998 Adana, 17.08.1999 Kocaeli ve 12.11.1999 Düzce depremlerinin hasar tespiti, onarım ve güçlendirme projelerinde aktif olarak görev almıştır.

